

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Saïda – Dr Tahar Moulay – Faculté de Technologie
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE



MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER EN GENIE CIVIL
OPTION : STRUCTURE

**Etude d'un bâtiment (R+7+S-sol) à usage
d'habitation et commercial**

Présenté par :

M^{elle} AOUAR CHAHRAZED

M^{elle} AOUAR HANANE

Soutenu en Septembre 2021, devant le jury composé de :

Mr. RABHI Mohamed

Mr. BELLIA Zouhir

Mr. BENNOUN Mohamed

Président

Examineur

Encadreur

Année universitaire 2020 / 2021



Remerciements

En premier lieu, nous remercions Dieu tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience afin démener ce modeste travail à terme.

Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promoteur Mr MOHAMED BENNOUN pour ces orientations et précieux conseils tout au long de notre travail.

Nous tenons également à remercier toute personne qui, de près ou de loin, nous a apporté aide et encouragements.

Enfin, nous remercions les membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre modeste travail et qui nous feront l'honneur de juger et enrichir notre travail par leurs propositions.





Dédicaces

Je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde

Après mon DIEU pour leurs sacrifices :

A Mes chers parents que dieu les garde et préserve.

A Mes frères et mes sœurs

A ma chère MILOUDI FATIMA ZAHRA WIAM

A toute la famille AOUAR sans exception.

*Sa bienveillance et sa patience au cours d'élaboration de ce
travail*

Mes amis intimes

A toute la promotion de 2021

إلى كل من وسعهم ذاكرتي ولم تسعهم مذكرتي

إليك أنت يا من تتصفح مذكرتي...



ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لبناية سكنية ,من سبعة طوابق +طابق ارضي + طابق تحت الأرض + طابق علوي سكني، ذات استخدام متعدد، محققة بواسطة الأعمدة والجدران المسلحة. وهذا المشروع متواجدا بولاية سعيدة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية (I) حسب مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل بعد زلزال 21 ماي 2003 ، قياس وتسليح العناصر الأساسية والثانوية، تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها حسب مقياس 91 BAEI ومقياس الاسمنت المسلحة .93(CBA)، ومقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري (RPA99/version2003) الدراسة الديناميكية للبناية تمت باستعمال برنامج الحساب بتقنيات العناصر المنتهية كما تهدف هذه الدراسة إلى معرفة تأثير الجدران المسلحة ودورها في البناية.

Résumé

Le présent mémoire est une étude d'une structure R+7+Sous-sol +Comble habitable à usage multiple, contreventée par des poteaux et voiles porteurs, implantée à SAIDA.

Cette région est classée en zone sismique (I) selon le RPA-99 / version 2003.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs et secondaires a été fait Conformément au BAEI 91, CBA93 et RPA99/version2003. L'analyse dynamique de la Structure a été réalisée par le logiciel de calcul par élément finis ROBOT2014.

Abstract

This memory is a study of a structure R + 7 + Basement + Attic living, for multiple uses, braced by structural columns and bearing walls, located in SAIDA. This region is classified as seismic zone (I) according to the RPA-99/2003 version.

Pre-design carriers and secondary elements was done in accordance with the BAEI 91, CBA93 and RPA99/version 2003. Dynamic analysis of the structure was performed Out by calculating finite element software ROBOT2014

Principales notations utilisées

A : Coefficient d'accélération de zone
 A_a : Section d'armature en appui
 A_l : Section d'armature longitudinale
 A_{min} : Section d'armature minimale déterminée par les règlements
 A_r : Section d'armature de répartition
 A_{ser} : Section d'armature d'état limite de service
 A_t : Section d'armature de travée ou transversale
 A_u : Section d'armature d'état limite ultime de résistance
 A_x : Section d'armature du sens x-x
 A_y : Section d'armature du sens y-y
 A' : section d'armature comprimée
 A_1 : Section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée
 A_2 : Section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée
 B_r : Section réduite du béton
 C_p : Facteur de force horizontale
 C_s : Coefficient de sécurité
 C_r : Charge de rupture
 C_{rn} : Charge de rupture minimale nécessaire
 D : coefficient d'amplification dynamique
 E : module de déformation longitudinale
 E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée
 E_{iv} : Module de déformation longitudinale différée
 G : action permanente
 H : hauteur
 HA : armature à haute adhérence
 I : moment d'inertie
 I_f : Moment d'inertie fictif
 J : action permanente avant mise en place des cloisons
 L : longueur
 L_e : Longueur en élévation
 L_n : Entre axe des nervures
 L_p : Longueur en plan

M_l : Masse linéaire
 M_{ser} : Moment fléchissant d'état limite de service
 M_t : Moment fléchissant de travée
 M_u : Moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
 M_w : Moment fléchissant de la gauche
 M_x : Moment fléchissant du sens x-x
 M_y : Moment fléchissant du sens y-y
 M_0 : Moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
 N : effort normal
 N_e : Effort normal au centre de la section
 N_{pp} : Effort normal dû au poids des poutres principales
 N_{ps} : Effort normal dû au poids des poutres secondaires
 nN_{ser} : Effort normal d'état limite de service
 N_u : Effort normal d'état limite ultime de résistance
 P : poids propre ; périmètre
 Q : action variable quelconque ; facteur de qualité
 R : rayon ; coefficient de comportement de la structure
 S : surface
 S_r : surface du radier
 T : effort tranchant
 T_x : Période fondamentale dans le sens x-x
 T_y : Période fondamentale dans le sens y-y
 U_c : Périmètre du contour
 V : action sismique ; effort horizontal
 V_t : Effort sismique à la base de la structure
 W : poids total de la structure
 W_p : Poids de l'élément en considération.
 a : longueur ; distance ; dimension
 b : largeur
 b_0 : Largeur de la nervure
 b_1 : Largeur de poteau
 c : enrobage
 d : hauteur utile

M : moment fléchissant

M_a : Moment fléchissant en appui

M_c : Moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console

M_d : Moment fléchissant de la droite

M_e : Masse du câble ; moment au centre de la section

M_f : Moment fléchissant totale

M_g : Moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps

M_j : Moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons

e : excentricité ; espacement

e_a : Excentricité additionnelle

f : flèche

f_c : Contrainte caractéristique du béton à la compression

f_e : Limite élastique d'acier

f_t : Contrainte caractéristique du béton à la traction

g : giron de la marche

h : hauteur

h_c : Hauteur du corps creux

h_d : Hauteur de la dalle

h_e : Hauteur libre

h_{moy} : Hauteur moyenne

h_t : Hauteur totale

h' : hauteur de la zone nodale

h_1 : hauteur du poteau

i : rayon de giration
 j : nombre des jours
 l : longueur ; distance
 l_f : longueur de flambement
 l_x : La petite dimension du panneau de la dalle
 l_y : La grande dimension du panneau de la dalle
 l' : longueur de la zone nodale
 l_0 : longueur libre
 q_b : Charge linéaire induite par les marches
 q_{eq} : Charge linéaire équivalente
 q_l : Charge linéaire
 q_{ser} : Charge linéaire d'état limite de service
 q_u : Charge linéaire d'état limite ultime de résistance
 q_p : Charge linéaire du palier
 S : espacement
 t : espacement ; période
 x : abscisse
 y : ordonnée
 y_1 : Ordonnée du centre de gravité de la section homogène
 α : Angle, coefficient sans dimension
 γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
 β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
 ε : Coefficient de réponse
 η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
 θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction
 λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions
 μ : Moment réduit
 ν : Coefficient de poisson
 ρ : Rapport de deux dimensions
 σ : Contrainte de béton ou d'acier
 τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

ψ : Coefficient de pondération

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement

Σ :Sommutation

\emptyset : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

Sommaire

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET.

I.1 Introduction	1
I.2 Présentation de l'ouvrage	1
I.3 caractéristiques géométriques du bâtiment	1
I.4 Les éléments d'une construction	2
I.5 Conception de la structure	2
I.6 Type de coffrage utilisé	4
I.7 caractéristique mécanique des matériaux	4
I.7.1 Béton	4
I.7.2 Les Armatures	9
I.8 Les hypothèses de calcul	10
I.8.1 Les actions.....	11
I.8.2. Combinaisons d'actions	11
I.9 Les règlements utilisés	11
I.10 Les logiciels utilisés	12

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

II.1.Introduction.....	13
II.2.Pré dimensionnement des planchers	13
II.2.1.plancher a corps creux	13
II.2.2Plancher dalle pleine.....	14
II.3.Pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutre, voile).....	15
II.3.1. Pré dimensionnement des poutres.....	15
a) Pour Les poutres principales (porteuses sens transversal)	17
b) Les poutres secondaires (sens longitudinal).....	17
II.4 : Évaluation des charges permanents et surcharges d'exploitations.....	18
II.5.Pré dimensionnement des Poteaux	22

II.6.Pré- dimensionnement des voiles	32
--	----

CHAPITRE III : ETUDE DES PLANCHERS

III.1 Introduction	34
III-1- Plancher à corps creux.....	34
III-1-1- détermination des dimensions des poutrelles.....	34.
III-1-2- Ferrailage de la table de compression.....	35
III-1-3-Etude des poutrelles.....	36
III.1.3.1.Evaluation des charges	38
III.1.3.2 Méthode forfaitaire	39
III.1.3.3.Détermination des armatures.....	50
III-1-4-Vérification de la flèche au niveau du plancher.....	54
III-2- Etude des dalles pleines.....	58
III.2.1.Schéma statique des différents types des panneaux	59
III.2.2 Détermination des moments dans les panneaux.....	59
III.2.2.1 Calcul des moments	59
III.2.2.2.Calcul de l'effort tranchant (T).....	61
III.2.3 Vérification de la flèche	64

CHAPITRE IV : ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

IV..Introduction.....	66
IV.1.Etude de balcon.....	66
IV.1.1. Descente des charges	67
IV.1.2.Evaluation des charges	68
IV.1.3.Calcul de ferrailage	68
IV.1.4.Vérification des contraintes	69
IV.1.5.Vérification d'effort tranchant	69
IV.1.6 Vérification de la flèche	70

IV.1.7. LE CONTRE POIDS	70
IV.2. .Etude d'escalier.....	71
IV.2.1 définition	71
IV.2.2 type d'escalier.....	72
IV.2.2.1.Pré dimensionnement de type 1	72
IV.2.2.2.Descente de charges	73
IV.2.2.3Combinaisons d'action.....	74
IV.2.2.4.Calcul les sollicitations.....	75
IV.2.2.5Calcul de ferrailage	80
IV.2.2.6.Vérification des contraintes de cisaillement	83
IV.2.2.7.Schéma de ferrailage.....	84
IV.2.3 Calcul de la poutre palière	84
IV.2.3.1 Pré dimensionnement	85
IV.2.3.2.Evaluation des charges.....	85
IV.2.3.3.Combinaisons fondamentales.....	86
IV.2.3.4.Calcul les Sollicitations.....	86
IV.2.3.5.Calcul du ferrailage	87
IV.2.3.6.VERIFICATION DE LA FLECHE	90
IV.2.4.Pré dimensionnement type 2.....	92
IV.2.4.1.Descente de charges	93
IV.2.4.2Combinaisons d'action.....	94
IV.2.4.3.Calcul les sollicitations.....	94
IV.2.4.4Calcul de ferrailage	99
IV.2.2.5.Vérification des contraintes de cisaillement	102

IV.3.Etude de l'ascenseur

IV.3.1.Etude de la dalle de l'ascenseur

IV.3.2Calcul des sollicitations

IV.3.3Vérification au cisaillement

IV.3.4.Vérification des contraintes

IV.3.5.Vérification de la flèche

IV.3.6.Ferraillage de la dalle de la salle des machines

IV.3.7.Vérification au poinçonnement

IV.4.Etude de l'acrotère

IV.4.1.Evaluation des charges

IV.4.2.Calcul du ferraillage

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

V.1- Introduction

V.2- Objectif de l'étude dynamique

V.3- Modélisation de la structure étudiée

V.4- Choix de la méthode de calcul

V.4.1- Méthode dynamique modale spectrale

V.4.2- Modélisation

V.4.3- Combinaison d'action

V.5 Spectre de réponse de calcul

V.5.1 Calcul du poids total de chaque plancher

V.5.2 Préparation des données de Robot Structural Analysis Professional 2014

V.5.3 Évaluation de la force sismique

V.5.3.1 résultante de la force sismique

V.5.3.2 La force sismique à la base

V.6 Vérification des déplacements

V.7 Vérification de la période

V.8 Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$

V.9 Vérification au renversement

V.10 L'effort normal réduit dans les poteaux

V.11 conclusion

CHAPITRE VI: ETUDE DES ELEMENTS STRUCTUREAUX

VI.1. Introduction :

VI.2 Etude des poutres

VI.2.1 Ferrailage des poutres

VI.2.1.1. Exemple de calcul

VI.3.Ferrailage des poteaux

VI.4. Etude des voiles de contreventement

VI.4. 1) FERRAILLAGE DES VOILES

CHAPITRE VII : ETUDE D'INFRASTRUCTURE

VII.1.Introduction

VII.2. Etude du mur voile périphérique

VII.3. Etude de la fondation

VII.3.1. Introduction

VII.3.2. Choix du type de fondation

VII.3.3. Etude du radier nervuré

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions.

Les ingénieurs de génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des usagers et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à des mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent des divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

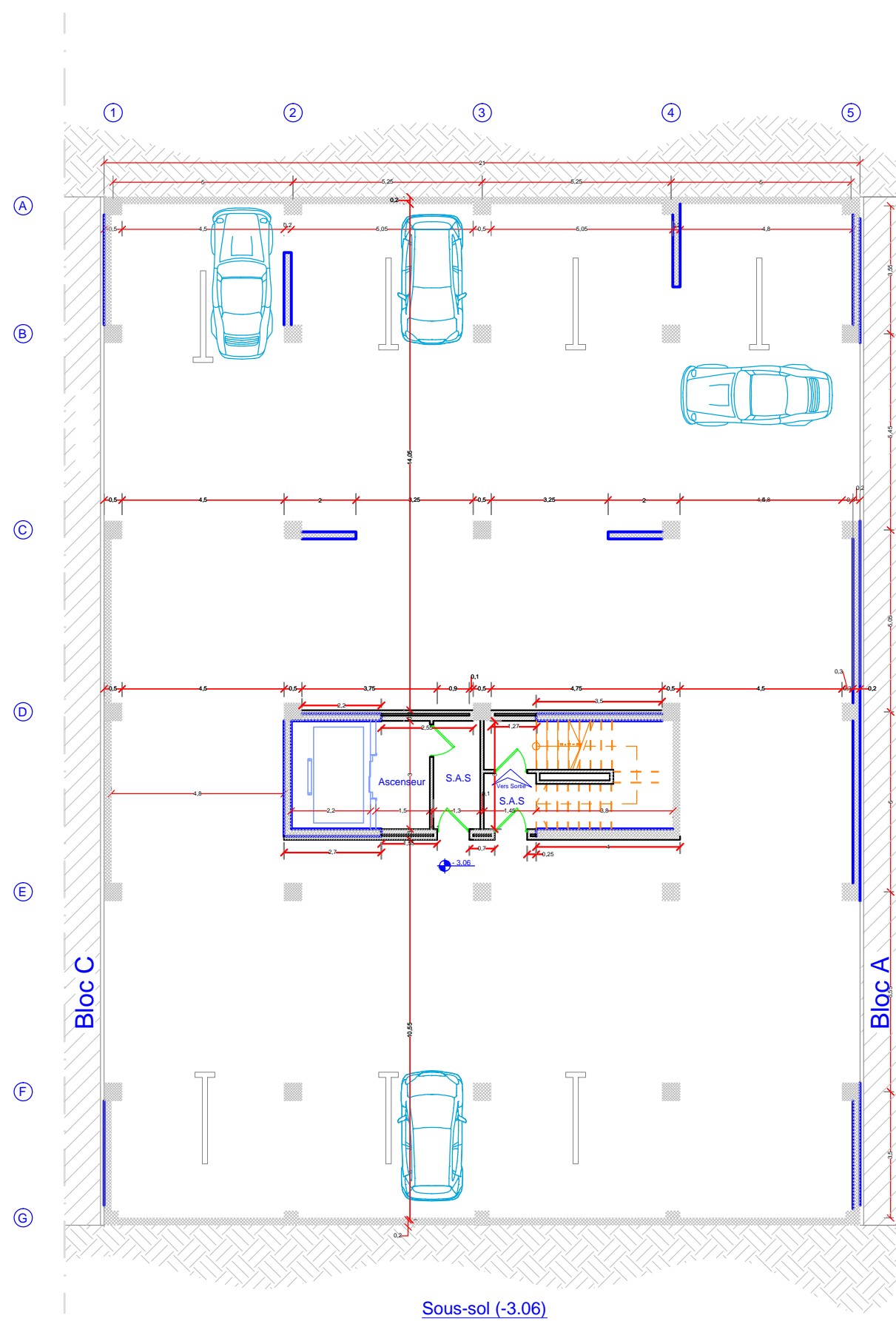
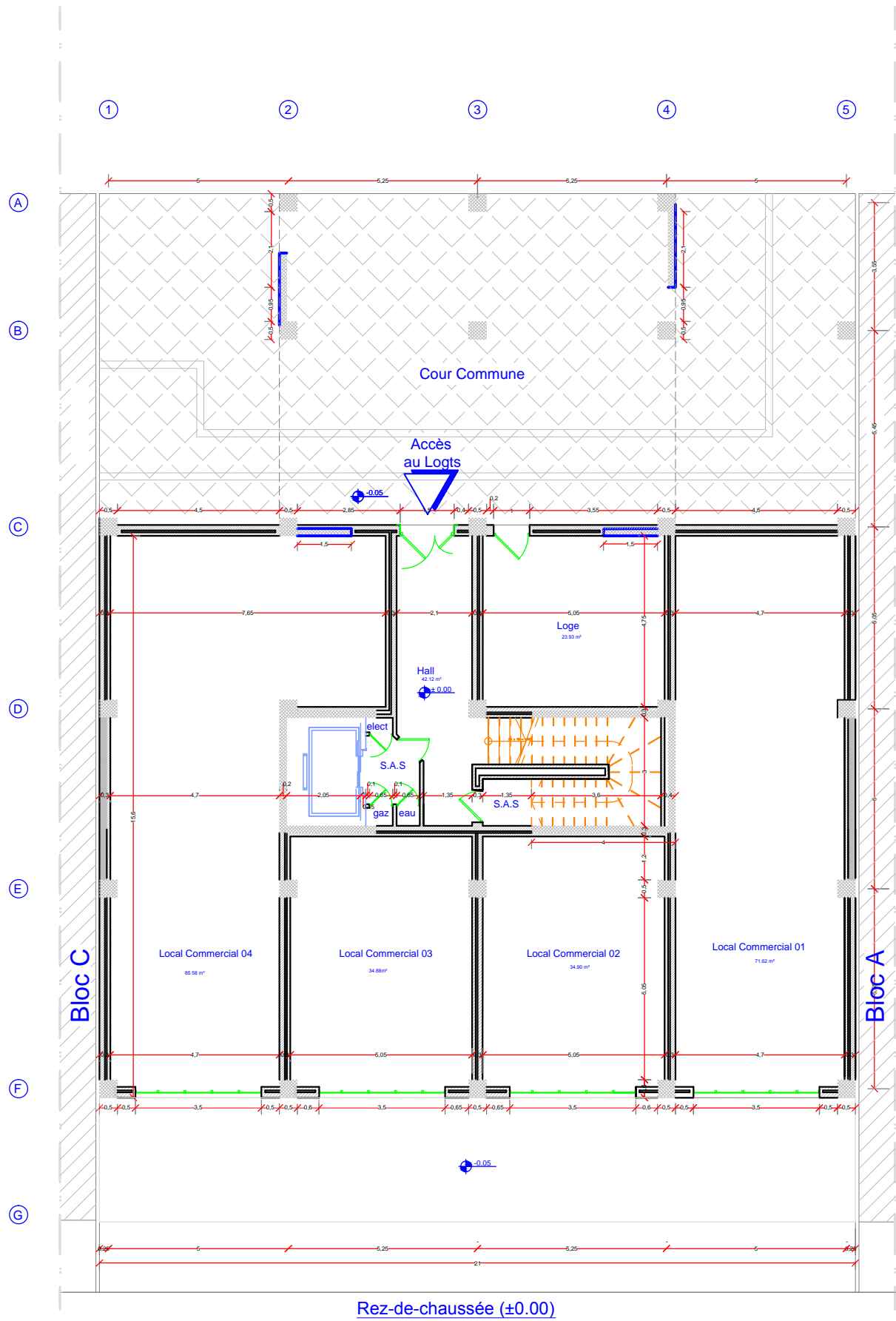
Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au domaine de Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

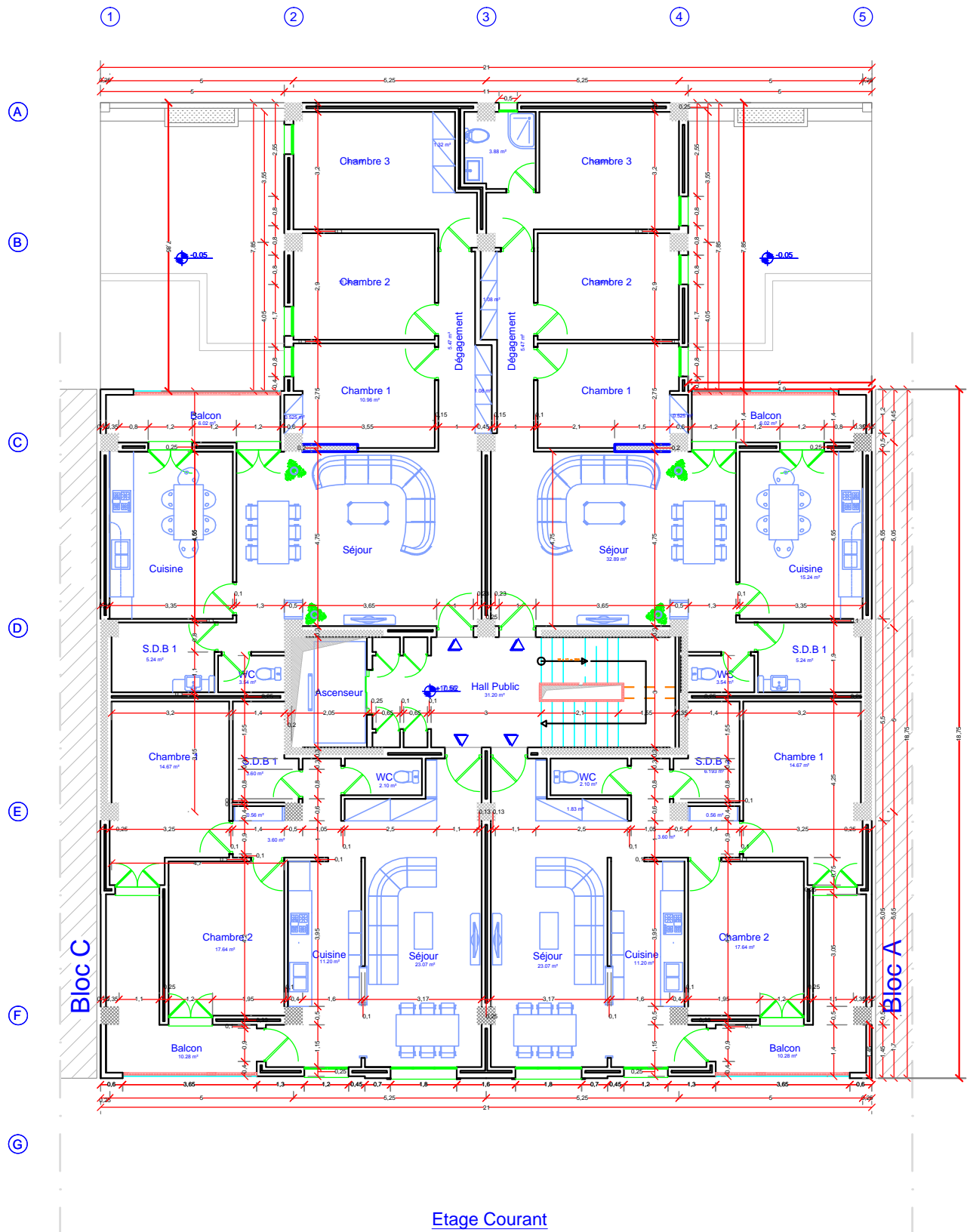
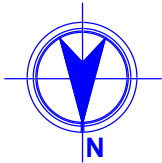
Dans notre projet d'étude d'un bâtiment sous-sol + R + 7 + comble habitable à usage multiple contreventé par des voiles porteurs, la structure est soumise à un spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ROBOT 2014.

Chapitre I :

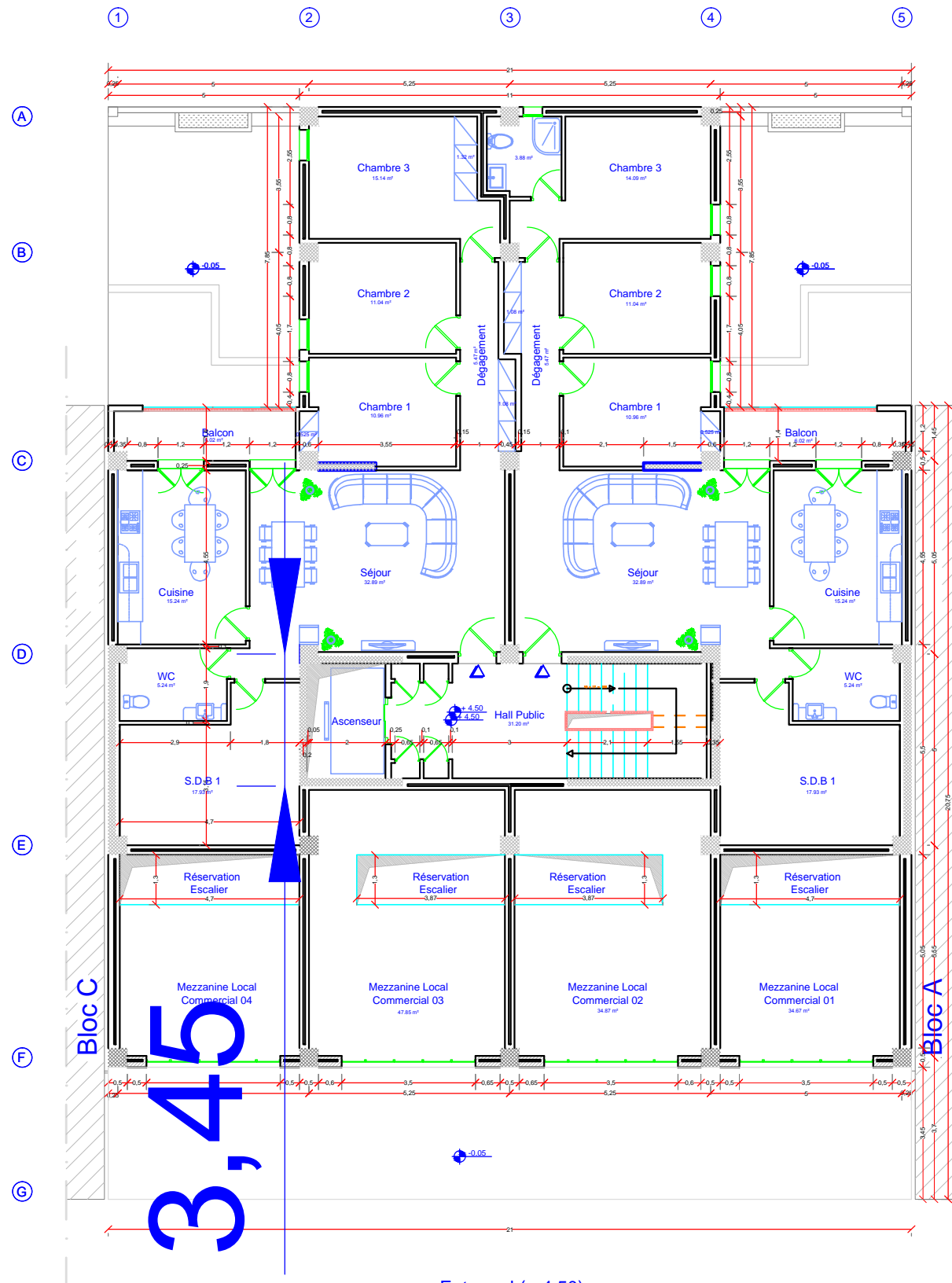
prestation de projet



Etage:	Log:	Désignation de l'espace:	Surface Habitative:
RDC		Loge	23.93 m²
		Local commercial 01	71.62 m²
		Local commercial 02	34.90 m²
		Local commercial 03	34.90 m²
		Local commercial 04	85.58 m²
		Circulation cage d'escalier	42.12 m²

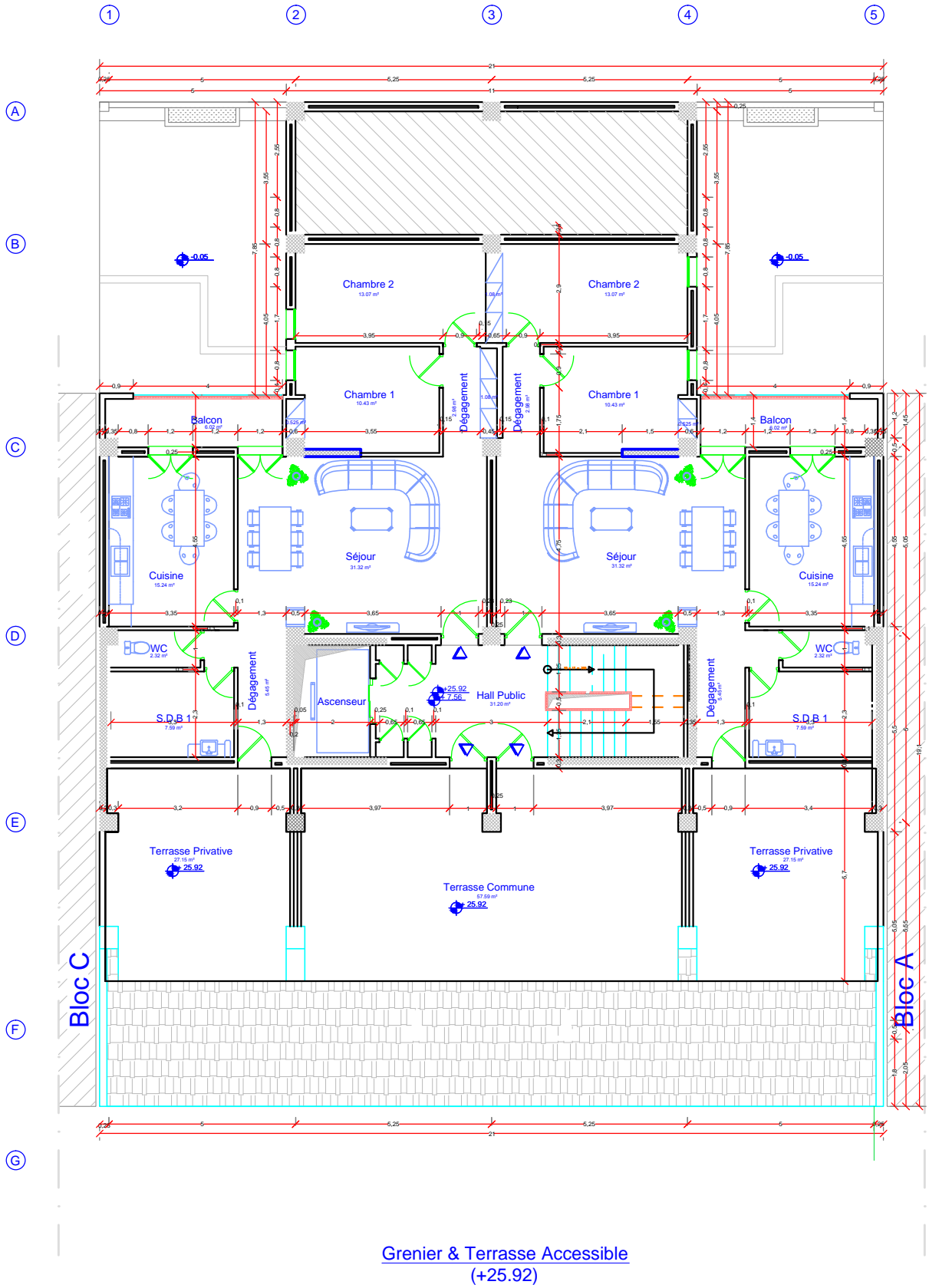
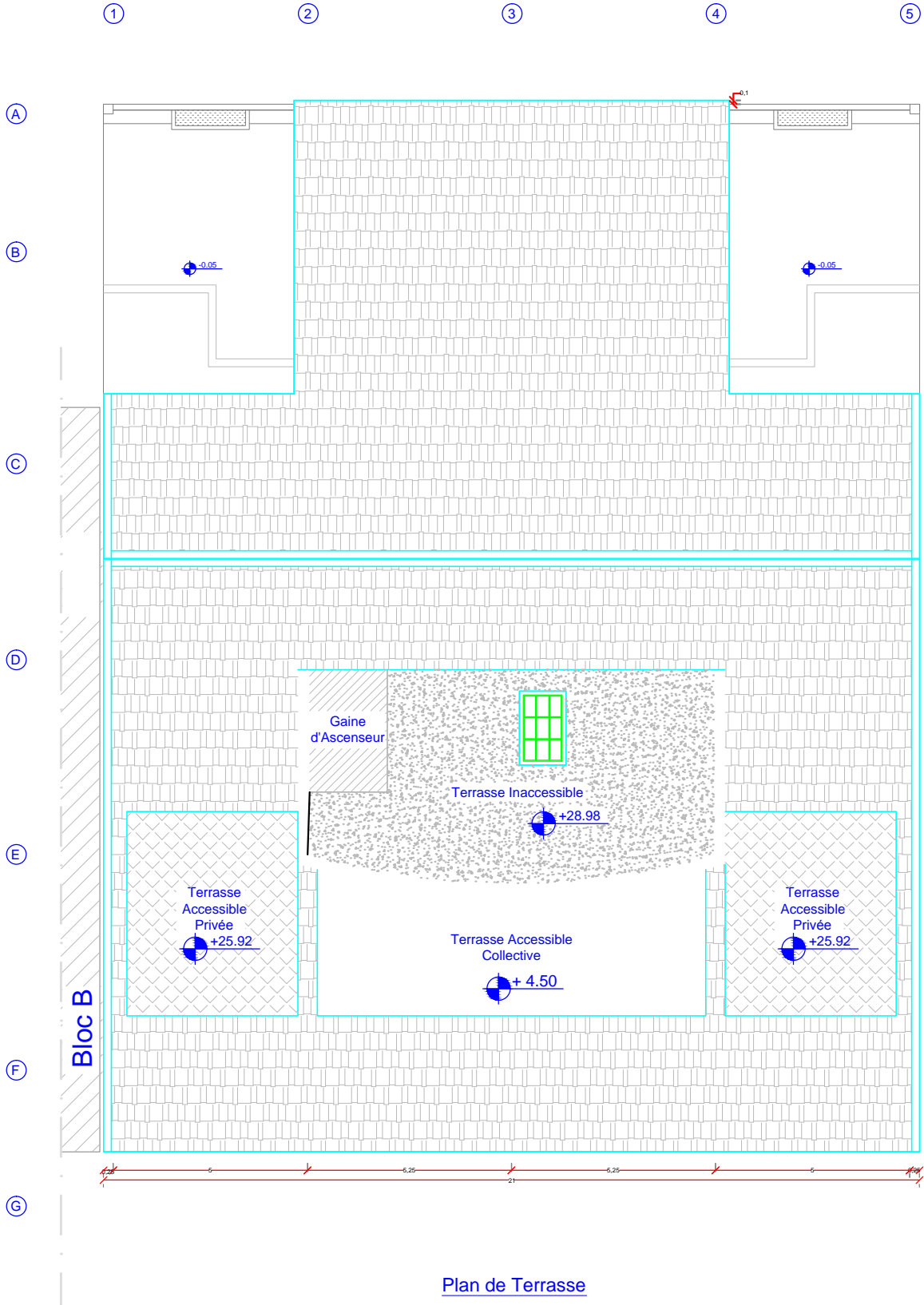
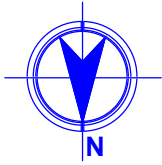


Etage Courant
(+7.56,+10.62m,13.68,+16.74+19.80,et +22.86m) .

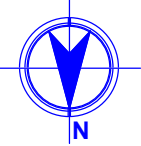


Entre-sol (+ 4.50)

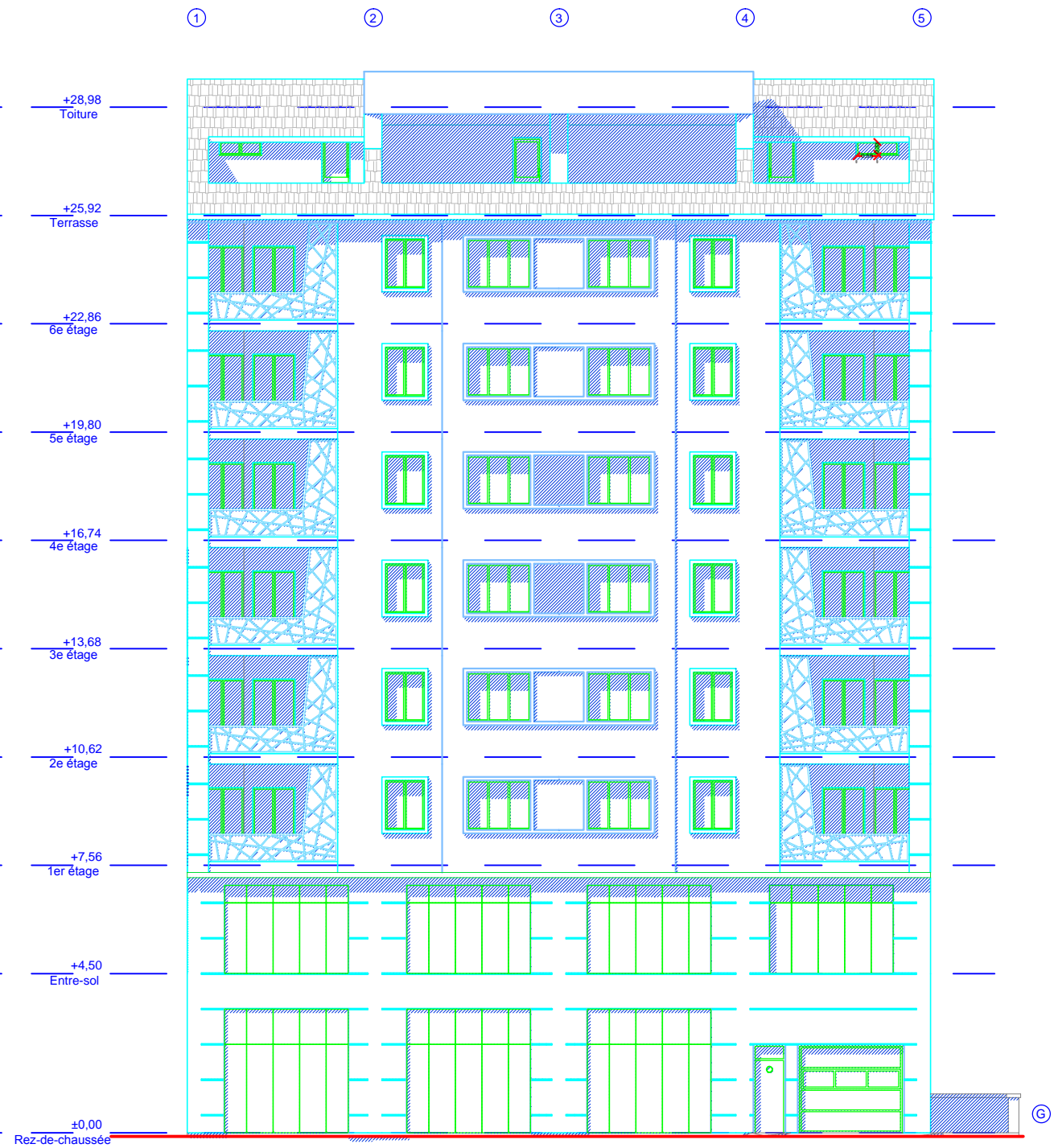
Etage:	Log:	Désignation de l'espace:	Surface Habitables
Entre-sol (+4.50m) (Surface Totale: 442.12 m²)	Ht	Cuisine	15.24 m²
		Séjour	32.89 m²
		S.D.B	0 m²
		W.C	0 m²
		Dégagement	5.47 m²
		Chambre 01	10.96 m²
		Chambre 02	11.04 m²
		Chambre 03	17.97 m²
		Balcon	6.02 m²
		Circulation cage d'escalier	31.20 m²
2e au 6e étage : (+10.62m, +13.68m, +16.74m, +19.80m, +22.86m) (Surface Totale: 470.00 m²)	Ht	Cuisine	15.24 m²
		Séjour	32.89 m²
		S.D.B	0 m²
		W.C	0 m²
		Dégagement	5.47 m²
		Chambre 01	10.96 m²
		Chambre 02	11.04 m²
		Chambre 03	17.97 m²
		Balcon	6.02 m²
		Circulation cage d'escalier	31.20 m²
3e au 6e étage : (+10.62m, +13.68m, +16.74m, +19.80m, +22.86m) (Surface Totale: 470.00 m²)	Ht	Cuisine	15.24 m²
		Séjour	32.89 m²
		S.D.B	0 m²
		W.C	0 m²
		Dégagement	5.47 m²
		Chambre 01	10.96 m²
		Chambre 02	11.04 m²
		Chambre 03	17.97 m²
		Balcon	6.02 m²
		Circulation cage d'escalier	31.20 m²
4e au 6e étage : (+10.62m, +13.68m, +16.74m, +19.80m, +22.86m) (Surface Totale: 470.00 m²)	Ht	Cuisine	15.24 m²
		Séjour	32.89 m²
		S.D.B	0 m²
		W.C	0 m²
		Dégagement	5.47 m²
		Chambre 01	10.96 m²
		Chambre 02	11.04 m²
		Chambre 03	17.97 m²
		Balcon	6.02 m²
		Circulation cage d'escalier	31.20 m²
5e au 6e étage : (+10.62m, +13.68m, +16.74m, +19.80m, +22.86m) (Surface Totale: 470.00 m²)	Ht	Cuisine	15.24 m²
		Séjour	32.89 m²
		S.D.B	0 m²
		W.C	0 m²
		Dégagement	5.47 m²
		Chambre 01	10.96 m²
		Chambre 02	11.04 m²
		Chambre 03	17.97 m²
		Balcon	6.02 m²
		Circulation cage d'escalier	31.20 m²
6e au 6e étage : (+10.62m, +13.68m, +16.74m, +19.80m, +22.86m) (Surface Totale: 470.00 m²)	Ht	Cuisine	15.24 m²
		Séjour	32.89 m²
		S.D.B	0 m²
		W.C	0 m²
		Dégagement	5.47 m²
		Chambre 01	10.96 m²
		Chambre 02	11.04 m²
		Chambre 03	17.97 m²
		Balcon	6.02 m²
		Circulation cage d'escalier	31.20 m²



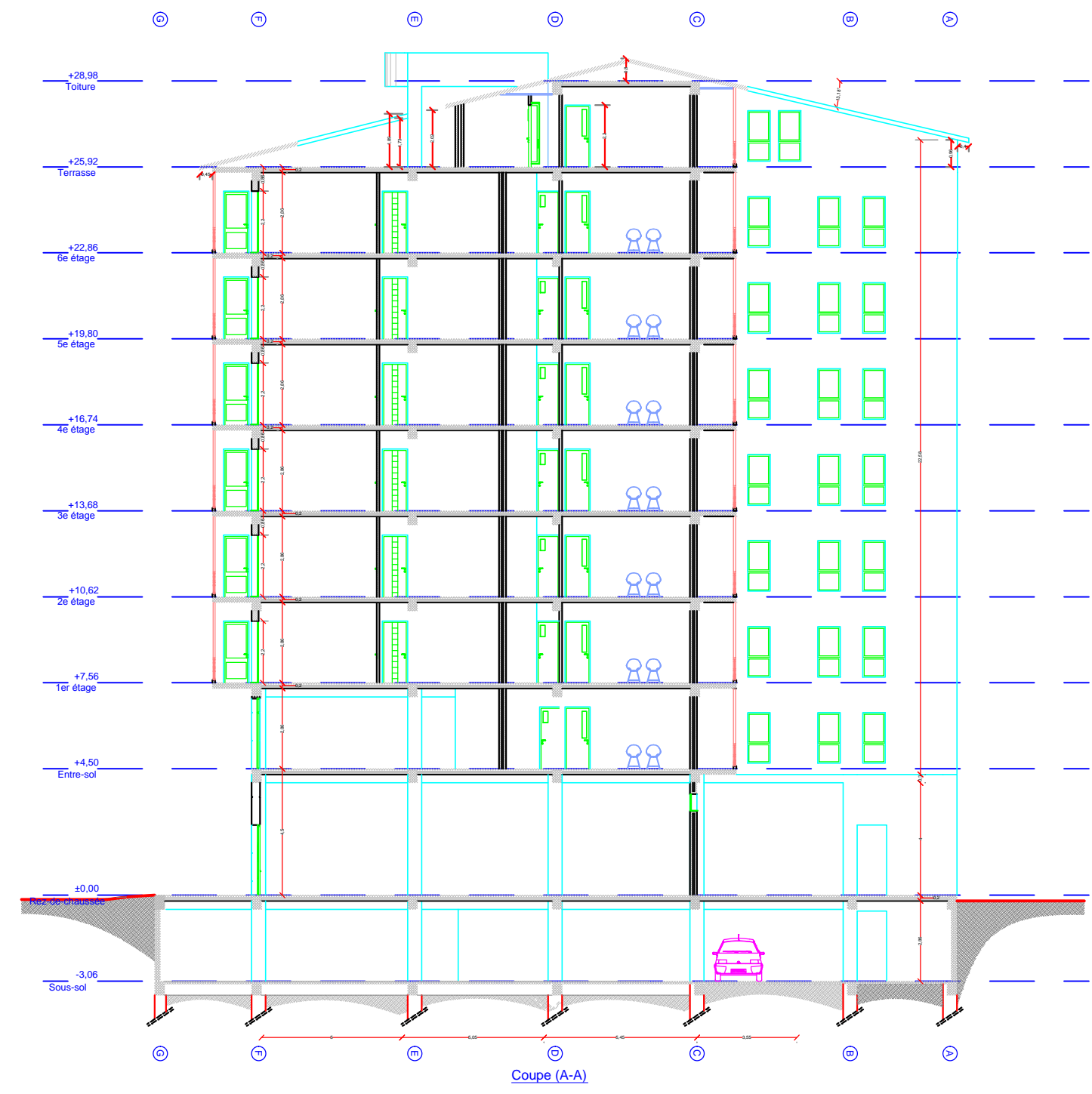
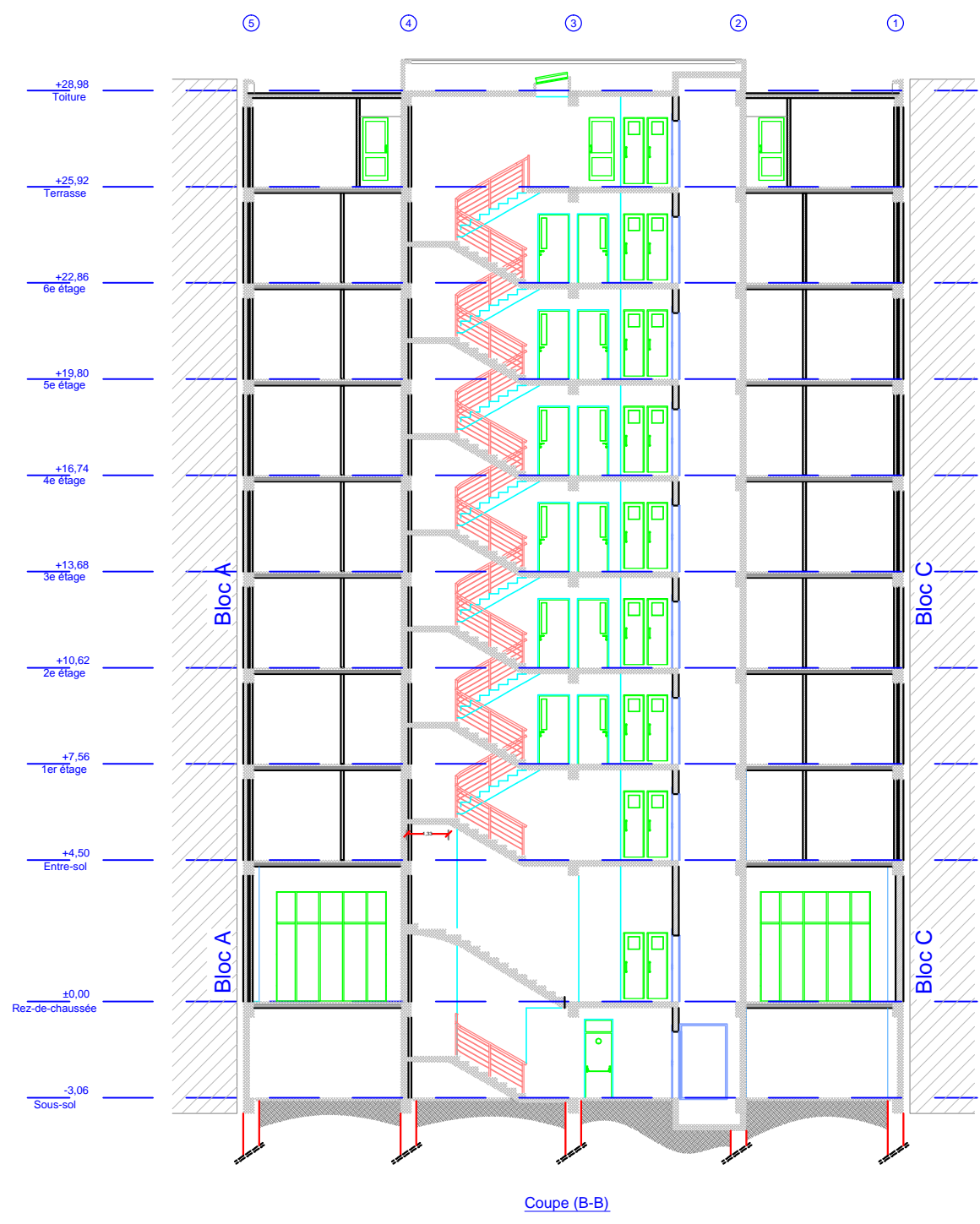
Etage:	Log:	Désignation de l'espace:	Surface Habitée:
Grenier & Terrasse Accessible (Niv +25.92)	m²	Cuisine	15.24 m²
		Séjour	31.52 m²
		S.D.B.	7.99 m²
		W.C.	2.32 m²
		Dépassement	8.43 m²
		Chambre 01	10.43 m²
		Chambre 02	13.07 m²
		Placard	1.08 m²
		Balcon	6.02 m²
		Terrasse Privative	27.15 m²
		Circulation cage d'escalier	31.20 m²
		Terrasse commune	57.59 m²



Façade Postérieure



Façade Principale



I.1 Introduction

Le Béton Armé est parmi les matériaux de construction qui est le plus utilisé et le plus économique dans la plupart des constructions. Il est le plus répandu dans notre pays du fait que la majorité des ouvrages sont construits en béton armé.

Il constitue une branche de Génie Civil qui a pour but de dimensionner les ouvrages.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) soumis aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type de matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Le projet objet de notre mémoire consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commerciale composé d'un sous-sol et Rez-de-chaussée plus 7 étages et comble habitable, de forme régulière en plan et en élévation implanté dans la Wilaya de SAIDA, qui est une zone de faible sismicité (*I*) selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99/Version 2003). Le site est considéré comme un site meuble (*S3*).

Le sous-sol est un parking et RDC est pour vocation commerciale (Magasins), et les autres étages sont des logements d'habitation.

I.3 Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont :

Longueur de sous-sols.....	28,60m
Longueur de RDC et 1 ^{er} étage.....	25,10m
Longueur d'autre étage.....	26,55m
Largeur en plan	21m
Hauteur des sous-sols.....	3,06m
Hauteur du RDC	4,50 m
Hauteur étage courant	3,06m
Hauteur totale du bâtiment (avec toiture)	29,78m

I.4 .Les éléments d'une construction

Les principaux éléments d'une construction comprennent :

- Les fondations, qui permettant à la construction de reposer sur le sol tout en la supportant et en assurant sa stabilité.
- La structure ou ossature, qui assure la stabilité aérienne de l'ouvrage, supporte toutes les charges appliquées et transmet aux fondations les sollicitations dues au poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux constructions exercées par le Vent, la neige, les secousses sismiques, ... etc.
- Les murs porteurs qui peuvent être intégrés à la structure, Ainsi que les poteaux, les poutres et les planchers qui définissent l'ossature.
- Les cloisons intérieures ou murs de refends, qui peuvent être parfois intégrés à la structure.
- Les systèmes de circulation verticale : escaliers.
- l'enveloppe, constituée de la façade, des pignons et de la toiture, qui sépare l'intérieur de l'extérieur de la construction et qui la protège des sollicitations diverses : pluie, vent, chaleur, froid, bruit, lumière solaire, ... etc. Elle joue un rôle fondamental dans les économies d'énergie.

I.5 Conception de la structure

1. Planchers

Nous avons utilisé deux types de plancher :

a. Planchers en dalle pleine :

Pour certaines zones on utilise des dalles pleines comme dans la dalle de sous-sol et le palier de repos des escaliers.

b. Planchers à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé espacées de **60 cm**, de corps creux (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur (**4 à 5 cm**) en béton armé.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Minimiser le coût de coffrage.

2. Contreventement

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent.

En utilisant pour cela :

- Des voiles intérieurs et dans les deux sens longitudinal et transversal.
- Des portiques constituent par des poteaux et des poutres.

3. Escaliers

Sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticales des personnes entre les étages. Ils sont construits en B.A.

4. Balcons :

Les balcons sont réalisés en :

- Consoles par dalle pleine en béton armé.
- Dans certaines zones en dalle en corps creux.

5. ascenseur

Un ascenseur est un transport vertical assurant le déplacement en hauteur.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

6. Acrotères:

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 50cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

7. Terrasse : dans notre bâtiment, on distingue deux types de terrasse :

- Une terrasse du bâtiment est inaccessible.
- Une autre accessible (comble et toiture).

8. La toiture :

La toiture est une dalle pleine et en tuiles béton ou rouge, présentent une forte résistance au gel et aux intempéries

9. Maçonnerie

Ils se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit.

- Les murs de façade sont constitués par double parois en briques creuses, dont l'épaisseur est (15 + 10) cm, séparés par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

10. Revêtement

- Enduit en ciment pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

11. Fondations

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels. Le système de fondation doit être homogène.

I.6 Type de coffrage utilisé

Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres et les Voiles » sont réalisés par le coffrage métallique ou coffrage en bois.

Pour les planchers corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.7.1 Le Béton

Il est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise.

Dans tous les cas la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de Cylindres droits de révolution de 200 cm² de section avec une hauteur double du diamètre.

Le béton résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression est de l'ordre de 20 à 60 MPa et la résistance à la traction est de l'ordre de 2 à 4 MPa).

- **Les compositions du béton :**

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

a. Ciment:

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b. Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:

✓ Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

✓ Gravier :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être

extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

c. Eau de gâchage:

Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

Dosage du béton

- ❖ 350 kg/m³ de ciment de classe CPA325.
- ❖ 400 litres de sable de diamètre 0/5.
- ❖ 800 litres de gravier de diamètre 5/25.
- ❖ 175 litres d'eau de gâchage.

• Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:

1- Résistance du béton à la compression :

La résistance à la compression d'un béton à un âge de «j» jours est mesurée en écrasant par compression axiale des révolutions de 200 cm² de section et une hauteur $h = 32\text{cm}$. Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge, et définit suivant le dosage du ciment (Kg/m³) elle est notée : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$

$$f_{cj} = j \times \frac{f_{c28}}{4,76 + 0,83 \times j} \quad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = j \times \frac{f_{c28}}{1,4 + 0,95 \times j} \quad \text{Pour : } f_{c28} \geq 40 \text{ Mpa}$$

2- Résistance à la traction :

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

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

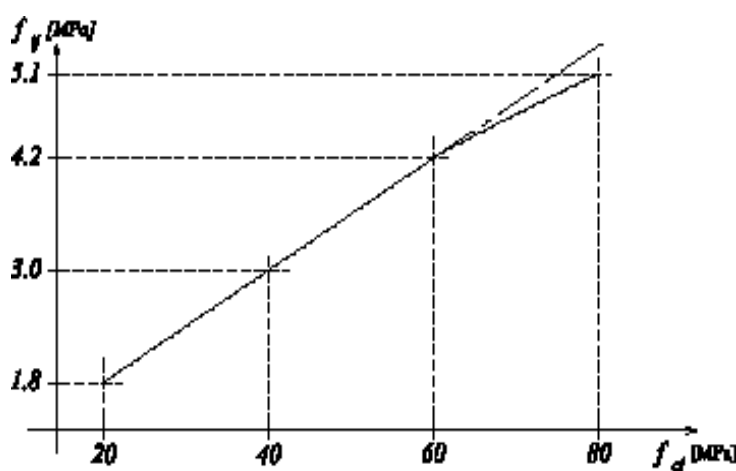


Fig. I.1.: Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de la compression f_{cj}

- **Les contraintes limites :**

En limitant les contraintes à γb (résistance de compression ultime), et en tenant compte des coefficients de sécurité sur les matériaux, on a :

1- Etat limite ultime:

La contrainte ultime du béton en compression: $f_{bu} = 0,85 \times \frac{f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$

Sollicitations durables $\Rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement.

$\theta = 1$ la durée > 24 h

$\theta = 0,9$ la durée est comprise entre 1h et 24h

$\theta = 0,85$ la durée < 1h

Le coefficient de minoration 0,85 : pour couvrir l'erreur faite en négligeant le Fluage du béton.

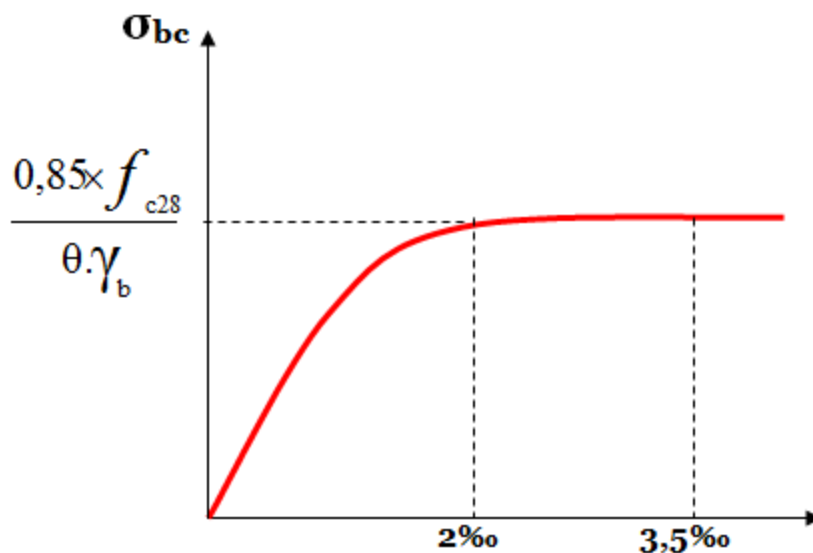


Fig. I. 2 : diagramme contrainte-déformation de béton à L'ELU

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié (**B.A.E.L91 modifié 99.p81**) :

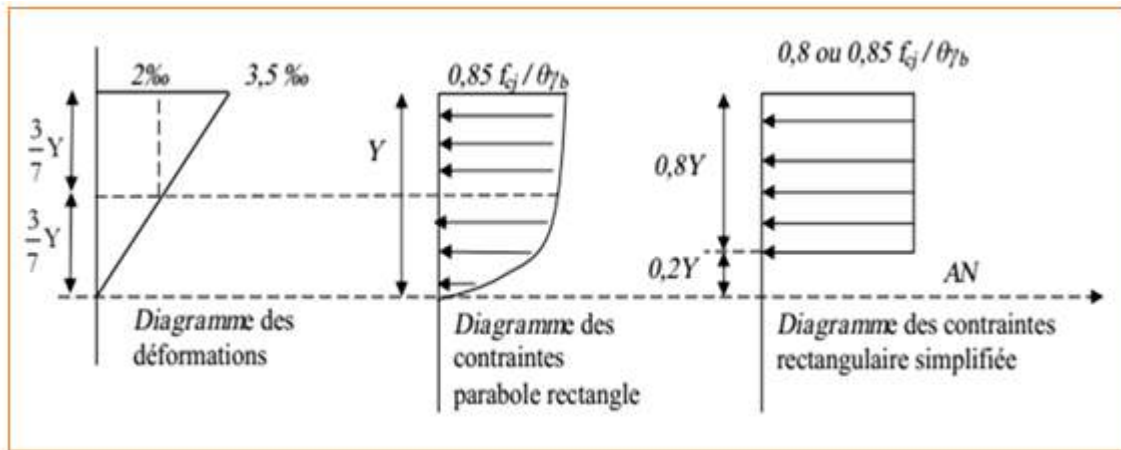


Fig. I.3 Diagramme rectangulaire simplifié

- Sur une distante de **0,2 y** compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.
- Sur la distance restante **0,8 y** la contrainte a pour valeur :
 $\frac{0,85 f_{cj}}{\theta_{\gamma b}}$ Pour les zones comprimées dont la largeur est croissant ou constante vers les fibres les plus comprimées.
 $\frac{0,85 f_{cj}}{\theta_{\gamma b}}$ Pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

2- Etat limite de service:

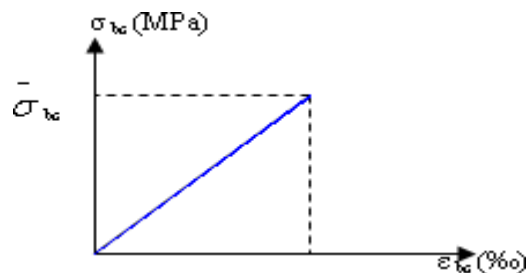


Fig. I.4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\overline{\sigma}_{bc} \geq \sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par la formule suivante

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec : T_u = l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

b = Largeur de la section

d = Hauteur utile de la poutre

On vérifie par suite que:

Si la fissuration est peu préjudiciable

$$\tau_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable

$$\tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

- **Coefficient de poisson:**

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$\mu = 0$ aux états limites ultimes (béton fissuré). $\mu = 0,2$ aux états limites de services (béton non fissuré).

- **Retrait :**

Le béton subit des variations dimensionnelles spontanées tout le long de son durcissement, la diminution des dimensions initiales est dite Retrait.

- **Fluage:**

Le fluage est un phénomène de déformation, sous charge indéfiniment appliquée.

I.7.2 Les Armatures

Les armatures en acier a pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections de pièces comprimées. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées. Les armatures d'acier utilisées dans le béton armé sont fabriquées en barres laminées à chaud et en fils étirés à froids.

Type d'acier utilisé :

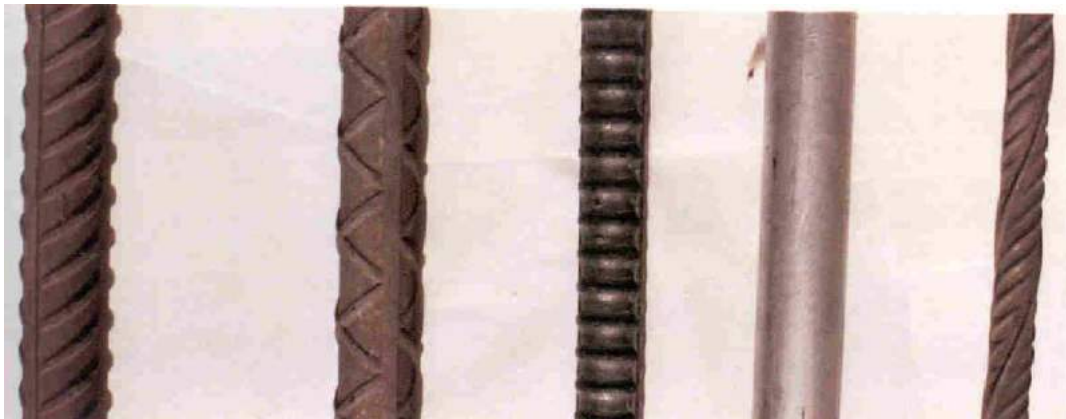
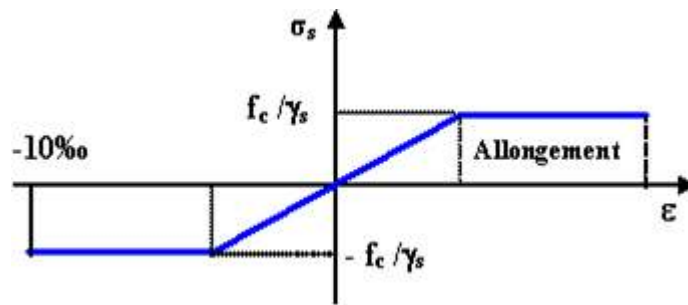


Fig. I.5 : différents type d'acier (H.A ; R.L)

- Barres lisses \Rightarrow FeE 235
- Barres à haute adhérence \Rightarrow FeE400
- Treillis soudé de diamètre 6 à haute adhérence \Rightarrow FeE520

- **Contrainte de calcul d'acier :**

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont dégagées de façon empirique à des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative

1-Etat Limite Ultime « E.L.U » :**Fig. I.6:** diagramme contrainte-déformation d'acier

Les caractéristiques de l'acier utilisé sont :

Module d'élasticité : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$.

Limite d'élasticité selon le type.

Les aciers utilisés en béton se distinguent d'après leurs nuances selon le (BAEL 91 R 99).

La contrainte de l'acier: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier : $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

γ_s : Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1,15$ en Situation durable.

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle.

2- Etat Limite Service (E.L.S) :

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite :

- Fissuration préjudiciable, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s .
- Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_s < \sigma_s$ Avec $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s < \sigma_s$ Avec $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}})$

Avec η : coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour Rond Lisse} \\ 1,60 & \text{pour Haute Adérence} \end{cases}$$

I.8 Les hypothèses de calcul:

- Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :
- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.595 \text{ Mpa}$

I.8.1 Les actions :

Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées ou aux déformations imposées à une construction, l'ouvrage est conçu se trouve dans deux types de situations, à savoir durables et accidentelles, durant lesquelles s'exercent des actions .On distingue :

1. les actions permanentes (G): Ce sont des actions dont l'intensité varie très peu dans le temps elles comportent :

Poids propre des éléments.

Poussée des terres,...etc.

2. les actions variables (Qi) : Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

Surcharge d'exploitation et charges appliquées au cours d'exécution.

Charges climatiques (neige, vent) plus les actions de température, du retrait,...etc.

3. les actions accidentelles (Fa) : Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application: (séisme, explosion,...etc.).

I.8.2. Combinaisons d'actions :

Les sollicitations de calcul à considérer dans les calculs (moments fléchissant, efforts normaux, efforts tranchants) résultent des combinaisons d'actions définies comme suite :

1. Combinaison du BAEL 91:

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

2. Combinaisons d'actions données par le RPA99 version 2003:

$G + Q \pm E$ (E : effort de séisme).

$0,8G \pm E$ (pour les fondations).

$G + Q \pm 1,2E$

I.9 Les règlements utilisés

- B.A.E.L 91 Modifié 99.
- R.P.A 99.
- R.P.A 99 Version2003.
- C.B.A 93.
- D.T.R.

I.10 Les logiciels utilisés

- Auto desk Robot Structural Analysais Professional 2014 : Pour la modélisation de la structure.
- AUTOCAD 2014 : Pour les dessins des plans .

Chapitre II:

pré dimensionnement des éléments structural

II. 1.Introduction :

La phase de pré-dimensionnement est une phase de conception et de dimensionnement de la structure, qui précède la phase de modélisation pour la détermination de la sollicitation.

Avant de procéder à la descente de charges permettant gravitaires le pré dimensionnement, il convient de bien identifier les décompositions des charges qui vont s'appliquer aux :

- ❖ Les planchers.
- ❖ Les poutres.
- ❖ Les poteaux.
- ❖ Les voiles.

Ces dimensionnements sont effectués préliminairement, corrigés éventuellement au Moment des études dynamiques.

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan. Ils ont pour fonction :

- participé à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- Supporter les charges et les surcharges d'exploitation du bâtiment.
- La sécurité contre l'incendie.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

Pour notre projet, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II.2.1.Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé). Pour le pré-dimensionnement de l'épaisseur du plancher on utilise les deux formules de CBA93 suivante

h_t : Épaisseur totale du plancher

h_0 Épaisseur de la dalle de compression

h_1 Épaisseur du corps creux

La condition de rigidité donne

$$\frac{1}{20} \geq h_t \geq \frac{1}{25} \Leftrightarrow h_t \geq \frac{1}{22,5}$$

Avec L portée entre nus des poutrelles :

$L_{\max}: 2,25\text{m} = 525\text{cm}$ entre axe

$L = 525 - 50 = 475\text{cm}$ entre nus

Tableau II.1 : dimensions de plancher à corps creux.

$l_{\max}(\text{m})$	$h_t = \frac{l}{22,5} (\text{cm})$	$\frac{l}{25} \leq h_t \leq \frac{l}{20}$	Le choix
4,75	21,11	$19 \leq h_t \leq 23,75$	On prend $h_t = 20\text{cm}$

- Dalle de Corps creux=16cm
- compression=4cm



Fig. II. 1: dimensionnement de plancher à corps creux

- **Condition d'isolation acoustique :**

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

$h_{\min} \geq 16\text{cm}$ D'où on a : $20 \geq 16\text{cm}$ (Condition vérifiée).

II.2.2 : Plancher dalle pleine :

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

- **Conditions de Résistance à la flexion :** [CBA 93]

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ pour les dalles continues avec $0,4 \leq \alpha \leq 1$

Dalle reposant sur deux appuis : $(L_x / 35) \leq e \leq (L_x / 30)$ pour les dalles continues avec $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0,4$

Où:

L_x : La plus petite portée du panneau de dalle.

L_y : La plus grande portée du panneau de dalle.

On illustre le pré -dimensionnement de tous les panneaux de la dalle dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : dimensions de plancher dalle pleine :

$l_x(m)$	$l_y(m)$	α	$\frac{l_x}{50} \leq h_t \leq \frac{l_x}{40} (cm)$	Le choix
4,5	5,05	0,89	$9 \leq h_t \leq 11,25 \text{ cm}$	16 cm

Donc, on prend : $h = 16 \text{ cm}$

- **Résistance au feu :**

Un dalle $deh = 7 \text{ cm}$

Un dalle de $h = 11 \text{ cm}$: pour assurer un coupe -feu de deux heures.

D'où : $h = 11 \text{ cm}$

- **Condition d'isolation phonique (acoustique):**

Selon les règles « CBA 93 » l'épaisseur des planchers doit être supérieure ou égale à 15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

il faut que : $h \geq 15 \text{ cm}$

Donc, on prend : $h_t = 16 \text{ cm}$

Conclusion :

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante

$$e \geq \max(11; 16; 10)$$

II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutre, voile)

Le but de pré dimensionnement est la détermination de l'ordre de grandeur de chaque élément porteur ou résistant (poteau, poutre et voile) par les règlements en vigueur en respectant l'aspect sécuritaire et économique sur coût d'acier et de béton.

II.3.1. Les poutre

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par le règlement (BAEL, CBA 93), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003); elles doivent vérifier aussi la flèche qui s'effectue à l'aide des formules données par la RDM.

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

- **Selon le (CBA 93):**

✓ La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

✓ La largeur b de la poutre doit être : $0,4h \leq b \leq 0,8h$

Avec :

L : la portée de la poutre le plus grand.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre

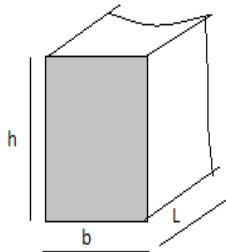


Fig. II.2 : Dimensions de poutre.

a) Pour Les poutres principales (porteuses sens transversal) :

On a entre axe

$$l = 5,55\text{m entre nus}$$

$$\frac{505}{15} \leq h \leq \frac{505}{10}$$

$$33,66\text{cm} \leq h \leq 50,50\text{cm} \Rightarrow \text{On prend: } h = 45\text{cm}$$

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

$$18\text{cm} \leq b \leq 36\text{cm} \Rightarrow \text{On prend : } b = 35\text{cm}$$

- **Condition de RPA 99 "version 2003" Zone I:**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{h}{b} \geq 4,0\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

- **Condition de rigidité**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \frac{45}{505} = 0,089 \geq \frac{1}{16} \text{Condition vérifié}$$

b) Les poutres secondaires (sens longitudinal) :

On a $l=5,25\text{m}$ entre axe

$L = 4,75\text{m}$ entre nus

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10}$$

$31,66 \leq h \leq 47,5\text{cm} \Rightarrow$ On prend : $h = 40\text{cm}$

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

$16 \leq b \leq 32\text{cm} \Rightarrow$ On prend : $b = 30\text{cm}$

- **Condition de RPA 99 "version 2003" Zone I:**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow$ **Condition vérifié**

$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow$ **Condition**

$\frac{h}{b} \leq 4,0 \Rightarrow$ **Condition vérifié**

II.4 : Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations

Maçonnerie :

a) Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II. 3: charge permanente du mur simple cloison

N	Composants	Epaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids surfaciques KN /m ²
1	Enduit éciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			G	1,62KN/m ²

b.) Murs extérieurs (double- cloison) :

Tableau II. 4: charge permanente du mur double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Enduit extérieures	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Lame d'aire	0,10	-	-
4	Brique creuse	0,15	8.66	1.30
5	Enduit intérieur	0,02	18	0,27
			G	2,83

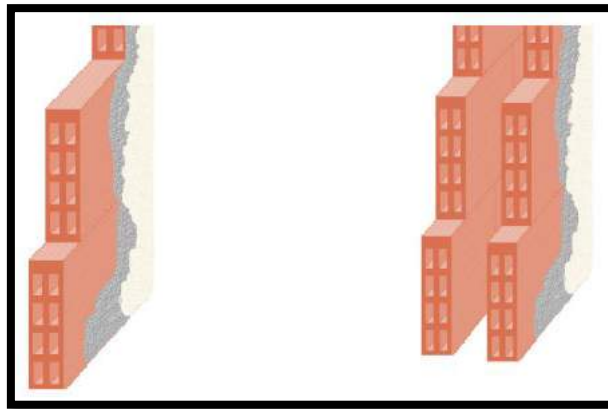


Fig. II.3: mur simple cloison et mur double cloison

Plancher terrasse :Charges permanentes **G**:

Tableau II. 5 : Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique KN/m ²
1	Planche corps creux	0,16+0.04	2,80
2	Enduit de plâtre	0,02	0,27
		G	3,07

Charges d'exploitation : **Q** = 1 KN/m²**Terrasse inaccessible (toiture)**

Tableau II. 6: Charge permanente de la toiture

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Dalle pleine	0,1	2,5
2	tuile	-	0,45
3	Enduite en ciment	0,02	0,27
4	mortier	0,02	0,40
		G	3,62

Charges d'exploitation **Q**:

- toiture : **Q** = 1 KN/m².

Plancher courant :

1- Charges permanentes **G**:

Tableau II. 7 : Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/ m ²)
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,03	0,51
4	Planche corps creux	0,16+0,04	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	0,27
6	Cloison légères	0,10	0.75
		G	5.17

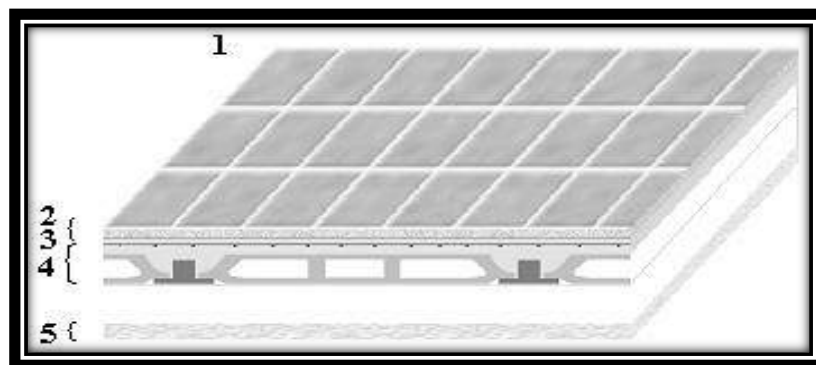


Fig. II. 4 : composants d'un plancher courant

Charges d'exploitations [DTR B.C 2.2]

Les Charges d'exploitations sont généralement définies dans les pièces du marché en fonction de l'utilisation future des locaux. Il faut faire attention aux changements de destination des locaux durant la phase d'exploitations de l'ouvrage.

Alors dans le [DTR B.C 2.2] il ya:

- a) Surcharge à usage d'habitations $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
- b) Surcharge de 7^{ème} étage..... $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Dalle pleine:

1-Charge permanentes G:

Tableau II 8 : Charges permanentes (dalle pleine).

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Mortier de pose	0,04	0,40
3	Lit de sable	0,03	0,51
4	Cloisons légères	0,15	0,75
5	Dalle pleine	0,15	4,00
6	Enduit de ciment	0,02	0,27
		G	6,86

charges d'exploitations **Q**:

- ✓ Le plancher de 1^{er} étage et RDC Commercial: $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

II.5. Pré dimensionnement des poteaux:

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut pré dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime, en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation et selon le C.B.A 93 pour la majoration des charges permanentes, ($N_u = 1,35G + 1,5Q$).

Étapes de pré dimensionnement :

Les étapes de dimensionnement sont:

- ❖ Choix du poteau le plus sollicité.
- ❖ calcul de la surface reprise par le poteau.
- ❖ Détermination des charges permanentes et d'exploitations revenant à ce poteau
- ❖ détermination de la section du poteaux le plus sollicité à l'ELU et vérifier selon RPA.99 version 2003 : [Art 7.4.1].
- ❖ Vérifier la section à l'ELS.

On affecte une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées. Les poteaux en béton armé sont soumis à la fois :

- à un effort de compression.
- à un moment de flexion

Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : charge d'exploitation.

$Q_0 + 3 + n/2n (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ donnée par "CBA93"

Avec :

n : nombre d'étage.

Q₀ : la charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂,Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II. 9 Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge de planchers (KN /m ²)	Σ surcharge	Σ surcharge (KN /m ²)
toiture	Q ₀ =1	Σ _T = Q ₀	1
P9	Q ₁ =1	Σ ₁ = Q ₀ + Q ₁	2
P8	Q ₂ =2,5	Σ ₂ = Q ₀ + 0,95(Q ₁ + Q ₂)	4 ,32
P7	Q ₃ =1,5	Σ ₃ = Q ₀ + 0,9 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃)	5,5
P6	Q ₄ =1,5	Σ ₄ = Q ₀ + 0,85 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄)	6,52
P5	Q ₅ =1,5	Σ ₅ = Q ₀ + 0,8 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅)	7,4
P4	Q ₆ =1,5	Σ ₆ = Q ₀ + 0,75(Q ₁ + + Q ₆)	8,12
P3	Q ₇ =1,5	Σ ₇ = Q ₀ + 0,71(Q ₁ + + Q ₇)	8,81
P2	Q ₈ =1,5	Σ ₈ = Q ₀ + 0,68(Q ₁ + + Q ₈)	9,5
P1	Q ₉ =5	Σ ₉ = Q ₀ + 0,66(Q ₁ + + Q ₉)	12,55
P RDC	Q _{RDC} =5	Σ _{RDC} = Q ₀ + 0,65(Q ₁ + + Q _{RDC})	15,62

Pré dimensionnement des Poteaux :

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

N_u : Effort normal ultime (compression).

$$N_u = 1,35 (G + N_{\text{poteaux}}) + 1,5 Q.$$

N_{poteau} : poids propre du poteau pré dimensionné.

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

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

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

Avec :

$$\lambda = \frac{L_f}{i_{\min}} : \text{C'est l'élancement mécanique}$$

$L_f = 0,7 L_0$: C'est la longueur de flambement.

$$i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{S}} : \text{C'est le rayon de giration; où:}$$

$$i = \frac{D}{4} : \text{Pour un poteau circulaire.}$$

$$i_{\min} = \frac{b}{\sqrt{12}} : \text{Pour un poteau rectangulaire.}$$

I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.

B : aire total de la section du poteau ($B = a \times b$).

$$A_s : \text{section d'acier minimale. } A = \frac{B}{1000}$$

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 400 \text{ Mpa}$

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie tel que :

Poteau rectangulaire $B_r = (a - 0,02) \cdot (b - 0,02) \text{ m}^2$.

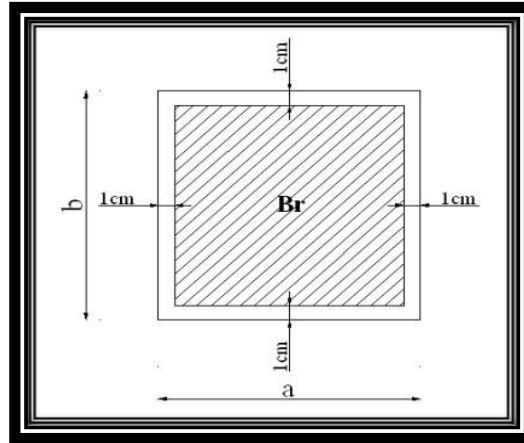


Fig. II. 5: Section réduite du poteau

n_b = 1,5 Situation durable ou transitoire.

γ_b = 1,15 Situation accidentelle.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

γ_s = 1,15 Situation durable ou transitoire.

γ_s = 1,0 Situation accidentelle.

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

on tire de l'équation (1) la valeur de **B_r** :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} = 0,066 N_u$$

On obtient :

$$\mathbf{B_r} \geq 0,064 N_u$$

[N_u] : (KN)

[B_r] (m²)

Le minimum requis par le "RPA 99 versions 2003" :

Notre bâtiment est implanté en zone(I)

Poteau Carre:

$$\min (b, h) \geq 25\text{cm}$$

$$\min (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\min \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$$

Avec :

(b ; h) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée (a=b)

b-5) Vérification à l'ELS :

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + n A_s} \leq 0,6 f_{c28}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal à l'ELS ($N_{ser} = N_G + N_Q$) ;

B : Section de béton du poteau ($B = a \cdot b$);

A_s : Section des armatures ($A_s = 1\% B$) ;

n : Coefficient d'équivalence

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS ; en remplaçant dans l'équation (2) les différents

termes par leurs valeurs, on obtient : $\sigma_{ser} \equiv \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$

Pré dimensionne les poteaux le plus sollicité ;

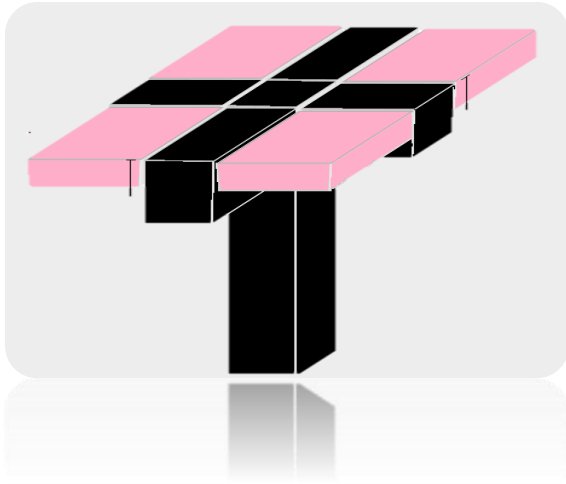


Fig. II.6: représentation du poteau le plus sollicité

Calcul de l'effort N_g :

$N_g = G$ planchers poteaux poutres principales poutres secondaires

Calcule des poteaux :

Poteau du 8eme étage :

Poids du plancher : $(23,25 \times 3,62) + (18,1 \times 3,07) = 139,72 \text{ KN}$

Poids de la poutre principale : $(0,35 \times 0,45) \times 25 \times 3,67 = 14,45 \text{ KN}$

Poids de la poutre secondaire : $(0,30 \times 0,35) \times 25 \times 4,9 = 12,86 \text{ KN}$

$G_8 = 167,03 \text{ KN}$

$N_{U8} = 1,35G + 1,5Q$

$N_{U15} = 1,35 \times (167,03) + 1,5 \times (63,93) = 322,88 \text{ KN}$

$Br_{15} \geq 0,64 \times 322,88$

$Br_8 \geq 406,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \sqrt{406,26} = 14,37 \text{ cm}$ en RPA en prend $a = 30$

Soit un poteau de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

Tableau II. 10 : Calcul l'effort N_g

Niveau des planchers	Poids des planchers (KN)	Poids propre des poteaux (KN)	Poids propre des poutres principales (KN)	Poids propre des poutres secondaires (KN)	Poids total N_g (KN)
comble	139,72	6,88	14,45	12,86	167,03
7 ^{eme} étage	142,48	6,88	19,47	12,86	174,83
6 ^{eme} étage	142,48	6,88	19,47	12,86	174,83
5 ^{eme} étage	142,48	6,88	19,47	12,86	174,83
4 ^{eme} étage	142,48	9,37	19,47	12,86	174,83
3 ^{ere} étage	142,48	9,37	19,47	12,86	174,83
2 ^{ere} étage	142,48	12,24	19,47	12,86	174,83
1 ^{ere} étage	142,48	12,24	19,47	12,86	174,83
RDC	175,55	22,78	19,47	12,86	175,55
Sous - sol	175,55	22,78	19,47	12,86	175,55

Calcul de l'effort Nq

Charges d'exploitation Q:

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

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

Avec :

n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1 Q_2 \dots Q_n$: Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

Tableau II.11 : Calcul l'effort Nq

Niveaux	q KN /m ²	Q (KN)	$\frac{3+n}{2n}$	Q _{cum} (KN)
comble	1	Q0=43,59	1	63,93
7 ^{ème} étage	2,5	Q1=68,9	0,95	119,05
6 ^{ème} étage	1,5	Q2=41,34	0,9	151,58
5 ^{ème} étage	1,5	Q3=41,34	0,85	179,69
4 ^{ème} étage	1,5	Q4=41,34	0,8	203,94
3 ^{er} étage	1,5	Q5=41,34	0,75	223,78
2 ^{er} étage	1,5	Q6=41,34	0,71	242,80
1 ^{er} étage	1,5	Q7=41,34	0,68	261,82
RDC	5	Q8=137,8	0,66	345,87
Sous-sol	5	Q9=137,8	0,65	430,48

Calcul de l'effort Nu :

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant, et on adopte:

Dimensions des poteaux

Tableau II. 12 Choix des sections des poteaux

Niveaux	N _G (KN)	N _Q (KN)	N _u (KN)	B _r (cm ²)	a=b (cm)	S RPA(cm ²)	N _{ser} (KN)
comble	167,02	63 ,93	322,88	206,64	14,37	30*30	230,95
7 ^{eme} étage	337,933	119,05	634,789	406,26	20,15	30*30	456,98
6 ^{eme} étage	508,84	151,58	914,31	585,87	24,19	30*30	660,42
5 ^{eme} étage	679,75	179,69	1187,20	759,81	27,56	30*30	859,44
4 ^{eme} étage	852,67	203,94	1457,01	930,76	30,50	35*35	1056,61
3 ^{eme} étage	1027,06	223,78	1722,21	1102,21	33,19	35*35	1250,84
2 ^{eme} étage	1203,46	242,80	1988,88	1272,88	35,67	40*40	1446,26
1 ^{eme} étage	1384,95	261,82	2259,42	1446,03	38,02	40*40	1646,77
RDC	1570,53	345,878	2639,03	1688,97	41,09	45*45	1916,40
S-Sol	1768,88	430,487	3033,67	1941,82	44,06	45*45	2199,28

Vérification au flambement :

On vérifie que : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$

Pour un palier de bâtiment à étages multiples on a : $l_f = 0,7 L$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ avec } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{h^4}{12} \rightarrow \frac{h}{\sqrt{12}} \text{ donc } \lambda = \frac{l_f}{h} \sqrt{12}$$

Tableau II. 13 Vérification au flambement

Section (cm ²)	l _f	i	λ	
30*30	214,2	8,66	24,73	CV
35*35	214,2	10,10	21,20	CV
40*40	214,2	11,54	18,56	CV
45*45(RDC)	315	12,99	24,24	CV
45*45(S SOL)	214,2	12,99	16,48	CV

Choix des sections des poteaux :

Les résultats concernant notre choix final des sections des poteaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.14 : choix de la section des Poteaux

Niveau d'étage		comble	7 ^{eme}	6 ^{eme}	5 ^{eme}	4 ^{eme}	3 ^{eme}	2 ^{eme}	1 ^{eme}	RDC	S-sol
Dimension du poteau	b(cm)	30	30	30	30	35	35	40	40	45	45
	h(cm)	30	30	30	30	35	35	40	40	45	45

Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées

Tableau II. 15:vérification de RPA99

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{min}(b, h) = 30\text{cm} \geq 25\text{cm}$	Oui
$\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$	$\text{min}(b, h) = 30\text{cm} \geq \frac{h_e}{20} \text{cm} = \left(\frac{3,06-0,40}{20}\right) = 13,30\text{cm}$	Oui
$0,25 \leq (b/h) \leq 4$	$0,25 \leq (b/h)=1 \leq 4$	Oui

II.6.Pré- dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés surtout à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet d'un chargement horizontal, et reprendre une partie des charges verticales. Selon le RAP 99 et modifié 2003, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e des conditions de rigidité extrémité du voile. Le pré-dimensionnement se fera selon les conditions suivantes :

Épaisseur :

Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale : $e_{\min} \geq 15\text{cm}$. comme épaisseur admissible minimale, de plus elle doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité extrémités comme indiqué à la figure.

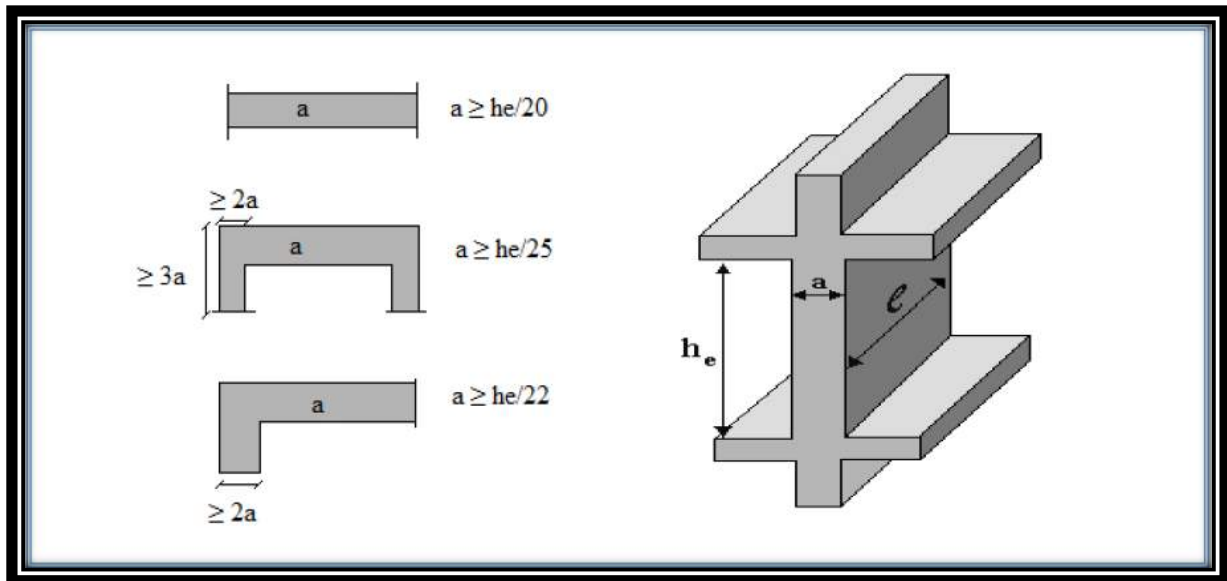


Fig. II. 7 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).

Dans notre cas on a :

- **Pour le sous sol:**

$$h_e = 3,06 - 0,45 = 2,61 \text{ m}$$

$$a \geq \max (10,44\text{cm}; 11,86\text{cm}; 13,05\text{cm}; 15\text{cm})$$

Donc : $a \geq 15\text{cm}$ on adopte : $a = 15\text{cm}$

- **Pour RDC :**

$$h_e = 4,5 - 0,45 = 4,05\text{m}$$

$$a \geq \max (15\text{cm}; 16,02\text{cm} ; 18,40\text{cm} ; 20,25\text{cm})$$

Donc : $a \geq 20,25\text{cm}$ on adopte: $a = 25\text{cm}$

- **Pour les étages courants :**

$$h_e = 3,06 - 0,45 = 2,61\text{m}$$

$$a \geq \max (15\text{cm}; 10,44\text{cm} ; 11,86\text{cm} ; 13,05\text{cm})$$

Donc : $a \geq 15\text{cm}$ on adopte : $a = 15\text{cm}$

Remarque :

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique.

Chapitre III:

Etude des plancher

III. Introduction:

Dans notre construction on peut distinguer deux types de planchers:

1. Plancher à corps creux.
2. Plancher à dalle pleine.

III. 1. Etude des planchers à corps creux:**III.1.1. Détermination des dimensions des poutrelles:**

Le plancher qu'on a étudié est composé de corps creux et d'une dalle de compression dont les épaisseurs sont prises respectivement 16cm et 4cm suivant les normes algériennes. Les poutrelles de ce type de plancher travaillent comme étant une section en T dont la largeur de la table de compression (b_1) sera prise, d'après l'article [A4.1.3 de BAEL91] comme étant la plus faible des valeurs suivantes :

- $b_1 \leq l/10$
- $b_1 \leq (l_n - b_0)/2$
- $b \leq 2b_1 + b_0$
- $0,4h_t \leq b_0 \leq 0,8h_t$

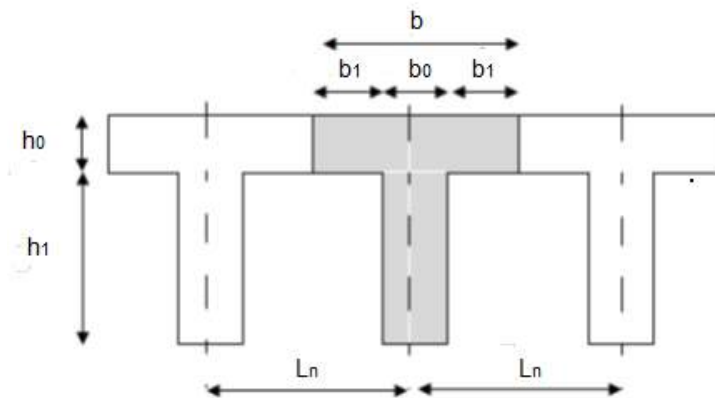


Fig.III.1:Dimensions des poutrelles

L_n : distance entre axes des nervures ($L_n=60\text{cm}$) [DTRB.C.3. Annexe B]

Suivant le DTR-B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation la distance entre axes des nervures sera prise égale à 60cm ; on aura donc:

- $b_1 \leq 475/10 = 47,5\text{cm}$
- $b_1 \leq 60 - 12/2 = 24\text{cm}$

On prend alors $b_1 = 24\text{cm}$, et on a la largeur b qui est donnée par:

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 * 24 + 12 = 60\text{cm}$$

Suivant les normes algériennes (D.T.R.B.C.22), les épaisseurs du corps creux et de la dalle sont

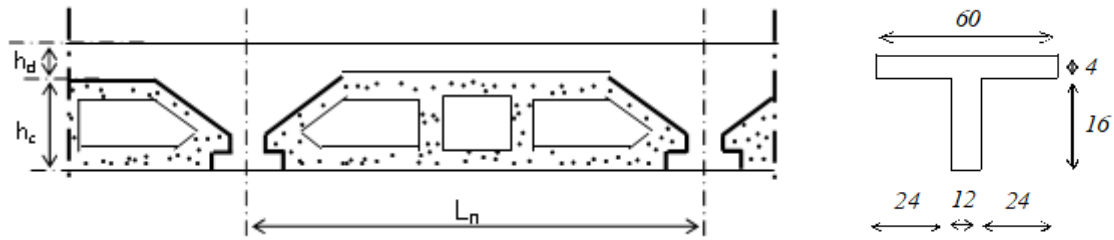


Figure III.2: Coupe de la dalle à corps creux

III.1.2. Ferrailage de la table de compression :

La dalle de compression doit comporter un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

20cm :pour les armatures perpendiculaires aux nervures A_{\perp}

30cm :pour les armatures parallèles les aux nervures $A_{//}$

La section des armatures doivent normalement satisfaire aux conditions suivantes :

- si $l_n \leq 50cm$ alors $\begin{cases} A_{\perp} = \frac{200}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases} \Rightarrow (f_e \text{ en Mpa ou N/mm}^2)$
- si $50 \leq l_n \leq 80cm$ alors $\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4l_n}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases} \Rightarrow (f_e \text{ en Mpa ou N/mm}^2)$

Avec :

l_n : écartement entre axes des nervures en [cm] ;

f_e : limite d'élasticité en Mpa ($f_e = 520Mpa$);

A_{\perp} : armatures perpendiculaires aux nervures en [cm^2/ml]

$A_{//}$: armatures parallèles aux nervure sen [cm^2/ml]

a- Armatures perpendiculaires aux nervures :

Dans notre plancher, on a :

$$l_n = 60cm \rightarrow 50cm < l_n < 80cm$$

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \rightarrow A_{\perp} = 0,46 cm^2/ml$$

$$\text{On prend } \frac{5\phi 6}{ml} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{1,41 cm^2}{ml} \text{ alors } e = 20cm$$

b- Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Leftrightarrow A_{//} \geq \frac{1,41}{2} = 0,71 cm^2/ml$$

$$\text{On prend } 5\phi 6/ml \Rightarrow A_{//} = 1,41 cm^2/ml \text{ donc } e = 20cm$$

\Rightarrow le treillis soudé adopté est : TS $5\phi 6(200 \times 200)mm^2$

III.1.3. Etude du poutrelles: [CBA93/B.6.2,20]

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elle sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement, par des conditions complémentaires :

- méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée ;

[BAEL 91 r 99/B.6.2,21]

- méthode d'Albert Caquot pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée. **[BAEL 91 r 99/B.6.2,22]**

✓ **Méthode forfaitaire [BAEL 91 r 99/B.6.2,210] :**

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

1- les valeurs des charges d'exploitation respectent la condition

$$Q \geq \max(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$$

2- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées;

3- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

$$0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$$

4- la fissuration est considérée comme peut préjudiciable

✓ **Principe de la méthode:**

Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitation (valeurs non majorées) **[CBA 93 ANNEXE-E]**

M_0 : La valeur maximale dans la travée du moment fléchissant de comparaison.

M_w, M_e : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite dans la travée considérée.

M_t : le moment maximal en travée considérée.

Les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$1. \quad M_t \geq \max \left[\frac{(1 + 0,3\alpha)M_0}{1,05M_0} \right] - \left(\frac{M_w - M_e}{2} \right)$$

$$2. \quad M_t \geq \left[(1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \right] \text{ travée intermédiaire}$$

$$3. \quad M_t \geq \left[(1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \right] \text{ travée de rive.}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à : Plus de deux travées :

- $M = 0,2M_0$ appuis de rive

- $M = 0,6M_0$ pour une poutre à deux travées

- $M = 0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées

- $M = 0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

Pour la détermination de l'effort tranchant maximal, on utilise la formule:

$$V = T = \frac{Q \times L}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}$$

✓ **Méthode de CAQUOT [2]**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

✓ **Exposé de la méthode**

• **Moment sur appuis**

$M_a = 0,15M_0$ appuis de rives

$$M_a = -\frac{q_w l'_w + q_e l'_e}{8,5(l'_w + l'_e)} \text{ appuis intermédiaires}$$

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

• **Moment en travée**

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite, avec :

$l' = 1$ pour une travée de rive

$l' = 0,8l$ pour une travée intermédiaire

Où « l » représente la portée de la travée libre

Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.1.3.1. Evaluation des charges :

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

Combinaisons fondamentales :

• Etat limite ultime (ELU) : $q_u = (1,35G + 1,5Q)b$

• Etat limite de service (ELS) $q_s = (G + Q)b$

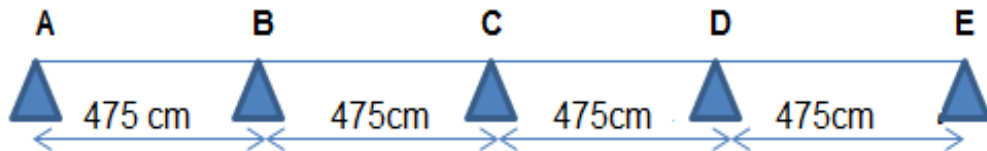
$b = 60 \text{ cm}$

Tableau III-1 : déterminations des combinaisons fondamentales

Etages	charges		Combinaisons fondamentales		α
	$G(KN/m^2)$	$Q(KN/m^2)$	$ELU(KN/m)$	$ELS(KN/m)$	
Plancher terrasse inaccessible	3,07	1	3,386	2,442	0,24
Plancher 7 ^{eme} étage	5,17	2,5	6,44	4,60	0,32
Plancher étage courant	5,17	1,5	5,54	4,00	0,22

Types de poutrelles :

Type 1



Type2

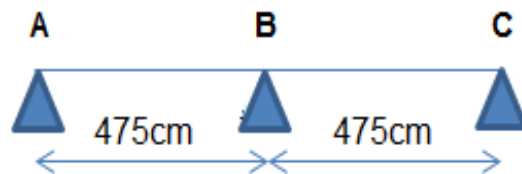


Fig. III.3 : Schéma statique des poutrelles

- Les 04 conditions sont vérifiées pour tous les types des poutrelles de ce bâtiment ;
- donc : la méthode forfaitaire est applicable.

❖ **III.1.3.2 Méthode forfaitaire :**

- **plancher terrasse inaccessible :**

Type 1 :L'ELU

Tableau III .2 : moments et l'effort tranchant à L'ELU

	ELU							
M0(KN.m)	9,53							
appuis	A		B		C		D	
Coefficients	0,2		0,5		0,4		0,5	
Ma(KN.m)	1,90		4,76		3,81		4,76	
travées	AB		BC		CD		DE	
longueur(m)	4,75		4,75		4,75		4,75	
Mt(KN.m)	10,96		10,67		10,67		10,96	
Travées	AB		BC		CD		DE	
appuis	A	B	B	C	C	D	D	E
T(x)(KN)	7,42	-8,62	8,22	-7,82	7,82	-8,22	8,62	-7,42

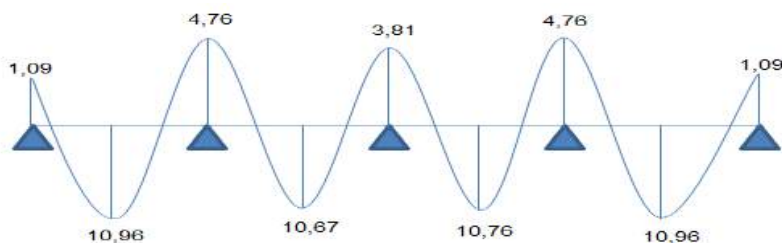


Diagramme des moments à L'ELU

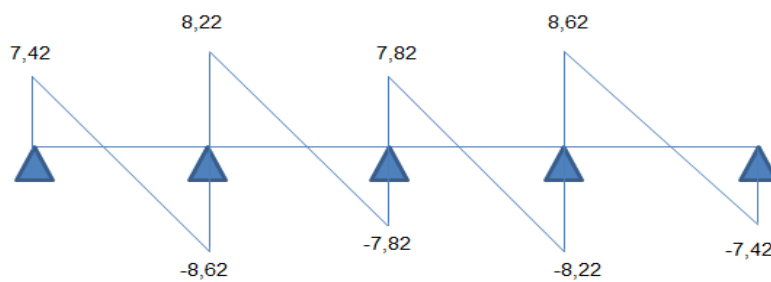


Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

Type1 :L'ELS

Tableau III.3 : moments et l'effort tranchant à L'ELS

	ELS								
M0(KN.m)	6,88								
appuis	A		B		C		D		E
Coefficients	0,2		0,5		0,4		0,5		0,2
Ma(KN.m)	1,37		3,44		2,75		3,44		1,37
travées	AB		BC		CD		DE		
longueur(m)	4,75		4,75		4,75		4,75		
Mt(KN.m)	7,93		7,24		7,24		7,93		
Travées	AB		BC		CD		DE		
appuis	A	B	B	C	C	D	D	E	
T(x)(KN)	5,36	-6,22	5,93	-5,64	5,64	-5,93	6,22	-5,36	

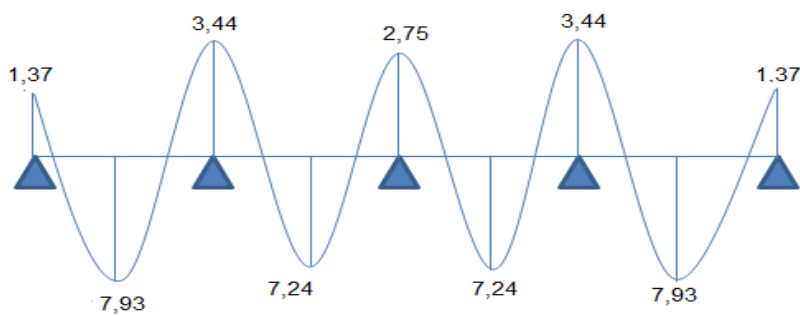


Diagramme des moments à L'ELS

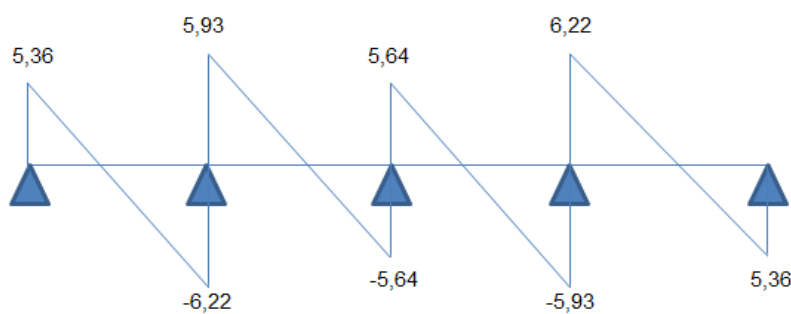


Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

➤ plancher 7^{ème} étage

Type1 :L'ELU

Tableau III.4 : moments et l'effort tranchant à L'ELU

	ELU								
M0(KN.m)	18,13								
appuis	A		B		C		D		E
Coefficients	0,2		0,5		0,4		0,5		0,2
Ma(KN.m)	3,62		9,06		7,25		9,06		3,62
travées	AB		BC		CD		DE		
longueur(m)	4,75		4,75		4,75		4,75		
Mt(KN.m)	20,85		19,09		19,09		20,85		
Travées	AB		BC		CD		DE		
appuis	A	B	B	C	C	D	D	E	
T(x)(KN)	14,17	-16,41	15,65	-14,89	14,89	-15,65	16,41	-14,17	

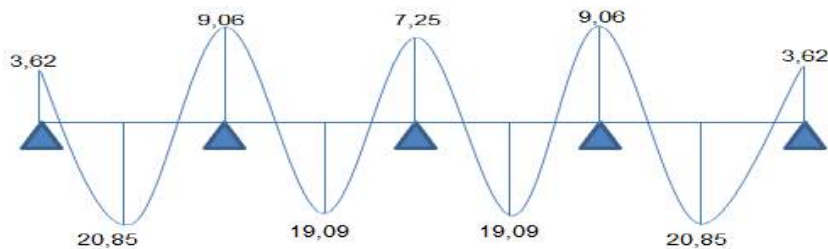


Diagramme des moments à L'ELU

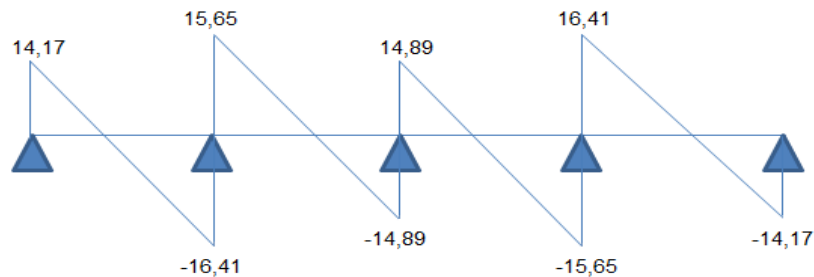


Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

Type1 :L'ELS

Tableau III .5 : moments et l'effort tranchant à L'ELS

	ELS							
M0(KN. m)	12,97							
appuis	A		B		C		D	
Coefficients	0 ,2		0 ,5		0,4		0,5	
Ma(KN. m)	2,59		6,48		5,18		6,48	
travées	AB		BC		CD		DE	
longueur(m)	4,75		4,75		4,75		4,75	
Mt(KN. m)	14 ,92		13,62		13,62		14,92	
Travées	AB		BC		CD		DE	
appuis	A	B	B	C	C	D	D	E
T(x)(KN)	10,11	-11,73	11,19	-10,65	10,65	-11,19	11,73	-10,11

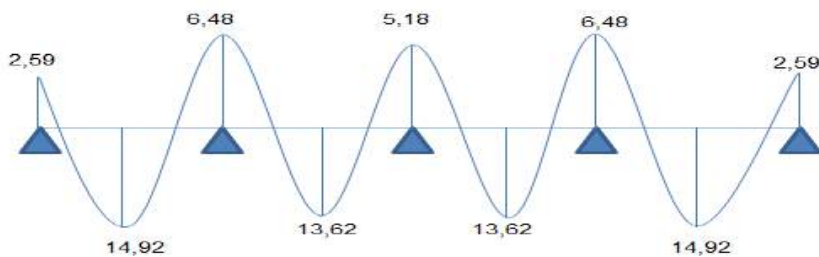


Diagramme des moments à L'ELS

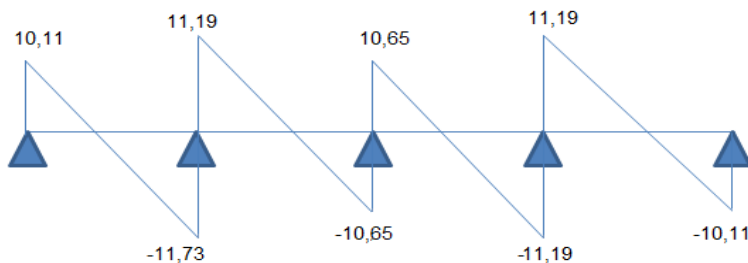


Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

Type2 :L'ELU

Tableau III.6 : moments et l'effort tranchant à L'ELU

	ELU				
M0(KN.m)	18,13				
appuis	A		B		C
Coefficients	0,2		0,6		0,2
Ma(KN.m)	3,62		10,88		3,26
travées	AB			BC	
longueur(m)	4,75			4,75	
Mt(KN.m)	19,94			19,94	
Travées	AB			BC	
appuis	A	B		B	C
T(x)(KN)	13,75	-16,79		16,79	-13,75

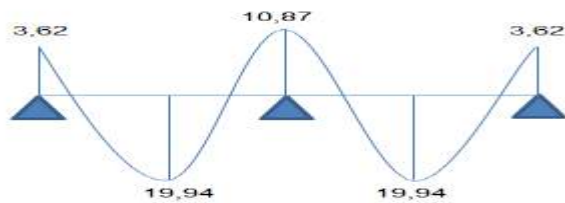


Diagramme des moments à L'ELU

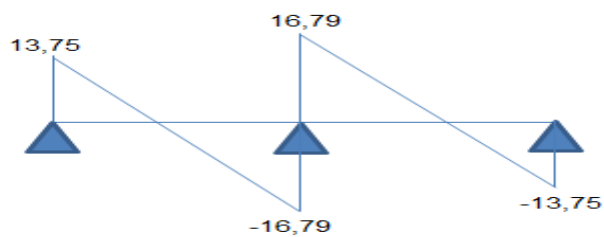


Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

Type2 :L'ELS

Tableau III.7 : moments et l'effort tranchant à L'ELS

	ELS			
$M_0(KN.m)$	12,97			
appuis	A	B	C	
Coefficients	0,2	0,6	0,2	
$M_a(KN.m)$	2,59	7,78	2,59	
travées	AB		BC	
longueur(m)	4,75		4,75	
$M_t(KN.m)$	14,27		17,27	
Travées	AB		BC	
appuis	A	B	B	C
$T(x)(KN)$	9,83	-12,01	12,01	-9,83

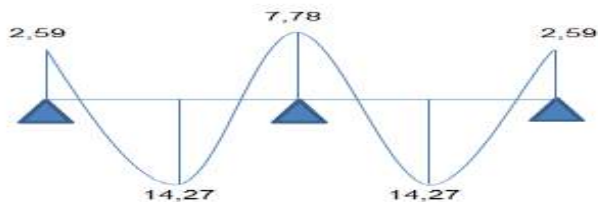


Diagramme des moments à L'ELS

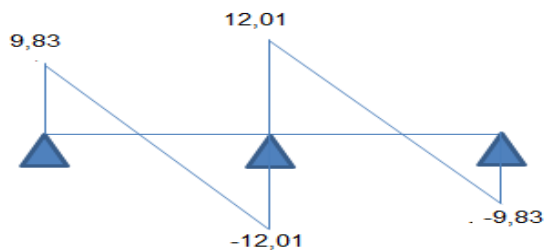


Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

➤ plancher étage courant

Type1 :L'ELU

Tableau III.8 : moments et l'effort tranchant à L'ELU

	ELU							
M0(KN.m)	15,59							
appuis	A		B		C		D	
Coefficients	0,2		0,5		0,4		0,5	
Ma(KN.m)	3,11		7,79		6,23		7,79	
Travées	AB		BC		CD		DE	
longueur(m)	4,75		4,75		4,75		4,75	
Mt(KN.m)	17,93		16,36		16,36		17,93	
Travées	AB		BC		CD		DE	
appuis	A	B	B	C	C	D	D	E
T(x)(KN)	12,15	-14,11	13,45	-12,81	12,81	-13,45	14,11	-12,15

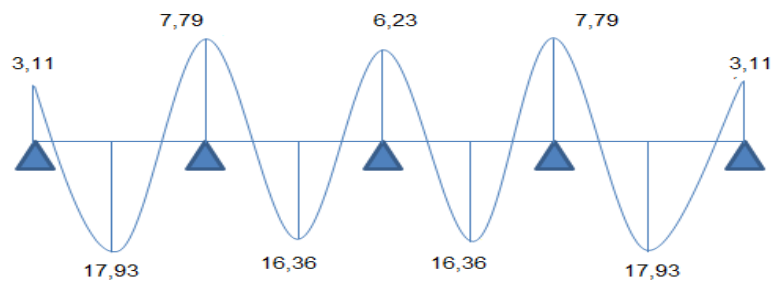


Diagramme des moments à L'ELU

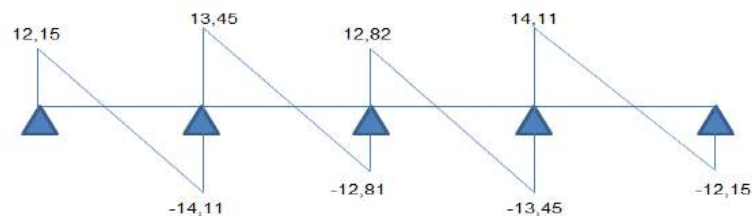


Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

Type1 :L'ELS

Tableau III .9: moments et l'effort tranchant à L'ELS

	ELS							
M0(KN.m)	11,28							
appuis	A		B		C		D	
Coefficients	0 ,2		0 ,5		0,4		0,5	
Ma(KN.m)	2,25		5,64		4,51		5,64	
travées	AB		BC		CD		DE	
longueur(m)	4,75		4,75		4,75		4,75	
Mt(KN.m)	12,96		11,82		11,82		12,96	
Travées	AB		BC		CD		DE	
appuis	A	B	B	C	C	D	D	E
T(x)(KN)	8,79	-10,21	9,71	-9,29	9,29	-9,71	10,21	-8,79

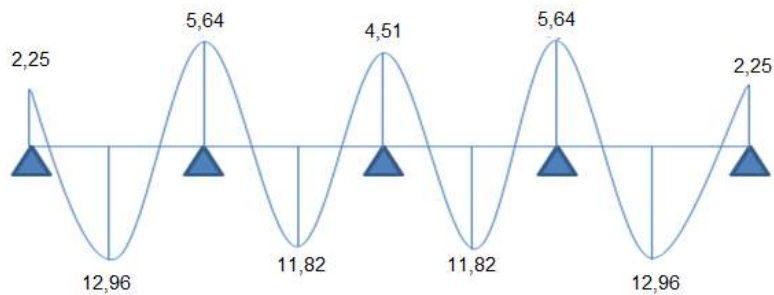


Diagramme des moments à L'ELS

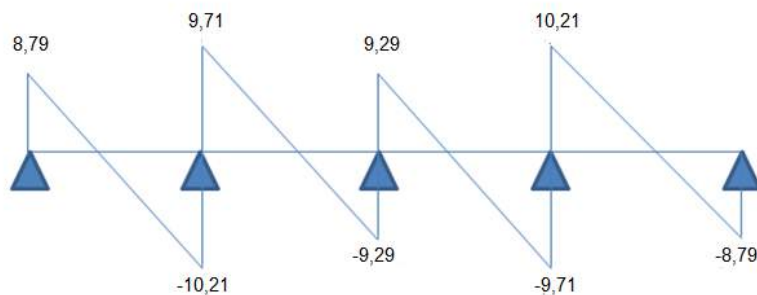


Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

➤ plancher étage courant :

Type2 :L'ELU

Tableau III.10 : moments et l'effort tranchant à L'ELU

	ELU				
M0(KN.m)	15,59				
appuis	A		B		C
Coefficients	0,2		0,6		0,2
Ma(KN.m)	3,11		9,35		3,11
travées	AB			BC	
longueur(m)	4,75			4,75	
Mt(KN.m)	12,46			12,46	
Travées	AB			BC	
appuis	A	B		B	C
T(x)(KN)	11,82	-14,45		14,45	11,82

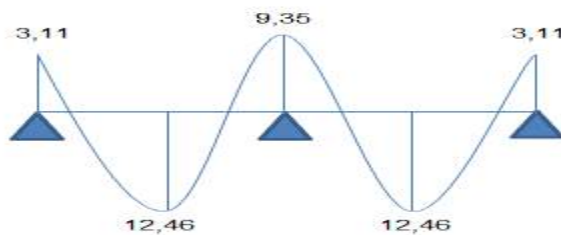


Diagramme des moments à L'ELU

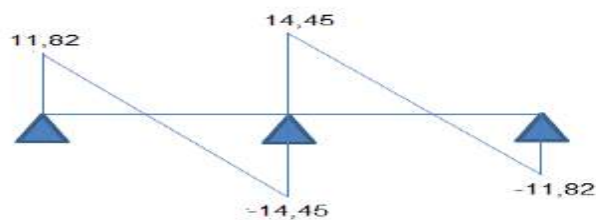


Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

Type2 :L'ELS

Tableau III.11 : moments et l'effort tranchant à L'ELS

	ELS			
$M_0(KN.m)$	11,28			
appuis	A		B	C
Coefficients	0,2		0,6	0,2
$M_a(KN.m)$	2,25		6,77	2,25
travées	AB		BC	
longueur(m)	4,75		4,75	
$M_t(KN.m)$	12,41		12,41	
Travées	AB		BC	
appuis	A	B	B	C
$T(x)(KN)$	8,55	-10,45	10,45	-8,55

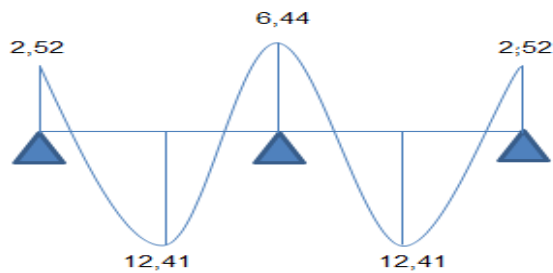


Diagramme des moments à L'ELS

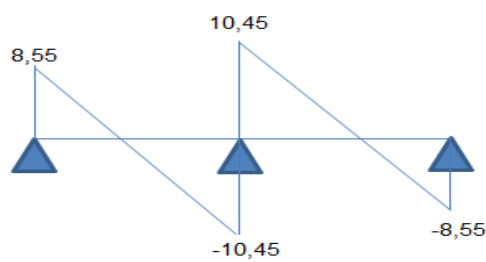


Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

Tableau III.12 : moment et l'effort tranchant maximal à L'ELU et à L'ELS

niveau	Type poutrelle	$M_t \text{ KN/m}$		$M_a \text{ KN/m}$		$T_{max} \text{ KN}$	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
terrasse	1	10,96	7,93	4,765	3,44	8,62	6,22
7 ^{eme} Etage	1	20,85	14,92	9,06	6,48	16,41	11,73
	2	19,94	14,27	10,87	7,78	16,79	12,01
Etage courant	1	17,93	12,96	7,79	5,64	14,11	10,21
	2	12,46	12,41	9,35	6,77	14,45	10,45

Tableau III.13 : les sollicitations maximales

sollicitation	ELU	ELS
$M_{t \max} \text{ KN/m}$	20,85	14,92
$M_{a \max} \text{ KN/m}$	10,87	7,78
$T_{\max} \text{ KN}$	16,79	12,01

III.1.3.3. Détermination des armatures:**En travée:****Etat limite ultime (ELU):** $M_{tu} = 20,85 \text{ KN.m}$ • **Vérification de l'étendue de la zone comprimée:**

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

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

 $\theta = 1$; puisque la durée probable d'application de la combinaison supérieure à 24h. $d = 0,9 \cdot h$

$$\sigma_b = \frac{0,85 \cdot 25}{1,15} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$M_{tab} = 14,17 \cdot 10^3 \cdot 0,6 \cdot 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) = 54,41 \text{ KN.m}$$

On a $M_{tu} = 20,85 \text{ KN.m} \leq M_{tab} = 54,41 \text{ KN.m}$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la table de compression, Donc ; la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \cdot h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$

• **Vérification de l'existence d'armature comprimée :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{20,85 \cdot 10^{-3}}{14,17 \cdot 0,6 \cdot (0,18)^2} = 0,0752 < \mu_l = 0,392$$

Donc : il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée. $A' = 0$ • **Détermination des armatures:**

$$\mu = 0,0752 ; \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,098$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,961$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{20,85 \cdot 10^{-3}}{347,82 \cdot 0,961 \cdot 0,18} \times 10^4 = 3,46 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité (pourcentage minimal) :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,304 \text{ cm}^2 \text{ [BAEL91r99 /art-A.4.1,1]}$$

$$A_t = \max(A_t; A_{min}) \Rightarrow A_t = 3,46 \text{ cm}^2$$

► **Choix des armatures :**

$$3T14 \longrightarrow 4,52 \text{ cm}^2$$

En appui:

$$\text{Etat limite ultime (ELU)} : M_a^u = 10,87 \text{ KN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (12×20)

► **Vérification de l'existence d'armature comprimée:**

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{10,87 \cdot 10^{-3}}{14,17 \cdot 0,12 \cdot (0,18)^2} = 0,197 < \mu_l = 0,392$$

Il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée : $A' = 0$

► **Détermination des armatures:**

$$\mu = 0,197 ; \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,277$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,889$$

$$A_a = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10,87 \cdot 10^{-3}}{347,82 \cdot 0,889 \cdot 0,18} \times 10^4 = 1,95 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (pourcentage minimal) :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2 \text{ [BAEL91r99 /art-A.4.1, 1]}$$

$$A_a = \max(A_a; A_{min}) \Rightarrow A_a = 1,95 \text{ cm}^2$$

► **Choix des armatures :**

$$2T12 \longrightarrow 2,26 \text{ cm}^2$$

► **Vérification à L'ELS :**

La vérification consiste à limiter les contraintes dans le béton et dans les aciers tendus. Les contraintes de service ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

$$\text{*Pour le béton } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\text{Ou bien } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

*Pour l'acier aucune limitation des contraintes lorsque la fissuration considérée comme peu préjudiciable. $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

❖ **Vérification de la contrainte du béton :**

En travée et en appuis on a vérifié les conditions suivantes :

Tableau III.14 : vérifications des conditions

	Mu(KN. m)	Mser(KN. m)	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
Travée	20.85	14.92	1,39	0,098	0,445	CV
Appuis	10.87	7.78	1,39	0,279	0,445	CV

Donc les armatures calculées à ELU sont maintenues.

► Vérification d'effort tranchant

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales

$T_u^{\max} = 16.79 \text{ KN}$ Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\text{Contrainte tangente } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{16,79.10^{-3}}{0,12.0,18} = 0,77 \text{ Mpa [BAEL91r99 /art-A.5.1,1]}$$

Fissuration peut préjudiciable

$$\text{Contrainte tangente limite } \overline{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa [BAEL91r99 /art-A.5.1,21]}$$

$$\tau_u = 0.77 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Section et écartement des armatures transversales AT :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l \min} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10 \right) = 5,17 \text{ mm [BAEL91r99 /art-A.5.1, 22]}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235

L'espacement des armatures transversales :

Pour le cas de la flexion simple et $\alpha = 90^\circ$ on a :

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f'_{tj}.k}{(0,9.f_e)(\sin \alpha + \cos \alpha)} \text{ [BAEL91r99 /art-A.5.1, 23]}$$

Si on utilise des cadres droits $\Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$ $\alpha = 90^\circ$

$$f'_{tj} = \min(f_{tj}; 3,3 \text{ Mpa}) \Rightarrow f'_{tj} = 2,1 \text{ Mpa [BAEL91r99 /art-A.5.1, 311]}$$

$$k = 1: (\text{flexion simple}) \quad \text{[BAEL91r99 /art-A.5.1, 311]}$$

$$A_t = n. \phi$$

n: le nombre de brin

ϕ : Le diamètre du brin

$$A_t = 2 \times 0,28 = 0,57$$

Donc :

$$S_t \leq \frac{A_t.0,9 f_e}{b_0.(\tau_u - 0,3 f'_{t28})} = \frac{0,57.0,9.235}{12.(0,77 - 0,3.2,1)} = 63.78 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \text{ [BAEL91r99 /art-A.5.1, 22]}$$

$$S_t \leq \min(16,2; 40 \text{ cm}) = S_t \leq 16,2$$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ Vérification de l'espacement :

$$\frac{A_{tfe}}{b_0.S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{0,57.235}{12.15} \geq 0,4 \text{ Mpa [BAEL91r99 /art-A.5.1, 22]}$$

$$\Rightarrow 0,74 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \quad \text{CV}$$

III.1.4 : Vérification de la flèche au niveau du plancher

La vérification de la flèche se fait à E.L.S

Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire : [BAEL 91r 99 / B.6.5, 2]

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{20}{475} = 0,0421 < 0,062 \Rightarrow \text{CNV}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_0^s} \right) = 0,0421 < 0,19 \Rightarrow \text{CNV}$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,021 > 0,0105 \Rightarrow \text{CNV}$

Une des trois conditions n'est pas vérifiée donc Le calcul de la flèche est nécessaire. On doit vérifier que : $\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta f_{t_{max}}$ [BAEL 91r 99 / B.6.5, 2] fgv ,

► fgv fgi : Les flèches dues aux charges g

► fji : La flèche due aux charges j.

► fpi : La flèche due aux charges p.

- Les flèches instantanée et différée fgi, fgv dues à l'ensemble des charges permanentes.
- La flèche instantanée fji due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- La flèche instantanée fpi due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

La flèche admissible est : $\Delta F_t \leq \frac{L}{500}$ (lorsque $L < 5m$) [BAEL 91r 99 / B.6.5, 3]

On doit vérifier que : $\Delta F_t \leq \frac{L}{500} = F_{adm}$

Charge apprendre en compte :

Charge permanente appliquée au moment de la mise en œuvre des cloisons (j) :

j= (plancher de corps creux (16+4) +cloison) ×b

7^{eme} étage et étage courant j= (2,8+0,75) ×0,6 ⇒ j=2,13KN/m

Terrasse j= (2,8+0) ×0,6 ⇒ j=1,68KN/m

L'ensemble des charges permanentes (g) : g= (G_{total}) × b

7^{eme} étage et étage courant g = 5,17 × 0,6 ⇒ g = 3,10KN/m

Terrasse g = 3,07 × 0,6 ⇒ g = 1,84KN/m

L'ensemble des charges permanentes et d'exploitations (p) : p= (G+Q) ×b

7^{eme} étage p= (5,17+2,5) ×0,6 ⇒ p=4,60KN/m

. Etage courant p= (5,17+1,5) ×0,6 ⇒ p=4,00KN/m

Terrasse p= (3,07+1) ×0,6 ⇒ p=2,44KN/m

.

► Moment de service maximal dans la travée : $M = 0,71 \frac{QL^2}{8}$

Centre de gravité :

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

$$V_1 = \frac{[(b \cdot h_0) \times (h - \frac{h_0}{2})] + [(h - h_0) b_0 \times (\frac{h - h_0}{2})] + [(n \cdot A_s) \times (h - d)]}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + (n A_s)}$$

$$V_1 = \frac{[(60 \times 4) \times (20 - \frac{4}{2})] + [(20 - 4) 12 \times (\frac{20 - 18}{2})] + [(15,4 \cdot 52) \times (20 - 18)]}{(60 \times 4) + (20 - 4) 12 + (15,4 \cdot 52)} = 14,44 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 \Rightarrow V_2 = 5.56cm$$

► Moment d'inertie de la section totale rendue homogène :

$$\text{Avec : } n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_0 = I_{GX} = \frac{bV_2^3}{3} + \frac{bV_2^3}{3} = \frac{(b-b_0).(V_2-h_0)^3}{3} + 15A_s.(d-V_2)^2$$

$$I_0 = I_{GX} = \frac{60 \times (5.56)^3}{3} + \frac{12 \times (14.44)^3}{3} = \frac{(60-12).(5.56-4)^3}{3} + 15 \times 4.52.(18-5.56)^2$$

$$I_0 = I_{GX} = 26145,01cm^4$$

► Les contraintes dans l'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M.n}{W} \Rightarrow \sigma_s = \frac{M.n}{I_0} y$$

y: La distance entre l'armature tendue et l'axe neutre.

$$y = d - V_2 \Rightarrow y = 18 - 5.56 = 12,44cm$$

Exemple de calcul :

Calcul des moments fléchissant :

$$M_G = 0,71 \frac{G \times L^2}{8} ; \quad M_p = 0,71 \frac{p \times L^2}{8} ; \quad M_j = 0,71 \frac{j \times L^2}{8}$$

Module de module déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19Mpa$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86Mpa$$

Pourcentage des armatures :

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{4.52}{12 \times 18} = 0,020$$

*Calcule des contraintes suivant les sollicitations :

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g.n}{I_0} \times y ; \sigma_{sp} = \frac{M_p.n}{I_0} \times y ; \sigma_{sj} = \frac{M_j.n}{I_0} \times y$$

*Calcule de μ_g ; μ_p ; μ_j

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] ; \mu_p = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] ; \mu_j = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \right]$$

*Calcul des moments d'inertie effectif

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} ; \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$I_{fi}^g = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} ; I_{fv}^g = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} ; I_{fi}^p = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} ; I_{fi}^j = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_j)}$$

*Calcule des flèche : instantanée et différées (total admissible) :

$$f_{gi} = \frac{M_g l^2}{10 E_i I_{fi}} ; f_{gv} = \frac{M_g l^2}{10 E_v I_{fv}} ; f_{pi} = \frac{M_p l^2}{10 E_i I_{fi}} ; f_{ji} = \frac{M_j l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Tableau.III.15 : vérification de la flèche après de calcul

Etage		Etage courant	7 ^{eme} étage	Terrasse
L max(m)		4,75	4,75	4,75
Charges KN. m	j	2,13	2,13	1,68
	g	3,10	3,10	1,84
	p	4,60	4,00	2,44
Moment fléchissant KN. m	M _j	4,50	4,50	3,36
	M _g	6,20	6,20	3,68
	M _p	8,46	9,21	4,88
Contrainte de l'acier Mpa	σ _{sj}	32,11	32,11	23,98
	σ _{sg}	44,25	44,25	26,26
	σ _{sp}	60,38	65,73	34,82
Coefficient	μ _j	0,78	0,21	0,17
	μ _g	0,34	0,34	0,12
	μ _p	0,46	0,50	0,24
λ _i		1,92		
λ _v		0,76		
Moment d'inertie fictif cm ⁴	I _{fi} ^j	11514,85	11514,85	21682,38
	I _{fi} ^g	17400,47	17400,47	23374,1
	I _{fi} ^p	15271,61	14673,21	28759,51
	I _{fv} ^g	22854,02	22854,02	26355,85
La flèche cm	f _i ^j	0,027	0,027	0,01
	f _i ^g	0,024	0,024	0,011
	f _i ^p	0,038	0,044	0,012
	f _v ^g	0,056	0,056	0,029
ΔF _{t(cm)}		0,043	0,049	0,02
F _{adm(cm)}		0,95	0,95	0,95
vérification ΔF _t ≤ F _{adm}		CV	CV	CV

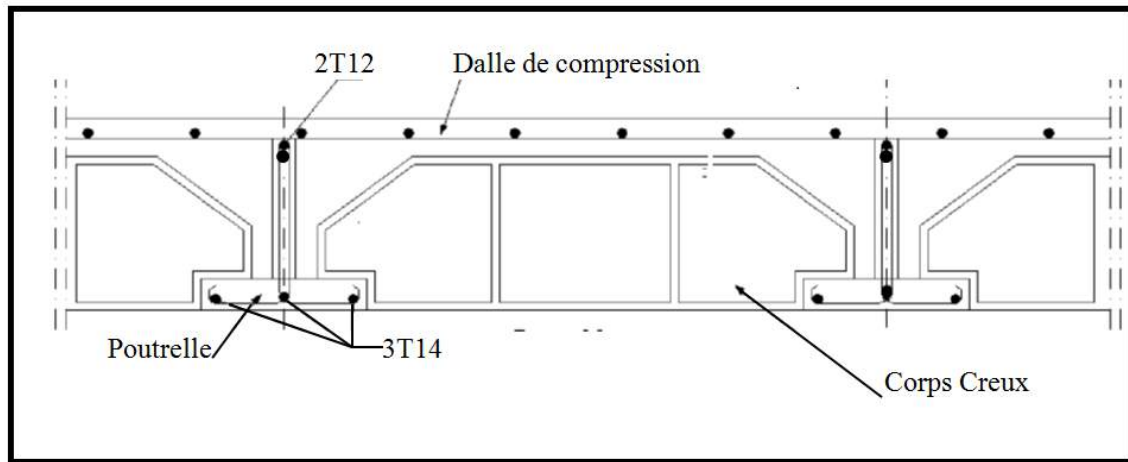


Fig.III.4: ferrailage des poutrelles

III.2.Etude des dalles pleines:

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée l_y , petite portée l_x , épaisseur h_d) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyée sur le contour).

► Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

- Pour $\alpha < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens (Fig. a.)
- Pour $0,4 \leq \alpha \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions (Fig.).

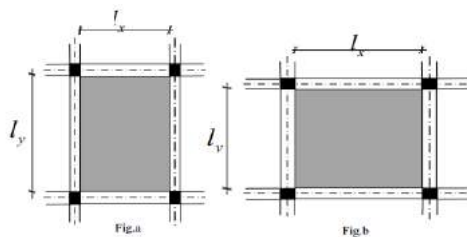
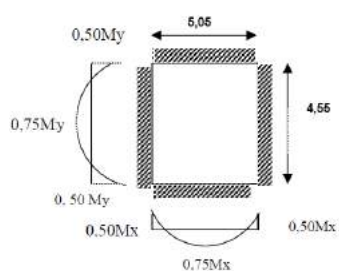
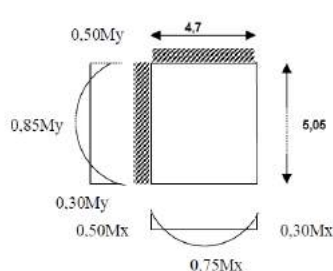


Fig.III.5:dimension d'un panneau de dalle

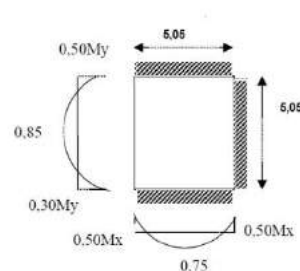
III.2.1.Schéma statique des différents types des panneaux :



Type1 :panneau de centre



Type2 :panneau de rive



Type3 :panneau d'angl

III.2.2 Détermination des moments dans les panneaux:

Combinaisons fondamentales : $G=6,37\text{KN/m}^2$; $Q = 5\text{KN/m}^2$

$$\text{ELU: } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = 16,09\text{KN/m}$$

$$\text{ELS: } q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = 11,37\text{KN/m}$$

III.2.2.1 Calcul des moments :

Notre dalle porte suivant deux directions et d'après l'annexe E3 du BAEL91 le calcul se fait panneau par panneau sous les sollicitations suivantes :

$$\text{ELU: } M_{ux} = \mu_{ux} \cdot q_u \cdot l^2 ; M_{uy} = \mu_{uy} \cdot M_{ux}$$

D'où μ_x et μ_y sont des coefficients en fonctions de p et v (coefficients de poisson) $v=0$ pour le béton fissuré.

$$\text{ELS: } M_{sx} = \mu_{sx} \cdot q_s \cdot l^2 ; M_{sy} = \mu_{sy} \cdot M_{sx} \quad v=0.2$$

Exemple de calcul:**Panneau 1:**

$$l_x = 4,55\text{m} ; l_y = 5,05\text{m}$$

$$\alpha = \frac{l_x - \frac{455}{505}}{l_y} = 0,90 > 0,40$$

Donc : la dalle porte suivant deux directions :

Après le tableau :

$$\text{ELU: } v=0 \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases}$$

$$\text{ELS: } v=0.2 \begin{cases} \mu_x = 0,0527 \\ \mu_y = 0,8510 \end{cases}$$

À L'ELU :

$$M_{ux} = \mu_{ux} \cdot q_u \cdot l^2 \Rightarrow M_{ux} = 0,0456 \times 16,09 \times 4,55^2 = 15,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = \mu_{uy} \cdot M_{ux} \Rightarrow M_{uy} = 0,7834 \times 15,18 = 11,89 \text{ KN.m}$$

Moments en travées:

$$M_{tx} = 0,75 M_{ux} = 11,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{uy} = 8,91 \text{ KN.m}$$

Moments en appuis:

$$M_{ax} = 0,5 M_{ux} = 7,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_{uy} = 5,94 \text{ KN.m}$$

Vérification à L'ELU:

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow M_{ty} = 8,91 > \frac{11,78}{4} = 2,945 \text{ KN.m} \quad (CV)$$

Calcul de l'effort tranchant (T)

$$\begin{cases} T_x = q_u \frac{l_x l_y}{(2l_x + l_y)} = 16,12 \text{ KN} \\ T_y = q_u \frac{l_x}{3} = 24,40 \text{ KN} \end{cases}$$

À L'ELS :

$$M_{sx} = \mu_{sx} \cdot q_s \cdot l^2 \Rightarrow M_{sx} = 0,0527 \times 11,37 \times 4,55^2 = 12,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = \mu_{sy} \cdot M_{sx} \Rightarrow M_{sy} = 0,8510 \times 12,40 = 10,55 \text{ KN.m}$$

Moments en travées:

$$M_{tx} = 0,75M_{sx} = 9,3KN.m$$

$$M_{ty} = 0,75M_{sy} = 7,91KN.m$$

Moments en appuis:

$$M_{ax} = 0,5M_{sx} = 6,20KN.m$$

$$M_{ay} = 0,5M_{sy} = 5,27KN.m$$

III.2.2.2.Calcul de l'effort tranchant (T)

$$\begin{cases} T_x = q_s \frac{l_x l_y}{(2l_x + l_y)} = 18,45KN \\ T_y = q_s \frac{l_x}{3} = 17,24KN \end{cases}$$

Calcul des armatures L'ELU**Les armatures inferieur :**

a)Sens Lx :

► en appuis

$$M_{ax} = 7,59KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad b=1ml \quad d=0,9 \times h \Rightarrow d=0,9 \times 16 = 14.4$$

$$\mu_{bu} = \frac{7,59}{1 \times 14,4^2 \times \sigma_b} = 0,025$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,031$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,143$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{z \times \sigma_s} \Rightarrow A_a = \frac{7,59 \times 10^{-3}}{0,143 \times 347,82} \times 10^4 = 1,52cm^2$$

► en travée:

$$M_{tx} = 11,38KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad b=1ml \quad d=0,9 \times h \Rightarrow d=0,9 \times 16 = 14.4$$

$$\mu_{bu} = \frac{11,38}{1 \times 14,4^2 \times 14,17} = 0,038$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,048$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,142$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{z \times \sigma_s} \Rightarrow A_a = \frac{11,38 \times 10^{-3}}{0,142 \times 347,82} \times 10^4 = 2,30cm^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$\rho_m \begin{cases} 0,0012 & \text{Rond Lisses} \\ 0,0008 & Fe 400 \quad [\text{B.A.E.L 91r99 /art B.7.4.}] \\ 0,0006 & Fe 500 \end{cases}$$

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) :

$$A_y = 0,0008 \cdot h_0 \cdot b \Rightarrow A_y = 0,0008 \cdot 16 \cdot 100 = 1,28cm^2/ml$$

$$A_{x \min} = \frac{3-\alpha}{2} \times A_{x \min} \Rightarrow A_{x \min} = 1,34cm^2/ml$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{x \min}) = 1,34cm^2/ml$$

Espacement maximal des armatures :

$$L'écartement des armatures : s_t \leq \min(3h_0, 33) = 33cm$$

Choix des armatures :

$$T10 \rightarrow e=16cm$$

$$4T10 \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aves : disposition de première barre $e_1 = e/2 = 8 \text{ cm}$

• **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{flexion simple} \\ \text{section rectangulaire sans } A' \\ \text{acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{11,38}{9,3} = 1,22$$

$$\alpha \leq \frac{1,22-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,36 > \alpha = 0,031 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Tableau .III.16. Ferrailage sur les deux sens

		M_u	μ	α	z_b	$A_s \text{ cm}^2$	$A_{min} \text{ cm}^2 / \text{ml}$	choix	$A_s \text{ cm}^2$
XX	travée	11,38	0,038	0,048	0,142	2,30	1,34	4T10	3,14
	appui	7,59	0,025	0,031	0,143	1,52	1,34	4T10	3,14
YY	travée	8,91	0,030	0,038	0,141	1,81	1,34	4T10	3,14
	appui	5,94	0,020	0,025	0,142	1,20	1,34	4T10	3,14

➤ **Vérification de la contrainte à L'ELS :**

✓ Contrainte de beton comprimé :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\text{On a } \begin{cases} \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} \\ \sigma_b = M_{ser} \times \frac{y_i}{I_{yy}} \end{cases}$$

En travée :

Sens Lx Ly

$$M_{ser} = 9,3 \text{ KN.m} \quad A_t = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = ?$$

$$\frac{b y_1^2}{2} = 15 A_{ts} (d - y) = 0$$

$$50 \cdot y_1^2 + 47,1 y_1 - 678,24 = 0$$

$$y_1 = 4,18 \text{ cm}$$

*Le moment d'inertie :

$$I_G = \frac{b y_1^3}{3} + \eta A (d - y_1)^2$$

$$I_G = 7353,61 \text{ cm}^4$$

➤ Calcule des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{t,ser}}{I_G} \times y_1 = 5,28$$

$$\sigma_b = 5,28 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

En appui :

Sens Lx Ly

$$M_{ser} = 12,40 \text{ KN.m} \quad A_t = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = 4,18 \text{ cm}$$

*Le moment d'inertie :

$$I_G = 7353,61 \text{ cm}^4$$

➤ Calcule des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{t,ser}}{I_G} \times y_1 = 3,52 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 3,52 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

*Contrainte des armatures tendue :

Le fissuration est peu préjudiciable aucune vérification n'est à faire concere σ_b

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ Mpa}$$

On a $0,4 \leq \alpha \leq 1$

$$v_{ux} = \frac{q_u l_x}{2} + \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{16,09 \times 4,55}{2} + \frac{1}{1 + \frac{0,4}{2}} = 25,08 \text{ KN}$$

$$v_{uy} = \frac{q_u l_y}{3} = \frac{16,05 \times 4,55}{3} = 24,40 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \times d} = \frac{25,08 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,174 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \times d} = \frac{24,40 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,169 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{ux} = 0,174 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\tau_{uy} = 0,169 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Il est nécessaire de disposé des armatures transversales par ce que la dalle est bétonnée sans reprise de bétonnages épaisseur de $h_0 = 16 \text{ cm}$

III.2.3 Vérification de la flèche :

Pour les dalles appuyées sur 4 cotés il faut vérifier :

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M_{tx}}{20 \times M_{ax}} \quad \text{et} \quad \frac{A_{tx}}{b \times d} < \frac{2}{F_e}$$

Avec :

$$h : \text{hauteur de la dalle} \dots\dots\dots h = 16 \text{ cm}$$

$$L_x : \text{Longueur de petite cotée} \dots\dots\dots L_x = 455 \text{ cm}$$

$$M_{ax} : \text{moment isostatique} \dots\dots\dots M_{ax} = 12,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} : \text{moment en travée dans le sens lx} \dots\dots\dots M_{tx} = 9,5 \text{ KN.m}$$

$$A_{tx} : \text{Section des armatures tendues dans le sens lx} \dots\dots A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$d : \text{hauteur utile} \dots\dots\dots d = 14,4 \text{ cm}$$

$$\frac{16}{4,55} > \frac{9,5}{20 \times 12,4} \Rightarrow 0,035 < 0,037 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{3,14}{100 \times 14,4} < \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0021 < 0,005 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Le calcul de la flèche est nécessaire
- Le fléché n'est pas vérifiée, l'épaisseur de la dalle sera égal à 20

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M_{tx}}{20 \times M_{ax}} \Rightarrow \frac{20}{4,55} > \frac{9,3}{20 \times 12,40} \Rightarrow 0,043 > 0,037 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A_{tx}}{b \times d} < \frac{2}{F_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 18} < \frac{2}{400} \Rightarrow 0,02 < 0,005 \dots\dots\dots CV$$

Les deux conditions sont vérifiées

Chapitre IV:

Etude des éléments non structurant

IV-Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas partie du système de contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usages, Ils sont réalisés généralement en maçonnerie (balcons, cloisons...) ou en béton (acrotère, escaliers...etc.).

Ces éléments doivent avoir un comportement adéquat en cas de séisme, ils doivent donc être réalisés conformément aux recommandations des règlements parasismiques tout en vérifiant leur résistance à un séisme important, car dans ce dernier cas ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme, ils peuvent même modifier la période d'oscillation de la structure et créer une torsion d'ensemble.

On va s'intéresser dans ce chapitre aux éléments suivants :

- L'acrotère
- Le balcon.
- Les escaliers
- L'ascenseur.

IV.1-Etude des balcons :

Un balcon est une plateforme en saillie sur la façade d'un bâtiment, qui permet de communiquer avec les parties intérieures d'une construction.

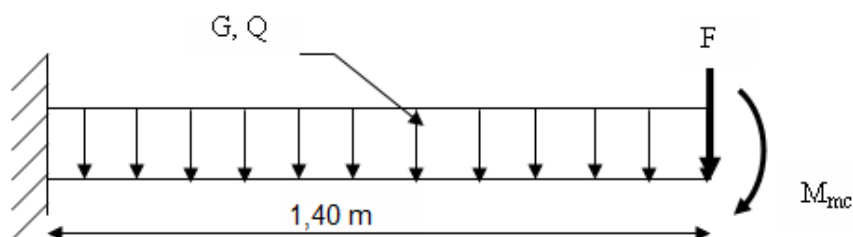
Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre p (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q.

Le balcon est assimilé à une console encastrée au plancher, réalisé en dalle pleine. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur. L'épaisseur du balcon est donnée par :

- **Dimensions :**

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{140}{30} \leq e \leq \frac{140}{10} \Rightarrow 4,66 \text{ cm} \leq e \leq 14 \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur de la dalle de balcon est : 15cm

IV.1.1. Descente des charges :

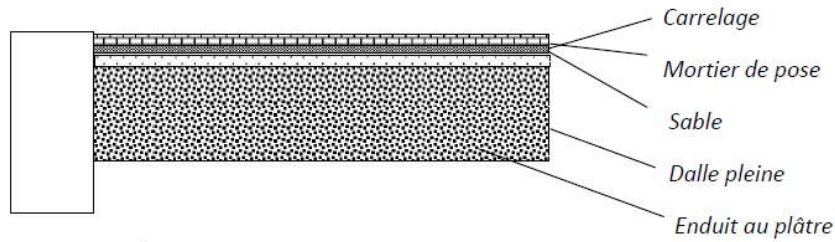


Fig. IV.1 : coupe sur balcon

✓ Charge permanent G

Tableau IV.1 charge permanente (G) de balcon

Chargements		Charge KN/m^2
1	Revêtement en carrelage (2cm)	0,44
2	Mortier de ciment(2cm)	0,40
3	Lit de sable(2cm)	0,38
4	Dalle pleine(15cm)	3,75
5	Enduit en plâtre(2cm)	0,20
ΣGi		5,17

❖ Charge d'exploitation Q :

$Q=3,5KN/m^2$ (balcon pour locaux à usage d'habitation)

Calcul de la charge due au poids du mur : $S = G_m \times h$

Tableau IV.2 : charge due au poids du mur

chargements	charge (KN/m^2)
Enduit extérieur	$2 \times 0,18 \times = 0,36KN/m^2$
Brique creuse (e=10cm)	$0,9KN/m^2$
Enduit intérieure	$2 \times 0,18 = 0,36KN/m^2$
Bac fleur	$1,25KN/m^2$
G_t	$2,87KN/m^2$

Hauteur de mur : $h=1m \Rightarrow p'=2,87 \times 1 = 2,87KN/ml$

IV.1.2. Evaluation des charges :

à ELU :

$$P_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow P_u = 12,23 KN/ml$$

$$M_u = \frac{P_u L^2}{2} + 1,35P' L \Rightarrow M_u = \frac{12,23(1,4)^2}{2} + 1,35 \times 2,87 \times 1,40$$

$$M_u = 17,409 KN.m$$

à ELS :

$$P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 8,67 \text{ KN /ml}$$

$$M_{ser} = \frac{P_{ser}L^2}{2} + P'L \Rightarrow M_{ser} = \frac{8,67 \times (1,4)^2}{2} + 2,87 \times 1,4$$

$$M_{ser} = 12,51 \text{ KN.m}$$

IV.1.3. Calcul de ferrailage :

à ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd.f_{bu}} = \frac{17,409 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_u = 0,067$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,086$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,130$$

$$A_s = \frac{M_u}{z.\sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{17,409 \times 10^{-3}}{0,130 \times 374,82} \times 10^4$$

$$A_s = 3,85 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 4T12 $\Rightarrow A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 < A = 3,85 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Armateur de répartition :

$$A_t = \frac{A_s}{4} \leftrightarrow A_t = \frac{4,52}{2} \quad A_t = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(1,13; 1,63) \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 1,63 \text{ cm/ml} \Rightarrow 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

à ELS :

IV.1.4. Vérification des contraintes :

Contrainte de béton comprimé : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Donc : $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{cj} \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$

$$M_s = 12,51 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{section rectangulaire} \\ \text{flexion simple} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha < \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

$$\left. \begin{aligned} \delta &= \frac{M_u}{M_s} = \frac{17,409}{12,51} = 1,43 \\ \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} &= \frac{1,43-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,465 \\ \alpha &= 0,086 < \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,465 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma}_b$$

✓ Contrainte des aciers :

Fissuration peu préjudiciable aucune vérification n'est nécessaire σ_s

IV.1.5. Vérification d'effort tranchant :

$$T_u = P_u L + 1,35 P' = 12,23 \times 1,40 + 1,35 \times 2,87 \Rightarrow T_u = 20,99 \text{ KN}$$

$$\tau_{max} = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_{max} = \frac{20,99 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,155 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{lim} = \min \left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] \Rightarrow \tau_{lim} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } \tau_{max} = 0,155 < \tau_{lim} = 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{CV}$$

IV.1.6 Vérification de la flèche :

$$f_i = \frac{P_s L^4}{8EI}; E_i = 32164,195 \text{ Mpa}$$

✓ Centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 4,52 \times 13,5)}{(100 \times 15) + (4,52 \times 15)}$$

$$\text{Donc : } V_1 = 7,76 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = 7,24 \text{ cm}$$

Moment de l'inertie :

$$I = \frac{b V_1^3}{3} + \frac{b V_2^3}{3} + 15 A_s (d - V_1)^2 \Rightarrow I = 30460,25 \text{ cm}^4$$

$$I = \frac{100 \times 7,76^3}{3} + \frac{100 \times 7,24^3}{3} + 15 \times 4,52 (13,5 - 7,76)^2 \Rightarrow I = 30460,23 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{8,67 \times (1,4)^4 \times 10^7}{8 \times (32164,195) \times 30460,23} \Rightarrow f_i = 0,042 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{140}{250} \Rightarrow f_{adm} = 0,56 \text{ cm}$$

$$f_i = 0,042 \text{ cm} < f_{adm} = 0,56 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

Remarque :

Pratiquement ; on prolonge le ferrailage du balcon jusqu'au plancher pour avoir un contre poids.

IV.1.7. LE CONTRE POIDS :

✓ CALCUL LONGUEUR DE CONTRE POIDS :

Poids du balcon ($e=15cm$) :

$$G_1 = 0,15 \times 1,4 \times 1 \times 25 \Rightarrow G_1 = 5,25KN$$

Poids de contre balancement ($e=20cm$) :

$$G_2 = 0,2 \times (L_c) \times 1 \times 25 \Rightarrow G_2 = 5L_c$$

$$60\% \times G_1 = G_2 \Rightarrow 0,60 \times 5,25 = 5L_c$$

$$\Rightarrow L_c = 0,63m \text{ on prend } X=0,70m$$

Avec : L_c longueur de contre poids

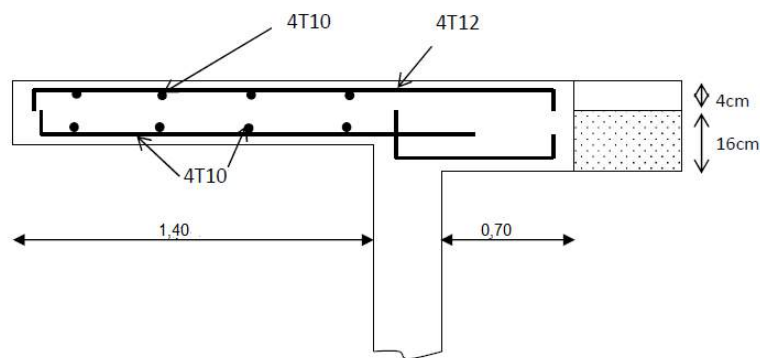


Fig. IV.2 : Schéma de ferrailage de balcon

IV.2. .Etude d'escalier:

• IV.2.1 définition :

Un escalier dans une construction est une suite régulière des plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre

Eléments constitutifs :

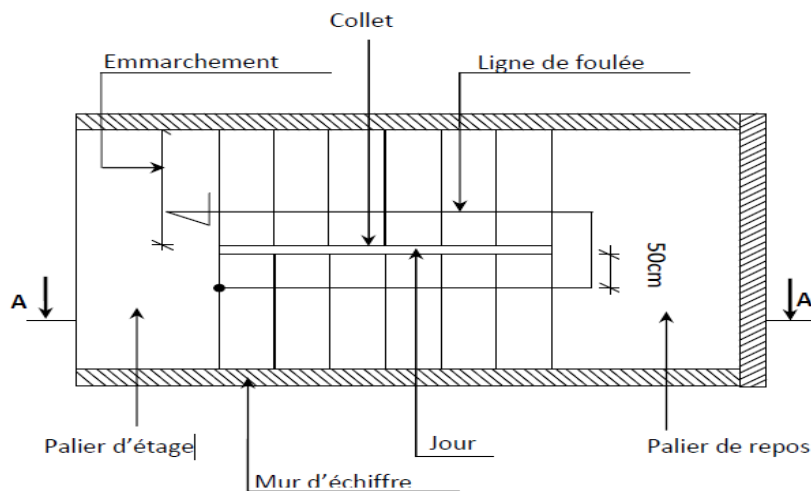


Fig. IV.3. Les éléments constitutifs d'un escalier

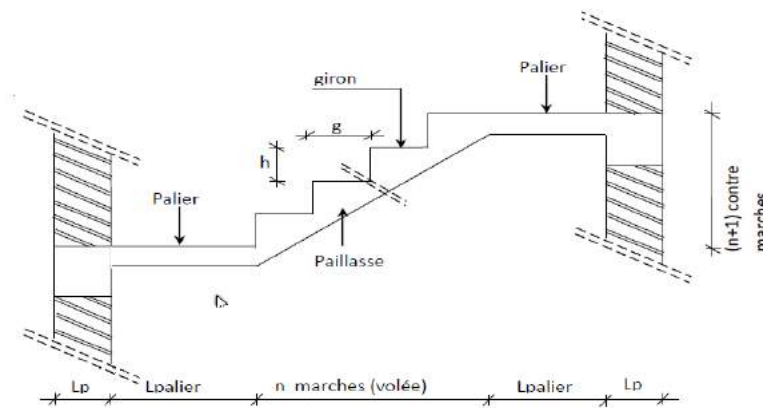


Fig. IV.4. coupe AA

- ✓ Emmarchement : La longueur de la marche ;
- ✓ g : Giron (largueur d'une marche) ;
- ✓ h : Hauteur d'une marche ;
- ✓ Mur d'échiffre : Le mur qui limite l'escalier ;
- ✓ Paillasse : Le plafond qui monte sous les marches ;
- ✓ Contre marche : La partie verticale d'une marche ;
- ✓ Le jour : L'espace entre 2 volées en projection horizontale ;
- ✓ Le collet : Le bord qui limite l'escalier du côté du jour ;
- ✓ Ligne de foulée : La courbe décrite par une personne prenant l'escalier (tracé à 50cm du coté de jour);
- ✓ Volée : C'est une suite de marche (avec 20 marches au maximum) ;
- ✓ Palier de repos : C'est la partie horizontale d'un escalier entre 2 volées et
- ✓ Palier d'arrivée : C'est le palier d'étage.

IV.2.2 type d'escalier :

Dans notre projet on a 2 types d'escalier:

- ❖ **Type 1** : Escalier à 2 volées avec 1 paliers ;
- ❖ **Type 2** : Escalier balancer

IV.2.2.1. Pré dimensionnement de type 1 :

Le pré dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de «BLONDEL» suivante :

$$0,60m \leq 2h + g \leq 0,65m$$

On prend: $h = 17cm$

$$0,60m \leq 2 \times 17 + g \leq 0,65m \Rightarrow 26cm \leq g \leq 31cm$$

On choisissant $g=30cm$

$$2h + g = 2 \times h + 30 \Rightarrow 2h + g = 64$$

$$g = L/n - 1 \Rightarrow n - 1 = 2,4/0,3 \Rightarrow n - 1 = 7$$

Donc nous adoptons 9 contremarches de 17cm et 7 marches de 30cm

L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

La longueur de la paillasse :

$$\begin{cases} L' = \frac{7 \times 0,30}{\cos(29,54)} = 2,41m \\ L' = \frac{7 \times 0,30}{\sin(29,54)} = 2,41m \end{cases}$$

Epaisseur de la paillasse (paillasse porteuse) :

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{2,41}{30} < e < \frac{2,41}{20}$$

D'où ép. = (8,03 ; 12,05)cm

Nous prenons ép. = 15cm pour des raisons constructives.

Epaisseur de palier :

$$\frac{l_{pal}}{30} < e_{pal} < \frac{l_{pal}}{20} \Rightarrow \frac{155}{30} < e_{pal} < \frac{155}{20}$$

D'où $e_{pal} = (5,16 ; 7,75)cm$

On prend $e_{pal} = 15cm$ pour des raisons constructives.

IV.2.2.2. Descente de charges :

✓ Volée :

a) charges permanentes :

Tableau. IV.3 : charges permanentes de volée

chargement	Charge KN/m^2
Carrelage + mortier de pose	0,84
Revêtement vertical ($0,84h/g$)	0,48
Poids propre des marches ($25 \times h/2$)	2,13
Poids propre de la paillasse ($25 \times e_p / \cos \alpha$)	4,31
Enduit au ciment ($0,18 \times 1,5 / \cos \alpha$)	0,26
Gard corps	1
$\sum G$	9,02

b) Charges d'exploitation.

Locaux à usage d'habitation : $Q = 2,5 KN/m^2$

✓ Palier :

a) charges permanentes :

Tableau. IV.4 : charges permanentes de palier

Chargement	charge KN/m^2
Carrelage + mortier de pose	0,84
Poids propre du palier (25, ép.)	3,75
Enduit au ciment	0,36
$\sum G$	4,95

b) Charges d'exploitation :

Pour une bande de 1m de largeur $Q=2,5KN/m^2$

IV.2.2.3 Combinaisons d'action :

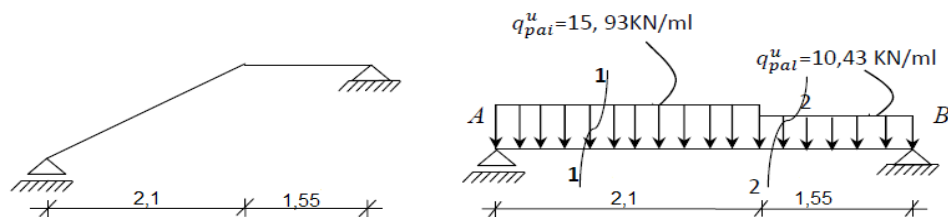
Tableau. IV.5 : Combinaisons d'action

		Palier KN/m^2	Volée KN/m^2
ELU	$1,35G+1,5Q$	10,43	15,93
ELS	$G+Q$	7,45	11,52

IV.2.2.4.Calcul les sollicitations

➤ Etat limite ultime (E L U) :

▪ Schéma statique :



.Fig. IV.5 : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos

Calcul des réactions : $R_A = ?$ $R_B = ?$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_A \times (2,1 + 1,55) - (15,93 \times 2,1) \times \left(\frac{2,1}{2} + 1,55\right) - (10,43 \times 1,55) \times \left(\frac{1,55}{2}\right) = 0$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_A = 27,26KN$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow R_B \times (2,1 + 1,55) - (15,93 \times 2,1) \times \left(\frac{2,1}{2}\right) - (10,43 \times 1,55) \times \left(\frac{1,55}{2} + 2,1\right) = 0$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B = 22,35KN$$

Vérification :

$$\begin{aligned}\sum F_v &= R_A + R_B + F_{PAI} - F_{PAL} = 0 \\ &\Rightarrow 27,26 + 22,35 + (15,93 \times 2,1) - (10,43 \times 1,55) = 0 \\ &\Rightarrow 27,26 + 22,35 - 33,45 - 16,16 = 0 \\ &\Rightarrow 0 = 0 \quad \quad \quad CV\end{aligned}$$

Calcul du moment fléchissant maximum :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,10$

$$\begin{cases} M(x) = R_A x - q_u^{pai} \times \frac{x^2}{2} \\ T(x) = R_A - q_u^{pai} \times x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(x) = 27,26x - 15,93 \frac{x^2}{2} \\ T(x) = 27,26 - 15,93x \end{cases}$$

$$X=0 \begin{cases} M(0) = 0KN.m \\ T(0) = 27,26KN \end{cases}$$

$$X=2,1 \begin{cases} M(2,1) = 22,12KN.m \\ T(2,1) = -6,19KN \end{cases}$$

$$T(x_n)=0 \Rightarrow 27,26 - 15,93x=0 \Rightarrow x_n = 1,70m$$

$$M_{max}(1,70) = 23,32KN.m$$

Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1,55$

$$\begin{cases} M(x) = R_B x - q_u^{pai} \times \frac{x^2}{2} \\ T(x) = -R_B + q_u^{pai} \times x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(x) = 22,35x - 10,43 \frac{x^2}{2} \\ T(x) = -22,35 + 10,43x \end{cases}$$

$$X=0 \begin{cases} M(0) = 0KN.m \\ T(0) = -22,35KN \end{cases}$$

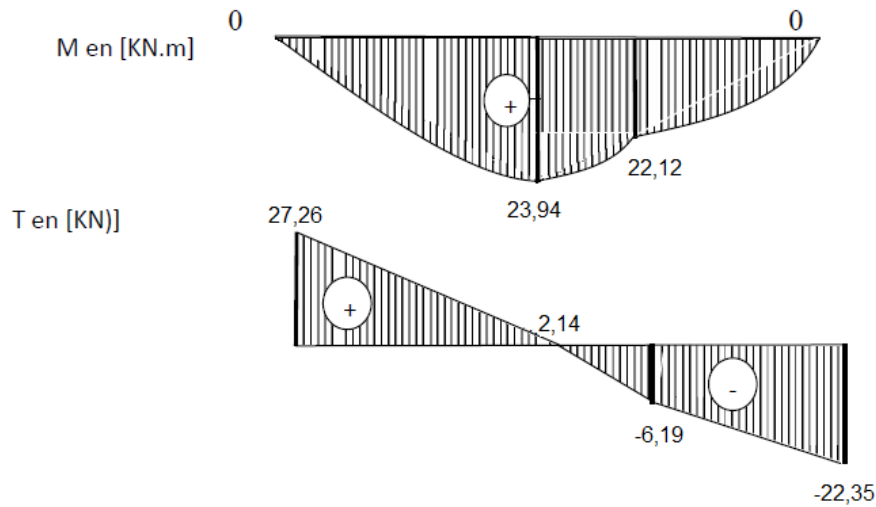
$$X=1,55m \begin{cases} M(1,55) = 22,11KN.m \\ T(1,55) = -6,18KN \end{cases}$$

$$T(x_n)=0 \Rightarrow -22,35 + 10,43x=0 \Rightarrow x_n = 2,14m$$

$$M_{max}(2,14) = 23,94KN.$$

✓ **Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant:**

➤ **Etat limite ultime (E L U) :**



Diagrammes des moments fléchissant Et efforts tranchants à [E.L.U]

❖ Moment en appui :

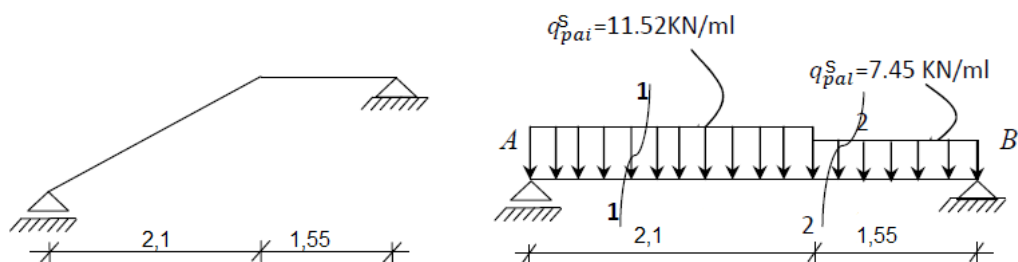
$$M_a^u = 0,2M_{max} = 4,78KN.m$$

❖ Moment en travée

$$M_t^u = 0,8M_{max} = 19,15KN.m$$

➤ Etat limite service (ELS) :

▪ Schéma statique :



.Fig. IV.6. Schéma statique d'un escalier à pailasse avec palier de repos

Calcul des réactions : $R_A = ?$ $R_B = ?$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A \times (2,1 + 1,55) - (11,52 \times 2,1) \times \left(\frac{2,1}{2} + 1,55\right) - (7,45 \times 1,55) \times \left(\frac{1,55}{2}\right) = 0$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 19,67KN$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times (2,1 + 1,55) - (11,52 \times 2,1) \times \left(\frac{2,1}{2}\right) - (7,45 \times 1,55) \times \left(\frac{1,55}{2} + 2,1\right) = 0$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B = 16,06 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\sum F_v = R_A + R_B + F_{PAI} - F_{PAL} = 0$$

$$\Rightarrow 19,67 + 16,06 + (11,52 \times 2,1) - (7,45 \times 1,55) = 0$$

$$\Rightarrow 19,67 + 16,06 - 24,19 - 11,54 = 0$$

$$\Rightarrow 0 = 0 \quad \text{CV}$$

Calcul du moment fléchissant maximum :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,10$

$$\begin{cases} M(x) = R_A x - q_s^{pai} \times \frac{x^2}{2} \\ T(x) = R_A - q_s^{pai} \times x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(x) = 19,67x - 11,52 \frac{x^2}{2} \\ T(x) = 19,67 - 11,52x \end{cases}$$

$$X=0 \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ T(0) = 19,67 \text{ KN} \end{cases}$$

$$X=2,1 \begin{cases} M(2,1) = 15,90 \text{ KN.m} \\ T(2,1) = -4,52 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x_n)=0 \Rightarrow 19,67 - 11,52x=0 \Rightarrow x_n = 1,70 \text{ m}$$

$$M_{max}(1,70) = 16,79 \text{ KN.m}$$

Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1,55$

$$\begin{cases} M(x) = R_B x - q_s^{pai} \cdot \frac{x^2}{2} \\ T(x) = -R_B + q_s^{pai} \cdot x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(x) = 16,06x - 7,45 \frac{x^2}{2} \\ T(x) = -16,06 + 7,45x \end{cases}$$

$$X=0 \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ T(0) = -16,06 \text{ KN} \end{cases}$$

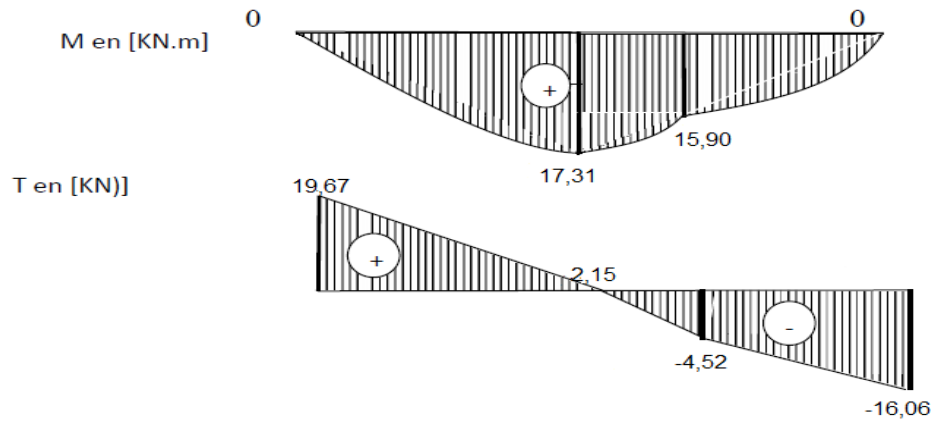
$$X=1,55 \text{ m} \begin{cases} M(1,55) = 15,94 \text{ KN.m} \\ T(1,55) = -4,52 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x_n)=0 \Rightarrow -16,06 + 7,45x=0 \Rightarrow x_n = 2,14 \text{ m}$$

$$M_{max}(2,14) = 17,31 \text{ KN.m}$$

✓ **Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant**

➤ **Etat limite ultime (E L S) :**



Diagrammes des moments fléchissant Et efforts tranchants à [E.L.S]

❖ Moment en appui :

$$M_a^S = 0,2M_{max} = 3,46 \text{ KN.m}$$

❖ Moment en travée

$$M_t^S = 0,8M_{max} = 13,84 \text{ KN.m}$$

Tableau. IV.6 : les sollicitations maximales

sollicitation	ELU	ELS
$M_{t \max} (\text{KN.m})$	19,15	13,84
$M_{a \max} (\text{KN.m})$	4,78	3,46
$T_{\max} (\text{KN})$	27,26	19,67

IV.2.2.5 Calcul de ferrailage :➤ **En travée**❖ Etat limite ultime (ELU) : $M_t^u = 19,15 \text{ KN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{b d f_{bu}} = \frac{19,15 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,074$$

$$\mu_l = 0,393 \quad \mu_{bu} = 0,074 < \mu_l = 0,393$$

Donc : il n'y a pas d'armature dans la zone comprimée $A' = 0$

Détermination des armatures :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,096$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,129$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{19,15 \times 10^{-3}}{0,129 \times 374,82} \times 10^4$$

$$A_s = 4,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(4,26; 1,63) \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 4,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Espacement maximal des armatures : [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

$$L'écartement des armatures : S_t \leq \min(3h_0; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

$$T12 \rightarrow e = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

$$5T12 / \text{ml} \rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_t^s = 13,84 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{section rectangulaire} \\ \text{flexion simple} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

$$\left. \begin{array}{l} \delta = \frac{M_u}{M_s} = \frac{19,15}{13,84} = 1,38 \\ \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,098 \\ \alpha = 0,096 \leq \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 \dots CV \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa} > \sigma_b \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Espacement maximal des armatures : [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

L'écartement des armatures :

On prend : $S_t = 33 \text{ cm} / \text{ml}$

❖ Choix des armatures :

$$T12 \rightarrow e = 33 \text{ cm}$$

$$4T12/ml \rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2/ml$$

➤ En appuis :

❖ Etat limite ultime (ELU) : $M_a^u = 4,78 \text{ KN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{b d f_{bu}} = \frac{4,78 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,018$$

$$\mu_l = 0,393 ; \quad \mu_{bu} = 0,018 < \mu_l = 0,393$$

Donc : il n'y a pas d'armature dans la zone comprimée $A' = 0$

Détermination des armatures :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,022$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,133$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{4,78 \times 10^{-3}}{0,133 \times 374,82} \times 10^4$$

$$A_s = 1,03 \text{ cm}^2/ml$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(1,03 ; 1,63) \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 1,63 \text{ cm}^2/ml$$

Espacement maximal des armatures : [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

L'écartement des armatures : $S_t \leq \min(3h_0; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

• Choix des armatures :

$$T12 \rightarrow e = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

$$2T12/ml \rightarrow A = 2,26 \text{ cm}^2/ml$$

Tableau. IV.7 : Le ferrailage de la pailasse

	M (KN.m)	μ	α	z_b	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	choix	$A_s(\text{cm}^2)$
travée	19,15	0,074	0,096	0,129	4,26	1,63	5T12	5,65
appuis	4,78	0,018	0,022	0,133	1,03	1,63	2T12	2,26

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^s = 13,84 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{section rectangulaire} \\ \text{flexion simple} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\left. \begin{array}{l} \delta = \frac{M_u}{M_s} = \frac{19,15}{13,84} = 1,38 \\ \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,098 \\ \alpha = 0,222 \leq \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 \dots CV \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} > \sigma_b \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement maximal des armatures:

[BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

L'écartement des armatures :

On prend : $S_t = 33 \text{ cm/ml}$

- **Choix des armatures:**

$$T12 \rightarrow e = 33 \text{ cm}$$

$$4T12/\text{ml} \rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IV.2.2.6. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{max} = 27,26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{27,26 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,20 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots CV$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Tableau IV.8 : sections d'armatures longitudinales et de répartition

	$M_u (KN.m)$	Armatures longitudinale			Armatures de répartition		
		A (cm^2)	chois des barres	Espacement (cm)	A (cm^2)	Chois des barres	Espacement (cm)
travée	19,15	5,65	5T12	33	4,52	4T12	33
appui	4,78	1,63	4T12	33	4,52	4T12	33

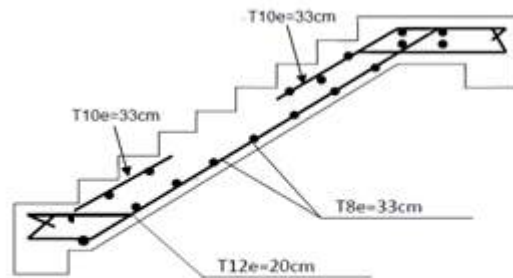
IV.2.2.7. Schéma de ferrailage

Figure IV.7 : ferrailage d'escalier étage courant

IV.2.3 Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre qui supporte les réactions des escaliers et les transmettent directement au poteau est encastrée à deux extrémités.

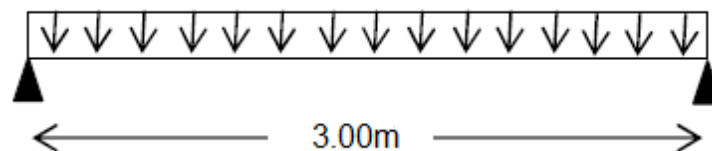
IV.2.3.1 Pré dimensionnement :

Fig. IV.8 : Schéma statique de la poutre palière.

La hauteur h de la poutre doit satisfaire la condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20cm \leq h \leq 30cm$$

On prend $h=30cm$

$$\text{La largeur } b : 0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 12cm \leq b \leq 24cm$$

On prend $b=25cm$

✓ **Vérification selon RPA 2003 :**

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 30cm \geq 20cm \dots\dots\dots CV \\ 30 = 30cm \dots\dots\dots CV \\ 1,2 \leq 4 \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

IV.2.3.2.Evaluation des charges :

Calcul du poids propre g_p de la poutre brisée

$$g_p = 0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,87KN/m$$

Calcul de la charge due au poids du mur :

Poids du mur : $G_{mur} = 2,83KN/m^2$ (chapitre de pré- dimensionnement)

Charge permanente du palier de repos :

$$R_B = \frac{10,43 \times 3,00}{2} = 15,64KN \quad (ELU).$$

$$R_B = \frac{7,45 \times 3,00}{2} = 11,17KN \quad (ELS).$$

IV.2.3.3.Combinaisons fondamentales :

❖ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$q^u = 1,35 \times (g_{poutre} + g_{mur}) + R_B \Rightarrow q^u = 1,35 \times (1,87 + 2,83) + 15,64$$

$$q^u = 21,98 KN/m$$

Etat limite ultime (E.L.S.) :

$$q^s = (g_{poutre} + g_{mur}) + R_B \Rightarrow q^s = (1,87 + 2,83) + 11,17$$

$$q^s = 15,87 KN/m$$

IV.2.3.4.Calcul les Sollicitations

Moment fléchissant :

$$M_0^U = \frac{q^u \times l^2}{8} = \frac{21,98 \times (3)^2}{8} = 24,72KN.m$$

➤ **En travée :**

$$M_t^u = 0,85 \times M_0^u = 0,85 \times 24,72 = 21,01 \text{ KN.m}$$

➤ **En appui :**

$$M_a^u = 0,3 \times M_0^u = 0,3 \times 24,72 = 7,41 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{21,98 \times 3}{2} = 32,97 \text{ KN}$$

Tableau. IV.9 : Tableau récapitulatif les sollicitations maximales

Sollicitations	ELU	ELS
$M_{t \max} (\text{KN.m})$	21,01	15,17
$M_{a \max} (\text{KN.m})$	7,41	5,35
$T_{\max} (\text{KN})$	32,97	23,8

IV.2.3.5. Calcul du ferrailage :

➤ **En travée**

Etat limite ultime (ELU) : $M_t^u = 21,01 \text{ KN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

Moment réduit :

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,30 = 0,27 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{b d f_{bu}} = \frac{21,01 \times 10^{-3}}{0,25 \times (0,27)^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,081$$

$$\mu_l = 0,393 \mu_{bu} = 0,081 < \mu_l = 0,393$$

Donc : il n'y a pas d'armature dans la zone comprimée $A' = 0$

Détermination des armatures:

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,105$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,258$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{21,01 \times 10^{-3}}{0,258 \times 374,82} \times 10^4$$

$$A_t = 2,34 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{28}}{f_e} = 0,81 \text{ cm}^2 \text{ BAEL91r99 /art-A.4.1,1]}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(2,34; 0,81)cm^2 \Rightarrow A = 2,34cm^2$$

Choix des armatures :

$$2T10 + 2T12 \rightarrow A = 3,83cm^2$$

Vérification de la contrainte du béton :

$$\left. \begin{array}{l} \text{section rectangulaire} \\ \text{flexion simple} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

$$\left. \begin{array}{l} \delta = \frac{M_u}{M_s} = \frac{21,01}{15,17} = 1,38 \\ \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \\ \alpha = 0,105 \leq \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 \dots CV \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \overline{\sigma_b} = 15Mpa > \sigma_b \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

➤ **En appuis :**

Etat limite ultime (ELU) : $M_a^u = 7,41KN.m$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

Moment réduit

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{bd.f_{bu}} = \frac{7,41 \times 10^{-3}}{0,25 \times (0,27)^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,028$$

$$\mu_l = 0,393 \mu_{bu} = 0,028 < \mu_l = 0,393$$

Donc : il n ya pas d'armature dans la zone comprimée $A' = 0$

Détermination des armatures:

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

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,26$$

$$A_s = \frac{M_u}{z.\sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{7,41 \times 10^{-3}}{0,26 \times 374,82} \times 10^4$$

$$A_s = 0,80cm^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{28}}{f_e} = 0,81 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(0,80 ; 0,81) \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 0,81 \text{ cm/ml}$$

❖ Choix des armatures :

$$2T10 \rightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2$$

Tableau IV.10: Le ferrailage de la paillasse

	M(KN.M)	μ	α	z_b	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	choix	$A_s(\text{cm}^2)$
travée	21,01	0,081	0,105	0,258	2,34	0,81	2T10+2T12	3,83
appuis	7,41	0,028	0,035	0,26	0,80	0,81	2T10	1,57

Vérification de la contrainte du béton :

$$\left. \begin{array}{l} \text{section rectangulaire} \\ \text{flexion simple} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma}_b$$

$$\left. \begin{array}{l} \delta = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7,41}{5,35} = 1,38 \\ \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \\ \alpha = 0,035 \leq \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 \dots CV \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma}_b$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \overline{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} > \sigma_b \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ (\text{aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

Calcul des armatures transversales :

$$T_{max} = 32,97 \text{ KN}$$

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\text{Contrainte tangente } \tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{32,97 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,27} = 0,48 \text{ Mpa} \quad [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1,1}]$$

Fissuration peut nuisible :

$$\text{Contrainte tangente limite } \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1,21}]$$

$$\tau_u = 0,48 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Section et écartement des armatures transversales At. :

- Diamètre des armatures transversales

$$\emptyset_t \leq \left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset_{l \min} \right] \Rightarrow \emptyset_t \leq \left[\frac{300}{35}; \frac{250}{10}; 12 \right] = 8,57 \text{ mm} [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1, 22}]$$

On prend: $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235

Si on prend $A_t = 1.00 \text{ cm}^2$ ($2\emptyset 8 = 1,01 \text{ cm}^2$)

L'espacement des armatures transversales

▪ Espacement des armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max \left[\frac{\tau_u}{2}; 0,40 \text{ Mpa} \right] \Rightarrow \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max [0,27; 0,40 \text{ Mpa}]$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,40 \text{ Mpa}$$

$$S_t \leq \frac{1 \times 235}{0,40 \times 25} \Rightarrow S_t \leq 23,5 \text{ cm}$$

Avec $S_t \leq \max(0,9d; 4 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$

Donc on adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

▪ Vérification selon RPA 2003 :

- Zone nodale : $\min(h/4; 12\emptyset) \Rightarrow S_t = 7,5 \text{ cm}$
- En d'hors de la zone nodale : $S_t = h/2 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

Donc $S_t = 5 \text{ cm}$ en zone nodale et $S_t = 15 \text{ cm}$ en d'hors de la zone nodale.

IV.2.3.6. VERIFICATION DE LA FLECHE :

$$F_i = \frac{5 \cdot P_{ser} L^4}{384 EI}$$

Centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum Y_i} = \frac{30 \times 25 \times 15 + 5,65 \times 27}{30 \times 25 + 15 \times 5,65}$$

Donc : $V_1 = 16,22 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = 16,22 \text{ cm}$

▪ Moment de l'inertie :

$$I = \frac{b \cdot V_1^3}{3} + \frac{b \cdot V_2^3}{3} + 15 A_s (d - V_1)^2 \Rightarrow I = 67214,96 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32164,195 \text{ Mpa}$$

$$F_i = \frac{5 \times 15,87(3)^4 \times 10^7}{384 \times 32164,19 \times 67214,96} \Rightarrow F_i = 0,085 \text{ cm}$$

$$F_{admi} = \frac{L}{500} \Rightarrow F_{admi} = \frac{300}{500} \Rightarrow F_{admi} = 0,60 \text{ cm}$$

$$F_i = 0,085 \text{ cm} < F_{admi} = 0,60 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

IV.2.3.7. Schéma de ferrailage

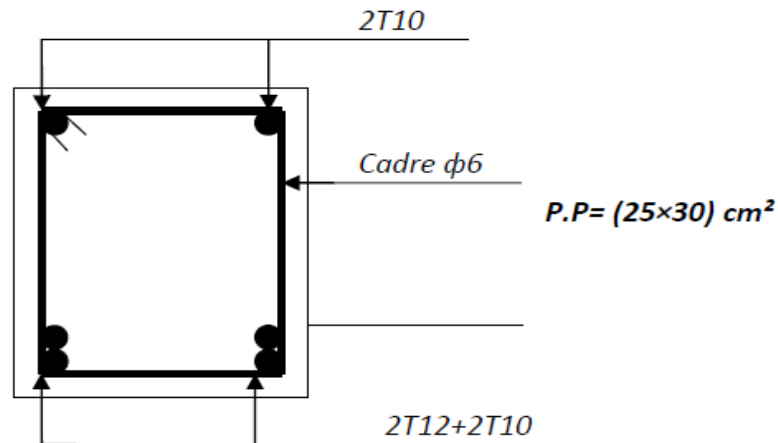


Fig. IV.9: ferrailages de la poutre palière

IV.2.4. Pré dimensionnement type 2:

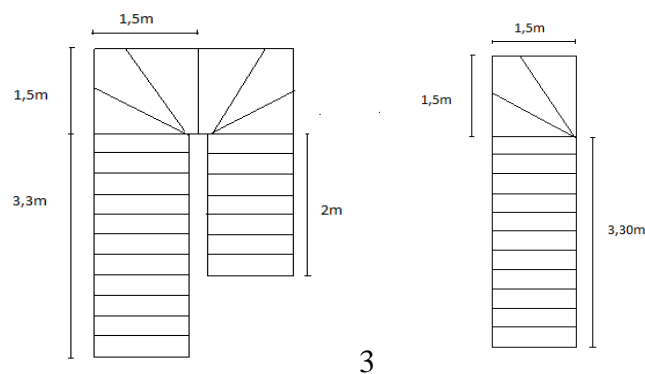


Fig. IV.10 escalier balancé

Hauteur $H=4,5\text{m}$

Giron : $g=30 \text{ cm}$ $25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm}$

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

On a: $59 < 2h + g < 66$ $14,5 < h < 18$.

Pour: $h = 18 \text{ cm}$ $N c = H / h = 450 / 18 = 25$

On aura 25 contre marche

Il y a 3 volées :

Volées 1 :

$$n = N_c - 1 = 11 - 1 = 10 \text{ marches}$$

$$H_1 = N_c \times h = 11 \times 18 = 1,98m$$

$$L_1 = (n - 1) \times g = (10 - 1) \times 0,3 = 2,70m$$

Inclinaison de la paillasse:

$$\tan \alpha_1 = \frac{H_1}{L_1} = \frac{198}{270} = 0,73 \rightarrow \alpha_1 = 36,25^\circ$$

$$\text{La longueur de volée est : } L'_1 = \frac{198}{\sin \alpha} = 3,34m$$

$$\text{L'épaisseur de la paillasse est : } \frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{334}{30} < e < \frac{334}{20} \quad e = 15cm$$

$$\text{Largeur de la paillasse est : } d = \frac{3,00-20}{2} = 1,40m$$

$$\text{Le vide entre les deux paillasses : } b = 20cm$$

volées de tournement

Dans la volée de tournement les trois premières et les trois dernières marches sont sous forme d'un triangle

1ere condition de résistance :

$$e \leq \frac{L_x}{20}$$

$$\text{Avec L : longueur de la console : } L = 150cm$$

$$e \leq \frac{L_x}{20} = \frac{150}{20} = 7,5cm \quad e \leq 7,5$$

2^{eme} Condition de coupe-feu : $e \geq 11cm$pour 2 heures de coupe-feu

On choisit l'épaisseur du palier de repos : $e = 15cm$

Volée quartier tournant incliné

On a trois marches avec $h = 17cm$

$$\beta = \frac{90}{3} = 30^\circ$$

$$\tan(\beta) = \frac{x}{1,5} \Rightarrow x = 1,5 \times \tan(\beta)$$

$$x = 0,86m$$

$$y = 1,5 - 0,86 \Rightarrow y = 0,64m$$

$$\alpha = 20,30^\circ$$

IV.2.4.1.Descente de charges :

✓ Volée :

Tableau. IV.11 : les charges des volées

	Volée de tournement	Volée 1
Charges permanent(KN/m^2)	9,3	9,73
Charges exploitation(KN/m^2)	2,5	2,5

IV.2.4.2Combinaisons d'action :

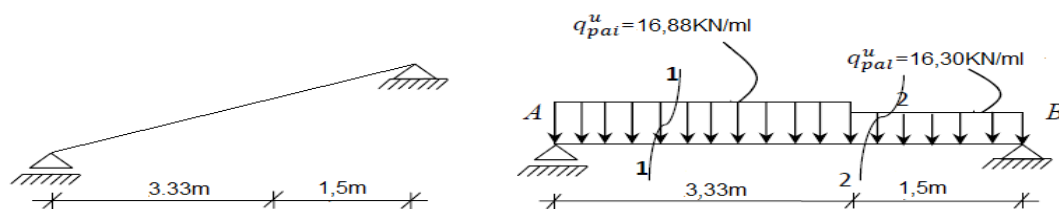
Tableau. IV.12 : Combinaisons d'action

	Volée de tournement (KN/m^2)	Volée 1(KN/m^2)
ELU	16,30	16 ,88
ELS	11,8	12,23

IV.2.4.3.Calcul les sollicitations

➤ Etat limite ultime (E L U) :

Schéma statique :



.Fig. IV.11 : Schéma statique d'un escalier balancé ELU

Calcul des réactions : $R_A = ?$ $R_B = ?$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A \times (3,3 + 1,5) - (16,88 \times 3,3) \times \left(\frac{3,3}{2} + 1,5\right) - (16,30 \times 1,5) \times \left(\frac{1,5}{2}\right) = 0$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 40,37 KN$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B \times (3,3 + 1,5) - (16,88 \times 3,3) \times \left(\frac{3,3}{2}\right) - (16,30 \times 1,5) \times \left(\frac{1,5}{2} + 3,3\right) = 0$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B = 39,77KN$$

Vérification :

$$\begin{aligned}\sum F_v &= R_A + R_B + F_{PAI} - F_{PAL} = 0 \\ &\Rightarrow 40,37 + 39,77 + (16,88 \times 3,3) - (16,30 \times 1,5) = 0 \\ &\Rightarrow 40,37 + 39,77 - 55,70 - 24,45 = 0 \\ &\Rightarrow 0=0 \quad \quad \quad CV\end{aligned}$$

Calcul du moment fléchissant maximum :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 3,3$

$$\begin{cases} M(x) = R_A x - q_u^{pai} \times \frac{x^2}{2} \\ T(x) = R_A - q_u^{pai} \times x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(x) = 40,37x - 16,88 \frac{x^2}{2} \\ T(x) = 40,37 - 16,88x \end{cases}$$

$$X=0 \begin{cases} M(0) = 0KN.m \\ T(0) = 40,37KN \end{cases}$$

$$X=3,3 \begin{cases} M(3,3) = 41,31KN.m \\ T(3,3) = -15,33KN \end{cases}$$

$$T(x_n)=0 \Rightarrow 40,37 - 16,88x=0 \Rightarrow x_n = 2,39m$$

$$M_{max}(2,39) = 48,27KN.m$$

Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1,5$

$$\begin{cases} M(x) = R_B x - q_u^{pai} \times \frac{x^2}{2} \\ T(x) = -R_B + q_u^{pai} \times x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(x) = 39,77x - 16,30 \frac{x^2}{2} \\ T(x) = -39,77 - 16,30x \end{cases}$$

$$X=0 \begin{cases} M(0) = 0KN.m \\ T(0) = -39,77KN \end{cases}$$

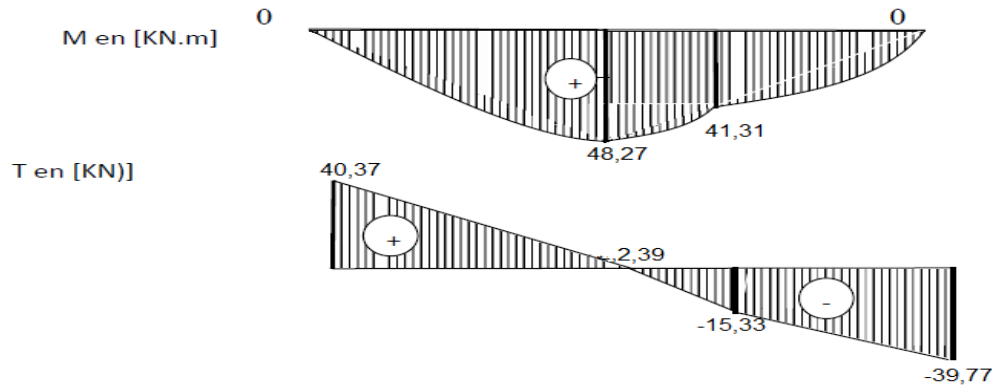
$$X=1,5m \begin{cases} M(1,5) = 41,32KN.m \\ T(1,5) = -64,22KN \end{cases}$$

$$T(x_n)=0 \Rightarrow -39,77 - 16,30x=0 \Rightarrow x_n = 2,43m$$

$$M_{max}(2,43) = 48,51KN.m$$

Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant

➤ **Etat limite ultime (E L U) :**



Diagrammes des moments fléchissant Et efforts tranchants à [E.L.U]

❖ Moment en appui :

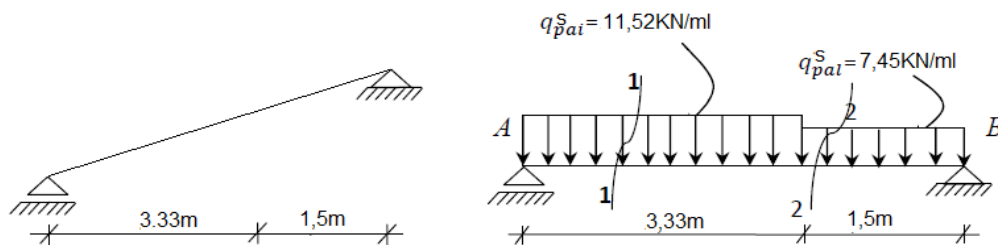
$$M_a^u = 0,2M_{max} = 9,70KN.m$$

❖ Moment en travée

$$M_t^u = 0,8M_{max} = 38,80KN.m$$

➤ Etat limite service (ELS) :

▪ Schéma statique :



.Fig. IV.12 : Schéma statique d'un escalier balancé ELS

Calcul des réactions : $R_A = ?$ $R_B = ?$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A \times (3,3 + 1,5) - (12,23 \times 3,3) \times \left(\frac{3,3}{2} + 1,5\right) - (11,8 \times 1,5) \times \left(\frac{1,5}{2}\right) = 0$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 29,25KN$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B \times (3,3 + 1,5) - (12,23 \times 3,3) \times \left(\frac{3,3}{2}\right) - (11,8 \times 1,5) \times \left(\frac{1,5}{2} + 3,3\right) = 0$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 28,80KN$$

Vérification :

$$\begin{aligned}\sum F_v &= R_A + R_B + F_{PAI} - F_{PAL} = 0 \\ &\Rightarrow 29,25 + 28,80 + (12,23 \times 3,3) - (11,8 \times 1,5) = 0 \\ &\Rightarrow 29,25 + 28,80 - 40,35 - 17,7 = 0 \\ &\Rightarrow 0 = 0 \quad \text{CV}\end{aligned}$$

Calcul du moment fléchissant maximum :**Section 1-1 :** $0 \leq x \leq 3,3$

$$\begin{cases} M(x) = R_A x - q_s^{pai} \times \frac{x^2}{2} \\ T(x) = R_A - q_s^{pai} \times x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(x) = 29,25x - 12,23 \frac{x^2}{2} \\ T(x) = 29,25 - 12,23x \end{cases}$$

$$X=0 \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T(0) = 29,25 \text{ KN} \end{cases}$$

$$X=3,3 \begin{cases} M(3,3) = 29,93 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T(3,3) = -11,109 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x_n)=0 \Rightarrow 29,25 - 12,23x=0 \Rightarrow x_n = 2,39 \text{ m}$$

$$M_{max}(2,39) = 34,98 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1,5$

$$\begin{cases} M(x) = R_B x - q_s^{pai} \times \frac{x^2}{2} \\ T(x) = -R_B + q_s^{pai} \times x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(x) = 28,80x - 11,8 \frac{x^2}{2} \\ T(x) = -28,80 - 11,80x \end{cases}$$

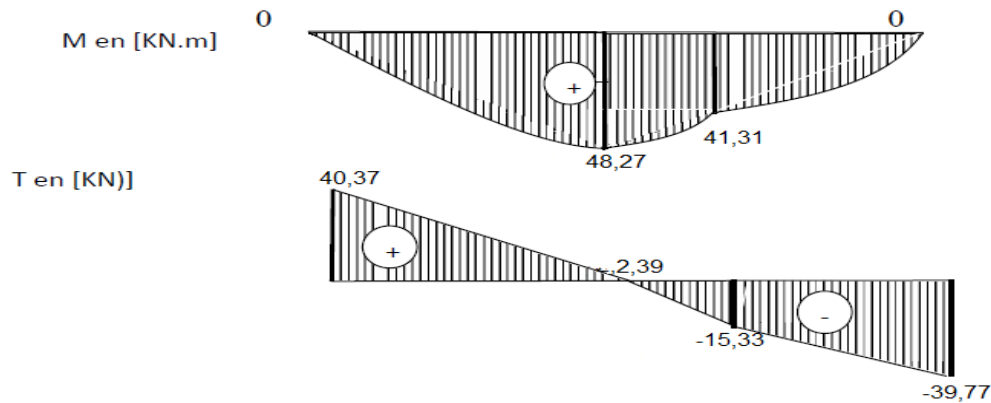
$$X=0 \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T(0) = -28,80 \text{ KN} \end{cases}$$

$$X=1,5 \text{ m} \begin{cases} M(1,5) = 29,93 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T(1,5) = -46,5 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x_n)=0 \Rightarrow -28,80 - 11,80x=0 \Rightarrow x_n = 2,44 \text{ m}$$

$$M_{max}(2,44) = 35,15 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant**Etat limite ultime (E L S) :**



Diagrammes des moments fléchissant Et efforts tranchants à [E.L.S]

❖ Moment en appui :

$$M_a^u = 0,2M_{max} = 7,03KN.m$$

❖ Moment en travée

$$M_t^u = 0,8M_{max} = 28,12KN.m$$

Tableau. IV.13 : les sollicitations maximales

sollicitation	ELU	ELS
$M_{t\ max}(KN.m)$	38,80	28,12
$M_{a\ max}(KN.m)$	9,70	7,03
$T_{max}(KN)$	64,22	46,50

IV.2.4.4 Calcul de ferrailage :➤ En travée❖ Etat limite ultime (ELU) : $M_t^u = 38,80KN.m$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{bd.f_{bu}} = \frac{38,80 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,15$$

$$\mu_l = 0,393 \quad \mu_{bu} = 0,15 < \mu_l = 0,393$$

Donc : il n'y a pas d'armature dans la zone comprimée $A' = 0$

Détermination des armatures :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,204$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,123$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{38,80 \times 10^{-3}}{0,123 \times 374,82} \times 10^4$$

$$A_s = 8,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(8,41; 1,63) \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 8,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Espacement maximal des armatures : [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

$$L'écartement des armatures : S_t \leq \min(3h_0; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

$$T16 \rightarrow e = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

$$5T16 / \text{ml} \rightarrow A = 10,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_t^s = 28,12 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{section rectangulaire} \\ \text{flexion simple} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

$$\left. \begin{array}{l} \delta = \frac{M_u}{M_s} = \frac{38,80}{28,12} = 1,37 \\ \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \\ \alpha = 0,204 \leq \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 \dots CV \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa} > \sigma_b \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{10,05}{4} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Espacement maximal des armatures : [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

L'écartement des armatures :

On prend : S_t = 33 cm / ml

❖ Choix des armatures :

$$T12 \rightarrow e = 33 \text{ cm}$$

$$4T12/ml \rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2/ml$$

➤ En appuis :

$$❖ \text{Etat limite ultime (ELU)} : M_a^u = 9,70 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^u}{b d f_{bu}} = \frac{9,70 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,037$$

$$\mu_l = 0,393 ; \quad \mu_{bu} = 0,037 < \mu_l = 0,393$$

Donc : il n'y a pas d'armature dans la zone comprimée $A' = 0$

Détermination des armatures :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0925$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,130$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{9,70 \times 10^{-3}}{0,130 \times 374,82} \times 10^4$$

$$A_s = 1,99 \text{ cm}^2/ml$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(1,99 ; 1,63) \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 1,99 \text{ cm}^2/ml$$

Espacement maximal des armatures : [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

$$\text{L'écartement des armatures : } S_t \leq \min(3h_0; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

• Choix des armatures :

$$T12 \rightarrow e = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

$$2T12/ml \rightarrow A = 2,26 \text{ cm}^2/ml$$

Tableau. IV.14 : Le ferrailage de la paillasse

	M(KN.M)	μ	α	z_b	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	choix	$A_s(\text{cm}^2)$
travée	38,80	0,15	0,204	0,123	8,41	1,63	5T16	10,05
appuis	9,70	0,037	0,0925	0,130	1,99	1,63	2T12	2,26

❖ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^s = 7,03 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{section rectangulaire} \\ \text{flexion simple} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\left. \begin{array}{l} \delta = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9,70}{7,03} = 1,37 \\ \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \\ \alpha = 0,0925 \leq \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \dots CV \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} > \sigma_b \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r^a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{2,26}{4} = 0,565 / \text{ml}$$

Espacement maximal des armatures:

[BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

L'écartement des armatures :

On prend : $S_t = 33 \text{ cm/ml}$

• **Choix des armatures:**

$$T12 \rightarrow e = 33 \text{ cm}$$

$$4T12 / \text{ml} \rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

IV.2.2.5. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{\max} = 64,22 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{64,22 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,475 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots CV$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Tableau IV.15 : sections d'armatures longitudinales et de répartition

	$M_u (KN.M)$	Armatures longitudinale			Armatures de répartition		
		A (cm^2)	chois des barres	Espacement (cm)	A (cm^2)	Chois des barres	Espacement (cm)
travée	38,80	8,41	5T16	33	4,52	4T12	33
appui	9,70	1,99	4T12	33	4,52	4T12	33

IV.2.4.5. Schéma de ferrailage

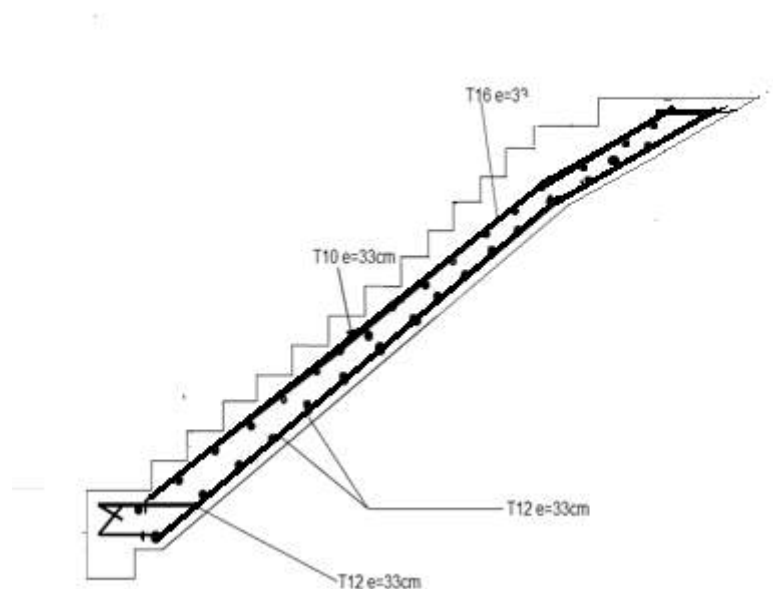


Fig. IV.13 : ferrailage d'escalier étage courant

IV.3. Etude de l'ascenseur :

Caractéristiques :

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour 8 personnes dont les caractéristiques

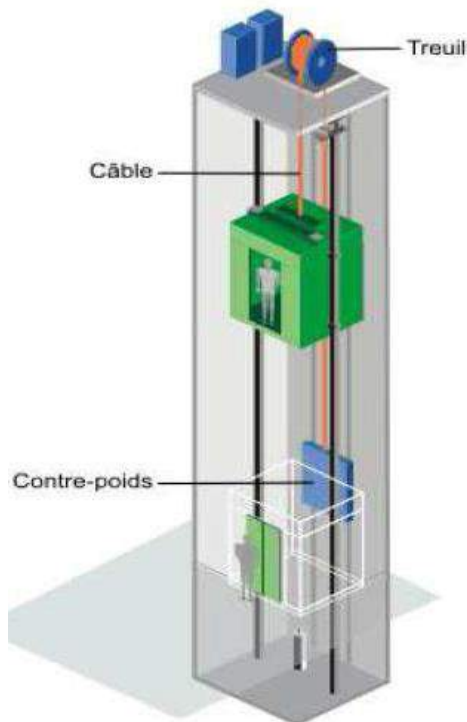


Fig. IV.14 : Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique

Sont les suivants :

- La vitesse $V = 1\text{ m/s}$
- La cours maximale = 32 m
- La charge nominale est de 630 kg .
- **H** : Hauteur de l'ascenseur 220 cm
- **Ly** : Longueur de l'ascenseur = $185\text{ cm} = TS$
- **Lx** : Largeur de l'ascenseur = $185\text{ cm} = BS$
- **FC**: Charge due à la cuvette = 102 KN
- **Pm** : Charge due à l'ascenseur = 15 KN
- Charge due à la salle des machine = 82 KN
- Les dimensions de la gaine : $BS \times TS = 180 \times 170\text{ cm}^2$
- Les dimensions de la cabine $BK \times TK \times HK = (110 \times 140 \times 220)\text{ cm}^3$

Donc $g = D_m + p_m + p_{personnes} = 103,3\text{ KN}$

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- Dalle de salle machine (locale).

- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

IV.3.1. Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse (soit l'épaisseur de la dalle = 20cm)
Pour quelle puisse supporter les charges importantes (machines + ascenseur) qui lui sont appliquées.

Evaluation des charges et surcharges :

$$\text{Poids de la dalle en béton armé : } G_1 = 25 \times 0,20 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids du revêtement en béton (e = 5cm) : } G_2 = 22 \times 0,05 = 1,1 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids de la machine : } G = \frac{F_c}{s} = \frac{102}{1,85 \times 1,65} = 33,41 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{totale}} = G_1 + G_2 + G = 5 + 1,1 + 33,41 \text{ KN/m}^2$$

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

Cas d'une charge répartie :

IV.3.2 Calcul des sollicitations

A l'ELU :

$$(v = 0)$$

$$q_u = 1,35 G_{\text{totale}} + 1,5 Q = 1,35(39,51) + 1,5(1) = 54,83 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,65}{1,85}$$

$$V=0 \text{ et } \rho = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0466 \\ \mu_y = 0,7635 \end{cases} \quad (\text{annexe I})$$

Moments isostatiques :

$$M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0466 \times 54,83 \times 1,65^2 = 6,95 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0,7635 \times 6,95 = 5,30 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

En travée :

$$M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 0,85 \times 6,95 = 5,90 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 5,30 = 4,50 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 \times M_0^x = 0,3 \times 6,95 = -2,02 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

Le calcul sera mené sur une dalle de 1m de longueur et de 20 cm d'épaisseur soumise à la flexion simple avec $dx = 18\text{cm}$

En travée :

Selon xx :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0,012$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,015$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,178\text{m}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \cdot \sigma_s} = 0,95\text{cm}^2$$

Selon yy : $d_y = 17\text{cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0,0109$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,013$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,169\text{m}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \cdot \sigma_s} = 0,76\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$\rho_0 = 0,008 \text{ (On a des HA } f_e \text{ E400)}$$

$$\rho = 0,89$$

Selon x-x :

$$A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h_0 = 0,0008 \times \frac{(3-0,89)}{2} \times 1 \times 0,2 = 1,68\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^x = 0,94\text{cm}^2 < A_{min}^x = 1,68\text{cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots\text{CNV}$$

$$\text{On ferraille avec soit } A_{min}^x 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$$

Selon y-y :

$$A_{min}^y = h_0 \times b \times \rho_0 = 0,0008 \times \frac{(3-0,89)}{2} \times 1 \times 0,2 = 1,68\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^y = 0,76\text{cm}^2 < A_{min}^y = 1,6\text{cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots\text{CNV}$$

$$\text{On ferraille avec soit } A_{min}^y 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$$

aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^y}{b \times d_a^2 \times f_{bu}} = 0,004$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,005$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,179m$$

$$A_a^x = A_a^y = \frac{M_t^{x,y}}{z \cdot \sigma_s} = 0,32cm^2$$

Condition à non fragilité

$$A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h_0 = 0,0008 \times \frac{(3-0,89)}{2} \times 1 \times 0,2 = 1,68cm^2/ml$$

$$A_t^x = 0,32 cm^2 < A_{min}^x = 1,68cm^2 /ml \dots\dots\dots CNV$$

On ferraille avec soit $A_{min}^x 4HA10 = 3,14cm^2$

Calcul des espacements :

Armatures // Lx: $St \leq \min(3h, 33cm) = 33 cm$ Soit: $St = 25cm$

Armatures//Ly: $St \leq \min(4h, 45cm) = 45 cm$ Soit $St = 25 cm$

IV.3.3Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25Mpa$$

$\rho = 0,89 > 0,4$ (Flexion simple dans les deux sens)

$$v_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 54,83 \times \frac{1,65}{2} = 30,15KN$$

$$v_x = q_u \times \frac{l_x}{3} \times \frac{1}{1+\frac{\rho}{2}} = 54,83 \times \frac{1,65}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0,89}{2}} = 31,30KN$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{31,30 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,184Mpa \leq \tau_{adm} = 1,25Mpa \dots\dots\dots CV$$

Vérification au poinçonnement :

Selon le BAEL 91 art A.5.2.42 page 63, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est pas nécessaire, si la condition suivante est satisfaite.

Calcul à l'ELS :

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 39,51 + 1 = 40,51KN/m^2$$

$$V=0,2 \text{ et } \rho = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0537 \\ \mu_y = 0,8358 \end{cases} \quad (\text{annexe I})$$

Moments isostatiques :

$$M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 5,92KN.m$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 4,94 \text{KN.m}$$

Calcul des moments réels :

En travée :

$$M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 5,03 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 4,20 \text{KN.m}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 \times M_0^x = 0,3 \times 5,92 = -1,77 \text{KN.m}$$

Vérification à l'ELS :

Etat limite d'ouverture des fissures

Les fissurations sont peu nuisible, donc aucune vérification à faire

IV.3.4.Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton. On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{Mpa}$$

Calcul de y

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

Calcul de I

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.16: Vérification des contraintes

Localisation		Mser(KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	observation
travée	x-x	5,03	3,63	11319,62	1,63	15	CV
	y-y	4,2	3,55	10011,8	1,48	15	CV
appuis	x-x	-1,77	3,67	11319,62	0,57	15	CV
	y-y	-1,77	3,67	11319,62	0,57	15	CV

IV.3.5.Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers.

D'après le BAEL 91 art B.7.5 donne les conditions à vérifier pour éviter la vérification de la flèche

$$e \geq \max \left(\frac{3}{80} l_x, \frac{M_{tx}}{20 M_{0x}} l_x \right) = \max \left(\frac{3}{80} 1,65, \frac{5,03}{20 \times 5,92} \times 1,65 \right) = 0,061m$$

$$e \geq 20cm > 6,1cm \dots\dots\dots CV$$

$$A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} = \frac{2 \times 1 \times 0,18}{400} = 0,0009m^2$$

$$A_t^x = 3,14cm^2 < 9cm^2 \dots\dots\dots CV$$

Les deux conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Cas d'une charge concentrée

La charge P qui s'applique sur la dalle sur une surface d'impact ($a_0 \times b_0$) agit uniformément sur une aire ($u \times v$).

Calcul du rectangle d'impact (u, v) :

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 + \xi \times h \\ v = b_0 + h_0 + 2 + \xi \times h \end{cases}$$

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

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

On a $h_0 = 20cm$ et une vitesse $1m/s \Rightarrow a_0 = 80cm; b_0 = 80cm$

- $h = 5cm$: Epaisseur du revêtement
- $h_0 = 20cm$ Epaisseur de la dalle
- ξ Coefficient qui dépend du type de revêtement (cas de béton armé $\xi = 1$)

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 \rightarrow u = 110cm \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 \rightarrow v = 110cm \end{cases}$$

Calcul des moments selon le BAEL 91:

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases}$$

$$\text{On a: } g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 82 + 15 + 6,3 = 103,3KN$$

$$P_u = 1,35 \times g = 1,35 \times 103,3 \Rightarrow P_u = 139,455KN$$

Avec : v coefficient de poisson ($v = 0$ à ELU, $v = 0,2$ à ELS)

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de PIGEAUD

$$M_1 \text{ est en fonction de } \frac{u}{L_x} \text{ et } \rho \rightarrow \frac{u}{L_x} = \frac{110}{165} = 0,66 \text{ et } \rho = 0,89$$

M_2 est en fonction de $\frac{v}{L_y}$ et $\rho \rightarrow \frac{v}{L_y} = \frac{110}{185} = 0,66$ et $\rho = 0,89$

On se réfère à l'annexe(2) on trouve :

$$\begin{cases} M_1 = 0,081KN.m \\ M_2 = 0,064KN.m \end{cases}$$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{x2} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 139,455 \times 0,081 = 11,29KN.m \\ M_{x2} = 139,455 \times 0,064 = 8,92KN.m \end{cases}$$

Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} \text{à } ELU(V = 0): \\ \mu_x = 0,0466 \\ \mu_y = 0,7635 \end{cases}$$

$$G' = 25 \times 0,2 \times 22 \times 0,05 = 6,1 KN.m^2 \quad Q = 1KN.m^2$$

$$q_u = 1,35 \times 6,1 + 1,5 \times 1 \Rightarrow q_u = 9,735KN/ml$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0466 \times 9,735 \times 1,65^2 = 1,235KN.m \\ M_{y2} = 0,7635 \times 1,235 = 0,943KN.m \end{cases}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} \times M_{x2} = 12,52KN.m \\ M_y = M_{y1} \times M_{y2} = 9,014KN.m \end{cases}$$

N.B : pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles de la gaine d'ascenseur.

Les moments en travée et en appui sont

En travée :

$$M_{tx} = 0,85 \times 12,525 = 10,65KN.m$$

$$M_{ty} = 0,85 \times 9,014 = 7,662KN.m$$

En appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 \times 10,65 = 3,195KN.m$$

IV.3.6.Ferrailage de la dalle de la salle des machines

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et $d_x = 18cm$ et $d_y = 17cm$

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.17: Ferrailage de la dalle de la salle des machines

Sens	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	$A_{t\text{ cal}}$ (cm ² /ml)	$A_{t\text{ min}}$ (cm ² /ml)	$A_{a\text{ cal}}$ (cm ² /ml)	$A_{a\text{ min}}$ (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
x-x	10,65	3,195	1,720	1,68	0,512	1,68	4HA10=3,14	4HA10=3,14
y-y	7.662	3,195	1,307	1,60	0,512	1,68	4HA10=3,14	4HA10=3,14

Vérification à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

$$e = 20\text{cm} \geq 12\text{cm} \text{ et } \rho = 0,89 \geq 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_{x\text{ min}} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_{y\text{ min}} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \rho_0 = 0,0008 \text{ Acier HA F.400 } A_t^y > \frac{A_t^x}{4}$$

En travée :

$$\begin{cases} A_t^x = 4HA10 = 3,14\text{cm}^2 \geq A_{x\text{ min}} = 8 \times 10^{-4} \times \left(\frac{3-0,89}{2}\right) \times 0,2 = 1,68\text{cm}^2 \\ A_t^y = 4HA10 = 3,14\text{cm}^2 \geq A_{y\text{ min}} = 8 \times 10^{-4} \times 1 \times 0,2 = 1,60\text{cm}^2 \end{cases}$$

En appuis :

$$A_a^{x,y} = 4HA10 = 3,14\text{cm}^2/\text{ml} \geq A_x^{min} = 8 \times 10^{-4} \times \left(\frac{3-0,89}{2}\right) \times 0,2 = 1,68\text{cm}^2$$

Les conditions de non fragilité sont vérifiées

Diamètre des barres

$$\varphi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20\text{mm}$$

$$\varphi_{max} = 10\text{mm} < 20\text{mm} \dots\dots\dots\text{CV}$$

Espacement des armatures :

On doit vérifier :

- Sens x-x : $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; Soit : $St = 25\text{cm}$.
- Sens y-y : $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; Soit : $St = 25\text{cm}$.

IV.3.7.Vérification au poinçonnement:

Selon le BAEL91 (Article H. III.10) on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est satisfaite :

$$p_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : p_u Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2(U + V) = 2(165 + 185) = 700cm$$

$$p_u \leq 0,045 \times 7 \times 0,2 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 1050KN$$

Or : $p_u = 139.455 KN < 1050KN$ pas de risque de poinçonnement.

Vérification de l'effort tranchant :

$$b = 100cm ; d = 18cm$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{v_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25Mpa$$

$$\text{On a } v-u \Rightarrow V_{max} = \frac{p_u}{3 \times v} = \frac{139,455}{3 \times 1,1} = 42,25KN$$

$$\tau_u = \frac{42,25 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,234Mpa \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25Mpa \dots\dots\dots CV$$

Vérification à l'ELS :

Les moments engendrés par le système de levage M_{x1} et M_{y1} :

$$q_{ser} = g = 103,3KN$$

$$M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + V \times M_2) = 103,3 \times (0,081 + 0,2 \times 0,064) = 9,68KN.m$$

$$M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + V \times M_1) = 103,3 \times (0,064 + 0,2 \times 0,081) = 8,28KN.m$$

$$\text{On a: } q_{ser} = G + Q = 1 + 6,1 = 7,1KN/m$$

$$\rho = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} \text{à ELS } (v = 0,2); \\ \mu_x = 0,0537 \\ \mu_y = 0,8358 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1,038 \text{KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0,86 \text{KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1,038 \text{KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0,86 \text{KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments réels :

En travée :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,3 \times 10,72 = -3,21 \text{KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times 10,72 = 9,10 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times 9,14 = 7,76 \text{KN.m}$$

En appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,3 \times 10,72 = -3,21 \text{KN.m}$$

État limite de compression du béton :

En travée

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t^{ser}}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

Calcul de y:

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0 \Rightarrow y = 3,67 \text{cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = 11319,62 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9,10 \times 10^{-3}}{11319,62 \times 10^{-8}} \times 0,0367 = 2,95 \text{Mpa} < 15 \text{Mpa}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.18: Les résultats de calcul des contraintes

localisation	sens	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_{bc} < $\overline{\sigma}_{bc}$
Travées	x-x	9,10	11319,62	3,67	2,95	15	vérifiée
	y-y	7,76	10017,45	3,55	2,75	15	
Appuis	x-x/y-y	-3,21	11319,62	3,67	1,04	15	

État limite de déformation :

Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers.

D'après le BAEL 91 art B.7.5 donne les conditions à vérifier pour éviter la vérification de la flèche

$$e \geq \max \left(\frac{3}{80} l_x, \frac{M_{tx}}{20 M_{0x}} l_x \right) = \max \left(\frac{3}{80} 1,65, \frac{5,03}{20 \times 5,92} \times 1,65 \right) = 0,061m$$

$$e \geq 20cm > 6,1cm \dots\dots\dots CV$$

$$A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} = \frac{2 \times 1 \times 0,18}{400} = 0,0009m^2$$

$$A_t^x = 3,14cm^2 < 9cm^2 \dots\dots\dots CV$$

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

Schéma de ferrailage

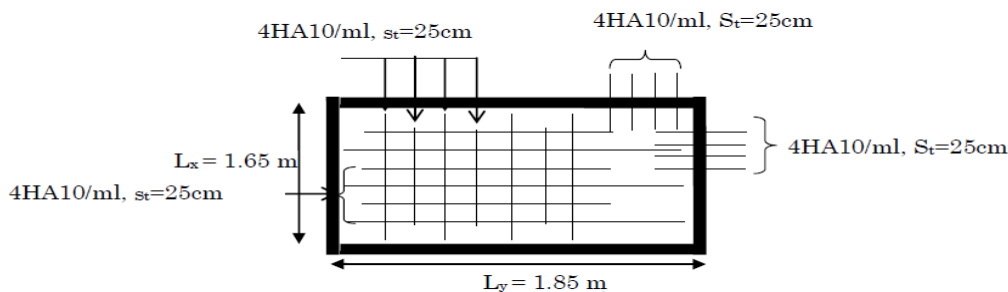


Fig. IV.15: Schéma de ferrailage –dalle du local machine-dalle de la cuvette

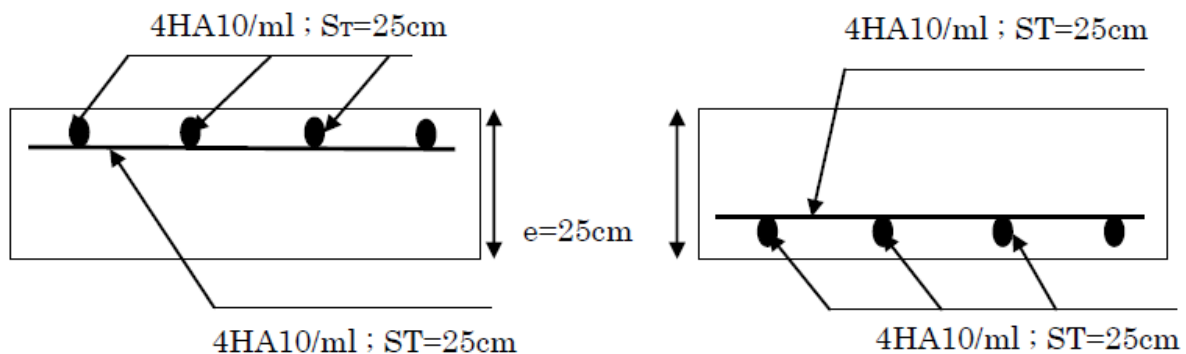


Fig. IV.16: Schéma de détails de ferrailage –dalle du local machine-dalle de la cuvette

IV.4. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

Il est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse, soumis à son Poids propre (G), à une force latérale F_p due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

-Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

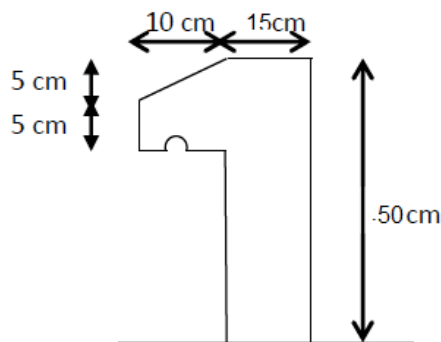


Fig. IV-17: Coupe verticale sur l'acrotère

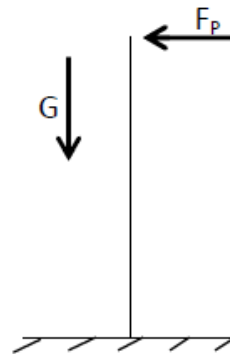


Fig. IV-18 : Schéma statique de l'acrotère

IV.4.1. Evaluation des charges :

-La surface : $S = (0,5 \times 0,15) + (0,1 \times 0,05) + \frac{(0,1 \times 0,05)}{2} S = 0,0825 m^2$

- Poids propre: $G_1 = \gamma_{\text{béton}} \times S$
- $S = 25 \times 0,0825 = 2,0625 KN$
- Poids d'enduit extérieur (ciment : $e = 2cm$) $G_2 = 0,4KN$
- Poids d'enduit intérieur (ciment : $e = 2cm$) $G_3 = 0,36KN$

-Le poids total : $W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2,8225KN$

-La charge due à la main courante : $Q = 1KN$

-La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ (RPA99/V2003 Article 6.2.3)}$$

Avec :

A: Coefficient d'accélération en fonction de la zone (groupe d'usage 2, zone I, $A=0,1$)

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids total de l'acrotère. Donc :

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 2,8225 = 0,903 \text{ KN}$$

❖ **ELU**

$$N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 2,8225$$

$$N_u = 3,81 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times F_p \times h$$

$$M_u = 1,5 \times 0,903 \times 0,5$$

$$M_u = 0,677 \text{ KNm}$$

▪ **Calcul de l'excentricité :**

$$e = M_u / N_u \Rightarrow e = 0,677 / 3,81 \Rightarrow e = 0,177 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{15}{6} = 2,5 \text{ cm}$$

$e > h/6$ La section est partiellement comprimée, parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

IV.4.2. Calcul du ferrailage :

a. Ferrailage longitudinales:

$$M_a = N_u \times e_a \text{ avec } e_a = e + \left(\frac{h}{2-d'} \right) = 0,216 \text{ m}$$

$$M_a = 3,81 \times 0,177 = 0,674 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,000674}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,0026$$

$$\mu_u = 0,0026 < \mu_l = 0,392$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_{sc}=0$).

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0026}) \quad \alpha = 0,0032$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad Z = 0,225(1 - 0,4 \times 0,0032) = 0,224 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_a}{Z} - N_u \right] = \frac{1}{347,82} \left[\frac{0,674 \times 10^{-3}}{0,224} - 3,81 \times 10^{-3} \right] = 2,303 \times 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 0,02303 \text{ cm}^2$$

-La condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} = 0,23 \times 1 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400} A_{min} = 1,63 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Les choix est de : **4T8 = 2,01 cm²**

b. Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} A_r = 0,502 \text{ cm}^2$$

On prend : 3T8 = 1,51 cm² et ($s_t = 15 \text{ cm}$)

Vérification d'effort tranchant :

$$T_{max} = 1,5F_p = 1,5 \times 0,722 \Rightarrow T_{max} = 1,083 \text{ KN /ml}$$

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{1,083 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} \Rightarrow \tau_{max} = 0,802 \cdot 10^{-2} \text{ Mpa}$$

$$\tau_{adm} = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right] \Rightarrow \tau_{adm} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{max} < \tau_{adm} \Rightarrow \text{C.V}$$

IV.4.3. VERIFICATION AU SEISME :

$$F_p \leq 1,5Q$$

$$Q = 1 \text{ KN / ml} \Rightarrow 1,5Q = 1,5 \text{ KN / ml}$$

$$F_p = 0,722 < 1,5 \Rightarrow \text{C.V}$$

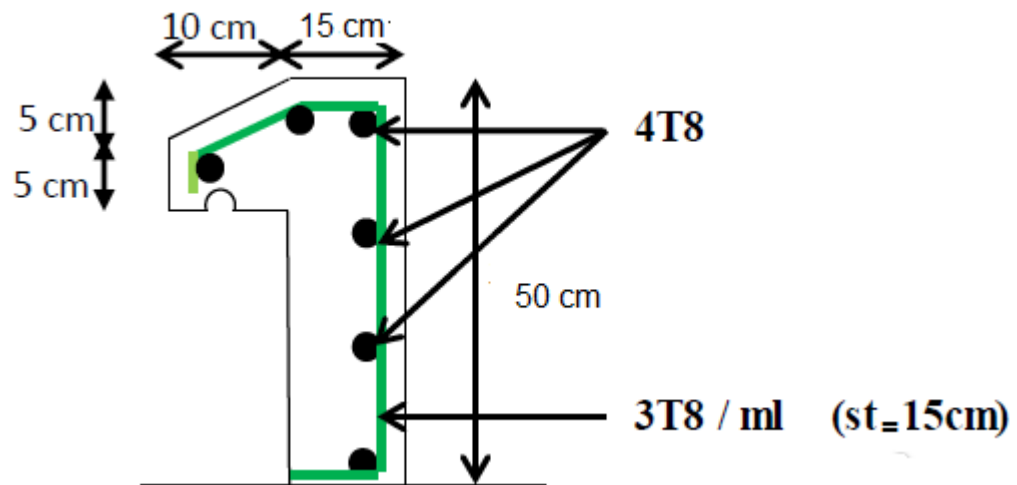


Fig. IV.19. Schéma de ferrailage

Chapitre V :

Etude dynamique et sismique

V.1- Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque l'accumulation de contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts sera conduite par le logiciel Robot 2014

V.2- Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V.3- Modélisation de la structure étudiée :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique poteaux/poutres ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

V.4- Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

D'après le RPA99V2003, notre structure selon son implantée est classée dans la zone sismique I, groupe d'usage 02.

Pour notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites à la condition de régularité en plan (forme irrégulière). A cet effet, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale, car cette méthode est utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Nous avons utilisé la méthode d'analyse modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul de structures ROBOT 2014.

V.4.1- Méthode dynamique modale spectrale :**A/- Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure

B/- Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

C/- Choix du type de contreventement :

Notre structure est contreventée par une ossature mixte, le contreventement assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles. Le choix de la position des voiles doit satisfaire un certain nombre de condition:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure.

V.4.2- Modélisation :

L'étude de la structure est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions. Le modèle adopté comporte dix niveaux, avec un encastrement à la base. Après une simple introduction de certaines caractéristiques et données liées à la structure (géométrie, matériaux et chargement), on procède à la disposition des voiles de telle sorte à avoir un bon comportement de la structure, tout en vérifiant les différentes exigences du RPA99 Version2003

V.4.3- Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

Ultime, service, accidentel.

✓ Détermination des combinaisons des charges

1) $1.35G + 1.5Q$

2) $G + Q$

3) $0,8G \pm E$

5) $G + Q + E$

6) $G + Q \pm 1,2E$

Lancement de l'analyse;

Interprétation des résultats.



Fig .V.1:L'interface du Robot 2014

V.5 Spectre de réponse de calcul : RPA99/V2003 (art 4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T_2 \leq T \leq 3,0s \end{cases}$$

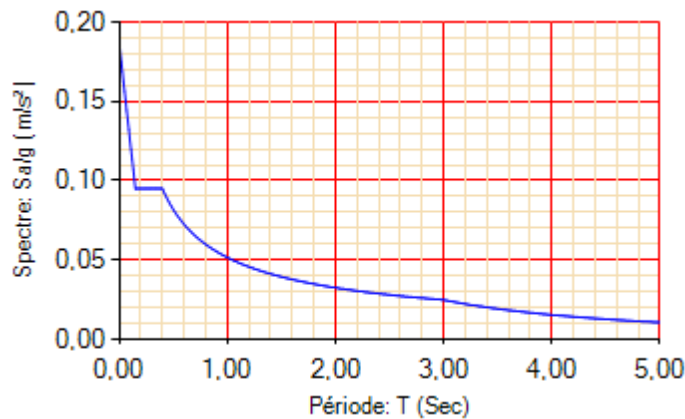


Figure V.1. Spectre de réponse

V.5.1 Calcul du poids total de chaque plancher

Poids totale = charge permanente + $\beta\%$ \times surcharge

β : Coefficient donné par le tableau 4-5-RPA99

- Pour les locaux d'habitation $\beta = 20\%$

V.5.2 Préparation des données de Robot Structural Analysis Professional 2014

a. Calcul de la masse sismique dans chaque niveau

Méthode de calcul :

G= charge permanente (Kg/m²)

P= charge d'exploitation (Kg/m²)

S : Surface **pér**: périmètre

Terrasse :

Plancher: $G \times S$

Acrotère: $S \text{ acrotère} \times 2500 \times \text{pér}$

Poutresprincipales: $S_{pp} \times 2500 \times n \times L$

Poutressecondaires: $S_{ps} \times 2500 \times n \times L$

$\frac{1}{2}$ **poteaux:** $0,5 \times (Spot \times 2500 \times H \text{ hauteur pot} \times n)$

$\frac{1}{2}$ **murdefaçade:** $0,5 \times (\gamma_{mur} \times h_e \times L \times 0,7)$

$\frac{1}{2}$ **murvoile:** $0,5 \times H \text{ voile} \times 2500 \times \text{pér} \times \text{épaisseur}$

Etage courant :

Plancher: $G \times S$

Poutresprincipales: $S_{pp} \times 2500 \times n \times L$

Poutressecondaires: $S_{ps} \times 2500 \times n \times L$

poteaux: $Spot \times 2500 \times H \text{ hauteur pot} \times n$

$\frac{1}{2}$ **murdefaçade:** $0,5 \gamma_{mur} \times h_e \times L \times 0,7$

$\frac{1}{2}$ **murvoile:** $0,5 \times H \text{ voile} \times 2500 \times \text{pér} \times \text{épaisseur}$

b. **W** : Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$W = \sum_{i=1}^n W_i$ avec $W_i = WG + \beta WQ$ (4-5)

- **WG** : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure
- **WQ** : Charges d'exploitation

Par conséquent, le bâtiment sera représenté par le système suivant

Tableau V.1 poids des plancher

Niveau	Poids de plancher(KN)
Sous-sol	6462,716
RDC	5332,971
1	3398,264
2	3398,264
3	3283,834
4	3283,834
5	3283,834
6	3179,355
7	2572,168
Comble	2348,190

$$W_{\text{total}} = \sum W_i = 58774,98 \quad KN$$

V.5.3 Évaluation de la force sismique

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée

Successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec : **A** : coefficient d'accélération de la zone (tableau 4 -1 de RPA 99).

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité (tableau 4 – 4 de RPA 99).

R : coefficient de comportement (tableau 4 –3 de RPA 99).

W : poids totale de la structure.

V.5.3.1 résultante de la force sismique

La force sismique totale sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure.

À la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente.

Coefficient d'accélération de zone : "A"

RPA99/V2003 (tableau 4.1) : Groupe 2, Zone I $\rightarrow A=0,1$

Coefficient de comportement de la structure : "R" RPA99/V2003 (tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : $\rightarrow R=5$

a)Facteur de qualité : "Q" RPA99/V2003 (page 38 et tableau 4.4)

Vu que notre structure est importante, on suppose que les matériaux utilisés sont contrôlé, et il est très probable qu'il doit y avoir un contrôle de la qualité de l'exécution des travaux.

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^5 p_q \text{ (Tableau 4.4 : RPA 99V2003)}$$

$$\text{Sens longitudinal} \rightarrow Q_x = 1 + 0.25 = 1.25$$

$$\text{Sens transversal} \rightarrow Q_y = 1 + 0.25 = 1.25$$

Tableau IV.2:Pénalité P_q en fonction de critère de qualité

critère q	P_q	
	sens longitudinal	sens transversal
Condition minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
redondance en plan	0,05	0,05
régularité en plan	0,05	0,05
régularité en élévation	0,05	0,05
contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
Σq	0,25	0,25

b) Facteur de correction d'amortissement : η

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \quad (4 - 3)$$

$\xi(\%)$: Pourcentage d'amortissement de la structure. RPA99/V2003 (tableau 4.2)

On prend un remplissage dense en béton armé $\xi=10\%$ (tableau 4.2) $\rightarrow \eta = 0,764 \geq 0,7$

Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site : $T_{1,2}$

RPA99/V2003 (tableau 4.7) : S3 (site meuble) $\rightarrow T_1 = 0.15s, T_2 = 0.50s$

• Estimation de la période fondamentale de la structure : T

$$RPA99/V2003 \text{ (art 4.2.4)} \quad T = C_T h_N^{3/4} \quad (4 - 6)$$

h_N : Hauteur du bâtiment jusqu'au dernier niveau. $h_N=29,78m$

C_T : Coefficient RPA99/V2003 (tableau 4.6) dans notre structure, on a un contreventement assuré, partiellement ou totalement par des voiles en béton armé : $C_T=0,050$

$$T = 0,050 \times 29,78^{3/4} = 0.637s$$

Et :

$$T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}} \quad (4 - 7)$$

L' : La dimension du bâtiment.

$$L'x = 21,0 \text{ m} \rightarrow Tx = 0,09 \times \frac{29,78}{\sqrt{21,0}} = 0,584s$$

$$L'y = 25,0 \text{ m} \rightarrow Ty = 0,09 \times \frac{29,78}{\sqrt{25,10}} = 0,527s$$

On prend dans chaque direction la plus petite des deux valeurs de T :

$$Tx = 0,584s \quad , Ty = 0,527s$$

Période caractéristique associée à la catégorie de site pour un sol meuble

$T1 = 0,15s$ $T2 = 0,50s$ (Tableau 4.7.RPA99)

Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,8819 \geq 0,7$$

c)-Facteur d'amplification dynamique : Donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 = 0,40s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 = 0,50s \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

$$T_2 \leq (Tx, Ty) \leq 3,0s \rightarrow D = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3},,$$

$$Tx = 0,584s \rightarrow Dx = 1,983$$

$$Ty = 0,527s \rightarrow Dy = 2,124$$

V.5.3.2 La force sismique à la base:

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode de l'analyse modale ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente **V**. (RPA /version 2003 article 4-3-6) :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

$$V_x = \frac{0,1 \times 1,983 \times 1,15 \times 58774,98}{5}$$

$$V_x = 2680,668 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,1 \times 2,124 \times 1,15 \times 58774,98}{5}$$

$$V_y = 2871,275 \text{ KN}$$

D'après les résultats du **ROBOT**, nous avons :

$$V_x \text{ dynamique} = 3118,84 \text{ KN}$$

$$V_y \text{ dynamique} = 2831,85 \text{ KN}$$

a. sens (x-x) :

$$\frac{V_x \text{ dynamique}}{V_x} = \frac{3118,84}{2680,668} = 1,163 > 0,8 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

b.sens (y-y) :

$$\frac{V_y \text{ dynamique}}{V_y} = \frac{2831,85}{2871,275} = 0,985 > 0,8 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

V.6 Vérification des déplacements

On choisit les nœuds qui permettent les plus grands déplacements suivants les deux directions x, y (ces nœuds se trouvent dans la même verticale). D'après le **RPA99**, le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK}$$

δ_K : Déplacement dû aux forces sismiques *Ei*

R : Coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le **RPA99** préconise que les déplacements relatifs inter-étages ne doivent pas dépasser les **1%he**, (*he* est la hauteur libre de l'étage considéré). Il faut vérifier que :

$$\Delta_K \leq \bar{\delta}$$

$\bar{\delta}$: Déplacement admissible (égale à 0,01he).

Les déplacements maximaux sont calculés sous *Ei* et les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.3. Vérification des déplacements inter-étages

Niveau	Sens X			Sens-Y			$\bar{\delta} (cm)$	$\Delta_K \leq 0,01h_e$
	$\delta_{eK}(cm)$	$\delta_K(cm)$	$\Delta_K(cm)$	$\delta_{eK}(cm)$	$\delta_K(cm)$	$\Delta_K(cm)$		
Sous-sol	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,06	CV
RDC	0,02	0,1	0,1	0,04	0,2	0,2	4,50	CV
1	0,021	0,109	0,009	0,06	0,3	0,1	3,06	CV
2	0,022	0,113	0,004	0,08	0,4	0,1	3,06	CV
3	0,023	0,119	0,006	0,08	0,4	0	3,06	CV
4	0,025	0,125	0,006	0,08	0,4	0	3,06	CV
5	0,026	0,128	0,003	0,08	0,4	0	3,06	CV
6	0,027	0,131	0,003	0,08	0,41	0,01	3,06	CV
7	0,14	0,7	0,569	0,1	0,5	0,1	3,06	CV
8	0,08	0,4	0,3	0,06	0,30	0,2	3,06	CV

1. Les déplacements (δ_x, δ_y) croient en hauteur jusqu'à atteindre leur maximum au dernier étage.
2. Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le confort des usagers est vérifié.

Tableau V.4. Vérification des modes

mode	Période (sec)	Masse cumulée UY(%)	Masse cumulée UY(%)	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)
1	0,55	0,18	65,00	0,18	65,00
2	0,47	70,52	65,26	70,34	0,26
3	0,36	70,70	68,36	0,18	3,10
4	0,14	70,82	85,14	0,12	16,79
5	0,13	88,45	85,29	17,63	0,14
6	0,09	88,50	86,36	0,04	1,07
7	0,07	92,19	88,01	3,70	1,65
8	0,07	93,48	92,67	1,29	4,66
9	0,06	93,50	92,84	0,02	0,17
10	0,06	93,50	92,85	0,01	0,01

V.7 Vérification de la période : [RPA99version 2003/4.2.4.4] :

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

- $T_{dynamique} < 1,3 T_{empirique}$
- $0,55 < 1,3 \times 0,637 = 0,828 \text{ sec}$

V.8 Justification vis à vis de l'effet PΔ

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

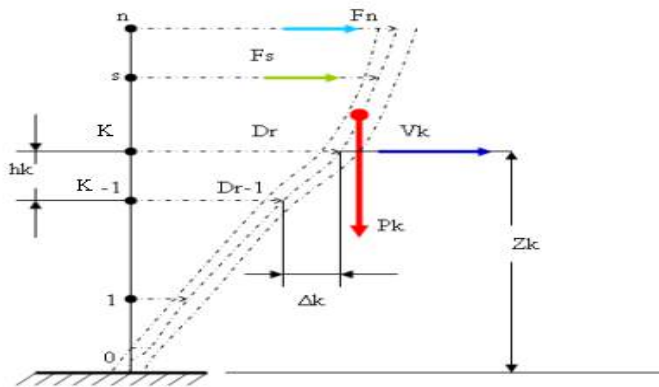


Figure V.2. Evaluation des effets du second ordre.

$$\theta = \frac{p_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10 \text{ RPA99 (Art5, 9)}$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E)

h_k: Hauteur de l'étage « k ».

* Si $\theta_k < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

* Si $0,1 < \theta_k < 0,2$: il faut augmenter l'effet de action sismique calculés par un facteur égale à $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$

* Si $\theta_k > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

- Pour le sens X

Tableau V.5 justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens transversale

niveau	$W_i(KN)$	$\Delta k(cm)$	$V_k(KN)$	$h_k(m)$	θ	OBS
E8	2348,190	0,3	520,06	3,06	0,04	CV
E7	2572,168	0,569	1049,17	3,06	0,01	CV
E6	3179,355	0,003	1570,74	3,06	0,0001	CV
E5	3283,834	0,003	1993,25	3,06	0,0001	CV
E4	3283,834	0,006	2345,06	3,06	0,0002	CV
E3	3283,834	0,006	2625,97	3,06	0,0002	CV
E2	3398,264	0,004	2844,09	3,06	0,0001	CV
E1	3398,264	0,009	3003,91	3,06	0,0003	CV
RDC	5332,971	0,1	3118,84	4,5	0,003	CV
Sous-sol	6462,716	0,00	3150,52	3,06	-	CV

- Pour le sens Y :

Tableau V.6 justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens longitudinal

niveau	$W_i(KN)$	$\Delta k(cm)$	$V_k(KN)$	$h_k(m)$	θ	OBS
E8	2348,190	0,2	496,28	3,06	0,003	CV
E7	2572,168	0,1	969,24	3,06	0,0008	CV
E6	3179,355	0,01	1416,72	3,06	0,00007	CV
E5	3283,834	0,00	1786,26	3,06	-	CV
E4	3283,834	0,00	2092,88	3,06	-	CV
E3	3283,834	0,00	2332,83	3,06	-	CV
E2	3398,264	0,1	2518,14	3,06	0,0004	CV
E1	3398,264	0,1	2654,98	3,06	0,0004	CV
RDC	5332,971	0,2	2756,23	4,5	0,0008	CV
Sous-sol	6462,716	0,00	2900,19	3,06	-	CV

On a $\theta_i < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P-Δ

dans le calcul des éléments structuraux.

V.9 Vérification au renversement :

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivants :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

Tel que : $M_s = W_t \times b_i$ et : $M_r = \sum F_i \times d_i$

M_s : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure

M_r : moment de renversement

W_i : poids de niveau **i**.

d_i : Hauteur total

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

b_i : Bras de levier de niveau **i**.

- Sens- X :

$$M_s = 617137,29 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 36203,2482 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{617137,29}{36203,2482} = 17,04 \geq 1,5 \quad \text{CV}$$

- Sens-Y

$$M_s = 840482,214 \text{ KN.m}$$

- $M_r = 84332,493 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{840482,214}{84332,493} = 9,96 \geq 1,5 \quad \text{CV}$$

La stabilité au renversement est vérifiée.

V.10 L'effort normal réduit dans les poteaux :

Selon l'Art (7.4 .3 .1) du RPA 99/v2003, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,30 \quad \text{avec :}$$

N_d : Effort normal de compression.

B_c : Section du béton comprimé.

-Poteau (60x60) cm sous la combinaison G+Q+1.2Ex :

$$v = \frac{875,34 \times 10^3}{(60 \times 60) \times 10^2 \times 25} = 0,09 < 0,3 \quad \text{CV}$$

-Poteau (55x55) cm sous la combinaison G+Q+1.2Ex :

$$v = \frac{665,47 \times 10^3}{(55 \times 55) \times 10^2 \times 25} = 0,08 < 0,3 \quad \text{CV}$$

-Poteau (50x50) cm sous la combinaison G+Q+1.2Ex :

$$v = \frac{599,21 \times 10^3}{(50 \times 50) \times 10^2 \times 25} = 0,09 < 0,3 \quad \text{CV}$$

Chapitre VI:

Etude des éléments structuraux

VI.1. Introduction :

Dans ce chapitre, l'étude sera menée pour les éléments résistants de la structure, avec les détails de calcul des poteaux et des poutres.

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous différentes sollicitations. Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

Hypothèses :

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau).
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque niveau.
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

VI.2 Etude des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

- Combinaisons d'actions :

B.A.E.L 91 :

Combinaison fondamentale :

$$E.L.U. : 1,35G + 1,5P$$

$$E.L.S : G + P$$

R.P.A99-Version 2003:

Combinaison accidentelle :

$$G + P \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

$$G + P \pm 1,2 E$$

VI.2.1 Ferrailage des poutres :

Condition de non fragilité (B.A.E.L 91) :

$$A_{min} = 0,23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

➤ **R.P.A 99(art 7.5.2.1)**

A_{min} = 0,5% de la section totale.

A_{max} = 4% de la section totale en zone courante.

A_{max} = 6% de la section totale en zone de recouvrement.

- Tableau des sollicitations :

Tableau. VI.1. Résultats des moments et efforts tranchants donnés par robot

	ELU (KN.m)		ELS (KN.m)		Situation accidentelle (KN.m)		Effort tranchant KN
moment	M_t	M_a	M_t	M_a	M_t	M_a	
Poutre p (45*35)	92,93	-128,02	66,36	-92,76	66,66	-126,72	23,38
Poutre s (40*30)	43,63	-43,16	31,38	-31,02	31,70	-32,84	118,04

VI.2.1.1. Exemple de calcul :

Conditions imposées par le RPA99/V2003 :

-Poutres principales $A_{min} = 0,005 \times 35 \times 45 = 7,875cm^2$

-Poutres secondaires $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6cm^2$

Condition imposées par le BAEL.91

-Poutres principales : $A_{min} = 0,23 \times 35 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,71cm^2$

-Poutres secondaires : $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30cm^2$

❖ **Poutres principales (35x45)cm²:**

• **E.L.U :**

En travée :

$$M_{tu} = 92,93 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2.f_{bu}} = \frac{92,93 \times 10^{-3}}{0,35 \times (0,405)^2 \times 14,17} = 0,114$$

$\mu = 0,114 < \mu_{aAB} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont Nécessaires)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,151$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow \beta = 0,939$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} \Rightarrow A_t = \frac{92,93 \times 10^{-3}}{0,939 \times 374,82 \times 0,405} \times 10^4$$

$$A_t = 6,51cm^2$$

En appui :

$$M_a = 120,02 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2.f_{bu}} = \frac{128,02 \times 10^{-3}}{0,35 \times (0,405)^2 \times 14,17} = 0,157$$

$\mu = 0,147 < \mu_{aAB} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont Nécessaires)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,214$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow \beta = 0,914$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} \Rightarrow A_a = \frac{128,02 \times 10^{-3}}{0,914 \times 374,82 \times 0,405} \times 10^4$$

$$A_a = 9,22 \text{ cm}^2$$

ELS :

En travée :

$$\left. \begin{array}{l} \text{section rectangulaire} \\ \text{flexion simple} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{92,93}{66,36} = 1,40 ; \alpha = 0,151$$

$$\alpha \leq \frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$$\alpha = 0,151 \leq 0,45 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ Mpa} \\ \text{fissuration peu nuisible} \\ (\text{aucune verification pour } \sigma_b) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U seront maintenue}$$

En appui :

$$\left. \begin{array}{l} \text{section rectangulaire} \\ \text{flexion simple} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{128,02}{92,76} = 1,38 ; \alpha = 0,199$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,199 \leq 0,44 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ Mpa} \\ \text{fissuration peu nuisible} \\ (\text{aucune verification pour } \sigma_b) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculée en E.L.U seront maintenue}$$

Situation accidentelle :

En travée :

$$M_{tu} = 66,66 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{66,66 \times 10^{-3}}{0,35 \times (0,405)^2 \times 14,17} = 0,081$$

$\mu = 0,081 < \mu_{aAB} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont Nécessaires)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,105$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow \beta = 0,58$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} \Rightarrow A_t = \frac{66,66 \times 10^{-3}}{0,58 \times 374,82 \times 0,405} \times 10^4$$

$$A_t = 7,571 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$M_a = 126,72 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{126,72 \times 10^{-3}}{0,35 \times (0,405)^2 \times 14,17} = 0,155$$

$\mu = 0,155 < \mu_{aAB} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont Nécessaires)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,211$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow \beta = 0,915$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} \Rightarrow A_a = \frac{126,72 \times 10^{-3}}{0,915 \times 374,82 \times 0,405} \times 10^4$$

$$A_a = 9,123 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{RPA}; A_{min}) = 7,875 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{RPA}; A_{min}) = 13,28 \text{ cm}^2$$

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant dans la poutre principale :

L'orsque les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition :

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

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{23,38 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,405} = 0,16 \text{ Mpa [BAEL91r99 /art-A.5.1,1]}$$

Fissuration peut nuisible :

$$\text{Contrainte tangente limite } \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa BAEL91r99 /art-A.5.1,21]}$$

$$\tau_u = 0,16 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne. :

Section et écartement des armatures transversales A_t :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lmin}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{450}{35}; \frac{350}{10}; 12\right) = 12 \text{ mm} [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1, 22}]$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235

➤ **Choix des barres:** $4\phi 8 = A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

- **L'espacement des armatures transversales**

$K=1$: en flexion simple

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj,k}}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow s_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,9 \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj,k})} = 36,36 \text{ cm B.A.E.L 91 [A.5.1, 23]}$$

$$S_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1, 22}]$$

$$S_{t2} \leq \min(36,45 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 36,45 \text{ cm}$$

Selon (R.P.A.99version2003)

Zone nodale

$$S_{t3} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 2,0\right) \Rightarrow S_{t3} = 11,25 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_{t4} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} \Rightarrow S_t \approx 22,5 \text{ cm}$$

Donc :

$$s_t = 15 \text{ cm} \text{ En zone courante}$$

$$s_t = 10 \text{ cm} \text{ En zone nodale}$$

Vérification des armatures transversales:

Zone nodale :

$$A_{tmin} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2$$

Zone courant :

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Longueur de recouvrement :

Selon le RPA 99

$$\varnothing = 1,6cm \rightarrow L_r = 40\varnothing = 40 \times 1,6 = 64cm \text{ soit } L_r = 70cm$$

$$\varnothing = 1,4cm \rightarrow L_r = 40\varnothing = 40 \times 1,4 = 56cm \text{ soit } L_r = 60cm$$

$$\varnothing = 1,2cm \rightarrow L_r = 40\varnothing = 40 \times 1,2 = 48cm \text{ soit } L_r = 50cm$$

$$\varnothing = 2cm \rightarrow L_r = 40\varnothing = 40 \times 2 = 80cm \text{ soit } L_r = 80cm$$

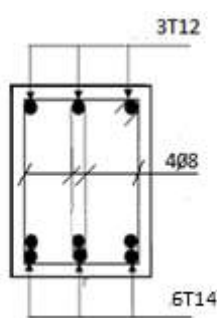
Remarque :

Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-dessus; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage :

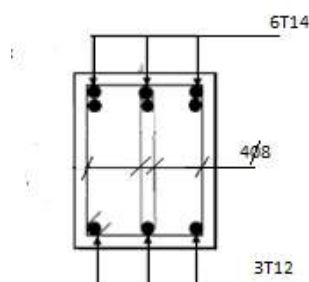
Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif des ferrillages des poutres

Type des poutres		$A_{min}(cm^2)$		$A_{cal}(cm^2)$	Barres choisie	$A_{cor}(cm^2)$	Longueur de recouvrement (cm)
		RPA	BAEL				
Poutre principale	travée	7,87	1,71	7,875	6T14	9,24	64
	appui	7,87	1,71	9,22	6T14	9,24	64
Poutre secondaire	travée	6	1,30	3,37	3T12	5,65	64
	appui	6	1,30	3,33	3T12	5,65	64

Pour notre poutre on admet la disposition des armatures suivantes



Travée



Appui

Fig. VI.1- Section de ferrailage des poutres principales.

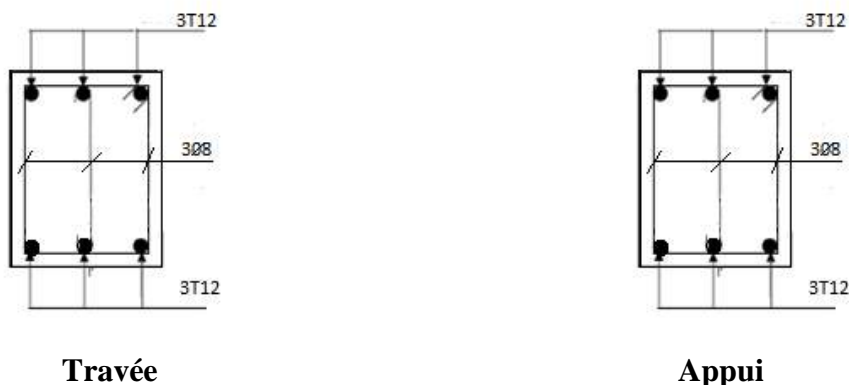


Fig. VI.2. Section de ferrailage des poutres secondaires.

VI.3. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU à En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G + 1,5Q$ à l'ELU.
- $G + Q$ à l'ELS
- $G + Q \pm E$ RPA99 Révisé 2003
- $0,8G \pm E$RPA99 Révisé 2003

Révisé

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitation :

Effort normal maximal et le moment correspondant.

Effort normal minimal et le moment correspondant.

Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

➤ **Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone I**

1. Armature longitudinales:

- Les armatures doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets.
- Le pourcentage minimum imposé par le **RPA 99 art N°7.4.2.1** est $A_{min} = 0,7 \%$ de la section totale : en zone I.
- Le pourcentage maximum imposé par le **RPA99 art N° 7.4.2.1** est :

$$\begin{cases} A_{max} = 4\% \text{ de la section totale; en zone courante} \\ A_{max} = 6\% \text{ de la section totale; en zone recouvrement.} \end{cases}$$
- Le diamètre minimum de l'acier est : $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$.
- La longueur de recouvrement est : 40ϕ .
- La distance entre les barres verticales doit être $\leq 25 \text{ cm}$.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones Nodales (zones critiques)

2. Armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

Positionner les armatures longitudinales
Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante

Sollicitation de calcul :

Tableau.VI.3: Tableau récapitulatif des sollicitations

combinaisons			Poteaux 60*60	Poteaux 55*55	Poteaux 50*50
ELU	Cas1	$N^{max}(KN)$	3602,18	2076,48	961,08
		$M^{corr}(KN.m)$	1,25	2,48	5,17
G+Q+1,2E 0,8G±E	Cas2	$N^{min}(KN)$	996,23	445,56	271,71
		$M_x^{corr}(KN.m)$	151,48	130,45	28,13
G+Q+1,2E 0,8G±E	Cas3	$M_x^{max}(KN.m)$	176,70	141,11	134,79
		$N_{corr}(KN)$	429,65	391,65	290,48

Exemple de calcul : poteau RDC (60*60)cm²

➤ Les armatures minimales:

$$b=60cm \quad a=60cm \quad d=54cm \quad L=450cm$$

$$A_{min} = 4cm^2 \times \text{Périmètre de la section} \Rightarrow A_{min} = 4 \times (4 \times 0,6)$$

$$\Rightarrow A_{min} = 9,6cm^2 \text{ (BAEL91)}$$

$$A_{min} = 0,8\% \cdot b \cdot h \Rightarrow A_{min} = 0,8\% \times 60 \times 60 \Rightarrow A_{min} = 28,8cm^2 \text{ (RPA2003)}$$

Les armatures minimales :

Selon B.A.E.L 91[2] :

$$A_{max} \leq \frac{5 \cdot b \cdot h}{100} = 180cm^2$$

$$\text{Selon R.P.A 99[3]} : \begin{cases} A_{min} = 0,4\% \times 60 \times 60 = 14,4cm^2 \text{ en zone courante} \\ A_{max} = 0,6\% \times 60 \times 60 = 21,6cm^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

1^{er} Cas : combinaison fondamentale (1,35G+1,5Q)

$$\begin{cases} N_{max} = 3602,18KN \\ M_{corr} = 1,25KN.m \end{cases}$$

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{1,25}{3602,18} = 0,00034 = 0,034cm$$

$$\frac{h}{12} = \frac{60}{12} = 5cm$$

Compression centrée ce qui implique que la section va être calculée à la compression simple, donc le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F)

E.L.U.R:

$$A'_1 = \frac{N - B \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_{bc}} = \frac{3602,18 \times 10^{-3} - (60 \times 60) \times 14,17}{347,82} \times 10^4 = -146,65 \text{ cm}^2$$

$$A'_1 < 0 \Rightarrow A' = 0$$

E.L.U.S.F:

$$L_f = 0,7h_e = 3,15 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ Avec } i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,6}{\sqrt{12}} = 0,173 \Rightarrow \lambda = \frac{3,15}{0,17} = 18,52$$

$$\lambda = 18,52 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,80$$

Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A'_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right)$$

$$B_r = (b - 2)(h - 2) = 3364 \text{ cm}^2$$

$$A'_2 \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left(\frac{3602,18 \times 10^2}{0,80} - \frac{3364 \times 100 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \Rightarrow A'_2 \geq -168,23 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_2 = 0$$

$$A_1 = \max(A_1; A_2) = 0 \text{ cm}^2$$

2^{eme} Cas : accidentelle

1^{er} sous Cas

$$\begin{cases} N_{min} = 996,23 \text{ KN} \\ M_{corr} = 151,48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_{corr}}{N_{min}} = \frac{996,23}{151,48} = 0,15 > \frac{h}{12} = 0,050 \text{ m}$$

$$A_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right)$$

$$A_2 \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left(\frac{996,23 \times 10^2}{0,80} - \frac{3364 \times 100 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \Rightarrow A_2 \geq -170,94 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_2 = 0$$

2^{eme} sous Cas

$$\begin{cases} N_{corr} = 429,65 \text{ KN} \\ M_{max} = 176,70 \text{ KN.m} \end{cases} \begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_b = 1 \end{cases}$$

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{176,70}{429,65} = 0,41m = 41cm$$

$e > \frac{a}{12} = 5 \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve dans l'extérieur de noyau central

\Rightarrow La section sera calculée en flexion composé.

Excentricité additionnelle: [BAEL 91 r99/art A.4.3, 5]

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{450}{250}\right) = 2cm$$

$$Onc : e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = 41 + 2 = 43cm$$

L'élancement $\lambda = \frac{L_f}{\alpha} \Rightarrow \lambda = 3,93 \Rightarrow$ on doit vérifier que

$\lambda \leq \max\left\{\frac{15}{\frac{20 \cdot e_1}{\alpha}}\right\} \Rightarrow 3,93 < 15$ C.V le calcul sera même en flexion composé (F.C) prenant compte de l'excentricité « e_2 »

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + c \times \Phi) \text{ [BAEL 91 r99/art A.4.3, 5]}$$

Φ Le rapport de la déformation finale due au fluage, Ce rapport est généralement pris égal à 2.

$C=0,69$

$$e_2 = \frac{3 \times 3,15^2}{10^4 \times 0,6} \times (2 + 0,69 \times 2) \Rightarrow e_2 = 0,016m = 1,6cm$$

$$e = e_1 + e_2 \Rightarrow e = 44,6cm$$

• Les sollicitations de calcul valent :

$$N = 429,65KN ; M_u = e \times N \Rightarrow M_u = 0,446 \times 429,65$$

$$M_u = 191,62 KN.m$$

L'effort $N_{b \max}$ supporté par le béton :

$$N_{b \max} = b \cdot a \cdot f_{bu} \Rightarrow N_{b \max} = (0,6)^2 \times 14,17 \Rightarrow N_{b \max} = 5,101Mpa = 5101KN$$

Coefficient de remplissage ψ_1

$$\psi_1 = \frac{N_u}{N_{b \max}} \Rightarrow \psi_1 = \frac{N_u}{a \cdot b \cdot f_{bc}} \Rightarrow \psi_1 = \frac{429,65}{5101} \psi_1 = 0,0842$$

On compare ψ_1 à 0,81

$$\psi_1 = 0,0842 < 0,81$$

Donc on détermine l'excentricité critique relative ξ

$$\psi_1 = 0,0842 < 0,66 \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} \Rightarrow \xi = 0,1643$$

$$e_{NC} = \xi \times a \Rightarrow e_{NC} = 0,1643 \times 0,6 \Rightarrow e_{NC} = 0,0985 = 9,85cm$$

Donc la section est partiellement comprimée. On calcule un moment de flexion fictif :

$$M_{ufict} = M_u + N_u \left(d - \frac{a}{2} \right) = N_u \times \left(e + d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{ufict} = 429,65 \times (0,098 + 0,54 - 0,3)$$

$$M_{ufict} = 141,78KN.m$$

Le calcul fait en flexion simple :

$$M_{ufict} = 141,78KN.m$$

$$\mu = \frac{M_{ufict}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{141,78 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,6 \times (0,54)^2}$$

$$\mu = 0,057 < \mu_{lim} = 0,392$$

$A' = 0$ Pas d'armature comprimée

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,073$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,97$$

$$\text{Pivot B: } \varepsilon_{st} = 3,5\% \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right) \Rightarrow \varepsilon_{st} = 4,40\%$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = f_{bu} = 400Mpa$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \Rightarrow A_s = \frac{141,78 \times 10^{-3}}{0,97 \times 0,54 \times 400} 10^4$$

$$A_s = 6,76cm^2$$

$$A_{sreel} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{su}} \Rightarrow A_{sreel} = 6,76 - \frac{429,65}{400} \times 10 \Rightarrow A_{sreel} = -3,98cm^2$$

• Ferrailage adopté :

$$A_a = \max (A_{cal}, A_{BAEL}, A_{RPA})$$

$$A_a = \max (0; 9,6; 28,80)cm^2$$

Choix des armatures :

$$8T25 \Rightarrow 39,27cm^2$$

E.L.S :

$$N_{max} = 2617,64KN \quad M_{corr} = 75,36KN.m$$

$$e_1 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{75,36}{2617,64} = 0,20cm < \frac{a}{12} = 5cm \Rightarrow \text{Compression centrée,}$$

Donc le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire

Vérification de l'effort tranchant :

D'après le fichier de résultats **ROBOT 2014**

$$T_{max} = 193,40KN$$

D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone I)

Zone nodale

$$s_t \leq \min(10\phi_l^{min}; 15cm) = 15cm$$

$$s_t = 10cm$$

Zone courante :

$$s_t \leq 15\phi_l^{min} = 30cm$$

$$s_t = 15cm$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{193,40.10^{-3}}{0,6 \times 0,54} = 0,59Mpa \text{BAEL91r99 /art-A.5.1, 1]}$$

$$\text{Contrainte tangent limit } \overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right) = 3,33Mpa \text{BAEL91r99 /art-A.5.1,21]}$$

$$\tau_u = 0,59Mpa < \overline{\tau_u} = 3,33Mpa \Rightarrow CV$$

- Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Calcul le ferrailage transversale :(RPA2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{\varphi_a \times T_{max}}{a \times f_e}$$

Vu : effort tranchant de calcul

h_l : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

φ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\varphi_a \geq 5$. =2.5 Si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\varphi_a < 5$. =3.75 Si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$

$f_e = 400 Mpa$.

Armatures transversales minimales :

$$A_t = \frac{\varphi_a \times S_t \times T_{max}}{a \times f_e}$$

φ_a : est en fonction de λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{315,00}{60} = 5,25$$

Donc

$$\varphi_a = 2,5$$

D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone I)

Zone nodale

$$s_t \leq \min(10\varnothing_l^{min}; 15cm) = 15cm$$

$$s_t = 10cm$$

Zone courante :

$$s_t \leq 15\varnothing_l^{min} = 30cm$$

$$s_t = 15cm$$

Pour la raison de pratique on adopte un espacement pour tous les poteaux : $\begin{cases} t = 10cm \\ t' = 15cm \end{cases}$

$$T_{max} = 193,40KN$$

$$f_e = 235Mpa$$

Donc :

$$\Rightarrow A_{min} = 0,3\% \times b \times s_t = 0,003 \times 60 \times 15 = 2,70cm^2$$

Diamètre des armatures transversales :

Donc on prendra $\varnothing_t = 8mm$ avec une nuance d'acier FeE400

On prend : $A_t = 4\varnothing 8 = 2,01cm^2$

Détermination de la zone nodale :

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

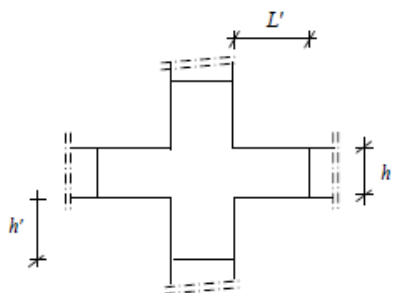


fig. VI.3 : schéma de la zone nodale

$$\begin{cases} h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right) \\ L' = 2 \times h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h' = \max\left(\frac{450}{6}, 60, 60, 60 \text{ cm}\right) = 75 \text{ cm} \\ L' = 2 \times 60 = 120 \text{ cm} \end{cases}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r \geq 40\phi l$$

$$\phi l = 1,6 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \text{ On adopte } L_r = 70 \text{ cm}$$

$$\phi l = 1,4 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \text{ On adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

Tableau .VI.4. Récapitulation du ferrailage des poteaux

Poteau(cm^2)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$	section (cm^2)	$A_{trans}(\text{cm}^2)$	section (cm^2)	$s_t(\text{cm})$	$s'_t(\text{cm})$
60*60	28,8	8T25	39,27	4Ø8	2,01	10	15
55*55	24,20	8T20	25,13	4Ø8	2,01	10	15
50*50	20	8T20	25,13	4Ø8	2,01	10	15

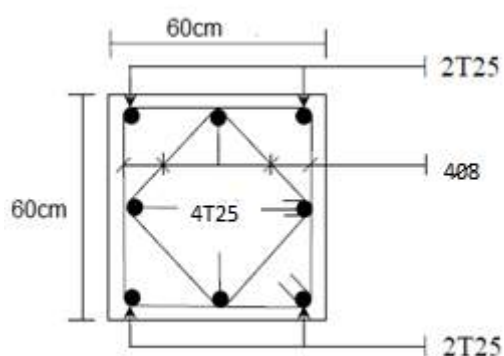


Fig. VI.4.: ferrailage d'un poteau 60*60

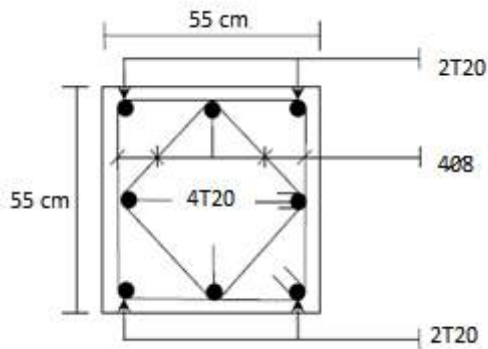


Fig. VI.5: ferrailage d'un poteau 55*55

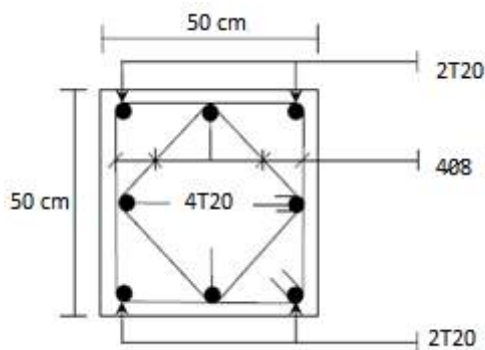


Fig. VI.6: ferrailage d'un poteau 50*50

VI.4. Etude des voiles de contreventement :

➤ **Introduction :**

Les voiles sont des éléments destinés à reprendre les efforts horizontaux tels que le vent et le séisme, et aussi à équilibrer la structure vis à vis de la rotation autour de l'axe vertical passant par le centre de torsion.

Ils deviennent indispensables quand les portiques (poteaux, poutres) ne sont pas capables de reprendre la totalité de ces efforts, et lorsqu'on veut atteindre la rigidité nécessaire.

➤ **Combinaison d'action :**

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, à la flexion composée sous un effort normal de compression (F) et un moment de flexion (M), tirés à partir des fichiers résultats du **ROBOT 2014**, sous les combinaisons de calcul suivantes :

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

$$G+Q$$

$$G+Q+E$$

$$0,8G+E$$

Le calcul se fait selon la combinaison la plus défavorable et convenable aux conditions suivantes :

Pourcentage des armatures horizontales et verticales :

- ✓ 0,15% de la zone globale des voiles.
- ✓ 0,10% en zone courante.
- Espacements des aciers verticaux et horizontaux $s_t \leq \min(1,5a; 30cm)$
- Longueur de recouvrement :
- ✓ **40Ø** pour les barres situées dans les zones. Où le renversement de signe des efforts est possible.
- ✓ **20Ø** les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.
- ✓ Les deux nappes d'armature doivent être reliées avec au moins **4** épingle au $.m^2$
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales ne doit pas dépasser **1/10** de l'épaisseur de voile.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

LES SOLLICITATION :

Sens vertical sens horizontal :

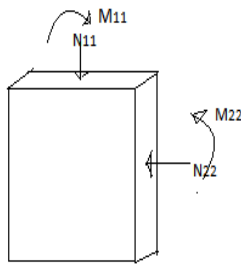


Fig. VI.7.N et M vertical et horizontal

- ✓ **Verticalement :** $\begin{cases} N_{11} = 243,57 \text{ KN} \\ M_{11} = 20,87 \text{ KN.m} \end{cases}$
- ✓ **Horizontalement :** $\begin{cases} N_{22} = 3347,42 \text{ KN} \\ M_{22} = 146,54 \text{ KN.m} \end{cases}$

a) ferrailage de sens vertical :

$$N_{11} = 243,57 \text{ KN}$$

$$M_{11} = 20,87 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_{11}}{N_{11}} \Rightarrow e_1 = \frac{20,87}{243,57} \Rightarrow e_1 = 0,085 \text{ m} = 8,5 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left[2; \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm Avec } H=4,50 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000h}(2 + \alpha\emptyset); \emptyset = 2; L_f = 0,7H = 3,15m$$

$$M_{ser} = 15,40KN.m$$

$$\alpha = 10\left(1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_{ser}}\right) \Rightarrow \alpha = 10\left(1 - \frac{20,87}{1,5 \times 15,40}\right) \Rightarrow \alpha = 0,96$$

$$\text{Donc } e_2 = 0,046m$$

$$\text{Alors : } e_T = 8,5 + 2 + 4,6 \quad e_T = 15,1cm$$

➤ **Calcul des armatures :**

- **L'effort de compression centré maximal supportable par le béton :**
- **Coefficient de remplissage ψ_1 :**

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b.e_T.f_{bc}} \Rightarrow \psi_1 = 0,6875 < 0,96$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4.(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = 0,120$$

$$e_{NC} = \xi \times h \Rightarrow e_{NC} = 0,0301m < e_T = 0,151m \text{ Section partiellement comprimée.}$$

$$e_A = e_T + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \left(0,151 + \left(0,225 - \frac{0,25}{2}\right)\right) = 0,251m$$

$$M_{ufict} = N_u \times e_A = 243,57 \times 0,251$$

$$\Rightarrow M_{ufict} = 61,136KN.m$$

$$\mu = \frac{M_{ufict}}{f_{bu}.b.d^2} \Rightarrow \mu = \frac{61,136 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times (0,225)^2} = 0,0852 < \mu_{lim} = 0,392A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,111$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,95$$

➤ **La section de ferrailage en flexion simple :**

$$A_{tfict} = \frac{M_{tu}}{\beta.d.\sigma_{st}} \Rightarrow A_{tfict} = \frac{61,136 \times 10^{-3}}{0,95 \times 0,225 \times 347,82} \times 10^4 \Rightarrow A_s = 8,22cm^2$$

➤ **La section de ferrailage en flexion composée**

$$A_s = A_{s\,tfict} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_s = 8,22 \times 10^{-4} - \frac{243,57 \times 10^{-3}}{400} \Rightarrow A_s = -4,61cm^2$$

Sections minimales

Selon BAEL91 modifier99 :

$$A_{min} = \max \left[\frac{b \cdot h}{1000} \cdot 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}; 0,15\% \cdot b \cdot h \right] cm^2 \Rightarrow A_{min} = \max[2,5; 2,71] cm^2 \Rightarrow A_s = 2,71 cm^2$$

➤ Selon RPA99 modifier2003 [Art 7.7.3.3]

$$A_{min} = \max (0,15\% \times b \times h = 0,0015 \times 100 \times 25 = 3,75 cm^2/ml$$

Choix d'armature :

On prend 4T12 $\Rightarrow A_s = 4,52 cm^2/ml$

L'espacement : selon le BAEL99 et le RPA2003

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min[1,50h ; 30cm] = 30cm \quad S_t = 25cm$$

Dans la zone nodale :

$$s_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow s_t \leq \frac{25}{2} \Rightarrow s_t = 10cm$$

Ferraillage de sens horizontal :

$$N_{22} = 1476,05KN$$

$$M_{22} = 146,54KN.m$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_{22}}{N_{22}} \Rightarrow e_1 = \frac{146,54}{3347,42} \Rightarrow e_1 = 0,0992m = 9,92cm$$

$$e_a = \max \left[2; \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_a = 2cm \text{ Avec } H=4,50m$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi); \phi = 2; L_f = 0,7H = 3,15m$$

$$M_{ser} = 106,29KN.m$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_{ser}} \right) \Rightarrow \alpha = 10 \left(1 - \frac{146,54}{1,5 \times 106,29} \right) \Rightarrow \alpha = 0,80$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times 3,15^2}{10^4 \times 0,25} (2 + 0,80 \times 2) = 0,0428 m$$

Alors :

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_T = 9,92 + 2 + 4,28 \Rightarrow e_T = 16,20cm$$

➤ **Calcul des armatures :**

➤ **L'effort de compression centré maximal supportable par le béton :**

$$N_{bmax} = b \cdot h \cdot f_{bc} = 1000 \times 250 \times 14,17 = 35425000 N$$

☞ Coefficient de remplissage ψ_1 :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot e_T \cdot f_{bc}} \Rightarrow \psi_1 = 0,416 < 0,8$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4 \cdot (3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = 0,150$$

ζ : L'excentricité critique relative.

$$e_{NC} = \xi \times h \Rightarrow e_{NC} = 0,0375m < e_T = 0,1620m \text{ Section partiellement comprimée.}$$

$$e_A = e_T + (d - \frac{h}{2}) = 0,1620 + (0,225 - \frac{0,25}{2}) = 0,262m$$

$$M_{u\text{fict}} = N_u \times e_A = 1476,05 \times 0,262$$

$$M_{u\text{fict}} = 202,21 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u\text{fict}}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = 0,281 < \mu_{lim} = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,42$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,832$$

➤ La section de ferrailage en flexion simple :

$$A_{fs} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_{t\text{fict}} = \frac{202,21 \times 10^{-3}}{0,832 \times 0,225 \times 400} \times 10^4 \Rightarrow A_s = 24,302 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ La section de ferrailage en flexion composée :

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_s = 24,302 \times 10^{-4} - \frac{1,476}{400} \Rightarrow A_s = -1,25 \text{ cm}^2/\text{ml} (\text{Valeur rejeté})$$

Vérification des sections minimales selon BAEL99 :

$$A_s = \max \left[\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}; 0,15\% \cdot b \cdot h \right] \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = \max[2,5; 2,71; 3,75] \text{ cm}^2 \\ \Rightarrow A_s = 3,75 \text{ cm}^2$$

➤ Selon RPA99 modifier2003 : [Art 7.7.3.3]

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times h = 0,0015 \times 100 \times 25 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{adop} = \max(A_{fc}; A_{min}) = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

→ Le choix : 4T12 = 4,52 cm²/ml.

L'espacement :

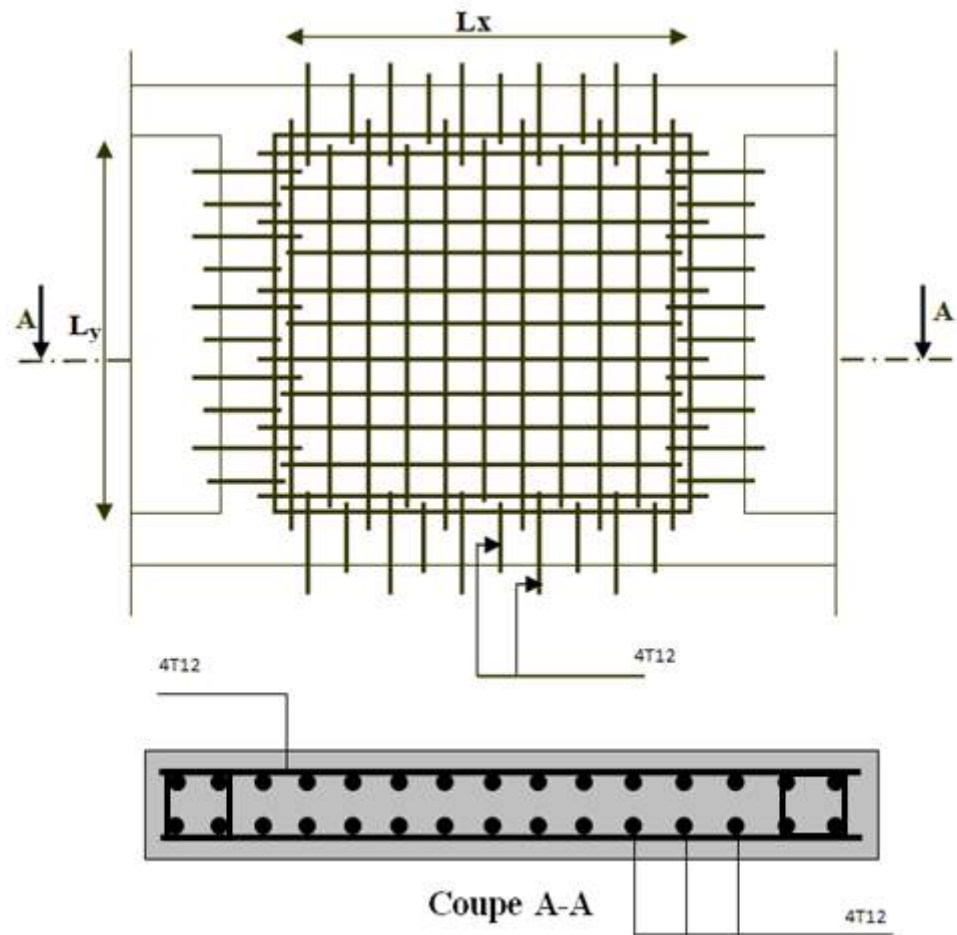
Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min[1,50h ; 30cm] = 30cm$$

$$S_t = 25cm$$

Dans la zone nodale :

$$s_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow s_t \leq \frac{25}{2} \Rightarrow s_t = 10cm$$



FigVI.8. Schéma de ferrailage voile.

Chapitre VII:

Etude de L'infrastructure

VII.1.Introduction :

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le terrain d'assises.
- La répartition des charges descendantes vers le sol.
- Joue le rôle d'un appui.
- Limiter le tassement différentiel à une valeur acceptable.

VII.2. Etude du mur voile périphérique :**➤ Définition :**

Il sera prévu un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de rez de chaussée pour soutenir la terre et d'assurer un bon chaînage du bâtiment.

➤ Caractéristiques du voile :

D'après le RPA 99 Art 10.1.2, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci- dessous.

L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm. $ep = 20\text{ cm}$

Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimal est de 0,10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

➤ Caractéristique du sol :

- Le poids spécifique apparent du sol est ($\gamma = 20,5\text{KN/m}^3$)
- L'angle du frottement du sol $\varphi = 25^\circ$
- Le coefficient de poussée de terre est $k_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,405$

Avec :

Q : surcharge d'exploitation $Q=10\text{ KN/m}^3$

H: la hauteur de mur

$$K_a = k_q = 0,405$$

- **Calcul de la force de poussée sur le mur :**

Ce voile travail comme une dalle soumise à des efforts horizontal « les poussées des terres » donc le calcul se fait à flexion simple.

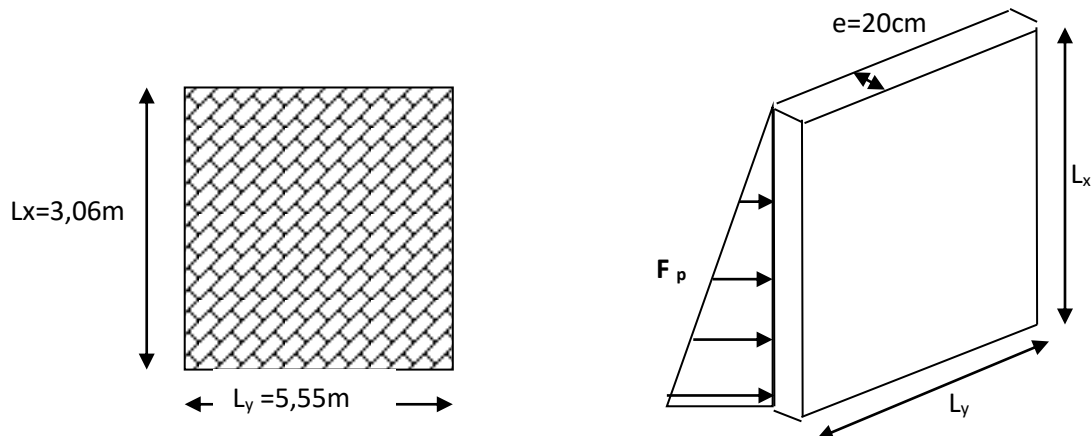


Fig. VII.1 : schéma du voile périphérique.

✓ On étudiera le panneau le plus défavorable, de dimension $(3,06 \times 5,55) m^2$.

➤ **Mode de calcul :**

P_1 : Force due à la surcharge

$$P_1 = K_q \times 10$$

$$P_1 = 0,405 \times 10 = 4,05 \text{ KN/m}^2$$

P_2 : Force due à la poussée des terres

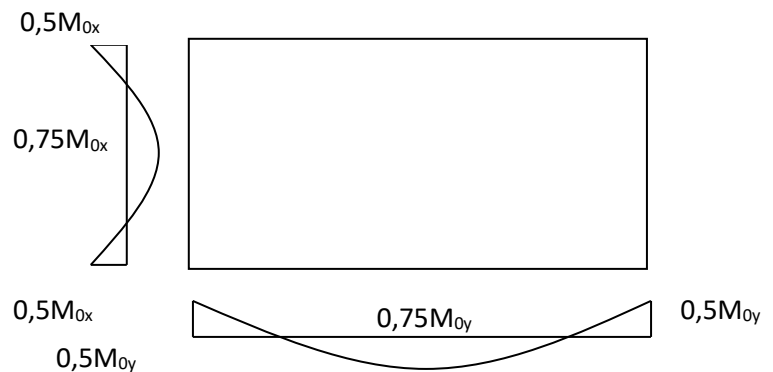


Fig. VII.2: schéma statique du voile périphérique.

$$P_2 = K_a \times \gamma \times H$$

$$P_2 = 0,405 \times 20,5 \times 3,06 = 25,40 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul des charges :**

➤ **Charge à ELU:**

$$p_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35P_2 + 1,5P_1 = 40,36 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Charge à ELS:**

$$p_s = G + Q = P_2 + P_1 = 29,45 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,06}{5,55} = 0,55 > 0,4 \quad \text{La dalle porte sur deux sens.} \right.$$

✓ La dalle travaille dans les deux sens, pour l'étude on prend une bande de 1m.

$$p_u = 40,36 \times 1 = 40,36 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = 29,45 \times 1 = 29,45 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

D'après l'annexe E3 de **BAEL 91** le calcul se fait sous les sollicitations suivantes :

✓ **A l'ELU :**

➤ **Moments au centre :**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot p_u \cdot L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0879 \times 40,36 \times 3,06^2 = 33,21 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0,2500 \times 33,21 = 8,30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments en appuis :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0,5M_{0x} \\ M_{ay} = 0,5M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ax} = 16,60 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 4,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_{0x} \\ M_{ty} = 0,75M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 24,90 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 6,225 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Effort tranchant:**

$$V_x = \frac{p_u \times L_x}{2} \left[\frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \right] = \frac{40,36 \times 3,06}{2} \left[\frac{1}{1 + \frac{0,55}{2}} \right] = 48,43 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{p_u \times L_x}{3} = \frac{40,36 \times 3,06}{3} = 41,16 \text{ KN}$$

➤ **A l'ELS :**

➤ **Moments au centre :**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot p_s \cdot L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0921 \times 29,45 \times 3,06^2 = 25,39 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0,420 \times 25,39 = 10,66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en appuis :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0,5M_{0x} \\ M_{ay} = 0,5M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ax} = 12,69 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 5,33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_{0x} \\ M_{ty} = 0,75M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 19,04 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 7,99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Effort tranchant:

$$V_X = \frac{P_s \times L_X}{2} \left[\frac{1}{1 + \frac{a}{2}} \right] = \frac{29,45 \times 3,06}{2} \left[\frac{1}{1 + \frac{0,55}{2}} \right] = 35,32 \text{ KN}$$

$$V_Y = \frac{P_s \times L_X}{3} = \frac{29,45 \times 3,06}{3} = 30,03 \text{ KN}$$

Tableau VII.1 : Sollicitations maximales des moments et des efforts tranchants.

	Moment en travée (KN.m)		Moment en appui(KN.m)		Effort tranchant(KN)	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
SENS X-X	24,90	19,04	16,60	12,69	48,43	35,32
SENS Y-Y	6,225	7,99	4,15	5,33	41,16	30,03

➤ Calcul de ferrailage :

✓ Section minimale d'armatures : (BAEL 91)

Selon que l'on utilisera des fils de diamètre supérieur ou inférieur à 6 mm, les sections minimales d'armatures dans les deux sens valent : $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$.

$$\text{Sens y : } A_{y_{\min}} = 8h_0 = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ m}^2/\text{ml}.$$

$$\text{Sens x : } A_{x_{\min}} = \frac{(3 - \alpha)}{2} \times A_{y_{\min}} = \frac{(3 - 0,55)}{2} \times 1,6 = 1,96 \text{ m}^2/\text{ml}.$$

Remarque : Selon le **CBA93** dans le sens de la petite portée, ces valeurs doivent être majorées de 20 % :

$$A_{s \min_x} = 2,314 \text{ m}^2/\text{ml}.$$

$$A_{s \min_y} = 1,6 \text{ m}^2/\text{ml}.$$

✓ Selon le **RPA.99 modifié 2003 :**

$$A_{RPA} = 0,1\%(b \times e) \Rightarrow A_{RPA} = 0,001(100 \times 20) \Rightarrow A_{RPA} = 2 \text{ cm}^2$$

Calcul de ferrailage :

• ELU :

1) Sens X-X :

a) En travée : $M_t = 24,90 \text{ KN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

Pour les armatures longitudinales, on utilise des aciers à haute adhérence (H.A) de nuance FeE400.

Avec : $\mu_{lim} = 0,392$

On calcule le moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{24,90 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17} = 0,054 < 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,069$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,972$$

$$A_{cal} = \frac{M_{tx}}{\beta.d.\sigma_s} \Rightarrow A_{cal} = \frac{21,30 \times 10^{-3}}{0,972 \times 0,18 \times 347,82} 10^4 \Rightarrow A_{cal} = 4,07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des barres :

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}, A_{RPA}) = 4,07 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \Rightarrow 5\text{T12} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

St = 20cm.

b) En appui : $M_a = 16,60 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16,60 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17} = 0,036 < 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,045$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ax}}{\beta.d.\sigma_s} \Rightarrow A_{cal} = \frac{16,60 \times 10^{-3}}{0,982 \times 0,18 \times 347,82} 10^4 \Rightarrow A_{cal} = 2,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des barres :

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}, A_{RPA}) = 2,70 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \Rightarrow 5\text{T12} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

St = 20cm.

2) Sens Y-Y :

a) En travée : $M_t = 6,22 \text{ KN.m}$

On calcule le moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,22 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17} = 0,013 < 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,016$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ty}}{\beta.d.\sigma_s} \Rightarrow A_{cal} = \frac{6,22 \times 10^{-3}}{0,993 \times 0,18 \times 347,82} 10^4 \Rightarrow A_{cal} = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des barres :

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}, A_{RPA}) = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 5\text{T}12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

b) En appui : $M_a = 4,15 \text{ KN.m}$

On calcule le moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{ay}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,15 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17} = 0,009 < 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,011$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ay}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{cal} = \frac{4,15 \times 10^{-3}}{0,995 \times 0,18 \times 347,82} 10^4 \Rightarrow A_{cal} = 0,66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des barres :

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}, A_{RPA}) = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 5\text{T}12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

➤ **Vérification à l'ELS :**

1) Sens X-X :

Fissuration nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \sigma_s^-$)

Flexion simple

Acier FeE400

Section rectangulaire

$$\text{Si : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \sigma_b^-$$

a) En travée :

$$M_{tu} = 24,90 \text{ KN.m} \quad M_{ts} = 19,04 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{24,90}{19,04} = 1,30$$

$$\alpha = 0,069 \leq \frac{1,30 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,40 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

\Rightarrow Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent pour l'ELS.

b) En appui :

$$M_{au} = 16,60 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{as} = 12,69 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{16,60}{12,69} = 1,30$$

$$\alpha = 0,045 \leq \frac{1,30 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,40 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

\Rightarrow Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent pour l'ELS.

2) Sens Y-Y :

a) En travée :

$$M_{tu} = 6,225 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ts} = 7,99 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{6,225}{7,99} = 0,77$$

$$\alpha = 0,016 \leq \frac{0,77-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,145 \dots \text{CV.}$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

b) En appui :

$$M_{au} = 4,15 \text{ KN.m} ; \quad M_{as} = 5,33 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{4,15}{5,33} = 0,78$$

$$\alpha = 0,011 \leq \frac{0,78-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,140 \dots \text{CV.}$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

➤ **Vérification d'effort tranchant :**

La fissuration peu préjudiciable donc :

Contrainte tangente :

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

• **Contrainte tangente limite :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

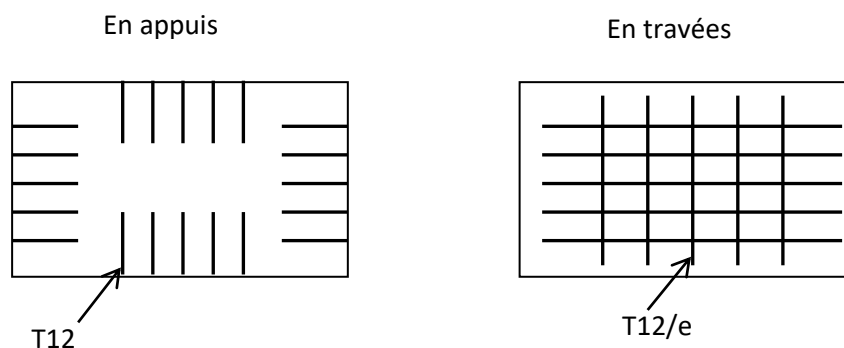
• **Effort tranchant :**

$$T = \frac{P_u \times L}{2}$$

Tableau VII.2 : Vérification de l'effort tranchant.

Sens	L(m)	T _{max} (Mpa)	τ _u (Mpa)	τ̄ _u (Mpa)	OBS τ _u ≤ τ̄ _u
Sens-x	3,06	61,75	0.343	3.33	CV
Sens-y	5,55	111,99	0.622	3.33	CV

Schéma de ferrailage :



FigVII.3 : Le ferrailage du voile périphérique.

VII.3. Etude de la fondation :

VII.3.1. Introduction :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...).

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

VII.3.2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.
- Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général en fonction des résultats du dimensionnement.

✚ Dimensionnement des semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base de poteau le plus sollicité de RDC.

$$\sigma = \frac{N}{A.B} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

Avec :

(a, b) : les dimensions du poteau

(A, B) : les dimensions de la semelle isolées

N : effort normale a la semelle considérée

: Contrainte du sol $\overline{\sigma}_{sol}$

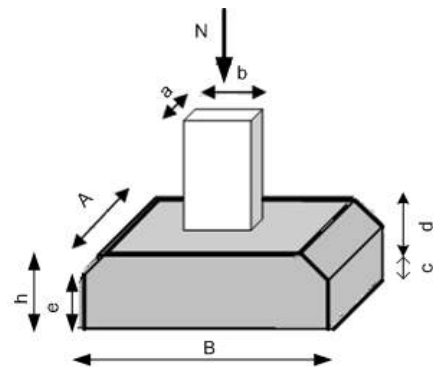


Fig VII.4: Semelle isolé sous poteau.

➤ Semelle intermédiaire (sous le poteau le plus sollicité) :

$$N_{max} = 3602,18 \text{ KN}$$

On a : a, b section du poteau $\Rightarrow a = b \Rightarrow A = B = K = 1$

$$N_{max} = (0,6 \times 0,6 \times 3,06 \times 25) + 3602,18 = 3629,72 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } B^2 \geq \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}} \Rightarrow B = 4,91\text{m}$$

Donc on A=B=4,91m

Remarque :

Vu que la section de la semelle isolée est élevée, des faibles espacements entre ces semelles isolées. Quand la semelle filantes ne pas inclure toute cette ouvrage en premier, et en second, vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants, donc on choisit comme fondation un radier nervuré.

VII.3.3. Etude du radier nervuré

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

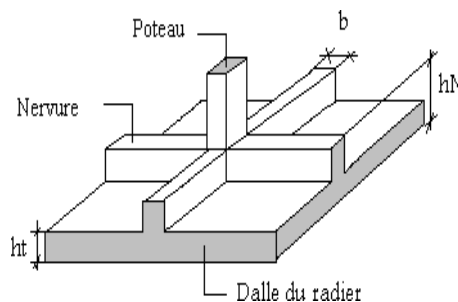


Fig VII.5: Schéma d'un radier nervuré.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{néc}}} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$S_{\text{néc}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\begin{cases} N = 79711,96\text{KN} \\ \sigma_{\text{sol}} = 150\text{KN/m}^2 \end{cases} \longrightarrow S_{\text{néc}} \geq \frac{79711,96}{150} = 531,41\text{ m}^2$$

❖ Pré -dimensionnement du radier nervuré :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réduction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

✓ La Nervure :

• Condition forfaitaire :

La nervure du radier doit avoir une hauteur égale à :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : Est la plus grande portée entre deux poteaux. $L_{\max} = 5,55$ m

$69,37 \text{ cm} \leq h_r \leq 111 \text{ cm}$ On adopte : $h_n = 100 \text{ cm}$

• **Condition de coffrage:**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{555}{10} = 55,5 \text{ cm}$$

\Rightarrow On prend : $b = 60 \text{ cm}$

• **Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante: $l_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Tel que :

Le: La longueur élastique de la poutre est donnée par $L_e = \sqrt[4]{\frac{4E.I}{K.b}}$.

K: Coefficient de raideur du sol.

- $K = 50 \text{ MPa/m} \rightarrow$ pour un très mauvais sol.

- $K = 40 \text{ MPa /m} \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.

- $K = 120 \text{ MPa /m} \rightarrow$ pour un très bon sol.

✓ Pour notre cas $K = 40 \text{ MPa/m}$ (pour un sol de densité moyenne).

I : Inertie de la poutre. $I = \frac{b.h^3}{12}$

E : Module d'élasticité du béton $E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,20 \text{ MPa}$.

b : La largeur de la poutre.

L_{\max} : La longueur maximale entre les poteaux.

$$I = \frac{b.h^3}{12} \Rightarrow I = \frac{0,60 \times (01)^3}{12} \Rightarrow I = 5 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \Rightarrow L_e = 3,73 \text{ m}$$

Donc $L_{\max} = 5,55 \text{ m} \leq \frac{\pi}{2} L_e = 5,85 \text{ m} \dots \dots \dots \text{CV}$

✓ La dalle du radier

➤ L'épaisseur :

$$h_R \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{555}{20} = 27,75 \text{ cm avec } L_{\max} = 5,55 \text{ m}$$

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

On prend : $h_R = 60 \text{ cm}$

➤ Débordement:

$$D \geq \max \left\{ \frac{h_n}{2}, 30 \text{ cm} \right\}$$

$$D \geq \max \left\{ \frac{100}{2}, 30 \text{ cm} \right\} = 50 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques « coffrage » le radier va déborder de 80 cm de chaque côté.

⇒ On adopte : $D = 80 \text{ cm}$.

$$\text{Alors : } S(\text{radier}) = S(\text{bâtiment}) + S(\text{débord}) = 600,6 + 81,92 = 682,52 \text{ m}^2$$

➤ Condition de cisaillement:

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec: } T = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N \cdot b}{S_{\text{rad}}}$$

$$N_u = 102378,14 \text{ KN}$$

L : La longueur maximal, $L = 5,55 \text{ m}$

b : Largeur de la semelle pour bande de un mètre linéaire, ($b = 1 \text{ m}$)

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N \cdot L \cdot b}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot d} = \frac{N \cdot L}{2S_{\text{rad}} \cdot (0,9h_R)} = \frac{102378,14 \times 10^{-3} \times 5,55}{2 \times 682,52 \times 0,54} = 0,770 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,770 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

➤ Vérification au non poinçonnement : Selon BAEL 91 révisée 99 (Art A.5.2.42)

$$\text{Il s'agit de vérifier que : } N \leq 0,045 \times U_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

U_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

On a: $a=50 \text{ cm}$; $b=40 \text{ cm}$ (section du Poteau le plus sollicité).

$$U_c = 2(a + b + 2h_r) = 2(0,60 + 0,60 + 2 \times 0,6) = 4,8 \text{ m}$$

N : Charge sous le poteau le plus sollicité ($N = 3602,18 \text{ KN}$).

h : Epaisseur totale du radier (60cm).

$$3602,18 \leq 0,045 \times 4,8 \times 0,6 \times 25000/1,5 = 2160 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$3602,18 \geq 2160 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

Donc on doit augmenter la hauteur du radier. Soit $h = 0,9\text{m}$

$$U_c = 2(a + b + 2h_r) = 2(0,60 + 0,60 + 2 \times 0,9) = 6 \text{ m}$$

$$\text{Pour } h_r = 0,9\text{m} \Rightarrow N = 3602,18 \leq 0,045 \times 6 \times 0,9 \times \frac{25000}{1,5} = 4050 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification au non soulèvement (effet de sous pression) :**

- **Poids du bâtiment :**
- La condition à vérifier est

$$W > F_s \times S \times \gamma \times Z$$

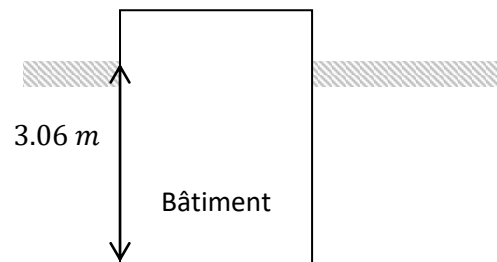


Fig. VII.6: Ancrage du Bâtiment.

$$W = W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}} + W_N$$

$$\begin{cases} W_{\text{bat}(x)} = 58774,98 \text{ KN} \\ W_{\text{bat}(y)} = 58774,98 \text{ KN} \\ W_{\text{Rad}} = \gamma_b \cdot S_{\text{Rad}} \cdot h_{\text{rad}} = 25 \times 682,52 \times 0,9 = 15356,7 \text{ KN} \\ W_N = \gamma_b \cdot b \cdot h \cdot \Sigma L = 25 \times 0,60 \times (1 - 0,90) \times 290 = 435 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow W_{(x)} = 58774,98 + 15356,7 + 435 = 74566,68 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow W_{(y)} = 58774,98 + 15356,7 + 435 = 74566,68 \text{ KN}$$

$F_s = 1,5$ coefficient de sécurité.

$\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$: poids volumique d'eau.

$Z = 3,06 \text{ m}$: hauteur d'ancrage de radier.

$S_{\text{rad}} = 682,52 \text{ m}^2$: Surface de radier.

ΣL : la longueur totale de la nervure.

$$W > F_s \times S \times \gamma \times Z = 1,5 \times 682,52 \times 10 \times 3,06 = 31327,668 \text{ KN}$$

$$W_{(x)} = 74566,68 \text{ KN} \geq 31327,668 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$W_{(y)} = 74566,68 \text{ KN} \geq 31327,668 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc pas de risque de soulèvement.

❖ **Calcul de ferrailage du radier nervuré:**

A. Calcul du radier :

Le panneau sera calculé comme simplement appuyés sur ses quatre cotés et sur une bande de 1m de largeur, la fissuration est considérée comme préjudiciable, puis on procédera à la vérification des moments isostatiques en travées et sur appuis.

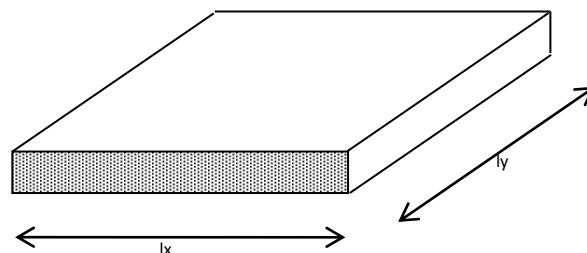


Fig. VII.7: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.

➤ **Calcul des sollicitations :**

D'après l'annexe E3 de **BAEL 91** le calcul se fait sous les sollicitations suivantes :

$$q = \frac{N}{S} \cdot 1$$

N : L'effort total de la structure pour la combinaison la plus défavorable.

$$\text{Donc : } q_u = \frac{102378,14 \times 1}{682,52} \Rightarrow q_u = 150,00 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{79711,96}{682,52} \Rightarrow q_{\text{ser}} = 116,79 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5}{5,5} = 0,90 > 0,4 \Rightarrow \text{a dalle porte ou travail selon les deux sens} \right.$$

➤ **A l'ELU :**

➤ **Moments au centre :**

$$\begin{cases} M_{0_x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \\ M_{0_y} = \mu_y \cdot M_{0_x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0_x} = 0,0456 \times 150 \times 5^2 = 171 \text{ KN.m.} \\ M_{0_y} = 0,7834 \times 171 = 133,96 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Moments en appuis :**

$$\begin{cases} M_{a_x} = 0,5 M_{0_x} \\ M_{a_y} = 0,5 M_{0_y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{a_x} = 85,5 \text{ KN.m.} \\ M_{a_y} = 66,98 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{t_x} = 0,75M_{0_x} \\ M_{t_y} = 0,75M_{0_y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t_x} = 128,25 \text{ KN.m.} \\ M_{t_y} = 100,47 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **A l'ELS :**

➤ **Moments au centre :**

$$\begin{cases} M_{0_x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \\ M_{0_y} = \mu_y \cdot M_{0_x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0_x} = 0,0528 \times 116,79 \times 5^2 = 154,162 \text{ KN.m.} \\ M_{0_y} = 0,8502 \times 154,162 = 131,06 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Moment en appuis :**

$$\begin{cases} M_{a_x} = 0,5M_{0_x} \\ M_{a_y} = 0,5M_{0_y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{a_x} = 77,08 \text{ KN.m.} \\ M_{a_y} = 65,53 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_{t_x} = 0,75M_{0_x} \\ M_{t_y} = 0,75M_{0_y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t_x} = 115,62 \text{ KN.m.} \\ M_{t_y} = 98,29 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Calcul de ferrailage :**

✓ **Section minimale d'armatures : (BAEL 91 P 211)**

Selon que l'on utilisera des fils de diamètre supérieur ou inférieur à 6 mm, les sections minimales d'armatures dans les deux sens valent : $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$.

$$\text{Sens y : } A_{y_{\min}} = 8h_0 = 8 \times 0,6 = 4,8 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{Sens x : } A_{x_{\min}} = \frac{(3 - \alpha)}{2} \times A_{y_{\min}} = \frac{(3 - 0,90)}{2} \times 4,8 = 5,04 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Remarque : Selon le **CBA93** dans le sens de la petite portée, ces valeurs doivent être majorées de 20 % :

$$A_{s_{\min_x}} = 5,99 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A_{s_{\min_y}} = 4,8 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

✓ **A l'ELU:**

1. Sens X-X :

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

Pour les armatures longitudinales, on utilise des aciers à haute adhérence (H.A) de nuance FeE400.

$$\text{Avec : } \mu_{\lim} = 0,392$$

On calcule le moment réduit :

◆ **En travée :**

$$M_{t_u} = 128,25 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t_u}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{128,25 \times 10^{-3}}{1 \times (0,81)^2 \times 14,17} = 0,0137 \Rightarrow \mu = 0,0111 < \mu_{\lim} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,017$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{128,25 \times 10^{-3}}{0,993 \times 0,81 \times \frac{400}{1,15}} \times 10^4 = 4,85 \text{ cm}^2$$

♦ **En appuis :**

$$M_{au} = 85,5 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{85,5 \times 10^{-3}}{1 \times (0,81)^2 \times 14,17} = 0,0919 \Rightarrow \mu = 0,0919 < \mu_{lim} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,120$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,952$$

$$A_s = \frac{M_{au}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{85,5 \times 10^{-3}}{0,952 \times 0,81 \times \frac{400}{1,15}} \times 10^4 = 3,18 \text{ cm}^2$$

2. Sens Y-Y :

♦ **En travée :**

$$M_{tu} = 100,47 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{100,47 \times 10^{-3}}{1 \times (0,81)^2 \times 14,17} = 0,0108 \Rightarrow \mu = 0,0108 < \mu_{lim} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,013$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{100,47 \times 10^{-3}}{0,994 \times 0,81 \times \frac{400}{1,15}} \times 10^4 = 3,58 \text{ cm}^2$$

♦ **En appuis :**

$$M_{au} = 66,98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{66,98 \times 10^{-3}}{1 \times (0,81)^2 \times 14,17} = 0,0720 \Rightarrow \mu = 0,0720 < \mu_{lim} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,093$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,962$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{66,98 \times 10^{-3}}{0,962 \times 0,81 \times \frac{400}{1,15}} \times 10^4 = 2,47 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul d'espacement selon le BAEL.99 :

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

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$ pour les deux nappes et suivant les deux directions.

Les sections minimales :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}$$

Tableau VII.3: Choix des armatures.

		Moment [KN.m]	As cal [cm ²]	As min [cm ²]	Choix	As adopte [cm ²]	St[cm]
Sens (x-x)	En travée	128,25	4,85	9,78	5T16	10,05	20
	En appui	85,5	3,18	9,78	5T16	10,05	20
Sens (y-y)	En travée	100,47	3,58	9,78	5T16	10,05	20
	En appui	66,98	2,47	9,78	5T16	10,05	20

Vérification à ELS : (fissuration peu préjudiciable)

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

On vérifie $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$y = 15 \cdot \frac{(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5 \cdot (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \text{ Avec } A'_s = 0.$$

$$y = 15 \times \frac{(10,05)}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(81 \times 10,05)}{7,5 \times (10,05)^2}} - 1 \right] \Rightarrow y = 14,18 \text{ cm}$$

✓ **Inertie (I) :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (d - d')^2] \text{ Avec } A'_s = 0$$

$$I = \frac{100 \times (14,18)^3}{3} + 15 \times [10,05 \times (81 - 14,18)^2] \Rightarrow I = 768125,76 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 115,62 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left[\frac{115,62}{768125,76} \times 14,18 \right] \times 10^3 = 2,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,13 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

✓ Pour l'acier aucune limitation car fissuration est peu préjudiciable.

➤ Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_{acc} \leq \tau_{adm} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{1,5} ; 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{MPa}$

Avec : $\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d}$

Tableau VII.4: Vérification d'effort tranchant.

	$T_{max}(KN)$	$(\tau_u KN)$	$\tau_{adm}(Mpa)$	vérification
Sens X-X	416,25	0.51	3.33	CV
Sens Y-Y	416,25	0.51	3.33	CV

Remarque :

Pour des raisons constructives il faut ajouter des chaises entre les deux nappes, dans le but de supporter la nappe supérieure par rapport à la nappe inférieure. Les chaises sont des armatures sous forme bateau.

B. Calcul de débord :

Le débord est considéré comme une console encastrée, d'une longueur de 0.8 m et d'épaisseur $h = 90 \text{ cm}$.

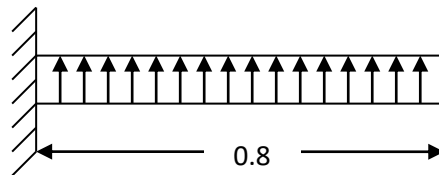


Fig. VII.8: Schéma statique de débord.

➤ Sollicitation maximale :

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = \frac{150 \times (0,8)^2}{2} = 48 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = \frac{116,79 (0,8)^2}{2} = 37,37 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de ferrailage :

$$M_u = 48 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{48 \times 10^{-3}}{1 \times (0,81)^2 \times 14,17} = 0,015 \Rightarrow \mu = 0,0051 < \mu_{lim} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \Rightarrow \alpha = 0,0032$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{48 \times 10^{-3}}{0,99 \times 0,81 \times \frac{400}{1,15}} 10^4 = 1,72 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de répartitions A_r :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{1,72}{4} \Rightarrow A_r = 0,43 \text{ cm}^2$$

➤ **Section minimale :**

Les sections minimales :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 9,78 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix d'armature :**

Le ferrailage sera calcul pour une bonde de 1m.

On prend : **5T16** $\Rightarrow A_s = 10,05 \text{ cm}^2$ Pour les armatures longitudinales et de répartitions.

➤ **Vérification à ELS :** (fissuration peu préjudiciable)

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

On vérifier $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$y = 14,18 \text{ cm}$$

✓ **Inertie (I) :**

$$I = 768125,76 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 37,37 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left[\frac{37,37}{768125,76} \times 14,18 \right] \times 10^3 = 0,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,68 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

➤ Pour l'acier aucune limitation car fissuration est peu préjudiciable.

➤ **Vérification d'effort tranchant :**

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d}$$

$$\text{Contrainte limite : } \bar{\tau} = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_{\max} = 60 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{60 \times 10^{-3}}{0,8 \times 0,81} \Rightarrow \tau_u = 0,092 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,092 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

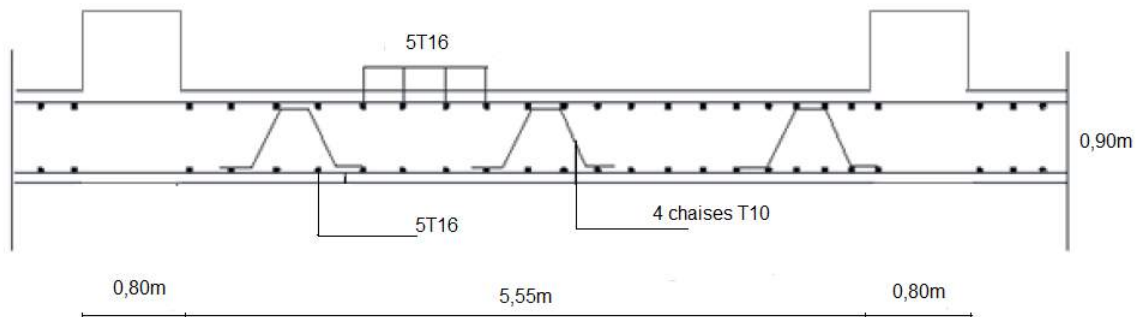


Fig. VII.9 Ferrailage du radier sens y-y

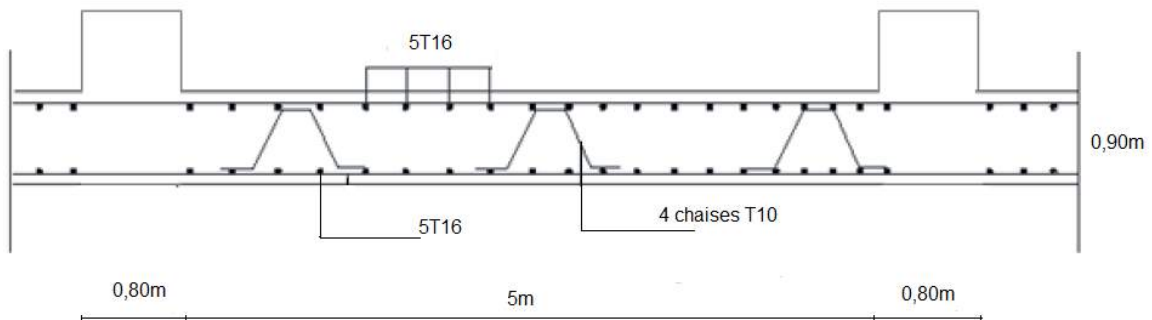


Fig. VII.10. Ferrailage du radier sens xx

C. Calcul de la poutre de libage (nervure) :

La nervure comme le cas des poutres dans les dalles sont supportées une charge sous forme trapèze pour L_y (la grande portée) et triangle pour L_x (la petite portée). Pour notre cas on prend la poutre la plus sollicitée.

➤ Sollicitation de la nervure :

$$M_{0u} = \frac{q_u \cdot L_y^2}{8} \times \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \Rightarrow M_{0u} = \frac{150 \times (5,55)^2}{8} \times \left(1 - \frac{(0,90)^2}{3}\right)$$

$$\Rightarrow M_{0u} = 421,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{0ser} = \frac{q_{ser} \cdot L_y^2}{8} \times \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \Rightarrow M_{0ser} = \frac{116,79 \times (5,55)^2}{8} \times \left(1 - \frac{(0,90)^2}{3}\right)$$

$$\Rightarrow M_{0ser} = 328,26 \text{ KN.m}$$

♦ En travées :

$$M_{tu} = 0,75M_{ou} \Rightarrow M_{tu} = 316,2 \text{ KN.m}$$

$$M_{tser} = 0,75M_{oser} \Rightarrow M_{tser} = 246,19 \text{ KN.m}$$

♦ En appuis :

$$M_{au} = 0,50M_{0acc} \Rightarrow M_{au} = 210,8 \text{ KN.m}$$

$$M_{aser} = 0,50M_{oser} \Rightarrow M_{aser} = 164,14 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage de la poutre :

♦ En travées :

$$M_{tu} = 316,2 \text{ KN.m} ; \quad h = 1 \text{ m} ; \quad b = 0,6 \text{ m}$$

$$d = 0,9.h \Rightarrow d = 0,9 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{316,2 \times 10^{-3}}{0,60 \times (0,9)^2 \times 14,17} = 0,045 \Rightarrow \mu = 0,045 < \mu_{lim} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,057$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,977$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{316,2 \times 10^{-3}}{0,977 \times 0,9 \times \frac{400}{1,15}} \times 10^4 = 10,33 \text{ cm}^2$$

♦ En appuis :

$$M_{au} = 210,8 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{au}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{210,8 \times 10^{-3}}{0,60 \times (0,9)^2 \times 14,17} = 0,0306 \Rightarrow \mu = 0,0306 < \mu_{lim} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,038$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_a = \frac{M_{au}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{210,8 \times 10^{-3}}{0,984 \times 0,9 \times \frac{400}{1,15}} \times 10^{-3} = 6,84 \text{ cm}^2$$

➤ La section minimale :

$$A_{min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 0,60 \times 0,9 \frac{2,1}{400} = 6,520 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t = \max(A_{min}, A_t) = 10,33 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_a = \max(A_{min}, A_a) = 6,84 \text{ cm}^2$$

✓ Choix d'armatures :

En travées : 5T20 $\Rightarrow A_t = 15,71 \text{ cm}^2$

En appuis : 5T16 $\Rightarrow A_a = 10,05 \text{ cm}^2$

Remarque :

Dans le cas où la hauteur de la poutre $h_a \geq 2(80 - 0,1 \times f_c) \Rightarrow 100 \geq 80 \text{ cm}$ il faut ajouter les armatures de peau parallèle à l'axe neutre, leur section d'au moins de $3 \text{ cm}^2/\text{m}$ de longueur de paroi perpendiculaire à leur direction. Donc on prend **5T16**.

➤ **Vérification à ELS :** (fissuration peu préjudiciable)

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

On vérifie $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Position de l'axe neutre :

$$y = 15 \cdot \frac{(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5 \cdot (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \quad \text{Avec } A'_s = 0.$$

$$y = 15 \times \frac{(10,05)}{60} \left[\sqrt{1 + \frac{60(90 \times 10,05)}{7,5 \times (10,05)^2}} - 1 \right] \Rightarrow y = 18,89 \text{ cm}$$

✓ **Inertie (I) :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \times \left[A_s \times (d - y)^2 + A'_s (d - d')^2 \right] \quad \text{Avec } A'_s = 0$$

$$I = \frac{60 \times (18,89)^3}{3} + 15 \times [10,05 \times (90 - 18,89)^2] \Rightarrow I = 762665,0891 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 279,33 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left[\frac{246,19}{762665,0891} \times 18,89 \right] \times 10^3 = 6,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,09 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

✓ Pour l'acier aucune limitation car fissuration est peu préjudiciable.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_{acc} \leq \bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d}$$

$$T_{max} = q_u \cdot L \Rightarrow T_{max} = 194,71 \times 5,2 \Rightarrow T_{max} = 832,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{832,5 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,9} \Rightarrow \tau_{acc} = 1,54 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{acc} = 1,54 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Diamètre des armatures transversales selon le BAEL.99 :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{1\min}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(28,57; 16; 60) \text{ mm.}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

• **L'espacement :**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(81; 40) \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Selon BAEL.91 :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{100}{4}; 12 \times 1,6\right) = 19,2 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Recouvrement des barres longitudinales :**

$$L_r = 40\phi \Rightarrow L_r = 40 \times 1,60$$

$$\Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

➤ **Ancrage des armatures tendues :**

$$\bar{\tau}_s = 0,60 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{ij} \quad (\psi_s = 1,50 \text{ Barre à haute adhérence courante}).$$

$$\bar{\tau}_s = 0,60 \times (1,50)^2 \times 2,1 \Rightarrow \bar{\tau}_s = 2,84 \text{ MPa}$$

➤ **Longueur de scellement droit :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} \Rightarrow L_s = \frac{1,60 \times 400}{4 \times 2,84}$$

$$\Rightarrow L_s = 56,34 \text{ cm.}$$

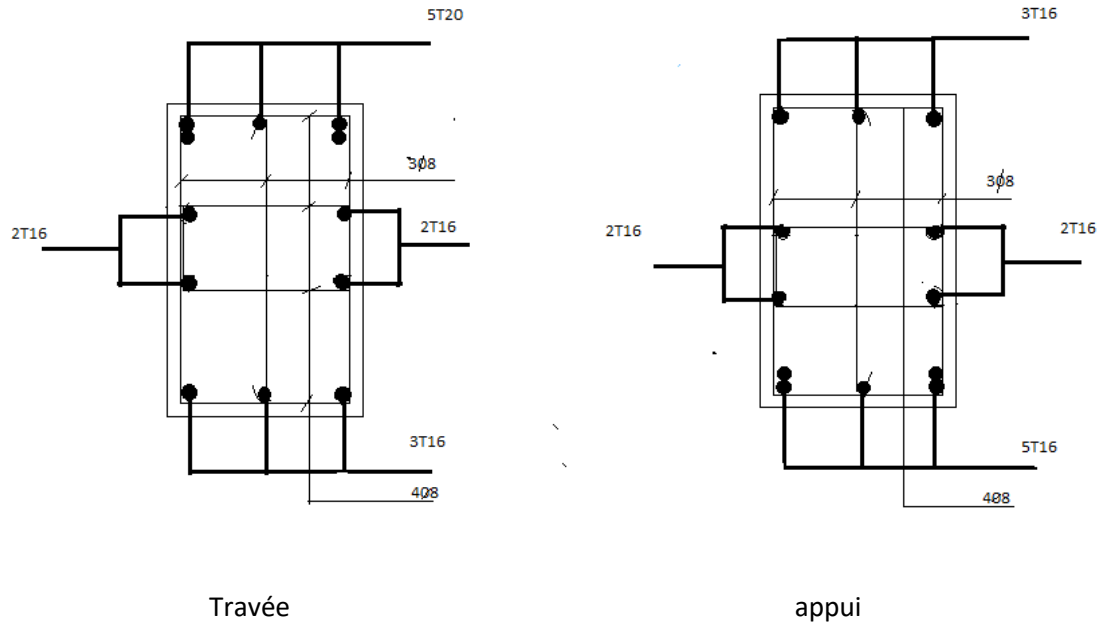


Fig. VII.11 : Ferrailage des nervures sens x-x et y-y

Conclusion générale

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre les connaissances acquises durant notre formation et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

De ce fait, ce mémoire nous a permis de mieux apprécier le métier de concepteur de projet de génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais s'étale pour adopter:

des solutions à des problèmes existants avec une meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.

une conception qui va de paire avec l'architecture

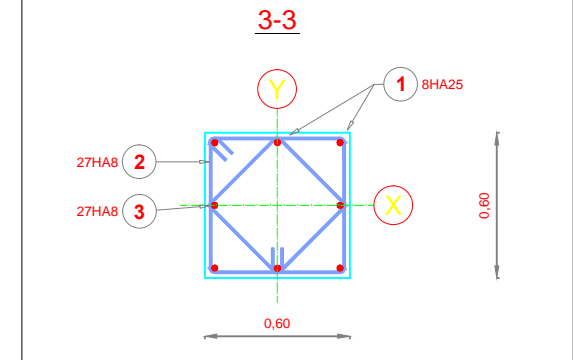
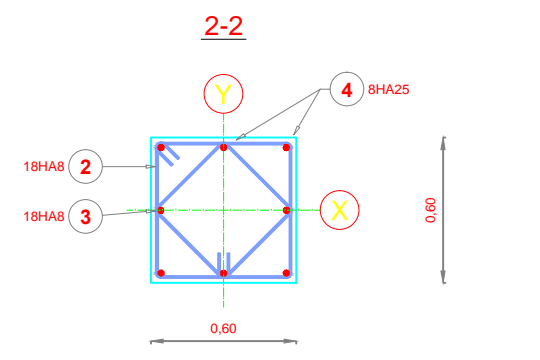
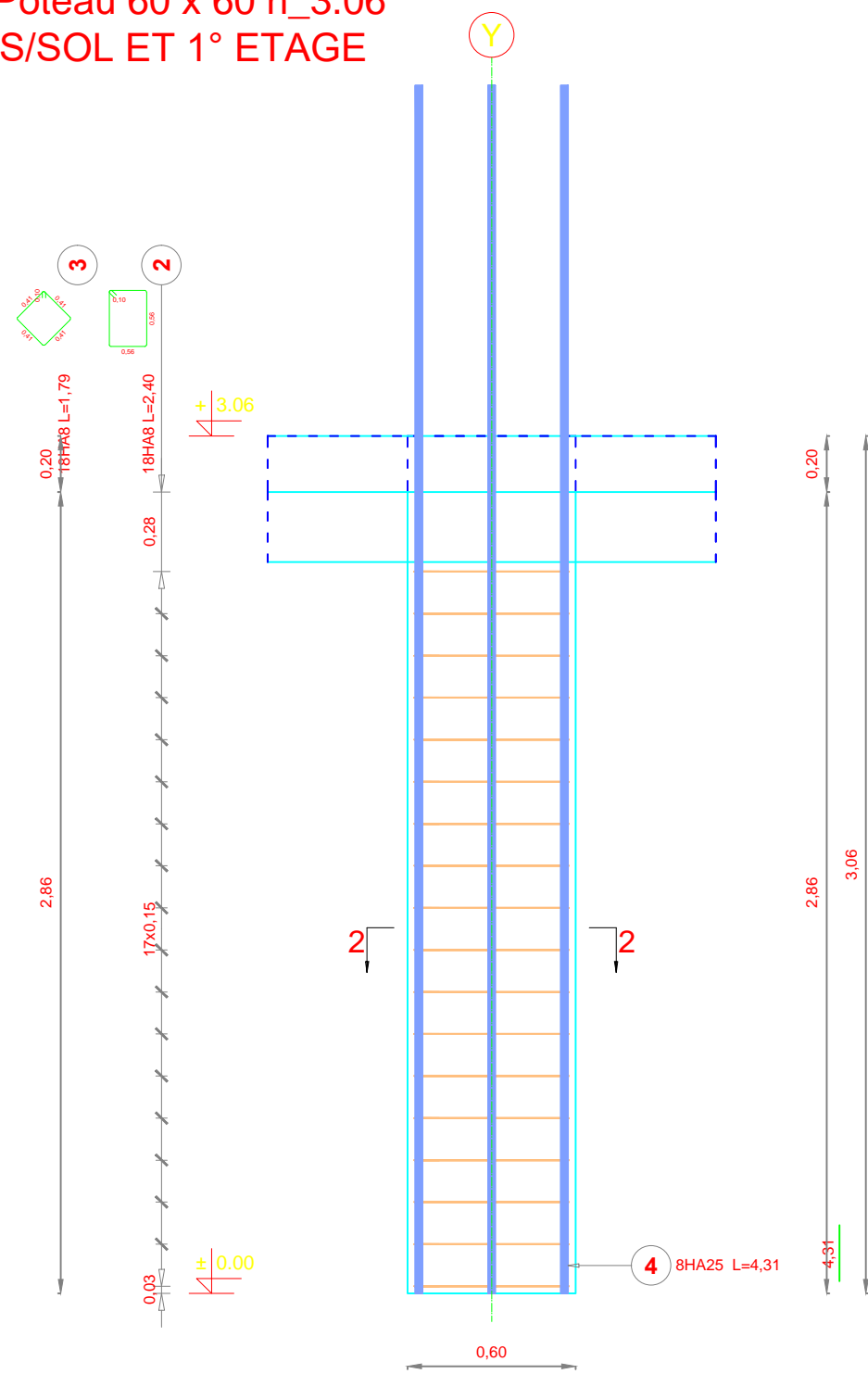
Dans la conception de ce projet on a utilisé les logiciels robot, AUTOCAD, ...etc. Parmi les avantages de ces derniers est la rapidité d'exécution et l'exactitude des résultats et une vitesse d'exécution assez élevée.

L'ingénieur en génie civil n'est pas seulement un calculateur mais il à sa charge aussi de proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain, d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

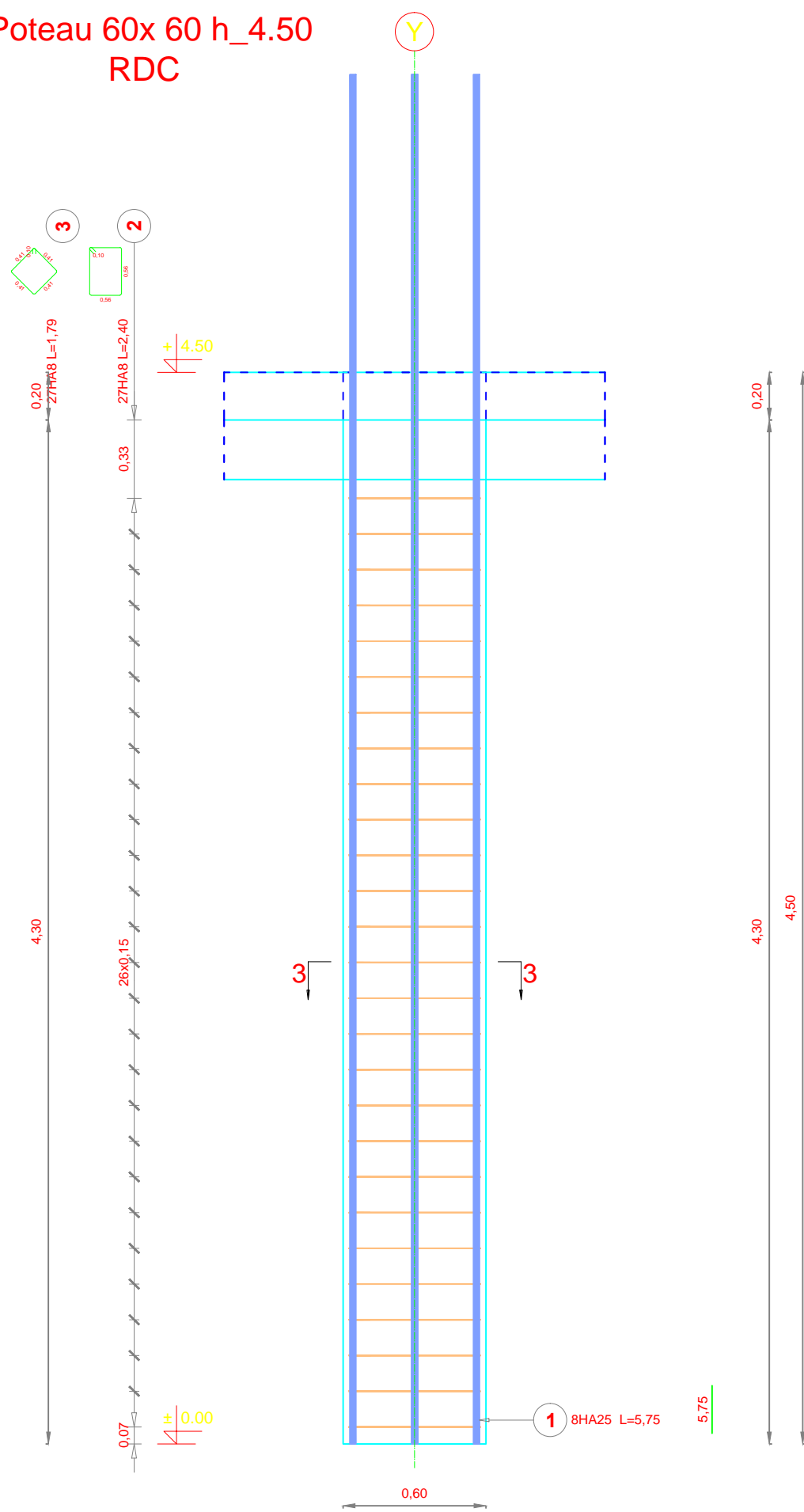
En fin, nous espérons que ce modeste travail constitue une référence qui contient un minimum d'informations utiles pour faciliter les études des futures promotions.

FERAILLAGE

Poteau 60 x 60 h_3.06
S/SOL ET 1° ETAGE



Poteau 60x 60 h_4.50
RDC



POTEAUX
60 X 60

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Saïda - Dr Tahar Moulay - Faculté de Technologie
DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE



MEMBRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER EN GENIE CIVIL
OPTION : STRUCTURE

Etude d'un bâtiment (R+7) En béton armé à
usage d'habitation et commercial avec sous sol

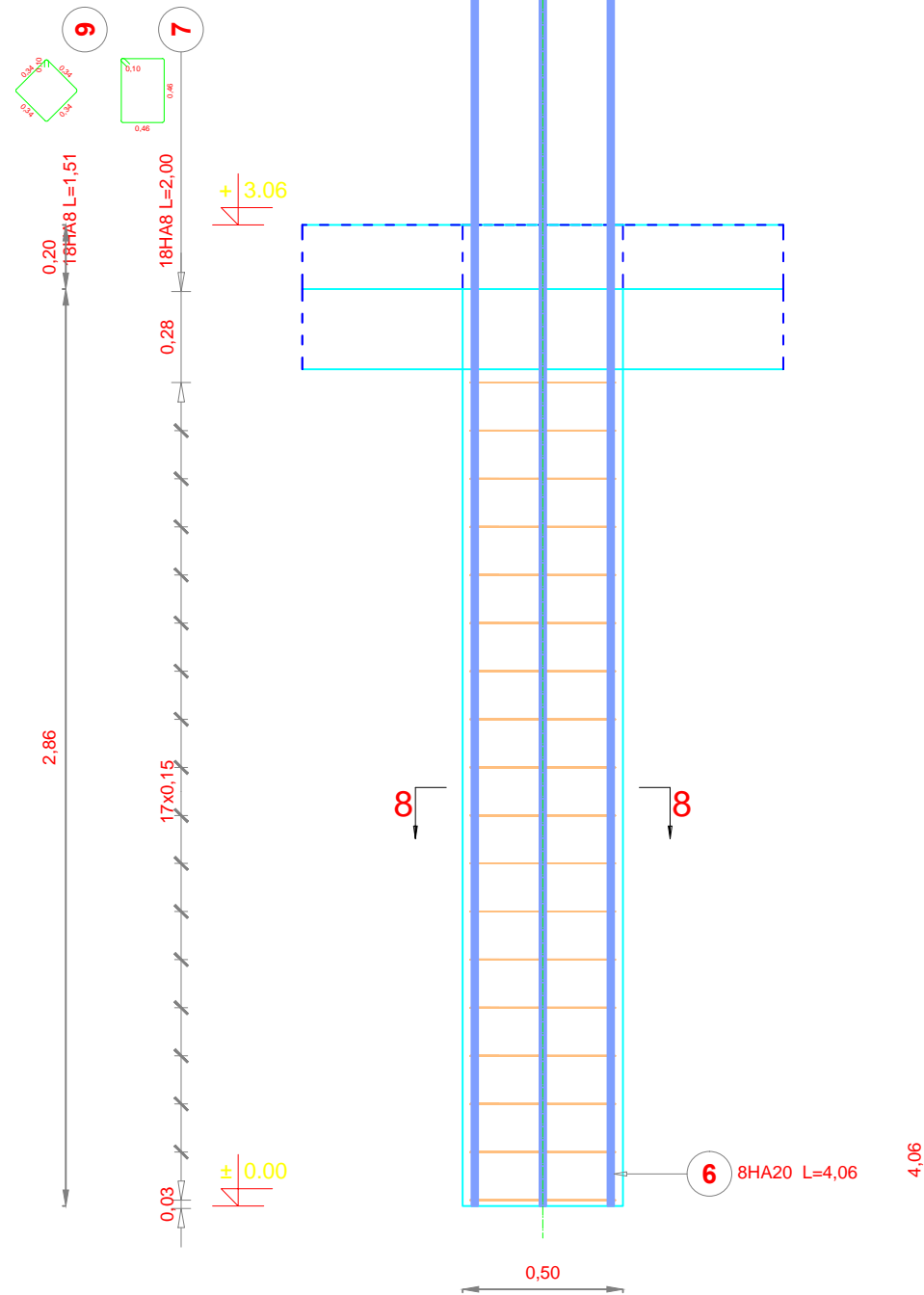
Présenté par :
M^{me} ACUAR CHAHRAZED
M^{me} ACUAR HANANE

Soutenu en Septembre 2021, devant le jury composé de :
Mr. RAHMI Mohamed
Mr. BELLA Zohair
Mr. BENNOUN Mohamed Enquêteur

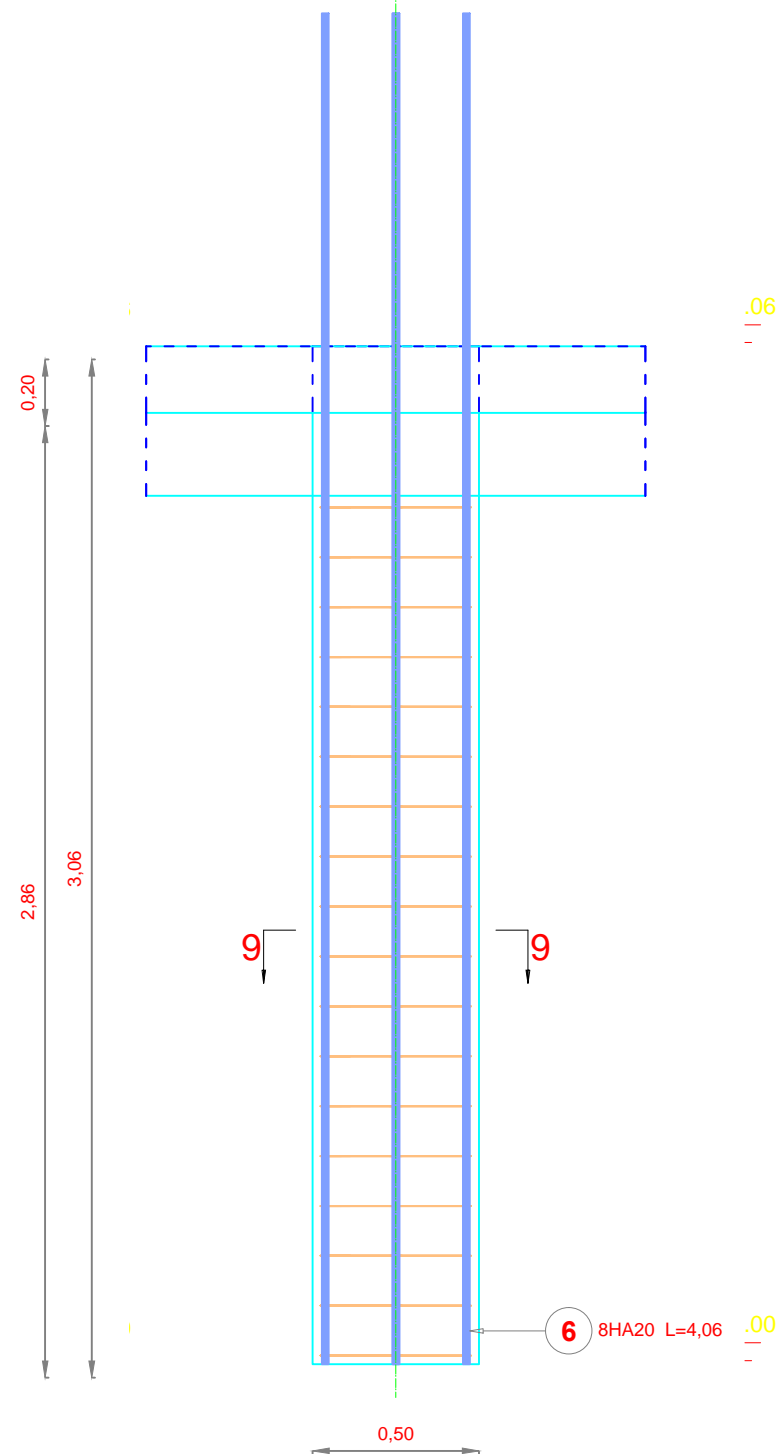
PLANCHE N° 03 COFFRAGE FERRAILLAGE
POTEAUX

Année universitaire 2020 / 2021

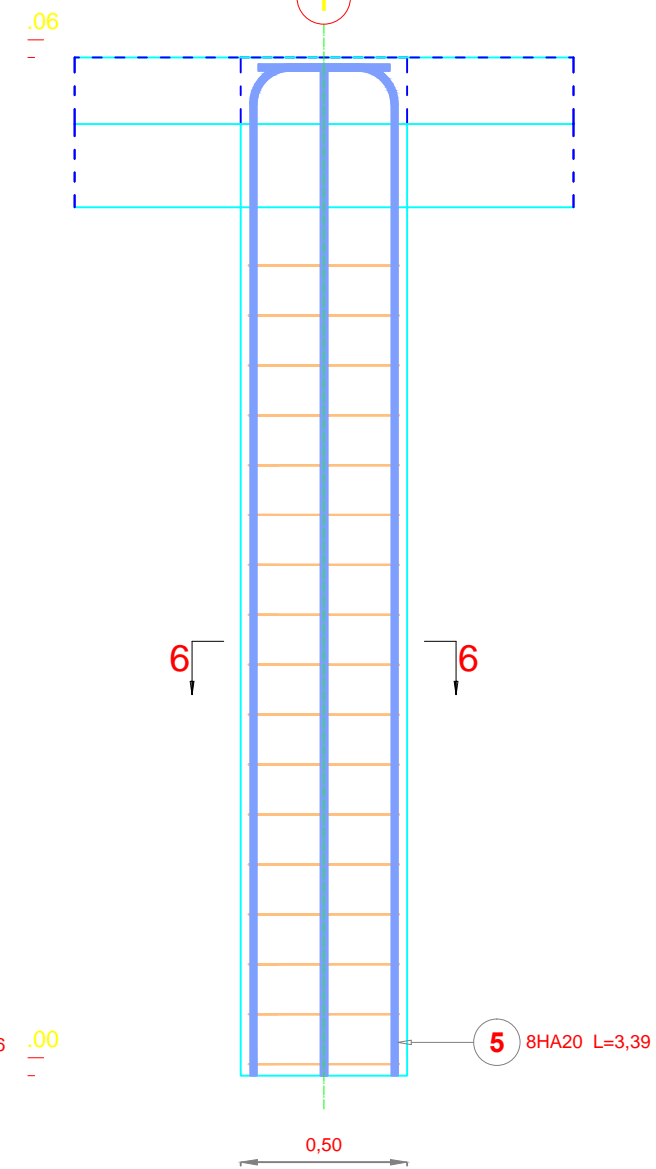
Poteau 55 x 55 h_3.06
ETAGES 2-3-4



Poteau 50 x 50 h_3.06
ETAGES 5-6-7



Poteau 50x 50 h_3.06
TERRASSE



FERAILLAGE

POTEAUX

55 X 55

50 X 50

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Saïda - Dr Tahar Moulay - Faculté de Technologie
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE

UNIVERSITY of SAIDA
Dr Tahar Moulay

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER EN GENIE CIVIL
OPTION : STRUCTURE

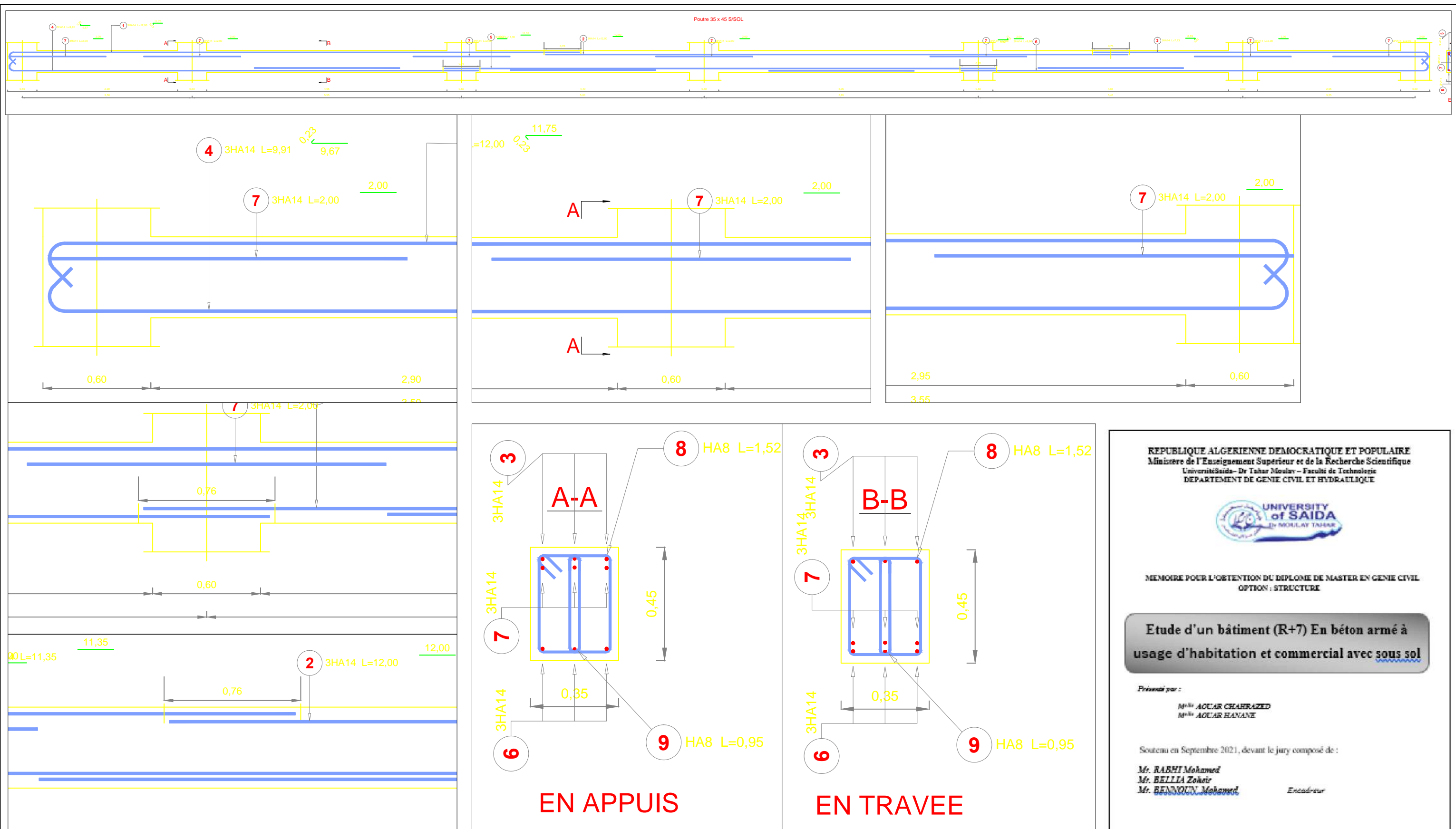
Etude d'un bâtiment (R+7) En béton armé à
usage d'habitation et commercial avec sous sol

Présenté par :
M^{lle} AOUAR CHAERAZED
M^{lle} AOUAR HANANE

Soutenu en Septembre 2021, devant le jury composé de :
Mr. RABHI Mohamed
Mr. BELLA Zeheir
Mr. BENNOUN Mohamed Enseignant

PLANCHE N° 03 COFFRAGE FERAILLAGE
POTEAUX

Année universitaire 2020 / 2021



FERRAILLAGE POUTRES

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Saida - Dr Tahar Moulay - Faculté de Technologie
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE



MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER EN GENIE CIVIL
OPTION : STRUCTURE

Etude d'un bâtiment (R+7) En béton armé à
usage d'habitation et commercial avec sous sol

Présenté par :

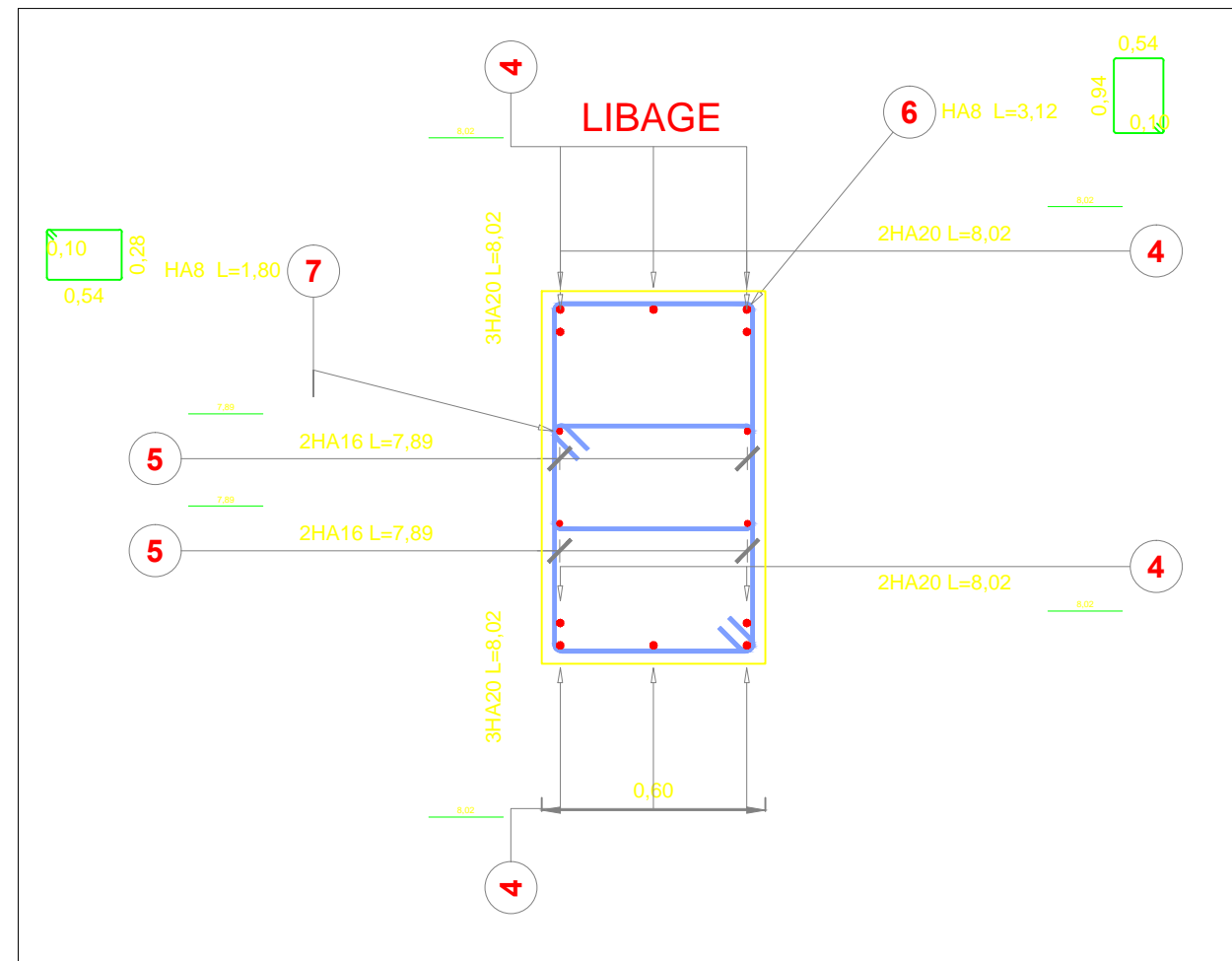
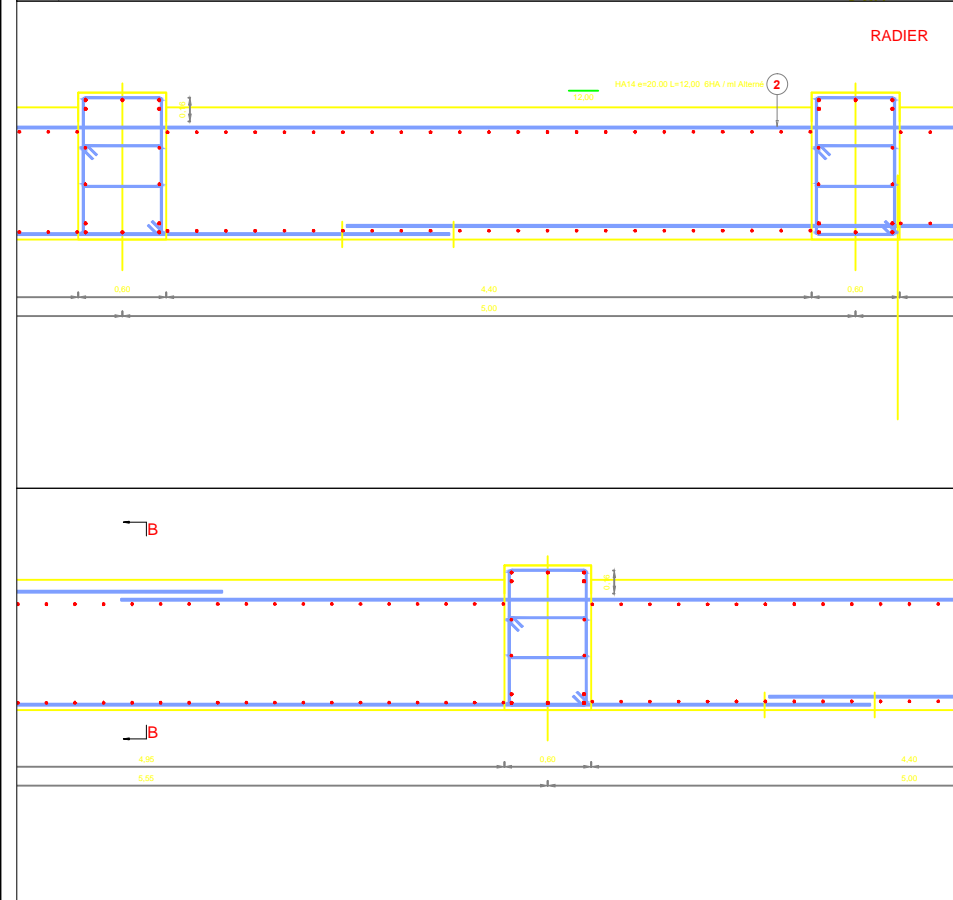
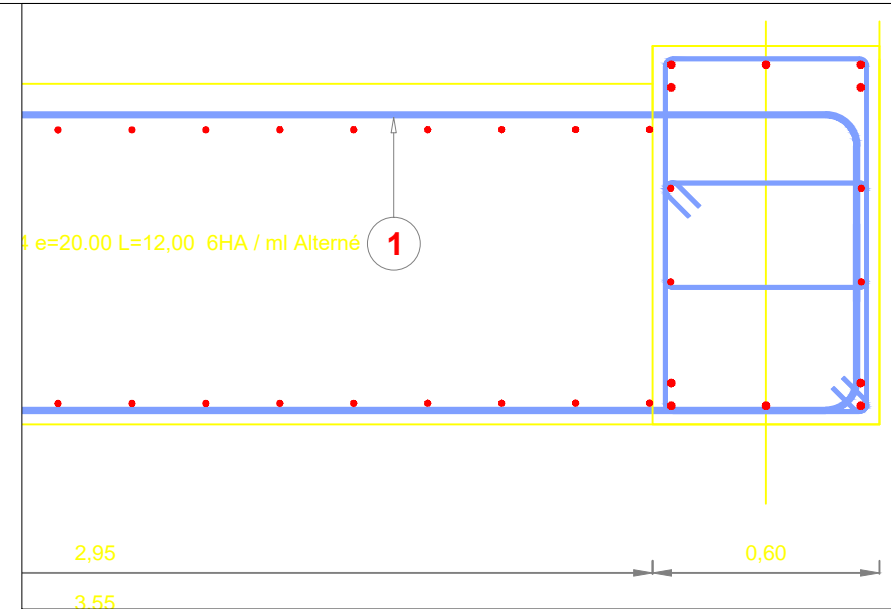
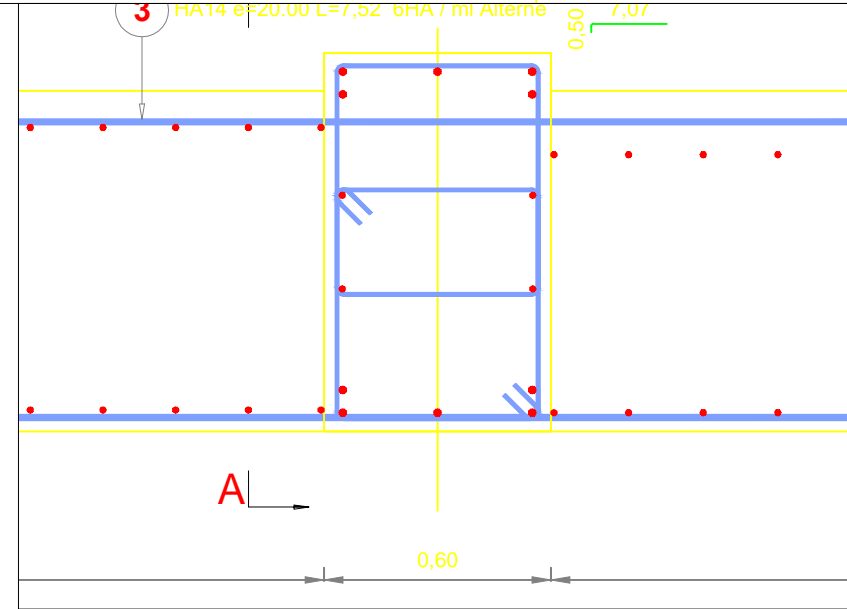
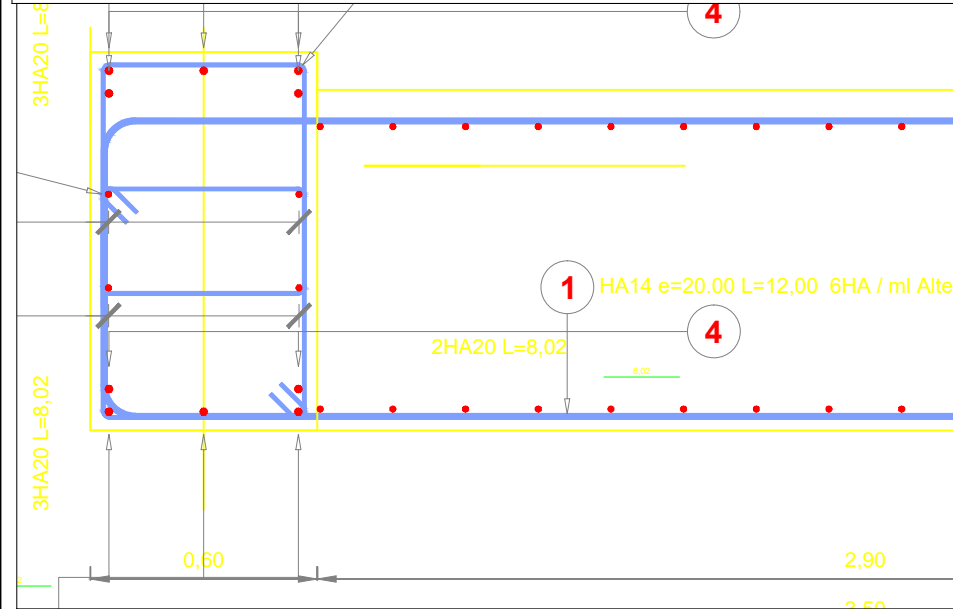
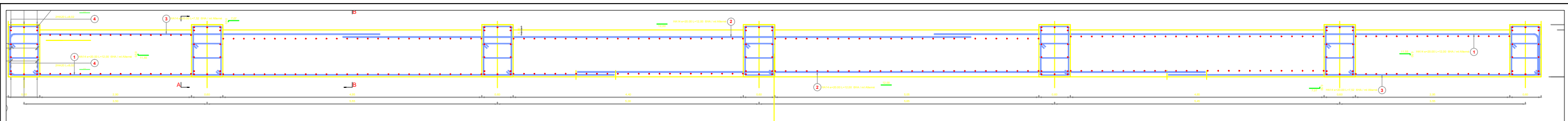
M^{re} AOUAR CHAHRAZED
M^{re} AOUAR HANANE

Soutenu en Septembre 2021, devant le jury composé de :

Mr. RABHI Mohamed
Mr. BELLA Zohair
Mr. BENNOUN Mohamed

Encadreur

Année universitaire 2020 / 2021



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université de Saida - Dr Tahar Moulay - Faculté de Technologie
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE

UNIVERSITY of SAIDA
Dr MOULAY TAHAR

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER EN GENIE CIVIL
OPTION : STRUCTURE

Etude d'un bâtiment (R+7) En béton armé à usage d'habitation et commercial avec sous sol

Présenté par :
M^{me} AOUAR CHAHRAZED
M^{me} AOUAR HANANE

Soutenu en Septembre 2021, devant le jury composé de :
Mr. RABHI Mohamed
Mr. BELLA Zohair
Mr. BENNOUN Mohamed

Encadreur

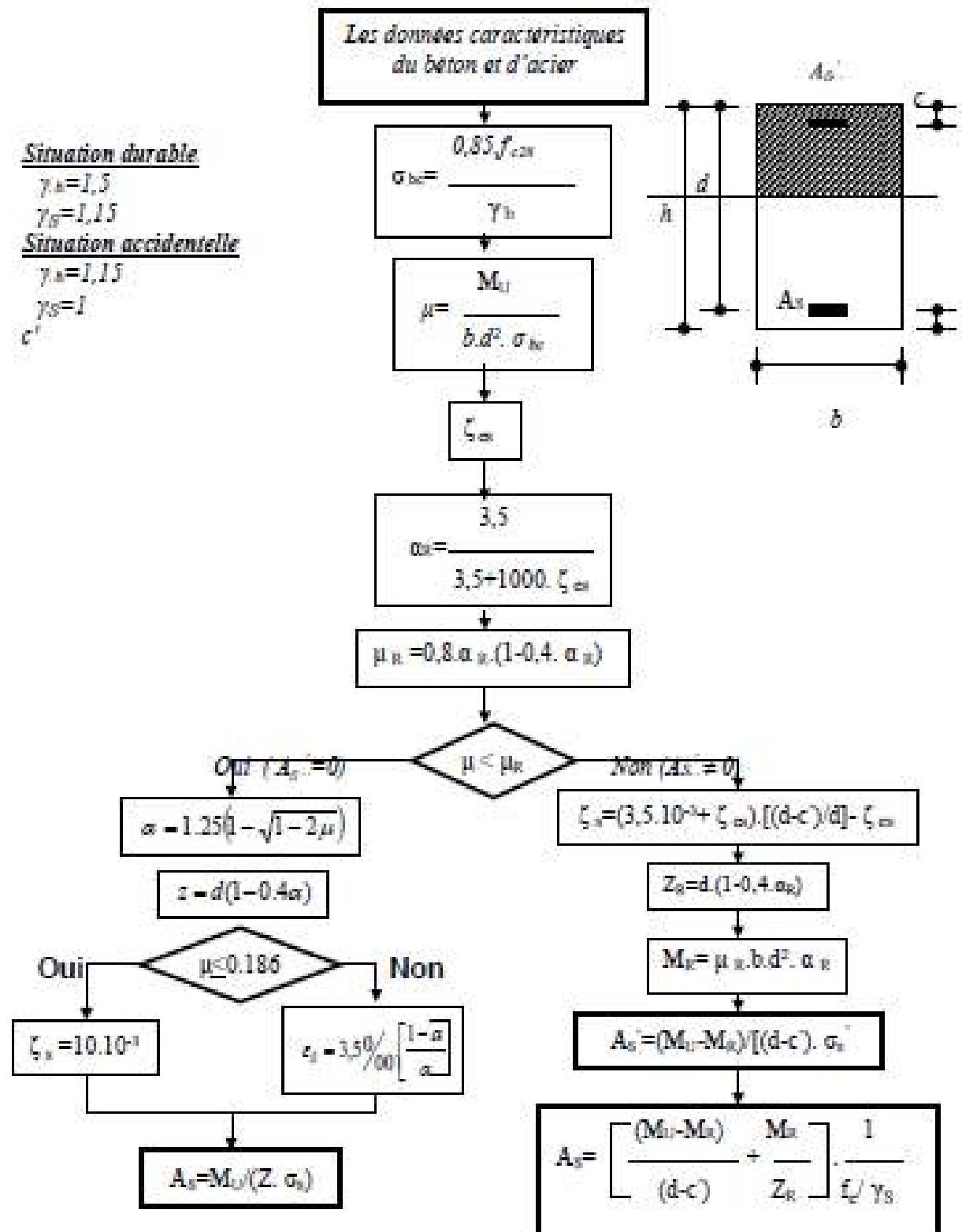
Année universitaire 2020 / 2021

FERRAILLAGE DU RADIER & LIBAGE

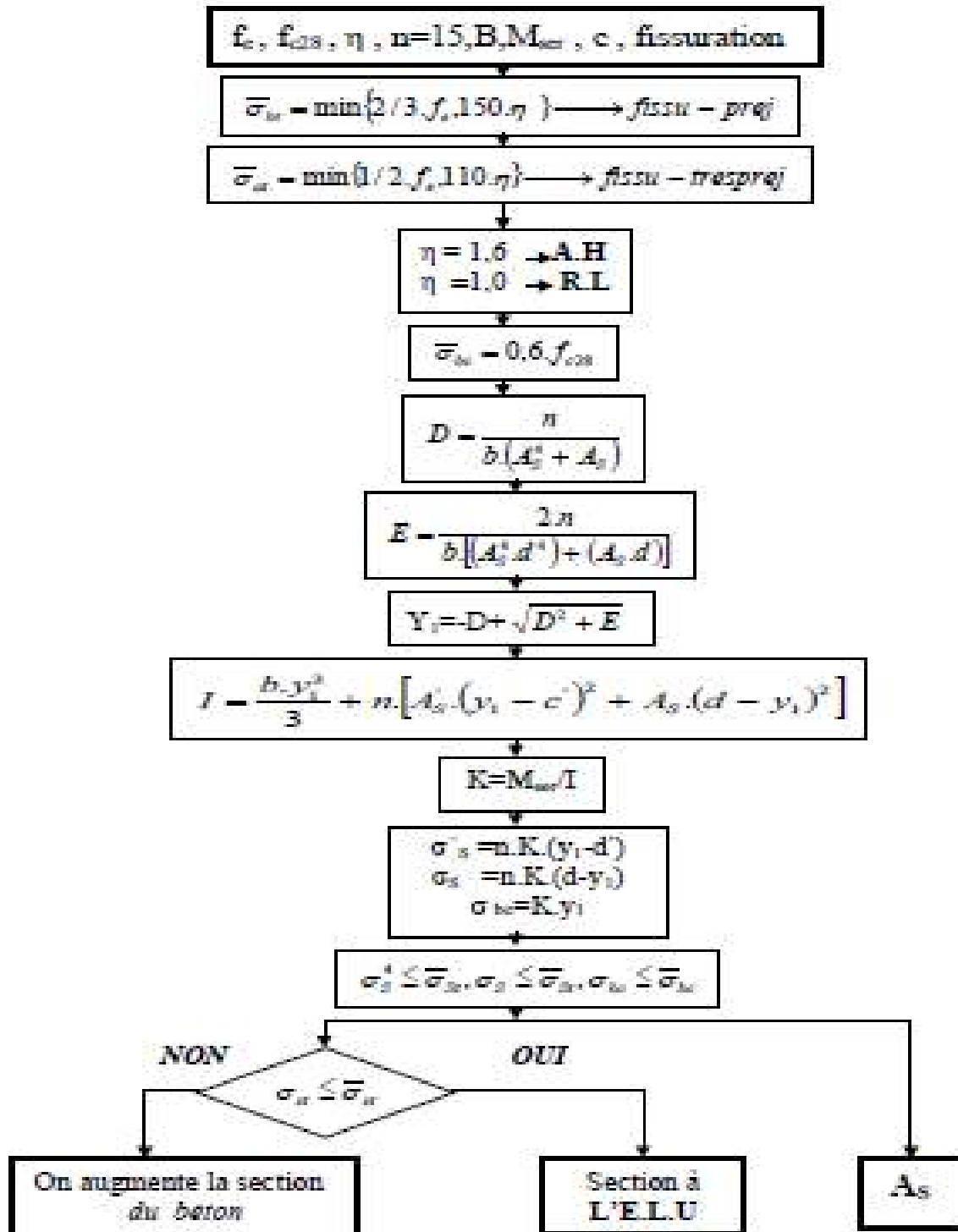
Dalles rectangulaires uniformément chargées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\eta = 0$		ELS $\eta = 0.2$	
	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	0.3481
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3560
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	0.5969	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	0.4065	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

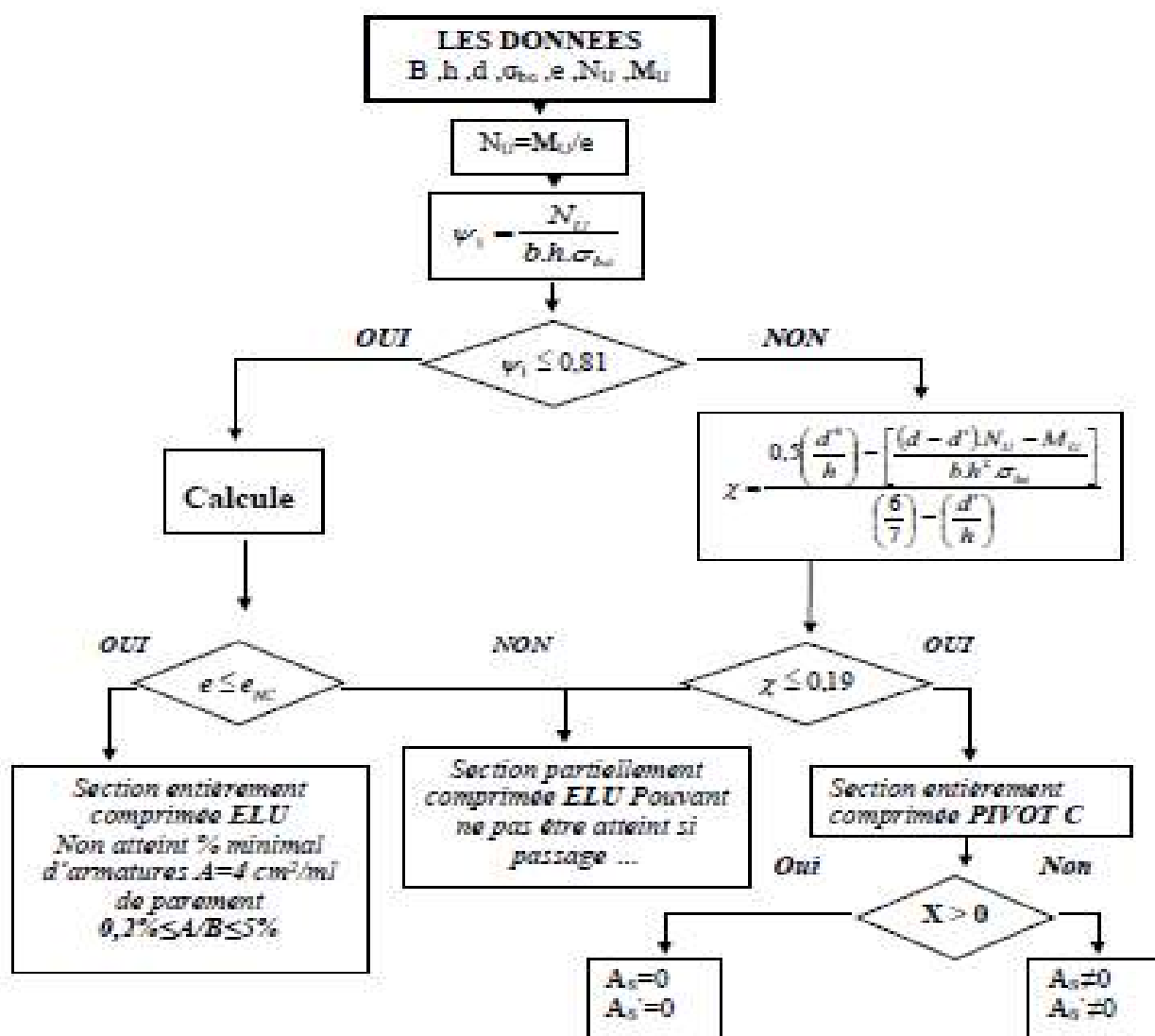
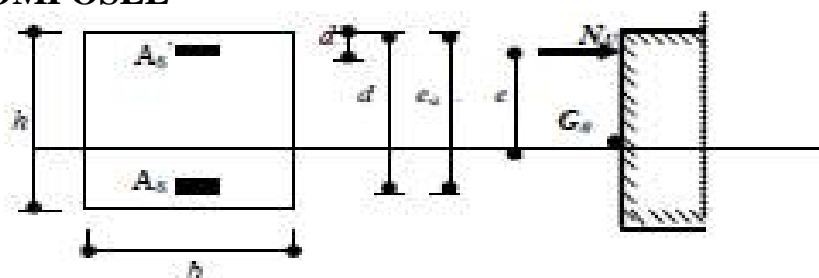
ORGANIGRAMME -I- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME –II **VERIFICATION D'UNE SECTION** **RECTANGULAIRE A –L'ELU-**



ORGANIGRAMME –III **CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU EN** **FLEXION COMPOSEE**



ORGANIGRAMME-IV

FLEXION COMPOSEE A L'ELS

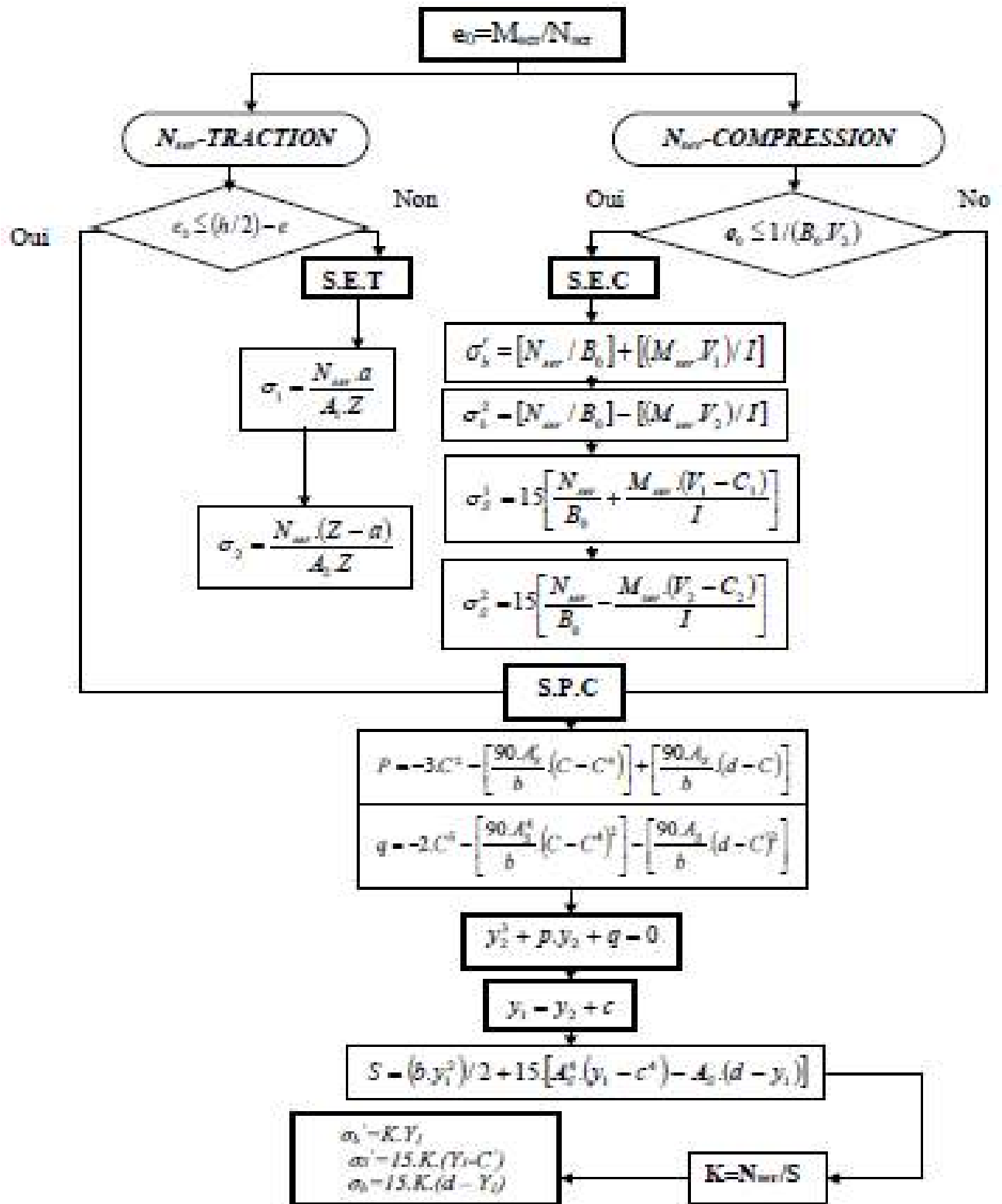


TABLEAU DES SECTIONS DES ARMATURES
Section en "cm²P", diamètre ϕ en "mm"

ϕ	T5	T6	T8	T10	T12	T14	T16	T20	T25	T32	T40
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	19,63	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	80,42	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	58,90	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	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	226,19
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

Les Règlements

D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 »;

Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99**

D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;

Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93**.

Règle **BAEL91** modifié 99(Béton armé aux états limite).

CBA 93 : Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé.

Les mémoires de fin d'étude :

Etude d'une tour (R+8) en béton a usage multiple Saida 2018.

Etude d'une tour (R+15) en béton à usage, Saida 2017.

Etude d'une tour (R+7) en béton à usage multiple, Bouira 2016.

Etude d'une tour(R+9) en béton à usage d'habitation, Tlemcen 2012