

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOHAMED EL-BACHIR EL-IBRAHIMI

BORDJ BOU-ARRERIDJ

FACULTE DES SCIENCE ET DE TECHNOLOGIE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Réalisé en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

DEPARTEMENT : SCIENCES ET TECHNOLOGIE

FILIERE : GENIE CIVIL

SPECIALITE : STRUCTURES

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT R+4 A USAGE
D'HABITATION CONTREVENTEMENT
MIXTE (PORTIQUE + VOILE)**

Encadré par :

- LOUMACHI L'azhar

Présenté par :

-BOUAKA Cheyma
- BOUDJELIDA Mouna

Promotion: 2019/2020

Remerciements

Avant tous, nous remercions Allah le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terminer ce travail.

*Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances a notre encadreur **Mr L'Azhar Loumachi**, qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence.*

Nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et leur patience avec nous, surtout dans ces circonstances difficiles.

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants de département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation. En particulier les membres de jury qui ont accepté à juger notre travail.

En fin, tous nos amis qui ont contribué de près ou de loin pour achever ce modeste travail.

Je m'incline devant Dieu Tout-Puissant qui a ouvert la porte de la connaissance et m'a aidé à la franchir.

Didicaces

Je tiens à dédier ce travail aux personnes les plus chères à mon cœur, mon père (MESSAOUDE), ma mère (NOURA), mon frère (SIRADJ), et mes sœurs (AMIRA, AYA, ASSILE), car c'est grâce à leurs soutiens que j'ai pu arriver à ce stade ; je souhaite que ce travail soit à la hauteur de tout ce qu'ils ont pu faire pour moi, sans oublier ma chère grande mère, mes tantes et toute la famille BOUAKA.

Une dédicace pour mes meilleurs amis D.Kanza, B.Mouna

Une spéciale dédicace pour L'Architecte MAZOUZ BOUBAKER

Sans oublier toute la promotion 2020.

Cheyma

Didicaces

Je tiens à dédier ce travail aux personnes les plus chères à mon cœur, mon père, ma mère, mes frères, et mes sœurs, car c'est grâce à leurs soutiens que j'ai pu arriver à ce stade ; je souhaite que ce travail soit à la hauteur de tout ce qu'ils ont pu faire pour moi, sans oublier ma chère grande mère, mes tantes et toute la famille BOUDJELIDA.

Une dédicace pour mes meilleurs amis B.Cheyma, T. rima

Une spéciale dédicace pour mon chère fiancé Yaakoub BOUFEDJ

Sans oublier toute la promotion 2020.

MOUNA

ملخص:

الأطروحة : دراسة منشأة من الخرسانة المسلحة تتكون من 4 (طوابق+طابق أرضي)مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة، عارضات وجدران) مسلحة.

هذه المذكرة عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية ذات أربعة طوابق+طابق أرضي بولاية بسكرة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية I حسب معايير المقاومة للزلازل الجزائرية.

مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة و حزم) مسلحة.

تم التصميم وفقا لقوانين و معايير المطبقة في الجزائر (BAEL91, RPA99/version2003).

الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج (ROBOT).

كلمات مفتاحية:الخرسانة المسلحة، دراسة ديناميكية.

Abstract:

Thesis: study of a structure of building with use of reinforced concrete dwelling (R+4 floor)

This brief is a study of a residential building with ground floor + four floors located in BISKRA region, this region is ranked as seismic zone I according to the RPA-99/2003 version.

It is a structure (posts, beam and sails) and the pre-dimensioning of structural elements was made according with BAEL91 and RPA99/version2003. The dynamic study of the structure was carried out by the calculation software ROBOT Structural Analysis Professional 2017.

Key words: Reinforced concrete, dynamic analysis.

Résumé :

Thèse : Etude d'un bâtiment (R+4 étage) à usage d'habitation

Le présent mémoire, étudie un bâtiment en R+4étageà usage d'habitation. Il est implanté à la wilaya BISKRA. Cette région est classée en zone sismique I selon le RPA-99 /version 2003.

Cet ouvrage est une structure (poteau-poutre et voile), et le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au BAEL91 et RPA99/version2003. L'étude dynamique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul ROBOT Structural AnalysesProfessional2017.

Mots clés : Béton armé, étude dynamique.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	01
CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE	
I.1. Présentation de l'ouvrage	04
I.2. Caractéristiques géométriques	04
I.3. Les éléments de l'ouvrage	04
I.4. Données sismique de la structure	05
I.5. Notion sur les règles des structures	05
I.6. Action	06
I.7. Caractéristique des matériaux	06
CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES	
II.1. Introduction	17
II.2. Pré-dimensionnement des éléments secondaires	17
II.2.1. Les planchers	17
II.2.2. Les dalles pleine	17
II.2.3. pré dimensionnement des voiles	18
II.2.4. Les balcon	20
II.2.5. L'acrotère	21
II.2.6. Les escaliers	21
II.3. Pré-dimensionnement des éléments principaux	22
II.3.1. Les poutres	22
II.3.2. Poteaux	24
II.3.2.1. Evaluation des charges et surcharges	24
II.3.2.2. Pré dimensionnement des poteaux	26
II.3.2.3. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux	29
II.3.2.4. Dégression des Surcharges d'Exploitation	29
Conclusion	31
CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	
III.1. Introduction générale	33
III.2. L'acrotère	33
III.3. balcon	40
III.4. Calcul du plancher	45

III.5. Calcul des escaliers	61
III.6. Etude de la poutre palière	69
CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE	
IV.1. introduction.....	79
IV. 2. Choix de la méthode de calcul.....	79
IV .3. Méthode statique équivalente	80
IV. 3.1.Calcul de la force sismique totale.....	81
IV. 3.1.1.Coefficient d'accélération de zone A	82
IV. 3.1.2.Pourcentage d'amortissement critique α	82
IV. 3.1.3Coefficient de comportement global de la structure R.....	82
IV. 3.1.4.Facteur d'amplification dynamique moyen D.....	82
IV. 3.1.5. Estimation de la période fondamentale de la structure.....	83
IV. 3.1.6.Facteur de qualité (Q)	83
IV. 3.1.7.Poids total de la structure (W)	84
IV. 3.2.Modélisation par brochette	85
IV. 3.3.Distribution de la force sismique	85
IV.3.4. Vérification au renversement	87
IV.3.5.Calcul des déplacements de chaque niveau selon la Méthode Statique Equivalente	88
VI. 4.méthodes dynamique modale spectrale	89
IV. 4.1.Principe.....	89
IV. 4.2.Spectre de réponse de calcul.....	89
IV. 4.3.Nombre de modes à considérer	90
IV. 4.4.Vérification de la période	90
IV. 4.5.Les réactions à la base	92
IV. 4.6.Vérifications réglementaires.....	92
IV. 4.6.1. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	92
IV. 4.6.2. Vérification de la stabilité au renversement	93
IV. 4.6.3. Vérification des déplacements horizontaux.....	94
IV. 4.6.4. Justification vis à vis de l'effet P	95
IV. 4.6.5. Coordonnée du centre de masse et de centre de torsion	96
CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX	
V.1. Introduction.....	98
V.1. 1. Combinaison des charges.....	98

V.2.Ferraillage des poteaux	99
V.2.1.Recommandation du RPA 99/version 2003.....	99
V.2.2.Combinaison de calcul.....	100
V.2.3.Vérifications spécifiques	101
V.2.4. Calcul du ferraillage des poteaux	102
V.2.4.1. Les résultats de l’auto desk robot structural analysés Professional 2017	103
V.2.4.2.Calcul du ferraillage longitudinal	103
V.2.4.3.Calcul du ferraillage transversal	108
V.2.5.Schémas de ferraillages des poteaux.....	110
V.3. ferraillage des poutres	111
V.3.1.introduction	111
V.3.2.Combinaisons	111
V.3.3.Recommandations des RPA 99/Version2003.....	111
V.3.4.Ferraillage longitudinal.....	112
VI.3.5.Vérifications nécessaires pour les poutres.....	112
V.3.6.Schémas de ferraillage	114
V.4.ferraillage des voiles	115
V.4.1.Introduction.....	115
VI.4.2. Ferraillage vertical.....	115
V.4.3.Ferraillage horizontal	116
V.4.5.Exemple d’application	116
V.4.5.1.Armatures verticales	116
V.4.5.2.Ferraillage horizontal à l’effort tranchant	118
V.4.5.2.1. Vérification des voiles à l’effort tranchant	118
V.4.5.2.2. Calcul des armatures horizontales résistant à l’effort tranchant	119
V.4.5.3.Schéma de ferraillages de voile	121

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

VI.1.introduction.....	123
VI.2.choix de fondation	123
VI.3.pré dimensionnements des semelles isolées	125
VI.3.1. Exemple de calcul de la semelle isolée S1	125
VI.3.1.1.dimensionnement de la semelle isolée.....	125
VI.3.1.2.la hauteur de la semelle	126

VI.3.2.vérification de la semelle isolée S1	126
VI.3.2.1.vérification des contraintes à l'els : G+Q	126
VI.3.2.2.vérification des contraintes à L'ELU : 1.35G+1.5Q	127
VI.3.2.3.vérification des contraintes sous la combinaison accidentelle : G+Q±E.....	127
VI.3.2.4.vérification de la stabilité au renversement par la combinaison accidentelle 0.8G±E.....	127
VI.4.FERRAILLAGE DES SEMELLES ISOLEES	127
VI.4.1.ferraillage de la semelle isolée S1	128
VI.4.2.schéma de ferraillage de la semelle isolée S1	129
VI.5. Pré dimensionnement des semelles filantes	130
VI.5.1.exemple de calcul de la semelle filante SF1	130
VI.5.1.1.Dimensionnement de la semelle filante	130
VI.5.1.2.Hauteur de la paillasse de la semelle filante h.....	131
VI.5.2.Vérification des semelles filantes	131
VI.5.2.1.Vérification au non poinçonnement	131
VI.5.2.2.Vérification des contraintes à ELS	131
VI.5.2.3.Vérification des contraintes à ELU	132
VI.5.2.4.Vérification des contraintes sous combinaisons accidentelles : G+Q±E.....	132
VI.5.3.ferraillage des semelles filantes	133
VI.5.3.1.Exemple de calcul de la semelle filante SF1	133
VI.5.3.1.1.Calcul des armatures principales	133
VI.5.3.1.2.Calcul du poids revenant à la semelle.....	133
VI.5.3.1.3.Calcul des armatures de répartition	133
VI.5.4.Schéma de ferraillage de la semelle filante	134
VI.6.la longrine	135
VI.6.1.Définition	135
VI.6.2.Dimensionnement de la longrine	135
VI.6.3.Ferraillage de la longrine	135
VI.6.3.1.Schéma de ferraillage de longrine	136
CONCLUSION GENERALE	138
BIBLIOGRAPHIE	140

LISTE DES NOTATIONS

f_{cj} : résistance en compression à j jour du béton.

f_{tj} : résistance à la traction à j jour du béton.

E_{ij} : module de déformation longitudinale du béton.

E_{vj} : module de déformation différé du béton.

G : Module de déformation transversale.

ν : coefficient de poisson.

f_{bu} : résistance conventionnelle ultime à la compression.

ξ_{bc} : déformation unitaire du béton.

σ_{bc} : contrainte de compression dans le béton,

γ : est un coefficient de sécurité.

θ : est un coefficient en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton en compression.

$\bar{\tau}_u$: Contraintes limites de cisaillement.

f_{su} : résistance caractéristique ultime de l'acier.

$\bar{\sigma}_s$: contrainte admissible d'acier.

f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés

η : coefficient de fissuration

N_u : est l'effort normal ultime

B_r : est la section de béton réduite du béton

λ : l'élancement de l'élément poteau.

\bar{f} : la flèche admissible.

F_p : l'action sismique horizontale.

L_f : longueur de flambement.

e_0 : est l'excentricité de premier ordre, avant application des excentricités additionnelles.

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

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre lié, à la déformation de la structure.

ϕ : le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation initiale instantané sous.

la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2

μ_{bu} : moment réduit.

A'_s : section d'armature comprimée

A_s : section d'armature tendue.

S_t : escapement des armatures.

A_r : section d'armature de répartition.

M_0 : moment fléchissant dans la travée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

M_w : La valeur absolue du moment sur appui de gauche dans la travée considéré.

M_e : La valeur absolue du moment sur appui de droite dans la travée considéré.

M_{ut} : moment capable de la table de compression.

A_{min} : section minimale d'armature.

\emptyset_t : diamètre d'armature transversale.

f_{pi} : Flèche instantané due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.

f_{gv} : La flèche différée dues à l'ensemble des charges permanentes.

f_{gi} : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : Flèche instantanée due à charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements et cloisons.

y : position de l'axe neutre.

I_0 : moment d'inertie de la section totale rendue homogène.

M_g : Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes.

M_j : Le moment dû aux charges permanentes appliquées à la mise en œuvre des revêtements.

M_p : Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.

$I_{fi p}$, $I_{fi j}$, $I_{fi g}$, et $I_{fv g}$: sont les inerties fissurées.

T_u : Le moment de torsion ultime.

a : Le diamètre du grand cercle inscriptible dans le contour extérieur de la section.

Ω : L'aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois.

T_k : le période du mode K.

N : le nombre de niveau au-dessus du sol.

G : centre de gravité.

R : centre e rigidité.

V : effort tranchant.

M_K : moment de renversement.

δk : Les déplacements horizontaux absolus.

Δk : les déplacements relatifs.

R : Coefficient de comportement.

Q : facteur de qualité.

η : facteur de correction d'amortissement.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement.

A_t : section d'armature minimale.

τ_{se} : la contrainte d'adhérence d'entraînement.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau.

M_{uf} : moment fictif.

A'_{sf} : section d'armature fictive

Y_{ser} : la distance entre le centre de pression à l'axe neutre de la fibre supérieure de la section la plus comprimé.

Liste Des Tableaux

Tableau I.1: Analyse du diagramme de déformation d'une section	14
Tableau II.1. Évaluation des charges de plancher terrasse	24
Tableau II.2 : évaluations des charges de plancher étage courant.....	25
Tableau II.3: évaluations des charges de balcon	25
Tableau II.4 : évaluations des charges de mur extérieur	26
Tableau II.5 : évaluations des charges de mur extérieur	26
Tableau II.6 : Évaluations des charges de Palier.....	26
Tableau II.7 : Évaluations des charges de Paillasse	26
Tableau II.8 : charge et surcharges revenant aux poteaux.....	29
Tableau II.9 : Pré-dimensionnement des poteaux	31
Tableau III.1 : Combinaisons d'actions	34
Tableau III .2: Les valeurs des moments en travée et sur appuis à l'ELU	49
Tableau III.3: Les valeurs de l'effort tranchant sur appuis à l'ELU	50
Tableau III.4: Les valeurs des moments en travée et sur appuis à l'ELS	51
Tableau III.5: Les valeurs de l'effort tranchant sur appuis à l'ELS.....	52
Tableau III.6: Récapitulatif des résultats.....	52
Tableau III.7 : Calcul De Ferrailage.....	63
Tableau. IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	84
Tableau IV.2: Distribution de la résultante des forces sismiques à chaque étage	86
Tableau IV.3 : Distribution de l'effort tranchant à chaque étage.....	86
Tableau IV.4: Distribution du moment de renversement à chaque étage.....	87
Tableau IV.5: Vérification au renversement dans le Sens longitudinal	88
Tableau IV.6: Vérification au renversement dans le Sens transversal.....	88
Tableau IV.7: Vérification du déplacement à chaque étage	88
Tableau IV.8 : Période et facteur de participation massique	90
Tableau IV.9 : Réactions à la base.....	92
Tableau IV.10 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	93
Tableau. IV.11 : Calcul du moment de renversement dans le sens longitudinal.....	93
Tableau IV.12 : Vérification de la stabilité au renversement dans le sens longitudinal..	93
Tableau IV.13 : Calcul du moment de renversement dans le sens transversal	93
Tableau IV.14 : Vérification de la stabilité au renversement dans le sens transversal....	94
Tableau IV.15 : Vérification des déplacements inter-étages	94
Tableau IV.16 : Vérification de l'effet $P-\Delta$ dans le Sens longitudinal.....	95

Tableau IV.17 : Vérification de l'effet P- Δ dans le Sens transversal.....	95
Tableau IV.18 : Centre de masse et de centre de torsion.....	96
Tableau V.1 : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques	102
Tableau V.2 : Efforts internes à l'ELU (Situation durable	103
Tableau V.3 : Efforts internes sous G+Q \pm E	103
Tableau V.4 : Efforts internes sous 0.8G \pm E	103
Tableau V.5 : Ferrailage des Poutres principales.....	114
Tableau V.6 : Ferrailage des Poutres secondaires	114
Tableau V.7 : les valeurs de ferrailages des voiles	120
Tableau VI.1 : Vérification de la semelle S1 à l'ELS	127
Tableau VI.2 : Vérification de la semelle S1 à l'ELU.....	127
Tableau VI.3 : Vérification de la semelle S1 sous G + Q \pm E	127
Tableau VI.4 : Vérification de la semelle S1 sous 0.8G \pm E	127
Tableau VI.5 : Ferrailage de la semelle S1	128
Tableau. VI.6 : Dimensions des semelles filantes	131
Tableau. VI.7 : Vérification des semelles filantes au poinçonnement	131
Tableau VI.8 : Vérification des semelles filantes à l'ELS.....	132
Tableau VI.9 : Vérification des semelles filantes à l'ELU.....	132
Tableau VI.10 : Vérification des semelles filantes sous G + Q \pm E	132
Tableau VI.11 : Tableau récapitulatif du ferrailage des semelles filantes.....	134

Liste Des Figures

Figure I.1: Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	09
Figure I.2 : diagramme de contrainte de déformation L'ELU	10
Figure I.3 : diagramme de contrainte de déformation A l'ELS	10
Figure I.4 : Diagramme contraintes- déformations de calcul	12
Figure I .5: Diagramme des déformations limite de la section d'acier	13
Figure II.1: forme d'un Plancher à corps creux	17
Figure II.2 : Coupée voile en élévation	19
Figure II.3 : coupes des voiles en plan	20
Figure II.4 : schéma de balcon.....	20
Figure II.5: forme d'un l'acrotère.....	21
Figure II.6: Schéma de terminologie d'escalier.....	21
Figure II.7 : Pré dimensionnement des poutres	24
Figure II.8: schéma de Plancher terrasse inaccessible.....	24
Figure II.9: Schéma d'un plancher d'étage courant	25
Figure II.10 : schéma d'un mur	25
Figure II .11: schéma d'un mur	25
Figure II.12 : détermination de la section B_r	27
Figure II.13: Poteau central	28
Figure II .14: Loi de dégression.....	30
Figure III.1: schéma de la L'acrotère	33
Figure. III.2. Schéma de ferrailage de l'acrotère	39
Figure III.3. Schéma statique de balcon	40
Figure III.4. Schéma de ferrailage de balcon	44
Figure III.5 : Plancher en corps creux	45
Figure III.6. Poutrelle en T	46
Figure III.7 : Diagramme les moments en travée et sur appuis à l'ELU.....	50
Figure III.8 : Diagramme des efforts tranchants A'ELU	50
Figure III .9: Diagramme les moments en travée et sur appuis à l'ELS	51
Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants A'ELS	52
Figure III.11: Coffrage de la poutrelle	52
Figure III.12: Ferrailages des poutrelles.....	59
Figure III.13 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	60

Figure III.14: Diagrammes des moments fléchissant en travées et en appuis.....	63
Figure III.15. Coup A-A de paillasse	63
Figure III .16 : Schéma de ferrailage.....	68
Figure III.17 : Vue 3D pour la poutre palière.....	69
Figure III.18 : schéma statique de la poutre palier	70
Figure III .19: Aire de la section	74
Figure III.20 : Schéma de ferrailage de la poutre palier.....	77
Figure IV.1 : Présentation de structure	81
Figure IV.2 : Distribution des poids de chaque étage	85
Figure IV.3 : Schéma représentant la distribution de la force sismique et l'effort tranchant selon la hauteur	87
Figure IV.4. Spectre de réponse de calcul	90
Figure. IV .5. Mode 1 « Translation sens X » $T = 0.44s$	91
Figure IV.6 : Mode 2 « Translation sens Y » $T = 0.37 s$	91
Figure IV.7 : Mode 3 « Torsion » $T = 0.26s$	92
Figure V.1 : Direction des moments et efforts sur un poteau	99
Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux	110
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres principales 30×40	114
Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires 30×35	114
Figure V.5 : Diagramme des contraintes	117
Figure V.6 : Schéma de ferrailages de voile	121
Figure VI.1 : types des fondations	123
Figure VI.2 : Schéma des fondations de bâtiment.....	125
Figure VI.3 : Schéma de principe d'une semelle isolée	125
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la semelle isolée S1	129
Figure VI.5 : Vue en plan d'une semelle filante.....	130
Figure VI.6 : Schéma exemplaire de ferrailage de la semelle filante SF1	134
Figure VI.7 : Disposition des armatures de longrine	136

INTRODUCTION

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de construction. Les ingénieurs civils ou ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public, la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans des domaines d'intervention : structures, hydraulique, transport et environnement.

Les dommages dans les structures sont généralement causés par une mauvaise conception. En effet, des études basées sur des modèles physiques et mathématiques sont menées pour limiter et mettre en œuvre une réglementation stricte qui régit le domaine de la construction en exigeant des normes à suivre par le concepteur et pour que la sécurité soit assurée.

Pour atteindre un tel objectif, l'ingénieur ne doit pas se contenter d'appliquer simplement les règlements, mais la compréhension des facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure.

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.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (CBA93, BAEL91, RPA99, v2003) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillement des éléments résistants de la structure.

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 en génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps. Dans le cadre de cette étude, le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (R+4) à usage d'habitation.

Structure de mémoire :

Pour réaliser ce but, notre travail est composé de 06 chapitres et introduction et conclusion générale.

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste à un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un Rez de chaussée plus quatre étages (R+4), en béton armé composé de portiques

INTRODUCTION GENERALE

et de voiles, implanté à **BISKRA**, Qui est une Zone de faible sismicité zone I d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

Chapitre 2 : Pré-dimensionnement des éléments

Le pré dimensionnement a pour but le calcul préliminaire des différents éléments résistants.

En respectant les prescriptions des RPA99/Version 2003, CBA93et du BAEL 91.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

Chapitre 3 : calculs des éléments secondaires

Ainsi l'escalier, l'acrotère les planchers et enfin le balcon sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Chapitre 4 : Etude sismique

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

Chapitre 5 : Calcul des éléments principaux

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes genres de sollicitations.

Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

Dans ce chapitre, on va étudier la partie de la structure qui se trouve au-dessous du niveau du sol qui s'appelle l'infrastructure, son objet est de transmettre les charges verticales et les charges sismiques horizontales, et limiter les tassements différentiels et empêcher les déplacements horizontaux relatifs des points d'appuis par solidarisation au moyen de longrine ou autre dispositif équivalent.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE

L'OUVRAGE ET

HYPOTHESES DE CALCUL

I.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste a un bâtiment a usage d'habitation, composé d'un Rez de chaussée plus quatre étages (R+4), en béton armé composé de portiques et de voiles, implanté a Beskra, Qui est une Zone de faible sismicité zone I d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

I.2. Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques de la structure sont :

- Largeur en plan **12.30m**
- Longueur en plan **22.15m**
- Nombre de niveau **05 : RDC + 04 étages**
- Hauteur du RDC **3.06m**
- Hauteur d'étage courant **3.06m**
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) **15.30m**

I.3. Les éléments de l'ouvrage

a) Ossature et contreventement

Le contreventement est assuré par une ossature mixte, composée de :

- Poteaux et poutres formant un système de portiques transversaux et longitudinaux.
- Voiles en béton armée disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).

b) Planchers

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm.

c) Maçonnerie

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

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

d) Escaliers

Les escaliers sont les éléments permettant aux personnes de se déplacer d'un étage à un autre, grâce à une suite de marche ils sont en béton armé avec revêtement.

e) Revêtement

Les revêtements sont comme suivis :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.

- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers et escaliers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

f) L'acrotère

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

g) Terrasse

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

h) Balcons

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

i) Les fondations

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol.

Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

j) Système de coffrage

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.4. Données sismique de la structure

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon le **RPA 99/version 2003** comme une zone de faible sismicité (**zone I**).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage **2**.
- La contrainte admissible du sol **$\sigma = 1.5 \text{ bars}$** .
- Le site est considéré comme **ferme (S2)**.

I.5. Notion sur les règles de calcul des structures**✓ État limite**

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées. Théorie des états limites considère 2 états limites :

a) Les états limite ultime (ELU)

Correspondant à la limite :

- Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement).

- Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Soit de la stabilité de forme (non flambement).

b) L'état limite de service (ELS)

Définissant les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

- Etat limite de compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite d'ouverture des fissures (pas de flèche excessive).
- Etat limite de déformation (durabilité et sécurité des ouvrages).

I.6. Actions

Les actions sont l'ensemble des charges (force, couple, etc. permanent, climatique et d'exploitation) appliqué à la structure.

Les actions sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition :

a) Actions permanent (G)

Elles sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de la vie d'ouvrage et comportant :

- Le poids propre de la section.
- Le poids des équipements fixes.
- Le poids de poussées de terre.

b) Actions variables (Qi)

Ce sont des actions dont l'intensité est plus ou moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes on distingue :

- Les charges d'exploitation.
- Les charges climatiques (neige).
- Les charges mobiles.
- Les actions dues à la température.

c) Actions accidentelles (Fa)

Comme (séisme, action du feu, chocs des véhicules routiers, effet d'exploitation...).

I. 7. Caractéristique des matériaux**a) Le béton****• Définition**

Le béton est un matériau obtenu par le mélange de ciment, de granulats (sable et gravier), de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant).

- Ciment

Le ciment est un liant hydraulique qui présente sous la forme d'une poudre minérale fine.

- Granulat

Les granulats comprennent les sables et les graviers, les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. Le grossier de ces grains est généralement inférieur à 5mm

- Gravier

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 à 30.

- Eau de gâchage

Eau incorporée au mélange liant et granulat afin d'enclencher sa prise et de conférer un béton sa plasticité, qui facilite son écoulement et son moulage.

- Adjuvant

Produit chimique incorporés au moment du malaxage du béton à une dose inférieure ou égale 5% en masse de la teneur en ciment du béton, pour modifier les propriétés du mélange à l'état frais et/ou durci. Les adjuvants peuvent modifier l'ouvrabilité du béton, sa prise et son durcissement.

• Composition du béton

Le dosage d'un béton courant est composé de :

- Ciment : 350kg de CEMII42.5
- Gravier : 800 litres de 15/25 mm.
- Sable : 400 litres de 0/5mm.
- Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

• Classification

En générale le béton peut être classé suivant plusieurs paramètres, à savoir :

La masse volumique(ρ) : En générale peut être classé en 4 groupes :

- Béton très lourd $>2500\text{kg/m}^3$
- Béton lourd (courant) $1800-2500\text{kg/m}^3$
- Béton léger $500-1800\text{kg/m}^3$
- Béton très léger $<500\text{kg/m}^3$

La consistance :

- Béton très consistant.
- Béton consistant.

- Béton plastique.
- Béton fluide.
- Béton très fluide.

L'ouvrabilité :

C'est la qualité d'un béton qui permet sa maniabilité en conservant son homogénéité.

Sur le plan pratique, cela se traduit par la facilité :

- De mise en œuvre dans les coffrages.
- D'enrobage des aciers.
- D'obtention d'un parement brut acceptable, qu'il soit dans le plan horizontal ou vertical.

✓ **La résistance du béton**

Le béton est défini par deux résistances (résistance à la compression et résistance à la Traction).

❖ **La résistance à la compression**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à **28 jours** d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée **fcj**, elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (16×32) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

On utilise le plus souvent les valeurs à 28 jours de maturité :fc28 Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à (j) jours, définies à partir de fc28, par :

- **Pour des résistances fc28 ≤ 40MPa :**

$$\begin{cases} fc_j = \frac{j}{4.76 + 0.83j} fc_{28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ fc_j = 1.1 fc_{28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- **Pour des résistances fc28 > 40MPa :**

$$\begin{cases} fc_j = \frac{j}{1.40 + 0.83j} fc_{28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ fc_j = fc_{28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

La résistance à la compression à 28 jours fc28 = 25 MPa.

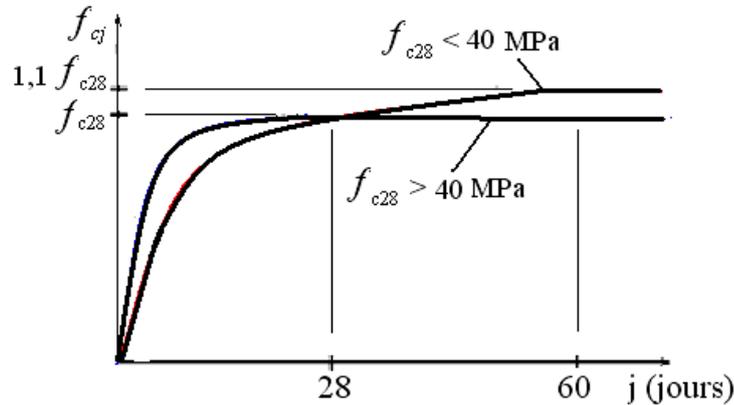


Figure I.1 : Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

❖ **La résistance à la traction**

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatique non armé
- Fendage diamétrale d'une éprouvette cylindrique (essai brésilien).

La résistance à la traction du béton à j jour notée f_{ij} est définie par la relation

$$F_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ avec } f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa}$$

$$F_{cj} = 25 \text{ mpa} \Rightarrow F_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa}$$

❖ **Déformation longitudinale du béton**

• **Déformations instantanées**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures on admet a défaut de mesures qu'à l'âge de « j » jour le module de déformation longitudinale instantanée du béton « E_{ij} » est égale $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$

Dans notre projet on a :

$$F_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

• **Déformations différées**

Les Déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage, Le module de déformation longitudinale différée E_{vj} est donné par :

$$E_{vj} = E_{ij} / 3 = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Dans notre projet on a :

$$F_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.9 \text{ Mpa}$$

❖ **Coefficient de poisson :**

Coefficient de poisson ν est le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale (**BAEL91, art A1.1.3**) :

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Il est pris égal :

$\nu=0$ (ELU) pour le calcul des sollicitations

$\nu=0.2$ (ELS) pour le calcul des déformations

❖ **Les Contraintes Limites de calcul :**

• **Etat limite ultime « E.L.U » :**

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \dots \begin{cases} \theta \dots \begin{cases} 1 \dots \text{siladurée est supérieur à 24 h} \\ 0.9 \dots \text{siladurée est comprise entre 1h et 24h} \\ 0.85 \dots \text{siladurée est inférieur 1h} \end{cases} \\ \gamma_b \dots \begin{cases} 1.5 \dots \text{combinaisons fondamentales} \\ 1.15 \dots \text{combinaisons Accidentelle} \end{cases} \end{cases}$$

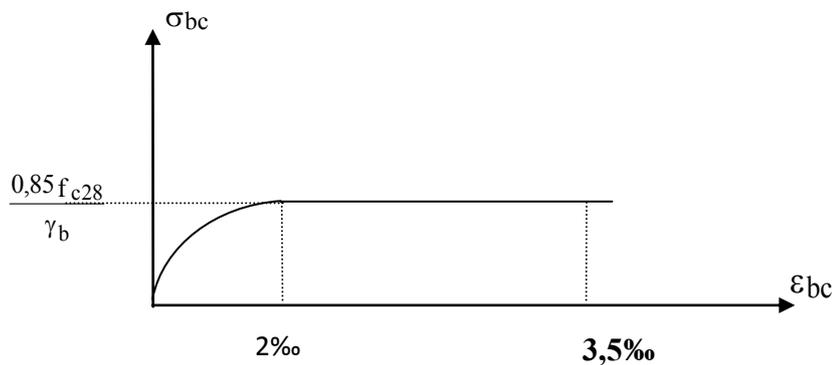


Figure I.2 : Diagramme de contrainte de déformation L'ELU

➤ **A L'ELS :**

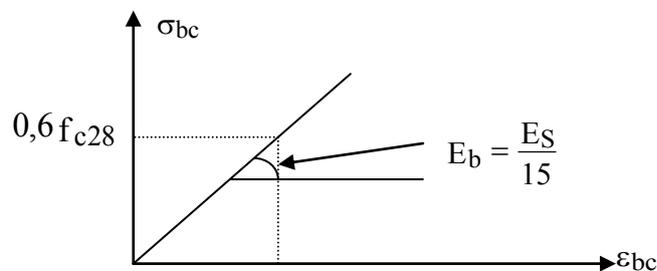


Figure I.3 : Diagramme de contrainte de déformation A l'ELS

La valeur de la contrainte normale de compression du béton est :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{cj}$$

Dans notre projet on a :

$$F_{c28} = 25\text{Mpa} = \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$$

• **Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement à L'ELS est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_d} [\text{MPa}]$$

V_u =Effort tranchant à L'ELU dans la section.

b =Largeur de la section cisailée.

d = Hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

La contrainte limite de cisaillement est limitée par : $\tau < \bar{\tau}$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2f_{cj}; 5\text{MPa}) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15f_{cj}; 4\text{MPa}) \rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable}$$

Dans notre cas et pour $F_{c28} = 25\text{Mpa}$

$$\tau_u^- = 3.33\text{Mpa} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u^- = 2.5 \rightarrow \text{fissuration très préjudiciable}$$

b) L'acier

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la Compression dans le cas d'élançements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui attend des déformations très importantes avant rupture.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses (R.L) : FeE240
- Barres à haute adhérences(HA) : FeE400
- Treillis soudés (TS) : TLE52 $\varnothing = 6$ mm pour les dalles.

Les limites élastiques :

- Les ronds lisses (R.L): $f_e = 235$ MPa
- Barres à haute adhérence (HA) : $f_e = 400$ MPa.
- Treillis soudés (TS) : $f_e = 520$ MPa.

❖ **Module d'élasticité des aciers :**

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les Expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1.10^5 \text{MPa}$$

❖ Contraintes limite d'élasticité de l'acier

a) Contrainte limite ultime à l'ELU

La contrainte limite ultime notée f_{su} avec $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

f_e : Limite d'élasticité garantie.

γ_s : Coefficient de sécurité avec : $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

Pour un acier a haute adhérence ayant $f_e = 400 \text{ MPa}$:

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \begin{cases} 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ situations durables.} \\ 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ situations accidentelles} \end{cases}$$

➤ Diagramme contraintes- déformations

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant

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

b) Contrainte limite de service à l'ELS

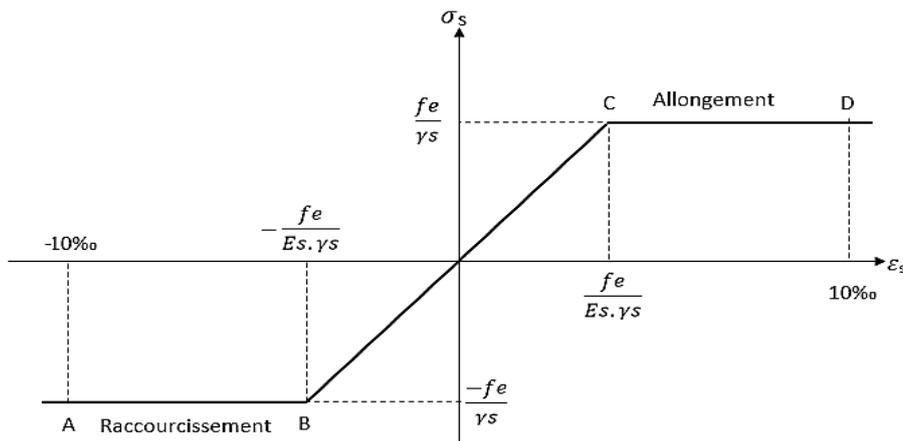


Figure I.4: Diagramme contraintes- déformations de calcul

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$.

Avec :

η : coefficient de fissuration ayant pour valeur :

$$\begin{cases} \eta = 1.3: \text{ coefficient de fissuration(HA) de } \varnothing < 6 \text{ mm} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les aciers a hautes adhérences de } \varnothing \geq 6 \text{ mm} \\ \eta = 1 \text{ pour les aciers ronds lisses} \end{cases}$$

❖ Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « η » est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

η : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton

❖ Diagramme des déformations de la section :

On distingue trois domaines 1, 2,3, à l'aide de trois pivots A, B, C et des droites représentatives de la déformation qui passent par l'un des trois pivots pour matérialiser les diagrammes de déformation de la section du béton.

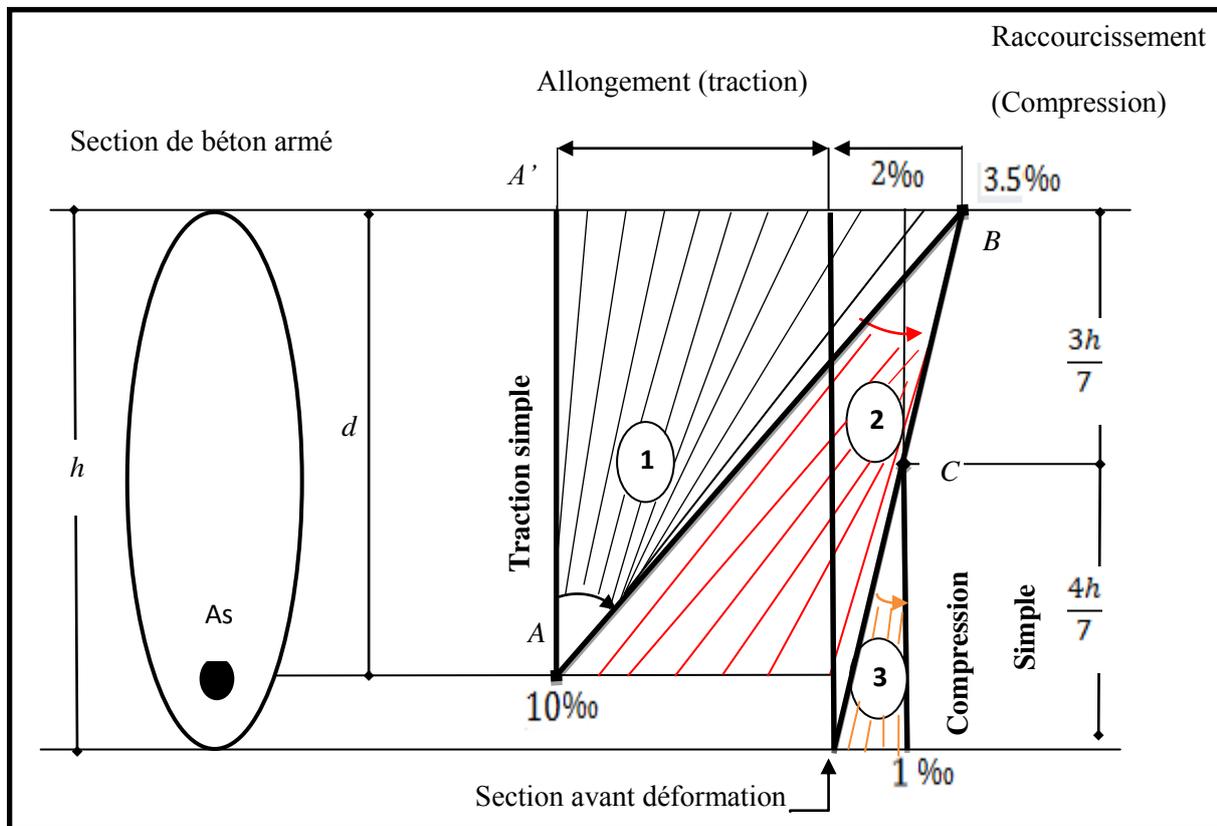


Figure I .5: Diagramme des déformations limite de la section d'acier

Tableau I. 1 : Analyse du diagramme de déformation d'une section

Pivot A	Pivot B	Pivot C
Domaine 1	Domaine 2	Domaine 3
Allongement de l'acier $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$	Raccourcissement du béton comprimé $\epsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$	Raccourcissement du béton comprimé $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ pour $y_u = \frac{3}{7}h$
<p>Traction simple :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Limite AA' • Béton entièrement tendu • Flexion simple ou composée • Acier tendu $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$ <p>béton partiellement comprimé $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰}$</p>	<p>Flexion simple ou composée :</p> <ul style="list-style-type: none"> • acier tendu $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$ <p>béton partiellement comprimé</p>	<p>Compression simple :</p> <p>Si la droite de déformation est parallèle à la droite représentative de la section avant déformation, sinon flexion composée</p>

❖ **Combinaisons d'action**

• **Pour les planchers**

Elles sont soumises uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitations pour cela les combinaisons considérées sont :

A l'E.L.U : $1,35 G + 1,5 Q$

A l'E.L.S : $G + Q$

Dans le cas des actions sismiques les combinaisons à pour fournir une meilleure résistance sont :

D'après RPA99 V. 2003 : on a :

Pour les poutres

- $G + Q \pm E$

- $1,35 G + 1,5 Q$

$$- 0,8 G \pm E \quad - \quad G + Q$$

E : Effort sismique.

Pour les poteaux

$$- G + Q \pm 1,2 E$$

$$- 0,8 G \pm E$$

Pour les voiles

$$- G + Q \pm E$$

$$- 0,8 G \pm E .$$

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT

DES ELEMENTS

STRUCTURAUX ET NON-

STRUCTURAUX

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but le calcul préliminaire des différents éléments résistants.

En respectant les prescriptions des **RPA99/Version 2003, CBA93** et du **BAEL 91**.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1. Les planchers

Les planchers, quel que soit leur nature, ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les surcharges d’exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux. Dans notre cas, nous optons pour les planchers à corps creux qui sont constitués : d’hourdis, de poutrelles et d’une dalle de compression en béton armé (**figure II.1**).

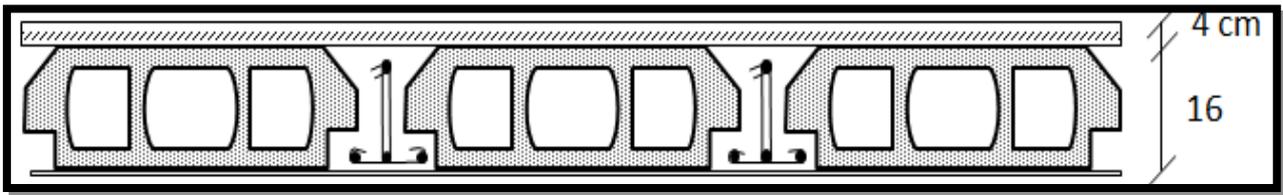


Figure II.1: forme d’un Plancher à corps creux

L’épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche selon (**CBA93 Art B.6.8.4.2.4**)

$$e \geq \min (L_x \text{ max}, L_y \text{ max}) / 22.5$$

$$e \geq \min (4.75\text{m}, 4.30\text{m}) / 22.5$$

$$e \geq \frac{430}{22.5} \Rightarrow e \geq 19.11\text{cm}$$

On adopte un plancher d’une épaisseur :

$$h_t = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$$

II .2.2. Les dalles pleines

Les dalles assurent la transmission des charges aux différents éléments, comme elles constituent une séparation entre les différents niveaux.

Leur pré-dimensionnement est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d’utilisant.

a) Condition de résistance à la flexion (CBA93)

➤ Dalles reposant sur deux cotés: $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.

- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés: $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$

Dans notre cas les dalles reposant sur deux appuis

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

b) Condition de coupe feu (CBA93)

- $e = 7$ cm pour une(01) heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm pour deux(02) heures de coupe-feu.
- $e = 17.5$ cm pour quatre(04) heures de coupe-feu.

c) Isolation phonique

Selon les règles techniques [CBA93] en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être Supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à: **$e=16$ cm**

II.2.3.Pré dimensionnement des voiles

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par (l'article 7.7 de RPA 99 Version2003).

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le RPA 99 article (7.7.1) sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition:($L \geq 4e$).

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la Figure (II.2).

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article (7.7.1) de RPA99v2003.

$e_{\min} = 15$ cm.

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3,06$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h/25 \quad \Rightarrow \quad e \geq 12.24 \text{ cm}$$

$$e \geq h/22 \quad \Rightarrow \quad e \geq 13.90 \text{ cm}$$

$$e \geq h/20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 15.3 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$e \geq \max (12.24 ; 13.90 ; 15.3)$$

$$e \geq 15,3 \text{ cm}$$

on adopte que :

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

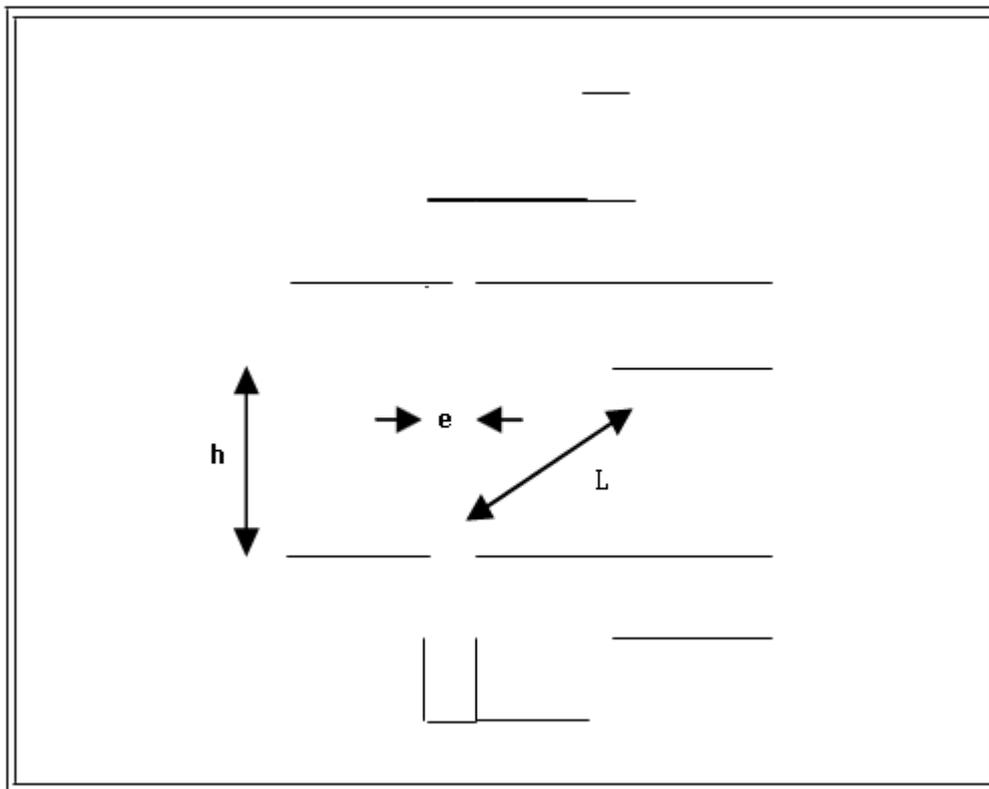


Figure II.2: Coupée voile en élévation.

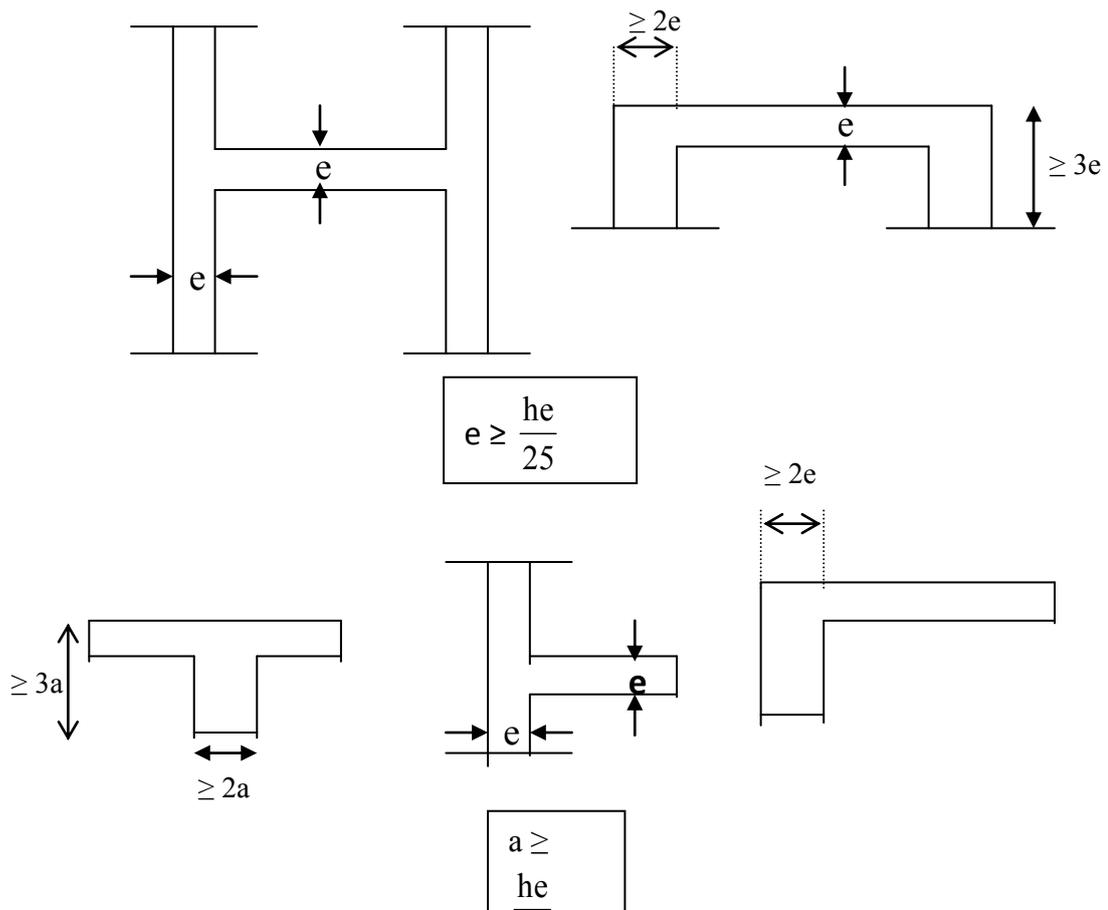


Figure II.3 : coupes de voiles en plan

II.2.4. Les balcons

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il a travaillé comme une console encastrée au Niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur de la dalle de balcon est donnée par la formule suivante :

Selon le BAEL91 $e \geq \frac{L}{10}$ Avec :

L: largeur de balcon

$$e \geq \frac{125}{10} \Rightarrow e \geq 12.5 \text{ cm}$$

On prend **e=15 cm**

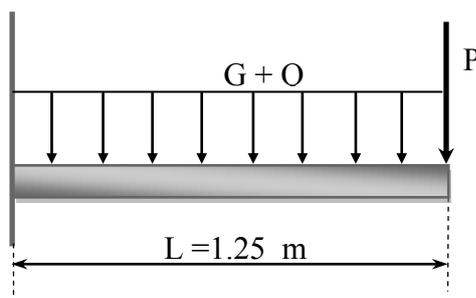


Figure II.4 : schéma de balcon

II.2.5. L'acrotère

L'acrotère est assimilée à une console vertical encastrée à sa base dans le plancher terrasse, son rôle est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse et de protéger le gravier de la poussée du vent. Elle est sollicitée en flexion compose sous l'action de son poids propre « G » et l'action horizontale due à la main courante.

- La surfac: $S = \frac{0.02 \times 0.1}{2} + (0.1 \times 0.08) + (0.1 \times 0.6) = 0.0025 + 0.005 + 0.06 = 0.0690 \text{ m}^2$
- Le poids : $G = 0.0690 \times 25 = 1.72 \text{ KN/ml.}$

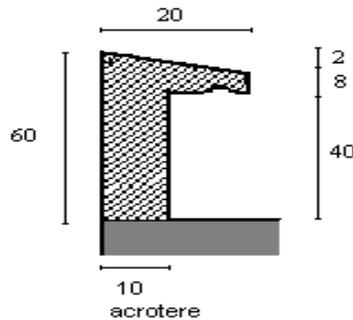


Figure II.5 : forme d'un l'acrotère.

II.2.6. Les escaliers

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le Passage d'un niveau à un autre, ils sont en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- | | |
|--|--|
| (1) : e (Epaisseur du palier de repos) | (5) : H_0 (Hauteur de la volée) |
| (2) : L_0 (Longueur totale d'escalier) | (6) : α (Inclinaison de la paillasse) |
| (3) : g (Giron) | (7) : L (Emmarchement) |
| (4) : h (Hauteur de là contre marche) | |

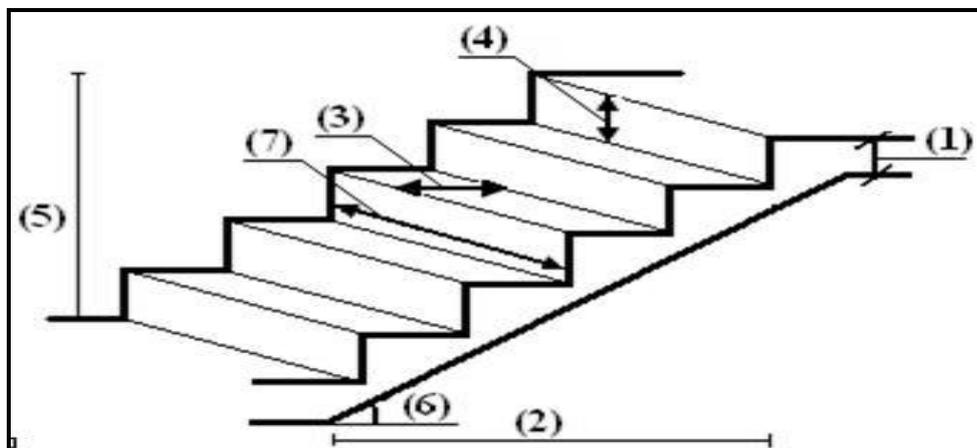


Figure II.6 : Schéma de terminologie d'escalier

❖ **Caractéristique technique****a)-Pour étage courant**

Hauteur d'étage : $=H = 3.06 \text{ m}$

Giron : $g=30\text{cm}$

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

On a : $59 < 2h + g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18.$

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

Pour : $h=17 \text{ cm}$

➤ **Nombre de contre marche :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

Il y a deux volées, on aura 18 contre marche, Donc : il y a 9 contre marches dans chaque volée.

➤ **Nombre des marches dans chaque volée**

$n = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.

➤ **Palier**

La Longueur de palier $L = 1.20\text{m}$

La hauteur de volée il y a deux volées donc : $L = H/2 = 3.06/2 = 1.53\text{m}$

➤ **Paillasse**

$Tg \alpha = H'/L'$

$H' = n \times h = 9 \times 17 = 1.53\text{m}$

$L' = (n-1) \times g \Rightarrow L' = (9-1) \times 30 \Rightarrow L' = 2.4\text{m}$

$tg \alpha = 1.53/2.4 = 0.637 \quad \alpha = 32.52^\circ$

La longueur de la volée est : $L = 1.53/\sin \alpha \Rightarrow L = 2.85\text{m}$

L'épaisseur de la paillasse est : $L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 9.5 \leq e \leq 14.25$

$\Rightarrow e = 15\text{cm}$

II.3. Pré-dimensionnement des éléments principaux**II.3.1. Les poutres**

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulé sur place supportant les charges et surcharges. Leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le **BAEL91** et vérifie les dimensions données par le **RPA Version 2003**.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

$$\text{D'après le BAEL91 : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \\ 0.3h < b < 0.8h \end{array} \right. \quad \text{avec } \left\{ \begin{array}{l} L: \text{travée de la poutre} \\ h: \text{hauteur de la poutre} \\ b: \text{largeur de la poutre} \end{array} \right.$$

Vérifications :

$$\text{D'après le RPA99 (version 2003) [article 7.5.1 P64] : } \left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

II.3.1.1. Poutre principale

Selon le BAEL 91 on a : $L = 4,40 \text{ m}$

$$\text{Hauteur : } \frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10}$$

$$29.33 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm} \quad \text{on prend } h = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Largeur : } 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

Vérifications selon le **RPA99 version 2003 [article 7.5.1 P64] :**

$$h = 40 \text{ cm} \Rightarrow h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{vérifié}$$

$$b = 30 \text{ cm} \Rightarrow b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \Rightarrow \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{Vérifié}$$

On opte pour poutres de section $(b, h) = (30, 40)$

II.3.1.2. Poutre secondaires

Selon le BAEL 91 on a : $L = 3.95 \text{ m}$

$$\text{Hauteur : } \frac{395}{15} \leq h \leq \frac{395}{10}$$

$$26.33 \text{ cm} \leq h \leq 39.5 \text{ cm} \quad \text{on prend } h = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Largeur : } 0.3 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$$

$$10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

Vérifications selon le **RPA99 version 2003 [article 7.5.1 P64] :**

$$h = 35 \text{ cm} \Rightarrow h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{vérifié}$$

$$b = 30 \text{ cm} \Rightarrow b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \Rightarrow \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{Vérifié}$$

On opte pour poutres de section $(b, h) = (30, 35)$.

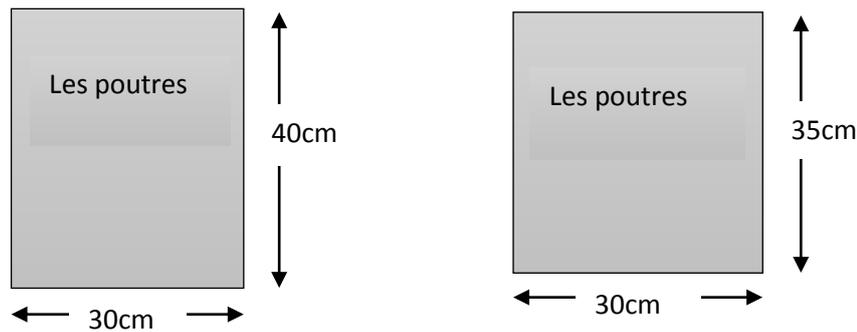


Figure II.7 : Pré dimensionnement des poutres.

II 3.2. Poteaux

II.3.2.1. Evaluation des charges et surcharges

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

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q)

❖ Plancher terrasse inaccessible

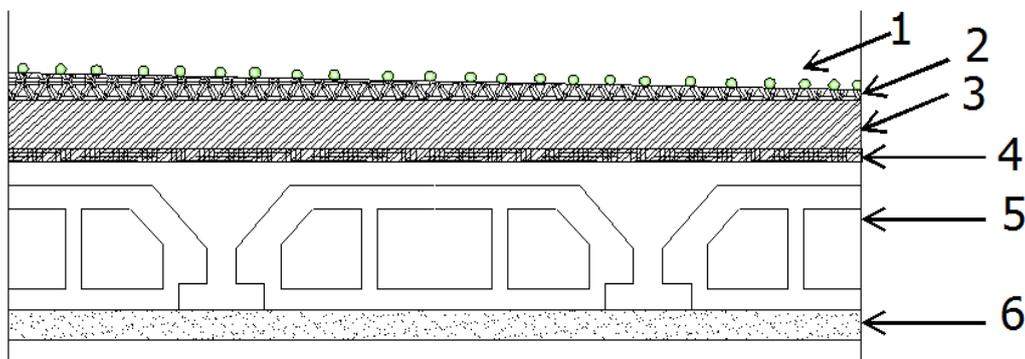


Figure II.8 : schéma de Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1 : Évaluation des charges de plancher terrasse.

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Protection en gravillons roulés	0.05	15	0.75
2-Etanchéité multicouches	0.05	2	0.1
3-Béton forme de pente	0.10	22	2.2
4-Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
5-Plancher en corps creux	0.20	13.6	2.72
6-Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G=6.13KN/m ²		Q=1KN/m ²	

❖ Plancher étage courant et RDC

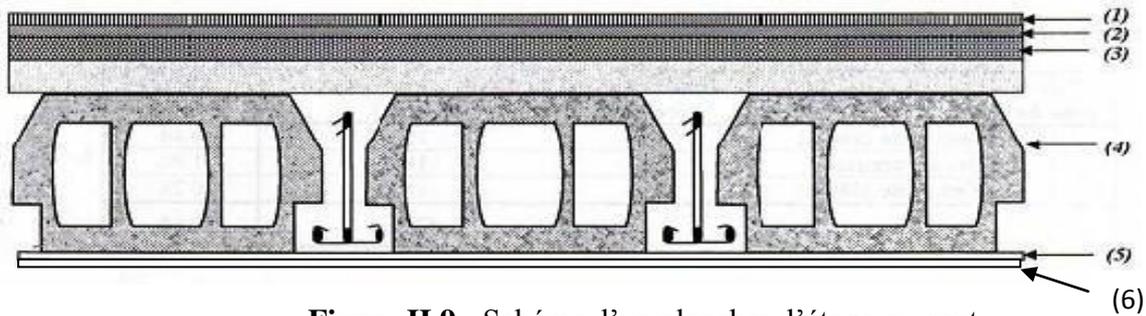


Figure II.9 : Schéma d'un plancher d'étage courant

Tableau II.2 : évaluations des charges de plancher étage courant.

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2- Mortier de pose	0.02	20	0.4
3- Lit de sable	0.02	18	0.36
4- Plancher en corps creux	0.20	13.6	2.72
5-Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6-Cloisons légères	0.10	10	1
$G=5.12\text{KN/m}^2$		$Q=1.5\text{KN/m}^2$	

❖ Balcon

Tableau II.3: évaluations des charges de balcon.

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
Enduit ciment	0.02	20	0.40
$G=5.35\text{KN/m}^2$		$Q=3.5\text{KN/m}^2$	

❖ Les murs

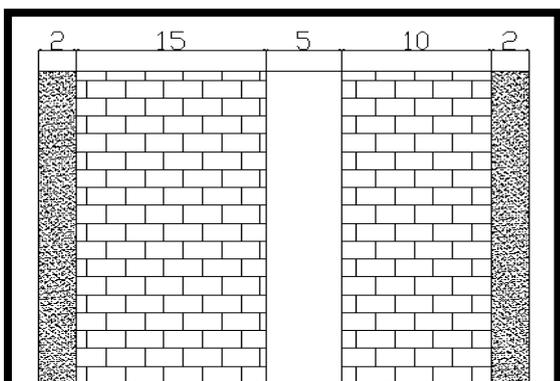


Figure II.10 : schéma d'un mur Extérieur

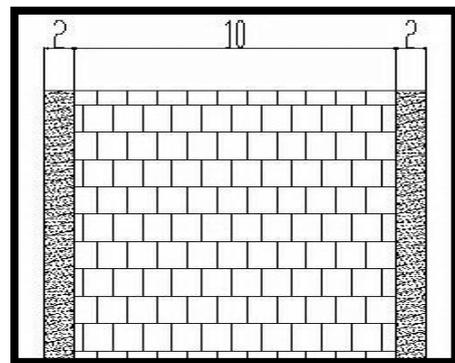


Figure II.11 : schéma d'un mur intérieur

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

• Mur extérieur

Tableau II.4 : évaluations des charges de mur extérieur

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Brique creuse	0.15	9	1.35
Brique creuse	0.1	9	0.90
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G= 2.81 KN/m ²			

• Mur intérieur

Tableau II.5 : évaluations des charges de mur intérieur.

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Brique creuse	0.10	9	0.90
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G= 1.3 KN/m ²			

❖ Les Escalier :

• Palier

Tableau II.6 : Évaluations des charges de Palier.

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement en Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit de ciment	0.02	20	0.40
G=5.35KN/m ²		Q=2.5KN/m ²	

• Paillasse

Tableau II.7 : Évaluations des charges de Paillasse.

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Poids de marche	0.17/2	22	1.87
Paillasse	0.15	25	$\frac{0.15 \times 25}{\cos 32.52} = 4.46$
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Garde corps	/	/	0.15
G= 7.52 KN/m ²		Q=2.5KN/m ²	

II.3.2.2. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux leurs rôles c'est de reprendre les charges verticales, et horizontales et les transmettent aux fondations.

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Selon les règles **BAEL 91, (article B.8.4.1)**, l'effort normal ultime N_u agissant dans le poteau.

Doit vérifier que :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right)$$

A_s : La section d'acier minimale.

F_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e=400\text{MPa}$

B_r : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre

D'épaisseur sur toute sa périphérie tel que :

$$B_r = (a-2)(b-2) \dots \dots \dots \text{cm}^2$$

F_{c28} : résistance à la compression de béton $f_{c28}=25\text{MPa}$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\gamma_b = 1.5$$

Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central)

❖ Méthode de calcul :

Leur pré dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes :

Condition de résistance, condition de stabilité et condition imposée par le RPA99

a. condition de résistance :

D'après le BAEL91 : $\beta_r \geq \frac{K \cdot \beta \cdot N_u}{\left[\theta \cdot \left(\frac{\sigma_{bc}}{0.9} \right) + 0.85 \left(\frac{A}{\beta_r} \right) \cdot \sigma_s \right]} \dots \dots \dots (*)$

B_r : section réduite obtenue en retirant 2 cm d'épaisseur du béton sur toute la périphérie du Poteau :

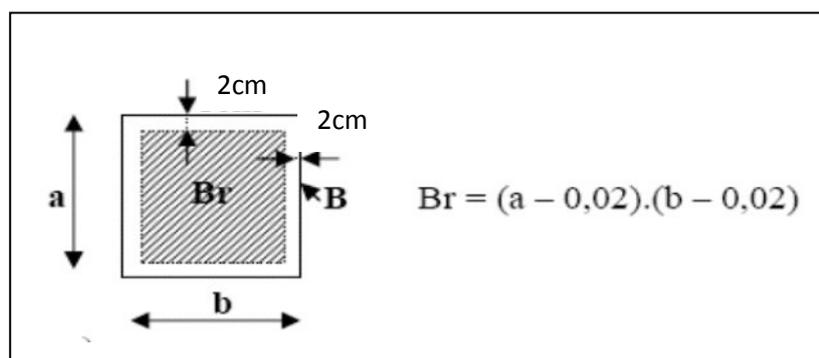


Figure II.12 : Détermination de la section B_r .

Tel que : $\begin{cases} \theta = 1 \\ K = 1 \end{cases}$

$$\beta = \begin{cases} 1 + 0,2(\lambda/35)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,85\lambda^2 / 150 & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance on prendra ($\lambda = 35$)

$\Rightarrow \beta=1,2$

Selon le **RPA99 V2003** le pourcentage minimal des armatures est de **0.7 %** en zone I.

$\Rightarrow \frac{A}{B_r} = 0.7\% = 0.007$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{MPa} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa} \end{array} \right.$$

La formule (*) est simplifiée et devient :

$\beta_r = ((1.2 \times Nu \times 10^3) / [(14.20/0.90) + 0.85(0.7/100) \cdot 348]) 10^{-4}$

$Nu = 1.35N_g + 1.5N_q$

- { Ng: Effort normal du aux charges permanente
- { Nq : Effort normal du aux charges d'exploitations

➤ Le calcul de N_u à partir de la descente de charge.

b. Condition de stabilité :

Pour éviter le flambement il faut qu'il soit $\lambda \leq 35$

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

$i = b / \sqrt{12} \Rightarrow \lambda = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad , L_f = 0.7L_0$

$\Rightarrow \lambda = 3.46 \times 2,14 / 0,35 = 21.16 < 35 \dots\dots CV$

c. condition imposée par le RPA99 (version2003) [article7.4.1 P60] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(h_1, b_1) \geq 25 \text{cm} \\ \min(h_1, b_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_2}{h_1} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \min(35,35) \geq 25 \text{cm} \dots\dots CV \\ \min(35,35) \geq \frac{306}{20} = 15.5 \dots\dots CV \\ \frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} = 1 \leq 4 \dots\dots CV \end{array} \right.$$

Le poteau le plus sollicité est le poteau central

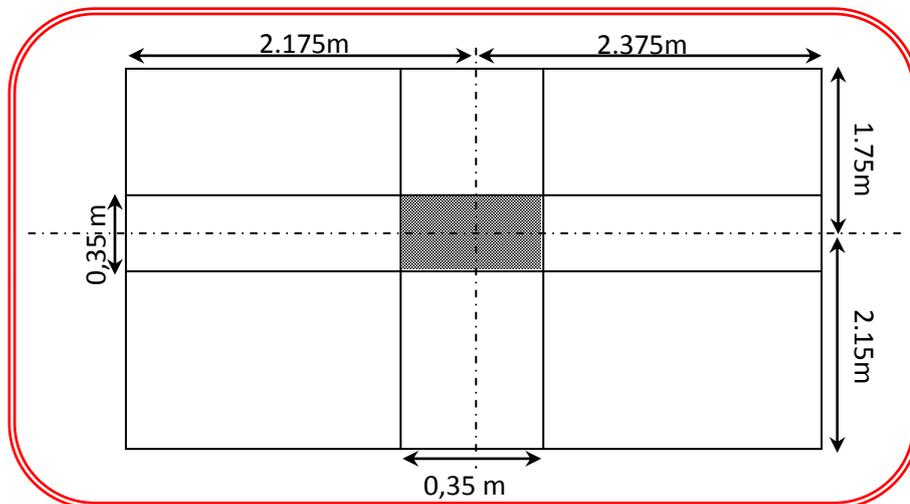


Figure II.13: Poteau central.

II.3.2.3. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux

Tableau II.8 : charge et surcharges revenant aux poteaux

Niveaux	Elément	G(KN)
4-4	Plancher terrasse	14.91×6.13=91.398
	Poutre principale	(0.30×0.40)×4.20×25=12.60
	Poutre secondaire	(0.30×0.35)×3.55×25=9.318
Totale		G=113.316 KN
3-3	Plancher étage courant	14.91×5.12=76.339
	Poutre principale	(0.30×0.40)×4.20×25=12.6
	Poutre secondaire	(0.30×0.35)×3.55×25=9.318
	Poteau	(0.35×0.35)×3.06×25=9.371
Totale		G=107.629 KN
2-2	Plancher étage courant	14.91×5.12=76.339
	Poutre principale	(0.30×0.40)×4.20×25=12.6
	Poutre secondaire	(0.30×0.35)×3.55×25=9.318
	Poteau	(0.35×0.35)×3.06×25=9.371
Totale		G=107.626 KN
1-1	Plancher étage courant	14.91×5.12=76.339
	Poutre principale	(0.30×0.40)×4.20×25=12.6
	Poutre secondaire	(0.30×0.35)×3.55×25=9.318
	Poteau	(0.35×0.35)×3.06×25=9.371
Totale		G=107.626KN
RDC	Plancher étage courant	14.91×5.12=76.339
	Poutre principale	(0.30×0.40)×4.20×25=12.6
	Poutre secondaire	(0.30×0.35)×3.55×25=9.318
	Poteau	(0.35×0.35)×3.06×25=9.371
Totale		G=107.626 KN
Total		G=543.823 KN

II.3.2.4. Dégression des Surcharges d'Exploitation

D'après le **DTR B.C.2.2.5** comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent

Simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% par étage jusqu'à 0.5×Q sauf le dernier et l'avant-dernier niveau.

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

n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas.

Q₀ : la charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁ , Q₂ , Q₃..... Q_n : les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage.

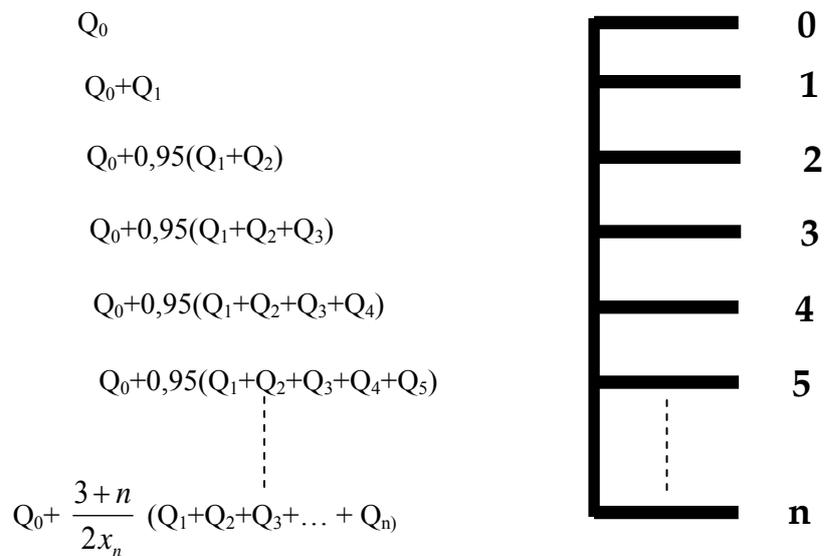


Figure II .14: Loi de dégression.

❖ **Dégression des charges :**

$$Q_{\text{terrace}}=1 \times 17.745=17.745 \text{ KN}$$

$$Q_4=17.745+1.5 \times 17.745=44.362 \text{ KN}$$

$$Q_3=17.745+0.95 (2 \times 26.617)=68.317 \text{ KN}$$

$$Q_2=17.745+0.90 (3 \times 26.617)=89.610 \text{ KN}$$

$$Q_1=17.745+0.85 (4 \times 26.617)=108.242 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{total}}=108.242 \text{ KN}$$

$$N_U=1,35 \times 543.823 +1,5 \times 108.242= 896.52 \text{ KN}$$

$$B_r \geq \frac{1.2 \times 896.52 \times 10^3}{\frac{14.2}{0.9} + \frac{0.7 \times 0.85}{100} \times 348} 10^{-4} = 6.027 \text{ cm}^2$$

$$B_r \geq 6.027 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a \times b)= 6.027 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 2)^2 \rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$$

❖ **Vérification spécifique**

$$v = \frac{N_u}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

B : section brute considérée (art 7.4.3.1 RPA9/2003)

Exemple de calcul

Pour le poteau

$$V=896.52/(0.35 \times 0.35 \times 25) \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

On refait le même calcul pour tous les niveaux.

Les résultats du calcul sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau II.9 : Pré-dimensionnement des poteaux.

Niveau	G(KN)	G _{cumulé}	Q(KN)	Q _{cumulé}	N _u	B _r (cm ²)	a(cm)	a × b	V ≤ 0.3
Terrasse	113.316	113.316	17.745	17.745	179.594	1.20	3.09	/	/
N4	107.626	220.945	26.617	44.362	185.220	1.24	3.11	35*35	vérifier
N3	107.626	328.571	23.955	68.317	181.227	1.21	3.1	35*35	vérifier
N2	107.626	436.197	21.293	89.610	177.234	1.19	3.09	35*35	vérifier
N1	107.626	543.823	18.632	108.242	173.243	1.16	3.07	35*35	vérifier

II.4. Conclusion

Le pré-dimensionnement des éléments principaux et secondaires nous permet d'avoir les Différentes charges qui seront appliques au différent de la structure.

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

- Poutres principales : $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.
- Balcon : $e = 15 \text{ cm}$.
- Poteaux : $(35 \times 35) \text{ cm}^2$.
- Voile : $e = 15 \text{ cm}$.

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction générale

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

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

Ainsi l'escalier, l'acrotère les planchers et enfin le balcon sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. L'acrotère

III.2.1. Introduction

Notre ouvrage comprend un seul type d'acrotère. L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m

Linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

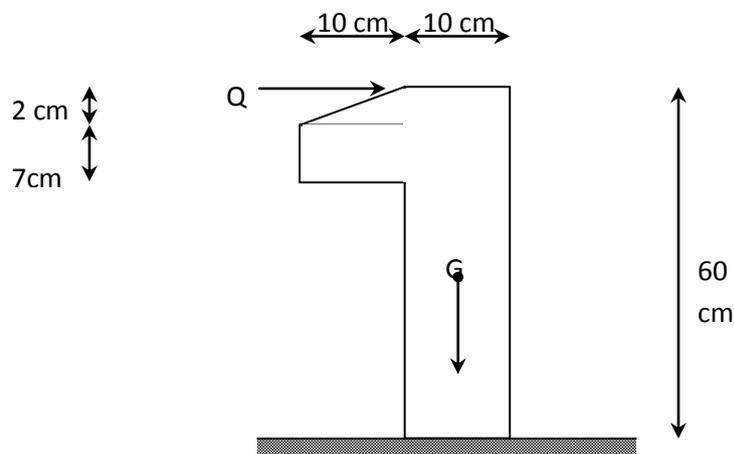


Figure III.1: schéma de L'acrotère

III.2.2 Vérification au séisme

D'après le **RPA99/V2003 (Article 6.2.3)** les forces horizontales de calcul F_p

Agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la

Formule : $F_p = 4.A.C_p.W_p$

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA suivant la zone Sismique (**zone I**) et le groupe d'usage du bâtiment (**groupe2**)

⇒ **A = 0.08**

C_p: facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans le tableau (6.1)

C_p = 0,80 (élément en console)

W_p: poids de l'acrotère **W_p = 1.72 KN/ml**

D'où : $F_p = 4 \times 0.08 \times 0.8 \times 1.72$ donc : $F_p = 0.440$ KN/ml

$F_p \leq 1.5Q = 1.5$ KN/m ⇒ condition vérifié

Les charges :

- Poids propre de l'acrotère : $G = 1.72$ KN/ml
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1$ KN/ml
- Force sismique : $F_p = 0.440$ KN/ml

Sollicitations :

G : Crée un effort normal : $N_G = G = 1.72$ KN/ml

Crée un Moment : $M_G = 0$

Q : Crée un effort normal : $N_Q = 0$ KN

Crée un Moment : $M_Q = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6$ KN.m

F_p : Crée un effort normal : $N_{Fp} = 0$ KN

Crée un Moment : $M_{Fp} = F_p \times h = 0.440 \times 0.6 = 0.264$ KN.m

$Q = \max \{F_q, F_p\} \Rightarrow Q = 1$ KN/ml.

Combinaison des sollicitations :

➤ **ELU**

L'effort normal : $N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.72 = 2.322$ KN

Moment d'encastrement : $M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9$ KN

L'effort tranchant : $T_u = 1.5 \times 1 = 1.5$ KN

➤ **ELS**

L'effort normal : $N_u = G = 1.72$ KN

L'effort tranchant : $T_u = Q = 1$ KN

Moment d'encastrement : $M_u = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6$ KN

Tableau III.1 : Combinaisons d'actions.

Cas	Combinaisons	M (K N.m)	N(KN)
ELU	1.35G + 1.5Q	0.9	2.322
ELS	G+Q	0.6	1.72

III.2.3. Ferrailage

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire avec :

$$h = 10 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ cm} \quad d' = 2 \text{ cm}$$

III.2.3.1. Calcul des armatures à L'E.L.U

• **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = M_u / N_u = 0.9 / 2.322 = 0.38 \text{ m}$$

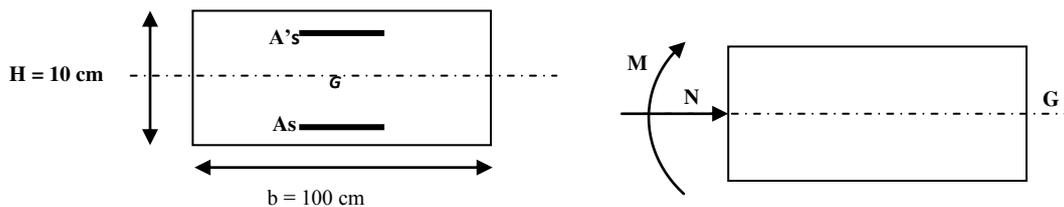
$$h/2 - d' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \Rightarrow e_u = 38 \text{ cm} > h/2 - d' = 3 \text{ cm}$$

D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression ($N_u > 0$), donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

• **Calcul en flexion simple**

$$e_A = e_0 + (h/2 - d') = 0.38 + (0.1/2 - 0.02) = 0.41 \text{ m}$$

$$M_f = N_u \times e_A = 2.322 \times 0.41 = 0.952 \text{ KN.m}$$



• **Calcul du Moment réduit**

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot d^2 \cdot b_0}$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.20 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{0.952 \times 10^{-3}}{14.2 \times (0.08)^2 \times 1} = 0.010$$

• **Calcul des moments réduit limite**

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 \times f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{M_f}{M_s} = \frac{0.952}{0.6} = 1.58$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.58 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0.36$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu}$ Alors $A' = 0$ (pas d'armature comprimée)

$\mu_{bu} < 0.275$ on utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d(1 - 0.4 \times \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.08(1 - 0.4 \times 0.010) = 0.079m$$

• **Armatures fictive**

$$A = \frac{M_f}{(Z_b \times f_{ed})}$$

En a : $f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$$A = \frac{(0.952 \times 10)}{(0.079 \times 348)} = 0.34 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de la section des armatures réelles en flexion composée**

$$A' = A'_{fs} = 0$$

$$A = A_{fs} - \frac{N_u}{f_{ed}} = 0.34 - \frac{2.322 \times 10}{348} = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.27 \text{ cm}^2$$

III.2.3.2. Vérifications

• **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}, f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23(1 \times 0.08) \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

On remarque que : $A_u < A_{\min}$

Donc le ferrailage se fera avec A_{\min}

Soit $A_s = 4HA8$ avec un espacement $St = 100/4 = 25 \text{ cm}$

III.2.3.3. Vérifications a l'E.L.U

• **Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que $\tau_{u \max} > \tau_u^-$ tel que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.019 \text{ MPa} \quad \text{avec } T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min \left(\frac{0.15 \times f_{ct28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u^- = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u > \tau_u^- \quad \text{condition vérifié}$$

• **Vérification d'adhérence des barres au cisaillement**

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime.

$$\tau_{se} < \tau_s^- = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$$

$$\psi_s = 1.5 \text{ (acier Fe400, haute adhérence)}$$

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

τ_s^- : Contrainte d'adhérence

$\sum u_i = n\pi\emptyset$: Somme du périmètre utile des barres

n: nombre des barres

\emptyset : Diamètre des barres ($\emptyset=8\text{mm}$)

$$\tau_s = \frac{1500}{0.9 \times 0.08 \times 4\pi \times 0.08 \times 10^{-6}} = 0.21 \text{MPa}$$

$$\tau_s^- = \psi_s \cdot f_{tj} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\tau_s^- = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} \quad \tau_{se} = 0.21 \text{MPa} < \tau_s^- = 3.15 \text{MPa} \quad \text{condition vérifier}$$

Il n'est pas de risque d'entraînement des barres

III.2.3.4. calcul des armatures a l'E.L.S

$$N_{ser} = 1.72 \text{KN}$$

$$M_{ser} = 0.6 \text{KN.m}$$

$$M_{br} = \frac{1}{2} \alpha_1 \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right) \times b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}^-$$

$$\alpha_1 = \frac{15 \sigma_{bc}^-}{\sigma_s^- + 15 \sigma_{bc}^-}$$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s^- = \min\left(\frac{2}{3} f_s, 110 \sqrt{\eta_t f_{tj}}\right) \quad \text{F.P}$$

$$\sigma_s^- = \min\left(\frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right)$$

$$\sigma_s^- = \min(266.67, 201.63) = 201.63 \text{MPa}$$

$$\alpha_1 = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.53$$

$$M_{br} = \frac{1}{2} \times 0.53 \times \left(1 - \frac{0.53}{3}\right) \times 1 \times 0.08^2 \times 15 \times 10^3$$

$$M_{br} = 20.94 \text{KN.m}$$

$$M_{br} \geq M_{ser} \quad A' = 0$$

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_s^-} = \frac{0.6 \times 10^{-8}}{1 \times (0.08)^2 \times 201.67} = 0.00047$$

On applique la méthode simplifiée :

$$Z_{ser} = \frac{15}{16} d \frac{40\mu_s+1}{54\mu_s+1} = \frac{15}{16} \times 8 \times \frac{(40 \times 0.00047)+1}{(54 \times 0.00047)+1} = 7.45 \text{cm}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_{b1} \times \sigma_s^-} = \frac{0.6 \times 10^8}{7.45 \times 201.63} = 0.40 \text{cm}^2$$

$$A_{ser} = 0.40 \text{cm}^2$$

• Conclusion de ferrailage

$$A_s = \max(A_{ser}, A_u, A_{min}) = (0.4; 0.27; 0.966) = 0.996 \text{cm}^2$$

On prend **4HA8 (2.01cm²)** avec espacement de **25cm**

• Armature de répartition

$$A_r = A_s/4 = 2.01/4 = 0.5 \text{cm}^2$$

On prend \Rightarrow **3Ø6 (0.84cm²)** avec espacement **S_t = 15cm²**

III.2.3.5. Vérification a l'ELS

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s \leq \sigma_s^-$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.72} = 0.34 \text{m} \geq 0.03 \text{m} \quad \text{la section est partiellement comprimée}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = Ky \quad \text{avec } k = \frac{M_{ser}}{I}$$

On a :

$$\frac{bxy^2}{2} + \eta(A + A') \times y - \eta(A.d + A'.d') = 0 \quad \text{avec } (A' = 0 \quad \eta = 15)$$

$$\Rightarrow 50y^2 + (15 \times 2.01 \times y) - (15 \times 8 \times 2.01) = 0 \quad \Rightarrow y = 1.92 \text{cm}$$

$$\Rightarrow I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - d')^2$$

$$I = \frac{100}{3} (1.92)^3 + 15 \times 2.01 (8 - 1.92)^2 = 1350.47 \text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.6}{1350.47 \times 10^{-8}} = 4.44 \frac{10^4 \text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$\sigma_{bc} = k.y = 0.0444 \times 19.2 = 0.85 \text{MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

• Vérification des contraintes maximales dans l'acier

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \sigma_s^-$

$$\sigma_s^- = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right) = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \times k \times (d - y) = 15 \times 0.0444 (80 - 19.2) = 40.49 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 40.49 \text{MPa} \leq \sigma_s^- = 201.63 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.2.4. Schéma de ferrailage de l'acrotère

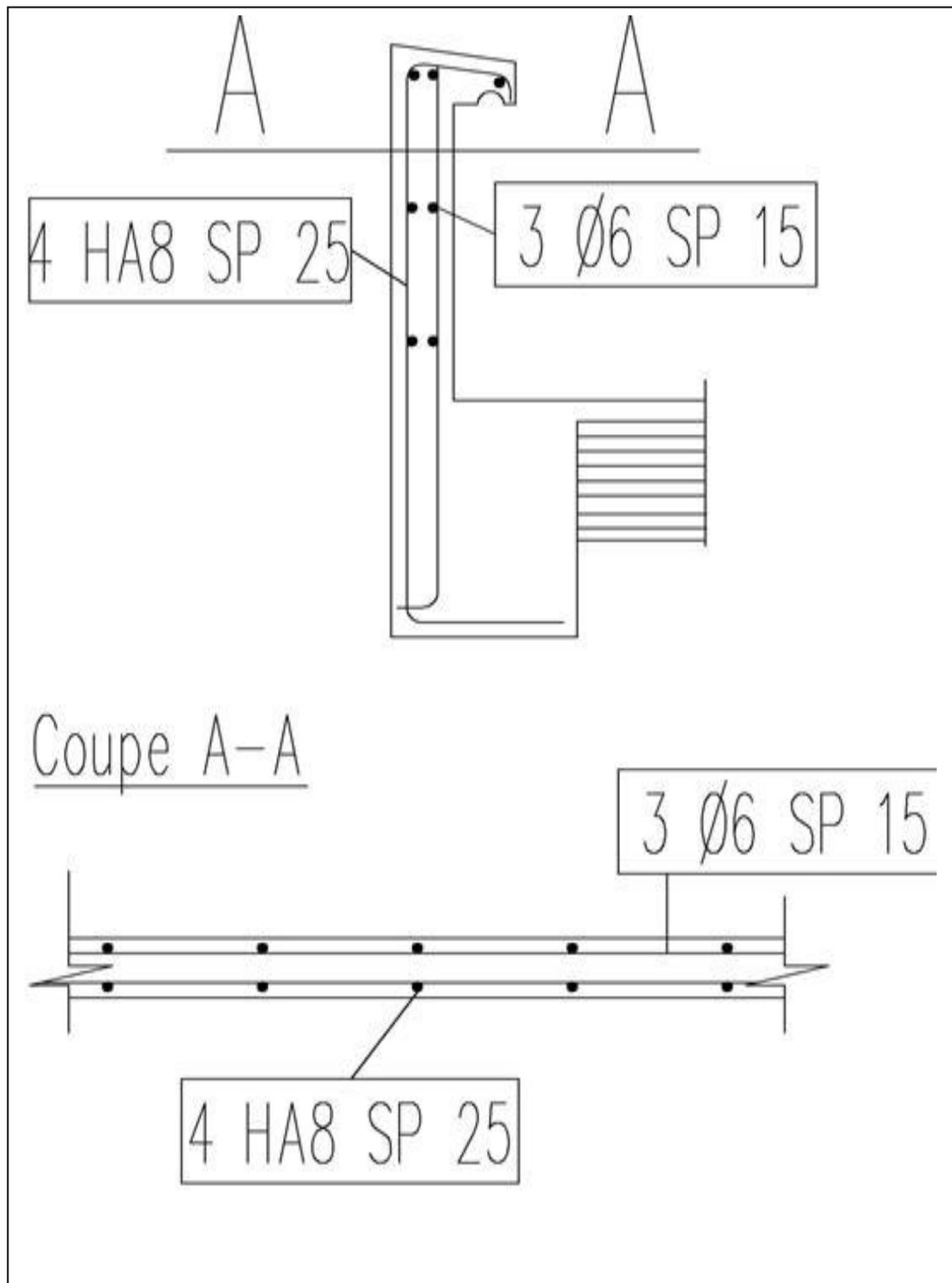


Figure III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3. balcon

III.3.1. Introduction

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon : dalle sur trois appuis, assimilée à une console de portée de 1,25m.

Le balcon se calcule comme une console soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.

Le calcul se fera pour une bande de 1m à la flexion simple.

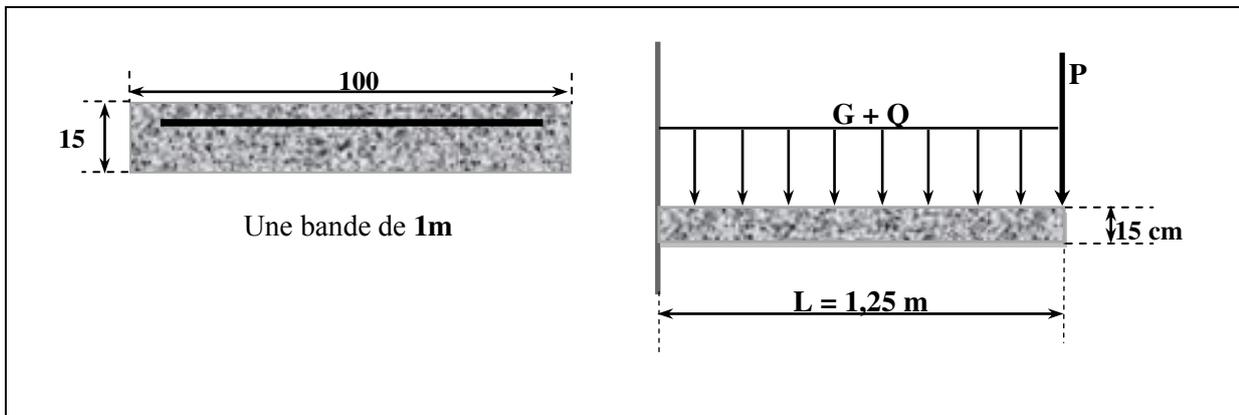


Figure III.3 : Schéma statique de balcon

III.3.2. Evaluation des charges

Pour une bande de 1m de largeur :

- ♦ Charge permanente due au poids propre : $G = 5.35 \text{ KN/ml}$.
- ♦ Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/ml}$.
- ♦ Force concentrée due aux poids de mur (1m) : $P = 1.3 \text{ KN}$.

III.3.3. Combinaison des charges :

★ ELU :

$$\begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.35) + (1.5 \times 3.5) = 12.472 \text{ KN/ml.} \\ p_u = 1.35P = 1.35 \times 1.3 = 1.755 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

★ ELS

$$\begin{cases} q_{ser} = G + Q = 5.35 + 3.5 = 8.85 \text{ KN/ml.} \\ p_{ser} = P = 1.3 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

III.3.4. Calcul des sollicitations

Le calcul du moment isostatique est donné par la formule suivante :

★ ELU :

$$\begin{cases} M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + (p_u \times L) = \frac{12.472 \times (1.25)^2}{2} + (1.755 \times 1.25) = 11.937 \text{ KN m/ml.} \\ V_u = q_u \times L + P_u = (12.472 \times 1.25) + 1.755 = 17.345 \text{ KN.} \end{cases}$$

★ ELS :

$$\begin{cases} M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} + (p_{ser} \times L) = \frac{8.85 \times (1.25)^2}{2} + (1.3 \times 1.25) = 8.539 \text{ KN m/ml.} \\ V_{ser} = q_{ser} \times L + p_{ser} = (8.85 \times 1.25) + 1.3 = 12.362 \text{ KN.} \end{cases}$$

III.3.5. Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple

On a : b = 100 cm ; d = 0.9*h=13cm ; h = 15cm ; f_{bu}=14.2MPa

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.937 \times 10^{-3}}{1 \times (0.13)^2 \times 14.2} = 0.049$$

D'après BAEL :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$$

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.667$$

$$\text{Avec : } \varepsilon_{se} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 0.00174$$

$$\varepsilon_{se} = 1.74\text{‰}$$

$$\mu_L = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.8 \times 0.667 \times (1 - 0.4 \times 0.667)$$

$$\mu_L = 0.391$$

$$\mu_{bu} < \mu_L A'_s = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.049}) = 0.062$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$Z_b = 0.13(1 - 0.4 \times 0.062) = 0.126\text{m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{11.937 \times 10}{0.126 \times 348} = 2.72 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10/ml = 3.93cm² A_u=3.93cm² avec S_i=20cm

Armature de répartition

$$A_r = A_s/4 = 3.93/4 = 0.98 \text{cm}^2$$

Soit : 4HA10=3.14cm² avec A_r=3.14cm² S_t=25cm

III.3.5. 1.Vérifications

• Condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_s \geq A_{\min} \\ A_r \geq A_{\min} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{cm}^2 \begin{cases} A_s = 3.93 \text{cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{cm}^2 \dots \dots \text{cv} \\ A_r = 3.14 \text{cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{cm}^2 \dots \dots \text{cv} \end{cases}$$

• Vérification de disposition d'armature

➤ **Armature longitudinale :**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Avec h : épaisseur du balcon h=15cm

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

• Vérification de l'effort tranchant (Art III.2/BAEL 91)

Il faut vérifier que $\tau_u < \tau_u^-$ FP

$$\tau_u^- = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\tau_u^- = \min \{ 2.5\text{MPa}; 5\text{MPa} \} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} = \frac{17.345 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.133\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.133\text{MPa} < \tau_u^- = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

• Vérification d'adhérence

$$\tau_{\text{ser}} < \tau_{\text{se}}^-$$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \leq \tau_{\text{se}}^- = \psi_s^- \cdot f_{t28} = 3.15\text{MPa}$$

$$\psi_s = 1.5 \text{ (acier Fe400, haute adhérence)}$$

$$\sum u_i = n\pi\emptyset = 5 \times 3.04 \times 1 = 15.7\text{cm}$$

n: nombre des barres

∅: Diamètre des barres (∅=10mm)

$$\tau_{ser} = \frac{17.345 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 0.157} = 0.944 \text{MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0.944 \text{MPa} < \tau_{se}^- = 3.15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

• **Vérification de la contrainte à l'ELS**

➤ **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = Ky \quad \text{avec} \quad k = \frac{M_{ser}}{I}$$

Position de l'axe neutre :

On a avec ($A' = 0$ $\eta = 15$)

$$y = n \frac{A_s + A'_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s + d \cdot A'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right)$$

$$y = 15 \frac{3.93}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{100 \times 13}{7.5 \times 3.93}} - 1 \right)$$

$$y = 3.93 \text{cm}$$

$$\Rightarrow I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - d')^2$$

$$I = \frac{100}{3} (3.37)^3 + 15 \times 3.93 (13 - 3.37)^2 = 6742.6 \text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8.539 \times 10^6}{6742.6 \times 10^4} = \frac{0.1266 \text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0.1266 \times 33.7 = 4.266 \text{MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{C V}$$

➤ **Vérification de la contrainte maximale de l'acier**

$$\sigma_s \leq \sigma_s^-$$

$$\sigma_s^- = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{c28} \right\} =$$

$$\sigma_s^- = \min \{ 267.67 \text{MPa}; 201.63 \text{MPa} \} = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \cdot k(d - y) = 15 \times 0.1266 (130 - 33.7) = 182.837 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 182.873 \text{MPa} < \sigma_s^- = 201.63 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Vérification de la flèche**

$$- \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{1.25} = 0.12 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$- \frac{l}{h} > \frac{1M_t}{10M_o} \Rightarrow \frac{0.15}{1.25} = 0.12 > 0.10 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$- \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{MPa} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 13} = 0.003 \leq 0.0105 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

III.3.6.Schéma de ferrailage

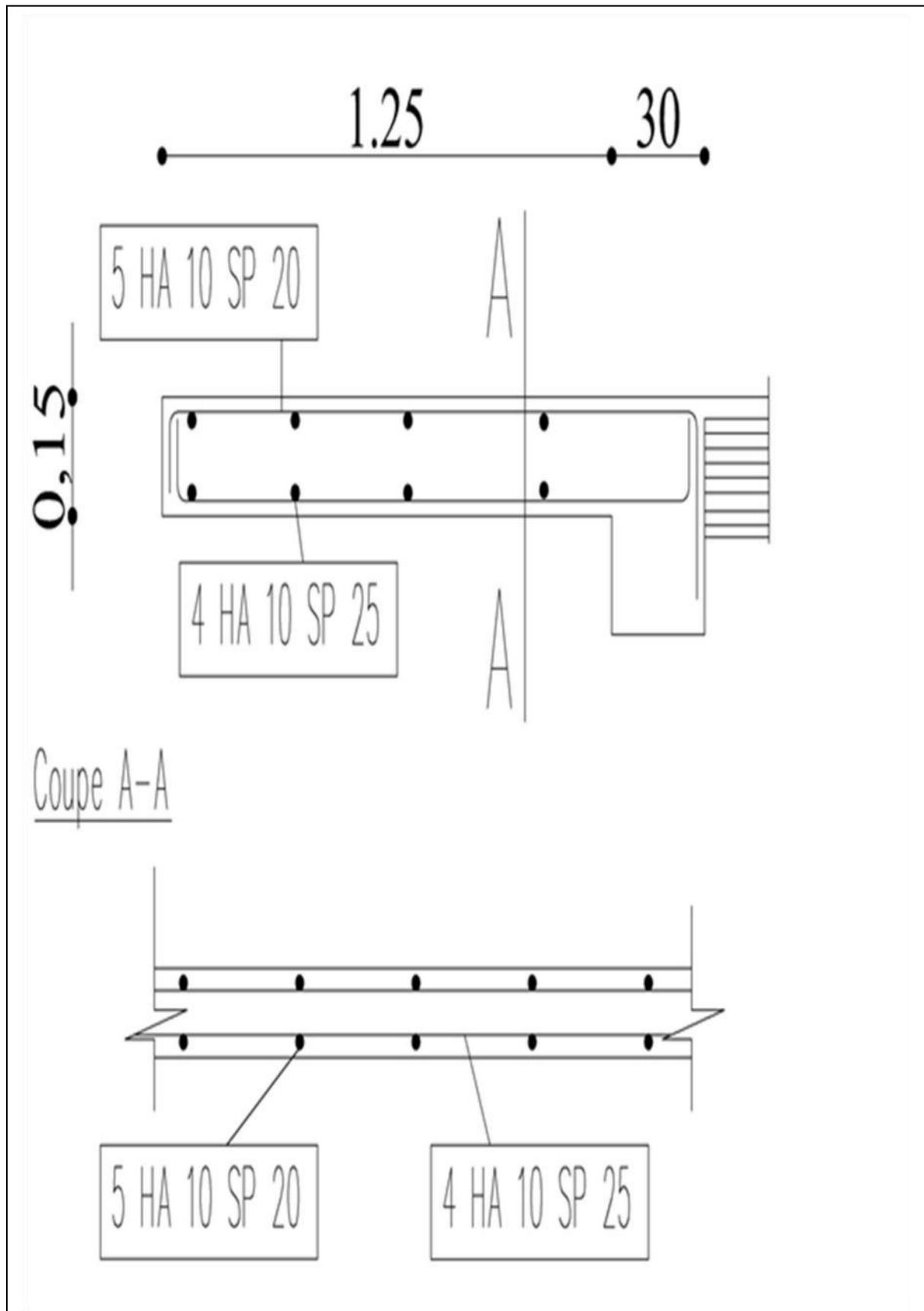


Figure III.4. Schéma de ferrailage de balcon

III-4. Calcul du plancher

III-4.1. Introduction

Les planchers sont des éléments horizontaux plans, permettant la séparation entre les niveaux Successifs, et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (**16+4**) associés a des poutrelles préfabriquées.

Le plancher a corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en **T**, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de **65cm**
- Remplissage en corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de **16cm**
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - ✓ Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - ✓ Résister aux efforts dus charges appliquées sur des surfaces réduites.

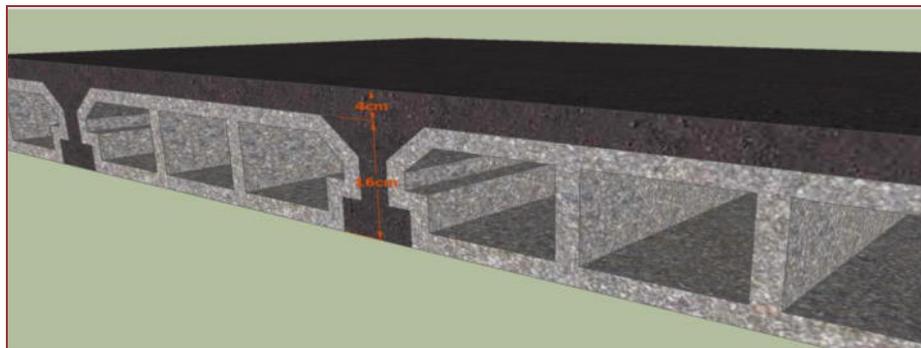


Figure III.5 :Plancher en corps creux

III.4.2.étude de poutrelle

Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus (critère de continuité) d'appuis car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

On a : b : largeur totale de compression

h : épaisseur du plancher.

L_x : distance maximale entre nus de deux poutrelles.

L_y : distance maximale entre nus des poutres perpendiculaires a L_x .

Donc : $0.4h \leq b_0 \leq 0.6h \Rightarrow 8\text{cm} \leq b_0 \leq 12\text{cm}$

En prend : $b_0 = 12\text{cm}$

On aura : $b = \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left\{ \frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right\} \Rightarrow b = 2 \min \left\{ \frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right\} + b_0$

$l_x = 65 - 12 = 55\text{cm}, l_y = 384\text{cm} \Rightarrow b \leq 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65\text{cm}$

On prend : $b=65\text{cm}$

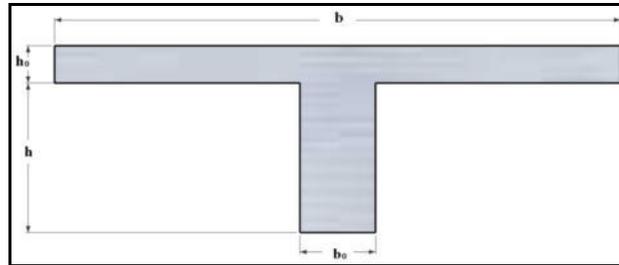


Figure III.6 : Poutrelle en T

III.4.3.Evaluation des charges

➤ **Plancher terrasse :**

$G=6.13 \text{ KN/m}^2 \quad Q=1\text{KN/m}^2$

➤ **Plancher étage courant :**

$G=5.12 \text{ KN/m} \quad Q=1.5\text{KN/m}^2$

On calcule le plancher le plus défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres Planchers des différents niveaux :

Le cas le plus défavorable c'est le cas de terrasse : $G=6.13\text{KN/m}^2$ et $Q=1 \text{ KN/m}^2$

III .4.4. Choix de la méthode de calcul :

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérées comme poutres Continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

➤ **Méthode forfaitaire :**

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1) $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents Travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\begin{cases} 0.8 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{l_n}{l_{n-1}} \leq 1.25 \end{cases}$$

- 4) Fissuration peu nuisible.

Si l'une des conditions vérifiée la méthode forfaitaire applicable

➤ **Application :**

1) **Plancher terrasse**

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 2G = 12.26 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots$ condition vérifié.

Plancher Etage courant

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10.24 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots$ condition vérifié.

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

3) La fissuration est peu préjudiciable.

4)
$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1.25 \quad \Leftrightarrow \quad 0.8 \leq 1.22 \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{l_n}{l_{n-1}} \leq 1.25 \quad \Leftrightarrow \quad 0.8 \leq 0.81 \leq 1.25 \end{array} \right. \dots\dots\dots$$
 condition vérifier

Remarque: les conditions d'application sont vérifié on utilise **la méthode forfaitaire**

Méthode forfaitaire

❖ **Application de la méthode :**

➤ α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanent et d'exploitation ; en valeur non pondérées : $\alpha = Q / G + Q$.

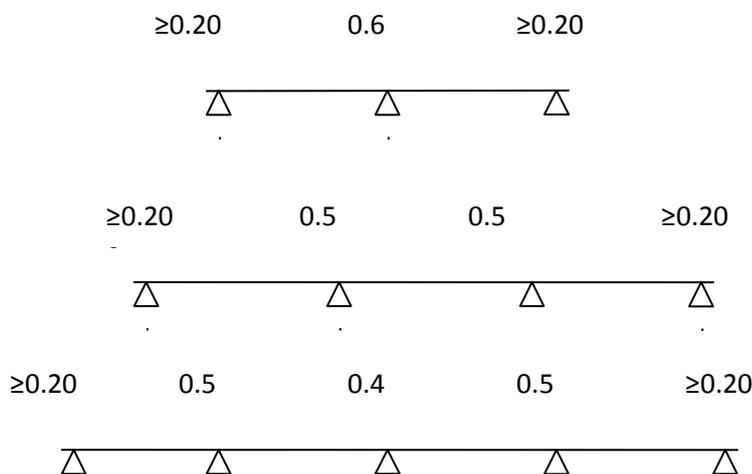
➤ M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de compression, avec : $M_0 = \frac{q.l^2}{8}$.

➤ M_w, M_e : Sont des moments sur appuis.

➤ M_t : Moment sur travée avec :

- $M_t \geq \max \{ 1.05 . M_0 ; (1 + 0.3 \alpha) . M_0 - (M_w + M_e) / 2 \}$.
- $M_t \geq (1 + 0.3 \alpha) . M_0 / 2$: dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) . M_0 / 2$: dans une travée de rive.

➤ Le moment sur appuis à corde de nombre de travées.



• Calcul de M_0 :

E.L.U :

$$M_{0u} = \frac{P_u \cdot l^2}{8}$$

E.L.S :

$$M_{0s} = \frac{P_s \cdot l^2}{8}$$

❖ Calcul de l'effort tranchant isostatique :

E.L.U :

$$T_{0u} = \frac{P_u \cdot l}{2}$$

E.L.S :

$$T_{0s} = \frac{P_s \cdot l}{2}$$

❖ L'effort tranchant :

$$V_1 = T_0 + (M_e - M_w) / l$$

$$V_2 = - T_0 + (M_e - M_w) / l$$

1- Plancher terrasse :

➤ Charge permanentes : $G = 6.13 \text{ KN/m}^2$.

➤ Charge d'exploitations $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

Charges sur 0.65 m (distances entre poutrelles) :

➤ $G = 6.13 \times 0.65 = 3.984 \text{ KN/ml}$.

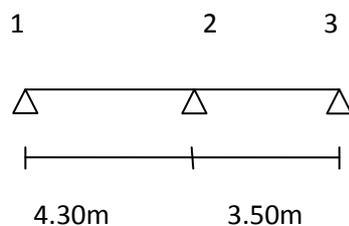
➤ $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$.

❖ Calcul statique :

E.L.U : $P_u = 1.35 \times 3.984 + 1.5 \times 0.65 = 6.353 \text{ KN/ml}$.

E.L.S : $P_s = 3.984 + 0.65 = 4.634 \text{ KN/ml}$

❖ Plancher 1^{er} type :



- ELU : $\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0,65}{3,984+0,65} \Rightarrow \alpha = 0,14$

$$1+0,3\alpha = 1+0,3\times 0,14 = 1.04$$

$$\text{Max}(1.05 ; 1+0.3\alpha) = 1.05$$

❖ Calcul les moments en travée et sur appuis à l'ELU.

➤ **Moment isostatique :**

Travée01 :

$$M_{01} = \frac{q_u l_1^2}{8} = \frac{6.353 \times 4.30^2}{8} = 14.683 \text{ KN.m}$$

Travée02 :

$$M_{02} = \frac{q_u l_2^2}{8} = \frac{6.353 \times 3.50^2}{8} = 9.728 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments des appuis :**

$$\text{Appui A : } M_{aA} = 0.20 \times M_0 = 0.20 \times 14.683 = 2.936$$

$$\text{Appui B : } M_{aB} = 0.6 \times \max(M_{01}; M_{02}) = 0.6 \times 14.683 = 8.809$$

$$\text{Appui C : } M_{ac} = 0.20 \times M_{02} = 0.20 \times 19.728 = 1.945$$

➤ **Les moments de la travée :**

Travée de rive AB :

$$M_t \geq (1.2+0.3 \alpha).M_0 / 2$$

$$M_t \geq (1.2+ (0.3 \times 0.14)).14.683/2 = 9.118$$

$$M_t \geq \max \{1.05. M_0 ; (1 +0.3 \alpha).M_0 - (M_w + M_e) / 2\}.$$

$$M_t \geq \max \{15.417; 9.427\} = 15.417$$

Travée de rive AB :

$$M_t \geq (1.2+0.3 \alpha).M_0 / 2$$

$$M_t \geq (1.2+ (0.3 \times 0.14)).9.728/2 = 6.041$$

$$M_t \geq \max \{1.05. M_0 ; (1 +0.3 \alpha).M_0 - (M_w + M_e) / 2\}.$$

$$M_t \geq \max \{10.214; 4.759\} = 10.214$$

Tableau III .2: Les valeurs des moments en travée et sur appuis à l'ELU

Travée	01		02
L (m)	4.30		3.50
M _{0u} (N.m)	14.683		9.728
Appui	01	02	03
Coef. Forfaitaire	0.20	0.6	0.20
M _A (KN.m)	2.936	8.809	1.945
M _t (KN.m) (c.1)	15.417		10.214
M _t (T.de rive)	9.118		6.041
M _t (resultant)	15.417		10.214

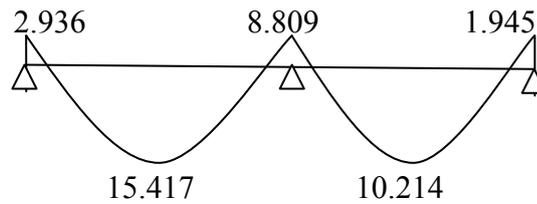


Figure III.7 : Diagramme les moments en travée et sur appuis à l'ELU

❖ Calcul de l'effort tranchant

E.L.U :

$$T_{ou} = P_u \cdot l / 2 = 13.658 \text{ KN.}$$

E.L.S :

$$T_{os} = P_s \cdot l / 2 = 11.117 \text{ KN.}$$

$$V_1 = T_0 + (M_e - M_w) / l.$$

$$V_2 = - T_0 + (M_e - M_w)$$

Tableau III.3: Les valeurs de l'effort tranchant sur appuis à l'ELU

Section	M_e (KN.m)	M_w (KN.m)	T_0 (KN)	L(m)	V_1 (KN)	V_2
1-2	2.936	8.809	13.685	4.30	12.292	-15.023
2-3	8.809	1.945	11.117	3.50	13.087	-9.115

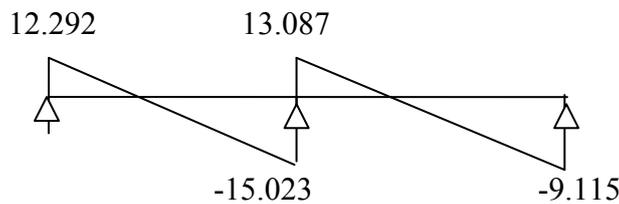


Figure III.8 : Diagramme des efforts tranchants A'ELU

❖ Calcul les moments en travée et sur appuis à l'ELS.

➤ Moment isostatique :

• Travée01 :

$$M_{01} = \frac{q_s l_1^2}{8} = \frac{4.634 \times 4.30^2}{8} = 10.710 \text{ KN.m}$$

• Travée02 :

$$M_{02} = \frac{q_s l_2^2}{8} = \frac{4.634 \times 3.50^2}{8} = 7.095 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments des appuis :

Appui A : $M_{aA} = 0.20 \times M_0 = 2.142$

Appui B : $M_{aB} = 0.6 \times \max(M_{01}; M_{02}) = 6.426$

Appui C : $M_{aC} = 0.20 \times M_{02} = 1.419$

❖ Les moments de la travée :

➤ Travée de rive AB:

$$M_t \geq (1.2+0.3 \alpha).M_0 /2$$

$$M_t \geq 6.650$$

$$M_t \geq \max \{1.05. M_0 ; (1 +0.3 \alpha).M_0 - (M_w + M_e) / 2\}.$$

$$M_t \geq \max \{11.245;6.875\}=11.245$$

➤ Travée de rive AB:

$$M_t \geq (1.2+0.3 \alpha).M_0 /2$$

$$M_t \geq 4.405$$

$$M_t \geq \max \{1.05. M_0 ; (1 +0.3 \alpha).M_0 - (M_w + M_e) / 2\}.$$

$$M_t \geq \max \{7.449;3.470\}=7.449$$

Tableau III.4: Les valeurs des moments en travée et sur appuis à l'ELS

Travée	1		2	
L (m)	4.30		3.50	
$M_{0u} = P_s.L^2 / 8(KN.m)$	10.710		7.095	
Appui	1	2	3	
Coef. Forfaitaire	0.20	0.6	0.20	
$M_A (KN.m)$	2.142	6.426	1.419	
$M_t (KN.m)$	11.245		7.479	
$M_t (T.de rive)$	6.650		4.405	
$M_t (resultant)$	11.245		7.479	

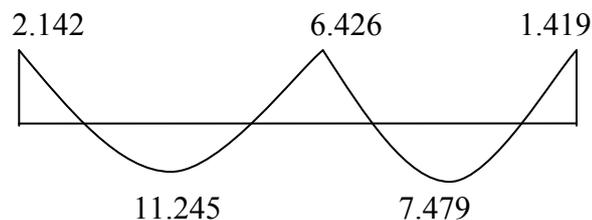


Figure III .9: Diagramme les moments en travée et sur appuis à l'ELS

❖ Calcul de l'effort tranchant :

➤ E.L.U.:

$$T_{ou} = P_u. l / 2 = 9.963KN.$$

➤ E.L.S.:

$$T_{os} = P_s. l / 2 = 8.109 KN.$$

$$V_1 = T_0 + (M_e - M_w) / l.$$

CHAPITRE III : CALCULS DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$V_2 = -T_0 + (M_e - M_w) / l.$$

Tableau III.5: Les valeurs de l'effort tranchant sur appuis à l'ELS

Section	M_e (KN.m)	M_w (KN.m)	T_0 (KN)	L (m)	V_1 (KN)	V_2 (KN)
1-2	2.142	6.426	9.963	4.30	8.966	-10.959
2-3	6.426	1.419	8.109	3.50	9.539	-6.678

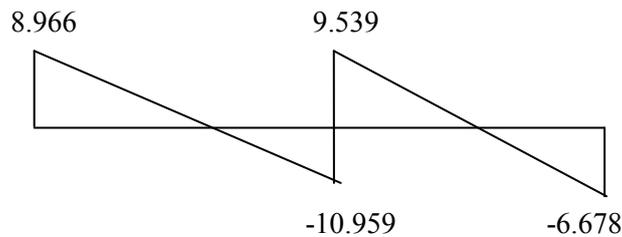


Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants A'ELS

III 4.5. Calcul des armatures longitudinales

Tableau III.6: Récapitulatif des résultats.

$M_{au}(\max)$ (KN.m)	$M_{ru}(\max)$ (KN.m)	V (max) (KN)
8.809	15.417	-15.023

$$b = 0.65 \text{ m} ; b_0 = 0.12 \text{ m} ; h_0 = 0.04 \text{ m} ; h = 0.2 \text{ m} ; d = 0.9h = 0.18 \text{ m}$$

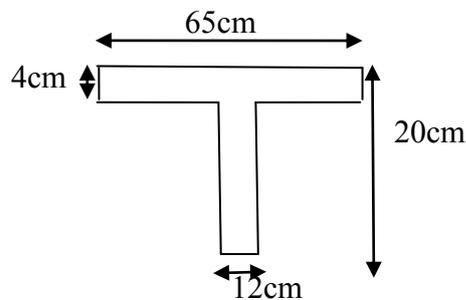


Figure III.11: Coffrage de la poutrelle.

D'après l'organigramme de la flexion simple nous trouverons les résultats suivants :

❖ Moment de référence :

En travée:

Les calculs des armatures s'effectuent comme une poutre de section en **T** Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$= 065 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) 10^3 = 59.07 \text{KN.m}$$

$M < M_t \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (b*h) ,b =65cm et h=20cm

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.417 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.051$$

$$\mu_L = 0.302$$

$$\mu_{bu} < \mu_L A'_s = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.051}) = 0.065$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$Z_b = 0.13(1 - 0.4 \times 0.065) = 0.12 \text{m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \times f_{sd}} = \frac{15.417 \times 10}{0.12 \times 348} = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}12/\text{ml} = 3.39 \text{cm}^2 A_u = 3.39 \text{cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :(Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_s}, f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23(65 \times 18) \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{cm}^2$$

$$\text{On remarque que : } A_{\min} < A_u = 3.39 \text{cm}^2$$

Sur appuis :

La table entièrement tendue donc la section à considérer pour le calcul est une section

Rectangulaire (b × h) = (12×20) cm².

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.809 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.159$$

$$\mu_L = 0.302$$

$$\mu_{bu} < \mu_L A'_s = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.159}) = 0.217$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$Z_b = 0.13(1 - 0.4 \times 0.217) = 0.11 \text{m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{8.809 \times 10}{0.11 \times 348} = 2.3 \text{ cm}^2$$

Soit : 2HA12/ml = 2.26 cm² A_u = 2.26 cm²

• **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} , f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23(20 \times 18) \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

On remarque que : A_{min} < A_u = 2.26 cm²

III.4.6. Les vérifications :

❖ **Vérification à l'E.L.U :**

➤ **En travée :**

• **Vérification de l'effort tranchant (Art III.2/BAEL 91)**

T = 15.023 KN

Il faut vérifier que $\tau_u < \tau_u^-$ FP

$$\tau_u^- = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u^- = \min \{ 2.5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} = \frac{15.023 \times 10^3}{650 \times 180} = 0.12 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.12 \text{ MPa} < \tau_u^- = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$

• **Vérification d'adhérence**

$$\tau_{ser} < \tau_{se}^-$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \leq \tau_{se}^- = \psi_s^- \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1.5$ (acier Fe400, haute adhérence)

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.03 \text{ mm}$$

n: nombre des barres

ϕ : Diamètre des barres ($\phi=12 \text{ mm}$)

$$\tau_{ser} = \frac{15.023 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 0.820 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 0.820 \text{ MPa} < \tau_{se}^- = 3.15 \text{ MPa}$ condition vérifier

➤ **En Appuis :**

T = 15.023 KN

Il faut vérifier que $\tau_u < \tau_u^-$ FP

$$\tau_u^- = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\tau_u^- = \min\{2.5\text{MPa}; 5\text{MPa}\} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{15.023 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.695\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.695 < \tau_u^- = 2.5\text{MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

• **Vérification d'adhérence**

$$\tau_{ser} < \tau_{se}^-$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \leq \tau_{se}^- = \psi_s^- \cdot f_{t28} = 3.15\text{MPa}$$

$$\psi_s = 1.5 \text{ (acier Fe400, haute adhérence)}$$

$$\sum u_i = n\pi\emptyset = 2 \times 3.14 \times 12 = 75.36\text{mm}$$

n : nombre des barres

\emptyset : Diamètre des barres ($\emptyset=12\text{mm}$)

$$\tau_{ser} = \frac{15.023 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36} = 1.23\text{MPa}$$

$$\tau_{ser} = 1.23\text{MPa} < \tau_{se}^- = 3.15\text{MPa} \quad \text{condition vérifier}$$

❖ **Calcul des Armature transversale et de l'espacement :**

➤ **Calcul des armatures transversales**

Le ferrailage transversal est calculé suivant les règlements suivant :

Suivant le **RPA99V2003(Article.7.5.2.2)**

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0 \\ S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_L \right) \dots \dots \text{zone nodale} \quad \text{Avec: } \emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset_1 \right) \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{zone courante} \end{cases}$$

\emptyset_L : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\emptyset_t \leq \min[5.7; 12; 12] = 5.7\text{mm}$$

Nous prendrons $\emptyset = 6\text{ mm}$; les armatures transversales sont : 2 $\emptyset 6$ ($A = 0.57\text{cm}^2$).

➤ **Calcul de l'espacement (St) :**

Zone courant ; $S_t \leq \min (0,9d. 40\text{cm})$

Zone nodal ; $S_t = S_t (\text{Zone courant}) / 2$

Donc :

$$S_t \leq \min (0,9 ; 40) = \min (16,2 ; 40)$$

$$S_t \leq 16.2\text{cm}$$

On prend : $St = 15 \text{ cm}$ (sauf pour le premier plan des armatures transversale qui sera placé à).

$$\frac{st}{2} = 7.5 \text{ cm}$$

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

a) la contrainte de compression dans le béton :

La fissuration étant peu préjudiciable, on doit vérifier.

➤ **En travée :**

$$M_{ser} = 11.245 \text{ KNm} ; b = 65 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; A = 3.39 \text{ cm}^2 ; A_s' = 0$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = Ky \quad \text{avec} \quad k = \frac{M_{ser}}{I}$$

Position de l'axe neutre :

$$\text{On a avec } (A' = 0 \quad \eta_l = 15)$$

$$y = n \frac{A_s + A_s'}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s + d \cdot A_s}{7.5(A_s + A_s')^2}} - 1 \right)$$

$$y = 15 \frac{3.39}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{18 \times 65}{7.5 \times 3.39}} - 1 \right)$$

$$y = 4.58 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA_s'(y - d')^2$$

$$I = \frac{65}{3} (4.58)^3 + 15 \times 3.39 (18 - 4.58)^2 = 11239.46 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{11.245 \times 10^6}{11239.46 \times 10^4} = 0.100 \text{ N/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0.100 \times 45.8 = 4.58 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

• **Vérification de la contrainte maximale de l'acier**

$$\sigma_s \leq \sigma_s^-$$

$$\sigma_s = \eta_l \cdot k(d - y) = 15 \times 0.100(180 - 45.8) = 201.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^- = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 201.3 \text{ MPa} < \sigma_s^- = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ cv}$$

➤ **En Appuis :**

$$M_{ser} = 6.426 \text{ KN.m} ; b = 12 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; A = 2.26 \text{ cm}^2 ; A_s' = 0$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = Ky \quad \text{avec } k = \frac{M_{ser}}{I}$$

Position de l'axe neutre :

On a avec ($A' = 0 \quad \eta = 15$)

$$y = n \frac{A_s + A'_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s + d \cdot A'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right)$$

$$y = 15 \frac{2.26}{12} \left(\sqrt{1 + \frac{18 \times 12}{7.5 \times 2.26}} - 1 \right)$$

$$y = 7.65 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - d')^2$$

$$I = \frac{12}{3} (7.65)^3 + 15 \times 2.26 (18 - 7.65)^2 = 5422.24 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{6.426 \times 10^6}{5422.24 \times 10^4} = 0.118 \text{ N/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0.118 \times 76.5 = 9.027 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

• Vérification de la contrainte maximale de l'acier

$$\sigma_s \leq \sigma_s^-$$

$$\sigma_s = \eta \cdot k(d - y) = 15 \times 0.118(180 - 76.5) = 183.195 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^- = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 183.195 \text{ MPa} < \sigma_s^- = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ cv}$$

• Vérification de la flèche

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad 2) \frac{l}{h} > \frac{1M_t}{10M_0} \quad 3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ MPa}$$

Avec :

l : La portée entre nus d'appuis (4,05m)

h : hauteur de la section (15cm)

M_t : moment max en travée

M_0 : moment de la travée de référence

A : section d'acier tendu en travée

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{475} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{ CNV}$$

Donc on va calculer la flèche et vérifiée celle-ci avec la flèche admissible

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015$$

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \times 0,015 \times 348 + 2,1} \right] = 0,840$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{120}{650}\right) \cdot 0,015} = 2,74$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0,4 \times 2,74 = 1,096$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + n \left[A_s \left(\frac{h}{2} - h' \right)^2 \right] = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 3,39 \left(\frac{20}{2} - 18 \right)^2 = 46587,733 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)} = \frac{1,1 \cdot 46587,733}{(1 + 2,74 \times 0,840)} = 155217186,5 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_v}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \cdot 46587,733}{(1 + 1,096 \times 0,840)} = 266819947 \text{ cm}^4$$

$$f_{g_i} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^g} = \frac{15,496 \times (475)^2}{10 \times 32164,19 \times 155217186,5} = 0,70 \text{ cm}$$

$$f_{g_v} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}^g} = \frac{15,496 \times (475)^2}{10 \times 10818,86 \times 266819947} = 1,21 \text{ cm}$$

• La flèche totale

$$\Delta f_t = (f_{g_v} - f_{g_i}) = (1,21 - 0,70) = 0,51 \text{ cm}$$

• La flèche admissible

$$L = 475 \text{ cm} < 500 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_{\max} = \frac{L}{500} = \frac{475}{500} = 0,95 \text{ cm}$$

Donc

$$\Delta f_t = 0,51 \text{ mm} < \Delta f_{\max} = 0,95 \text{ mm} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

III.4.7. Ferrailages des poutrelles

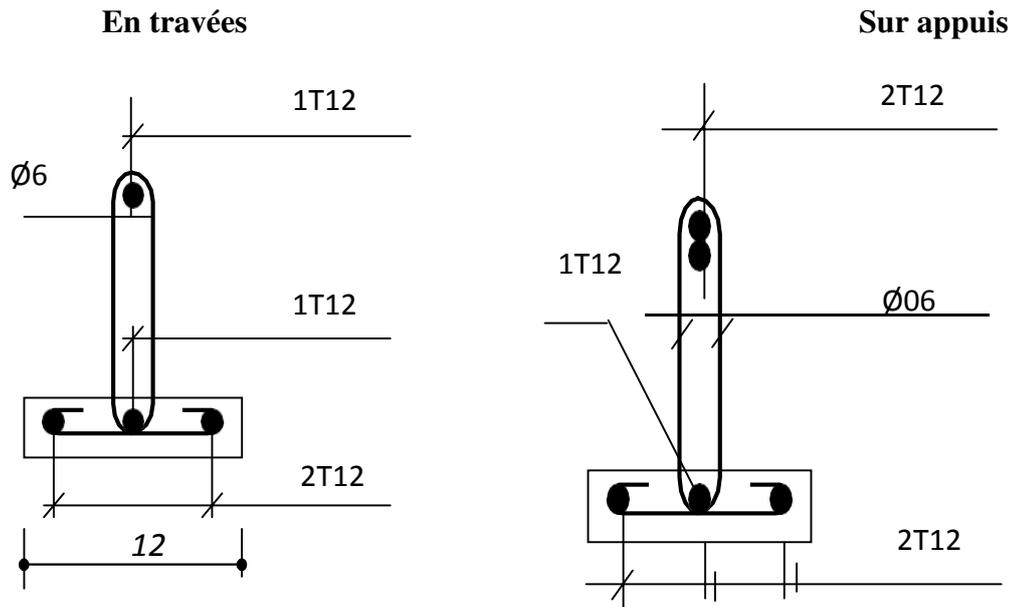


Figure III.12: Ferrailages des poutrelles

III.4.8. Dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de **4cm** le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- **33cm** : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- **20cm** : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

En pratique (en Algérie on considère un maillage de **20cm**)

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

➤ si: $L_1 \leq 50\text{cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à:

$$A_{\text{Nervure}} = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec } (L_1 \text{ en cm}) \text{ avec : un espacement : } S_t = 20\text{cm}$$

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 65\text{cm}$)

A_{Nervure} : Diamètre perpendiculaire à la poutrelle, $f_e = 520\text{MPa}$

(f_e : limite élastique des aciers utilisés)

Quadrillage de treilles soudé (**TLE520**).

$$A_{\text{Nervure}} = 4 \cdot \frac{65}{520} = \frac{0.5\text{cm}^2}{\text{ml}} \Rightarrow A_{\text{Nervure}} = 5\text{Ø6} = 1.41\text{cm}^2$$

Avec un espacement: $S_t = 20\text{cm}$.

$$A_{//\text{nervures}} = A_T / 2 = 1.41 / 2 = 0.705 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{//} = 5\text{Ø}6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_{//}$: diamètre parallèle aux poutrelles

III.4.9. Conclusion

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

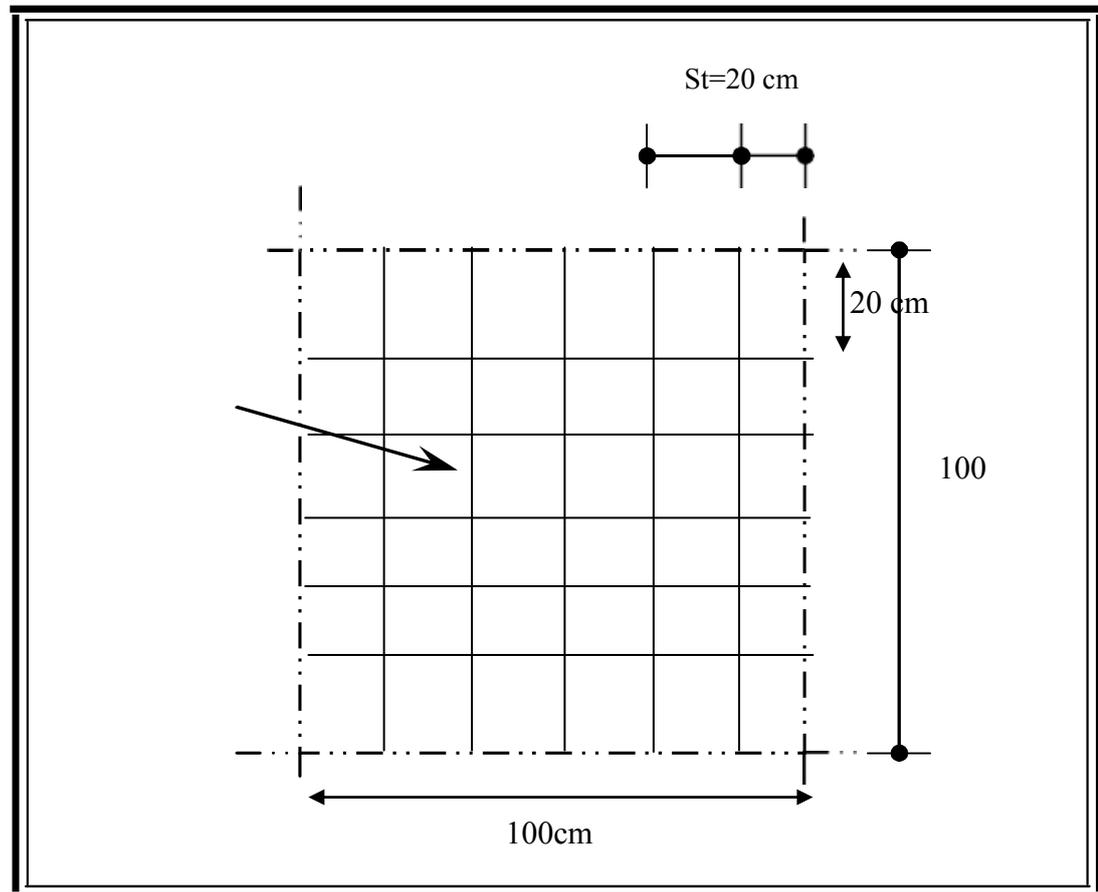


Figure III.13 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

III.5. Calcul des escaliers

III.5.1. Introduction :

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une construction.

Notre bâtiment comporte un type d'escaliers de deux volées composées d'une paillasse en béton armé et de marches rectangulaires.

- hauteur de l'étage $H_e=3,06m$
- hauteur de marche $h=17cm$
- nombre des marches $n=18$
- largeur de la marche $g = 30 cm$

D'où on adopte 9 marches par volée

III.5.2. charge et surcharge : (les escaliers d'habitation)

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé

en place. le chargement est donné pour une bande de 1ml de largeur.

• Evaluation des charges :

- **La paillasse :** $G=7.52KN/ml$ $Q=2.5KN/ml$
- **Le palier :** $G=5.35KN/ml$ $Q=2.5KN/ml$



III.5.3. Combinaisons des charges

➤ Palier :

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 q = (1,35 \times 5.35) + (1,5 \times 2.5) = 10.972 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = G + q = 5.35 + 2.5 = 7.85 \text{ KN/ml}$$

➤ La paillasse :

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 q = (1,35 \times 7.52) + (1,5 \times 2.5) = 13.902 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = G + q = 7.52 + 2.5 = 10.02 \text{ KN/ml}$$

- La charge équivalente :

$$Q_{eq} = \frac{Q_1 \times l_1 + Q_2 \times l_2}{l_1 + l_2}$$

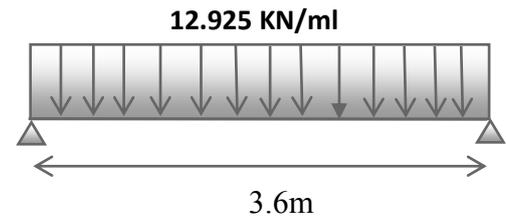
$Q_u = Q_s = Q_1$: La charge du paillasse.

$Q_u = Q_s = Q_2$: La charge du palier.

➤ A l'ELU

$$Q_{eq} = \frac{(13.902 \times 2.4) + (10.972 \times 1.2)}{(2.4 + 1.2)}$$

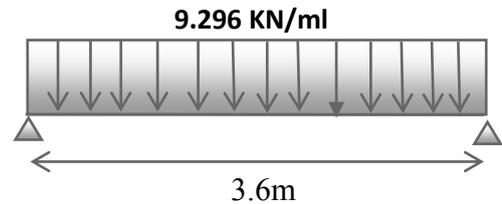
$$Q_{eq} = 12.925 \text{ KN/ml}$$



➤ A l'ELS

$$Q_{eq} = \frac{(10.02 \times 2.4) + (7.85 \times 1.2)}{(2.4 + 1.2)}$$

$$Q_{eq} = 9.296 \text{ KN/ml}$$



III.5.4. Calcul des moments :

➤ Moments isostatiques :

- A l'ELU :

$$M_0 = q_{eq} \cdot \frac{l^2}{8} = 12.925 \times \frac{3.6^2}{8} = 20.938 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS :

$$M_0 = q_{eq} \cdot \frac{l^2}{8} = 9.296 \times \frac{3.6^2}{8} = 15.059 \text{ KN.m}$$

➤ Moments fléchissant:

• Sur appuis:

- A l'ELU :

$$M_{ua} = 0.3M_0 = 0.3 \times 20.938 = 6.281 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS :

$$M_{as} = 0.3M_0 = 0.3 \times 15.059 = 4.517 \text{ KN.m}$$

• En travée:

- A l'ELU :

$$M_{tu} = 0.85M_0 = 0.85 \times 20.938 = 17.797 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS :

$$M_{ts} = 0.85M_0 = 0.85 \times 15.059 = 12.800 \text{ KN.m}$$

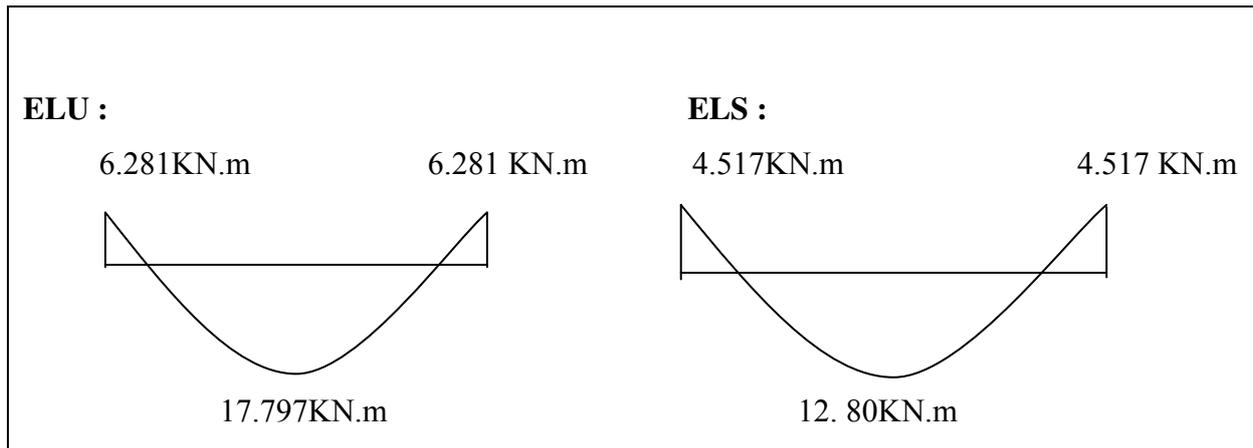


Figure III.14: Diagrammes des moments fléchissant en travées et en appuis.

III.5.5. Calcul de ferrailage:

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de

Largeur $b=1m$

Tableau III.7 :Calcul De Ferrailage

b(cm)	d(cm)	$F_{t28}(MPa)$	h (cm)	$\sigma_{su}(MPa)$	$F_{c28}(MPa)$	$F_e(MPa)$	$F_{bc}(MPa)$	$d'(cm)$
100	13	2.1	15	348	25	400	14.2	2

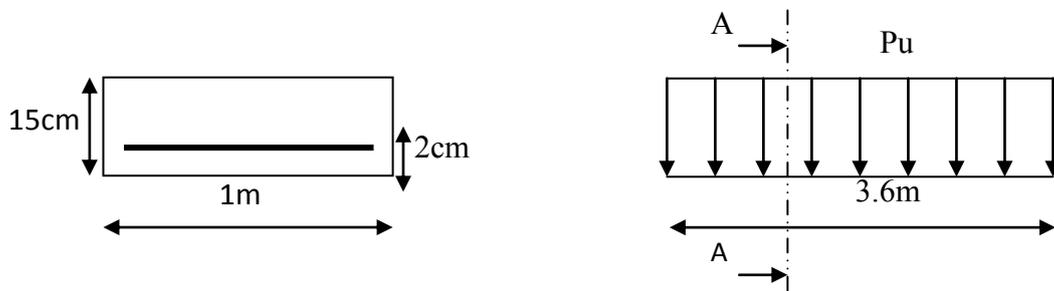


Figure III.15 : Coup A-A de paillasse

➤ En travée :

$$M_t = 17.797 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17.797 \times 10^{-8}}{1 \times 0.14^2 \times 14.2} = 0.074$$

$$\mu_{lu} = 391$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.074}) = 0.096$$

$$Z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 13(1 - 0.4 \times 0.096) = 12.5 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z_s \sigma_s} = \frac{17.797 \times 10}{0.125 \times 348} = 4.09 \text{ cm}^2$$

On va adopter en travée 6HA12/ml avec : $A_t=6.79\text{cm}^2$ $S_t=15\text{cm}$

➤ **En Appuis :**

$M_a=6.281\text{MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6.281 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.026$$

$$\mu_{lu} = 391$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) = 0.032$$

$$Z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 13(1 - 0.4 \times 0.032) = 12.8\text{cm}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z_s \sigma_s} = \frac{6.281 \times 10}{0.128 \times 348} = 1.41\text{cm}^2$$

On va adopter en appuis 4HA12/ml avec : $A_a=4.52\text{cm}^2$ $S_t=25\text{cm}$

• **Armateur de répartition :**

En travée :

$$A_{rt} = \frac{A_t}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.7\text{cm}^2$$

Soit : 4HA10 Avec : $A_t=3.14\text{cm}^2$ $S_t=25\text{cm}$

❖ **Vérification :**

III.5.5.1. Vérification A l'ELU :

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56\text{cm}^2$$

$$A_t = 6.79\text{cm}^2 > A_{min} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$A_a = 4.52\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

• **Vérification de la disposition des armatures : (Art824BAEL91)**

➤ **Armatures longitudinales**

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

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Armatures de répartitions**

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

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

• **Vérification de la longueur d'ancrage**

$$L_s = \frac{\sigma}{4\tau_{su}} \cdot f_e \psi = 1.5 \text{ pour FeE400}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25\text{cm}$$

Pour des raisons pratiques, on adoptera un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après le BAEL est fixée parfaitement pour les aciers à haute adhérence à $L_r = 0,4 L_s$ (L_r : longueur d'ancrage)

$$D'où : L_r = 0.4 \times 42.25 = 16,9\text{cm}$$

$$\text{Soit : } L_r = 20\text{cm}$$

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

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable

$$T_u = q_{eq} \frac{l}{2} = 12.925 \times \frac{3.6}{2} = 23.265\text{KN}$$

($T_{u \max} = 23.265\text{KN}$). donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{23.265 \times 10^3}{130 \times 1000} = 0.17\text{MPa}$$

$$\tau_u^- = \min \left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.17\text{MPa} < \tau^- = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

• **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

➤ **Influence sur le béton :** (Art .A.5.1.3.21BAEL.91version 99).

$$T_u < 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a \Rightarrow \text{avec : } a = 0.9d$$

a : longueur d'appuis

$$0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 1000 \times 117 \times 10^{-3} = 780\text{KN}$$

$$T_u = 23.265\text{KN} < 780\text{KN} \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Influence sur l'acier :**

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{1.15}{f_s} \left[T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

$$A_a = 4.52\text{cm}^2$$

$$\frac{1.15}{400} \left[23.265 + \frac{6.281 \times 10^2}{0.9 \times 13} \right] = 2.21\text{cm}^2$$

$$A_a = 4.52\text{cm}^2 > 2.21\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

• **Vérification de l'adhérence aux appuis :**

$$\tau_u < \tau_u^-$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \leq \tau_u^- = \psi_s^- \cdot f_{t28} = 3.15\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{23.265}{0.9 \times 0.13 \times 6\pi \times 12} = 0.87 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.87 \text{MPa} < \tau_u^- = 3.15 \text{MPa} \quad \text{condition vérifier}$$

III.5.5.2. Vérification A L'ELS :

❖ **Contrainte de compressions dans le béton :**

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que :

$$b = 1\text{m}; h = 15\text{cm}; d = 0.9h = 13\text{cm}$$

➤ **En travée :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K y_{aveck} = \frac{M_{ser}}{I}$$

Position de l'axe neutre :

$$\text{On a avec } (A' = 0 \quad \eta = 15)$$

$$y = n \frac{A_s + A'_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s + d \cdot A'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right)$$

$$y = 15 \frac{6.79}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{100 \times 13}{7.5 \times 6.79}} - 1 \right)$$

$$y = 4.22 \text{cm}$$

$$\Rightarrow I = \frac{b y^3}{3} + n A_s (d - y)^2 + n A'_s (y - d')^2$$

$$I = \frac{100}{3} (4.22)^3 + 15 \times 6.79 (13 - 4.22)^2 = 10356.501 \text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{12.80 \times 10^6}{10356.501 \times 10^4} = 0.123 \text{N/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0.123 \times 42.2 = 5.120 \text{MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **En Appuis :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$y = 15 \frac{4.52}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{100 \times 13}{7.5 \times 4.52}} - 1 \right) = 3.57 \text{cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (3.57)^3 + 15 \times 4.52 (13 - 3.57)^2 = 7545.751 \text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{4.517 \times 10^6}{7545.751 \times 10^4} = 0.059 \text{N/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0.059 \times 35.7 = 2.10 \text{MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ Etat limite d'ouverture des fissures :

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

❖ Etat limite déformation (vérification de la flèche) :

On peut dire que ; Si ces trois conditions ci-après vérifiées ou observées, le calcul de la flèche n'est pas vraiment indispensable.

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{l}{h} > \frac{1M_t}{10M_0} \qquad 3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ MPa}$$

$$1) \frac{h}{l} = \frac{15}{360} = 0.041 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{ CNV}$$

$$2) \frac{l}{h} = 0.041 > \frac{1M_t}{10M_0} = \frac{17.797}{20.938} = 0.084 \dots \dots \dots \text{ CNV}$$

$$3) \frac{A}{b.d} = \frac{6.79}{100 \times 13^2} = 0.00401 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \text{ MPa} \dots \dots \text{ CV}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} < f^-$$

$$I_0 = \frac{b.h^2}{12} + 15 \left[A_s \left[\frac{h}{2} - h'' \right]^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{100.15^2}{12} + 15 \left[6.79 \left[\frac{15}{2} - 2 \right]^2 \right] = 31205.96 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{6.79}{100 \times 13} = 0.00522$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3 \cdot 1) \cdot 0.00522} = 4.022$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0.4 \times 4.022 = 1.608$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot Z} \quad \text{et} \quad Z = d - \frac{y}{3}$$

$$y = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + 15 A_s} = \frac{\left(100 \times \frac{15^2}{2} \right) + (15 \times 6.79 \times 13)}{(100 \times 15) + (15 \times 6.79)}$$

$$y = 7.84 \text{ cm}$$

$$Z = 13 - \frac{7.84}{3} = 10.38 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{4.517 \times 10^4}{10.38 \times 6.79} = 640.88 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.00522 \times 640.88) + 2.1} = 0.762$$

$$I_i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_i)} = \frac{1.1 \times 31205.96}{1 + (0.762 \times 4.022)} = 8444.907 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{31205.96}{1 + (0.762 \times 1.608)} = 14023.284 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 10818.86\text{MPa}$$

$$E_i = 32164.20\text{MPa}$$

$$f_i = \frac{M_{ser}}{10E_i I_i} = \frac{4.517 \times 10^6}{10 \times 32164.20 \times 8444.907 \times 10^4} = 2.15\text{mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser}}{10E_v I_v} = \frac{4.517 \times 10^6}{10 \times 10818.86 \times 14023.284 \times 10^4} = 3.85\text{mm}$$

$$\Delta f_t = 2.15 + 3.85 = 6\text{mm}$$

$$f^- = \frac{L}{500} = \frac{3600}{500} = 7.2\text{mm}$$

Donc :

$$\Delta f_t < f^- \dots\dots \text{CV}$$

III.5.6. Schéma de ferrailage

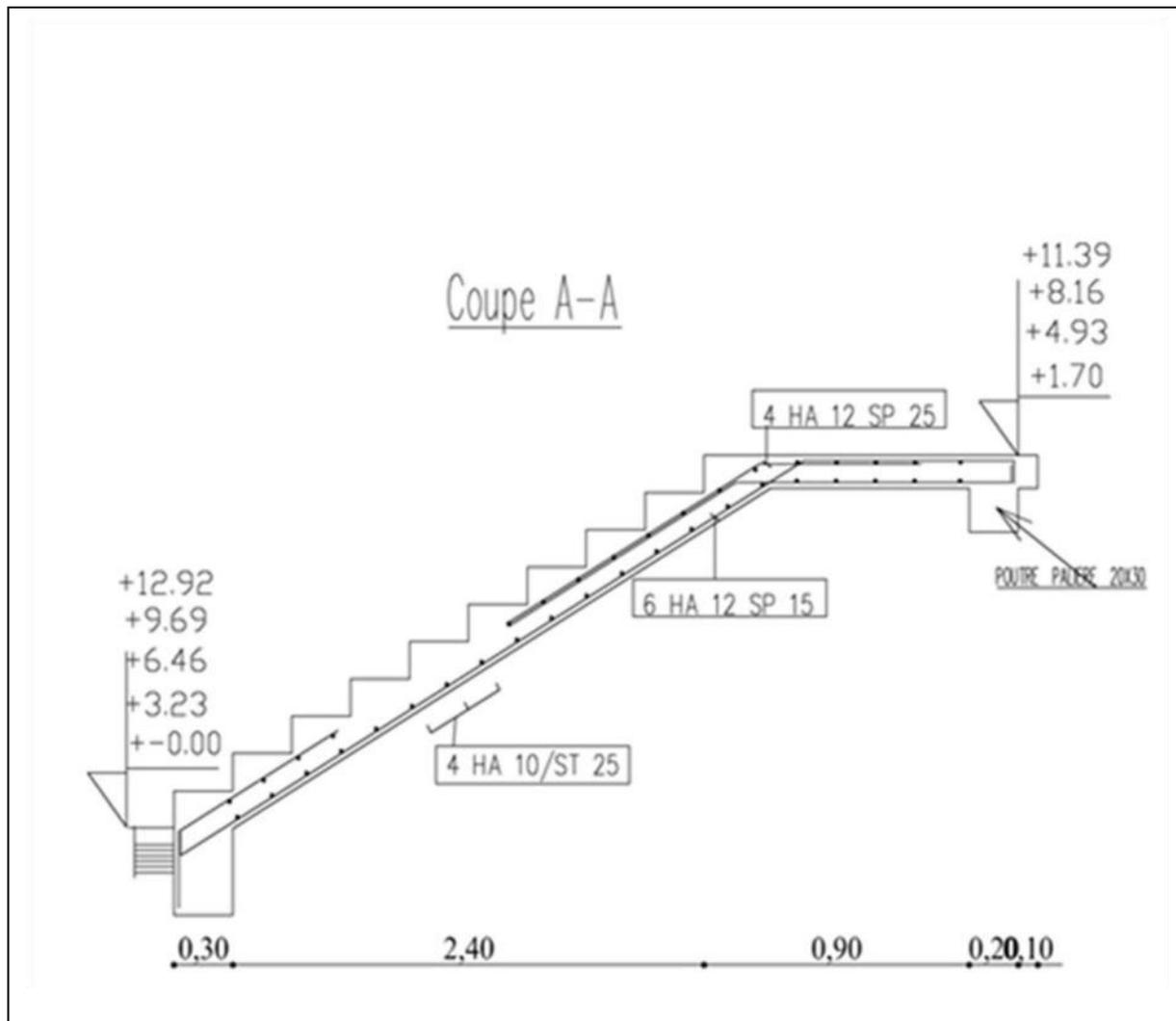


Figure III.16 : Schéma de ferrailage

III.6. Etude de la poutre palière :

III.6.1. Introduction :

La poutre palière est soumise simultanément à la flexion simple due à son poids propre, la torsion due au moment sur appui du palier de repos. Le calcul de cette poutre sera mené comme si elle est horizontale et bi-encastée à ses deux extrémités dans les poteaux de l'ossature porteuse.

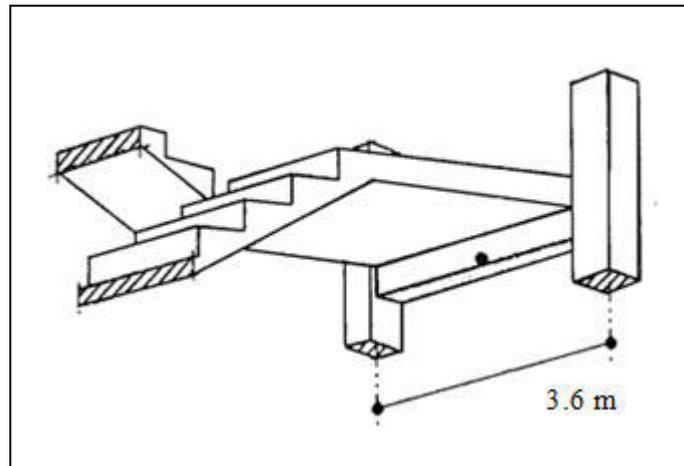


Figure III.17 : Vue 3D pour la poutre palière

III.6.2. Pré dimensionnement

L : la portée entre axes des appuis ; $L=360$ cm

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{360}{15} \leq h_p \leq \frac{360}{10}$$

$$\Rightarrow 24 \leq h_p \leq 36$$

Selon RPA99 /V2003 on adopte $h_p = 30$ cm

$$0.4h_p \leq b \leq 0.8h_p \Rightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.8 \times 30$$

$$\Rightarrow 12 \leq b \leq 24 \dots \text{On adopte } b = 20 \text{ cm}$$

-Vérification selon le RPA:

- $b = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$
- $h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$
- $h/b = 30/20 = 1,5 < 4 \dots \dots \dots \text{CV}$

Donc les dimensions de la poutre de palier sont de $(30 \times 20) \text{ cm}^2$

III.6.3. Schéma statique :

Le modèle réduit de calcul de poutre palière est présenté dans la figure

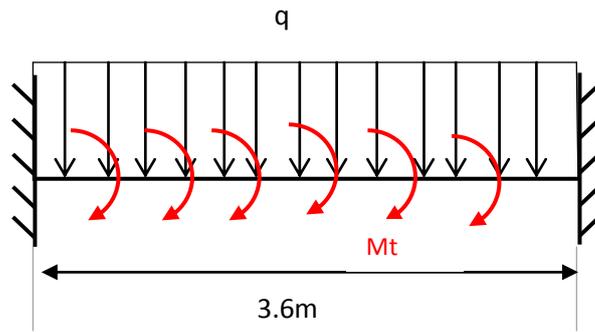


Figure III.18 : schéma statique de la poutre palier

III.6.4.Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $0,30 \times 0,20 \times 25 = 1.5 \text{ KN/ml}$
 - Poids propre du mur :(mur extérieure) : $2.81 \times 1,53 = 4.3 \text{ kn/ml}$
 - Le poids de palier : $G_p = 5,35 \text{ KN/ml}$.
- Donc $G = 1.5 + 4.3 + 5,35 = 11.2 \text{ KN/ml}$.
- $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$.

III.6.5.Combinaison d'action:

- à l'ELU : $P_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 11.2 + 1,5 \times 2,5 = 18,87 \text{ KN/m}$
- à l'ELS : $P_{ser} = G + Q = 11.2 + 2,5 = 13,7 \text{ KN/m}$

Le moment isostatique à L'ELU:

$$M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{18.78 \times 3.6^2}{8} = 30.569 \text{ KN.m}$$

Le moment sur appuis :

$$M_{ua} = 0,3M_0 = 0,3 \times 30.569 = 9.170 \text{ KN.m}$$

Le moment sur travée :

$$M_{ut} = 0,85M_0 = 0,85 \times 30.569 = 25.983 \text{ KN.m}$$

Le moment isostatique à L'ELS:

$$M_0 = \frac{P_{ser} \times l^2}{8} = \frac{13.7 \times 3.6^2}{8} = 22.170 \text{ KN.m}$$

Le moment sur appuis :

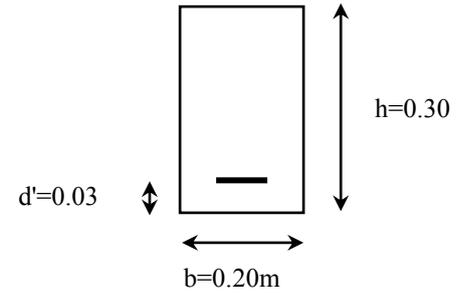
$$M_{ua} = 0,3M_0 = 0,3 \times 22.170 = 6.658 \text{ KN.m}$$

Le moment sur travée :

$$M_{ut} = 0,85M_0 = 0,85 \times 22.170 = 18.864 \text{ KN.m}$$

III.6.7. Ferrailage

$$\begin{cases} b = 20\text{cm} \\ h = 30\text{cm} \\ d = 27\text{cm} \\ c = 3\text{cm} \end{cases}$$



➤ En travée :

$$M_u = 25.983\text{KN.m/ml}; \quad M_{ser} = 18.864\text{KN.m/ml}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.37$$

$$\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa,} \\ \text{acier FeE400.} \end{cases} \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.289$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{25.983}{0.2 \times 0.27^2 \times 14.2 \times 10^8} = 0.125$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow (As' = 0, \text{section d'acier comprimée})$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.125}) = 0.167$$

$$z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 27(1 - 0.4 \times 0.167) = 25.19\text{cm}$$

$\alpha = 0.167 < 0.259$, l'ELU est atteint en pivot A, avec :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_u \cdot f_{su}} = \frac{25.983 \times 10}{0.251 \times 348} = 2.98\text{cm}^2$$

Le ferrailage minimal : (BAEL DTU P175 et BAEL A.4.2 P29) :

En plus de la condition de non fragilité on ajoute pour les poutres la section d'acier minimale recommandée par les règles (RPA99v2003 .7.5.2.1 P165)

$$A_{smin} \geq \max \left\{ 0.005bh; \frac{bh}{1000}; 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_s} \right\}$$

$$A_{smin} \geq \max \left\{ 0.005 \times 20 \times 30; \frac{20 \times 30}{1000}; 0.23 \times 20 \times 30 \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_s \geq \max\{A_{smin}; A_s\} = 3\text{cm}^2$$

$$\text{On adopte 3T12 avec } A_s = 3.39\text{cm}^2$$

-En Appuis:

$$M_u = 9.170\text{KN.m/ml}; \quad M_{ser} = 6.658\text{KN.m/ml}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.37$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa,} \\ \text{acier FeE400.} \end{array} \right. \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.289$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{9.170}{0.2 \times 0.27^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.044$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow (As' = 0, \text{section d'acier comprimée})$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.044}) = 0.056$$

$$z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 27(1 - 0.4 \times 0.056) = 26.39 \text{ m}$$

$\alpha = 0.056 < 0.259$, l'ELU est atteint en pivot A, avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_u \cdot f_{su}} = \frac{9.170 \times 10}{0.263 \times 348} = 1.01 \text{ cm}^2$$

• **Le ferrailage minimal :**

$$A_{smin} \geq \max \left\{ 0.005bh; \frac{bh}{1000}; 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_c} \right\}$$

$$A_s \geq \max \{ A_{smin}; A_s \} = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} \text{ (RPA)} = 3 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 3T12 \text{ avec } A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

• **Armatures transversales :**

Suivant l'article **A.5.1, 22** des règles **BAEL91 modifié99** on a :

$$\frac{A_t f_{et}}{b s_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

S_t : est l'espacement des cours s'armatures transversales, qui est donné par l'article **7.5.2.2** des règles **RPA** comme suit :

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\varphi_1; 30 \text{ cm} \right\}$$

Avec φ_1 est le plus petit des diamètres longitudinales c.-à-d. 1.4 cm,

$$S_t \leq 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Donc adopte } S_t = 7 \text{ cm}$$

• **Hors zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm,}$$

Donc on adopte : et $S_t = 15\text{cm}$.

$$A_t \geq \frac{b \times s_t \times 0.4\text{MPa}}{f_{et}} = \frac{20 \times 15 \times 0.40}{235} = 0.51$$

$$A_t = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 15 \times 20 = 0.9 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.6.7. 1.Vérification de l'effort tranchant à (L'ELU):

$$V_u = \frac{P_u l}{2} = 18.87 \times \frac{3.6}{2} = 33.966\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{33.966 \times 10^3}{200 \times 270} = 0.629 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 0.629 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.6.7.2.Vérification à l'ELS:

➤ Vérification des contraintes :

• En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{25.983}{18.864} = 1.37$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 > \alpha = 0.167$$

• En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9.170}{6.658} = 1.37$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 > \alpha = 0.056$$

Donc pas vérification des contraintes à L'ELS.

III.6.7.3. Vérification de la flèche

Avant de passer à la vérification de la flèche proprement dit, on doit examiner les conditions de non vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles BAEL comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left\{ \frac{L}{16} ; \frac{M_t L}{10 M_0} \right\} \\ A_s \leq \frac{4.2bd}{f_s} \\ L \leq 8.00\text{m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 25.983 \text{ KNm/ml} \\ M_0 = 30.569 \text{ KNm/ml} \\ L = 3.6 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \begin{cases} h = 30\text{cm} > \max \left\{ \frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10M_0} \right\} = \max \left\{ \frac{360}{16}; \frac{25.983 \times 360}{10 \times 30.569} \right\} = 30\text{cm} \text{ condition Vérifiée.} \\ A_s = 3.39\text{cm}^2 \leq \frac{4.2b_0 d}{f_e} = \frac{4.2 \times 20 \times 27}{400} = 5.67\text{cm}^2 \text{ condition Vérifiée.} \\ L = 3.6\text{m} \leq 8.00 \text{ m. condition Vérifiée} \end{cases}$$

III.6.7.4.Ferrailage sous sollicitations de torsion :

a) Calcul de la contrainte tangentielle de torsion :

Selon l'article A.5.4.2 des règles BAEL91 modifiée99, les contraintes de cisaillement dues à la torsion pour une section $\tau_{uT} = \frac{T_u}{2\Omega b_0}$

Avec :

$$b_0 = \frac{a}{6}$$

a : le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section

Ω : l'aire du contour à mi- épaisseur des parois (aire hachuré dans la **Fig III .19**)

T_u :le moment de torsion ultime, dont 'il est égale à : **6.112KNm**,

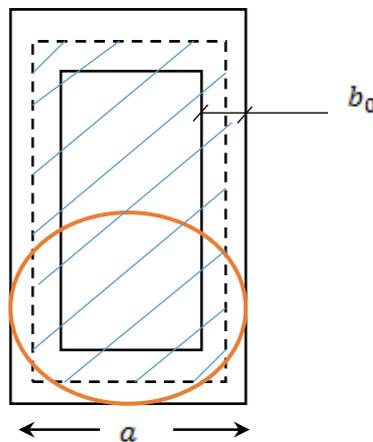


Figure III .19 : Aire de la section

Donc :

$$a = 0.20\text{m} \rightarrow b_0 = \frac{0.20}{6} = 0.033 \text{ m}$$

$$\Omega = (b - b_0)(h - b_0) = (0.20 - 0.033)(0.30 - 0.033) = 0.044 \text{ m}^2$$

Calcul de moment de torsion à l'E.L.U :

$$M_t = c \frac{1}{2}$$

$$c = V_u \times 0.1 = 33.966 \times 0.1 = 3.369$$

$$M_t = 3.369 \frac{3.6}{2} = 6.112 \text{KN.m}$$

$$\rightarrow \tau_{uT} = \frac{6.112 \times 10^3}{2 \times 440 \times 3.3} = 2.10 \text{ MPa.}$$

b) Vérification des contraintes tangentiels :

L'article A.5.4.3 des règles BAEL91 recommande de faire la vérification suivante :

$$\sqrt{\tau_{uT}^2 + \tau_{uV}^2} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sqrt{\tau_{uT}^2 + \tau_{uV}^2} = \sqrt{2.10^2 + 0.629^2} = 2.1 \text{ MPa} > \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa condition Vérifiée}$$

c) Détermination des armatures de torsion :

➤ **Les armatures longitudinales :**

Suivant la règle des coutures décrit par l'article A.5.3.1 des règles BAEL91 on à :

$$\frac{\sum A_l f_s}{U \gamma_s} = \frac{T_u}{2\Omega}$$

Où :

$\sum A_l$: est la section des armatures longitudinales engendrés par la torsion, et que l'on note A_s^t ,

U : le périmètre de l'aire Ω , et qui se calcul comme suit :

$$U = [(b - b_0) + (h - b_0)] \times 2 = [(0.20 - 0.033) + (0.30 - 0.033)] \times 2 = 0.868 \text{m}$$

Par conséquent on n'aura :

$$A_s^T = \frac{\gamma_s U T_u}{2 f_s \Omega} = \frac{1.15 \times 0.868 \times 0.006}{2 \times 400 \times 0.044} = 1.7 \cdot 10^{-4} \text{m}^2 = 1.7 \text{ cm}^2$$

Description des barres :

On adopte pour les armatures longitudinales de torsion : 3T12 avec

$$A_s^T = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures transversales :**

Selon la même règle on à :

$$\frac{A_t^T f_{st}}{s_t \gamma_s} = \frac{T_u}{2\Omega}$$

$$\rightarrow A_t^T = \frac{\gamma_s s_t T_u}{2 f_{st} \Omega} = \frac{1.15 \times 0.15 \times 0.006}{2 \times 235 \times 0.006} = 5 \cdot 10^{-4} \text{m}^2 = 0.5 \text{ cm}^2$$

• Ferrailage totale :

La poutre palier, on doit superposer les deux ferrailages de flexion et de torsion :

a) Armatures longitudinales :

➤ En travée :

$$A_s^{\text{travée}} = A_s^{\text{flexion}} + A_s^{\text{torsion}} = 3T12 + 3T12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

➤ Sur appuis :

$$A_s^{\text{appuis}} = A_s^{\text{flexion}} + A_s^{\text{torsion}} = 3T12 + 3T12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + A_t^{\text{torsion}} = 0.9 + 0.5 = 1.4 \text{ cm}^2$$

On adopte alors pour les armatures transversales **5T8** avec $A_t = 2.51 \text{ cm}^2$, un cadre et un épingle de 8.

❖ Vérification au ferrailage minimale (Torsion-flexion) :

• Sur appuis :

On doit vérifier que :

$$\frac{A_s f_e}{b_0 U} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \frac{A_s f_e}{b_0 U} = \frac{6.78 \times 10^{-4} \times 400}{0.033 \times 0.868} = 9.46 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa}$$

• En travée :

$$\rightarrow \frac{A_s f_e}{b_0 U} = \frac{6.78 \times 10^{-4} \times 400}{0.033 \times 0.868} = 9.46 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa}$$

• Armatures transversales :

On doit vérifier que :

$$\frac{A_t f_{et}}{b_0 s_t} \geq 0.4 \text{ MPa,}$$

$$\rightarrow \frac{A_t f_{et}}{b_0 s_t} = \frac{2.51 \times 10^{-4} \times 235}{0.033 \times 0.15} = 11.916 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \text{c v.}$$

III.6.7.5.Schéma de ferrailage :

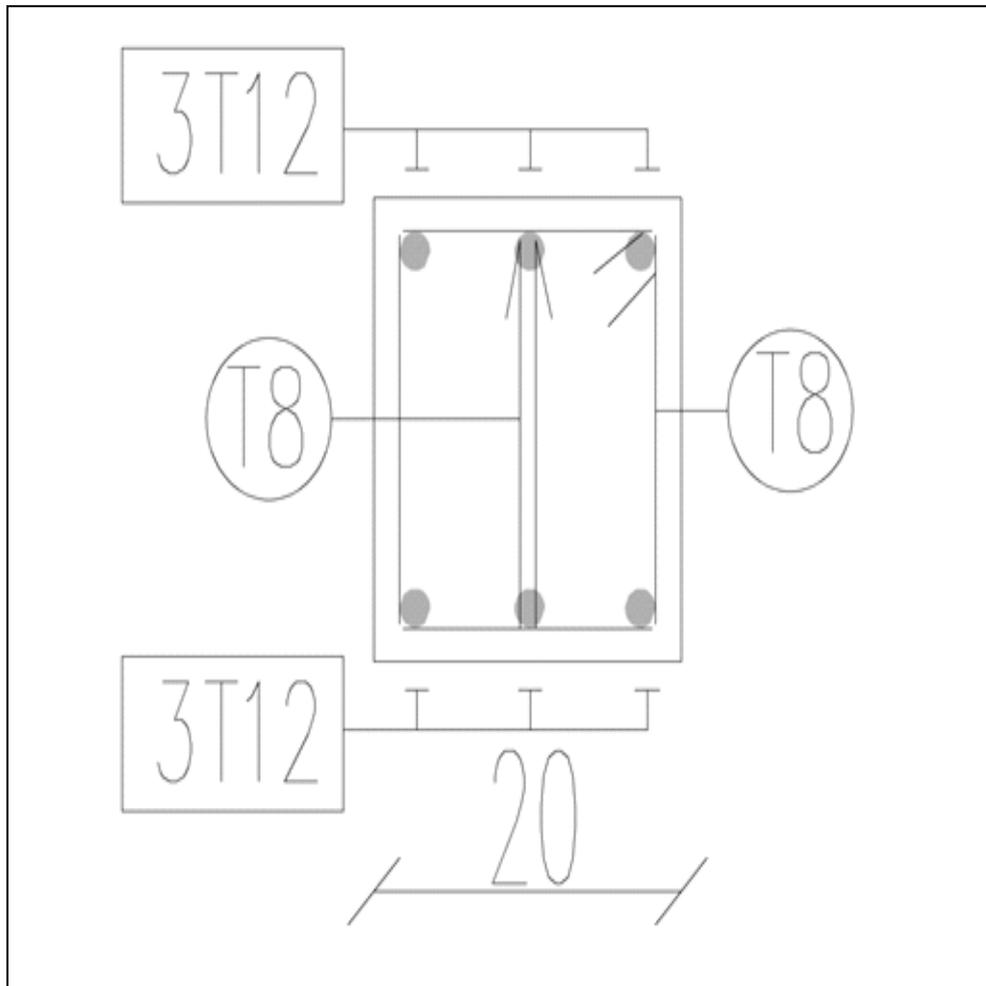


Figure III.20 : Schéma de ferrailage de la poutre palier.

CHAPITRE IV

ÉTUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction

Un tremblement de terre correspond à une vibration transitoire du sol provoquée par les ondes sismiques émises lors d'un déplacement du sol (rupture) le long d'une faille active à partir d'un point appelé foyer ou hypocentre.

Le point en surface (champs libre) situé à la verticale de l'hypocentre est appelé l'épicentre du tremblement de terre. La distance entre ce point et l'endroit d'enregistrement de l'accélérographe est appelée distance épacentrale.

La rupture cesse de se propager lorsque l'énergie potentielle des déformations épuisée. Une faille est ainsi réactivée par le séisme coupe les terrains, sans égard pour les Morphologies superficielles. Dans une région éprouvée par un grand séisme vont se succéder pendant un certain temps des séismes plus petits, les répliques. Ces répliques achèvent souvent la destruction des constructions endommagées par la secousse principale.

Le processus de rupture peut durer de quelques secondes (pour les séismes de courte durée) à quelques dizaines de secondes (pour les séismes de longue durée) .Dans les conditions réelles, les mouvements sismiques (accélération, vitesse et Déplacement) sont des mouvements qui se propagent au hasard dans les trois directions de l'espace. Les structures sont donc soumises à un mouvement de translation à trois composantes, qui s'exercent dans deux directions horizontales perpendiculaires et dans la direction verticale et à un mouvement de rotation correspond à une torsion autour d'un axe vertical et à deux mouvements de bascule autour des axes horizontaux. Le mouvement vertical est généralement plus faible que le mouvement horizontal (Entre 1/2 à 1/3), sauf dans la zone épacentrale où la composante verticale de mouvement peut être plus forte. Pour l'essentiel, on supposera que le séisme peut se produire à la verticale du bâtiment et que l'action sismique est constituée par un mouvement d'ensemble qui affecte la fondation de la construction : autrement dit que le terrain se meut comme un bloc sous la structure. On entend ici par fondation l'ensemble des points d'appuis supposés rigidement liés les uns aux autres.

IV. 2. Choix de la méthode de calcul

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus

Défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposé es parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées :

a. Méthode statique équivalente :

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

b. Méthode dynamique modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.3. Méthode statique équivalente**a. Principe de la méthode :**

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

N.B : cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions Constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante.
- la capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses Sismiques majeures.

b. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions qui sont motionnées dans le RPA 99 / version 2003.

c. Calcul de l'effort tranchant total par la méthode statique équivalente

Dans cette partie nous allons calculer, l'effort tranchant total à la base de notre bâtiment.

Cet effort doit être ensuite comparé à celui calculé par la méthode spectrale,

d. Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

-La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

-Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale conformément à l'article 4.3.6 du RPA 99 /version 2003

e. Présentation de la structure

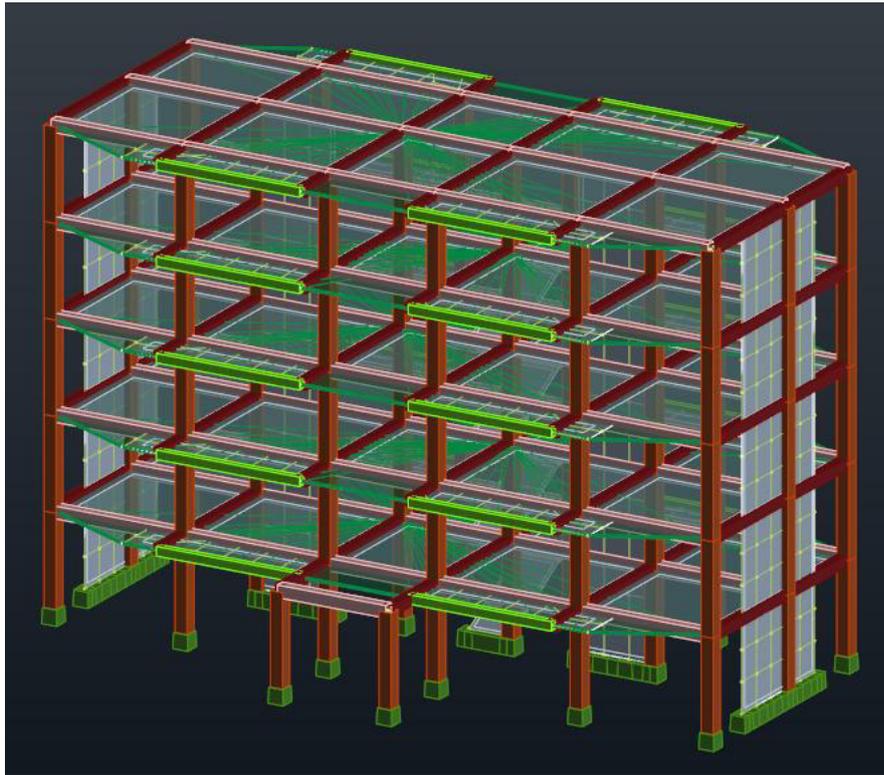


Figure IV.1 : Présentation de structure

IV. 3.1. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) des RPA99/Version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de Site, du facteur de correction d'amortissement (ζ) et de la période fondamentale De la structure (T).

- **R** : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est Donnée par le tableau (4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de Contreventement.

- **Q** : facteur de qualité de la structure, est fonction de la redondance et de la Géométrie des éléments qui la constituent, de la régularité en plan et en élévation Et de la qualité du contrôle de la construction.

-W: poids total de la structure.

IV. 3.1.1. Coefficient d'accélération de zone A

Le coefficient d'accélération de zone, A, est donné par le tableau 4.1 des RPA 99/Version.2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Pour un ouvrage du groupe 2 en Zone Ion a: $A= 0,08$.

IV. 3.1.2. Pourcentage d'amortissement critique ξ

La réponse des structures soumises aux forces sismiques variables au cours du temps, Dépend en particulier des propriétés d'amortissement des matériaux constitutifs de la Structure, du type de structure et de l'importance des remplissages ξ .

$\xi=10\%$ (R.P.A.tab 4-2).

IV. 3.1.3 Coefficient de comportement global de la structure R

Les valeurs du coefficient du comportement R sont données par la réglementation en Fonction du type de structure, des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages,

C'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Selon le tableau 4.3 des RPA99/version 2003, pour un système portiques contreventés par des voiles **R=4**

IV. 3.1.4. Facteur d'amplification dynamique moyen D

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du Facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{3/2} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{3/2} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site donnée par le **Tableau 4.7 Art 4.2.3 des RPA 99/Version 2003**. On a pour un site ferme (S2) $\Rightarrow T_2 = 0.40$ sec et $T_1=0.15$ sec.

h : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Pour $\xi = 10\%$ on a $\eta = 0.76$

Pour un période $T_2 = 0.4s$ on a : $D = 2.5 \eta = 0.76 \times 2.5 = 1.9 \Rightarrow D = 1.9$

IV. 3.1.5. Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T (h_N)^{3/4} \quad \text{(R.P.A. 4-6)}.$$

Avec

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier Niveau (N). $h_N = 15.3\text{m}$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, et du type de remplissage.

Il est donné par le tableau 4.6 du RPA99 / Version.2003. Pour portique auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie: $C_T = 0.050$

Donc : $T = 0.05 \cdot (15.3)^{3/4} = 0.38 \text{ s}.$

Pour ce type portique auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie

$$T = 0.09 h_N / (D)^{1/2}$$

D : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

Sens X:

$$D_x = 22.15\text{m} \Rightarrow T_x = (h_N \times 0.09) / \sqrt{D_x} = (15.3 \times 0.09) / \sqrt{22.15} = 0.292\text{s}$$

Sens Y:

$$D_y = 12.30\text{m} \Rightarrow T_y = (h_N \times 0.09) / \sqrt{D_y} = (15.3 \times 0.09) / \sqrt{12.30} = 0.392\text{s}$$

❖ **Calcul de la période caractéristique T_2 du site:**

La période caractéristique T_2 est associée à la catégorie du site donnée par le tableau (4.7) des **RPA99/Version2003**

Catégorie de site $S_2 \Rightarrow T_2 = 0.40\text{s}$

On aura alors:

Sens X \longrightarrow $T = 0.292\text{s}$ donc $0 \leq T \leq T_2$

Sens Y \longrightarrow $T = 0.392\text{s}$ donc $0 \leq T \leq T_2$

IV. 3.1.6. Facteur de qualité (Q)

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{(R.P.A.4.4)}.$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au tableau (4.4) RPA99/Version2003.

Le tableau suivant résume les pénalités appliquées à la structure.

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q

Critère q	Observé	N/observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	0.05
2- Redondance en plan.	0	0
3- Régularité en plan.	0	0
4- Régularité en élévation.	0	0
5- Contrôle de la qualité des matériaux.	0	0.05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	0.1

On a alors pour les deux sens $Q = 1 + 0.2$ d'où $Q = 1.2$

IV. 3.1.7. Poids total de la structure (W)

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge

d'exploitation, donné par le tableau (4.5) des RPA99/Version2003.

Pour un bâtiment à usage d'habitation :

$\beta = 0.20$ (Tab. 4.5 des RPA99/Version 2003) Donc à chaque niveau on a :

$$W_i = W_{Gi} + 0.20 W_{Qi}$$

Niveau terrasse $W_T = 245.14t$

Niveau3 $W_T = 237.836t$

Niveau2 $W_T = 237.836t$

Niveau1 $W_T = 237.836t$

Niveau RDC $W_T = 237.836t$

❖ **Evaluation du poids total**

$$W_{TOTAL} = W_{Terrasse} + W_3 + W_2 + W_1 + W_{RDC} = 1196.484t$$

Donc le poids total de la structure $W_{TOTAL} = 1196.484t$

IV. 3.2. Modélisation par brochette :

Le poids de chaque étage est concentré au niveau du centre de gravité de celui-ci, ainsi on obtient un système de 2 poids avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal). Les planchers sont considérés rigides, et le déplacement vertical est supposé négligeable. En conséquence, le bâtiment sera représenté comme il est représenté dans la figure suivant :

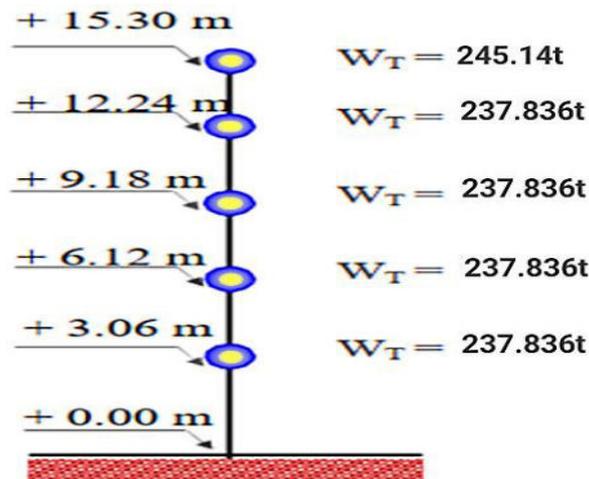


Figure IV.2: Distribution des poids de chaque étage

Donc La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \times W$$

$$V_x = V_y = ((0.08 \times 1.9 \times 1.2) / 4) \times 1196.484 = 54.559t$$

$$V_x = V_y = 54.559t$$

IV. 3.3. Distribution de la force sismique:

a) **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:**

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée selon la hauteur de la structure par les formules suivantes :

$$V = F_t + \Sigma F_i$$

Avec :

$$\begin{cases} F_t = 0.07 T.V & \text{si } T > 0.7s \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0.7s \end{cases}$$

Où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La force (V – Ft) doit être distribuée sur la hauteur suivant la formule :

$$F_t = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=0}^n W_j \times h_j}$$

Avec :

F_i : force horizontale au niveau i .

h_i : niveau du plancher.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

W_i, W_j : poids revenant aux planchers i, j

On a : $T = 0.38s < 0.7 s$, et donc $F_t = 0$;

Alors la formule de distribution des forces F_i devient :

$$F_t = \frac{V \times w_i \times h_i}{\sum_{j=0}^n w_j \times h_j}$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2: Distribution de la résultante des forces sismiques à chaque étage.

Niveau	$W_i(\text{KN})$	$h_i(\text{m})$	$W_i \times h_i$	$\sum_{i=0}^n w_j \times h_j$	$V(\text{KN})$	$V / \sum_{i=0}^n w_j \times h_j$	$F_i(\text{KN})$
terrasse	2451.4	15.30	37506.42	110284.234	545.59	0.00494	185.281
3	2378.36	12.24	29111.126	110284.234	545.59	0.00494	143.808
2	2378.36	9.18	21833.344	110284.234	545.59	0.00494	107.856
1	2378.36	6.12	14555.563	110284.234	545.59	0.00494	71.904
RDC	2378.36	3.06	7277.781	110284.234	545.59	0.00494	35.952

b. Distribution de l'effort tranchant à chaque étage

L'effort tranchant au niveau de l'étage k : $V_k = F_t + F_i$

On a : $T = 0.38s < 0.7s$, et donc $F_t = 0$

➤ Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.3 : Distribution de l'effort tranchant à chaque étage.

Niveau	$h_i(\text{m})$	$F_i(\text{KN})$	$V_i(\text{KN})$
terrasse	15.30	185.281	185.281
3	12.24	143.808	329.034
2	9.18	107.856	436.89
1	6.12	71.904	508.794
RDC	3.06	35.952	544.746

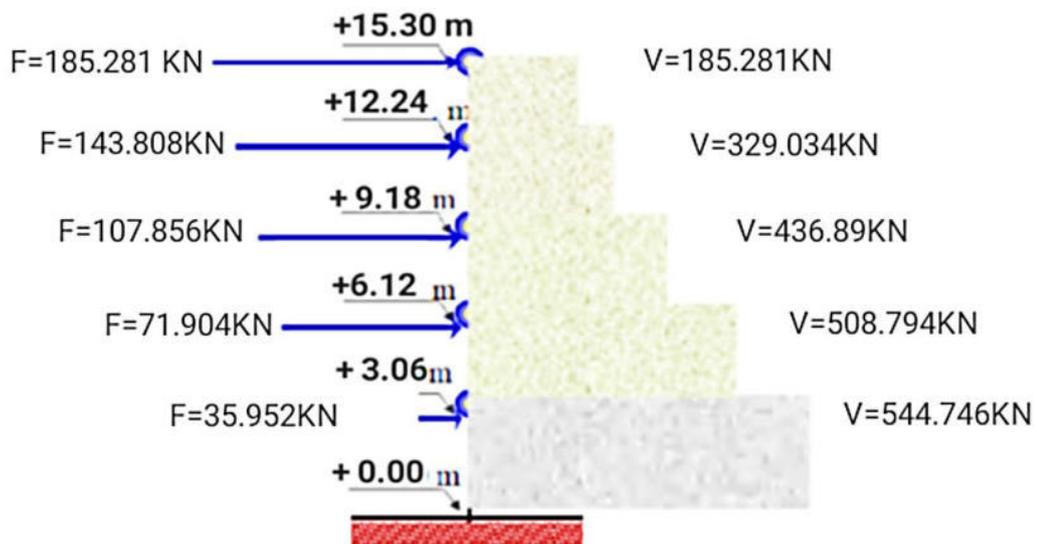


Figure IV.3 : Schéma représentant la distribution de la force sismique et l’effort tranchant selon la hauteur

IV.3.4.Vérification au renversement

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

M_s : Moment stabilisant, $M_s = W \times \frac{L}{2}$

M_r : Moment renversant, $M_r = \sum_{i=0}^n F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

Le calcul des moments de renversement causés par la force sismique à chaque étage est donné dans le tableau (3.4).

Tableau IV.4: Distribution du moment de renversement à chaque étage.

Niveau	h_i (m)	F_i (KN)	M_r (KN.m)
4	15.30	185.281	2834.799
3	12.24	143.808	1760.209
2	9.18	107.856	990.118
1	6.12	71.904	440.052
RDC	3.06	35.952	6135.191

Tableau IV.5: Vérification au renversement dans le sens longitudinal.

W(KN)	L _X (m)	L _X /2(m)	M _S	M _R	M _S /M _R	Vérification
11964.84	22.15	11.075	132510.603	6135.191	21.59	oui

Tableau IV.6: Vérification au renversement dans le sens transversal.

W(KN)	L _y (m)	L _y /2(m)	M _S	M _R	M _S /M _R	Vérification
11964.84	12.30	6.15	73583.766	6135.191	11.99	oui

En conclusion : La stabilité de la structure au renversement est vérifiée dans les deux sens.

IV.3.5. Calcul des déplacements de chaque niveau selon la Méthode Statique Equivalente

On a : $F_k \times g = W_k \times a_k \Rightarrow a_k = (F_k \times g) / W_k$

D'autres parts on a : $\delta_{ek} = a_k / \omega^2$

D'où : $\delta_{ek} = [(F_k \times g) / W_k] \times T^2 / (\pi)^2$

$g = 9.81 \text{ m/s}^2$

$\delta_{ek} = R \times [(F_k \times g) / W_k] \times T^2 / (2\pi)^2$

R : coefficient de comportement = 4 pour notre cas.

F_k: Force sismique au niveau (k)

W_k: Masse du niveau (k)

δ_k: Déplacement d'un niveau (k) par rapport au sol

$T = 0.38 \text{ s}$

$\Delta_x^k = \delta_x^k - \delta_x^{k-1}$

Δ_x^k: correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens

X

(Idem dans le sens y, Δ_x^k)

Tableau IV.7: Vérification du déplacement à chaque étage.

Niveau	F _{xi} (KN)	W _i (KN)	δ _x (m)	Δ _x (m)	Δ ⁻ (m)	observation
terrasse	185.281	2451.4	0.017	0.004	3.06	oui
3	143.808	2378.36	0.014	0.004	3.06	oui
2	107.856	2378.36	0.001	0.004	3.06	oui
1	71.904	2378.36	0.006	0.004	3.06	oui
RDC	35.952	2378.36	0.002	0.002	3.06	oui

Conclusion : Les déplacements relatifs Δk sont vérifiés.

IV. 4. Méthode dynamique modale spectrale

L'étude dynamique consiste à déterminer les caractéristiques de vibration, qui peuvent se développer dans une construction donnée, en vue de l'estimation de la charge sismique de Calcul la plus défavorable.

IV. 4.1. 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.

IV. 4.2. Spectre de réponse de calcul

Le spectre de réponse de calcul est donné par la formule (4.13) des RPA99/Version 2003

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

$A = 0.08$: coefficient d'accélération de zone (TAB 4.1 Article 4.2.3 des **RPA99/Version 2003**).

$\eta = 0.76$: facteur de correction d'amortissement (Article 4.2.3 des **RPA99/Version2003**).

$Q = 1.2$: facteur de qualité (Tab. 4.4 Article 4.2.3 des **RPA99/Version2003**).

$R = 4$: coefficient de comportement de la structure (Tab. 4.3 Article 4.2.3 des **RPA99/Version2003**).

$T_1 = 0.15$ s ; $T_2 = 0.40$ S : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tab. 4.7 Article 4.3.3 des **RPA99/Version2003**).

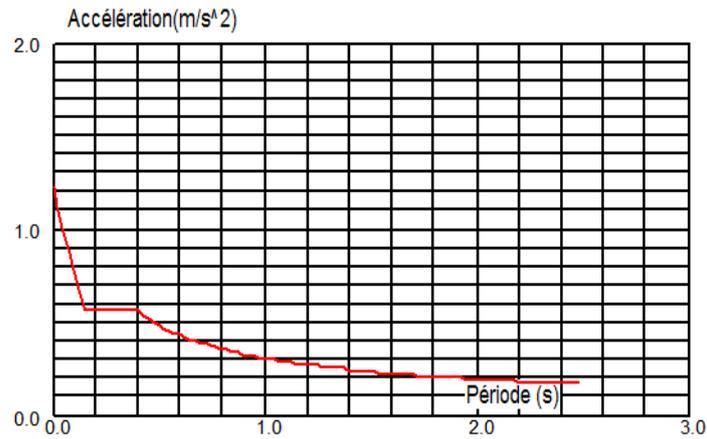


Figure IV.4 : Spectre de réponse de calcul

IV. 4.3. Nombre de modes à considérer

Pour une structure modélisée en tridimensionnel et ne présentant pas des problèmes de torsion, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions doit être tel que (Article 4.3.4 des **RPA99/Version2003**):

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit supérieure ou égale à 90% de la masse totale de la structure.

- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

➤ **Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérer.**

Tableau IV.8: Période et facteur de participation massique.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
6/ 1	2,30	0,44	74,60	0,00	0,0	74,60	0,00	0,0	1184287,91	1184287,91	0,0
6/ 2	2,73	0,37	74,60	70,57	0,0	0,00	70,57	0,0	1184287,91	1184287,91	0,0
6/ 3	3,81	0,26	74,60	72,60	0,0	0,00	2,03	0,0	1184287,91	1184287,91	0,0
6/ 4	8,19	0,12	90,44	72,60	0,0	15,83	0,00	0,0	1184287,91	1184287,91	0,0
6/ 5	10,13	0,10	90,44	88,28	0,0	0,00	15,68	0,0	1184287,91	1184287,91	0,0
6/ 6	12,17	0,08	90,44	88,66	0,0	0,00	0,38	0,0	1184287,91	1184287,91	0,0
6/ 7	13,30	0,08	90,44	90,10	0,0	0,00	1,43	0,0	1184287,91	1184287,91	0,0
6/ 8	13,59	0,07	90,44	90,93	0,0	0,00	0,83	0,0	1184287,91	1184287,91	0,0
6/ 9	14,88	0,07	90,44	90,99	0,0	0,00	0,06	0,0	1184287,91	1184287,91	0,0
6/ 10	15,07	0,07	90,44	91,14	0,0	0,00	0,15	0,0	1184287,91	1184287,91	0,0

IV. 4.4. Vérification de la période

D’après l’article 4.2.4. Du **RPA 99/ VERSION 2003** les valeurs de T calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépassés celles estimés à partir des formules empiriques de 30%

$$T_{\text{numérique}} \leq 1.3 T_{\text{empirique}} \quad 0.44 \leq 1.3 \times 0.38$$

$$0.44 \text{ Sec} < 0.49 \text{ sec vérifie}$$

Dans notre cas on retient les Dix (10) premiers modes.

Les figures suivantes montrent les 03 premiers modes de vibration

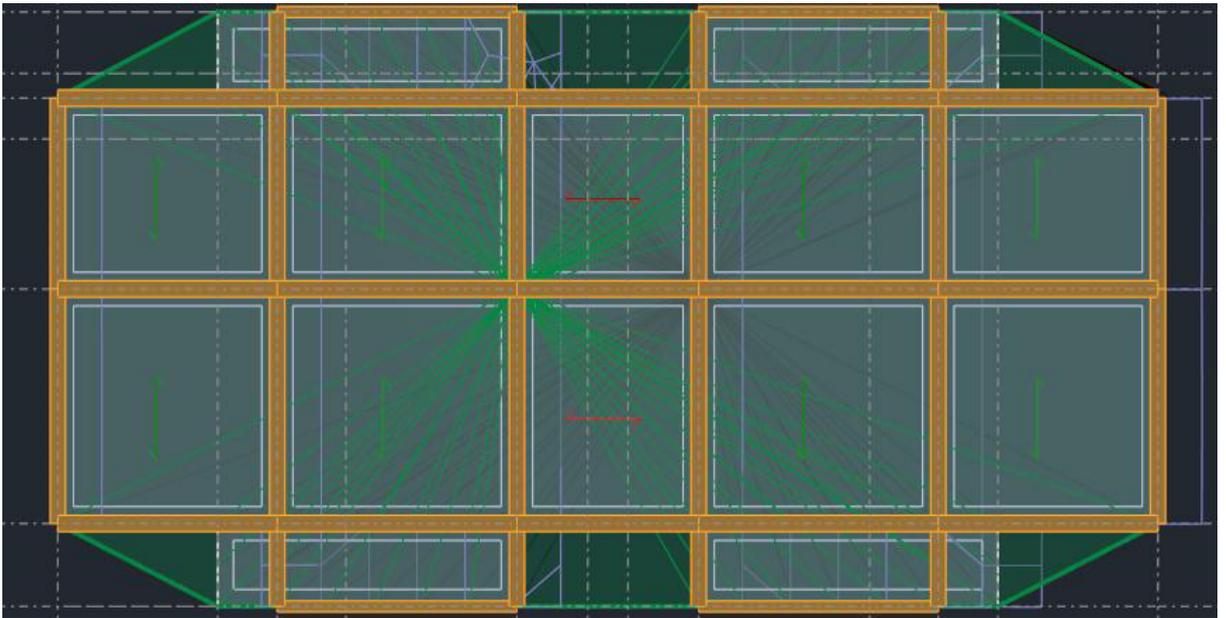


Figure IV.5 :Mode 1 « Translation sens X » T = 0.44s

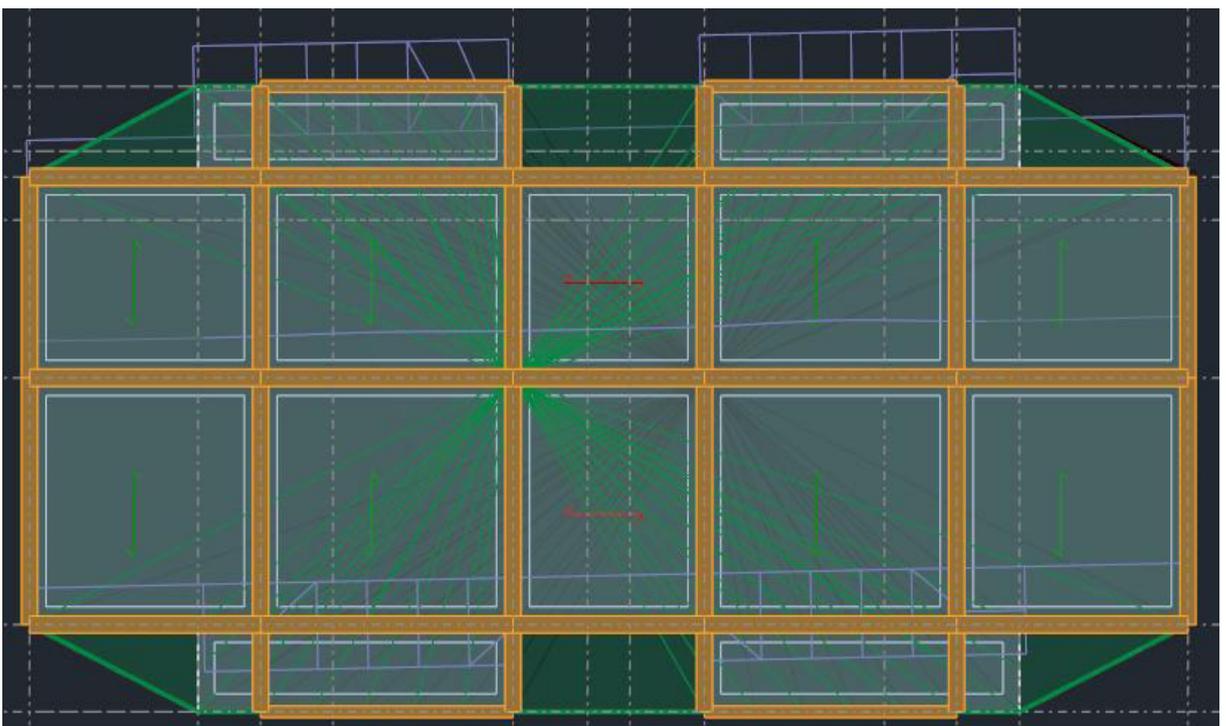


Figure IV.6 :Mode 2 « Translation sens Y » T = 0.37s

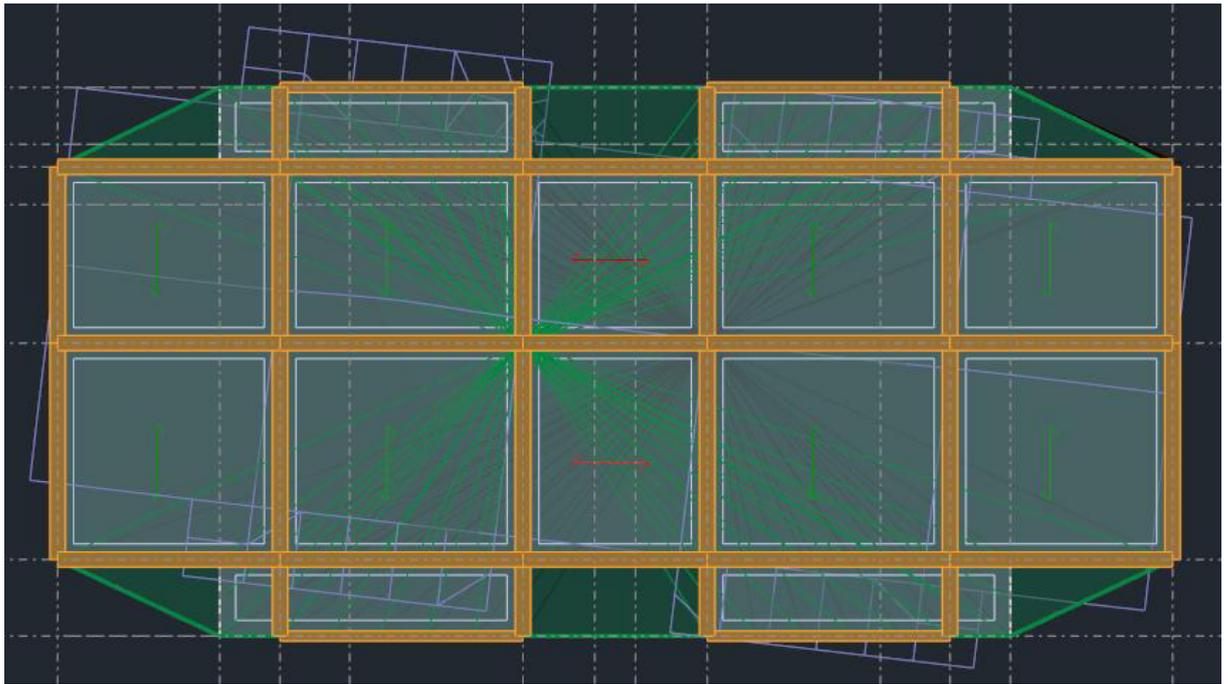


Figure IV.7 : Mode 3 « Torsion » T = 0.26s

IV. 4.5. Les réactions à la base

Tableau IV.9 : Réactions à la base

Spectre	F _x (KN)	F _y (KN)	M _x	M _y
E _x	609.14	105.88	10.35	397.15
E _y	17.55	627.73	348.91	15.24

IV. 4.6. Vérifications réglementaires

IV. 4.6.1. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Selon l'article 4.3.6 des RPA99/Version 2003 la résultante des forces sismiques à la base V_{Dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{Stat} .

Si $V_{Dyn} < 0.8 V_{Stat}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Déplacements, moments,...) dans le rapport suivant :

$$r = \frac{0.8 \times V_{Stat}}{V_{Dyn}}$$

La vérification de la résultante des forces sismiques de calcul est présentée dans le tableau (3.10)

Tableau IV.10 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V _{Stat} (KN)	V _{Dyn} (KN)	80% V _{Stat}	0.8V _{Stat} < V _{Dyn}
Sens- X	545.59	609.14	436.472	oui
Sens-Y	545.59	627.73	436.472	oui

IV. 4.6.2. Vérification de la stabilité au renversement

a. Sens longitudinal

Tableau IV.11 : Calcul du moment de renversement dans le sens longitudinal

Niveau	W _i (KN)	h _i (m)	W _i × h _i	$\sum_{i=0}^n w_j \times h_j$	V(KN)	V/ $\sum_{i=0}^n w_j \times h_j$	F _i (KN)
terrasse	2451.4	15.30	37506.42	110284.234	609.14	0.0055	206.285
3	2378.36	12.24	29111.126	110284.234	609.14	0.0055	160.111
2	2378.36	9.18	21833.344	110284.234	609.14	0.0055	120.083
1	2378.36	6.12	14555.563	110284.234	609.14	0.0055	80.055
RDC	2378.36	3.06	7277.781	110284.234	609.14	0.0055	40.027

Tableau IV.12 : Vérification de la stabilité au renversement dans le sens longitudinal

W(KN)	L _X (m)	L _X /2(m)	M _s	M _r	M _S /M _R	Vérification
11964.84	22.15	11.075	132510.603	6830.10	19.40	oui

a. Sens transversal :

Tableau IV.13 : Calcul du moment de renversement dans le sens transversal

Niveau	W _i (KN)	h _i (m)	W _i × h _i	$\sum_{i=0}^n w_j \times h_j$	V(KN)	V/ $\sum_{i=0}^n w_j \times h_j$	F _i (KN)
terrasse	2451.4	15.30	37506.42	110284.234	627.73	0.0056	210.035
3	2378.36	12.24	29111.126	110284.234	627.73	0.0056	163.022
2	2378.36	9.18	21833.344	110284.234	627.73	0.0056	122.266
1	2378.36	6.12	14555.563	110284.234	627.73	0.0056	81.511
RDC	2378.36	3.06	7277.781	110284.234	627.73	0.0056	40.755

Tableau IV.14 : Vérification de la stabilité au renversement dans le sens transversal

W(KN)	L _y (m)	L _y /2(m)	M _s	M _r	M _s /M _R	Vérification
11964.84	12.30	6.15	73583.766	6954.884	10.58	Oui

Nous pouvons conclure que la stabilité de la structure au renversement est vérifiée dans les deux directions.

IV. 4.6.3. Vérification des déplacements horizontaux

a. Les déplacements latéraux Inter- étages

L'une des vérifications préconisées par les RPA99/Version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 des RPA99/Version2003, les conditions ci-dessous doivent nécessairement être vérifiées :

$$\Delta_x^k \leq \Delta^- \text{ et } \Delta_y^k \leq \Delta^-$$

Avec :

$$\Delta^- = 0.01 \times h_e \quad \text{où} \quad h_e : \text{Hauteur de l'étage.}$$

Avec :

$$\delta_x^k = R. \delta_{ex}^k \text{ et } \delta_y^k = R. \delta_{ey}^k$$

$$\text{Ou : } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le Sens x (idem dans le sens y, Δ_{ey}^k).

Δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, Δ_{ey}^k).

Les déplacements inter-étages sont vérifiés sous combinaison des charges G+Q+E avec un coefficient de comportement R = 4 les résultats de la vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.15 : Vérification des déplacements inter-étages

Z (m)	δ_x (m)	δ_y (m)	Δx (m)	Δy (m)	(m) Δ	observation
15.30	0.017	0.013	0.004	0.003	3.06	Vérifier
12.24	0.014	0.01	0.004	0.003	3.06	Vérifier
9.18	0.01	0.007	0.004	0.003	3.06	Vérifier
6.12	0.006	0.004	0.004	0.002	3.06	Vérifier
3.06	0.002	0.001	0.002	0.001	3.06	Vérifier

En conclusion, les déplacements relatifs Δ_k sont vérifiés.

IV. 4.6.4. Justification vis à vis de l'effet P-Δ

Les effets du 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 (Article 5.9 des RPA99/Version 2003) :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du Niveau k calculés suivant le formule :

$$P_k = \sum_{i=0}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau $\langle k \rangle$;

Δ_k : Déplacement relatif du niveau $\langle k \rangle$ par rapport au niveau $\langle k - 1 \rangle$ en considérant la combinaison (G+Q+E) ;

h_k : Hauteur de l'étage $\langle k \rangle$

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau ci-après :

Tableau IV.16 : Vérification de l'effet P-Δ dans le Sens longitudinal

Niveau	Wi(KN)	P_k	Δx_k (m)	V_{xk} (KN)	h_i (m)	θ_x	observation
terrasse	2451.4	2451.4	0.004	227,83	3.06	0.014	Vérifiée
3	2378.36	4829.76	0.004	384,59	3.06	0.016	Vérifiée
2	2378.36	7208.12	0.004	496,33	3.06	0.018	Vérifiée
1	2378.36	9586.48	0.004	574,42	3.06	0.021	Vérifiée
RDC	2378.36	11964.84	0.002	607,49	3.06	0.025	Vérifiée

Tableau IV.17 : Vérification de l'effet P-Δ dans le Sens transversal

Niveau	Wi(KN)	P_k	Δy_k (m)	V_{yk} (KN)	h_i (m)	θ_y	observation
terrasse	2451.4	2451.4	0.003	237,73	3.06	0.010	Vérifiée
3	2378.36	4829.76	0.003	397,03	3.06	0.011	Vérifiée
2	2378.36	7208.12	0.003	507,16	3.06	0.013	Vérifiée
1	2378.36	9586.48	0.002	585,05	3.06	0.010	Vérifiée
RDC	2378.36	11964.84	0.001	620,46	3.06	0.0063	Vérifiée

On a $\theta_k < 0.1$ pour chaque niveau (k) et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P- Δ dans le calcul des éléments structuraux.

IV. 4.6.5. Coordonnée du centre de masse et de centre de torsion :

En prenant en compte de l'effet de l'excentricité accidentelle :

Tableau IV.18 : Centre de masse et de centre de torsion

	Center de torsion(m)		Center de masses (m)		Excentricité(m)	
	Y_C	X_C	Y_G	X_G	E_x	E_y
4èm étage	7.04	10.90	6.72	10.93	1.09	0.55
3èm étage	7.13	10.90	6.82	10.93	1.09	0.55
2er étage	7.13	10.90	6.82	10.93	1.09	0.55
1er étage	7.13	10.90	6.82	10.93	1.09	0.55
RDC	7.13	10.90	6.82	10.93	1.09	0.55

Les valeurs des excentricités accidentelles sont :

Sens longitudinal : $e_x = 0.05 \times 22.15 = \mathbf{1.10}$

Sens transversal : $e_y = 0.05 \times 12.30 = \mathbf{0.615m}$

Donc, l'excentricité maximale calculée ($e = 1.09$ m selon x) ne dépasse pas ($e_x=1.10m$) vérifier.

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

V.1. Introduction

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.

- **Poteaux**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée.

- **Poutres**

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

L'étude des portiques (poteaux, poutres) sous charges verticales et horizontales, nous permet de les ferrailer sous les différentes sollicitations, ce calcul est fait par le programme (robot).

V.1. 1. Combinaison des charges

Les combinaisons de charges que nous allons les utilisés pour le calcul de ferrailage dans les éléments porteurs de la structure sont de deux natures distinctes :

- **Combinaisons BAEL :**

Selon les règles CBA93 et BAEL91mod.99, et combinant les charges verticales permanentes et d'exploitations comme suit :

$$\begin{cases} \text{aL'ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{aL'ELS: } G + Q \end{cases}$$

- **Combinaisons RPA :**

Correspondent à la situation accidentelle de la structure, ces combinaisons sont prescrites par le règlement parasismique algérien RPA99v2003 par la baie de l'article 5.2 comme suit :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

- La combinaison $(1.35G + 1.5Q)$ nous permet de déterminer le moment maximal en travée.

- La combinaison $(G + Q \pm E)$ dont le moment négative maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur en nouveau des appuis.

- La combinaison ($0.8G \pm E$) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra donc le cas où $M > 0$ de déterminer le ferrailage au nouveau des appuis.

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation non pondérées.

E : Action du séisme représentée par des composantes horizontales

V.2.Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux est calculé en fonction d'un effort de compression (N) et des moments fléchissant dans les deux directions (M_{22} , M_{33} donnés par le Robot).

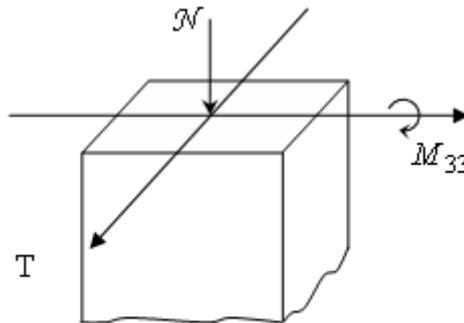


Figure V.1 : Direction des moments et efforts sur un poteau

Donc ils doivent être ferrillés en flexion composée à l'ELU

V.2.1.Recommandation du RPA 99/version 2003:

a)Armatures longitudinales:

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets :

- Le pourcentage minimum est de 0,7%(zone I).
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données :

$$h' = \text{Max} (h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$$

b) Armatures transversales:

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

v_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a=2,5$ Si l'élançement géométrique ≥ 5 .

$\rho_a=3,75$ Si l'élançement géométrique < 5 .

$f_e=400$ MPa.

t: Espacement des armatures transversales :

Dans la zone nodale

$$T = \text{Min} (10 \Theta, 15\text{cm}) \text{ en zone I}$$

Dans la zone courant

$$t' \leq 15\Theta \quad \text{avec :}$$

Θ : Diamètre minimal des armatures longitudinales

La quantité d'armatures minimale ($A_t / b_1 t$ %) est donnée par :

$$0,3\% \quad \text{si} \quad \lambda_g > 5$$

$$0,8\% \quad \text{si} \quad \lambda_g \leq 3$$

Par interpolation si $3 < \lambda_g < 5$ Avec :

$$\lambda_g = l_f / a \text{ ou } l_f / b \text{ avec}$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

V.2.2. Combinaison de calcul:

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99/version 2003 et BAEL 91 comme suit :

- **RPA 99/version 2003:**

1/ $G + Q + E$ (art. 5-1)

2/ $0,8 G + E$ (art. 5-2)

Pour Les poteaux dans les ossatures auto stables, la combinaison (5-1) est remplacée par la combinaison suivante :

$$G + Q + 1.2 E$$

- **BAEL91 :**

$$1.35G + 1.5Q$$

V.2.3. Vérifications spécifiques :

a) Sollicitation normale

Outre les vérifications prescrites par le BAEL et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression calculé est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{t28}} \leq 0.30 \text{ (Art 3-4-7 RPA99)}$$

b) Sollicitations tangentés:

La contrainte de cisaillement conventionnelle calculé dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{t28} \text{ (Art 3-4-7 RPA99)}$$

Où ρ_d est égal à 0,075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire.

c) Etat Limite De Stabilité De Forme:

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article (A.4.4 du BAEL91) en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_a + e_2.$$

Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} \\ e_a = \max\left(2cm, \frac{L}{2l_f}\right) \\ e_2 = \frac{3l_f^2}{1000h}(2 + \alpha\varphi) \end{cases}$$

Avec :

L : longueur du poteau.

l_f: longueur de flambement du poteau.

h: hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α: Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges

Permanentes et quasi- permanentes, au moment total du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{G M_G + M_Q} \alpha = 10. \left(1 + \frac{M_U}{1.5 M_{SER}}\right)$$

∅ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé, M_u=N_u (e₁+e_a+e₂).

V.2.4. Calcul du ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux, ils transmettent les efforts (G, Q et E) aux fondations. Leurs sections sont soumises à la flexion composée sous un moment et un effort normale. Aussi, nous pouvons avoir l’un des trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée **SPC**.
- Section entièrement tendue **SET**.
- Section entièrement comprimée **SEC**.

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort (N) et à un moment fléchissant (M_{x-x} ou M_{y-y}).

Les armatures sont obtenues à l’état limite ultime (E.L.U) sous l’effet des

Sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Tableau V.1: Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.5	25	14.17	400	348
Situation accidentelle	1.5	1	25	/	400	400

Les armatures seront calculées suivants les combinaisons de charges citées au paragraphe précédent, dans les deux sens longitudinal et transversal. Il est à noter que nous prévoyons un calcul pour les cas ci-après :

$$N_{Max} \Rightarrow M_{correspondant}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

$$N_{Min} \Leftrightarrow M_{correspondant}$$

$$M_{Max} \Leftrightarrow N_{correspondant}$$

V.2.4.1. Les résultats de l'auto desk robot structural analysés Professional 2017

Les résultats des efforts internes et le ferrailage des poteaux pour toutes les combinaisons, donnés par le logiciel robot sont résumés dans les tableaux qui suivent.

Poteaux 40x40 : (RDC, 1^{ere}, 2^e^{me}, 3^e^{me}, 4^e^{me} étage).

Tableau V.2: Efforts internes à l'ELU (Situation durable)

Section de poteaux cm ²	ELU 1,35 G+1,5Q					
	N _{max} (KN)	M _{corr} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	N _{corr} (KN)	N _{min} (KN)	M _{corr} (KN.m)
40*40	818.09	2.86	49.2	172.24	-39.96	0.1

Tableau V.3 : Efforts internes sous G+Q±E

Section de poteaux cm ²	RPA ELA G+Q+E					
	N _{max} (KN)	M _{corr} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	N _{corr} (KN)	N _{min} (KN)	M _{corr} (KN.m)
40*40	896.44	19.04	58.83	173.91	-48.16	0.02

Tableau V.4: Efforts internes sous 0.8G±E

Section de poteaux cm ²	RPA ELA 0.8 G+E					
	N _{max} (KN)	M _{corr} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	N _{corr} (KN)	N _{min} (KN)	M _{corr} (KN.m)
40*40	601.74	14.64	40.05	97.29	-110.39	17.48

V.2.4.2. Calcul du ferrailage longitudinal :

❖ Exemple de ferrailage :

Soit un poteau du RDC (dimensions : 40x40)

- $N_{Max} = 818.09 \quad \Leftrightarrow M_{cor} = 2.86$
- $N_{Min} = 110.39 \quad \Leftrightarrow M_{cor} = 17.48$
- $M_{Max} = 58.83 \quad \Leftrightarrow N_{cor} = 173.91$

➤ 1^{er} cas :

$$N_{Max} = 818.09 \text{ KN}$$

$$M_{cor} = 2.86 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2.86}{818.09} = 0.0034 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2cm, \frac{l}{250}\right) = \max\left(2cm, \frac{306}{250} = 1.224\right) = 0.02m$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.0034 + 0.02 = 0.0234m$$

$$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142m$$

l_f : La longueur de flambement

$$\frac{l_f}{h} < \max\left(15; 20 \times \frac{e_1}{h}\right)$$

$$\frac{2.142}{0.4} = 5.355 < \max\left(15; 20 \times \frac{0.0234}{0.4} = 1.17\right) = 15$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire.

$$\alpha = 10. \left(1 - \left(\frac{M_u}{1.5M_s}\right)\right)$$

$$M_u = 49.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 35.12 \text{ KN.m}$$

Donc : $\alpha = 0.661$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \varphi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2.142)^2}{10^4 \times 0.4} \times (2 + 0.661 \times 2) = 0.0114m$$

$$N = 818.09KN$$

$$M_{corriger} = N. (e_1 + e_2) = 818.09(0.0234 + 0.0114) = 28.469KN.m$$

Vérifie la condition suivante :

$$A = (0.337h - 0.81c').b.h.f_{bu}$$

$$A = (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.03) \times 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3 = 251.056KN.m$$

$$B = N.(d - c') - M_{ua}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.4 = 0.36m$$

$$\alpha = d - \frac{h}{2} = 0.16m$$

$$M_{ua} = M_{corriger} + N_a \cdot \alpha$$

$$M_{ua} = 28.469 + 818.09 \times 0.16 = 159.363KN.m$$

$$B = 110.606KN.m$$

$$A > B \quad SEC$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{bu}}{b.d^2.f_{bu}}$$

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

$$Z = d - 0.4y$$

$$y = \alpha \times d$$

Donc : $\mu_{bu} = 0.216\alpha = 0.307y = 0.111Z = 0.315m$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \times \left[\frac{M_{us}}{Z} - N_u \right]$$

$$A_s = \frac{1}{348.10^3} \times \left[\frac{159.363}{0.315} - 818.09 \right] = -8.97 \text{cm}^2 < 0$$

La condition de non fragilité (**BAEL91**) :

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.93 \text{cm}^2$$

Les **RPA99/Version2003** exigent une section minimale : $A_{s \min} = 0.7\% b \cdot h$ (zone I)

$$A_{s \min} = 11.2 \text{cm}^2$$

On prend donc comme armature : 6AH16=12.05 cm²

➤ **2^{eme} cas :**

$$N_{\min} = 110.39 \text{KN}$$

$$M_{\text{corr}} = 17.48 \text{KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{17.48}{110.39} = 0.158 \text{m}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{cm}, \frac{l}{250} \right) = \max \left(2 \text{cm}, \frac{306}{250} = 1.224 \right) = 0.02 \text{m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.158 + 0.02 = 0.178 \text{m}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{m}$$

l_f : La longueur de flambement

$$\frac{l_f}{h} < \max \left(15; 20 \times \frac{e_a}{h} \right)$$

$$\frac{2.142}{0.4} = 5.355 < \max \left(15; 20 \times \frac{0.178}{0.4} = 8.9 \right) = 15$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire.

$$\alpha = 10. \left(1 - \left(\frac{M_u}{1.5 M_s} \right) \right)$$

$$M_u = 49.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 35.12 \text{ KN.m}$$

Donc : $\alpha = 0.661$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \varphi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2.142)^2}{10^4 \times 0.4} \times (2 + 0.661 \times 2) = 0.0114 \text{m}$$

$$N = 818.09 \text{KN}$$

$$M_{\text{corriger}} = N \cdot (e_1 + e_2) = 110.39(0.178 + 0.0114) = 20.907 \text{KN.m}$$

Vérifie la condition suivante :

$$A = (0.337h - 0.81c').b.h.f_{bu}$$

$$A = (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.03) \times 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3 = 251.056KN.m$$

$$B = N.(d - c') - M_{ua}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.4 = 0.36m$$

$$\alpha = d - \frac{h}{2} = 0.16m$$

$$M_{ua} = M_{corriger} + N_a \cdot \alpha$$

$$M_{ua} = 20.907 + 110.39 \times 0.16 = 38.569KN.m$$

$$B = -2.14KN.m$$

$$A > B \text{ SEC}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$$

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

$$Z = d - 0.4y$$

$$y = \alpha \times d$$

$$\text{Donc : } \mu_{bu} = 0.052 \quad \alpha = 0.066 \quad y = 0.023 \quad Z = 0.351m$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \times \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] < 0$$

La condition de non fragilité (BAEL91) :

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.93cm^2$$

Les RPA99/Version2003 exigent une section minimale : $A_{smin} = 0.7\% b.h$ (zoneI)

$$A_{smin} = 11.2cm^2$$

On prend donc comme armature : 6AH16=12.05 cm²

➤ 3^{eme} cas :

$$N_{corr} = 173.91KN$$

$$M_{max} = 58.83KN.m$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{58.83}{173.91} = 0.338m$$

$$e_a = \max \left(2cm, \frac{l}{250} \right) = \max \left(2cm, \frac{306}{250} = 1.224 \right) = 0.02m$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.338 + 0.02 = 0.358m$$

$$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142m$$

l_f : La longueur de flambement

$$\frac{l_f}{h} < \max \left(15; 20 \times \frac{e_1}{h} \right)$$

$$\frac{2.142}{0.4} = 5.355 < \max \left(15; 20 \times \frac{0.358}{0.4} = 17.9 \right) = 15$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire.

$$\alpha = 10. \left(1 - \left(\frac{M_u}{1.5M_s} \right) \right)$$

$$M_u = 49.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 35.12 \text{ KN.m}$$

Donc : $\alpha = 0.661$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \varphi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2.142)^2}{10^4 \times 0.4} \times (2 + 0.661 \times 2) = 0.0114m$$

$$N = 173.91KN$$

$$M_{corriger} = N. (e_1 + e_2) = 173.91(0.358 + 0.0114) = 64.242KN.m$$

Vérifie la condition suivante :

$$A = (0.337h - 0.81c').b.h.f_{bu}$$

$$A = (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.03) \times 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3 = 251.056KN.m$$

$$B = N.(d - c') - M_{ua}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.4 = 0.36m$$

$$\alpha = d - \frac{h}{2} = 0.16m$$

$$M_{ua} = M_{corriger} + N_a \cdot \alpha$$

$$M_{ua} = 64.242 + 173.91 \times 0.16 = 92.067KN.m$$

$$B = -34.676KN.m$$

$$A > B \quad SEC$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$$

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

$$Z = d - 0.4y$$

$$y = \alpha \times d$$

$$\text{Donc : } \mu_{bu} = 0.125\alpha = 0.167y = 0.0601Z = 0.335m$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \times \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] = 2.8cm^2$$

La condition de non fragilité (BAEL91) :

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.93cm^2$$

Les **RPA99/Version2003** exigent une section minimale : $A_{smin} = 0.7\% b.h$ (zone I)

$$A_{smin} = 11.2 \text{ cm}^2$$

On prend donc comme armature : 6AH16=12.05 cm²

V.2.4.3. Calcul du ferrailage transversal:

➤ **Vérification du poteau à l'effort tranchant.**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux. $V_{umax} = 51.67$

$$\tau = \frac{V}{b.d} = \frac{51.67 \times 10^3}{400 \times 360} = 0.358 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min(0.15 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.75 \text{ MPa}$$

$\tau < \tau$ Condition vérifié

➤ **Calcul d'armatures transversales**

Selon les RPA99/Version2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : Est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : Espacement des armatures transversales.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

➤ **Espacement :**

La valeur maximale est fixée comme suit :

D'après l'article 7.4.2.2 des RPA99/ Version 2003

En zone nodale (zone I)

$$t \text{ Min}(10\emptyset; 15 \text{ cm})$$

Dent la zone courant

$$t' < 15\emptyset$$

Avec :

\emptyset : diamètre minimal des armatures longitudinales

Φ : diamètre minimal longitudinal.

Zone courante

Calcul de l'élançement géométrique du poteau λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.4} = 5.355 > 5 \quad \text{Alor} \Rightarrow \rho_a = 2.5 \quad (\text{article 7.4.2.2 des RPA99/Version$$

2003)

$$\text{Donc : } A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{f_e \times h_1} \times t = \frac{2.5 \times 51.67 \times 0.12}{400000 \times 0.4} = 0.96 \text{ cm}^2$$

Soit : 1.01 cm^2 , choix des barres : 2 cadre HA8

La quantité d'armatures transversales minimales $A_t / t.b$ en (%) est donnée comme suit :

$\lambda_g = 5.355 > 5$, la section minimale $A_t / t \times b > 0.3\%$ RPA99.

$1.01 / 12 \times 40 = 0.210\% < 0.3\%$ non vérifiée.

D'après les RPA99 : on prend $A_t = 1.57 \text{ cm}^2$; 2 cadres HA10.

$1.57 / 40 \times 12 = 0.327\% > 0.3\%$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur égale à 10cm.

Zone nodale

Calcul de l'élançement géométrique du poteau λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.4} = 5.355 > 5 \quad \text{Alor} \Rightarrow \rho_a = 2.5 \quad (\text{article 7.4.2.2 des RPA99/Version$$

2003)

$$\text{Donc : } A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{f_e \times h_1} \times t = \frac{2.5 \times 51.67 \times 0.10}{400000 \times 0.4} = 0.807 \text{ cm}^2$$

Soit : 1.01 cm^2 , choix des barres : 2 cadre HA8

La quantité d'armatures transversales minimales $A_t / t.b$ en (%) est donnée comme suit :

$\lambda_g = 5.355 > 5$, la section minimale $A_t / t \times b > 0.3\%$ RPA99.

$1.01 / 10 \times 40 = 0.252\% < 0.3\%$ non vérifiée.

D'après les RPA99 : on prend $A_t = 1.57 \text{ cm}^2$; 2 cadres HA10.

$1.57 / 40 \times 10 = 0.327\% > 0.3\%$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur égale à 10cm.

V.2.5. Schémas de ferrillages des poteaux

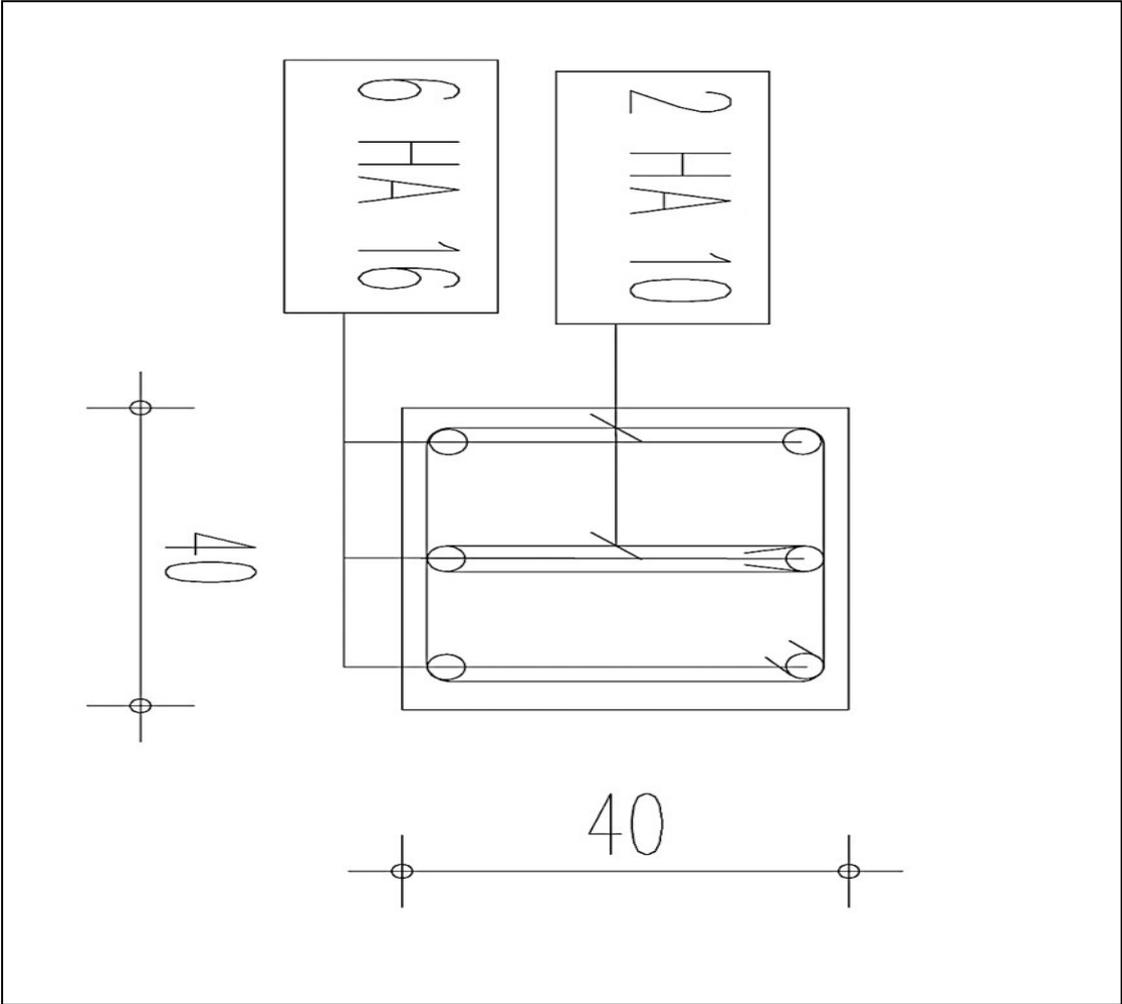


Figure V.2 : Schéma de ferrillage des poteaux.

V.3. Ferrailage des poutres

V.3.1. Introduction

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant. (Les efforts normaux sont négligeables).

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant on ne le prend pas en compte ; Donc le ferrailage fera en flexion simple (cas le plus défavorable).

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu nuisible.

VI.3.2. Combinaisons :

Les poutres sont calculées sous les deux situations suivantes :

- Situation durable selon **BAEL (1.35G+1.5Q)** : pour déterminer le moment Max entravée.
- Situation accidentelle selon le **RPA99V2003 (G+Q ± Ey)** :
- Pour déterminer respectivement le moment maximum négatif et positif, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

VI.3.3. Recommandations des RPA 99/Version 2003

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone **I**.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées. Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas la plus défavorable).

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une situation accidentelle.

V.3.4. Ferrailage longitudinal :

a) Ferrailage des travées : (situation durable) ELU

$$B=30 \times 40$$

$$M_{ult} = 35.90 \text{ KN.m (ROBOT)}$$

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{35.90}{0.30 \times 0.36^2 \times 14.2 \times 10^5} = 0.065$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.084$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.347 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \times f_{bd}} = \frac{35.90}{0.347 \times 348 \times 10^5} = 2.97 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.97 \text{ cm}^2$$

b) Ferrailage sur appui : (situation accidentelle) G+Q+E

$$M_a = -64.60 \text{ KN.m}$$

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{64.60}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2 \times 10^5} = 0.117$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.155$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.337$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \times f_{bd}} = \frac{64.60}{0.337 \times 348 \times 10^5} = 5.5 \text{ cm}^2$$

$$A = 5.5 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 6HA12. Soit $A_s = 6.78 \text{ cm}^2$.

V.3.5. Vérifications nécessaires pour les poutres

➤ La condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{min} > 0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1 / 400 = 1.304 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.304 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifiée)}$$

➤ Pourcentage exigé par les RPA99

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre.

$$0.5\% \text{ en toute section : } A_{min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{min} > 0.5\% \cdot (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$$

On remarque que A_s min est supérieure à la section calculée précédemment en travée

Donc on adopte A_s min.

Choix des barres : 6HA12. Soit $A_s = 6.78\text{cm}^2$

➤ **Armatures transversales : (la contrainte tangentielle)**

$$V_{u\max} = 84.74\text{KN}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{V_u}{b.d} = \frac{0.084}{0.36 \times 0.30} = 0.777\text{MPa}$$

$$\tau_u = \min(0.15f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.75\text{MPa}$$

$\tau < \tau^-$ Condition vérifié

➤ **Disposition constructive**

St: l'espacement des cours d'armatures transversaux.

• **En zone nodale**

$$S_t \leq \min(h/4; 12\phi_1; 30\text{cm}) = 10\text{cm}$$

• **En zone courante**

$$S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(0.36; 40\text{cm}) \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Section minimale des armatures transversales BAEL A.5.1.23 :

$$S_t \leq A_t \times f_e / 0.4 \times b_0$$

$$A_t \geq 0.4 \times b_0 \times S_t / f_e$$

$$A_t = 0.4 \times .30 \times 0.15 / 400$$

$$A_t = 0.45\text{cm}^2$$

• **Condition exigée par les RPA99**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 0.10 \times 0.30 = 0.9\text{cm}^2$$

Soit (1 cadre de ϕ_8 + un étrier de ϕ_8) = 1.01 cm².

Résumé :

- Armatures longitudinales en travée : **6HA12**.
- Armatures longitudinales sur appuis : **6HA12**.
- Espacement de : **10cm** en zone nodale et de **15cm** en zone courante.
- Longueur de recouvrement $L = 0.8\text{m}$.

Armatures transversales : un cadre de **HA8** + un étrier de **HA8**.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

Tableau V.5 : Ferrailage des Poutres principales

	Section (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s Rpa} (cm ²)	A _{s choisie} (cm ²)	Choix des barres
Sur Appui	30×40	1.304	6	9.24	6HA12
En travée		1.304	6	6.78	6HA12

Tableau V.6 : Ferrailage des Poutres secondaires

	Section (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s Rpa} (cm ²)	A _{s choisie} (cm ²)	Choix des barres
Sur Appui	30×35	1.14	5.25	5.75	6HA12
En travée		1.14	5.25	5.75	6HA12

V.3.6. Schémas de ferrailage

➤ **Poutre principale :**

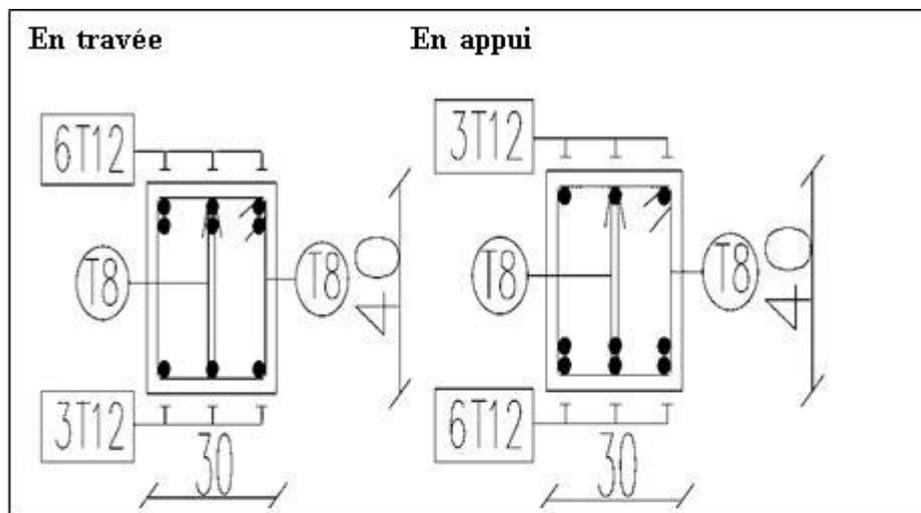


Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres principales 30×40

➤ **Poutre secondaire**

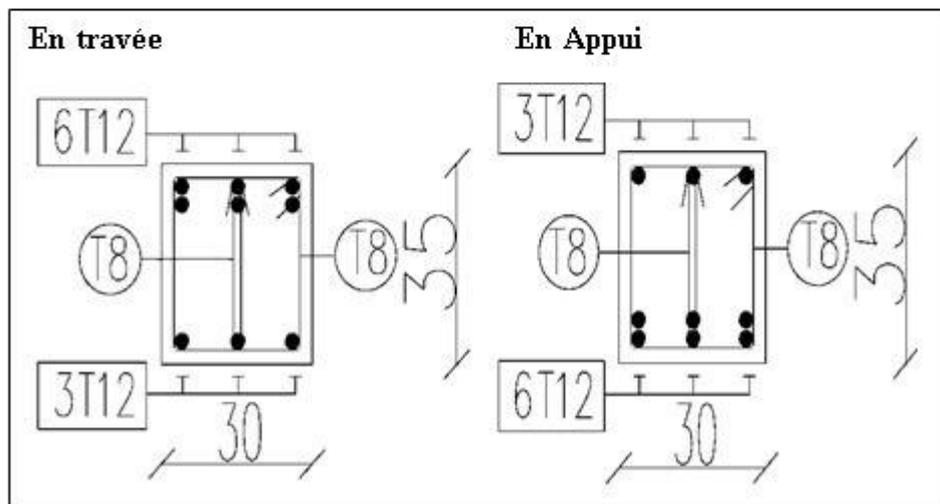


Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires 30×35

V.4.FERRAILLAGE DES VOILES

V.4.1. Introduction

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent, ou d'un séisme. Donc le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leur ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

V.4.2. Ferrailage vertical

Le ferrailage vertical sera disposé de tel sort qu'il reprendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 décrites ci-dessous :

- a)- L'effort de traction engendré dans une partie de voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- b)-Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- c)-Les barres verticales de ces derniers doivent être munis des crochets (jonction de Recouvrement).
- d)-A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur de voile, cet espacement doit être au plus égale à 15cm (le ferrailage vertical doit être disposé symétrique en raison du chargement en terme de moment).
- e)-Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donnée comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale à 0.15%.
 - En zone courante, égale à 0.10%.
- f)-Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales Doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

V.4.3. Ferrailage horizontal

Les armatures horizontales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant. Ces barres doivent être munies de crochet à 135° ayant une largeur de 10Φ .

V.4.4. Règles communes

- a)-L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S_t \leq 1.5a$.
 - $S_t \leq 30\text{cm}$ avec ; a : l'épaisseur de voile.
- b)-Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins par quatre épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- c)-Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) Ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- d)-Les longueurs de recouvrement doivent être égales à ; -40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible. -20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

Remarque :

Le ferrailage se fera sur une bande verticale de largeur :

$$d \leq \min(h_e/2; 2L'/3)$$

Avec :

L' : étant la longueur de la zone comprimée.

h_e : hauteur libre de niveau.

V.4.5. Exemple d'application

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles

$$M=295.32\text{KN.m}$$

$$N=261.72\text{KN}$$

$$I = b \times h^3 / 12 = 0.15 \times 2.5^3 / 12 = 0.195\text{m}^4$$

$$\Omega = L \cdot e = 2.5 \times 0.15 = 0.375\text{m}^2$$

$$v = L/2 = 2.5/2 = 1.25\text{m}$$

V.4.5.1. Armatures verticales:

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{261.72}{0.375} + \frac{295.32 \times 1.25}{0.195} = 2590.996\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \cdot v}{I} = \frac{261.72}{0.375} - \frac{295.32 \times 1.25}{0.195} = -1195.156\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 2590.996 \text{KN/m}^2$$

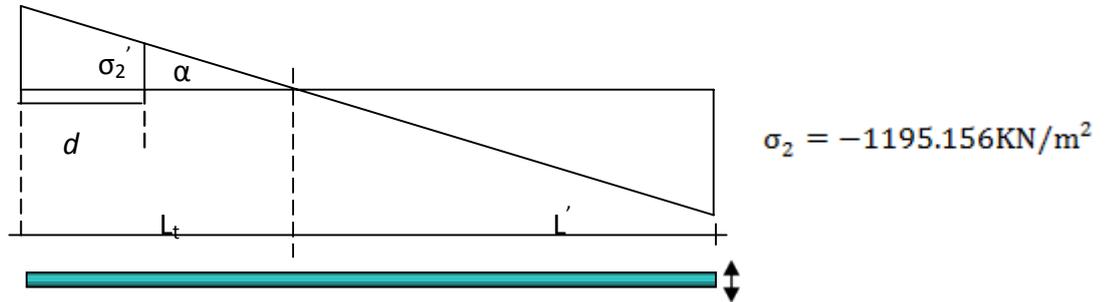


Figure V.5 : Diagramme des contraintes.

• Calcul L_t :

$$L_t = L \cdot \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 2.5 \times \left(\frac{1195.156}{1195.156 + 2590.996} \right) = 0.789 \text{m}$$

$$L' = L - L_t = 2.5 - 0.789 = 1.711 \text{m}$$

$$d \leq \min(h_e/2; 2L'/3) = \min\left(\frac{3.06}{2}; \frac{2 \times 1.711}{3}\right) = 1.14 \text{m}$$

$$I' = 0.15 \times 1.14^3 / 12 = 0.0185 \text{m}^4$$

$$V' = 1.14 / 2 = 0.57 \text{m}$$

$$\Omega' = 0.15 \times 1.14 = 0.171 \text{m}^2$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{\sigma_2}{L_t} = \frac{1195.156}{0.789} = 1514.773 \text{KN}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{\sigma_2'}{L_t - d}$$

$$\sigma_2' = \text{tg} \alpha (L_t - d) = 1514.773 \times (0.789 - 1.14) = -531.685 \text{KN}$$

$$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_2 + \sigma_2')$$

$$N_1 = (0.171 / 2) \times (-1195.156 - 531.685) = -147.644 \text{KN}$$

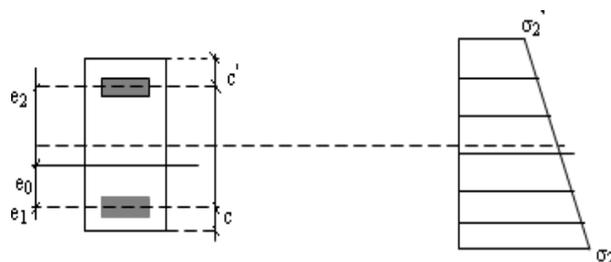
$$M_1 = (I' / 2V') \times (\sigma_2' \times \sigma_2)$$

$$M_1 = (0.0185 / 2 \times 0.57) \times (-531.686 + 1195.153) = 10.766 \text{KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{10.766}{-147.644} = -0.073 \text{m}$$

$$e_0 = -0.073 \text{m} < \frac{d}{6} = 0.19 \text{m}$$

N est un effort de traction \Rightarrow S.E.T



Soit : $c = c' = 3\text{cm}$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 1.14/2 - 0.073 - 0.03 = 0.467\text{m}$$

$$e_2 = d/2 + e_0 - c' = 1.14/2 + 0.073 - 0.03 = 0.613\text{m}$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e$$

$$A_s = (147.644 \times 0.613) / (0.467 + 0.613) \times 400 \times 10^3 = 2.09\text{cm}^2$$

$$A_s' = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e$$

$$A_s' = (147.644 \times 0.467) / (0.467 + 0.613) \times 400 \times 10^3 = 1.59\text{cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = N_1 / f_e = 3.68\text{cm}^2$$

$$A_s/\text{ml/face} = 3.68 / (2 \times 1.14) = 1.61\text{cm}^2$$

Armatures minimales de **RPA 99/version 2003 :**

D'après le **RPA 99 /version 2003 (Art 7.7.4.1):**

$$A_{RPA} = 0.20\% \times b \times L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.20\% \times b \times L_t$$

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.15 \times 0.789 = 2.367\text{cm}^2$$

$$A_{RPA} = 2.367 / (2 \times 0.789) = 1.5\text{cm}^2 / \text{ml/face}$$

Le pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times l = 0.15\% \times 0.15 \times 2.5 = 5.625\text{cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{ml/face} = 5.625 / (2 \times 2.5) = 1.125\text{cm}^2/\text{ml/face}$$

$$\text{Donc : } A_{sv} = \max(A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 1.61\text{cm}^2.$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 1.61 \times (2.5/2) = 4.025\text{cm}^2.$$

En zone courante : soit 4HA12. ($A_s = 4.52\text{cm}^2$)

En zone d'about : soit. 4HA12. ($A_s = 4.52\text{cm}^2$)

Espacement :

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \min(1.5e, 30) = 22.5\text{cm}.$$

$$\text{Soit : } S_t = 25\text{cm}.$$

$$\text{En zone d'about : } S_{ta} = S_t/2 = 10\text{cm}.$$

V.4.5.2. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

V.4.5.2.1. Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de

L'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (**Art 7.2.2 RPA 99/version 2003**).

- La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 T_{cal}/b_0d$. Avec :

T : effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur du voile.

d: hauteur utile.

h: hauteur totale de la section brute.

- la contrainte limite est : $\tau^- = 0.2f_{c28}$.

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u < \tau^-$

V.4.5.2.2. Calcul des armatures horizontales résistant à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k}{0.8 f_g (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$k = 0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K = 1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K = 1 + 3\sigma_m / f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$K = 1 - 10\sigma_m / f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_m , σ_c ; étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenues en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, nous n'avons pas de reprise de bétonnage, donc on prend $k = 0$.

D'autre part le RPA 99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$.

0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0.025 f_{c28}$

Exemple d'application :

$$\tau_u = \frac{1.4 T_{cal}}{b_0 \times d} = \frac{1.4 \times 134.88}{0.15 \times 2.25} = 0.55 \text{ MPa}$$

$\tau^- = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} < \tau_u = 0.55 \text{ MPa}$ c. vérifiée.

- Pas de reprise de bétonnage : $\alpha = 90^\circ$

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_g}$$

$$s_t \leq \min(1.5e; 30 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{b_0 \times s_t \times \tau_u}{0.8 f_g} = \frac{0.15 \times 0.25 \times 0.55}{0.8 \times 400} = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$A_t / \text{ml/face} = 0.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ min}} (\text{RPA}) = 0.15\% \times 0.15 \times 2.5 = 5.62 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

Soit : 2HA8

Tableau V.7: les valeurs de ferrailrages des voiles

Voile01		
Coupe01 (L=2.5m)	coupe 02 (L=1.65m)	Voile 02 (L=2.5m)
M=295.32KN.m	M=95.13KN.m	M=460.75KN.m
N=-261.72KN.m	N=193.87KN	N=821.77KN
T=134.88KN.m	T=56.29KN	T=151.43KN
$\sigma_1=2590.996\text{KN/m}^2$	$\sigma_1=2183.869$	$\sigma_1=5144.912$
$\sigma_2=-1195.156\text{KN/m}^2$	$\sigma_2=-614.071$	$\sigma_2 = -762.138$
$\sigma'_2=-531.685$	$\sigma'_2=-841.378$	$\sigma'_2=-2669.849$
$M_1=10.766\text{KN.m}$	$M_1=-2.066$	$M_1=-49.995$
$N_1=-147.644\text{KN}$	$N_1= -93.148$	$N_1= -372.370$
$A_s=1.61\text{cm}^2$	$A_s= 1.35$	$A_s=3.20$
$A_{s\text{ rpa}}=1.5\text{cm}^2$	$A_{s\text{ rpa}}= 1.49$	$A_{s\text{ rpa}}= 1.49$
$A_{s\text{ min}}=1.125\text{cm}^2$	$A_{s\text{ min}}= 1.12$	$A_{s\text{ min}}= 1.5$
$A_{sv}=4.025$	$A_{sv}=2.45$	$A_{sv}=8\text{ cm}^2$
8AH12 zone courante	5AH12 zone courante	8AH12 zone courante
4AH12 zone d'aboute	2AH12 zone d'aboute	4AH12 zone d'aboute

V.4.5.3. Schéma de ferrillages de voile

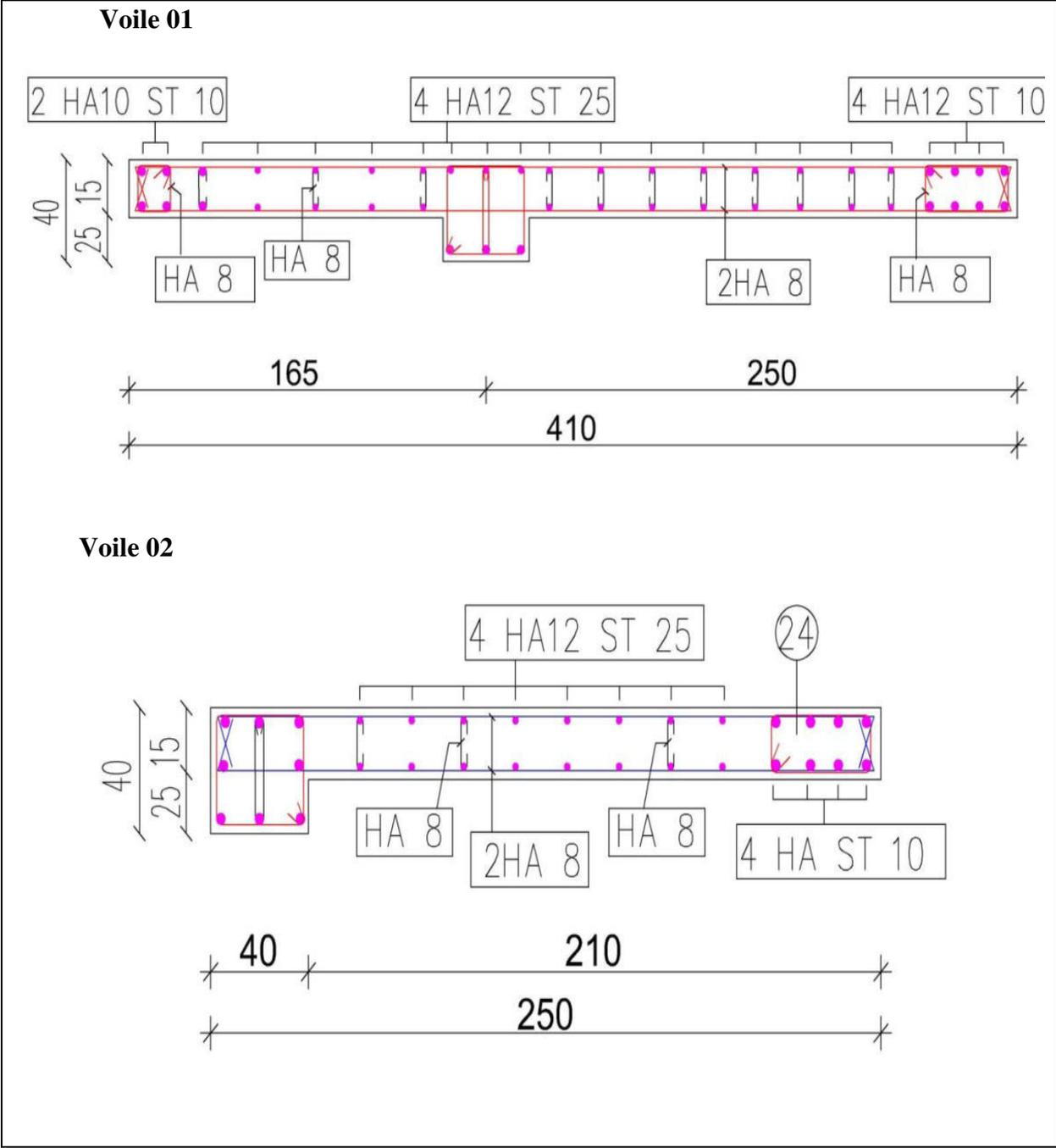


Figure V.6 : Schéma de ferrillage des voiles.

CHAPITRE VI

ETUDE DES FONDATIONS

VI.1. Introduction

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir : Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d’exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d’ouvrage à construire.
- La nature et l’homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI.2. Choix de fondation

Avec une capacité portante du terrain égale à 1.5bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolés
- Semelles filantes.
- Radier général

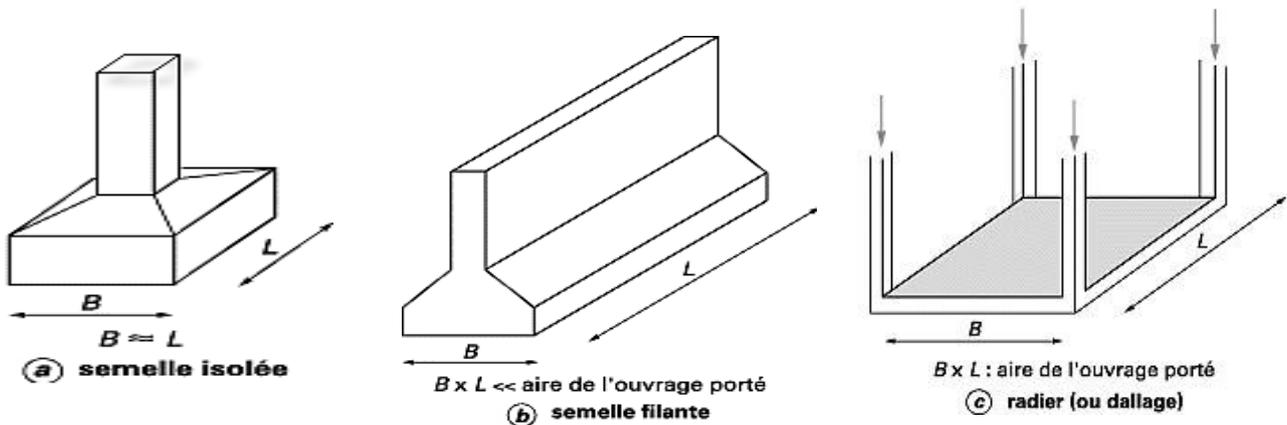


Figure VI.1 : types des fondations

- **Les semelles isolées**, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B / L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;
- **Les semelles filantes**, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L / B > 10$ pour fixer les idées) ;
- **Les radiers ou dallages**, de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s / S_b < 50\%$) La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{Totale}} \geq \frac{N_{\text{Total}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec

$$N_{\text{Total}} = N_G + N_Q = 865.370 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.5 \text{ bars} = 15 \text{ t/ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{Totale}} = 57.69 \text{ m}^2$$

Surface totale du bâtiment :

$$S_{\text{bâtiment}} = 12.30 \times 22.15 = 272.445 \text{ m}^2$$

$$0.5 S_b = 0.5 \times 272.445 = 136.222 \text{ m}^2$$

$$S_s = 57.69 \text{ m}^2 < 0.5 S_b = 136.222 \text{ m}^2$$

Alors on déduit que le radier général n'est pas nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment. Ceci nous amène à envisager deux types de semelles :

- Semelles isolées sous poteaux.
- Semelles filantes sous voile.

La figure suivante montre la disposition des semelles filantes et des semelles isolées à la base de notre bâtiment.

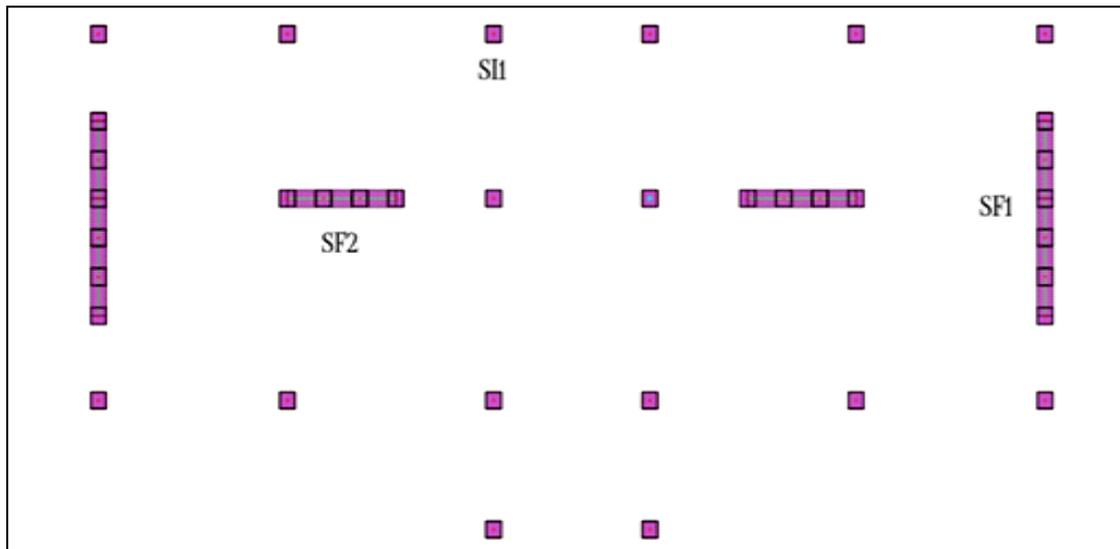


Figure VI.2: Schéma des fondations de bâtiment

VI.3. Pré dimensionnements des semelles isolées

En appelant A et B les côtés de la semelle aux cotés a et b du poteau deux conditions à satisfaire pour dimensionner une semelle rigide sous chargement centré.

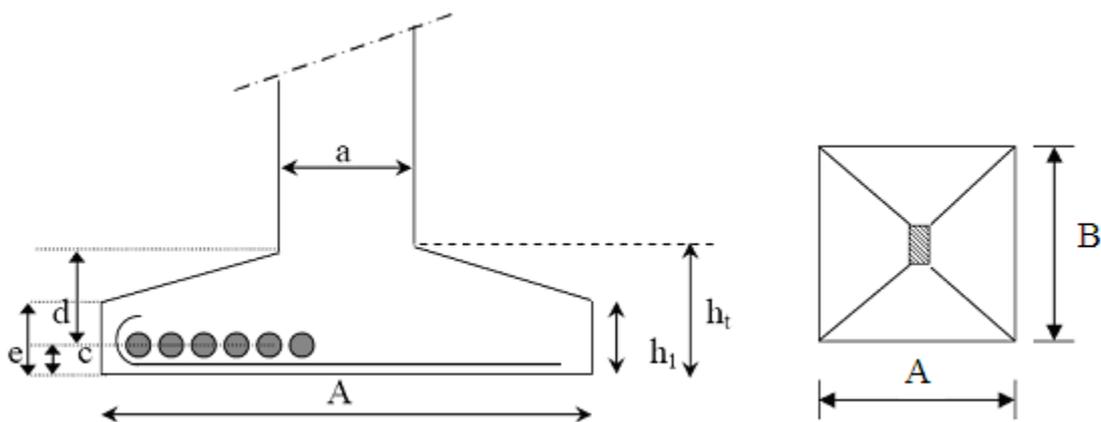


Figure VI.3 : Schéma de principe d'une semelle isolée

VI.3.1. Exemple de calcul de la semelle isolée S1

Nous donnons dans ce qui suit le détail de calcul de la semelle isolée la plus sollicitée SI8

VI.3.1.1. Dimensionnement de la semelle isolée

La surface de la semelle S_s devra satisfaire la relation suivante :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

S_s : surface de la semelle en $cm^2 = A \times B$

N : effort amené par l'ouvrage sur la semelle obtenue à partir de la combinaison **ELS**,

$N = 64.196 \text{ t}$

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Taux de travail du sol en bars $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.5 \text{ bars} = 15\text{t/m}^2$

$S_s = 64.196 / 15 = 4.27\text{m}^2$

Nous supposons les semelles carrées, donc on a

$\Rightarrow A = B = \sqrt{S_s} = \sqrt{4.27} = 2.06 \text{ m}$

On choisit $A = B = 2.00 \text{ m}$

VI.3.1.2. La hauteur de la semelle

$h_t \geq d + 0.05 \text{ m}$

Avec :

$d \geq \text{Max} \left[\frac{A - a}{4}; \frac{B - b}{4} \right] \dots \dots \dots \text{(Condition de rigidité)}$

On a $\frac{A - a}{4} = \frac{B - b}{4} = 0.4 \text{ m}$

On aura alors :

$h_t \geq 0.4 + 0.05 \Rightarrow h_t \geq 0.45\text{cm}$ on choisit $h_t = 45 \text{ cm}$

$h_1 = \frac{h_t}{2}$ à $\frac{h_t}{3}$ avec $h_1 \geq 6\phi + 6 \text{ cm}$

ϕ : Diamètre de la plus grosse barre utilisée sans la semelle on choisi $\phi = 14 \text{ mm}$

$\Rightarrow h_1 = 15 \text{ cm}$ à 22.5 cm et $h_1 > 14.4 \text{ cm}$

On adopte $h_1 = 25\text{cm}$.

VI.3.2. Vérification de la Semelle Isolée S1

Selon l'article 10.1.4.1 des RPA99/Version 2003 Les fondations superficielles seront vérifiées selon les combinaisons accidentelles suivantes :

G+Q+E : Pour la vérification des contraintes dans le sol.

0.8G+E : Pour la vérification de la stabilité des semelles.

On ajoute à ces deux combinaisons qui sont données par les **RPA99/Version 2003** la combinaison de l'ELU qui nous permet de vérifier la contrainte à **ELU : 1.35G+1.5Q**

VI.3.2.1. Vérification des contraintes à l'ELS : G+Q

La contrainte moyenne du sol σ_{moy} doit vérifier la condition suivante

$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{6.e}{A} \right)$$

$$e = \frac{M}{N}$$

Tableau. VI.1 : Vérification de la semelle S1 à l'ELS

Semelle (A*B)	M(KN.m)	N(KN)	e(m)	s _s (m ²)	σ ₁ KN/m ²	σ ₂ (KN/m ²)	σ _{moy} Kn/m ²	σ _{sol} Kn/m ²	vérif
2.00*2.00	11.69	641.96	0.018	4.00	169.15	151.82	164	150	oui

VI.3.2.2. Vérification des contraintes à l'ELU : 1.35G+1.5Q

Tableau VI.2 : Vérification de la semelle S1 à l'ELU

Semelle (A*B)	M(KN.m)	N(KN)	e(m)	s _s	σ ₁	σ ₂	σ _{moy}	σ _{sol} *1.5	vérif
2.00*2.00	16.38	277.09	0.059	4.00	81.53	57.01	75.4	225	oui

VI.3.2.3. Vérification des contraintes sous la combinaison accidentelle : G+Q±E

Tableau VI.3 : Vérification de la semelle S1 sous G + Q ± E

Semelle (A*B)	M(KN.m)	N(KN)	e(m)	s _s	σ ₁	σ ₂	σ _{moy}	σ _{sol} *2	vérif
2.00*2.00	15.66	876.39	0.017	4.00	230.27	207.92	224.68	300	oui

VI.3.2.4. Vérification de la stabilité au renversement par la combinaison accidentelle 0.8G±E

Pour que les semelles isolées soient stables, il suffit de vérifier la condition suivante :

$$A \geq 4 \times e \text{ tel que : } e = \frac{M}{N}$$

Tableau VI.4 : Vérification de la semelle S1 sous 0.8G ± E

A*B	M	N	e	4.e	vérification
2.00*2.00	14.02	573.81	0.024	0.096	oui

VI.4. Ferrailage des semelles isolées

Pour le ferrailage des semelles isolées, nous utilisons la méthode des bielles La quantité d'acier est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$A_x = \frac{N(A - a)}{8(h - c)\sigma_{st}} \quad \text{Tel que :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{Y_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

Avec :

N : effort normal à l'ELU revenant à la semelle

A : cote de la semelle (en cm)

a : cote du poteau (en cm)

h : hauteur de la semelle

c : l'enrobage des aciers (en cm)

f_e : limite élastique de l'acier

Y_s : coefficient de sécurité = 1.15

$N_u = 277.09 \text{ KN}$

Poids de la semelle = $2*2*0.45*25=45\text{KN}$

Poids de l'amorce poteau = $0.4*0.4*1.53*25 = 6.12\text{KN}$

Poids des terres au-dessus de la semelle = $(2*2*1.53*18) = 110.16\text{KN}$

$N=438.37\text{KN}$

VI.4.1. Ferrailage de la semelle isolée S1

Le tableau (5.5) résume les résultats de ferrailage obtenus pour la semelle S1

Tableau VI.5 : Ferrailage de la semelle S1.

A*B	Poteau (m)	S (m)	σ_{moy}	N(K)	h-c (m)	$A_p \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix des barres (P)		Choix des barres(r)	
2*2	0.4*0.4	4	124.57	438.37	0.40	6.29	12HA12	$S_t=15$	12HA12	$S_t=15$

VI.5. Pré dimensionnement des semelles filantes

Les semelles filantes doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La méthode de calcul d'une semelle filante est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un sens : Le sens transversal.

Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servent de chaînages et d'aciers de répartition.

Le calcul du ferrailage est obtenu pour un mètre de longueur de la semelle, la hauteur est calculée de la même manière que pour une semelle isolée.

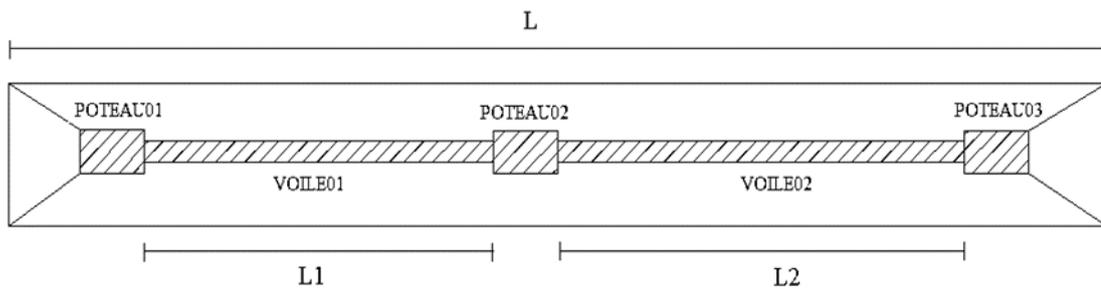


Figure VI.5 : Vue en plan d'une semelle filante

VI.5.1. Exemple de calcul de la Semelle Filante SF1

VI.5.1.1. Dimensionnement de la semelle filante

La surface nécessaire pour la semelle filante pour reprendre la totalité des efforts lui revenant est :

$$S_f = \frac{N}{\sigma_{SOL}} = \frac{365.43}{15} = 24.36m^2$$

La longueur totale de la semelle filante est donnée par :

$$L = L1 + L2 + 3 \times a + 2 \times \text{débord}$$

Nous avons prévu un débord de 0.5 m à partir du nu du poteau

$$L = 3.15 + 3.95 + 3 \times 0.4 + 2 \times 0.5 \quad \Rightarrow \quad L = 9.3 \text{ m}$$

La largeur de la semelle continue doit vérifier la condition suivante : $B \geq \frac{S_f}{L}$

Donc : $B \geq \frac{24.36}{9.3} = 2.60m \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } B = 2 \text{ m}$

VI.5.1.2. Hauteur de la paillasse de la semelle filante h

La hauteur de la paillasse est donnée par la relation suivante

$$h = d + 0.05 \quad \text{avec ; } d \geq \frac{B-b}{4}$$

d : hauteur utile (en m)

b : Cotés du poteau (en m)

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad h \geq 0.45 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{on prend } h = 45 \text{ cm}$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Dimensions des semelles filantes

Semelle	N (KN)	L (m)	B (m)	h (m)
SF1	211.77	9.3	2	0.45
SF2	365.43	14.65	1.40	0.30

VI.5.2. Vérification des semelles filantes

VI.5.2.1. Vérification au non poinçonnement

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance des semelles filantes au poinçonnement par l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau = \frac{P}{2h_t} \left[1 - \left(b + \frac{5h_t}{3} \right) / B \right] \leq \tau_{lim}$$

P : l'effort normal au niveau du poteau ou du voile le plus sollicité de chaque semelle.

$\tau_{lim} = 0.045f_{c28}/\gamma_b$: représente la valeur limite de la contrainte de cisaillement.

$$\tau_{lim} = 0.045 \times 25 / 1.5 = 0.75 \text{ MPa} = 750 \text{ KN/m}^2$$

Le tableau suivant résume les résultats pour l'ensemble des semelles filantes :

Tableau VI.7 : Vérification des semelles filantes au poinçonnement

Semelle	P (KN)	B adoptée (m)	h adoptée (m)	τ (KN/m ²)	τ_{Min} (KN/m ²)	Vérifiée
SF1	330.58	2.00	0.45	156.107	750	Oui
SF2	791.45	1.40	0.30	471.10	750	Oui

VI.5.2.2. Vérification des contraintes à ELS

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}$$

σ_{moy} : contrainte moyenne du sol

σ_{sol} : contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars} = 15 \text{ t/m}^2$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 : Vérification des semelles filantes à l'ELS

Semelle	N _{total} (KN)	M _{total} (KN.m)	e(m)	σ ₁	σ ₂	σ _{moy}	σ _{sol}	Vérifiée
SF1	211.77	7.84	0.037	58.81	47.06	55.87	150	oui
SF2	365.43	3.98	0.011	17.89	17.73	17.85	150	oui

VI.5.2.3. Vérification des contraintes à ELU

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.5 \sigma_{sol}$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 : Vérification des semelles filantes à l'ELU

Semelle	N _{total} (KN)	M _{total} (KN.m)	E(m)	σ ₁ (KN)	σ ₂ (KN)	σ _{moy} (KN)	σ _{sol} *1.5 (KN)	Vérifiée
SF1	330.86	3.08	0.0093	85.02	80.40	83.86	225	Oui
SF2	563.86	5.49	0.0097	28.58	26.39	28.03	225	oui

VI.5.2.4. Vérification des contraintes sous combinaisons accidentelles : G+Q±E

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2. \sigma_{sol}$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 : Vérification des semelles filantes sous G + Q ± E

Semelle	N _{total} (KN)	M _{total} (KN.m)	E(m)	σ ₁ (KN)	σ ₂ (KN)	σ _{moy} (K)	σ _{sol} *2 (KN)	Vérifiée
SF1	321.28	3.79	0.011	82.97	77.66	81.64	300	Oui
SF2	943.46	2.45	2.95	101.57	-9.57	73.78	300	oui

VI.5.3. Ferrailage des semelles filantes

VI.5.3.1. Exemple de calcul de la semelle filante SF1

VI.5.3.1.1. Calcul des armatures principales

Le ferrailage se calcul par la méthode des bielles à l'ELU

Nous avons :
$$A_s = \frac{P_u (B - b)}{8(h - 0.05)\sigma_{sol}}$$

Avec : $P_u = P_{u1} + P_{u2}$

- $P_{u1} = \frac{\sum N_u}{L}$ l'effort normal reparti à l'ELU

- P_{u2} : Poids des terres + Poids des semelles + Poids des amorces poteaux + Poids des amorces voiles.

L : longueur totale de la semelle + les débords (2×D)

VI.5.3.1.2. Calcul du poids revenant à la semelle

Poids des semelles : $2 \times 0.30 \times 9.3 \times 25 = 139.5 \text{KN}$

Poids des amorces poteaux : $3 \times (0.4 \times 0.4 \times 1.53 \times 25) = 18.36 \text{KN}$

Poids des amorces voiles : $0.15 \times 1.53 \times 4.15 \times 25 = 23.81 \text{KN}$

Poids des terres : $18 \times 2 \times 1.53 \times 9.3 = 512.244 \text{KN}$

$P_{u2} = 693.914 \text{KN}$

Et On a: $P_{u1} = 330.86 \text{KN}$

$P_{u1} = 40.85 \text{KN}$

$\Rightarrow P_u = 734.764 \text{KN}$.

Avec :
$$A_s = \frac{P_u (B - b)}{8(h - 0.05)\sigma_{sol}}$$

Alors :
$$A_s = \frac{734.764 \times (2 - 0.4)}{8 \times (0.45 - 0.05) \times 348 \times 10^3} = 10.55 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Nous choisissons 13HA14/ml = 20.01 cm²/ml avec un espacement St = 15cm.

VI.5.3.1.3. Calcul des armatures de répartition

$$A_{rep} = \frac{A_s \times B}{4}$$

$$A_{rep} = \frac{10.55 \times 2}{4} = 5.275 \text{cm}^2$$

D'après le BAEL91 pour fe400 $A_{s \text{ min}} = 3 \text{cm}^2$

On choisit 5 HA 12 = 5.65cm² avec un espacement ≥ Max (6φ+6 ; 15cm) =15cm.

On prend S_t =20cm.

Les résultats calculés sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 : Tableau récapitulatif du ferrailage des semelles filantes.

Semelle	A _s calculée (cm ² /ml)	Armature principale	A _s choisie (cm ² /ml)	S _t (cm)	Armature de répartition	A _r (cm ²)	S _t (cm)
SF1	6.90	13HA14	20.01	15	5HA12	5.65	20
SF2	11.43	9HA14	13.85	15	5HA12	5.65	20

VI.5.4. Schéma de ferrailage des semelles filantes

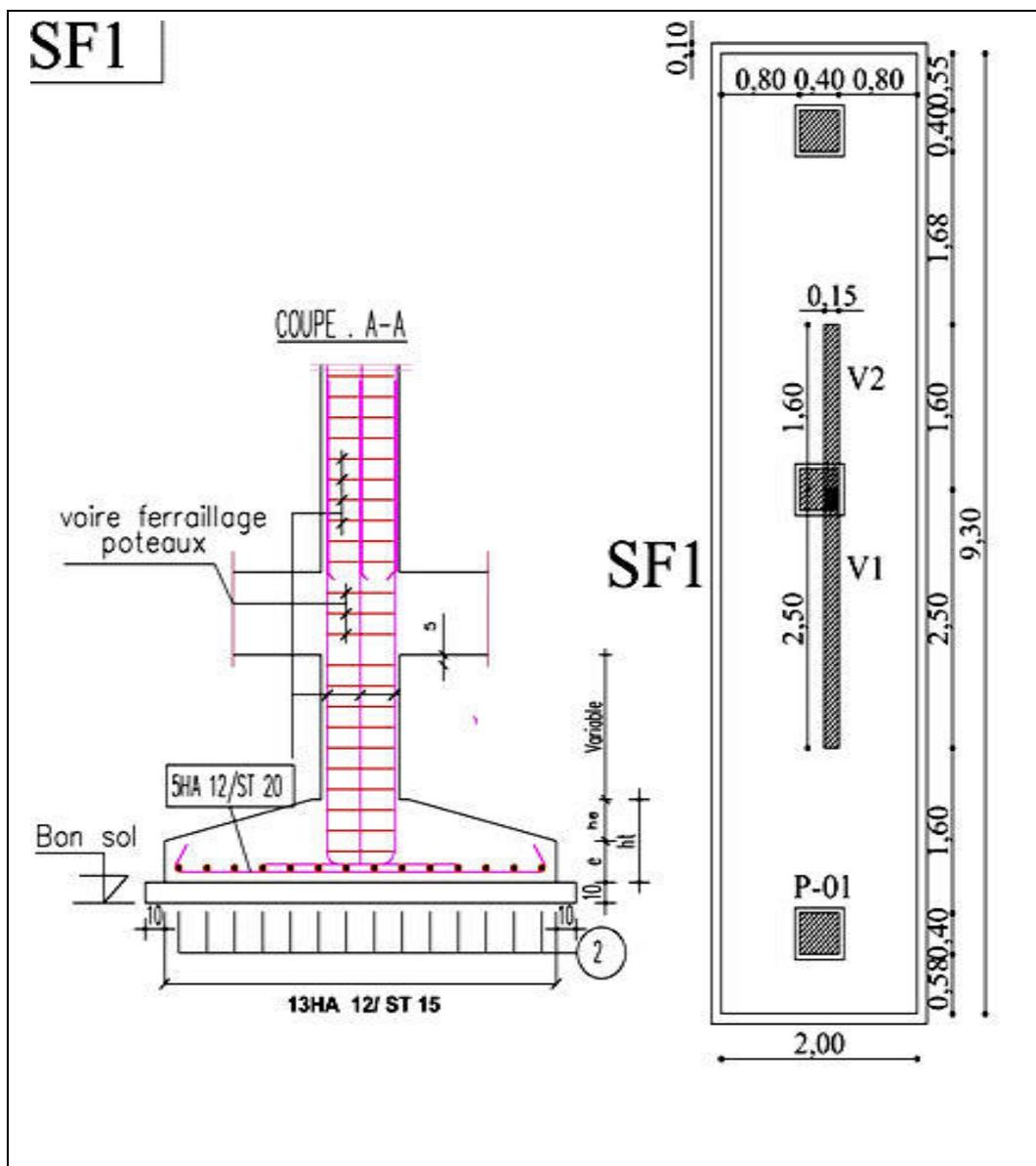


Figure VI.6 : Schéma exemplaire de ferrailage de la semelle filante SF1

VI.6. La longrine

VI.6.1. Définition

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction <F>.

VI.6.2. Dimensionnement de la longrine

Selon l'RPA 99 (art.10-1-1), la dimension minimale de la section transversale des longrines sont :

- (25x30) cm² sites de catégorie S2, S3
- (30x30) cm² site de catégorie S4

Pour notre cas (site ferme S2) on prend une section de (25x30) cm²

VI.6.3. Ferrailage de la longrine

La section d'armature est donnée par les armatures minimales : $A=0,6\% \times b \times h$

$$A = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6HA12 ($A=6,79 \text{ cm}^2$)

Condition de non fragilité

$$A_s \geq 0,23 \times b \times d \times (f_t / f_e)$$

$$A_s \geq 0,23 \times 25 \times 27 \times (2,1 / 400) = 0,81 \text{ cm}^2$$

Condition vérifié

Armatures transversales

Disposition constructive

Espacement : $S_t < \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$.

Donc : $S_t < 27 \text{ cm}$.

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2)

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \leq 0,4$$

$$A_t \geq 0,4 \times b \times S_t / f_e$$

$$A_t \geq 0,4 \times 25 \times 15 / 400$$

Donc on adopte $A_t = 0,37 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \text{ HA}8$

VI.6.3.1. Schéma de ferrailage de longrine

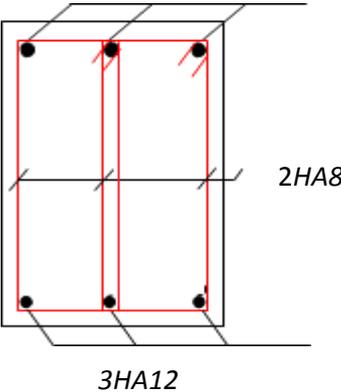


Figure VI.7 : Disposition des armatures de longrine

*CONCLUSION
GENERALE*

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE :

Ce projet de fin d'étude nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de master, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre à évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, par une consultation fréquente des documents de référence qui nous ont éclaircies pas mal de lacunes, et qui en était une pièce maîtresse dans l'élaboration de ce travail, ainsi par l'interrogation des documents techniques réglementaires algériennes et étrangères.

En dernier, nous pouvons dire que ce travail nous a permis de bien mettre en œuvre nos modestes connaissances de génie civil, et de les élargir, chose qui m'aidera plus tard dans notre vie professionnelle.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

❖ Règlements :

- 📖 **RPA99version 2003** : règlement parasismique algérienne.
- 📖 **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- 📖 **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- 📖 **DTR B.C.2.2** : document technique réglementaires (charges et surcharges).

❖ Cours :

Cours et TD pendant toute notre formation

- 📖 Béton armé.
- 📖 Dynamique des structures.
- 📖 Bâtiment.
- 📖 Résistance des matériaux.
- 📖 Mécanique des structures.

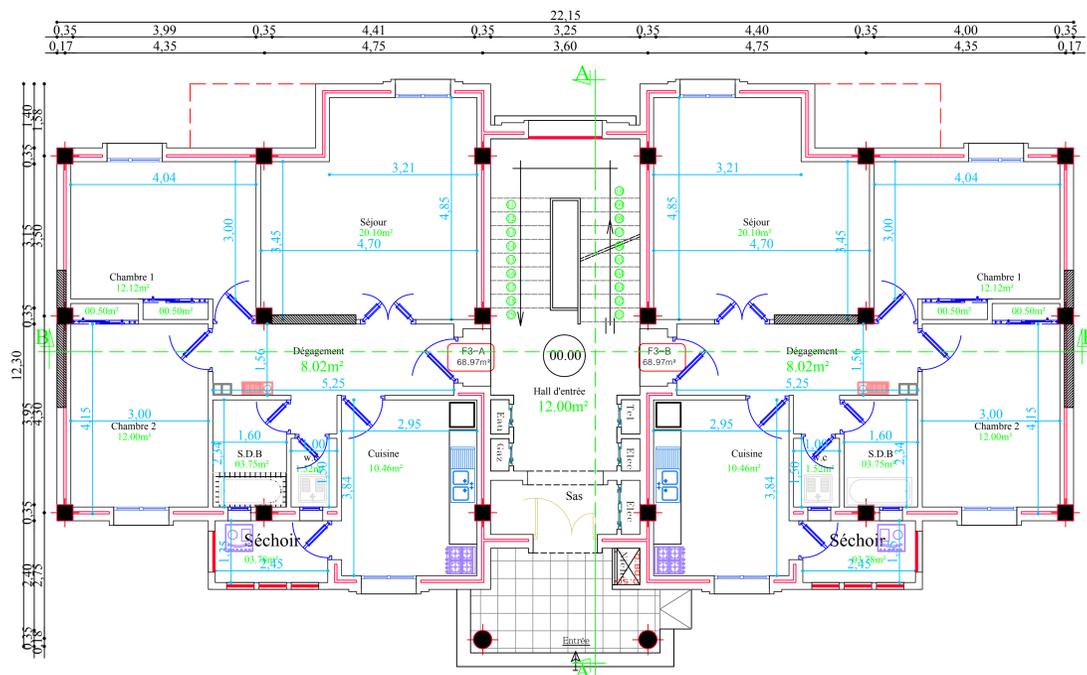
❖ Logiciels :

- 📖 Logiciel d'analyse des structures **ROBOT 2017**.
- 📖 Logiciel de dessin **AUTOCAD 2016**.
- 📖 Traitement de texte **WORD 2007**.

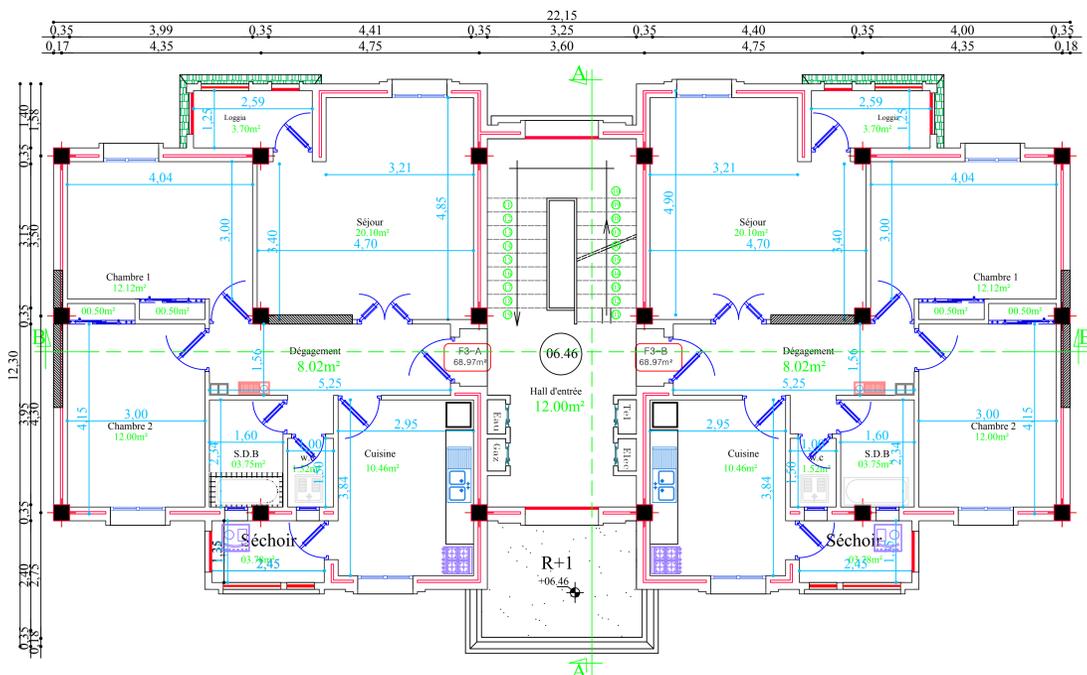
Plan d'architecture



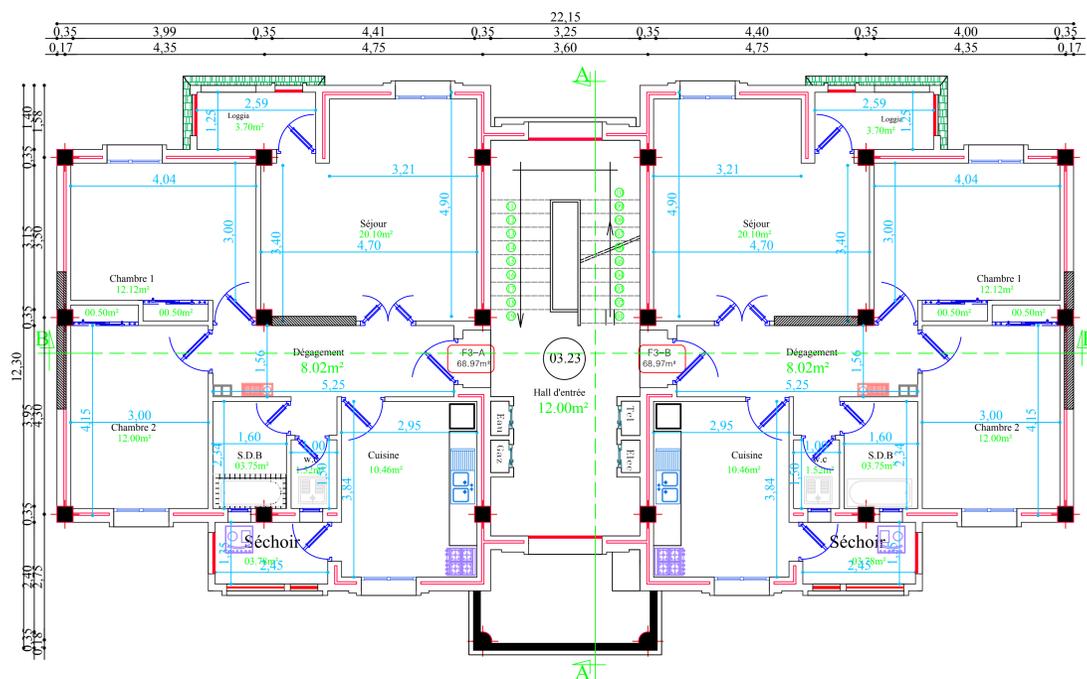
المقياس	المرحطات
1/50	Façade principale
1/50	Façade postérieure



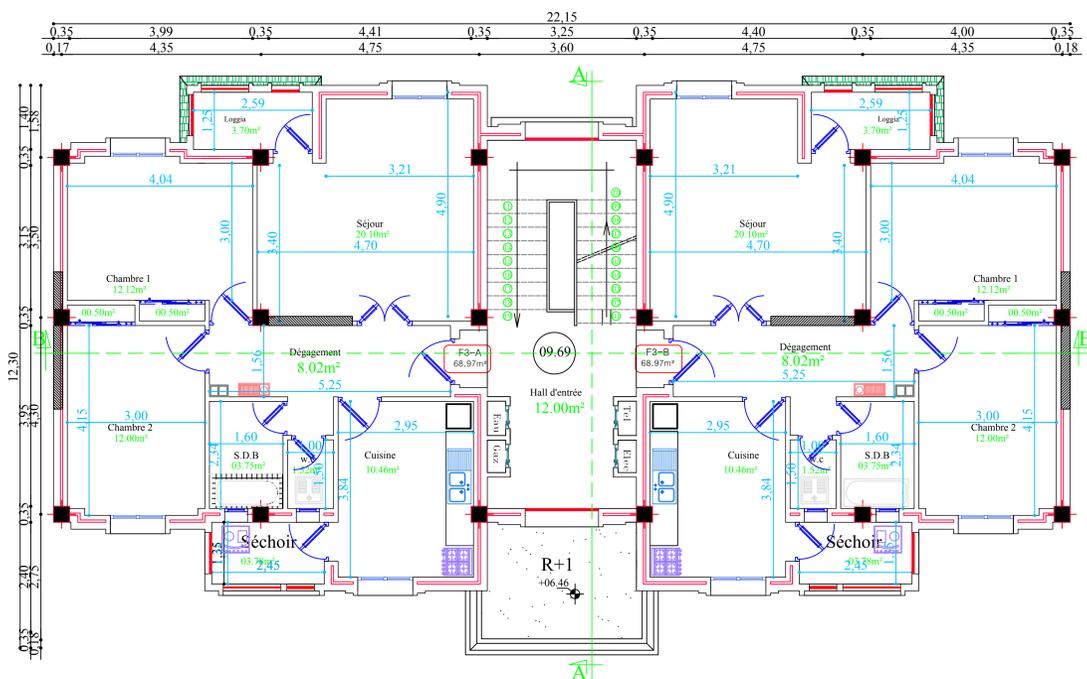
Plan du rez de chaussée



Plan du 2ème étage

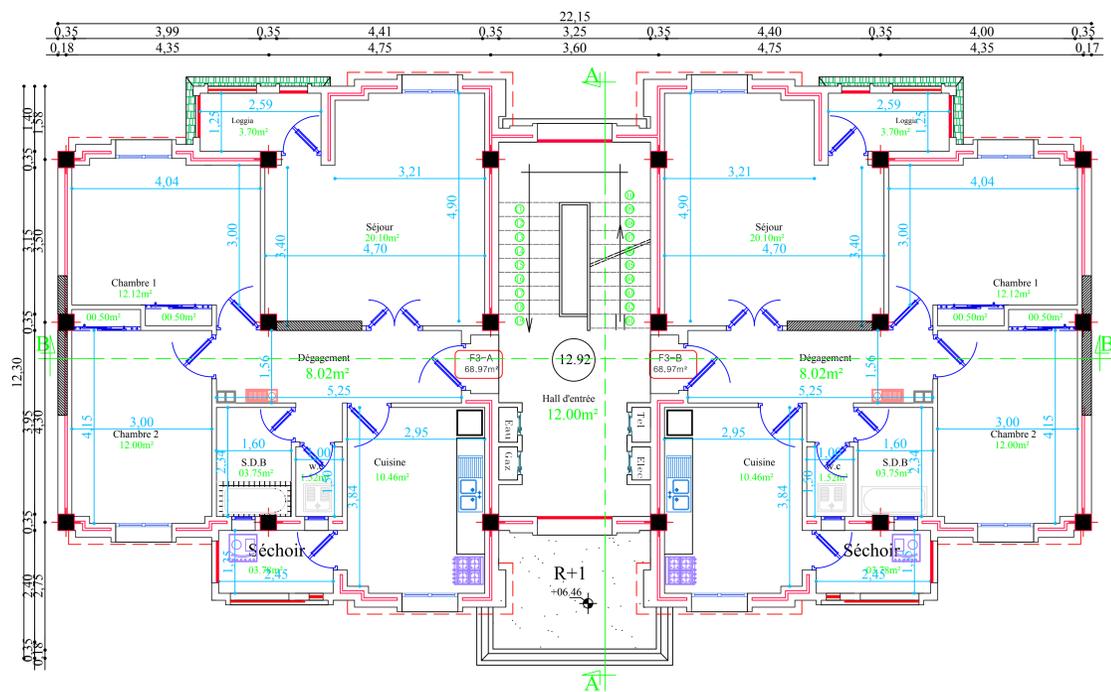


Plan 1er étage

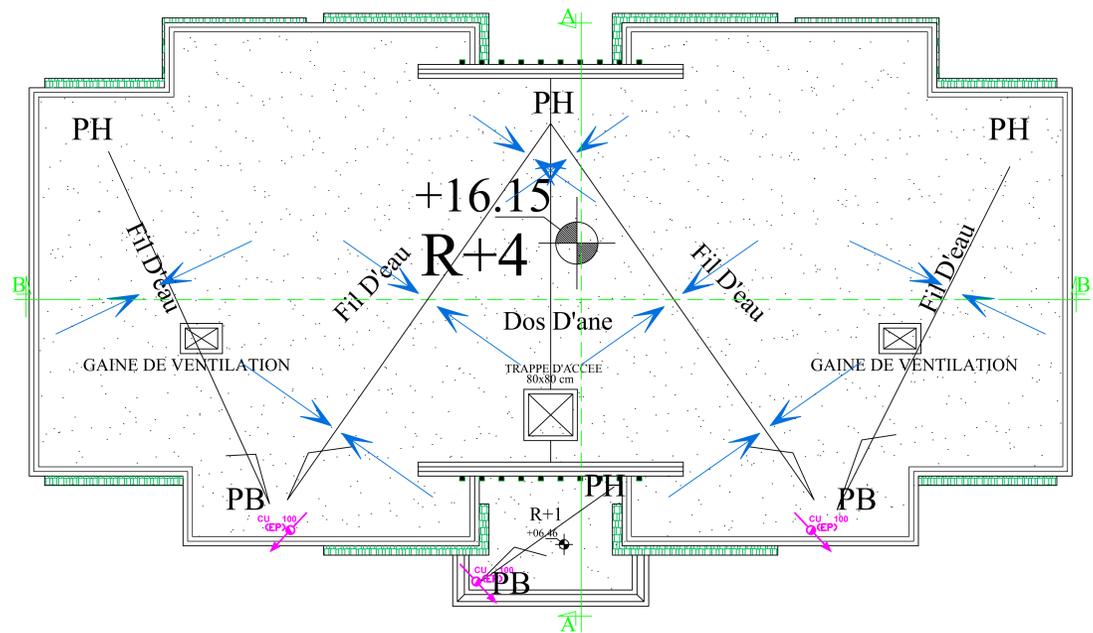


Plan 3ème étage

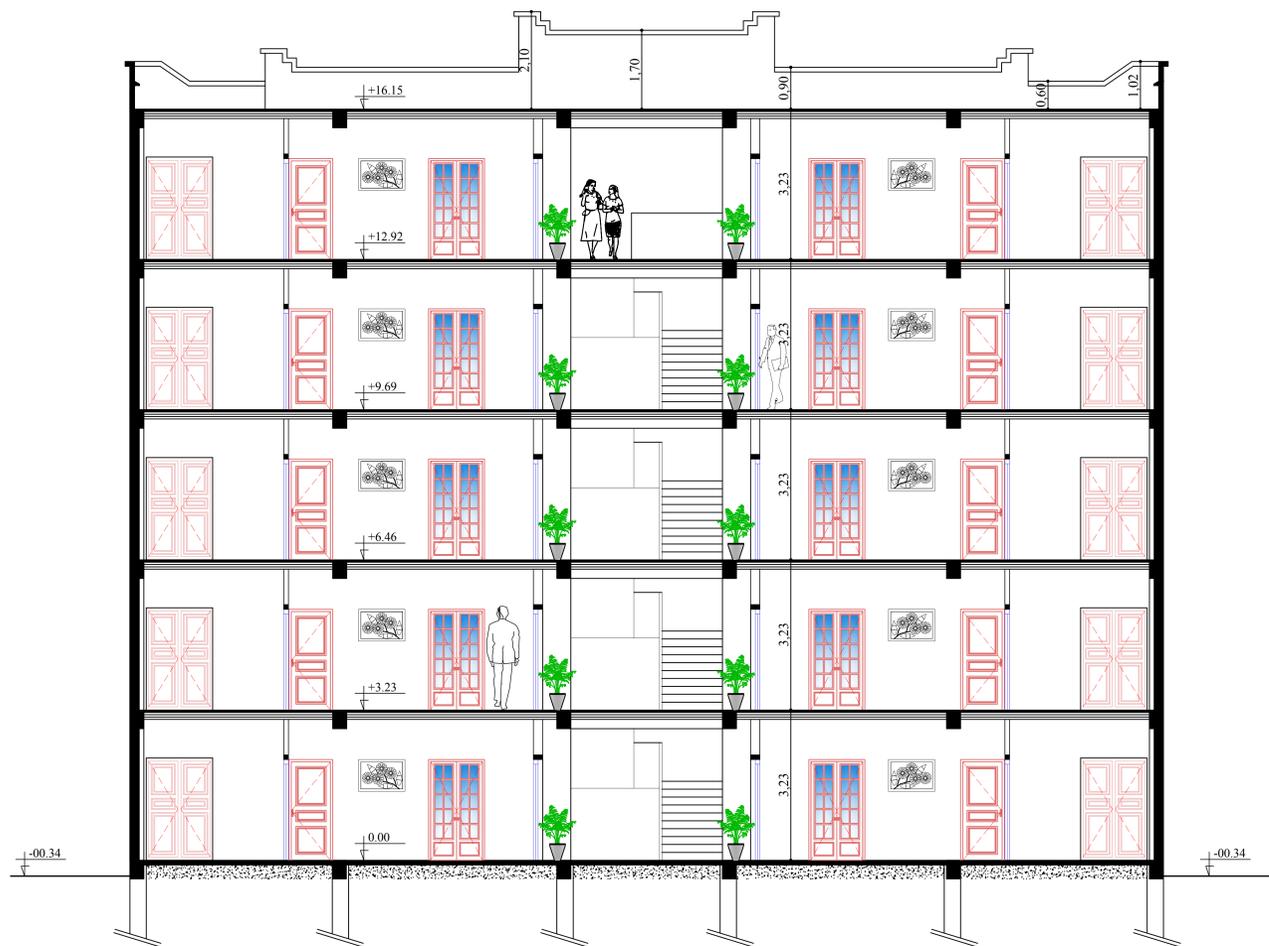
المقياس	المخططات
1/50	Plan du rez de chaussée
1/50	Plan du 1er étage
1/50	Plan du 2ème étage
1/50	Plan du 3ème étage



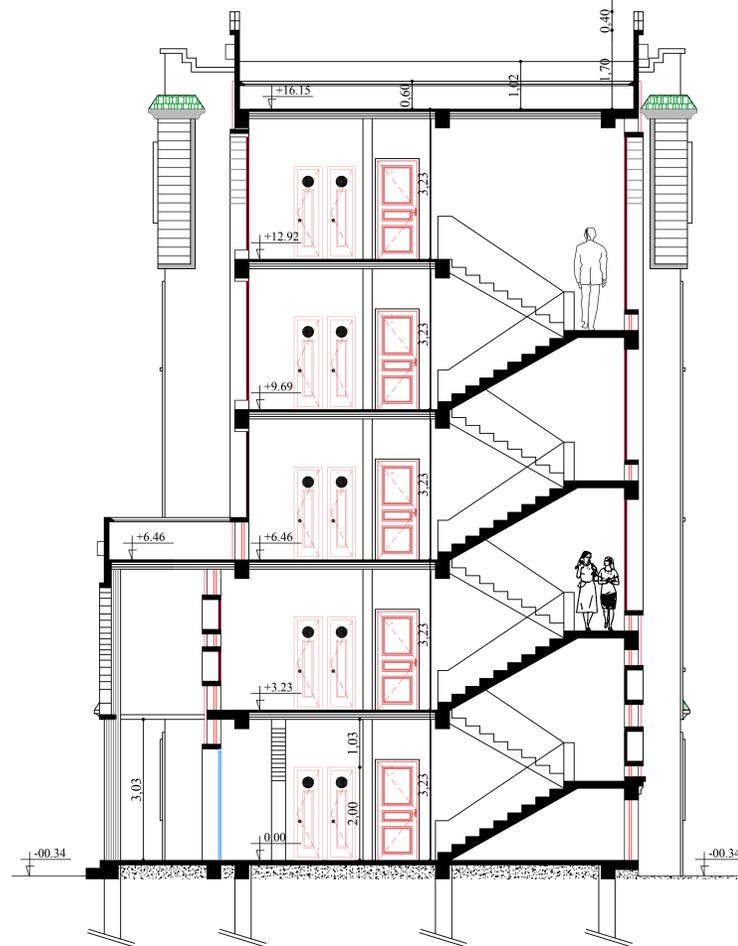
Plan 4ème étage



Plan terrasse



COUPE B-B

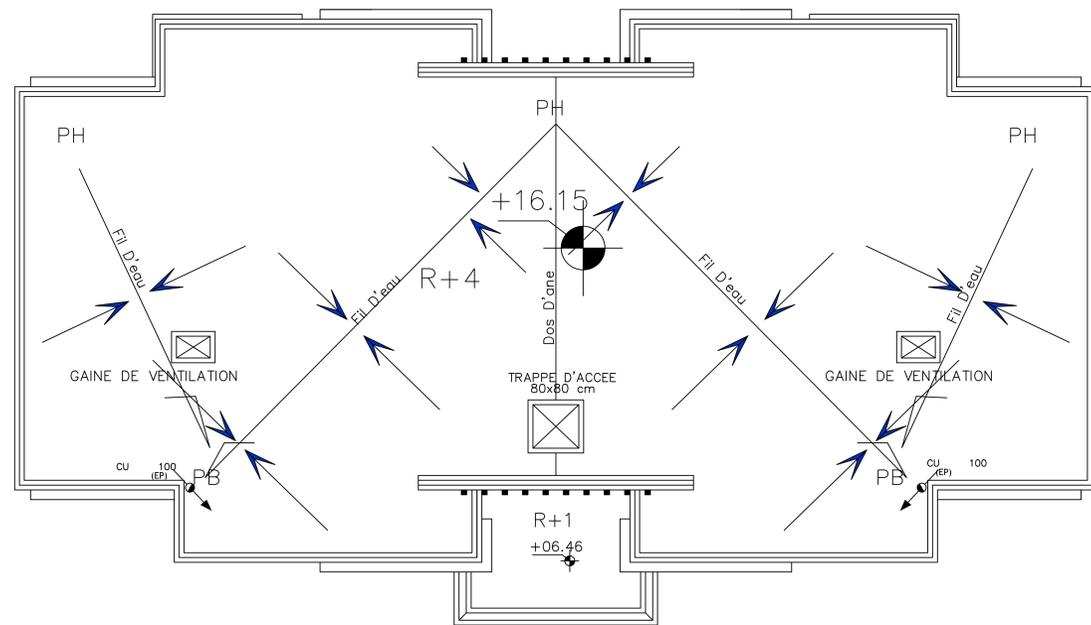


COUPE A-A

المقياس	المخططات
1/50	Plan du 4ème étage
1/50	Plan terrasse
1/50	Coupe A-A
1/50	Coupe B-B

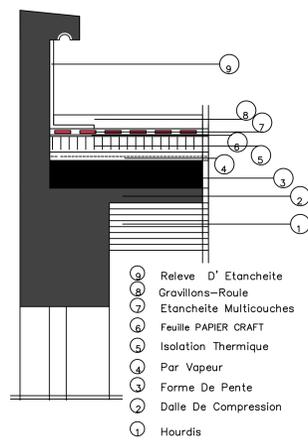
ANNEXE I

Plan de ferrailage



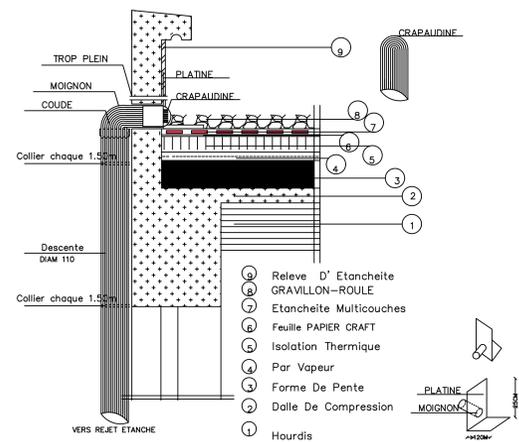
Plan terrasse

DETAIL A



- ⑨ Releve D' Etancheite
- ⑧ Gravrllons-Roule
- ⑦ Etancheite Multicouches
- ⑥ Feuille PAPIER CRAFT
- ⑤ Isolation Thermique
- ④ Par Vapeur
- ③ Forme De Pente
- ② Dalle De Compression
- ① Hourdis

DETAIL B



- ⑨ Releve D' Etancheite
- ⑧ GRAVILLON-ROULE
- ⑦ Etancheite Multicouches
- ⑥ Feuille PAPIER CRAFT
- ⑤ Isolation Thermique
- ④ Par Vapeur
- ③ Forme De Pente
- ② Dalle De Compression
- ① Hourdis

LEGENDE

- ① Hourdis
- ② Dalle De Compression
- ③ Forme De Pente
En beton malgre dose a 200 kg de ciment 4cm min (point bas)
- ④ Par Vapeur
1couche d'EIF, 1couche d'EAC feutre bitume 36 S
1couche d'EAC
- ⑤ Isolation Thermique
panneaux de polystirene d'epaisseur 4cm
ces panneaux sont coulees a bain de bitume sur le pare vapeur
- ⑥ Feuille PAPIER CRAFT
- ⑦ Etancheite Multicouches
-1 feutre bitume type 36 S ou 40 S
-1 couche d'EAC 1.50 kg / m2
-1 feutre bitume type 36 S
-1 couche d'EAC 1.50 kg / m2
-1 feutre bitume type 36 S
-1 couche d'EAC 1.50 kg / m2

- ⑧ Protection Lourde
Gravier roule 4cm d'epaisseur propre calibre doit etre executer au fur a mesure de l' avancement d'etancheite
- ⑨ Releve D' Etancheite
-1 couche d'EIF egale ou superieure a 50 %
-1 couche d'EAC
L'equerre de 15x15 cm de bitume arme 40 T.V (toile de verre) les angles de relevé doivent etre renforces avec equerre en bijume armé
-1 couche d'EAC
-Feutre B.A 40 autoprotège(pax)

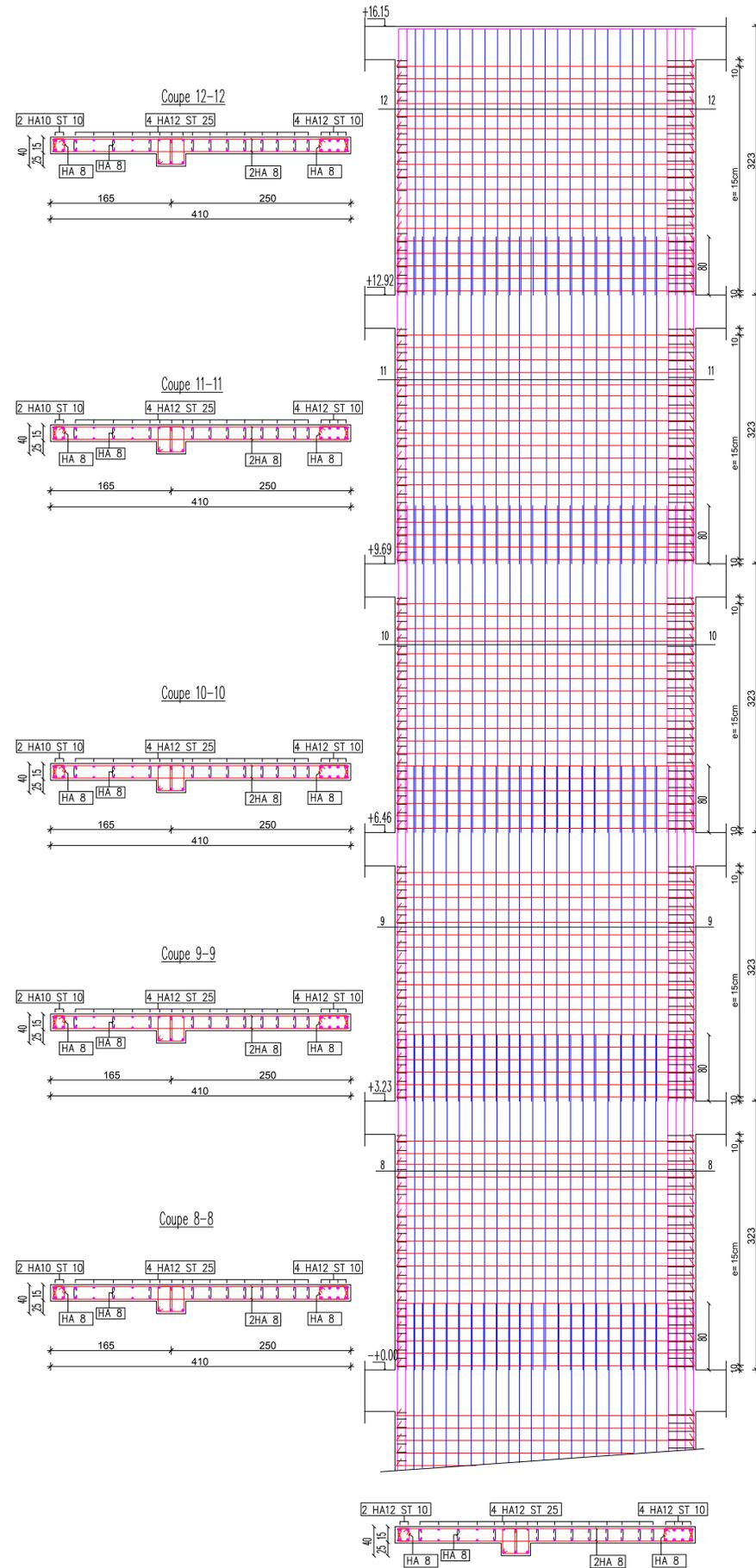
NB/ CARACTERISTIQUES TECHNIQUES DU POLYSTIRENE

- Densite minimale 25 kg/m3
- Epaisseur min 4 cm
- Dimension maximale 100x200
- Mode de pose en independance
- Contrainte du aux charges et surcharges admissibles au niveau du revetement sont limité a 01 bars
- L'etancheite multi couche doit etre absolument independante de l'isolation thermique

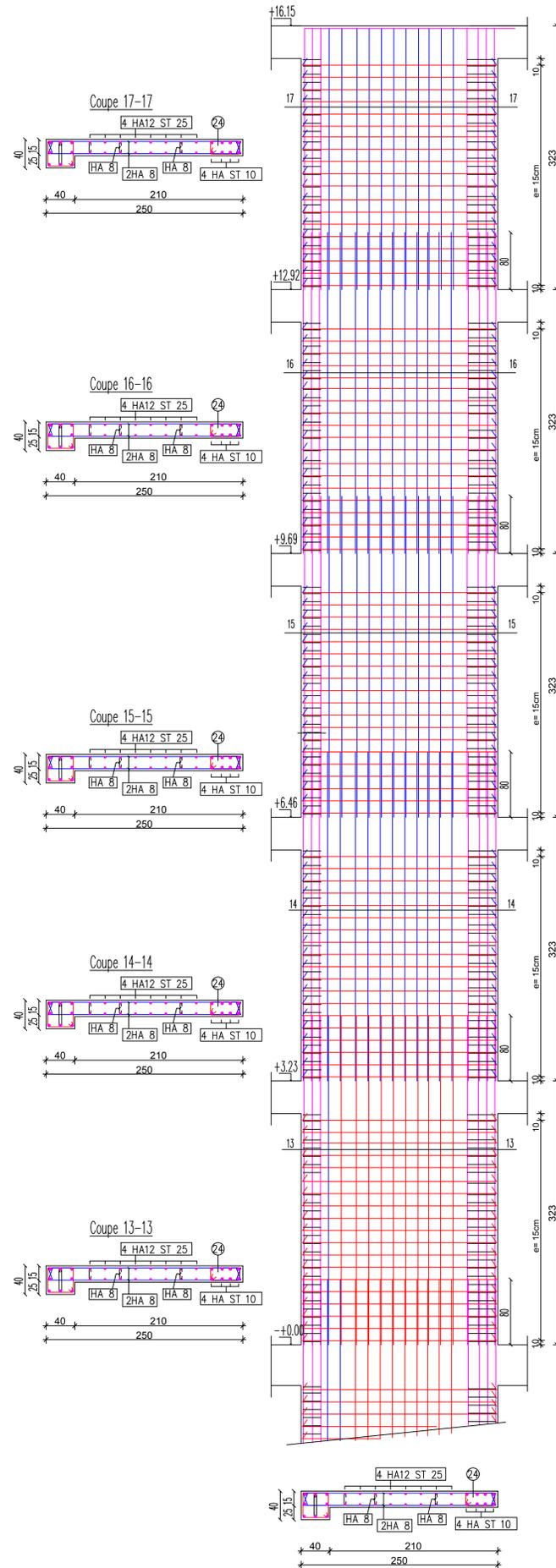
PLAN EVACUATION +
DETAIL ETANCHEITE
Bloc 12

PLAN EVACUATION +
DETAIL ETANCHEITE
Bloc 12

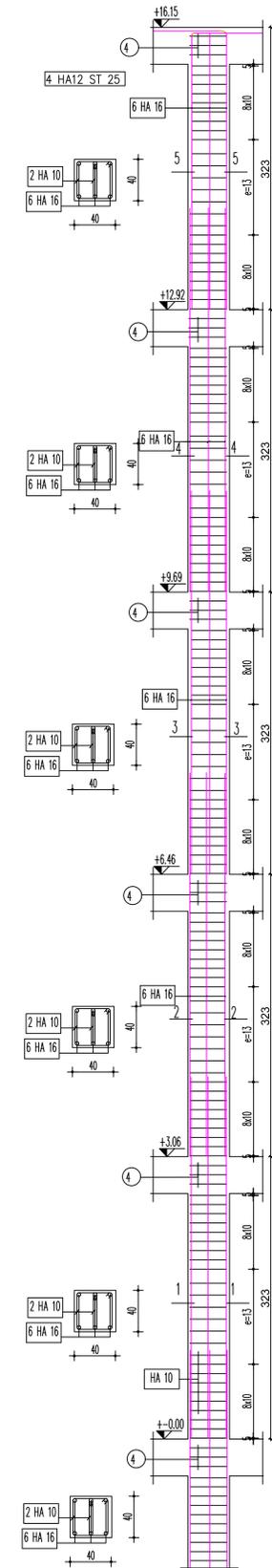
VOILE V1 15X410



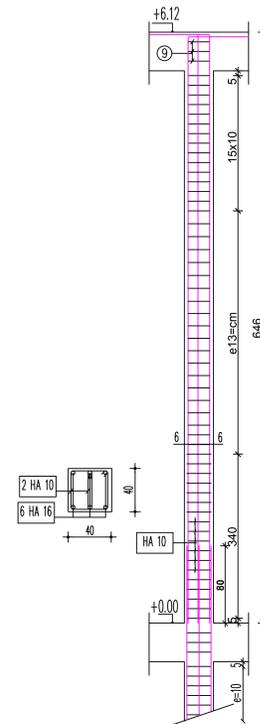
VOILE V2 15X205

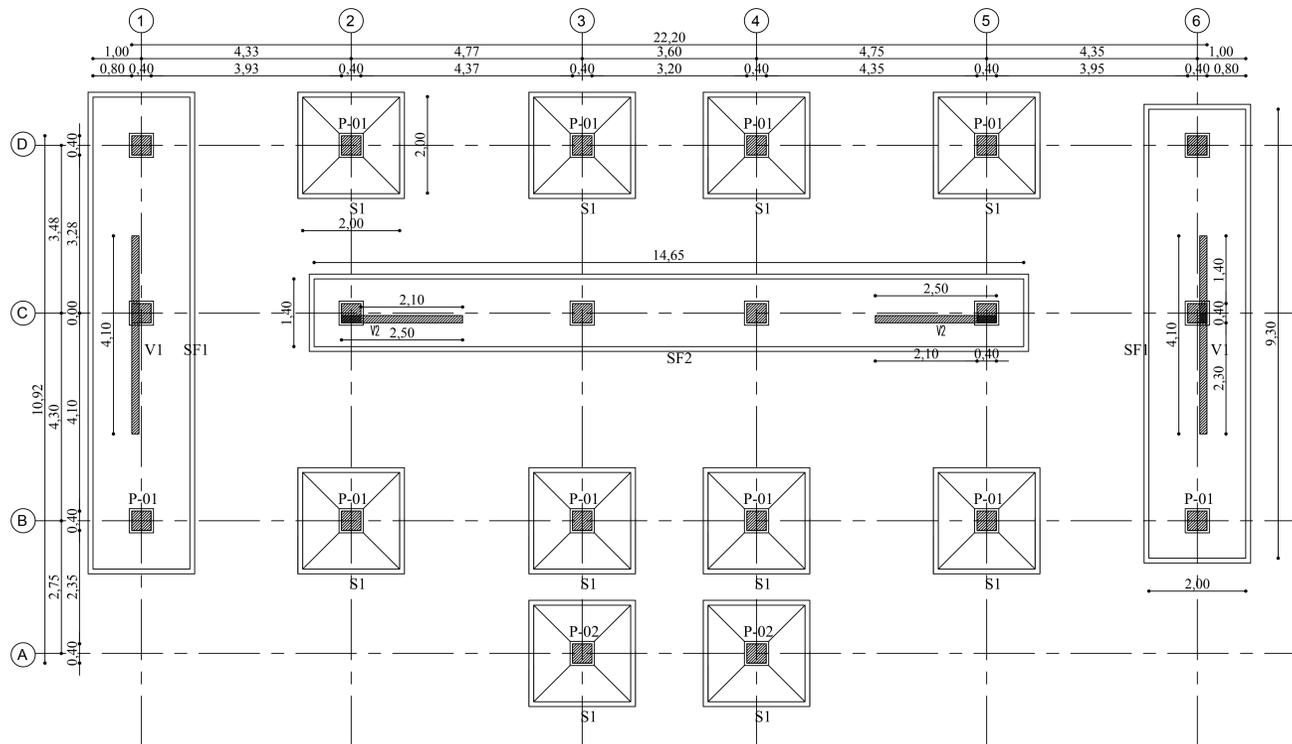


POTEAU P1 40X40



Poteaux -P2- 40x40





COFFRAGE FERRAILLAGE FONDATIONS

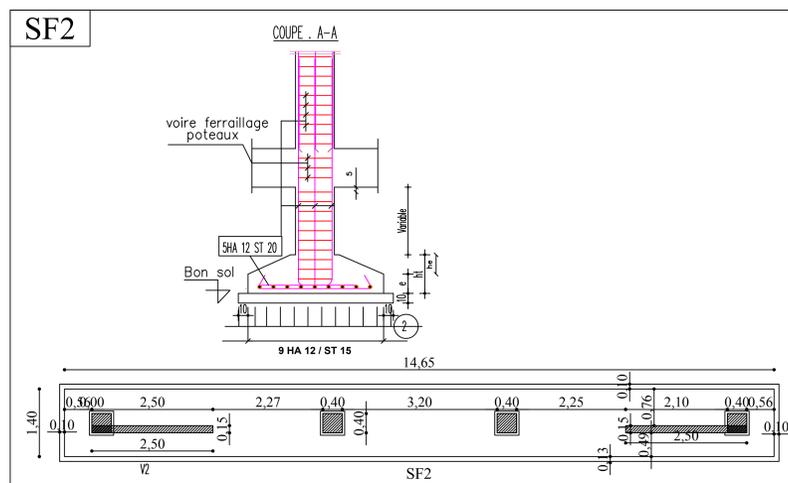
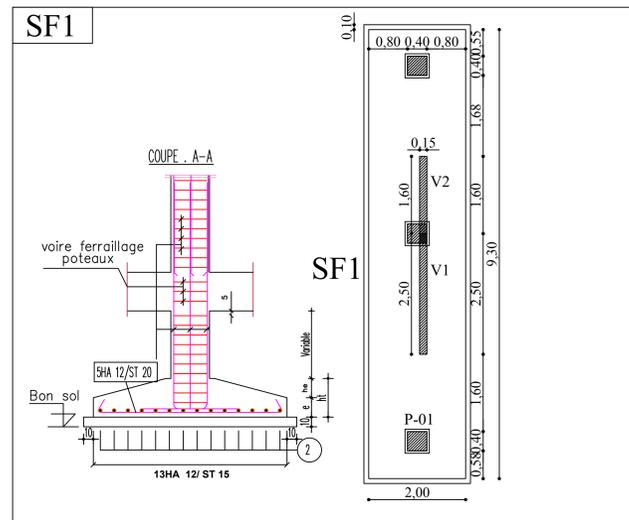
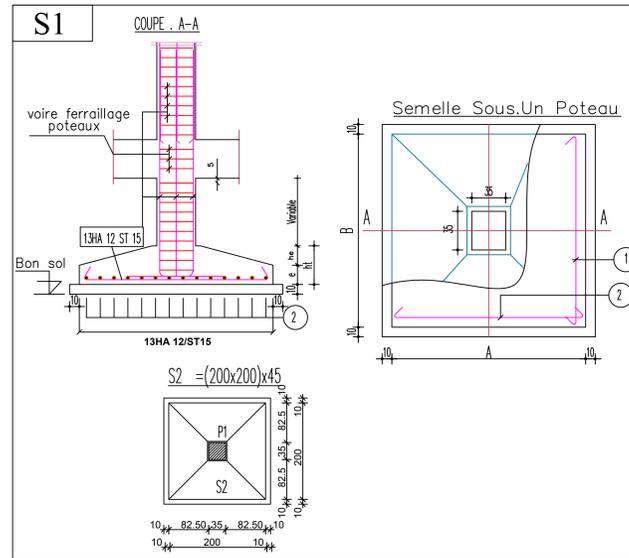
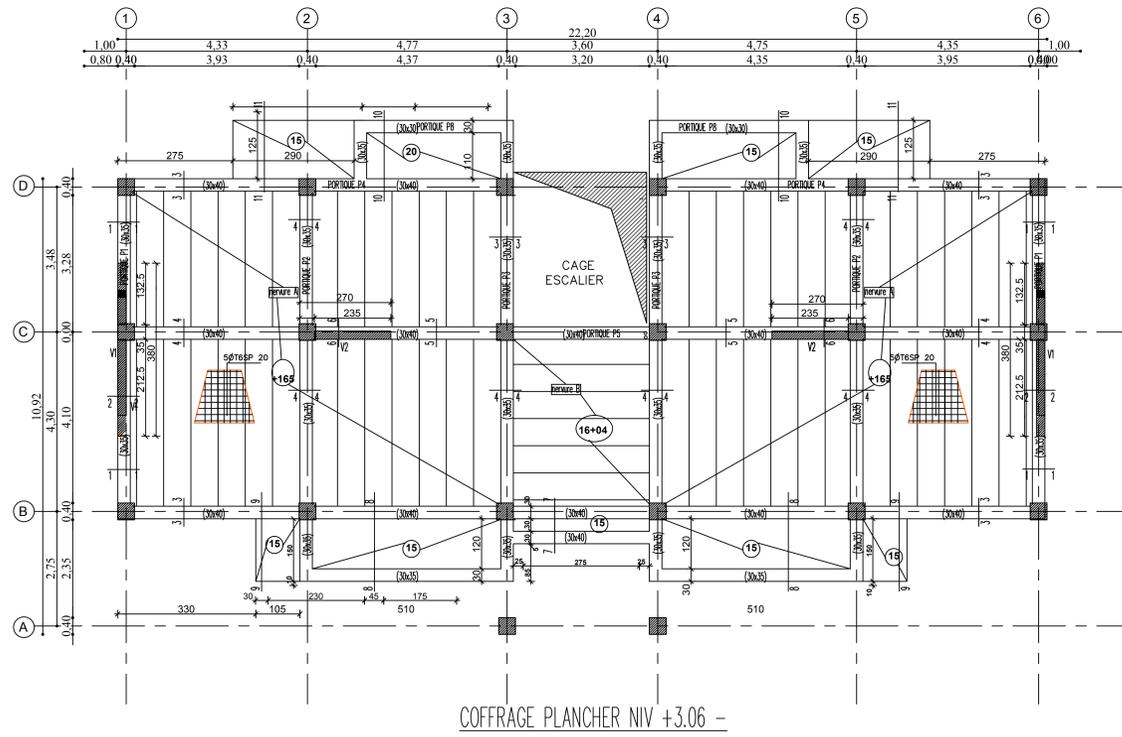
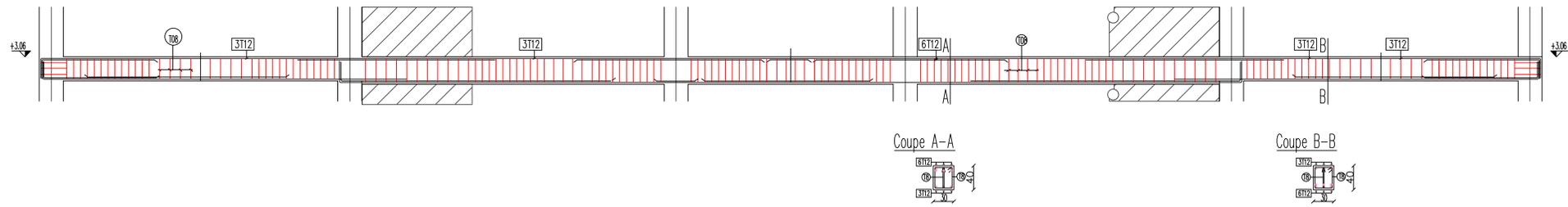


TABLEAU DES SEMELLES

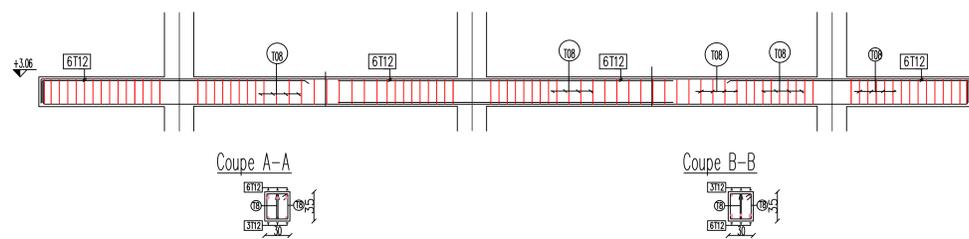
Semelles	A	B	h	he	ht	Schemas 1 T12 e=15cm	Schemas 2 T12 e=15cm
S-1-	200	200	25	20	45	15 195 15	15 195 15
SF-1-	200	930	25	20	45	20 925 20 120	20 195 20
SF-2-	140	1465	25	20	45	20 1460 20 120	20 1350 20



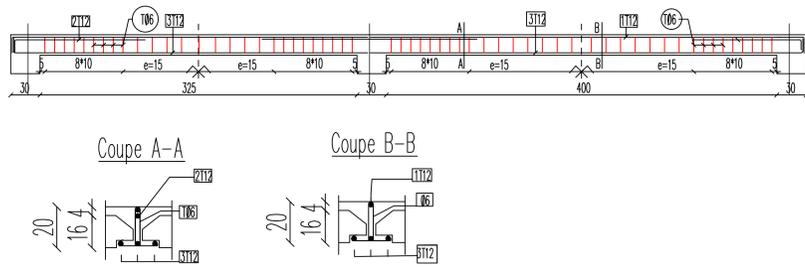
PORTIQUE (30x40)



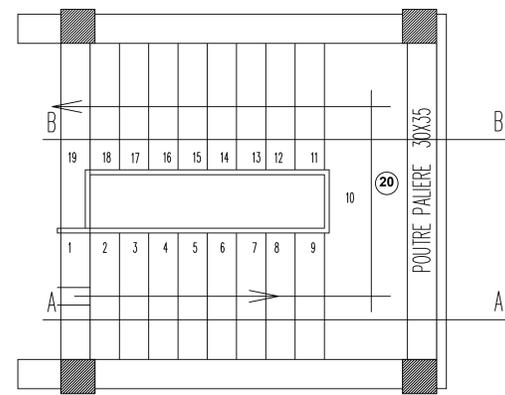
PORTIQUE P02 (30x35)



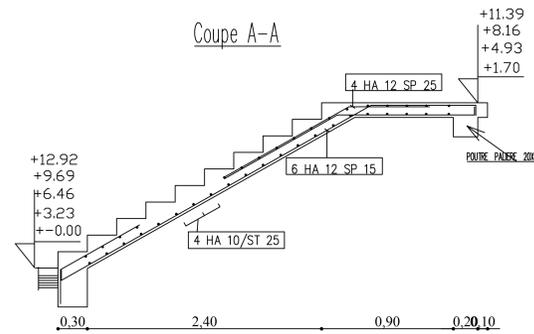
Ferrailage nervure type



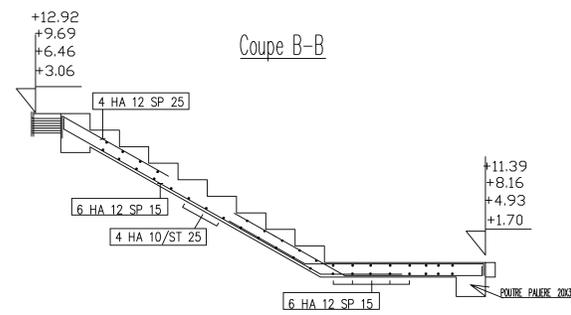
Coff / Ferr Cage D'escalier



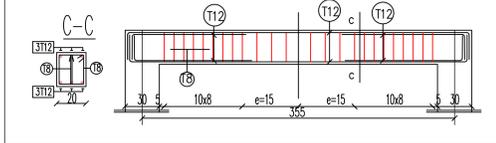
Coupe A-A



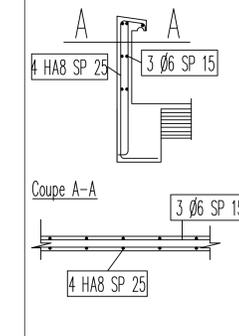
Coupe B-B



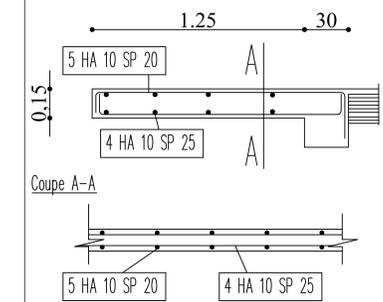
POUTRE PALIERE 20X30

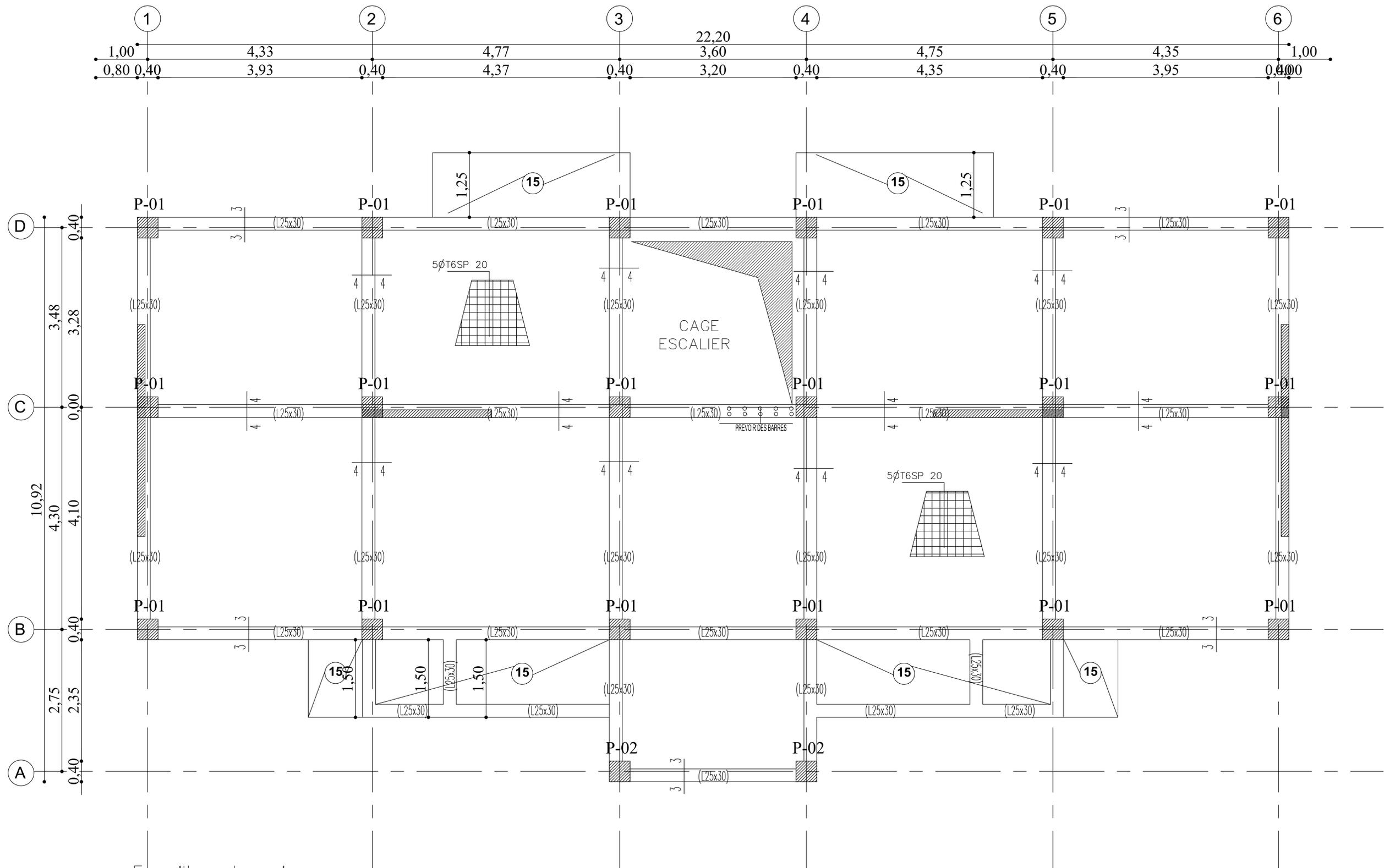


Acrotère

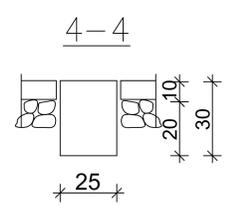
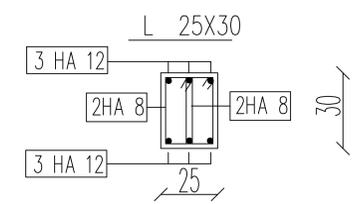


DALLE PLAIN





Ferrailage Longrines



COFFRAGE PLATE FORME

