



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA, - Bejaïa
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : Matériaux et Structures

Thème

*ETUDE D'UN BATIMENT R+10 AVEC DUPLEX A USAGE
D'HABITATION CONTREVENTE PAR UN SYSTEME MIXTE
(VOILES-PORTIQUES)*

Réalisé par :

Mer : BRAHAMI Réda

Mer : CHALABI Mohand Ouali

Mer : MEDDOURENE Toufik

Encadré par :

Melle : W. BOUGHAMSA

Jury:

Mer : BEN YESSAD

Mer : OUDNI

Promotion 2012-2013

Résumé

L'objectif de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé de forme irrégulière, constituée de 10 étages et d'un rez-de-chaussée, réalisée dans le cadre d'une promotion immobilière.

Le bâtiment situé à Tala OURIEN, wilaya de Béjaia qui fait partie de la zone de moyenne sismicité. C'est une structure contreventée par un système mixte voiles-portique avec justification d'interaction voiles-portique, sa conception est faite conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et les codes du béton armé (CBA 93, BAEL 91).

L'étude dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel SAP2000 V 14.2.2. L'étude de l'infrastructure du bâtiment a abouti à une fondation de type Radier général suite à l'importance des charges transmises au sol d'assise.

Mots clés

Béton armé, contreventement mixte, modélisation, étude dynamique.

Abstract

The objective of this work is the study of a concrete reinforced structure with an irregular shape, consisting of 10 floors and a ground floor, made in the context of a real estate development.

The building located in Tala Oueriène, wilaya of Bejaia which belongs to the area of average seismicity. It is braced by a sail-portal mixed system with justification structure interaction sail-portal, its design is made in accordance with Rules Algerian Earthquake Resistant (RPA99 2003 version) and codes of reinforced concrete (CBA 93 BAEL 91).

The dynamic study was performed using the software SAP2000 V 14.2.2. The study of the building's infrastructure has led to a general type Raft foundation on the importance of loads transmitted to the subgrade.

Key words

Reinforced concrete, mixed brace system, modeling, dynamic analysis.

REMERCIEMENTS

Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à Dieu le Tout Puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

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

Nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nous adressons nos remerciements à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.

Sommaire

Introduction	1
I. Généralités	3
I.1 Description de l'ouvrage.....	3
I.1.1 Description architecturale.....	3
I.1.2 Description structurale	3
I.2 Rapport de sol.....	4
I.3 Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites	4
I.3.1 Etats limites ultimes (ELU).....	4
I.3.2 Etats limites de service (ELS)	5
I.3.3 Hypothèse fondamentales de calcul aux états limites	5
I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux	6
I.4.1 Béton :	6
I.4.2 L'Acier:	10
I.5 Actions et sollicitations	11
I.5.1 Les actions.....	11
I.5.2 Les sollicitations.....	11
I.5.3 Les combinaisons d'action :	12
II. Pré dimensionnement des éléments	13
II.1 Les planchers	13
II.2 Les poutrelles.....	14
II.3 Les dalles pleines.....	14
II.4 Les poutres.....	16

II.5	Les voiles.....	18
II.6	L'acrotère.....	18
II.7	Les escaliers.....	19
II.7.1	Définition :	19
II.7.2	Dimensionnement :	19
II.8	Les poteaux.....	22
II.8.1	Evaluation des charges	22
II.8.2	Pré dimensionnement	26
II.8.3	Descente de charge :.....	26
II.8.4	Vérifications sur le poteau le plus sollicité (poteau 3) :.....	33
II.8.5	Conclusion.....	35
III.	Etude de éléments secondaires	37
III.1	Calcul des planchers.....	37
III.1.1	Etudes des poutrelles	37
III.2	Etude des escaliers	52
III.3	Etude des dalles pleines	65
III.4	Etude de la poutre palière.....	72
III.5	Etude de la poutre brisée.....	76
III.6	Etude des poutres de chainage	79
III.7	Etude de l'acrotère	90
IV.	Etude au séisme	99
IV.1	Introduction.....	99
IV.2	Méthodes de calcul utilisées	99
IV.2.1	Méthode statique équivalente	99
IV.2.2	Méthode dynamique modale spectrale	103
IV.3	Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes.....	104
IV.4	Interprétation des résultats de l'analyse dynamique	105

IV.4.1	Disposition des voiles de contreventement	105
IV.4.2	Vérification de la résultante des forces sismiques.....	111
IV.4.3	Vérification de l'effort normal réduit.....	111
IV.4.4	Justification vis-à-vis des déformations	112
IV.4.5	Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	113
V.	Etude des éléments structuraux.....	115
V.1	Etude des poutres.....	115
V.1.1	Recommandation du RPA99 :.....	115
V.1.2	Calcul du ferrailage :.....	116
V.1.3	Vérifications	119
V.2	Etudes des poteaux	123
V.2.1	Recommandation du RPA99 V2003:.....	124
V.2.2	Sollicitations de calcul	125
V.2.3	Calcul de ferrailage	126
V.2.4	Armatures transversales	126
V.2.5	Vérifications	126
V.3	Etude des voiles	134
V.3.1	Recommandations du RPA99 :	134
V.3.2	Calcul de ferrailage	135
VI.	Etude des fondations	141
VI.1	Définition	141
VI.2	Choix du type de la fondation.....	141
VI.2.1	Combinaisons d'actions à considérer.....	141
VI.2.2	Capacité portante du sol	141
VI.2.3	Vérification des semelles isolées :.....	142
VI.2.4	Vérification des semelles filantes :.....	142
VI.2.5	Vérification du radier général :	143

VI.3	Ferraillage :	147
VI.3.1	La dalle du radier :	147
VI.3.2	Ferraillage des débords :	149
VI.3.3	Les sollicitations sur les nervures :	150
Conclusion	156

Table des figures

Fig. I.4.1. Diagramme des contraintes – déformations pour le béton	8
Fig. I.4.2. Diagramme contraintes-déformations de calcul	10
Fig. II.1.1. Disposition des poutrelles	13
Fig. II.1.2. Coupe transversale du plancher à corps creux	14
Fig. II.1.3. Largeur participante de la poutrelle	14
Fig. II.3.1. terrasse inaccessible étage 3	15
Fig. II.3.2. Balcon 1 étage 6	15
Fig. II.3.3. Balcon 2 étage 8	15
Fig. II.3.4. Balcon 3 étages 1 et 2.....	15
Fig. II.3.5. Balcon 4 étages 1 et 2.....	15
Fig. II.3.6. Balcon 6 étage 3	16
Fig. II.3.7. Balcon 5 étage 3	16
Fig. II.3.8. Balcon 7 étage 4	16
Fig. II.3.9. Balcon 8 étage 4	16
Fig. II.3.10. Palier intermédiaire	16
Fig. II.4.1. Dimensions d'un voile	18
Fig. II.5.2. L'acrotère	18
Fig. II.7.1. Escalier à trois volées	19
Fig. II.7.2. Escalier à deux volées	19
Fig. II.7.3. Paillasse 1 du RDC.....	20
Fig. II.8.1. Repérage des poteaux les plus sollicités.....	27
Fig. II.8.2. Surface afférente du poteau 1	27
Fig. II.8.3. Surface afférente du poteau 2 (présence de l'escalier)	29
Fig. II.8.4. Surface afférente du poteau 2 (absence de l'escalier).....	29
Fig. II.8.5. Surface afférente du poteau 3 (absence de l'escalier duplex).....	31
Fig. II.8.6. Surface afférente du poteau 3 (présence de l'escalier duplex).....	31
Fig. III.1.1. Schéma statique du type 1	39
Fig. III.1.2. Schéma statique du type 2.....	39
Fig. III.1.3. Schéma statique du type 3.....	39
Fig. III.1.4. Schéma statique du type 4.....	39

Fig. III.1.5. Schéma statique du type 5.....	39
Fig. III.1.6. Schéma statique du type 6.....	39
Fig. III.1.7. Schéma statique du type 7.....	39
Fig. III.1.8. Schéma statique du type 8.....	40
Fig. III.1.9. Schéma statique du type 9.....	40
Fig. III.1.10. Schéma statique du type 10.....	40
Fig. III.1.11. Schéma statique du type 11.....	40
Fig. III.1.12. Schéma statique du type 12.....	40
Fig. III.1.13. Schéma statique du type 1 des poutrelles.....	40
Fig. III.1.14. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	51
Fig. III.1.15. Schémas de ferrailage des poutrelles	52
Fig. III.1.16. volée 1 de l'escalier principal	52
Fig. III.2.1. Schéma statique de l'escalier.....	53
Fig. III.2.2. Schéma de ferrailage de l'escalier principal.....	56
Fig. III.2.3. Escalier duplex.....	56
Fig. III.2.4. Schéma statique de la volée I.....	56
Fig. III.2.5. Schéma statique de la volée II.....	59
Fig. III.2.6. Schéma de ferrailage de la volée I & III.....	60
Fig. III.2.7. Schéma de ferrailage de la volée II.....	61
Fig. III.2.8. Schéma statique de la volée II.....	63
Fig. III.2.9. Schéma de ferrailage de la volée I.....	65
Fig. III.2.10. Schéma de ferrailage de la volée II.....	65
Fig. III.2.1. Schéma statique de la dalle 1	65
Fig. III.3.2. Schéma de ferrailage de la terrasse inaccessible.....	69
Fig. III.3.3. Schéma de ferrailage du balcon 1	69
Fig. III.3.4. Schéma de ferrailage du balcon 2	70
Fig. III.3.5. Schéma de ferrailage du balcon 3	70
Fig. III.3.6. Schéma de ferrailage du balcon 4	71
Fig. III.3.7. Schéma de ferrailage du balcon 5	71
Fig. III.3.8. Schéma de ferrailage du palier intermédiaire	72
Fig. III.4.1. Schéma statique de la poutre palière.....	72
Fig. III.4.2. Schéma de ferrailage de la poutre palière	75
Fig. III.4.1. Escalier duplex.....	76
Fig. III.5.2. Schéma statique de la poutre brisée	76

Fig. III.5.3. Schéma de ferrailage de la poutre brisée	79
Fig. III.6.1. Schéma statique de la poutre de chainage 1	80
Fig. III.6.2. Schéma de ferrailage du chainage 1	82
Fig. III.6.3. Schéma statique de la poutre de chainage 2	82
Fig. III.6.4. Schéma de ferrailage du chainage 2	85
Fig. III.6.5. Schéma statique de la poutre de chainage 3	85
Fig. III.6.6. Schéma de ferrailage du chainage 3	87
Fig. III.6.7. Schéma statique de la poutre de chainage 4	87
Fig. III.6.8. Schéma de ferrailage du chainage 4	89
Fig. III.6.9. Schéma de ferrailage du chainage vertical	90
Fig. III.6.10. Schéma statique de l'acrotère 1	90
Fig. III.7.1. Schéma de ferrailage de l'acrotère	98
Fig. IV.2.1. Vue en 3D du bâtiment	104
Fig. IV.4.1. 1 ^{ère} disposition des voiles	105
Fig. IV.4.2. 2 ^{ème} disposition des voiles	106
Fig. IV.4.3. Disposition adoptée des voiles	108
Fig. IV.4.4. Mode 1, T= 0.85 s Translation selon Y-Y	109
Fig. IV.4.5. Mode 2, T= 0.82 s Translation selon X-X	109
Fig. V.1.1. Schéma de ferrailage des poutres principales	122
Fig. V.1.2. Schéma de ferrailage des poutres secondaires	123
Fig. V.2.1. Zone nodale	130
Fig. V.2.2. Schéma de ferrailage des poteaux	132
Fig. V.2.3. Schéma de ferrailage des poteaux	133
Fig. V.3.1. Localisation des voiles	135
Fig. V.3.2. Schéma de ferrailage du voile Vx1 au niveau du RDC	140
Fig. VI.3.1. Schéma de ferrailage de la dalle du radier	149
Fig. VI.3.2. Schéma statique du débord	149
Fig. VI.3.3. Schéma de ferrailage du débord	150
Fig. VI.3.4. Distribution des charges sur les nervures	151
Fig. VI.3.5. Schéma statique de la nervure x-x	152
Fig. VI.3.6. Schéma statique de la nervure y-y	153
Fig. VI.3.7. Largeur participante d'une nervure	153
Fig. VI.3.8. Schéma de ferrailage des nervures	155

Table des tableaux

Tab. II.6.1. Charges sur l'acrotère	19
Tab. II.7.1. Les dimensions des différents escaliers.....	21
Tab. II.8.1. Charges sur le plancher corps creux (étage courant).....	22
Tab. II.8.2. Charges sur la terrasse inaccessible.....	22
Tab. II.8.3. Charges sur la terrasse accessible.....	23
Tab. II.8.4. Charges sur le balcon.....	23
Tab. II.8.5. Charges des murs extérieurs.....	24
Tab. II.8.6. Charges sur l'escalier principal (palier)	24
Tab. II.8.7. Charges sur l'escalier principal (volée)	24
Tab. II.8.8. Charges sur l'escalier duplex (palier)	25
Tab. II.8.9. Charges sur l'escalier duplex (volée).....	25
Tab. II.8.10. Les efforts ultimes du poteau 1	29
Tab. II.8.11. Les efforts ultimes du poteau 2	30
Tab. II.8.12. Les efforts ultimes du poteau 3	33
Tab. II.8.13. Vérification de la résistance	33
Tab. II.8.14. Vérification du flambement.....	35
Tab. III.1.1. sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles.....	45
Tab. III.1.2. Le choix des armatures pour les différents types de poutrelles	46
Tab. III.1.3. Résumé des flèches	51
Tab. III.3.1. Ferrailage des dalles pleines	69
Tab. III.4.1. Moments au niveau de la poutre palière	73
Tab. III.5.1. Moments au niveau de la poutre brisée.....	77
Tab. III.7.1. Sollicitations sur l'acrotère 1	91
Tab. III.7.2. Sollicitations sur l'acrotère 2	96
Tab. IV.2.1. Vérification des pénalités p_q	100
Tab. IV.2.2. Estimation des charges est surcharges sur le bâtiment	103

Tab. IV.4.1. Période et participation des masses modales	106
Tab. IV.4.2. Périodes et participation des masses modales.....	107
Tab. IV.4.3. Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	107
Tab. IV.4.4. Redimensionnement des poteaux.....	108
Tab. IV.4.5. Vérification de la période et la participation des masses modales.....	109
Tab. IV.4.1. Vérification de l'interaction sous charges verticales	110
Tab. IV.4.2. Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	111
Tab. IV.4.3. Vérification de la résultante de la force sismique	111
Tab. IV.4.4. Vérification de l'effort normal réduit	112
Tab. IV.4.5. Vérification des déplacement dans le sens X-X	113
Tab. IV.4.6. Vérification des déplacements selon Y-Y	113
Tab. IV.4.7. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X-X.....	114
Tab. IV.4.8. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y-Y	114
Tab. V.1.1. Ferrailage des poutres principales.....	117
Tab. V.1.2. Ferrailage des poutres secondaires.....	118
Tab. V.1.3. Vérification des contraintes tangentiels dans les poutres.....	120
Tab. V.1.4. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	120
Tab. V.1.5. Vérification de l'état limite de compression dans le béton	120
Tab. V.1.6. Vérification des conditions de la flèche	121
Tab. V.2.1. Section max et min des armatures longitudinales dans les poteaux.....	124
Tab. V.2.2. Sollicitations de calcul dans les poteaux	126
Tab. V.2.3. Ferrailage longitudinal dans les poteaux.....	126
Tab. V.2.4. Armatures transversales dans les poteaux	126
Tab. V.2.5. Vérification du flambement dans les poteaux.....	128
Tab. V.2.6. Vérification des contraintes dans les poteaux	128
Tab. V.2.7. Vérification aux sollicitations tangentes dans les poteaux.....	129
Tab. V.2.8. Moments résistants dans les poteaux	130
Tab. V.2.9. Moments résistants dans les poutres et vérification des zones nodales	131
Tab. V.3.1. Ferrailage des voiles Vx1	137
Tab. V.3.2. Ferrailage des voiles Vx2.....	138
Tab. V.3.3. Ferrailage des voiles Vy1	139
Tab. V.3.4. Ferrailage des voiles Vy2.....	139
Tab. V.3.5. Ferrailage des voiles Vy3.....	140
Tab. VI.3.1. Ferrailage de la dalle du radier	148

Tab. VI.3.2. Ferrailage et vérification du débord.....	150
Tab. VI.3.3. Moments dans la nervure x-x.....	152
Tab. VI.3.4. Moments dans la nervure y-y.....	153
Tab. VI.3.5. Ferrailage des nervures	154
Tab. VI.3.6. Vérification des contraintes	154

INTRODUCTION

Introduction

Construire était et reste un des plus grandes préoccupations de l'homme depuis des siècles, cette préoccupation s'est accrue avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tout les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail.

Cette solution n'est pas sans difficultés ; en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ses occupants ainsi que celles de ses voisins en danger sans oublier les pertes matérielles.

Les ingénieurs sont toujours confrontés au problème de la non connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre cout et niveau de sécurité à considérer.

En Algérie les expériences vécus, durant les derniers séismes a conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans une zone de moyenne sismicité, comportant un RDC et 10 étages, dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction portiques-voiles.

Le présent travail est constitué de six chapitres

- Le Premier chapitre consiste en la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles), et non structuraux (comme les planchers).
- le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les chainages, les escaliers et les planchers) fait l'objet du 3^{ème} chapitre.
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces

Introduction

vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul SAP 2000.

- Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel SAP2000 est présenté dans le 5^{ème} chapitre.
- Le sixième chapitre sera consacré pour l'étude des fondations.
- Le travail sera terminé par une conclusion générale.



CHAPITRE I :

GENERALITES

I. Généralités

I.1 Description de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment R+10 à usage d'habitation. Cet ouvrage est implanté dans la ville de Bejaïa qui est classée comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003), l'ouvrage est situé à environ 3Kms au nord-ouest du chef lieu de wilaya au lieu dit TALA OUADDA village TALA OURIEN.

I.1.1 Description architecturale

Les dimensionnes de bâtiment sont :

Hauteur totale de bâtiment : 33.41 m

Hauteur de R.D.C : 3.74 m

Hauteur d'étage : 2.89 m

Largeur du bâtiment : 20.07 m

Longueur du bâtiment : 20.15 m

I.1.2 Description structurale

I.1.2.1 L'ossature

Étant donné que la hauteur du bâtiment dépasse les 11m, l'ossature de notre bâtiment doit être un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles. (*Compléments aux RPA art 3.4.A.1.a*). [5]

I.1.2.2 Les planchers

Tous les planchers des étages seront semi pré fabriqué en corps creux, avec une dalle de compression armée avec un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

Les balcons, la dalle de l'ascenseur et paliers d'escalier seront réalisés en dalles pleines.

I.1.2.3 Les escaliers

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

I.1.2.4 L'acrotère

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde corps.

I.1.2.5 La maçonnerie

Les murs extérieurs et les murs de séparation entre les appartements en doubles cloisons de brique creuse, avec une lame d'air de 5 cm pour l'isolation thermique et acoustique.

Les murs de séparation intérieur seront en une seule paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.2 Rapport de sol

Le site se présente sous forme d'un couloir qui représente des faciès Marno-Schisteux de l'âge sénonien ; ces schistes sont compacts en profondeur avec de nombreuses lentilles de conglomérats. Ces conglomérats à éléments de taille très variables, sont accompagnés quelquefois de véritables «petites klippes sédimentaires». Nous avons aussi la présence de Marno-calcaire lenticulaire et de calcaire chamois en boules, si typiques de formations sénonienne.

D'après ce rapport de sol on peut classer notre sol en classe S3 (sol meuble) et la contrainte admissible à appliquer dans les calculs est de **1.50 bar**.

Les fondations seront ancrées à **3.00 mètres** de profondeur par rapport à la cote de terrain naturel.

I.3 Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites

On appelle un état limite, un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Les ouvrages et les éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation. Un état limite est donc atteint lorsqu'une condition requise d'une construction est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification dans le sens défavorable d'une des actions agissant sur elle ; on distingue :

I.3.1 Etats limites ultimes (ELU)

Sont ceux qui mettent en cause la **sécurité** de l'ouvrage. Ils ne désignent pas nécessairement effondrement, mais la plastification des matériaux et les grandes déformations résultantes sont souvent considérées comme une ruine. On distingue 03 états limites :

Etat limite ultime de l'équilibre statique

Etat limite ultime de résistance

Etat limite ultime de stabilité de forme

I.3.2 Etats limites de service (ELS)

Sont ceux qui mettent en cause le comportement de la construction en exploitation, on distingue 03 états limites :

Etat limite de service d'ouverture des fissures

Etat limite de service de déformation

Etat limite de compression du béton

I.3.3 Hypothèse fondamentales de calcul aux états limites

I.3.3.1 A l'ELU

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- Les sections droites restent planes (hypothèse de Bernoulli).
- Du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :
 - En flexion $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$
 - En compression simple $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$
- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots)

I.3.3.2 A l'ELS

- Conservation des sections planes.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

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

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.4.1 Béton :

a) Définition :

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier..), de l'eau et éventuellement de l'adjuvant.

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL).

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est mentionné sous la forme de rapport eau-ciment (E/C) est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que sa compactibilité s'améliorent, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

- . Une bonne résistance à la compression,
- . Une souplesse d'utilisation,
- . Un entretien facile,
- . Une bonne résistance aux feux,
- . Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

b) Les constituants du béton :

Le ciment :

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

Les granulats :

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

Les adjuvants :

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

c) Résistance du béton :

Résistance mécanique à la compression f_{cj} :

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

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16 cm, et de hauteur de 32 cm, pour un granulats de grosseur au plus égale à 40 mm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

Pour $j \leq 28$ jours, cette résistance est donnée par la relation suivante :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa (j} \leq 28 \text{ jours)} \quad \text{BAEL91 (Art A.2.1.11) [1]}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{Mpa (j} > 28 \text{ jours)} \quad \text{BAEL91 (Art A.2.1.11) [1]}$$

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

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

Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 60 \text{Mpa} \quad \text{CBA93 (Art A.1.2.1.2) [3]}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$ donc $f_{t28} = 2.1 \text{Mpa}$

d) Valeurs de calcul à la compression :

Contrainte limite à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Art A.4.3.4) [1]}$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison} \\ 0.9 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} \\ \text{est comprise entre 1h et 24h.} \\ 0.8 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison} \\ \text{d'action} < 1\text{h.} \end{cases}$$

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q = 1$). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application ($q = 0,85$).

e) Diagramme des contraintes- déformations :

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal (Fig. I.4.1).

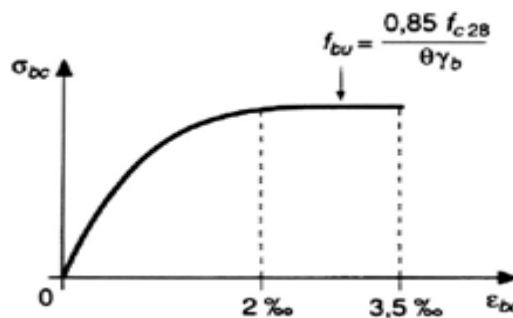


Fig. I.4.1. Diagramme des contraintes – déformations pour le béton

Le diagramme (parabole rectangle) ci dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

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

Pour $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ $f_{bc} = 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} (4 * 10^3 * \epsilon_{bc})$.

$2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$ $f_{bc} = f_{bu} = 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b$

Contrainte limite à l'ELS :

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \qquad \text{CBA93 (Art A.4.5.2) [3]}$$

f) Module de déformation longitudinale du béton :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ **CBA93 (Art A.2.1.2.1) [3]**

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

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

$$E_{i28} = 32164.20\text{Mpa}$$

$$E_{v28} = 10818.86\text{Mpa}$$

g) Coefficient de Poisson :

Lorsque on soumet une éprouvette de béton de longueur l , à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal, Δl mais également un gonflement transversal. Si a est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient

$a + \Delta a$ et la variation unitaire est $\frac{\Delta a}{a}$.

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}} = \nu = \frac{\text{Variation unitaire du côté de la section}}{\text{Raccourcissement unitaire}}$$

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{(ELS)} \\ 0 & \text{(ELU)} \end{cases} \quad \text{CBA93 (Art A.2.1.3) [1]}$$

h) Contrainte ultime de cisaillement (du béton) :

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.2.11 de BAEL91 on a :

$\tau_{adm} = \min (0.20f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable.

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

$\tau_{adm}=3.33\text{Mpa}$ \longrightarrow fissuration peu préjudiciable.

$\tau_{adm}=2.50\text{Mpa}$ \longrightarrow fissuration préjudiciable.

I.4.2 L'Acier:

a) Définition:

L'acier est fabriqué à partir de fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

b) Diagramme des contraintes – déformations (acier) :

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation(ϵ_s) est conventionnellement défini comme suit:

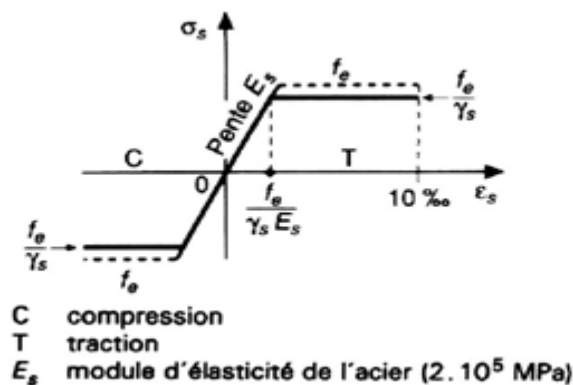


Fig. I.4.2. Diagramme contraintes-déformations de calcul

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ϵ_s .

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur:

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle (choc et séisme).

$\gamma_s = 1.15$ situation durable ou transitoire.

c) Contrainte limite des aciers:

- .Etat limite ultime: la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- .Etat limite de service: on distingue les cas suivants:
 - Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

La contrainte est limitée à:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \quad \text{BAEL91 (Art A.4.5.32) [1]}$$

f_{ij} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

- Cas où fissuration très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \quad \text{BAEL91 (Art A.4.5.32) [1]}$$

η : Coefficient de fissuration avec:

$\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6mm$.

$\eta=1.3$: pour les hautes adhérences $\phi < 6mm$.

I.5 Actions et sollicitations

I.5.1 Les actions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes,
- Des charges d'exploitations,
- Des charges climatiques.

a) *Actions permanentes (G) :*

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

b) *Actions variables (Q) :*

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

c) *Actions accidentelles (E) :*

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,.....etc.

I.5.2 Les sollicitations

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

a) *Sollicitations de calcul :*

On note par :

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

b) Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ÉLU :

Dans le cas d'une vérification à l'ÉLU on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de construction,
- La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre,
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

c) Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- La contrainte maximale de compression du béton,
- La fissuration du béton,
- La déformation des éléments.

I.5.3 Les combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \text{ (pour les poteaux seulement)} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$$

CHAPITRE II :

PREDIMMENTIONNEMENT

DES ELEMENTS

II. Pré dimensionnement des éléments

II.1 Les planchers

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols, dont les deux fonctions principales sont : une fonction de résistance mécanique et une fonction d'isolation acoustique et thermique.

Sa dimension est déterminée par la condition de la flèche donnée par le BAEL :

$$h_t = \frac{L}{22.5} \quad (\text{CBA 93}) [3]$$

Avec : h_t : hauteur totale du plancher.

L : longueur maximale dans le sens de disposition des poutrelles (entre nus d'appuis des poutrelles).

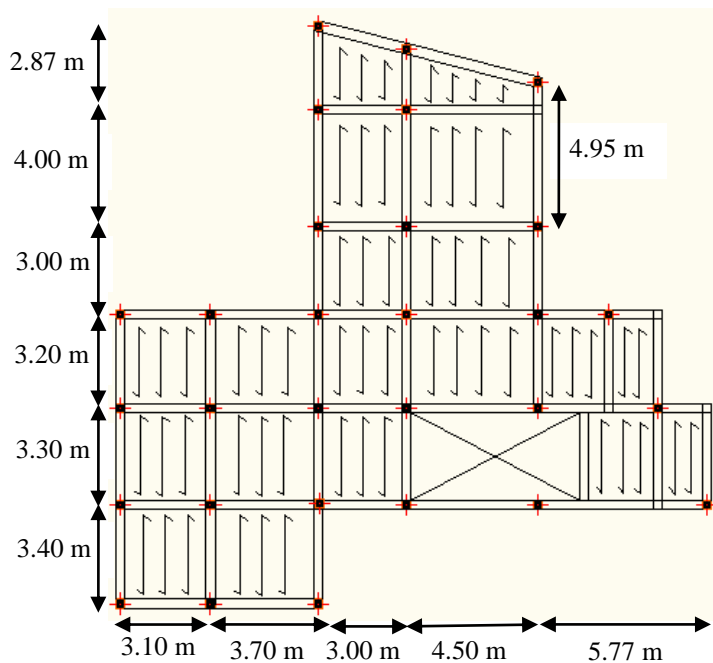


Fig. II.1.1. Disposition des poutrelles

$$h_t = \frac{370}{22.5} = 16.44 \text{ cm}$$

Donc on opte pour un plancher de 20 cm de hauteur dont :

- Une dalle de compression de 4 cm ;
- Un hourdis de 16 cm.

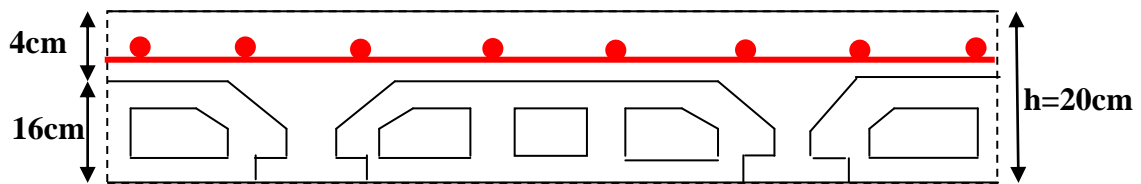


Fig. II.1.2. Coupe transversale du plancher à corps creux

II.2 Les poutrelles

La poutrelle est le seul élément résistant dans le plancher.

Le sens de disposition des poutrelles est choisi suivant :

- La plus petite portée pour diminuer la flèche ;
- Le sens où il y'a beaucoup d'appuis pour tenir compte de la continuité.

La poutrelle est calculée comme une section en T. La largeur de la dalle de compression qui participe à la résistance de la poutrelle

est déterminée comme suit : $\frac{b-b_0}{2} \leq \min(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10})$ tel que :

b : largeur efficace

b_0 : largeur de la poutrelle (généralement $b_0= 10$ cm)

l_x : distance (entre nus d'appuis) entre deux poutrelles

l_y : longueur (entre nus d'appuis) de la travée maximale des poutrelles.

On a :

$$l_x= 60 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$l_y= 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

Alors : $b = 65 \text{ cm}$

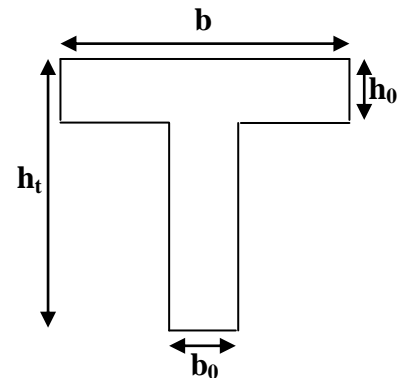


Fig. II.1.3. Largeur participante de la poutrelle

II.3 Les dalles pleines

Une dalle est un élément horizontal dont l'épaisseur « e » est plus petite par rapport aux deux autres dimensions. Son dimensionnement est basé sur deux critères :

1. Critère de résistance :

$$e \geq \frac{l_x}{20} \text{ Si une dalle sur 1 appui ou 2 appuis parallèles}$$

$$\frac{l_x}{30} \geq e \geq \frac{l_x}{35} \text{ Si dalle sur 2 appuis perpendiculaires ou 4 appuis avec } \rho = \frac{l_x}{l_y} \geq 0.4$$

$\frac{l_x}{40} \geq e \geq \frac{l_x}{45}$ Si dalle sur 2 appuis perpendiculaires, 3 appuis ou 4 appuis avec $\rho < 0.4$

2. Critère du coupe feu :

$e \geq 7$ cm pour une heure de coupe feu

$e \geq 11$ cm pour 2 heures de coupe feu

Dans notre cas on a 3 types de dalles pleines

1. Dalle pleine sur 2 appuis perpendiculaires :

Au niveau de l'étage 3 : une terrasse $l_x = 1.0$ m

$l_y = 3.0$ m

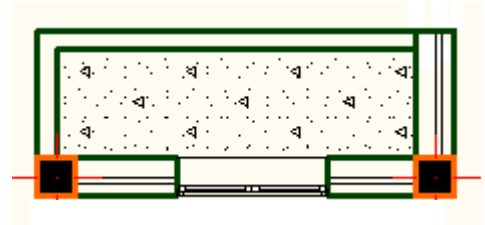


Fig. II.3.1. terrasse inaccessible étage 3

Au niveau de l'étage 6 : deux balcons $l_x = 1.2$ m

$l_y = 2.0$ m

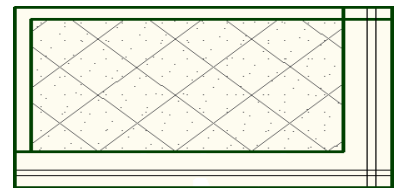


Fig. II.3.2. Balcon 1 étage 6

Au niveau de l'étage 8 : un balcon $l_x = 1.2$ m

$l_y = 4.0$ m

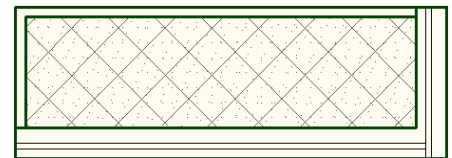


Fig. II.3.3. Balcon 2 étage 8

2. Dalle pleine sur 3 appuis :

Au niveau des étages 1 et 2 : un balcon $l_x = 1.0$ m

$l_y = 2.7$ m

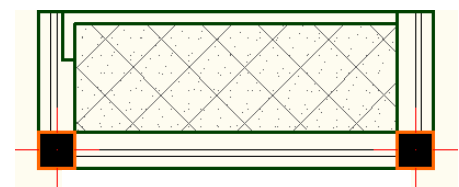


Fig. II.3.4. Balcon 3 étages 1 et 2

un balcon $l_x = 1.5$ m

$l_y = 3.4$ m

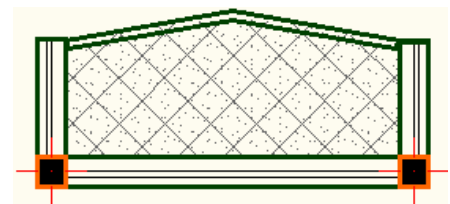


Fig. II.3.5. Balcon 4 étages 1 et 2

Au niveau de l'étage 3 : un balcon
 $l_x = 1.5 \text{ m}$
 $l_y = 3.4 \text{ m}$

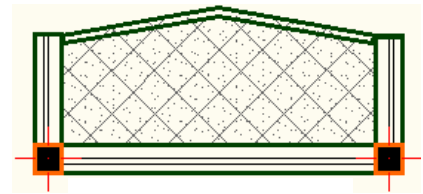


Fig. II.3.6. Balcon 6 étage 3

un balcon
 $l_x = 1.4 \text{ m}$
 $l_y = 2.9 \text{ m}$

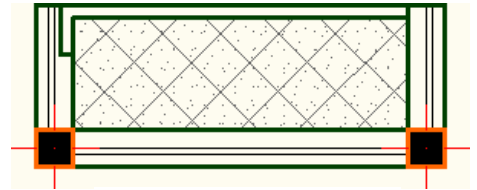


Fig. II.3.7. Balcon 5 étage 3

Au niveau de l'étage 4 : un balcon
 $l_x = 1.4 \text{ m}$
 $l_y = 2.9 \text{ m}$

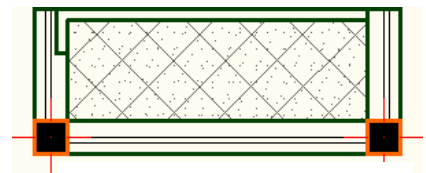


Fig. II.3.8. Balcon 7 étage 4

un balcon
 $l_x = 1.5 \text{ m}$
 $l_y = 3.4 \text{ m}$

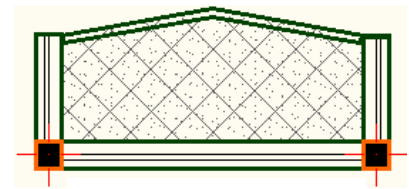


Fig. II.3.9. Balcon 8 étage 4

3. Dalle pleine sur un seul appui:

Palier intermédiaire de l'escalier principal: $l_x = 1.1 \text{ m}$
 $l_y = 3.0 \text{ m}$



Fig. II.3.10. Palier intermédiaire

Après calcul on trouve que le critère de coupe feu est prépondérant donc $e \geq 11 \text{ cm}$
 Alors on opte pour des dalles pleines de 12 cm d'épaisseur.

II.4 Les poutres

Les poutres sont des éléments généralement horizontaux dont une dimension est plus grande que les deux autres, leurs dimensions sont données par les critères suivants :

1. Critère de résistance :

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

b est choisie forfaitairement entre 0.7 h et h

Avec :

L : longueur entre nus d'appuis de la travée maximale

2. Conditions du RPA : (art 7.5.1) [4]

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

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

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

a) Poutres principales :

$$L = 5.77 - 0.30 = 5.47 \text{ m}$$

$$\frac{547}{15} \leq h \leq \frac{547}{10}$$

$$\text{D'où : } 36.46 \text{ cm} \leq h \leq 54.7 \text{ cm}$$

Donc on opte pour des poutres principales : **h = 40 cm**

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

Vérification des conditions du RPA :

h > 30 cm Condition vérifiée

b > 20 cm Condition vérifiée

$$\frac{h}{b} = 1.33 < 4 \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Poutres secondaires :

$$L = 4.95 - 0.30 = 4.65 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } 31 \text{ cm} \leq h \leq 46.5 \text{ cm}$$

Donc on opte pour des poutres secondaires : **h = 35 cm**

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

Vérification des conditions du RPA :

h > 30 cm vérifiée

b > 20 cm vérifiée

$$\frac{h}{b} = 1.17 < 4 \quad \text{vérifiée}$$

II.5 Les voiles

Un voile est un élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA suivantes :

- $e \geq h_e/20$ pour les voiles simples **RPA (art 7.7.1) [4]**
- $e \geq 15\text{cm}$

h_e : hauteur libre d'étage ;

Dans notre cas :

pour le RDC on a : $h_e = 374 - 40 = 334\text{cm}$.

pour autres niveaux on a : $h_e = 389 - 40 = 249\text{cm}$.

Donc :

$$e \geq \frac{334}{20} = 16.7\text{cm} \text{ donc on opte pour RDC } e = 20\text{cm}$$

$$e \geq \frac{249}{20} = 12.45\text{cm} \text{ donc on opte pour les autres niveaux } e = 15\text{cm}$$

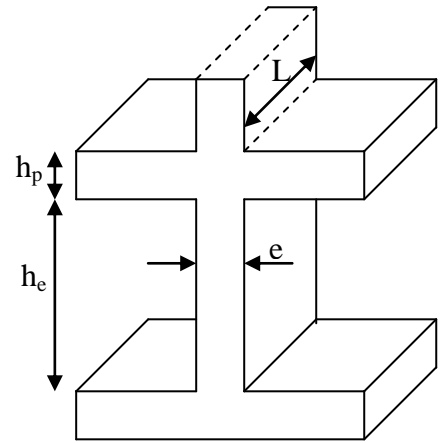


Fig. II.4.1. Dimensions d'un voile

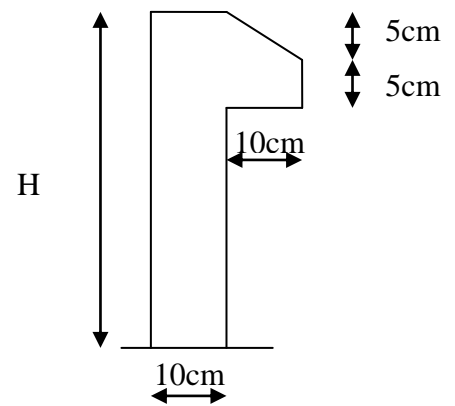


Fig. II.5.2. L'acrotère

II.6 L'acrotère

L'acrotère est l'élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p .

Dans notre cas on a:

pour une terrasse inaccessible $H = 60\text{ cm}$

Et pour une terrasse accessible $H = 110\text{ cm}$

$$S_{acc} = 0.10 \times 1.1 + 0.05 \times 0.10 + \frac{0.05 \times 0.1}{2} = 0.1175\text{m}^2$$

D'où :

$$S_{inac} = 0.10 \times 0.6 + 0.05 \times 0.10 + \frac{0.05 \times 0.1}{2} = 0.0675\text{m}^2$$

Type	Enduit de ciment (3.5cm)	Poids propre	Poids totale
Terrasse acc	0.7 KN/m	2.94 KN/m	3.64 KN/m
Terrasse inacc	0.7 KN/m	1.69 KN/m	2.39 KN/m

Tab. II.6.1. Charges sur l'acrotère

II.7 Les escaliers

II.7.1 Définition :

L'escalier est élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre. L'escalier est composé d'une succession régulière des plans horizontaux consistants en des marches et des paliers.

Dans notre cas on a deux types d'escalier :

- Escalier à deux volées :
- Escalier à trois volées :

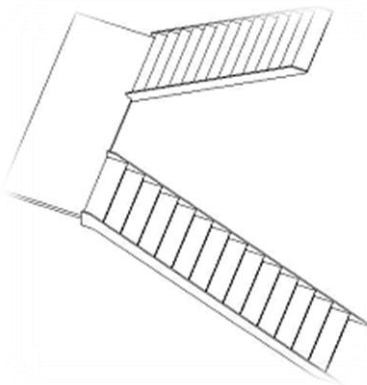


Fig. II.7.2. Escalier à deux volées

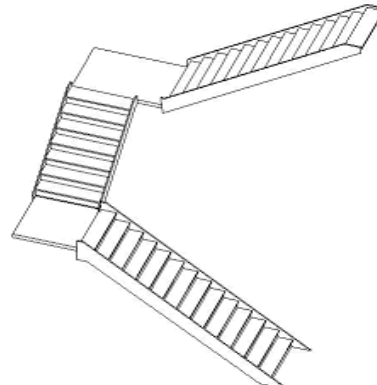


Fig. II.7.1. Escalier à trois volées

II.7.2 Dimensionnement :

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contre marches (h) on utilise la formule de BLONDEL :

$$60 \text{ cm} < 2h + g < 65 \text{ cm}$$

Avec :

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L}{n-1} \end{cases}$$

n : nombre de contre marche

H : hauteur de la volée.

L : longueur de la volée.

a) Escalier principal :

Au niveau du RDC :

1. Palliase 1 :

H = 170 cm

L = 270 cm

$$64 n^2 - (64 + 2H + L) n + 2H = 0$$

$$\Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2 \times 170 + 270) n + 2 \times 170 = 0$$

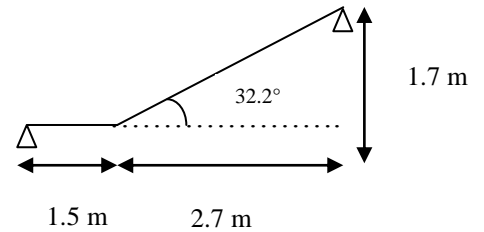


Fig. II.7.3. Palliase 1 du RDC

Après la résolution, on trouve : n = 10 contres marches.

$$D'où: \begin{cases} h = \frac{H}{n} = 17 \text{ cm.} \\ g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

On adopte:

h = 17 cm

g = 30 cm

Vérification de la formule de BLONDEL :

$$2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \Rightarrow 60 \text{ cm} < 64 \text{ cm} < 65 \text{ cm} \text{ vérifiée}$$

$$\text{Inclinaison de la paillasse : } tg(\alpha) = \frac{1.70}{2.70} \text{ d'où : } \alpha = 32.20^\circ$$

$$\text{La longueur de la volée est : } L = \frac{2.70}{\cos \alpha} = 3.19m$$

2. Paillasse 2 :

H = 221 cm L = 270 cm

n = 12 \Rightarrow h = 18 cm et g = 25 cm

Vérification de la formule de BLONDEL :

$$2 \times 18 + 25 = 61 \text{ cm} \Rightarrow 60 \text{ cm} < 61 \text{ cm} < 64 \text{ cm} \text{ vérifiée}$$

$$\text{Inclinaison de la paillasse : } tg(\alpha) = \frac{2.21}{2.7} \text{ d'où : } \alpha = 39.30^\circ.$$

$$\text{La longueur de la volée est : } L = \frac{2.70}{\cos \alpha} = 3.49m$$

Même étapes pour les autres types d'escaliers.

b) Epaisseur de la volée :

Escalier principale :

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

$$L = \frac{270}{\cos 32.3^\circ} + 150 = 469.07 \text{ cm} \Rightarrow 15.63 \text{ cm} \leq e \leq 23.45 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur de 18 cm

c) Escaliers de duplex :

1. A deux volées :

$$L = \frac{270}{\cos 28.07^\circ} + 100 = 405.99 \text{ cm} \Rightarrow 13.53 \text{ cm} \leq e \leq 20.29 \text{ cm} \Rightarrow e = 18 \text{ cm}$$

2. A trois volées :

$$L = \frac{120}{\cos 38.37^\circ} + 100 = 253.05 \text{ cm} \Rightarrow 8.43 \text{ cm} \leq e \leq 12.65 \text{ cm} \Rightarrow e = 12 \text{ cm}$$

Le tableau suivant résume les différentes dimensions des escaliers

Escalier	H _{esc} (m)	Volée	H _{volée} (m)	Inclinaison (α)	L _{volée} (m)	N ^{bre} de contre- marches	h (cm)	g (cm)	Epaisseur (cm)
RDC	3.91	1	1.70	32.2°	2.70	10	17	30	18
		2	2.21	39.3°	2.70	12	18	25	
1^{er} étage- 9^{em}	2.89	1	1.19	23.78°	2.70	9	14	34	18
		2	1.7	32.2°	2.70	10	17	30	
Duplex 5→6	2.89	1	1.44	28.07°	2.70	8	18	29	18
		2	1.45	38.85°	1.80	8	18	26	
Duplex 6→7	2.72	1	0.70	37.85°	0.90	4	17.5	30	12
		2	1.07	35.5°	1.50	6	17.5	30	
		3	0.95	38.37°	1.20	5	19	30	
Duplex 7→8	2.89	1	1.02	34.22°	1.50	6	17	30	12
		2	0.68	37.07°	0.90	4	17	30	
		3	1.19	33.47°	1.80	7	17	30	
Duplex 9→10	2.89	1	1.02	36.07°	1.40	6	17	28	12
		2	0.68	37.07°	0.90	4	17	30	
		3	1.19	33.47°	1.80	7	17	28	

Tab. II.7.1. Les dimensions des différents escaliers

II.8 Les poteaux

II.8.1 Evaluation des charges

II.8.1.1 Plancher corps creux (étage courant)

Désignations	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	0.4
Mortier de pose	2	0.4
Sable fin	2	0.36
Corps creux	16+4	2.85
Enduit de plâtre	1.5	0.15
Cloisons de séparation	10	1
Poids total	/	5.16

Tab. II.8.1. Charges sur le plancher corps creux (étage courant)

La charge permanente totale qu'on obtient est $G_{etg} = 5.16 \text{KN} / \text{m}^2$.

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage courant est estimée à

$$Q_{etg} = 1.5 \text{KN} / \text{m}^2.$$

II.8.1.2 Terrasse inaccessible

Désignations	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
Gravillons de protection	4	0.8
Étanchéité	2	0.12
Isolation thermique	/	0.16
Forme de pente	4.5	1
Corps creux	16+4	2.85
Enduit de plâtre	1.5	0.15
Poids total	/	5.08

Tab. II.8.2. Charges sur la terrasse inaccessible

La charge permanente totale qu'on obtient est $G_{terinc} = 5.08 \text{KN} / \text{m}^2$.

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à

$$Q_{terinc} = 1.0 \text{KN} / \text{m}^2.$$

II.8.1.3 Terrasse accessible

Désignations	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	0.4
Mortier de pose	2	0.4
Lit de sable	2	0.36
Etanchéité	2	0.12
Forme de pente	4.5	1
Isolation thermique	/	0.16
Corps creux	16+14	2.85
Enduit de plâtre	1.5	0.15
Poids total	/	5.44

Tab. II.8.3. Charges sur la terrasse accessible

La charge permanente totale qu'on obtient est $G_{teracc} = 5.44KN / m^2$.

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse accessible est estimée à

$$Q_{teracc} = 1.5KN / m^2.$$

II.8.1.4 Balcon

Désignations	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	0.4
Mortier de pose	2	0.4
Lit de sable	2	0.36
Dalle pleine	12	3
Enduit de plâtre	1.5	0.15
Poids total	/	4.31

Tab. II.8.4. Charges sur le balcon

La charge permanente totale qu'on obtient est $G_{balcon} = 4.31KN / m^2$.

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un balcon est estimée à $Q_{balcon} = 3.5KN / m^2$.

II.8.1.5 Mur extérieur

Désignations	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m)
Enduit de plâtre	1.5	0.15
Brique creuse	15	1.35
Lame d'aire	5	0
Brique creuse	10	0.9

Enduit de ciment	1.5	0.27
Poids total	/	2.67

Tab. II.8.5. Charges des murs extérieurs

La charge permanente totale qu'on a est $G_{mur} = 2.67 KN / m^2$.

II.8.1.6 Escalier principal (palier)

Désignations	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	0.4
Mortier de pose	2	0.4
Lit de sable	2	0.36
Dalle pleine	18	4.5
Enduit de ciment	1.5	0.27
Poids total	/	5.93

Tab. II.8.6. Charges sur l'escalier principal (palier)

La charge permanente totale qu'on a est $G_{palierp} = 5.93 KN / m^2$.

II.8.1.7 Escalier principal (volée)

Désignations	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
Carrelage (horizontal)	2	0.4
Mortier de pose (horizontal)	2	0.4
Carrelage (vertical)	$2 \times \frac{17}{30}$	0.23
Mortier de pose (vertical)	$2 \times \frac{17}{30}$	0.23
Lit de sable	2	0.36
Paillasse	$\frac{18}{\cos 39.3}$	5.82
Marches	$\frac{17}{2}$	1.87
Enduit de ciment	$\frac{1.5}{\cos 39.3}$	0.35
Poids total	/	9.66

Tab. II.8.7. Charges sur l'escalier principal (volée)

La charge permanente totale qu'on a est $G_{voléep} = 9.66 \text{KN} / \text{m}^2$.

II.8.1.8 Escalier duplex (palier)

Désignations	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	0.4
Mortier de pose	2	0.4
Lit de sable	2	0.36
Dalle pleine	12	3
Enduit de ciment	1.5	0.27
Poids total	/	4.43

Tab. II.8.8. Charges sur l'escalier duplex (palier)

La charge permanente totale qu'on a est $G_{palierD} = 4.43 \text{KN} / \text{m}^2$.

II.8.1.9 Escalier duplex (volée)

Désignations	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
Carrelage (horizontal)	2	0.4
Mortier de pose (horizontal)	2	0.4
Carrelage (vertical)	$2 \times \frac{17}{30}$	0.23
Mortier de pose (vertical)	$2 \times \frac{17}{30}$	0.23
Lit de sable	2	0.36
Paillasse	$\frac{12}{\cos 38.85}$	3.85
Marches	$\frac{17}{2}$	1.87
Enduit de ciment	$\frac{1.5}{\cos 38.85}$	0.35
Poids total	/	7.69

Tab. II.8.9. Charges sur l'escalier duplex (volée)

La charge permanente totale qu'on a est $G_{voléed} = 7.69 \text{KN} / \text{m}^2$.

La charge d'exploitation pour les escaliers est $Q_{esc} = 2.5 \text{KN} / \text{m}^2$

II.8.2 Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 version 2003 (article 7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b , h)} \geq 25\text{cm.} \\ \text{Min (b , h)} \geq h_e/20 \text{ cm.} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci dessus.

Les dimensions des poteaux supposées sont :

RDC et 1^{er} étage : poteaux (50x50) cm².

2^{ème} et 3^{ème} étage: poteaux (45x45) cm².

4^{ème} et 5^{ème} étage: poteaux (40x40) cm².

6^{ème} et 7^{ème} étage: poteaux (35x35) cm²

8^{ème}, 9^{ème} et 10^{ème} étage : poteaux (30x30) cm²

II.8.3 Descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol. La descente de charge est appliquée tout en respectant la loi de dégression de charges donnée par le DTR B.C. 2.2 charges permanentes est charges d'exploitation (*art 6.3*). [2]

Dans notre cas les charges appliquées sur les différents niveaux ne sont pas identiques donc on applique la loi de dégression comme suit :

Plancher terrasse : Q₀

Etage 10 : Q₀ + Q₁

Etage 9 : Q₀ + 0.95 (Q₁ + Q₂)

Etage 8 : Q₀ + 0.9 (Q₁ + Q₂ + Q₃)

Etage 7 : Q₀ + 0.85 (Q₁ + Q₂ + Q₃ + Q₄)

Etage 6 : Q₀ + 0.8 (Q₁ + Q₂ + Q₃ + Q₄ + Q₅)

Etage 5 : Q₀ + 0.75 (Q₁ + Q₂ + Q₃ + Q₄ + Q₅ + Q₆)

Etage 4 : $Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

Etage 3 : $Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

Etage 2 : $Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

Etage 1 : $Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$

On effectuera la descente de charges pour 03 poteaux, un a une grande surface afférente, un a des escaliers des duplex qui lui sont associés et l'autre est associé à l'escalier principal.

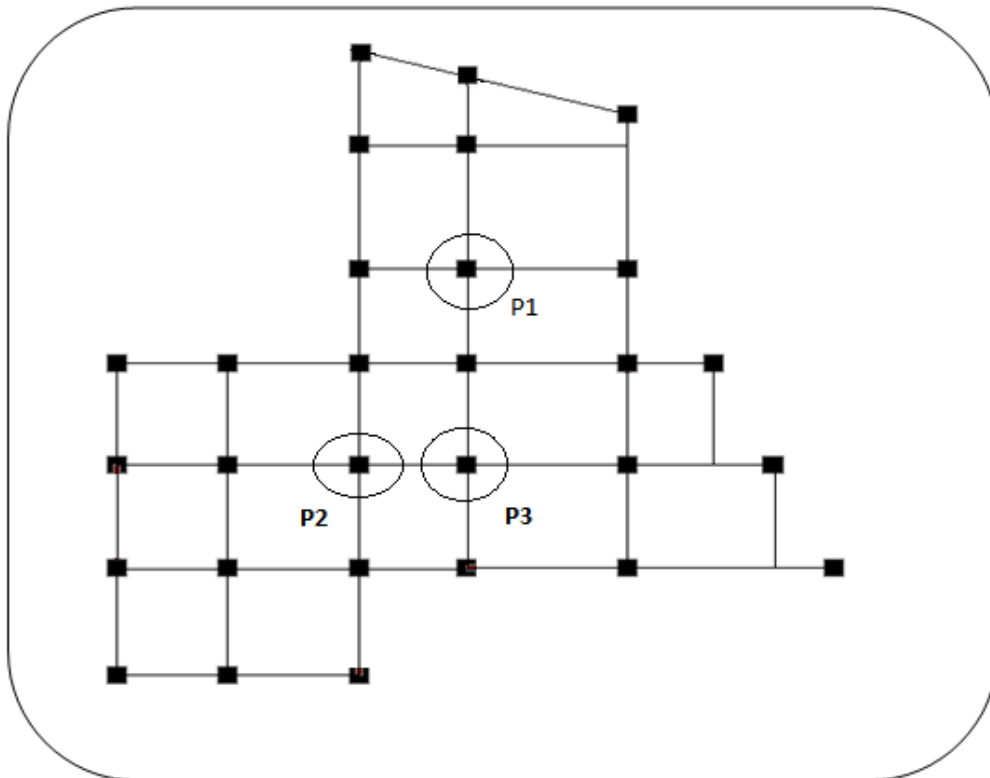


Fig. II.8.1. Repérage des poteaux les plus sollicités

Poteau N° 01 :

Surfaces afférentes :

$S1 = 2.4975 \text{ m}^2$

$S2 = 3.885 \text{ m}^2$

$S3 = 1.8225 \text{ m}^2$

$S4 = 2.835 \text{ m}^2$

Calcul des charges permanentes et d'exploitations pour le poteau 1 :

Le tableau suivant résume les efforts normaux trouvés dans le poteau 1:

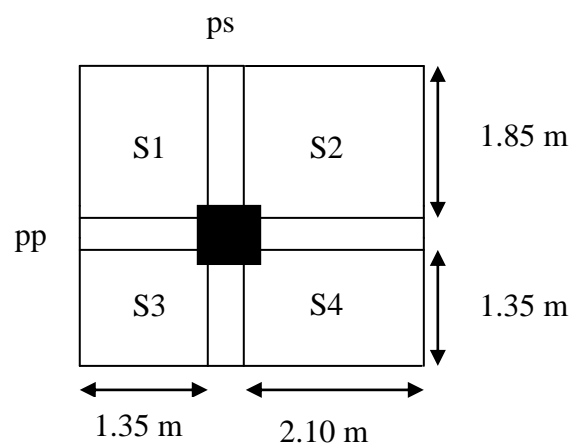


Fig. II.8.2. Surface afférente du poteau 1

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)	N _u (KN)
N ₁	Plancher	29.25	4.66	87.01
	Poutres	12.05		
	Poteau	6.5		
	Mur	11.47		
N ₂	Plancher	39.72	9.48	222.14
	Poutres	18.75		
	Poteau	6.5		
	Mur	24.6		
N ₃	Plancher	36.92	10.73	356.11
	Poutres	18.75		
	Poteau	6.5		
	Mur	26.26		
N ₄	Plancher	61.32	14.62	511.72
	Poutres	18.47		
	Poteau	8.85		
	Mur	13.13		
N ₅	Plancher	56.97	16.56	644.01
	Poutres	18.47		
	Poteau	8.85		
N ₆	Plancher	56.97	16.56	777.1
	Poutres	18.19		
	Poteau	11.56		
N ₇	Plancher	56.97	16.56	908.05
	Poutres	18.19		
	Poteau	11.56		
N ₈	Plancher	56.97	16.56	1041.46
	Poutres	17.91		
	Poteau	14.63		
N ₉	Plancher	56.97	16.56	1176.29
	Poutres	17.91		
	Poteau	14.63		
N ₁₀	Plancher	56.97	16.56	1314.49
	Poutres	17.63		
	Poteau	18.06		
N ₁₁	Plancher	56.97	16.56	1460.32

	Poutres	17.63		
	Poteau	24.44		

Tab. II.8.10. Les efforts ultimes du poteau 1

a) Poteau N° 02 :

Surfaces afférentes :

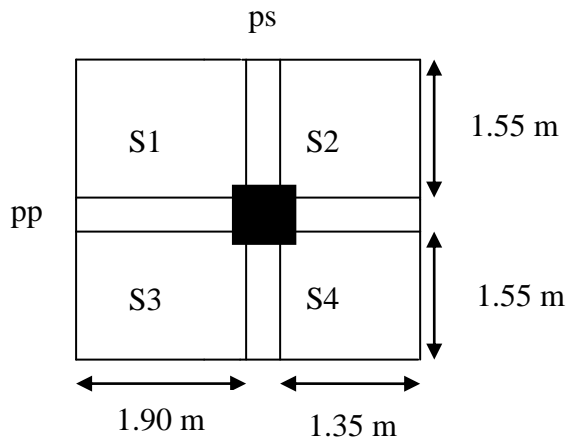


Fig. II.8.4. Surface afférente du poteau 2 (absence de l'escalier)

$$S1 = S3 = 2.945 \text{ m}^2$$

$$S2 = S4 = 2.093 \text{ m}^2$$

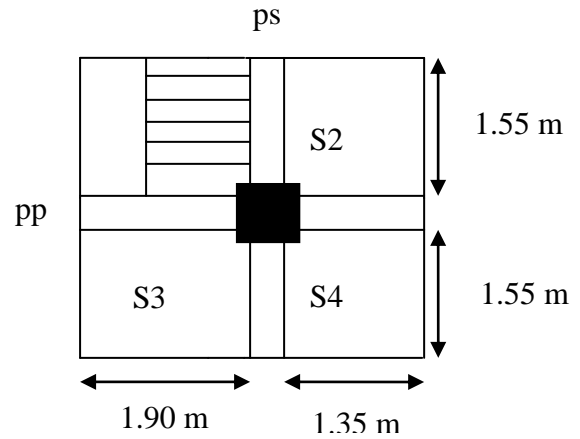


Fig. II.8.3. Surface afférente du poteau 2 (présence de l'escalier)

Le tableau suivant résume les efforts normaux trouvés dans le poteau 2:

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)	Nu(KN)
N ₁	Plancher	63,28	10,076	146.9
	Poutres	17,89		
	Poteau	6,50		
	Mur	9.95		
N ₂	Plancher	51,99	15,114	286.12
	Poutres	17,89		
	Poteau	6,50		
	Mur	19.9		
N ₃	Plancher	51,99	15,114	409.64
	Poutres	17,89		
	Poteau	6,50		
	Mur	19.9		
N ₄	Plancher	51,99	15,114	544.95
	Poutres	17,61		
	Poteau	6,50		

	Mur	29.73		
N ₅	Plancher	21,60	6,279	634.43
	Poutres	17,61		
	Poteau	8,85		
	Mur	43.06		
N ₆	Plancher	55,29	13.64	782.48
	Escalier dupl	13.50		
	Poutres	17,33		
	poteau	8 ,85		
	poutre brisée	4, 32		
	Mur	36.62		
N ₇	Plancher	51,99	15,114	894.67
	Poutres	17,33		
	Poteau	11,56		
	Mur	30.18		
N ₈	Plancher	51,99	15,114	1018.55
	Poutres	17,04		
	Poteau	11,56		
	Mur	30.18		
N ₉	Plancher	51,99	15,114	1144.1
	Poutres	17,04		
	Poteau	14,63		
	Mur	30.18		
N ₁₀	Plancher	51,99	15,114	1273.01
	Poutres	16,76		
	Poteau	14,63		
	Mur	30.18		
N ₁₁	Plancher	51.99	15,114	1420.05
	Poutres	16.76		
	Poteau	24.44		
	Mur	37.90		

Tab. II.8.11. Les efforts ultimes du poteau 2

b) Poteau N° 03:

Surfaces afférentes :

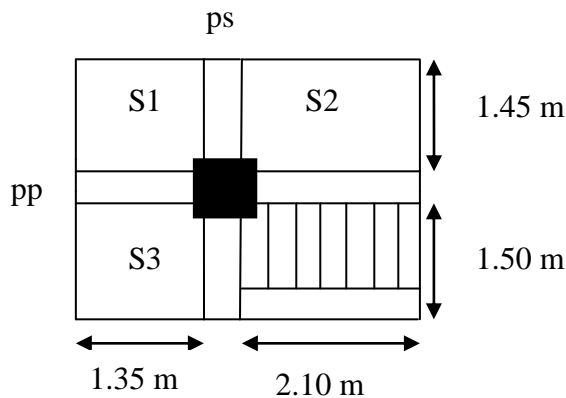


Fig. II.8.5. Surface afférente du poteau 3 (absence de l'escalier duplex)

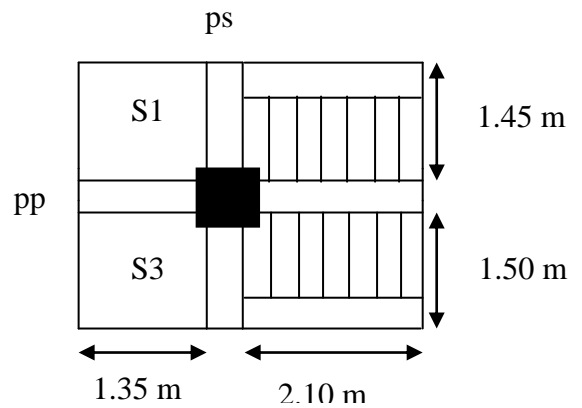


Fig. II.8.6. Surface afférente du poteau 3 (présence de l'escalier duplex)

$S1 = 1.9575 \text{ m}^2$

$S2 = 3.045 \text{ m}^2$

$S3 = 2.025 \text{ m}^2$

$S4 = 3.15 \text{ m}^2$

Le tableau suivant résume les efforts normaux trouvés dans le poteau 3:

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)	N_u (KN)
N_1	Plancher	44.13	7.03	118.81
	Poutres	18.09		
	Poteau	6.5		
	Mur extérieur	11.47		
N_2	Plancher	40.33	9.12	251.09
	Poutres	18.09		
	Poteau	6.5		
	Mur extérieur	22.94		
N_3	Plancher	36.26	10.54	441.50
	Poutres	18.09		
	Poteau	6.5		
	Escalier prin	23.78	8.15	
	Escalier dupl	10.46	3.6	
	Mur extérieur	22.94		
N_4	Plancher	31.77	9.24	604.55
	Poutres	17.81		
	Poteau	8.85		

	Escalier prin	23.78	8.15	
	Mur extérieur	22.94		
N ₅	Plancher	36.26	10.53	791.85
	Poutres	17.81		
	Poteau	8.85		
	Escalier prin	23.78	8.15	
	Escalier dupl	10.46	3.6	
	Mur extérieur	22.94		
N ₆	Plancher	28.79	8.37	970.39
	Poutres	17.53		
	Poteau	11.56		
	Escalier prin	23.78	8.15	
	Mur extérieur	22.94		
N ₇	Plancher	36.26	10.53	1140.51
	Poutres	17.53		
	Poteau	11.56		
	Escalier prin	23.78	8.15	
	Escalier dupl	15.53	5.56	
	Mur extérieur	22.94		
N ₈	Plancher	36.26	10.53	1308.75
	Poutres	17.25		
	Poteau	14.63		
	Escalier prin	23.78	8.15	
	Mur extérieur	22.94		
N ₉	Plancher	36.26	10.53	1479.23
	Poutres	17.25		
	Poteau	14.63		
	Escalier prin	23.78	8.15	
	Mur extérieur	22.94		
N ₁₀	Plancher	36.26	10.53	1652.85
	Poutres	16.97		
	Poteau	14.63		
	Escalier prin	23.78	8.15	
	Mur extérieur	22.94		
N ₁₁	Plancher	36.26	10.53	1840.12
	Poutres	16.97		

	Poteau	24.44		
	Escalier prin	27.83	9.13	
	Mur extérieur	22.94		

Tab. II.8.12. Les efforts ultimes du poteau 3

II.8.4 Vérifications sur le poteau le plus sollicité (poteau 3) :

II.8.4.1 Vérification de la résistance :

$$N_u = 1.35 \times 1219.81 + 1.5 \times 128.92 = 1840.12 \text{ KN}$$

Le CBA 93 préconise de majorer N_u de 10 % (*art B 8.1.1*) donc on aura [3]

$$N_u^{maj} = 1.1 \times 1840.12 = 2024.13 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{2024.13 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.5} = 8.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.8 \text{ MPa}$$

$\sigma < \sigma_{adm}$ d'où la résistance est vérifiée.

Le tableau suivant résume la vérification de la résistance pour les poteaux de tous les niveaux :

Etage	Effort majoré (KN)	Section (cm ²)	σ (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	vérification
RDC	2024.13	50 x 50	8.10	14.2	vérifiée
1	1818.14	50 x 50	7.27	14.2	Vérifiée
2	1627.15	45 x 45	8.04	14.2	Vérifiée
3	1439.63	45 x 45	7.11	14.2	Vérifiée
4	1254.56	40 x 40	7.84	14.2	Vérifiée
5	1067.43	40 x 40	6.67	14.2	Vérifiée
6	871.04	35 x 35	7.11	14.2	Vérifiée
7	665.01	35 x 35	5.43	14.2	Vérifiée
8	485.65	30 x 30	5.40	14.2	Vérifiée
9	276.20	30 x 30	3.07	14.2	Vérifiée
10	130.69	30 x 30	1.45	14.2	vérifiée

Tab. II.8.13. Vérification de la résistance

II.8.4.2 Vérification du flambement :

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

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

CBA (Art B.8.4.1) [3]

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

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

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

On pour le poteau du RDC :

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.74 = 2.2.618m.$$

$$B = 0.50 \times 0.50 = 0.25m^2.$$

$$I = \frac{0.50 \times 0.50^3}{12} = 5.21 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{5.21 \times 10^{-3}}{0.25}} = 0.144$$

$$\lambda = \frac{2.618}{0.144} = 18.18 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{18.18}{35}\right)^2} = 0.806$$

D'après le BAEL91 on pose $\frac{As}{Br} = 1\%$

$$\Rightarrow B_r = \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{2024.13 \times 10^{-3}}{0.806 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.1141 m^2$$

Or nous avons $B_r = (0.50 - 0.02) \times (0.50 - 0.02) = 0.2304 m^2$

$0.2304 m^2 > 0.094 m^2$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

Le tableau suivant résume la vérification du flambement pour les poteaux de tous les niveaux :

Etage	N_u^{maj} (KN)	L_f (m)	λ	α	B_r^{calc} (m ²)	B_r (m ²)	vérification
RDC	2024.13	2.737	19.007	0.803	0.1141	0.2304	vérifiée
1	1818.14	2.023	14.049	0.823	0.1004	0.2304	Vérifiée
2	1627.15	2.023	15.682	0.817	0.0905	0.1849	Vérifiée
3	1439.63	2.023	15.682	0.817	0.0801	0.1849	Vérifiée
4	1254.56	2.023	17.591	0.809	0.0705	0.1444	Vérifiée
5	1067.43	2.023	17.591	0.809	0.0600	0.1444	Vérifiée
6	871.04	2.023	20.030	0.798	0.0496	0.1089	Vérifiée
7	665.01	2.023	20.030	0.798	0.0379	0.1089	Vérifiée
8	485.65	2.023	23.523	0.780	0.0283	0.0784	Vérifiée
9	276.2	2.023	23.523	0.780	0.0161	0.0784	Vérifiée
10	130.69	2.023	23.523	0.780	0.0076	0.0784	Vérifiée

Tab. II.8.14. Vérification du flambement

II.8.5 Conclusion

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

Poutres principales : $40 \times 30 cm^2$.

Poutres secondaires : $35 \times 30 cm^2$.

Poteaux du RDC et le 1^{er} étage : $50 \times 50 cm^2$.

Poteaux des étages 2 et 3 : $45 \times 45 cm^2$

Poteaux des étages 4 et 5 : $40 \times 40 \text{cm}^2$.

Poteaux des étages 6 et 7 : $35 \times 35 \text{cm}^2$

Poteaux des étages 8, 9 et 10: $30 \times 30 \text{cm}^2$.



CHAPITRE III.

ETUDE DES ELEMENTS

SECONDAIRES

III. Etude de éléments secondaires

III.1 Calcul des planchers

III.1.1 Etudes des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

III.1.1.1 Méthodes de calcul :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a) Méthode Forfaitaire :

CBA93 (art B 6.2.2.1) [3]

- Domaine d'application:

Pour déterminer les moments sur appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

- Application de la méthode :

Évaluation des moments :

Soit une poutre continue sur plusieurs appuis :

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

Moments aux niveaux des travées :

$$M_a = \begin{cases} 0 & \text{au niveau des appuis des rives} \\ -0.6 M_0 & \text{au niveau de l'appui intermédiaire d'une poutre à deux travées} \\ -0.5 M_0 & \text{sur les premiers appuis intermédiaires dans une poutre à plus de 2 travées} \\ -0.4 M_0 & \text{pour tous les autres appuis intermédiaires} \end{cases}$$

Chaque travée est calculée indépendamment, le moment max en travée est donné par les conditions suivantes :

1.
$$M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max(1 + 0.3\alpha ; 1.05) M_0$$
2.
$$\begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 & \text{si la travée calculée est une travée de rive} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 & \text{si la travée calculée est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Calcul des efforts tranchants

Dans la méthode forfaitaire l'effort tranchant hyperstatique (V) est considéré égale à l'effort tranchant isostatique (V₀) sauf sur le premier appui intermédiaire ou :

$$V = \begin{cases} 1.15 V_0 & \text{si la poutre est à 2 travées} \\ 1.10 V_0 & \text{si la poutre est à plus de 2 travées} \end{cases}$$

b) méthode de Caquot :

CBA93 (art B 6.2.2.2) [3]

La méthode de Caquot est applicable pour les planchers à surcharges élevées (Q > min (2G ; 5KN/m²).

Evaluation des moments sur appuis :

$$M_i = - \frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8.5(l_g' + l_d')}$$

Tel que : $l' = \begin{cases} 0.8 l & \text{pour une travée intermédiaire} \\ 1 & \text{pour une travée de rive} \end{cases}$

Évaluation des moments en travées :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

Tel que : $x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$

Evaluation des efforts tranchants :

$$V = V_0 + \frac{M_g - M_d}{l}$$

III.1.1.2 Types des poutrelles

Les différents types de poutrelles sont :

RDC et étages courants :

Type 1 :

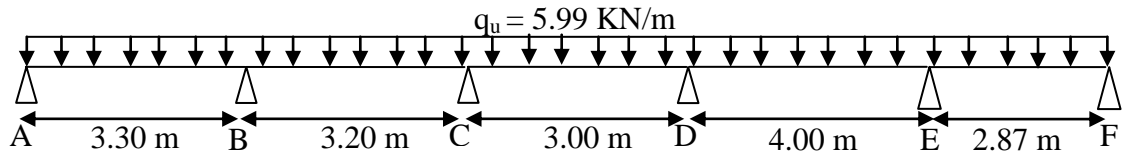


Fig. III.1.1. Schéma statique du type 1

Type 2 :

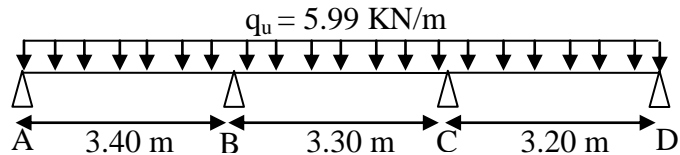


Fig. III.1.2. Schéma statique du type 2

Type 3 :

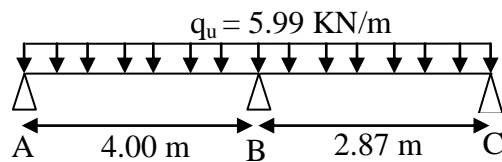


Fig. III.1.3. Schéma statique du type 3

Type 4 :

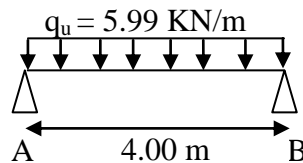


Fig. III.1.4. Schéma statique du type 4

Type 5 :

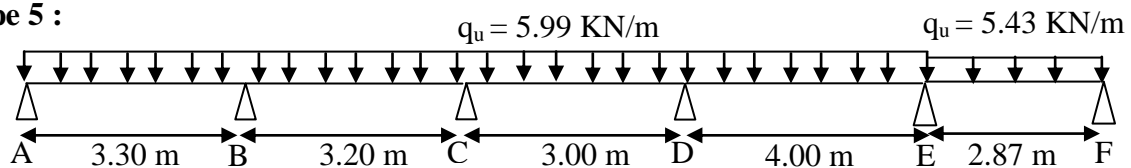


Fig. III.1.5. Schéma statique du type 5

Type 6 :

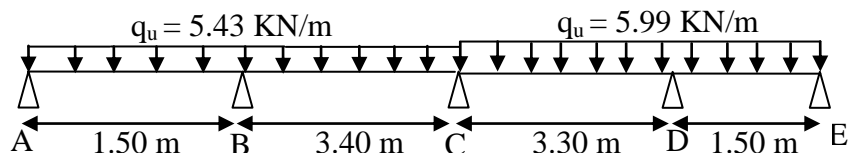


Fig. III.1.6. Schéma statique du type 6

Type 7 :

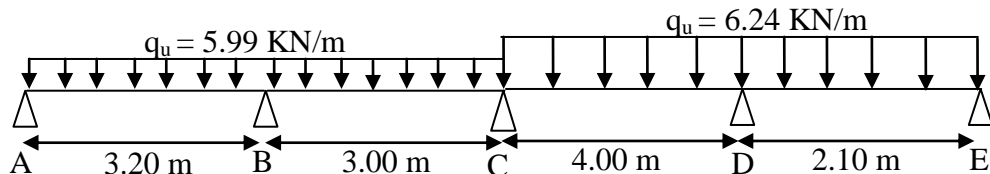


Fig. III.1.7. Schéma statique du type 7

Type 8 :

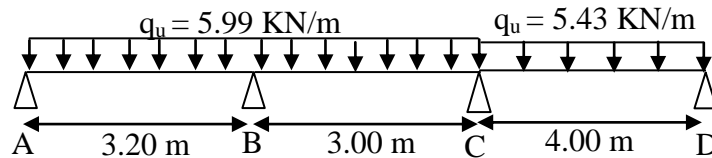


Fig. III.1.8. Schéma statique du type 8

Type 9 :

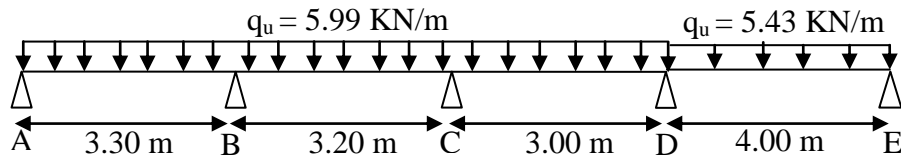


Fig. III.1.9. Schéma statique du type 9

Terrasse :

Type 10 :

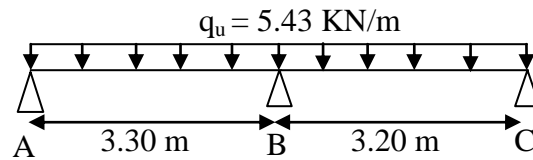


Fig. III.1.10. Schéma statique du type 10

Type 11 :

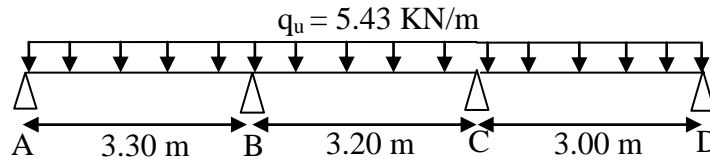


Fig. III.1.11. Schéma statique du type 11

Type 12 :

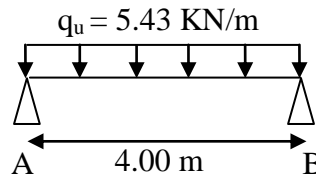


Fig. III.1.12. Schéma statique du type 12

Calcul des sollicitations :

Type 1 :

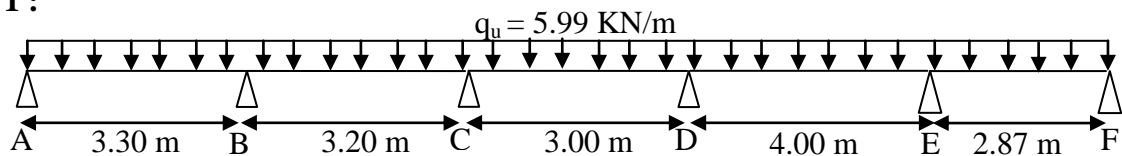


Fig. III.1.13. Schéma statique du type 1 des poutrelles

La 2^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée.

1. Calcul des moments aux appuis :

On minore G par un coefficient de $\frac{2}{3}$ pour le calcul des moments aux appuis uniquement.

$$G' = 3.44 \text{ KN/m}^2$$

La charge sur la poutrelle :

$$q_u' = 0.65 (1.35 \times 3.44 + 1.5 \times 1.5) = 4.48 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s' = 0.65 (3.44 + 1.5) = 3.21 \text{ KN/m}^2$$

$M_A = M_F = 0$ mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment $M = -0.15 M_0$ tel que $M_0 = \max(M_{01}; M_{02})$

A l'ELU :

$$M_{01}^u = \frac{4.48 \times 3.3^2}{8} = 6.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{02}^u = \frac{4.48 \times 2.87^2}{8} = 4.61 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_A^u = M_F^u = -0.15 \times 6.10 = -0.92 \text{ KN.m}$$

$$M_B^u = -\frac{4.48 \times 3.3^3 + 4.48 \times 3.2^3}{8.5(3.3 + 3.2)} = -5.57 \text{ KN.m}$$

$$M_C^u = -3.25 \text{ KN.m} ; M_D^u = -4.39 \text{ KN.m} ; M_E^u = -4.90 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_A^s = M_F^s = -0.66 \text{ KN.m}$$

$$M_B^s = -\frac{3.21 \times 3.3^3 + 3.21 \times 3.2^3}{8.5(3.3 + 3.2)} = -3.99 \text{ KN.m}$$

$$M_C^s = -2.33 \text{ KN.m} ; M_D^s = -3.14 \text{ KN.m} ; M_E^s = -3.51 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des moments en travées :

On reprend la totalité de G ($G = 5.16 \text{ KN/m}^2$)

$$q_u = 5.99 \text{ KN/m}^2 ; q_s = 4.33 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELU :

$$M_{iAB} : x = 1.41 \text{ m} \Rightarrow M_{iAB} = 5.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{iBC} : x = 1.678 \text{ m} \Rightarrow M_{iBC} = 3.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{iCD} : x = 1.437 \text{ m} \Rightarrow M_{iCD} = 2.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{iDE} : x = 1.979 \text{ m} \Rightarrow M_{iDE} = 7.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{iEF} : x = 1.72 \text{ m} \Rightarrow M_{iEF} = 3.96 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_{TAB} = 4.32 \text{ KN.m} ; M_{IBC} = 2.69 \text{ KN.m} ; M_{ICD} = 2.14 \text{ KN.m} ; M_{IDE} = 5.33 \text{ KN.m} ;$$

$$M_{IEF} = 2.88 \text{ KN.m}$$

3. Calcul des efforts tranchants :

$$V_{uA} = 8.45 \text{ KN} ; V_{uB} = - 11.32 \text{ KN} ; V_{uC} = - 9.12 \text{ KN} ; V_{uD} = 11.82 \text{ KN} ; V_{uE} = - 12.11 \text{ KN} ;$$

$$V_{uF} = - 6.89 \text{ KN}$$

a) Ferrailage :**En travée :**

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des sections en T.

D'abord on calcul le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{Tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.059 \text{ MN.m}$$

$M_u = 0.00734 \text{ MN.m} < M_{Tu} = 0.024 \text{ MN.m} \Rightarrow$ on calcul une section rectangulaire $b \times h$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{7.34 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.025 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\xi_l = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = 1.656 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \xi_l} = 0.679$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.3956$$

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

Calcul de A:

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}}$$

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

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.178 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{7.34 \times 10^{-3}}{0.178 \times 348} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.26 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_t$$

En appuis :**Appuis intermédiaires :**

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_0 \times h$.

$$M_a^{\text{int}} = -4.90 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = 0.107 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.142$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.17 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{4.90 \times 10^{-3}}{0.17 \times 348} = 0.83 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.2 \text{ cm}^2$$

$A_a > A_{\text{min}} \Rightarrow$ On ferraille avec A_a

Appuis de rive :

$$M_a^{\text{rive}} = -0.92 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.73 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.02$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.025$$

$$z = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.025) = 0.178 \text{ m}$$

$$A_{\text{rive}} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{z \times f_{st}} = \frac{0.92 \times 10^{-3}}{0.178 \times 348} = 0.148 \text{ cm}^2$$

$A_a^{\text{rive}} < A_{\text{min}} \Rightarrow$ On ferraille avec A_{min}

b) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 12.11 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{12.11 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.67 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2 f_{c28}}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

c) Choix des armatures :

Armatures longitudinales :

En travée :

$$A_t = 2 \text{ HA } 10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Aux appuis:

$$A_a^{rive} = 1 HA 8 = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{inter} = 2 HA 8 = 1.00 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_{min}^l \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10 \right) = 5.71 \text{ mm}$$

On opte pour $\Phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2 \Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$

d) Espacement :

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}$$

CBA 93 (Art A.5.1.2.2) [3]

K=1 flexion simple FPN, pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ Flexion simple, armatures droites.

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 4.56 \text{ m}$$

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

e) Vérification à l'effort tranchant:

Vérification des A_t à V_u de l'appui intermédiaire :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_t \geq \frac{1.15}{400} \left(12.11 \times 10^{-3} - \frac{4.90 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.52 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_U est négligeable devant M_u donc aucune vérification à faire.

Au niveau de l'appui de rive :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_t \geq \frac{1.15}{400} \times 12.11 \times 10^{-3} = 0.348 \text{ cm}^2$$

Or, $A_t = 1.57 + 0.50 = 2.07 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

f) Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times d \cdot b \cdot h_0} = \frac{12.11 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65-0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.79 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

g) Ferrailage de la dalle de compression :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte pour un T.S ϕ_5 (150 x 150)

$S_{t\perp} = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

$S_{t\parallel} = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés pour les différents types de poutrelles :

Type de poutrelle	Etage courant + RDC						
	Elu			Els			Effort tranchant (KN)
	M_t (KN.m)	M_{int}^{app} (KN.m)	M_{rive}^{app} (KN.m)	M_t (KN.m)	M_{int}^{app} (KN.m)	M_{rive}^{app} (KN.m)	
1	7.34	-5.57	-0.92	5.33	-3.99	-0.66	-12.11
2	7.07	-4.33	-1.30	5.11	-3.13	-0.94	-11.20
3	8.85	-6.73	-1.34	6.42	-4.82	-0.96	-13.66
4	11.98	/	-1.80	8.66	/	-1.30	-11.98
5	7.35	-4.88	-0.91	5.33	-3.51	-0.65	-13.51
6	5.91	-3.86	-0.19	4.34	-2.78	-0.14	-10.77
7	9.59	-4.99	-0.86	6.99	-3.59	-0.61	-15.83
8	9.71	-6.61	-1.39	7.21	-4.78	-1.01	-14.61
9	9.09	-6.61	-1.39	6.66	-4.78	-1.01	-14.61
Terrasse							
10	7.19	-5.70	-1.42	5.22	-4.13	-1.03	-13.23
11	7.67	-4.75	-1.42	5.56	-3.44	-1.03	-12.66
12	13.95	/	-2.09	10.11	/	-1.52	-13.95

Tab. III.1.1. sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles

Le tableau suivant illustre les choix des armatures pour les différents types des poutrelles:

Type de poutrelle	A_{lt} (cm ²)	A_a^{int} (cm ²)	A_a^{rive} (cm ²)	A_t (cm ²)	Choix des armatures			
RDC + Etage courant					Armatures longitudinales			Armatures transversales
					En travée	Appui interm	Appui de rive	
1	1.2	0.8	0.4	0.57	2HA10 = 1.57 cm ²	2HA8 = 1.01 cm ²	1HA8 = 0.50 cm ²	Un étrier $\phi_6 = 0.57$ cm ²
2	1.1	0.7	0.4	0.57	2HA10 = 1.57 cm ²	2HA8 = 1.01 cm ²		
3	1.4	1.2	0.4	0.57	2HA10 = 1.57 cm ²	1HA10 + 1HA8 = 1.29 cm ²		
4	1.9	/	0.4	0.57	2HA10+1HA8 = 2.07 cm ²	/		
5	1.2	0.8	0.4	0.57	2HA10 = 1.57 cm ²	2HA8 = 1.01 cm ²		
6	1	0.6	0.4	0.57	2HA8 = 1.01 cm ²	1HA10 = 0.79 cm ²	1HA10= 0.79 cm ²	
7	1.6	0.8	0.4	0.57	2HA10+1HA8 = 2.07 cm ²	2HA8 = 1.01 cm ²	1HA8 = 0.50 cm ²	
8	1.6	1.1	0.4	0.57	2HA10+1HA8 = 2.07 cm ²	1HA10 + 1HA8 = 1.29 cm ²		
9	1.5	1.1	0.4	0.57	2HA10 = 1.57 cm ²	1HA10 + 1HA8 = 1.29 cm ²		
Terrasse								
10	1.2	1	0.4	0.57	2HA10 = 1.57 cm ²	2HA8 = 1.01 cm ²		
11	1.2	0.8	0.4	0.57	2HA10 = 1.57 cm ²	2HA8 = 1.01 cm ²		
12	2.3	/	0.4	0.57	2HA10+1HA1 2= 2.7 cm ²	/		

Tab. III.1.2. Le choix des armatures pour les différents types de poutrelles

Vérification des poutrelles à l'ELS :

- Il y a lieu de vérifier : - Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.

- Etat limite de déformation.

a) Etat limite de compression du béton :

$$M_t^{\max} = 10.11 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.70 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = -4.7 \times 10^{-5} < 0$$

L'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul de section en T

b) Vérification des contraintes :

En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + (15A + (b - b_0) h_0) y - 15 A \cdot d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$y = 3.32 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15 A (d - y)^2$$

$$I = 5873.72 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{10.11 \times 10^{-3}}{5873.72 \times 10^{-8}} \times 0.0332$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 5.72 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

La fissuration est préjudiciable, alors on ne vérifie que σ_{bc} (σ_{sc} est toujours vérifiée)

En appuis :

$$M_{ser} = -4.82 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A \times (d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.57 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 1.903 \times 10^{-4} > 0$$

L'axe neutre passe par la table \Rightarrow vérification des contraintes pour une section rectangulaire bxh

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0$$

$$y = 2.67 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A (d - y)^2$$

$$I = 3972.79 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{4.82 \times 10^{-3}}{3972.79 \times 10^{-8}} \times 0.0267$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 3.24 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

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

c) Etat limite d'ouverture des fissures :

BAEL 91(Art B 6.3) [1]

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

d) Etat limite de déformation :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Evaluation de la flèche CBA 93.

Si l'une des conditions citées ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{400} = 0.05 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.8cm$$

f_{gv} et f_{gi} : Les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons).

f_{ij} : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

f_{pi} : La flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).

Avec :

$$f_{gv} = \frac{M^g_t \times l^2}{10 \times E_v \times I_v}; \quad f_{gi} = \frac{M^g_t \times l^2}{10 \times E_i \times I_i}; \quad f_{pi} = \frac{M^p_t \times l^2}{10 \times E_i \times I_i}; \quad f_{ji} = \frac{M^j_t \times l^2}{10 \times E_i \times I_i}$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}; \quad E_v = \frac{1}{3} \times E_i$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.19 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{32164.19}{3} = 10721.39 \text{ MPa}$$

Evaluation des moments en travée :

$$q_{jser} = 0.65 \times 3.85 = 2.50 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.16 = 3.35 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.16 + 1.5) = 4.33 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4^2}{8} = 3.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{3.35 \times 4^2}{8} = 5.025 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{4.33 \times 4^2}{8} = 6.50 \text{ KN.m}$$

$$y_G = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A + A')} = 6.75 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times y_G^2}{3} + \frac{b_0 \times (h - y_G)^2}{3} - \frac{(b - b_0)(h_0 - y_G)^2}{3} + 15 \times (A(d - y_G)^2 + A'(d' - y_G)^2)$$

$$I_0 = 1.70 \times 10^{-4} m^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{1.57}{10 \times 18} = 8.72 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 3.818 ; \lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.527$$

Contraintes (σ_s) :

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = 146.09 \text{ MPa}; \sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = 195.8 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = 252.71 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0.489; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.589;$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0.663$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 5.51 \times 10^{-5} m^4; If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 4.83 \times 10^{-5} m^4;$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 4.41 \times 10^{-5} m^4; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 8.70 \times 10^{-5} m^4$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} = 0.0034m; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} = 0.0052m; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} = 0.0073m;$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{vg}} = 0.0086m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0086 - 0.0034 + 0.0073 - 0.0052 = 0.0073m$$

$$\Delta f = 0.73cm \leq f_{adm} = 0.8cm$$

⇒ Flèche vérifiée.

Le tableau suivant récapitule les flèches des différents types des poutrelles :

Type de poutrelle	Δf (cm)	f_{adm} (cm)	observation
1	0.73	0.8	vérifiée
2	0.36	0.68	vérifiée
3	0.73	0.8	vérifiée
4	0.73	0.8	vérifiée
5	0.73	0.8	Vérifiée
6	0.55	0.68	Vérifiée
7	0.78	0.8	Vérifiée
8	0.75	0.8	Vérifiée
9	0.75	0.8	Vérifiée
10	0.4	0.66	Vérifiée
11	0.4	0.66	Vérifiée
12	0.74	0.8	Vérifiée

Tab. III.1.3. Résumé des flèches

Schémas de ferrailage :

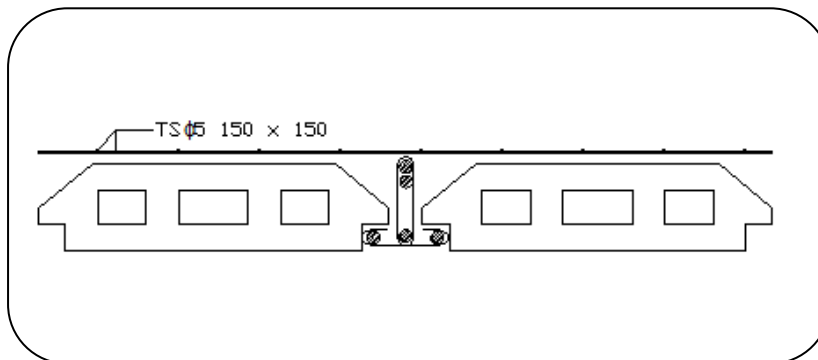
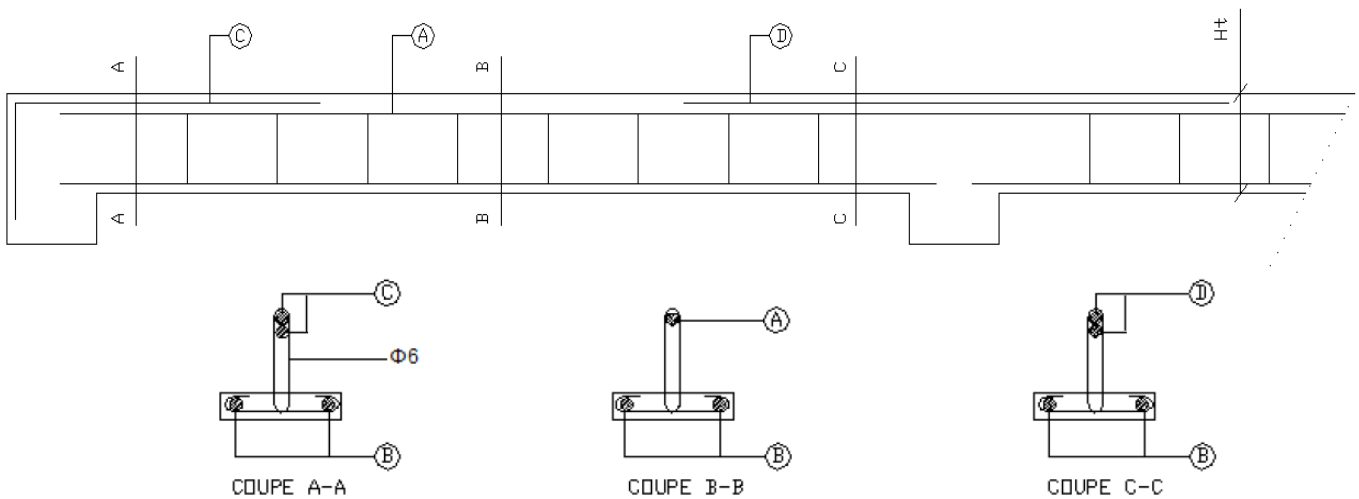


Fig. III.1.14. Schéma de ferrailage de la dalle de compression



Type de poutrelle	Ht (cm)	A	B	C	D	St (cm)
1, 5, 10, 11	20	1HA8	2HA10	1HA8	2HA8	15
2	20	1HA8	2HA10	1HA8	2HA8	15
3, 9	20	1HA8	2HA10	1HA8	1HA8+1HA10	15
4	20	1HA10	2HA10 + 1HA8	1HA8	/	15
6	20	1HA8	2HA8	1HA10	1HA10	15
7	20	1HA8	2HA10 + 1HA8	1HA8	2HA8	15
8	20	1HA8	2HA10 + 1HA8	1HA8	1HA8+1HA10	15
12	20	1HA8	2HA10 +	1HA8	/	15

Fig. III.1.15. Schémas de ferrailage des poutrelles

III.2 Etude des escaliers

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section a ferrailée comme une section rectangulaire de largeur 100 cm et de hauteur 18cm.

a) Calcul d'escalier type 1 :

1. Le chargement :

Sur la volée :

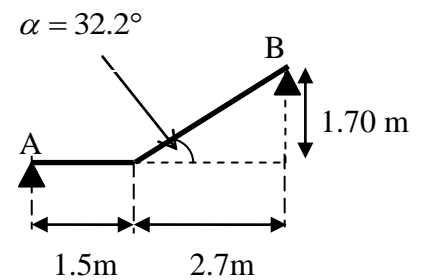


Fig. III.1.16. volée 1 de l'escalier principal

$$G_v = 10.35 \text{ KN/m}^2; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

Sur le palier :

$$G_p = 5.93 \text{ KN/m}^2; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

2. Combinaisons de charges :

Pour la volée :

$$\text{ELU} : q_{vu} = 1.35G + 1.5Q = 17.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : q_{vs} = G + Q = 12.85 \text{ KN/m}^2$$

Pour le palier :

$$\text{ELU} : q_{pu} = 1.35G + 1.5Q = 11.76 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_{ps} = G + Q = 8.43 \text{ KN/m}$$

3. Les sollicitations :

A l'ELU

$$M_t^{\max} = 26.84 \text{ KN.m}; M_a^{\max} = -17.89 \text{ KN.m}; V^{\max} = 35.62 \text{ KN}$$

A l'ELS

$$M_t^{\max} = 22.01 \text{ KN.m}; M_a^{\max} = -10.36 \text{ KN.m}; V^{\max} = 25.80 \text{ KN}$$

4. Ferrailage :

En travée :

$$M_t^{\max} = 34.07 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.074; \alpha = 0.096; z = 0.1538 \text{ m}; A_t = 5.01 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2 < 5.01 \text{ cm}^2$$

On opte pour: 5HA12/ml = 5.65 cm²

En appuis :

$$M_a = -17.89 \text{ KN.m}; \mu_{bu} = 0.0493; \alpha = 0.063; z = 0.156 \text{ m}; A_a = 3.29 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA10 = 3.93 cm²

5. Vérifications :

A l'ELU :

5.1. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0.16 \times 2,1 / 400 = 1.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a $A_s > A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Les Armatures de répartition :

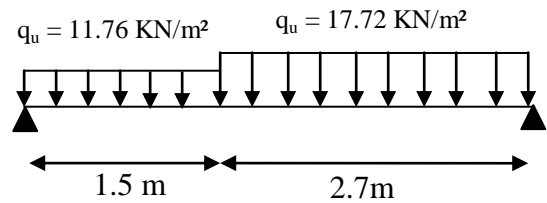


Fig. III.2.1. Schéma statique de l'escalier

En travée :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.01}{4} = 1.25 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA8 = 1.51 cm² /ml**En appuis :**

$$A_r = 0.82 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA8 = 1.5 cm²**5.2.Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 1.66 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{35.62 \times 10^3}{1 \times 0.16} = 0.223 \text{ MPa} < \tau_u . \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

5.3.Ecartement des barres :**Armatures longitudinales :** $S_t \leq \min(3e; 33) \text{ cm}$ Soit $S_t = 20 \text{ cm}$ **Armatures de répartition:** $S_t \leq (4 \times e; 45) \text{ cm}$ Soit $S_t = 33 \text{ cm}$ **A L'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

5.4.Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{\text{ser}} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}}$$

$$\tau = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{\text{ser}} = V_{\text{ser}} / 0.9.d. \Sigma U_i$$

 ΣU_i : Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\Sigma U_i = n.\phi.\pi = 5 \times 1.2 \times 3.14 = 18.84 \text{ cm.}$$

$$\tau_u = \frac{22.01 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.16 \times 18.84 \times 10^{-2}} = 0.81 \text{ MPa.} ; \quad \tau_{\text{ser}} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

5.5.Vérification de l'état limite de compression du béton :**En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{ser} = 22.01 \text{ KN.m}$$

$$y = 4 \text{ cm}; \quad I = 1.29 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.9 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{Ser} = 27.31 \text{ KN.m}$$

$$y^2 + 30 \times 9.24 \times 10^{-4} \times y - 30 \times 9.24 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

$$y = 4.54 \text{ cm}; \quad I = 1.08 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 11.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.04 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

5.6. Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

BAEL 91 (Art A 6.5.2) [1]

(1) : $0.034 < 0.0625$ condition non vérifiée.

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{420}{500} = 0.824 \text{ cm.}$$

$$y = 4.4 \text{ cm}, \quad I = 1.4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4, \quad I_0 = 2.74 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4; \quad \rho = 0,0035; \quad \lambda_i = 5.94; \quad \lambda_v = 2.378$$

$$E_i = 32456.596 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$M_{gser} = 17.34 \text{ KN.m}; \quad M_{pser} = 22.01 \text{ KN.m}; \quad M_{jser} = 13.90 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sg} = 222.34 \text{ MPa}; \quad \sigma_{sp} = 268.307 \text{ MPa}; \quad \sigma_{sj} = 169.461 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 0.182; \quad \mu_g = 0.277; \quad \mu_p = 0.376$$

$$If_{ij} = 0.0014 \text{ m}^4; \quad If_{ig} = 0.0011 \text{ m}^4; \quad If_{ip} = 0.00093 \text{ m}^4; \quad If_{vg} = 0.0018 \text{ m}^4$$

$$f_{ji} = 0.522 \text{ m}; \quad f_{gi} = 0.83 \text{ m}; \quad f_{pi} = 1.284 \text{ m}; \quad f_{gv} = 1.556 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1.49 \text{ mm} = 0.149 \text{ cm} < f_{adm}$$

La flèche est vérifiée.

Schéma de ferrailage :

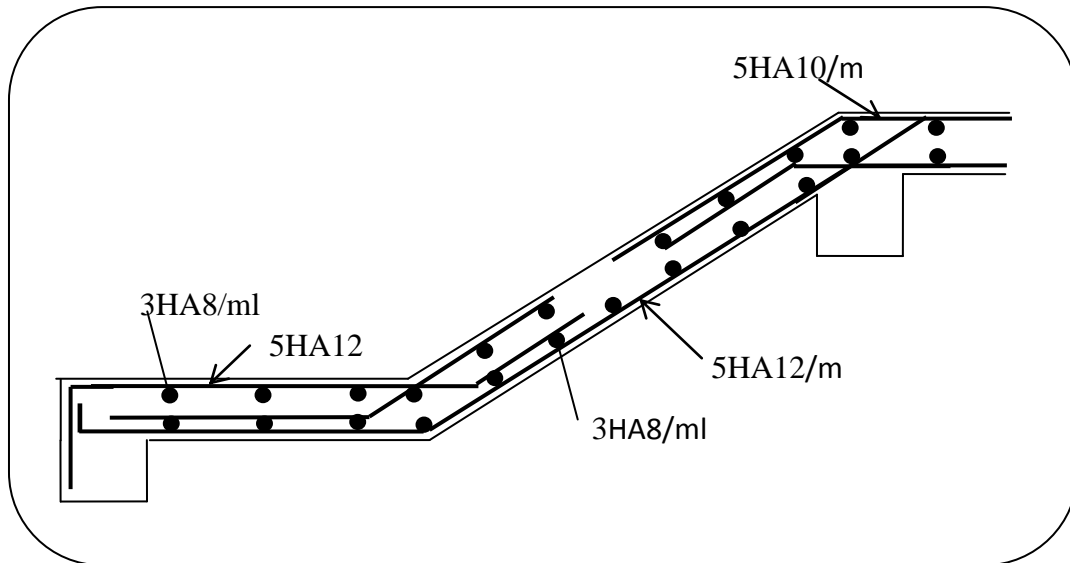


Fig. III.2.2. Schéma de ferrailage de l'escalier principal

Escalier type 2 :

1. Etude de la volée (I) :

En travée :

$$M_t^{\max} = 7.47 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.052 ; \alpha = 0.067 ;$$

$$z = 0.097 \text{ m} ; A = 2.2 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA10 = 3.14 cm² / ml

En appuis :

$$M_a = -4.98 \text{ KN.m} ; \mu_{bu} = 0.035 ; \alpha = 0.044 ;$$

$$z = 0.097 ; A = 1.46 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA10 = 3.14 cm² / ml

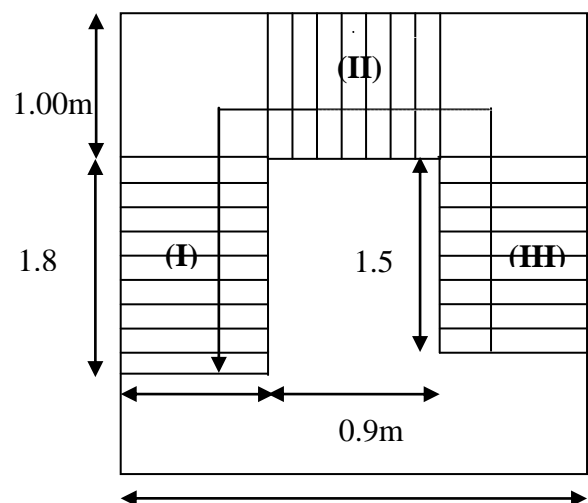


Fig. III.2.3. Escalier duplex

Vérifications :

A l'ELU :

1.1. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,1 \times 2,1 / 400 = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A > A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

1.2. Vérification de l'effort tranchant :

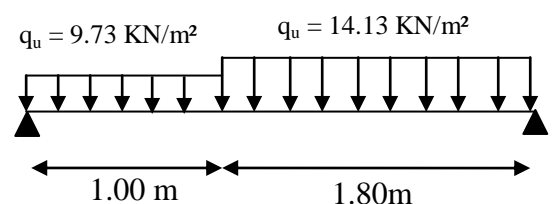


Fig. III.2.4. Schéma statique de la volée I

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; = 1.25MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{16.78 \times 10^3}{1 \times 0.1} = 0.16MPa < \tau_u. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

1.3.Calcul des armatures de répartition :

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785cm^2 / m$$

On choisie : 4φ6 = 1.13cm²/ml

1.4.Ecartement des barres :

Armatures longitudinales : S_t ≤ (3e; 33)cm

Soit S_t = 25cm

Armatures répartition : S_t ≤ (4e ; 45)cm

Soit S_t = 25cm

A l'ELS :

1.5.Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser}$$

$$\tau_{ser} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2,83MPa \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0,9.d. \Sigma U_i$$

ΣU_i : Somme des périmètres des barres = π × n × φ

$$\Sigma U_i = n.\phi.\pi = 4 \times 1 \times 3.14 = 12.56cm.$$

$$\tau_u = \frac{12.08 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.1 \times 12.56 \times 10^{-2}} = 1.07MPa. ; \tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser} \text{ Condition vérifiée.}$$

1.6.Vérification de l'état limite de compression du béton :

En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{ser} = 6.09KN.m$$

$$y^2 + 30 \times 3.14 \times 10^{-4} \times y - 30 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 0.1 = 0$$

$$y = 2.63cm; \quad I = 3.16 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.07MPa$$

$$\sigma_{bc} = 5.07 < \bar{\sigma} = 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \quad \text{tel} \quad \text{que} : M_{ser} = 2.86 \text{ KN.m}$$

$$y^2 + 30 \times 3.14 \times 10^{-4} \times y - 30 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 0.1 = 0$$

$$y = 2.63 \text{ cm}; \quad I = 3.16 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.07 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

1.7. Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

BAEL 91 (Art A 6.5.2) [1]

(1) : $0.048 < 0.0625$ condition non vérifiée.

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{2500}{500} = 5 \text{ mm.}$$

$$y = 2.63 \text{ cm}, \quad I = 3.16 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4, \quad I_0 = 1.2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4; \quad \rho = 0,003; \quad \lambda_i = 6.68; \quad \lambda_v = 2.67$$

$$E_i = 32456.6 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10818.864 \text{ Mpa}$$

$$M_{jser} = 3.24 \text{ KN.m}; \quad M_{gser} = 4.43 \text{ KN.m}; \quad M_{pser} = 6.09 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 113.2 \text{ MPa}; \quad \sigma_{sg} = 154.92 \text{ MPa}; \quad \sigma_{sp} = 212.68 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 0; \quad \mu_g = 0.09; \quad \mu_p = 0.23$$

$$If_{ij} = 132829 \text{ cm}^4; \quad If_{ig} = 82351 \text{ cm}^4; \quad If_{ip} = 52364 \text{ cm}^4; \quad If_{vg} = 106674 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = 0.047 \text{ mm}; \quad f_{gi} = 0.103 \text{ mm}; \quad f_{pi} = 0.22 \text{ mm}; \quad f_{gv} = 0.24 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.31 \text{ mm} < f_{adm}$$

\Rightarrow La flèche est vérifiée.

2. Etude de la volée (II) :

Nous allons l'étudier comme une console encastrée.

2.1. Evaluation des charges :

$$G = 7.69 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 14.13 \text{ KN/m}$$

$$P_s = G + Q = 10.17 \text{ KN/m}$$

$$F_u = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN} \quad (\text{La charge concentrée due au garde corps à l'ELU}).$$

$$F_s = 1 \text{ KN} \quad (\text{La charge concentrée due au garde corps à l'ELS}).$$

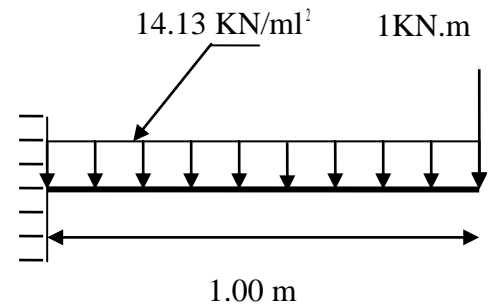


Fig. III.2.5. Schéma statique de la volée II

2.2. Les sollicitations :

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{2} + F \times l$$

$$M_u = \frac{14.13 \times 1^2}{2} + 1.35 \times 1 = 8.41 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u \times l + F_u = 15.48 \text{ KN}$$

$$M_{Ser} = 6.09 \text{ KN.m}$$

2.3. Ferrailage :

Armatures principales :

$$M = 8.41 \text{ KN.m} ; \quad \mu_{bu} = 0.594 ; \quad \alpha = 0.076 ; \quad z = 0.096 \text{ m} ; \quad A = 2.49 \text{ cm}^2$$

On opte 4 HA10 = 3.14 cm²/ml

2.4. Calcul des armatures de répartition :

$$A_a \geq \frac{A_u}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on choisie : } 4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérifications :

A l'ELU :

2.5. Vérification à l'effort tranchant :

Il faut vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}$.

Tel que : $\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15.48 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.154 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

2.6. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.10 \times \frac{2.1}{400} = 1.21 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$1,21\text{cm}^2/\text{ml} < 3.14\text{cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

2.7.Calcul des espacements :

$$S_t \leq \min(3e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \text{ on adopte } S_t = 25\text{cm}$$

Calcul à l'ELS :

2.8.La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$y^2 + 30 \times 3.14 \times 10^{-4} \times y - 30 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 0.10 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.63\text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3.16 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.07\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

2.9.La flèche :

Les trois conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

Schémas de ferrailage :

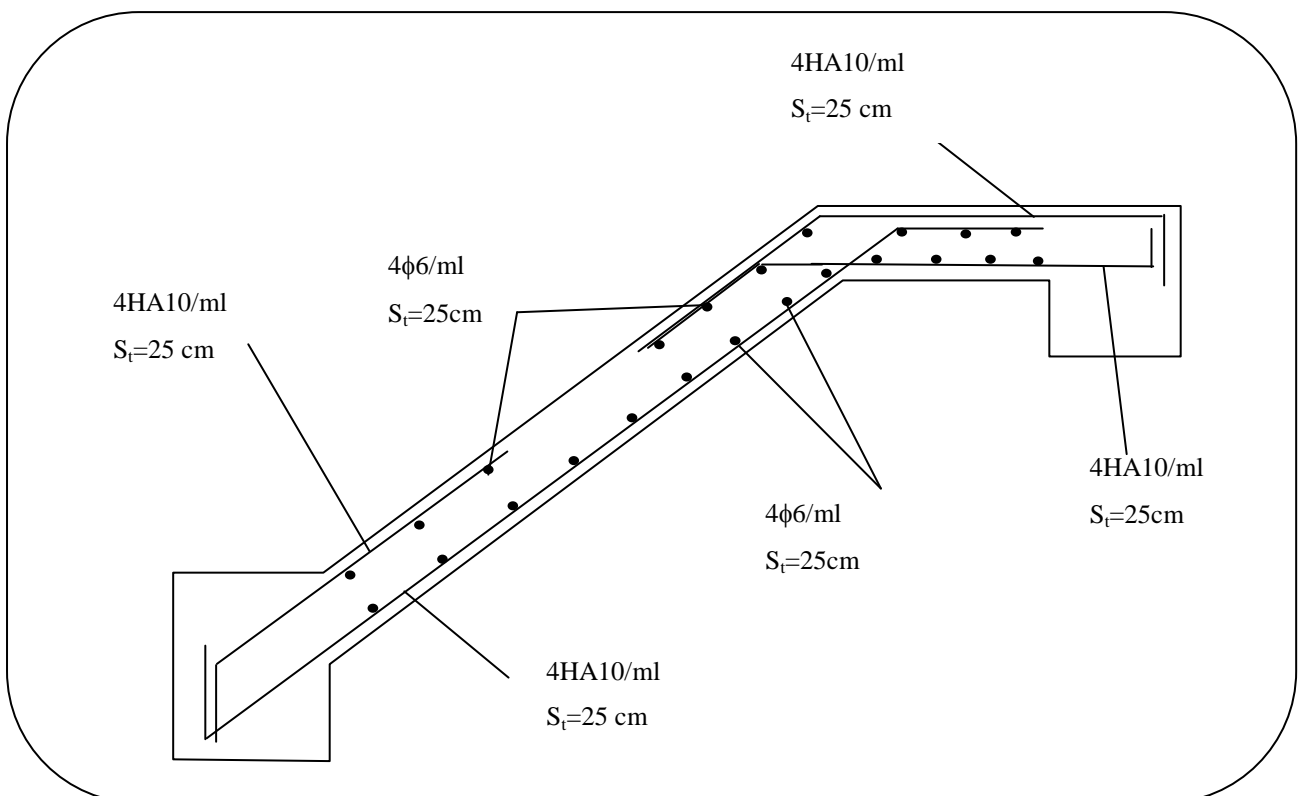


Fig. III.2.6. Schéma de ferrailage de la volée I & III

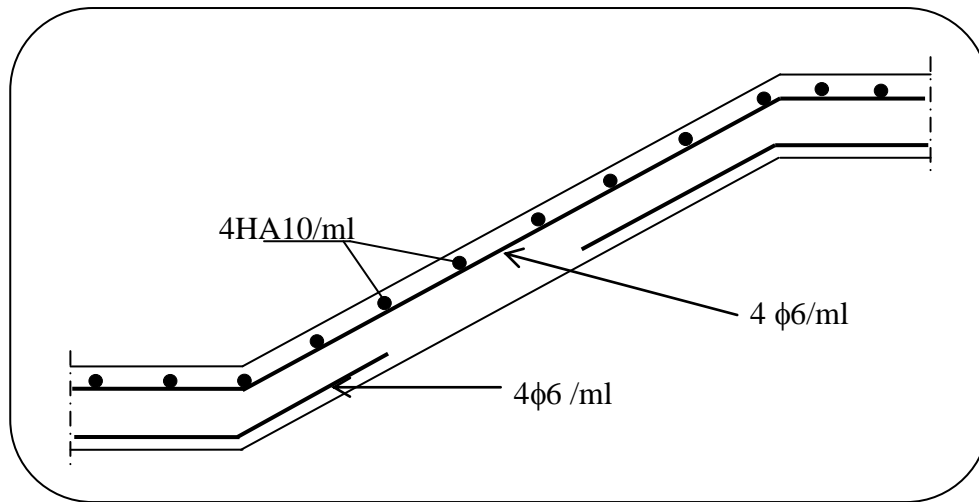


Fig. III.2.7. Schéma de ferrailage de la volée II

b) Escalier type 3 :

1. Calcul de la volée (I) :

En travée :

$$M_t^{\max} = 19.54 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.053 ; \alpha = 0.069 ; z = 0.15 \text{ m} ;$$

$$A = 3.61 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA10 = 3.93 cm² / ml

En appuis :

$$M_a = -13.03 \text{ KN.m} ; \mu_{bu} = 0.035 ; \alpha = 0.045 ; z = 0.15 ;$$

$$A = 2.38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On opte pour : 4HA10 = 3.14 cm² / ml

Vérifications :

A l'ELU :

1.1. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0.16 \times 2,1 / 400 = 1,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A > A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

1.2. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; = 1.25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{28.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.17 \text{ MPa} < \tau_u . \Rightarrow$$
 Condition vérifiée.

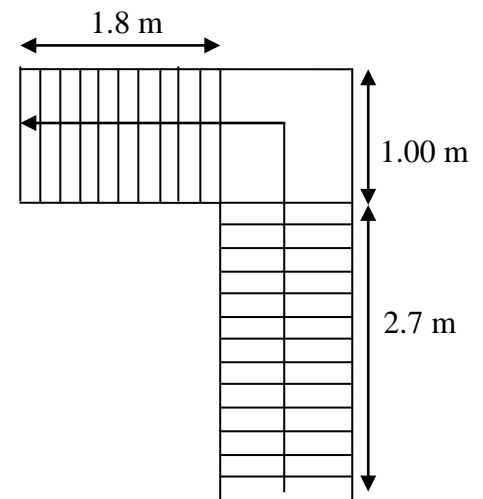


Fig. III.2.8. Escalier type 3

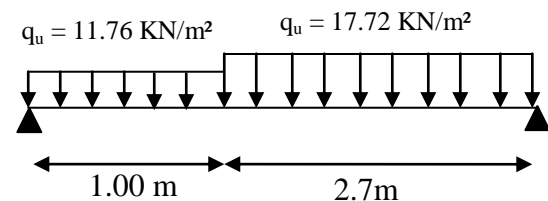


Fig. III.2.9. Schéma statique de la volée I

1.3. Calcul des armatures de répartition :

$$A_t \geq \frac{A_s}{5} = \frac{3.93}{5} = 0.9825 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisie : } 4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

1.4. Ecartement des barres :

Armatures longitudinales : $S_t \leq (3 \times e; 33) \text{ cm}$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures répartition : $S_t \leq (4 \times e; 45) \text{ cm}$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

A l'ELS :

1.5. Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{\text{ser}} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}}$$

$$\tau_{\text{ser}} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{\text{ser}} = V_{\text{ser}} / 0.9.d. \Sigma U_i$$

ΣU_i : Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\Sigma U_i = n.\phi.\pi = 4 \times 1 \times 3.14 = 12.56 \text{ cm.}$$

$$\tau_u = \frac{20.75 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.16 \times 12.56 \times 10^{-2}} = 1.14 \text{ MPa. ; } \tau_{\text{ser}} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

1.6. Vérification de l'état limite de compression du béton :

En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \quad \text{tel que : } M_{\text{ser}} = 16 \text{ KN.m}$$

$$y^2 + 30 \times 3.14 \times 10^{-4} \times y - 30 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 0.16 = 0$$

$$y = 3.79 \text{ cm; } \quad I = 1.06 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.72 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \quad \text{tel que : } M_{\text{ser}} = 7.53 \text{ KN.m}$$

$$y^2 + 30 \times 3.93 \times 10^{-4} \times y - 30 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 0.16 = 0$$

$$y = 3.43 \text{ cm; } \quad I = 8.78 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.94 < \bar{\sigma} = 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

1.7.Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

BAEL 91 (Art A 6.5.2) [1]

(1) : condition non vérifiée.

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.97 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{3700}{500} = 7.4 \text{ mm.} \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

2. Calcul de la volée (II) :

Nous allons l'étudier comme une console encastrée.

2.1.Evaluation des charges :

$$G = 9.62 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 16.73 \text{ KN / ml}$$

$$P_s = G + Q = 12.12 \text{ KN / m}$$

$$F_u = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN} \quad (\text{La charge concentrée}$$

due au garde corps à l'ELU).

$$F_s = 1 \text{ KN} \quad (\text{La charge concentrée due au garde}$$

corps à l'ELS).

2.2.Les sollicitations :

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{2} + F \times l$$

$$M_u = \frac{14.13 \times 1^2}{2} + 1.35 \times 1 = 9.71 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u \times l + F_u = 18.08 \text{ KN}$$

$$M_{Ser} = 7.06 \text{ KN.m}$$

2.3.Ferraillage :

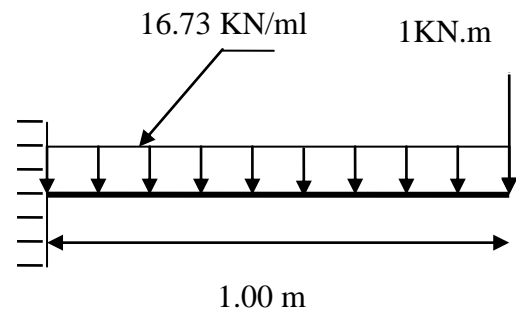


Fig. III.2.8. Schéma statique de la volée II

Armatures principales :

$$M = 9.71 \text{ KN.m} ; \quad \mu_{bu} = 0.026 ; \quad \alpha = 0.033 ; \quad z = 0.15 \text{ m} ; \quad A = 1.77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On opte 4 HA 8 = 2.01 cm²/ml

Calcul des armatures de répartition :

$$A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ on choisie : } 4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Vérifications :

A l'ELU :

2.4.Vérification à l'effort tranchant :

Il faut vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}$.

Tel que : $\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28}$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{18.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.11 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2.5.Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{fe} = 0.23 \times 1 \times 0.16 \times \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

1,93cm²/ml < 2.01cm²/ml \Rightarrow condition vérifié.

2.6.Calcul des espacements :

$S_t \leq \min(3e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$ on adopte $S_t = 33\text{cm}$

Calcul à l'ELS :

2.7.La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$y^2 + 30 \times 1.51 \times 10^{-4} \times y - 30 \times 1.51 \times 10^{-4} \times 0.16 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.81 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 5.98 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

2.8.la flèche :

Les trois conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

Schémas de ferrailage :

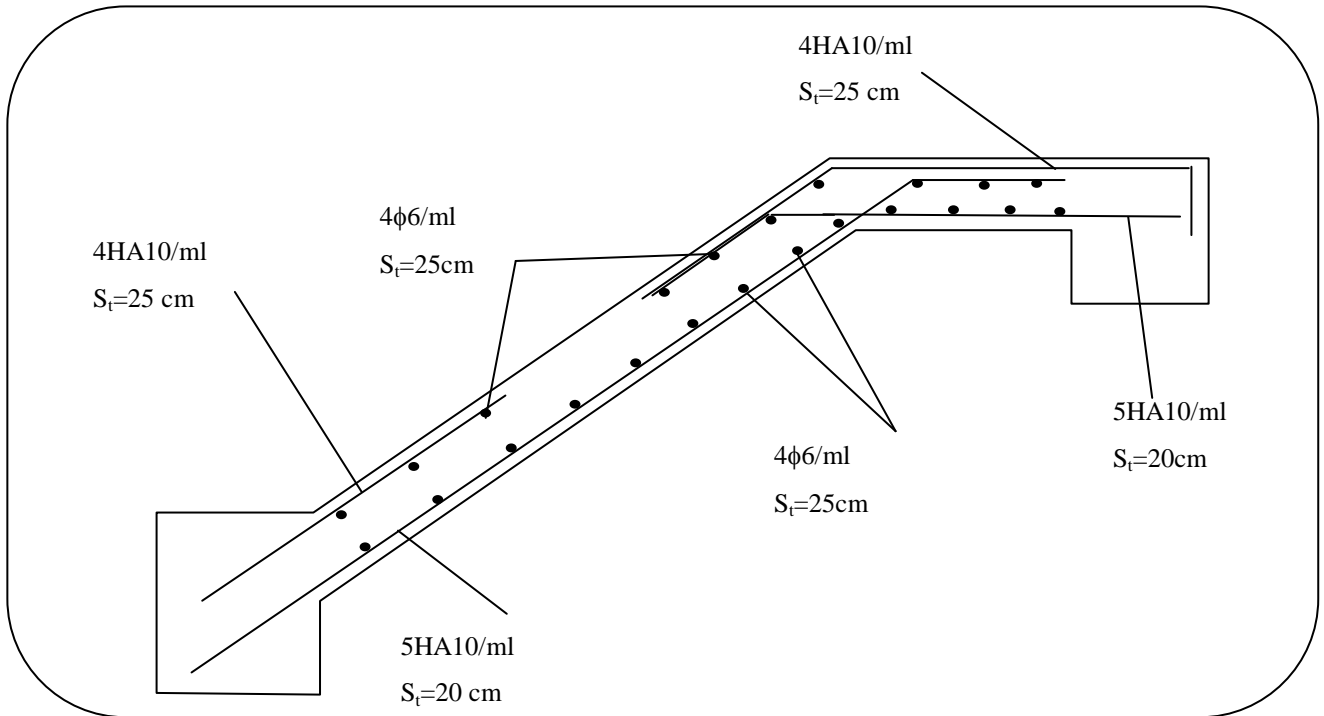


Fig. III.2.9. Schéma de ferrailage de la volée I

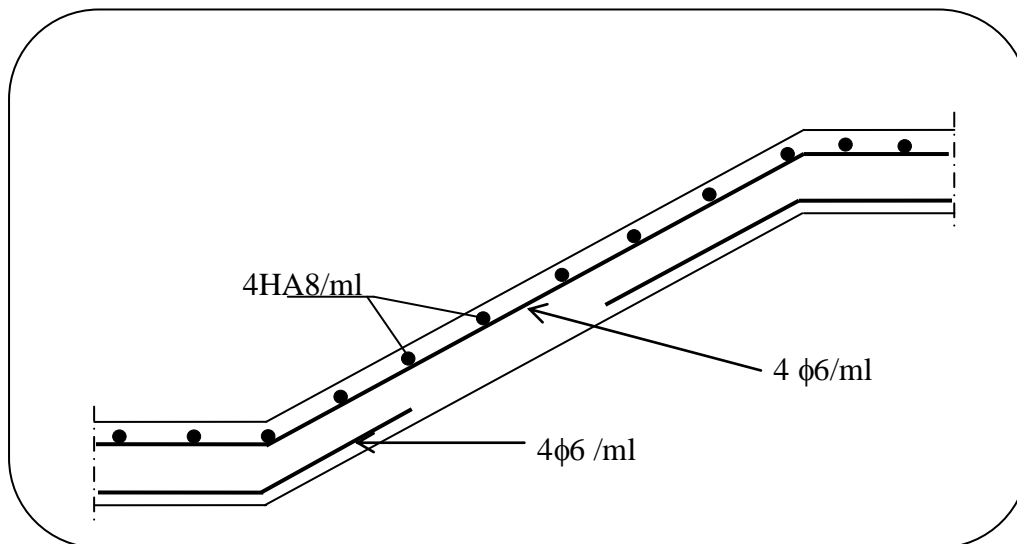


Fig. III.2.10. Schéma de ferrailage de la volée II

III.3 Etude des dalles pleines

a) Dalle 1 :

$$\rho = \frac{1.00}{3.00} = 0.33 < 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant une seule}$$

direction ($// l_x$) \Rightarrow la dalle travaille comme une console.

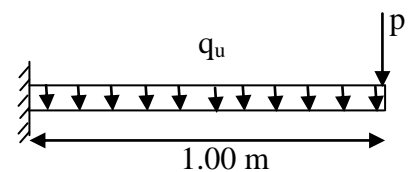


Fig. III.2.1. Schéma statique de la dalle 1

$$G = 6.27 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2 ; P = 2.39 \text{ KN/m}$$

1. Calcul des sollicitations :

$$q_u = 1.35 \times 6.27 + 1.5 \times 1 = 9.97 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 6.27 + 1 = 7.27 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = 1.35 \times 2.39 \times 1 = 3.23 \text{ KN}$$

$$p_s = 2.39 \text{ KN}$$

$$V_u = q_u \times l_x + p_u = 13.02 \text{ KN}$$

$$M_u = -q_u \frac{l_x^2}{2} - p_u \times l_x = -8.22 \text{ KN.m}$$

2. Ferrailage :

Le sens du moment entraîne une mise en traction de la membrure supérieure de la dalle, les aciers longitudinaux porteurs seront à disposer en partie haute de la dalle.

$$M_u = -8.22 \text{ KN.m} ; \mu_{bu} = 0.055 ; \alpha = 0.071 ; z = 0.097 \text{ m} ; A_s = 2.31 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{soit } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.21 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{3.15}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

3. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.13 \text{ MPa} < \tau_{\text{adm}} = 1.25 \text{ MPa}$$

Donc inutile de faire des armatures transversales.

4. Vérification de l'espacement :

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée (sens principal)}$$

$$S_t = 33 \text{ cm} < \min(4e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée (sens secondaire)}$$

Vérifications à l'ELS :**5. Vérification des contraintes :**

$$y = 2.63 \text{ cm} ; I = 3.16 \times 10^{-5} \text{ m}^4 ; \sigma = 4.76 \text{ MPa} < \sigma_{\text{adm}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

6. Vérification de la flèche :

Les 2 conditions sont vérifiées donc inutile de vérifier la flèche.

b) Dalle 2 :

$$\rho = \frac{1.20}{2.00} = 0.6 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant les deux directions.}$$

$$G = 4.31 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

1. Calcul des sollicitations :

1.1.A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 4.31 + 1.5 \times 3.5 = 11.07 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{u0}^x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0822 \times 11.07 \times 1.2^2 = 1.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{u0}^y = \mu_y \cdot M_{u0}^x = 0.2948 \times 1.31 = 0.39 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_t^x = 0.85 \times 1.31 = 1.11 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 0.39 = 0.33 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_a^x = -0.3 \times 1.31 = -0.39 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0.3 \times 0.39 = -0.12 \text{ KN.m}$$

1.2.A l'ELS :

$$q_s = 4.31 + 3.5 = 7.81 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{s0}^x = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0.087 \times 7.81 \times 1.2^2 = 0.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{s0}^y = \mu_y \cdot M_{s0}^x = 0.4672 \times 0.98 = 0.46 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_t^x = 0.85 \times 0.98 = 0.83 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 0.46 = 0.38 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_a^x = -0.3 \times 0.98 = -0.29 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0.3 \times 0.46 = -0.14 \text{ KN.m}$$

2. Ferrailage :**En travée :****Sens // l_x :**

$$M_u = 1.11 \text{ KN.m} ; \mu_{bu} = 0.008 ; \alpha = 0.0098 ; z = 0.099 \text{ m}$$

$$A_s = 0.32 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.15 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

Sens // l_y :

$$M_u = 0.33 \text{ KN.m} ; \mu_{bu} = 0.0023 ; \alpha = 0.0029 ; z = 0.099 \text{ m}$$

$$A_s = 0.94 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 3 \text{ HA } 8 = 1.51 \text{ cm}^2 > \frac{A_t^x}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2 < 1.51 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

Sens // l_x :

$$M_a = -0.39 \text{ KN.m} ; \mu_{bu} = 0.0028 ; \alpha = 0.0035 ; z = 0.099 \text{ m}$$

$$A_s = 0.11 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 3 \text{ HA } 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.15 \text{ cm}^2 < 1.51 \text{ cm}^2$$

Sens // l_y :

$$M_a = -0.12 \text{ KN.m} ; \mu_{bu} = 0.0008 ; \alpha = 0.001 ; z = 0.099 \text{ m}$$

$$A_s = 0.033 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 3 \text{ HA } 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2 < 1.51 \text{ cm}^2$$

3. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{v_u}{b \times d} = 0.05 \text{ MPa} < \tau_{\text{adm}} = 1.25 \text{ MPa}$$

Donc inutile de mettre des armatures transversales.

4. Vérification de l'espacement :

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée (sens principal)}$$

$$S_t = 33 \text{ cm} < \min(4e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée (sens secondaire)}$$

Vérification à l'ELS :

5. Vérification des contraintes :

$$y = 2.17 \text{ cm} ; I = 2.19 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma = 0.83 \text{ MPa} < \sigma_{\text{adm}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Le tableau suivant résume le ferrailage des différentes dalles pleines.

Type de dalle	L_x (m) L_y (m)	A_s^x (cm ²)	A_s^y (cm ²)	A_a (cm ²)	St_x (cm)	St_y (cm)	St_a (cm)
Terrasse inaccessible	1.00	4HA10 =	3HA8 =	/	25	33	/
	3.00	3.14	1.51				
Balcon 1	1.20	4HA8 =	3HA8 =	3HA8 =	25	33	33
	2.00	2.01	1.51	1.51			
Balcon 2	1.20	5HA10 =	3HA8 =	/	20	33	/
	4.00	3.93	1.51				
Balcon 3	1.00	4HA8 =	3HA8 =	3HA8 =	25	33	33
	2.70	2.01	1.51	1.51			
Balcon 4	1.50	4HA12 =	4HA8 =	4HA8 =	25	25	25
	3.40	4.52	2.01	2.01			

Balcon 5	1.40	4HA10 =	3HA8 =	3HA8 =	25	33	33
	2.90	3.14	1.51	1.51			
Palier intermédiaire	1.10	5HA8 =	3HA8 =	/	20	33	/
	3.00	2.51	1.51				

Tab. III.3.1. Ferrailage des dalles pleines

Schémas de ferrailage:

Terrasse inaccessible:

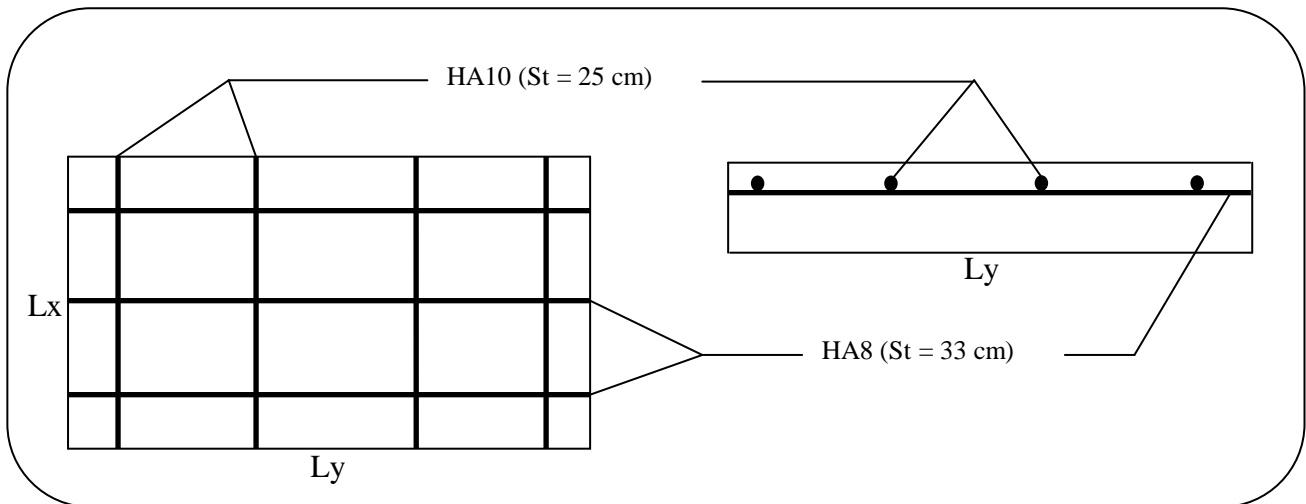


Fig. III.3.2. Schéma de ferrailage de la terrasse inaccessible

Balcon 1 :

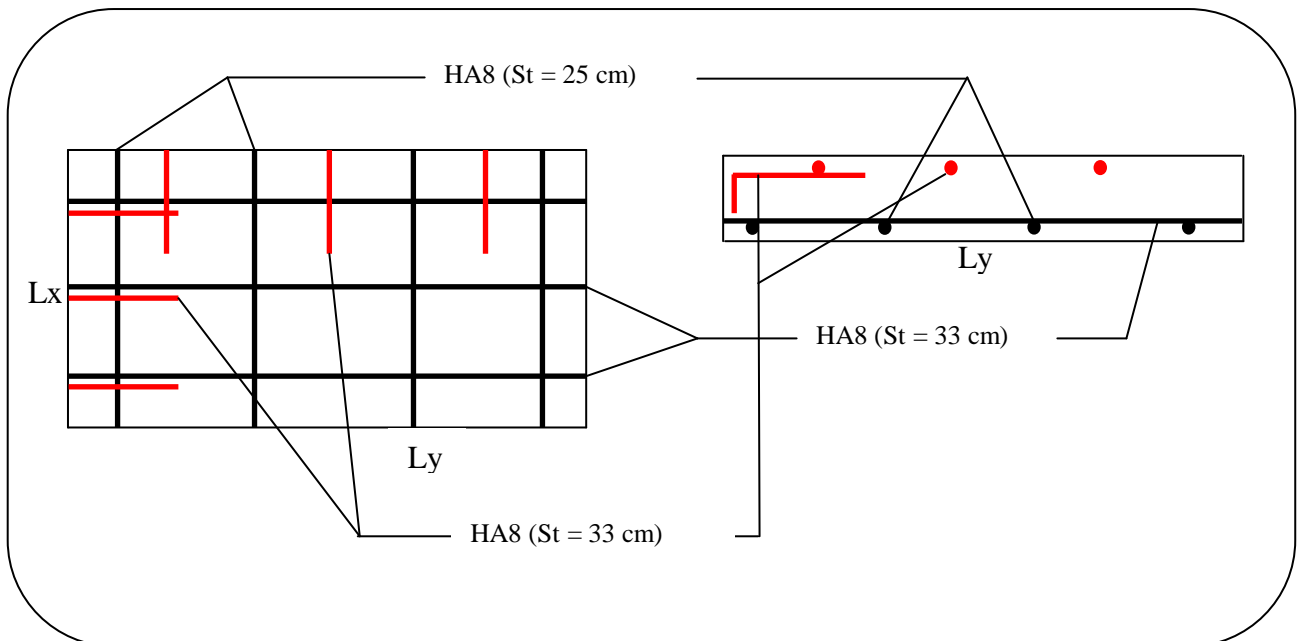


Fig. III.3.3. Schéma de ferrailage du balcon 1

Balcon 2 :

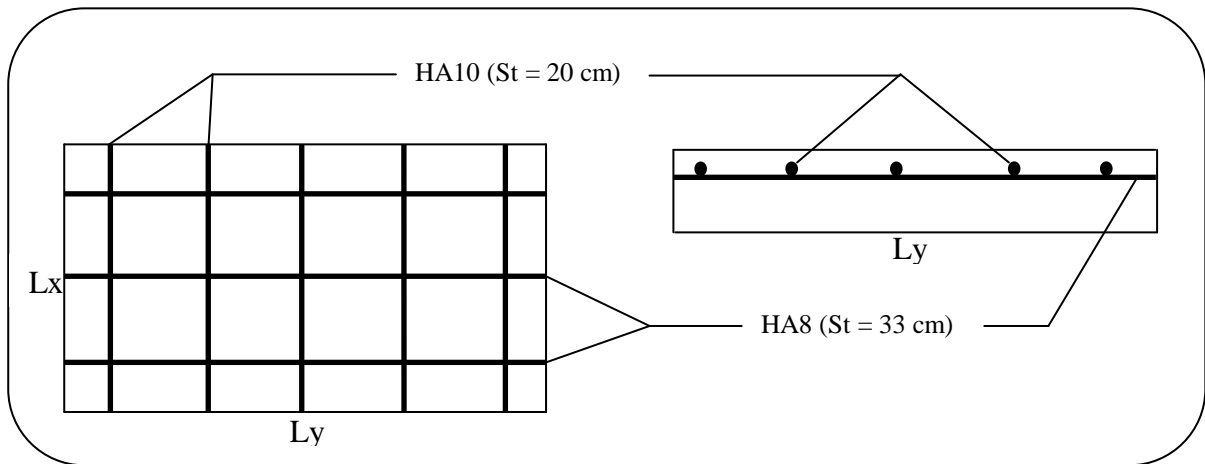


Fig. III.3.4. Schéma de ferrailage du balcon 2

Balcon 3 :

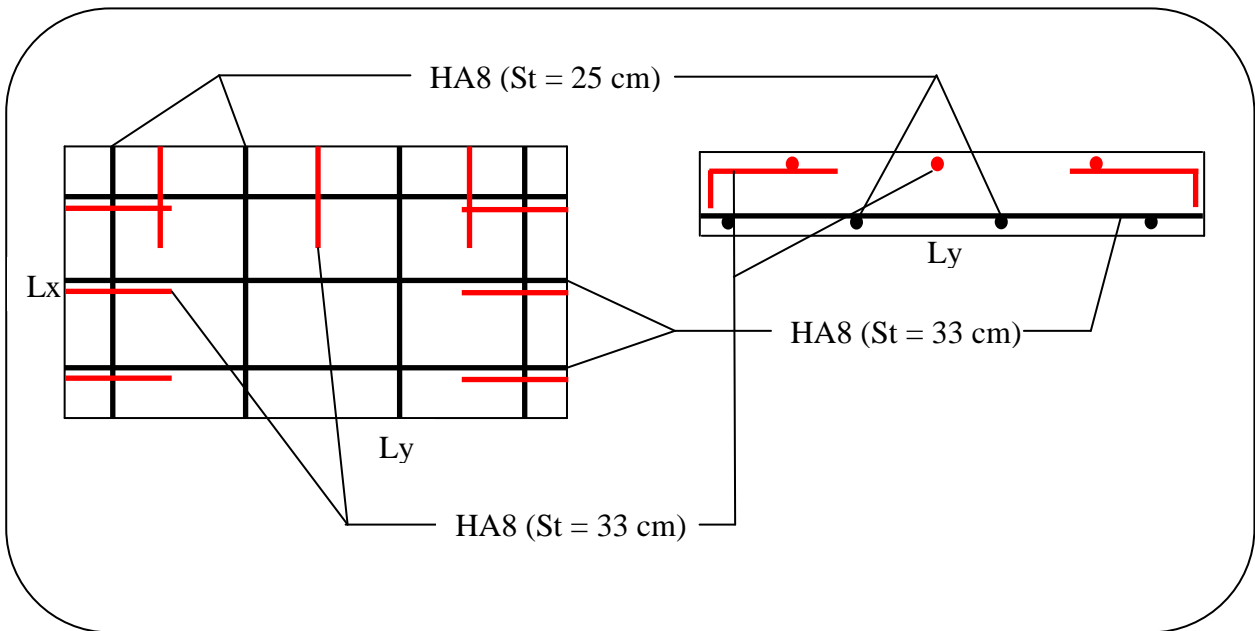


Fig. III.3.5. Schéma de ferrailage du balcon 3

Balcon 4 :

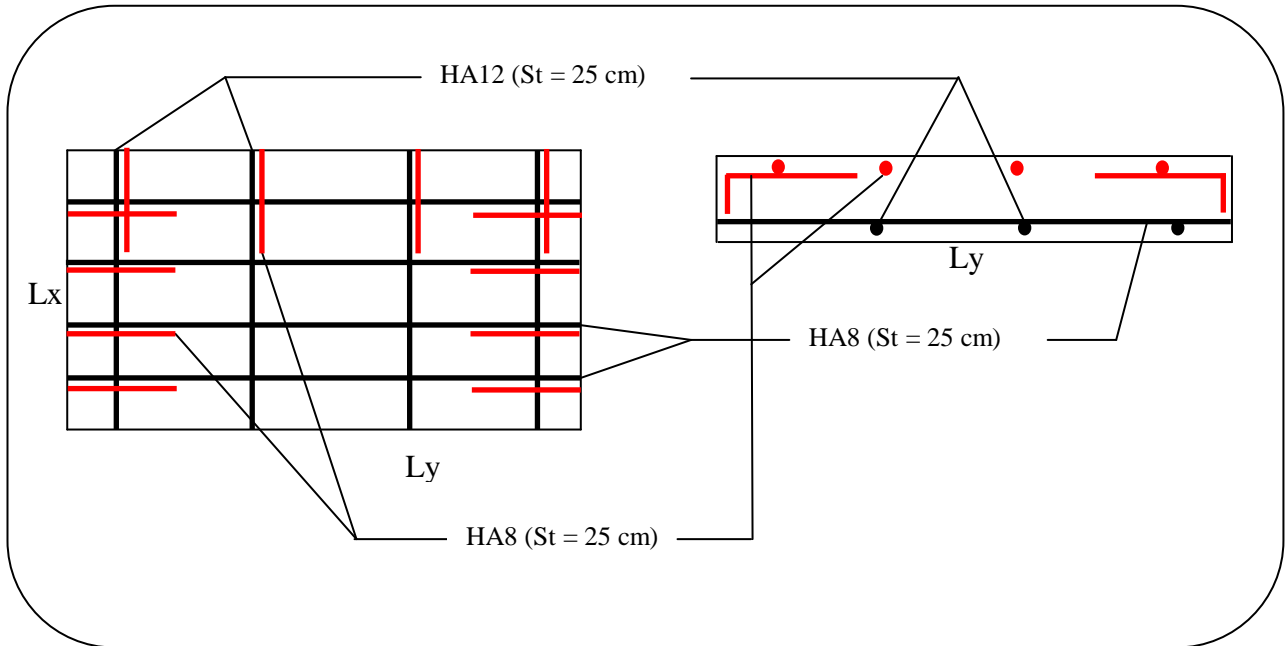


Fig. III.3.6. Schéma de ferrailage du balcon 4

Balcon 5 :

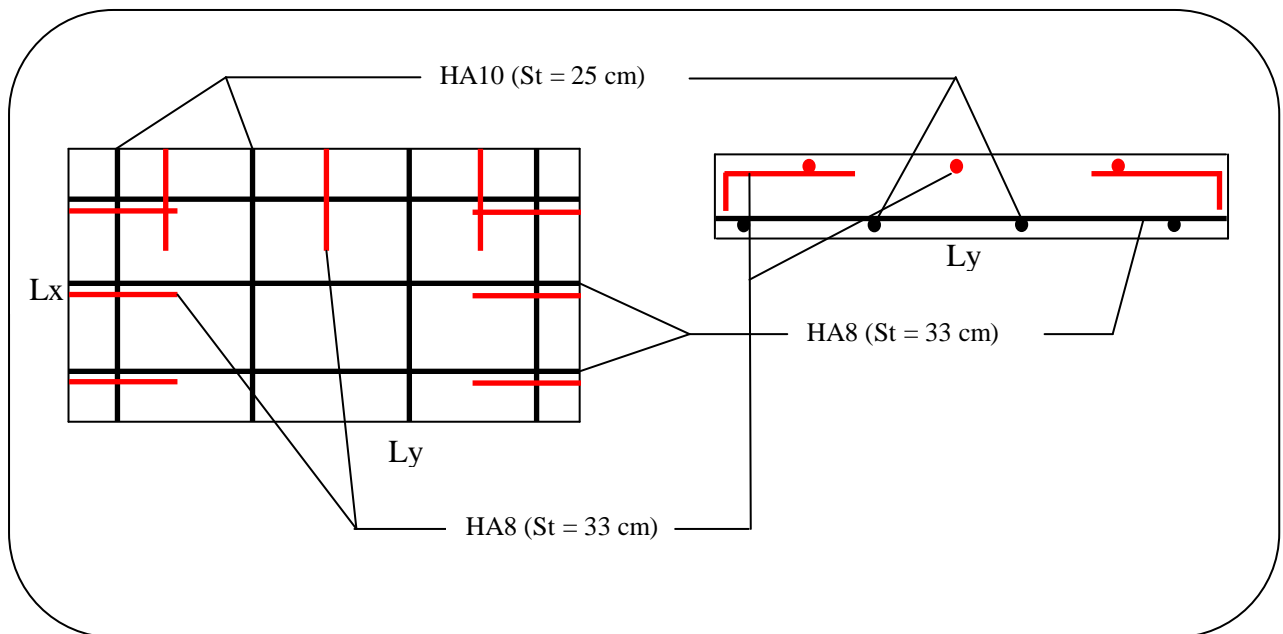


Fig. III.3.7. Schéma de ferrailage du balcon 5

Palier intermédiaire :

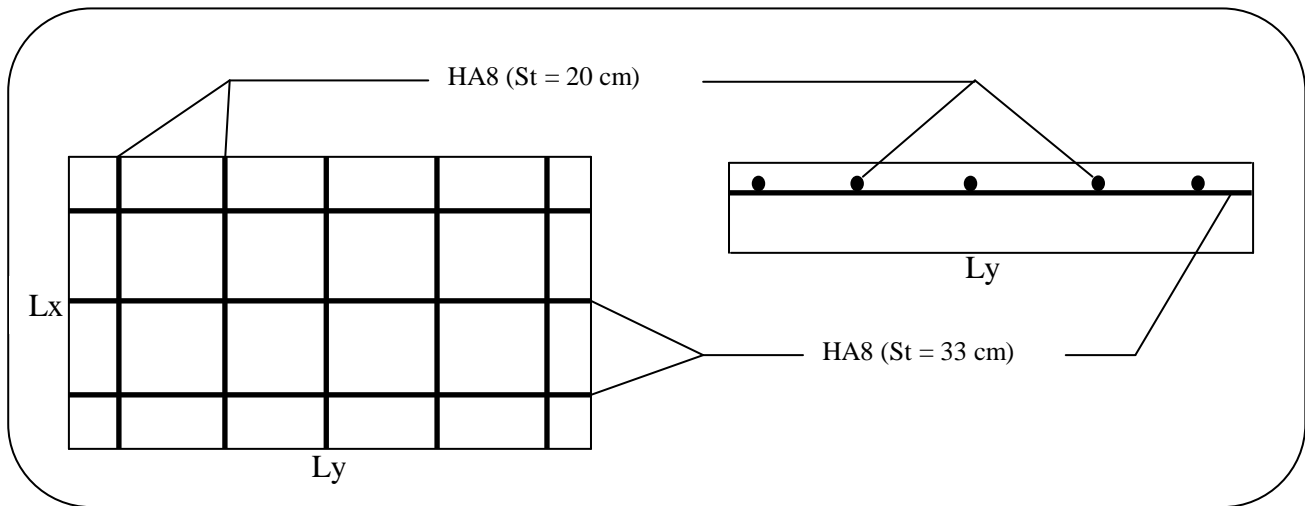


Fig. III.3.8. Schéma de ferrailage du palier intermédiaire

III.4 Etude de la poutre palière

La poutre palière constitue un appui pour l'escalier principale, elle est soumise à la flexion simple et à la torsion.

Dimensionnement :

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

$$L = 3.00 \text{ m}$$

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

La poutre palière est soumise à la flexion simple, en outre elle est soumise à la torsion.

a) Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise à son poids propre

$$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/m}$$

En plus de son poids propre elle est soumise aux charges transmises par l'escalier.

$$R_1 = 33.91 \text{ KN/m et } R_2 = 32.6 \text{ KN/m}$$

Avec :

- R_1 : charge ramenée par le paillasse 1.
- R_2 : charge ramenée par le paillasse 2.

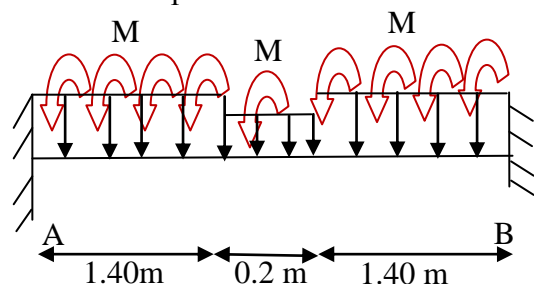


Fig. III.4.1. Schéma statique de la poutre palière

1. Calcul des sollicitations

$$\Sigma M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = \frac{(1.35 \times 2.25 + 10.7) \times \frac{3^2}{2} + 33.91 \times \frac{1.4^2}{2} + 32.6 \times 1.4 \times 2.3}{3.00} = 66.67 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = \frac{(1.35 \times 2.25 + 10.7) \times \frac{3^2}{2} + 32.6 \times \frac{1.4^2}{2} + 33.91 \times 1.4 \times 2.3}{3.00} = 67.65 \text{ KN}$$

Par la méthode RDM on obtient :

$$M_0 = 48.03 \text{ KN.m} ; V_u = 67.65 \text{ KN}$$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des moments et leurs ferrillages correspondant ainsi que la contrainte de cisaillement.

	M (kN.m)	A_{cal} (cm²)	τ_{FS} (MPa)
En travée	0.85 M ₀ = 40.83	4.5	0.81
En appui	- 0.5 M ₀ = -24.02	2.57	0.81

Tab. III.4.1. Moments au niveau de la poutre palière

Vérifications

Vérifications à L'ELU

1.1. Condition de non fragilité

$$A_t = 3.33 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.28 \times \frac{2.1}{400} = 1.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a = 2.57 > A_{\min} = 1.01 \text{ cm}^2$$

1.2. Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.81 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.81 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des armatures transversales à la flexion simple

On fixe S_t = 20 cm

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.2 \times (0.81 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} < 0$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.2}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_t = 0.6 \text{ cm}^2$

1.3. Vérification des espacements

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{1.51 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.30} = 50.33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij})} = 89.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Calcul à la Torsion

La poutre est soumise à trois moments de torsion uniformément réparties dues aux différentes parties de l'escalier.

$M_1 = 16.35 \text{ KN.m}$ par mètre, du au paillasse 1.

$M_2 = 17.13 \text{ KN.m}$ par mètre, du au paillasse 2.

$M_3 = 2.68 \text{ KN.m}$ par mètre, du au palier intermédiaire.

Le moment de torsion max est concentré aux extrémités.

$$\Sigma M_x = 0 \Rightarrow M_t = 16.53 \times 1.4 + 17.13 \times 1.4 - 2.68 \times 3 = 39.08 \text{ KN.m}$$

$$M_T = \frac{39.08}{2} = 19.54 \text{ KN.m}$$

1. Ferrailage

1.1. Armatures longitudinales en torsion

Le moment de torsion $M_T = 19.54 \text{ KN.m}$ est le moment statique au niveau de l'appui B

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

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

$$A_t = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{19.54 \times 10^{-3} \times 1}{2 \times 0.0625 \times 400} = 3.91 \text{ cm}^2$$

1.1.1. Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{19.54 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 3.12 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_{utor} = 3.12 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

1.1.2. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = 3.22 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$$
 Condition vérifiée

Calcul des armatures transversales à la torsion

On fixe l'espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{19.54 \times 10^{-3} \times 0.20}{2 \times 0.0625 \times 400} = 0.78 \text{ cm}^2$$

2. Choix d'armature

La section totale des armatures a adopter est :

En travée : $A_t = \frac{1}{2} A_L(tor) + A_L(flexion) = \frac{1}{2} \times 3.91 + 4.5 = 6.46 \text{ cm}^2$

On opte pour : 6HA12 = 6.79 cm²

En appuis : $A_a = \frac{1}{2} A_L(tor) + A_L(flexion) = \frac{1}{2} \times 3.91 + 2.57 = 4.53 \text{ cm}^2$

On opte pour : 3HA14 = 4.62 cm²

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$A_r = 0.6 + 0.78 = 1.38 \text{ cm}^2$. On opte pour un cadre $\Phi 8$ et un étrier $\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Schéma de ferrailage :

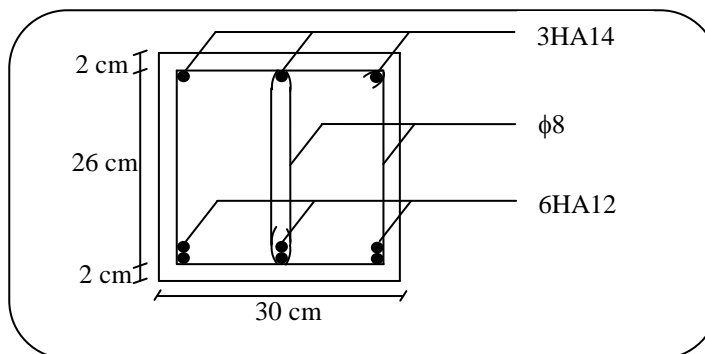


Fig. III.4.2. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.5 Etude de la poutre brisée

Notre poutre palière est une poutre brisée. Elle est soumise à son poids propre, aux charges transmises par les escaliers sous forme de réaction d'appui ainsi qu'aux moments de torsions. Son calcul se fait comme suit ;

Dimensionnement

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

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

La poutre brisée est soumise à la flexion simple, en outre elle est soumise à la torsion.

a) Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise à son poids propre

$$g_0 = 25 \times 0.3^2 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

$$g_1 = 25 \times 0.3^2 / \cos 37.07^\circ = 2.82 \text{ KN/ml}$$

g_0 : étant le poids propre de la partie horizontale.

g_1 : étant le poids propre de la partie inclinée.

En plus de son poids propre elle est soumise aux charges transmises par l'escalier.

$$R_{c1} = 16.78 \text{ KN/ml} \quad R_{c2} = 14.14 \text{ KN/ml} \quad \text{et} \quad R_p = 15.48 \text{ KN/ml}$$

Avec :

- R_c : charge ramenée par la partie DA et HF.
- R_p : charge ramenée par la volée (2)

1. Calcul des sollicitations

$$0 \leq x \leq 1.00 \text{ m}$$

$$\sum M_{/F} = 0 \Rightarrow$$

$$R_A = \frac{(R_{c1} + 1.35g_0) \times 1.00 \times 2.4 + (R_p + 1.35g_1) \times 0.9 \times 1.45 + (R_{c2} + 1.35g_0) \times 1^2 / 2}{2.9} = 28.04 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow$$

$$R_F = \frac{(R_{c2} + 1.35g_0) \times 1.00 \times 2.4 + (R_p + 1.35g_1) \times 0.9 \times 1.45 + (R_{c1} + 1.35g_0) \times 1^2 / 2}{2.9} = 26.31 \text{ KN}$$

Après le calcul RDM on a aboutit au résultat suivant

$$M_0 = 18.41 \text{ KN.m}; V_u = 28.04 \text{ KN}$$

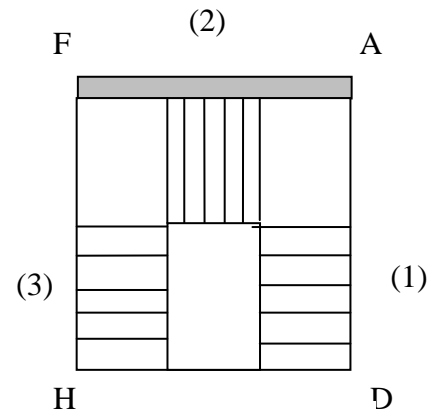


Fig. III.4.1. Escalier duplex

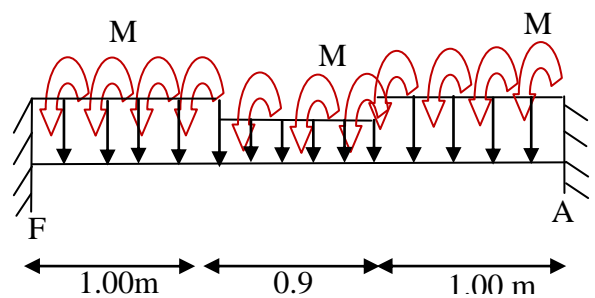


Fig. III.5.2. Schéma statique de la poutre brisée

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des moments et leurs ferrailages correspondant ainsi que la contrainte de cisaillement.

	M (kN.m)	A_{cal} (cm²)	τ_{FS} (MPa)
En travée	0.85M ₀ = 15.64	1.6	0.32
En appui	-0.5M ₀ = -9.2	1.0	0.32

Tab. III.5.1. Moments au niveau de la poutre brisée

2. Vérifications :

Vérifications à L'ELU :

2.1. Condition de non fragilité :

$$A_t = 1.6 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.28 \times \frac{2.1}{400} = 1.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a = 1.0 < A_{\min} = 1.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_{\min}$$

2.2. Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.33 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3. Calcul des armatures transversales à la flexion simple

On fixe S_t=20cm

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.2 \times (0.33 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} < 0$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.2}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$$

On adopte A_t=0.6cm²

4. Vérification des espacements

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{1.51 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.30} = 50.33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij})} < 0 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(h; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Calcul à la Torsion

La poutre est soumise à trois moments de torsion uniformément réparties dues aux différentes parties de l'escalier.

$M_1 = 4.98\text{KN.m}$ par mètre, du à la partie AD.

$M_2 = 8.41\text{KN.m}$ par mètre, du à la volée (2).

$M_3 = 6.38\text{KN.m}$, du à la partie FH.

Le moment de torsion max est concentré aux extrémités.

$$M_{Tmax} = \frac{M_1 \times 1 + M_2 \times 0.9 + M_3 \times 3}{2} = 15.38\text{KN.m}$$

1. Ferrailage

1.1. Armatures longitudinales en torsion

Le moment de torsion $M_T = 15.38\text{KN.m}$ est le moment statique au niveau de l'appui B

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625\text{cm}^2$$

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

$$A_t = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

BAEL91 (art I.II) [1]

$$A_t = \frac{15.38 \times 10^{-3} \times 1}{2 \times 0.062 \times 348} = 3.56\text{cm}^2$$

1.1.1. Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{15.38 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 0.05} = 2.46\text{MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 2.46\text{MPa} < \tau_{adm} = 3.33\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

1.1.2. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = 2.48MPa < 3.33MPa \quad \text{vérifiée}$$

BAEL91 (art I.III) [1]

1.2. Calcul des armatures transversales à la torsion

On fixe l'espaceur $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{15.38 \times 10^{-3} \times 0.20}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 348} = 0.70 \text{ cm}^2$$

2. Choix d'armature

La section totale des armatures à adoptée est :

$$\text{En travée : } A_t = \frac{1}{2} A_L(tor) + A_L(flexion) = \frac{1}{2} \times 3.56 + 1.6 = 3.38 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA12=3.39cm²

$$\text{En appuis : } A_a = \frac{1}{2} A_L(tor) + A_L(flexion) = \frac{1}{2} \times 3.56 + 1.0 = 2.78 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 2HA12 + 1HA10=3.05cm²

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_T = 0.6 + 0.70 = 1.3 \text{ cm}^2 . \text{ On opte pour un cadre } \Phi 8 \text{ et une épingle } \Phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Schéma de ferrailage :

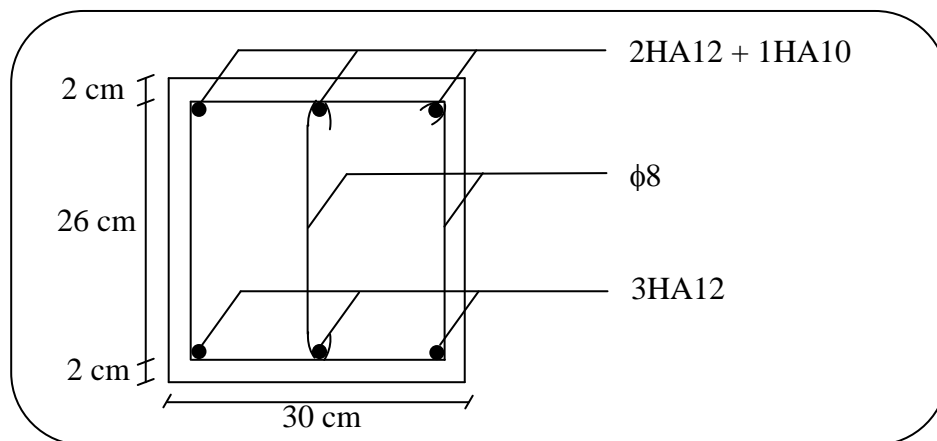


Fig. III.5.3. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.6 Etude des poutres de chaînage

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales qui ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaires à la structure.

a) Poutre 1 :

1. Dimensionnement :

La portée maximale de la poutre de chaînage est :

Condition de la flèche:

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

Selon le RPA :

$$h \geq 15 \text{ cm}$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20 \text{ cm}$$

Avec : 30 cm l'épaisseur de mur extérieur

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

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30x30).

2. Calcul des sollicitations:

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.67 \times (2.89 - 0.3) = 6.92 \text{ KN/m}$$

$$\text{Charge transmise de la poutrelle : } p_{p11e} = 5.16 \times \frac{0.65}{2} = 1.68 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times (2.25 + 6.92 + 1.68) + 1.5 \times (1.5 \times \frac{0.65}{2}) = 15.38 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 11.34 \text{ KN/m}$$

Calcul à l'ELU:

$$M_0 = 20.94 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 17.8 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -10.47 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage :

2.1. Armatures longitudinales :

En travée :

$$A_s = 1.95 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.99 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour $3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$A_a = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.99 \text{ cm}^2$$

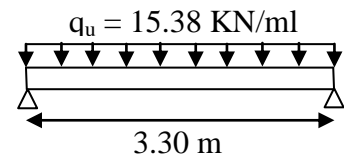


Fig. III.6.1. Schéma statique de la poutre de chaînage 1

Soit $3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$

2.2. Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq 0.8 \text{ cm}$$

Soit un cadre ϕ_6 plus une épingle $\phi_6 \Rightarrow A_t = 3 \times 0.28 = 0.85 \text{ cm}^2$

3. Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 50.33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

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

4. Vérifications :

A l'ELU :

4.1. Effort tranchant :

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 25.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.31 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Vérifiée}$$

A l'ELS :

4.2. Vérification de la contrainte dans le béton :

$$M_s = 13.12 \text{ KN.m}; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y; \quad A = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 6.9 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 17587.04 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.1 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4.3.Evaluation de la flèche :

CBA 93 (Art B.6.5.1) [3]

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée donc il faut vérifier la flèche.

$$\Delta f = 3.25mm < f_{adm} = 6.6mm \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

Schéma de ferrailage :

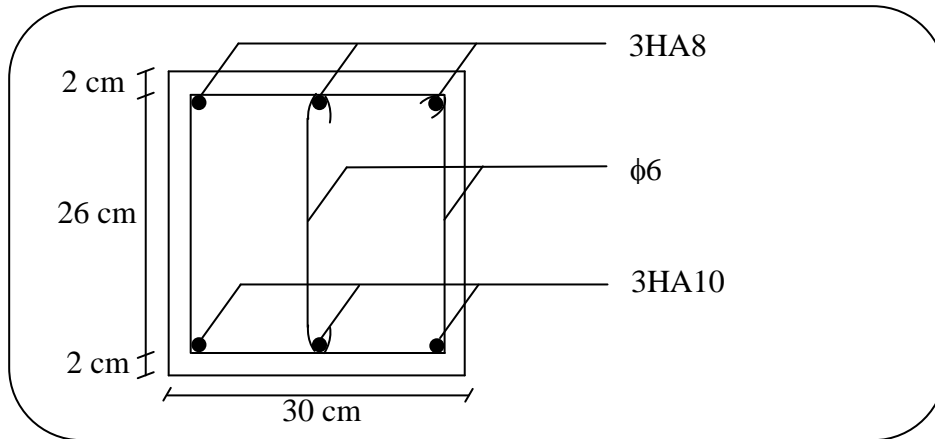


Fig. III.6.2. Schéma de ferrailage du chaînage 1

b) Poutre 2 :

1. Dimensionnement :

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{max} = 4.00m$

Condition de la flèche:

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{400}{15} < h < \frac{400}{10}$$

On opte : $h = 30 \text{ cm}$

Selon le RPA :

$$h \geq 15cm$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm$$

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

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30x30).

2. Calcul des sollicitations:

Poids propre : $P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/m}$

Poids des murs : $P_m = 2.67 \times (2.89 - 0.3) = 6.92 \text{ KN/m}$

Charge transmise de la poutrelle : $p_{pille} = 5.16 \times \frac{0.65}{2} = 1.68 \text{ KN/m}$

$$P_u = 1.35 \times (2.25 + 6.92 + 1.68) + 1.5 \times (1.5 \times \frac{0.65}{2}) = 15.38 \text{ KN/m}$$

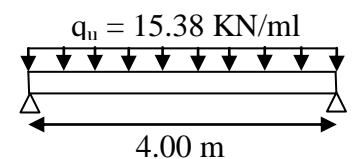


Fig. III.6.3. Schéma statique de la poutre de chaînage 2

$$P_s = 11.34 \text{ KN/m}$$

Calcul à l'ELU:

$$M_0 = \frac{15.38 \times 4^2}{8} = 30.76 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 26.15 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_0 = -15.38 \text{ KN.m}$$

3. Le ferrailage :

3.1. Armatures longitudinales :

En travée :

$$A_s = 2.91 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.978 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour 2HA12+1HA10 = 3.05 cm²

Aux appuis :

$$A_a = 1.68 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.978 \text{ cm}^2$$

Soit 2HA10+1HA8 = 2.07 cm²

3.2. Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 0.8 \text{ cm}$$

Soit un cadre ϕ_6 plus une épingle $\phi_6 \Rightarrow A_t = 3 \times 0.5 = 1.51 \text{ cm}^2$

4. Les espacements :

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 50.33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

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

5. Vérifications :

A l'ELU :

5.1. Effort tranchant :

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 30.76 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.38 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 3 \text{MPa}\right) = 2.5 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

A l'ELS :

5.2.Vérification de la contrainte dans le béton :

$$M_S = 19.28 \text{ KNm} ; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y ; A = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 7.68 \text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 17153.55 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 8.63 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

5.3.Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est préjudiciable donc pas de vérification.

5.4.Etat limite de déformation :

Evaluation de la flèche :

Si l'une de ces conditions citées ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{30}{400} = 0.075 < \frac{26.15}{10 \times 30.76} = 0.085$$

La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{400}{500} = 8 \text{mm}$$

$j=10.096KN ; g=10.85 ; p=1134KN$

$M_j=17.16KN.m ; M_g=18.445KN.m ; M_p=19.278KN.m.$

$\Delta f = 3.31mm < f_{adm} = 8mm \Rightarrow$ la flèche est vérifiée

Schéma de ferrailage :

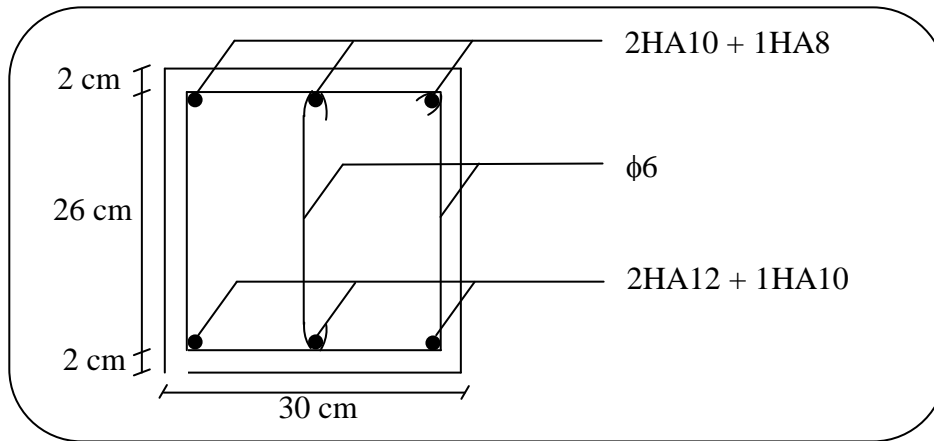


Fig. III.6.4. Schéma de ferrailage du chaînage 2

Poutre 3 :

1. Dimensionnement :

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{max} = 4.50m$

Condition de la flèche:

$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow h = 40\text{ cm}$

Selon le RPA :

$h \geq 15cm$

$b \geq \frac{2}{3} \times 20 = 13.33cm$

Soit : $h=40cm ; b=30cm$

Donc les dimensions de la poutre de chaînage 3 sont de (40x30).

2. Calcul des sollicitations:

Poids propre : $P_p = 25 \times 0.4 \times 0.3 = 3\text{ KN/m}$

Charge transmise des poutrelles : $p_{plle} = 5.16 \left(\frac{4.00}{2} + \frac{(2.10+0.95)}{2} \right) = 14.26\text{KN/m}$

$P_u = 1.35(3+14.26) + 1.5 \left(1.5 \left(\frac{4.00}{2} + \frac{(2.10+0.95)}{2} \right) \right) = 29.52\text{KN/m}$

$P_s = 21.40\text{ KN/m}$

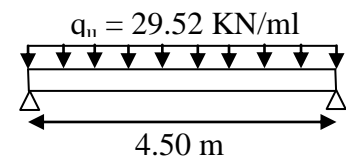


Fig. III.6.5. Schéma statique de la poutre de chaînage 3

Calcul à l'ELU:

$$M_0 = 74.7 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 63.5 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_0 = -37.35 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage :

2.1. Armatures longitudinales :

En travée :

$$A_s = 5.41 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour 3HA16 = 6.03 cm²

Aux appuis :

$$A_a = 3.09 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA12 = 3.39 cm²

2.2. Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1.1 \text{ cm}$$

Soit un cadre ϕ_8 plus une épingle $\phi_8 \Rightarrow A_t = 3 \times 0.50 = 1.51 \text{ cm}^2$

3. Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 37.75 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

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

4. Vérifications :

A l'ELU :

4.1. Effort tranchant :

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 66.42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

A l'ELS :

4.2. Vérification de la contrainte dans le béton :

$$M_S = 46.04 \text{ KN.m} ; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y ; A = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 69379.2 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 8.0 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4.3. Evaluation de la flèche

Les 3 conditions sont vérifiées donc inutile de vérifier la flèche.

Schéma de ferrailage :

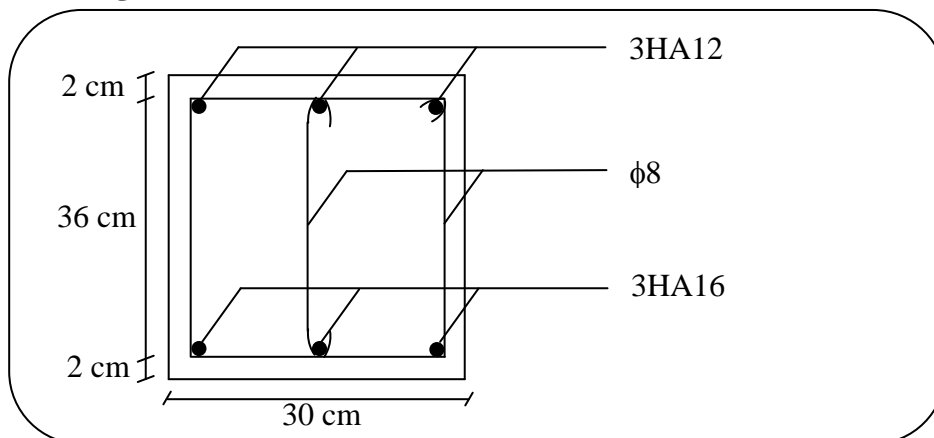


Fig. III.6.6. Schéma de ferrailage du chaînage 3

c) Chaînage servant comme appui pour l'escalier duplex :

La poutre sera noyée dans le plancher donc elle aura des dimensions de 20 x 20 cm².

$$P_p = 0.2 \times 0.2 \times 25 = 1 \text{ KN / m}$$

$$G_{planc} = \frac{0.62}{2} \times 5.16 = 1.67 \text{ KN / m}$$

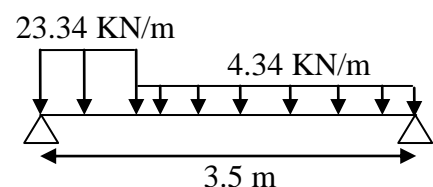


Fig. III.6.7. Schéma statique de la poutre de chaînage 4

$$R_a = 19 \text{ KN}$$

Avec : R_a : réaction de la poutre sur l'escalier.

$$q_u = 1.35 \times (1 + 1.67) + 1.5 \times \left(1.5 \times \frac{0.65}{2}\right) = 4.34 \text{ KN/m}$$

1. Calcul à l'ELU:

Par la méthode RDM :

$$M_0 = 12.25 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 10.41 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -6.13 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 23.88 \text{ KN}$$

Le ferrailage :

1.1. Armatures longitudinales :

En travée :

$$A_s = 1.77 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.44 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour 2HA12 = 2.26 cm²

Aux appuis :

$$A_a = 1.02 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.44 \text{ cm}^2$$

Soit 2HA10 = 1.57 cm²

1.2. Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 0.57 \text{ cm}$$

Soit un cadre $\phi_6 \Rightarrow A_t = 2 \times 0.28 = 0.57 \text{ cm}^2$

2. Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 28.5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

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

3. Vérifications :

A l'ELU :

3.1. Effort tranchant :

$$V_u = 23.88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

A l'ELS :

3.2. Vérification de la contrainte dans le béton :

$$M_S = 7.74 \text{ KN.m} ; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y ; A = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 6.3 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 6307.55 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.7 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Schéma de ferrailage :

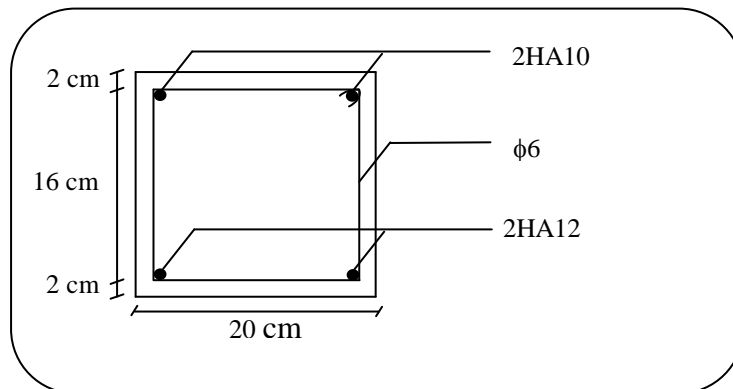


Fig. III.6.8. Schéma de ferrailage du chaînage 4

d) Les chaînages verticaux :

Ils seront réalisés sur toute la hauteur du mur et avec une section minimale $20 \times 20 \text{ cm}^2$. Les sections et dispositions minimales d'armatures sont les mêmes que celles des chaînages horizontaux.

Schéma de ferrailage :

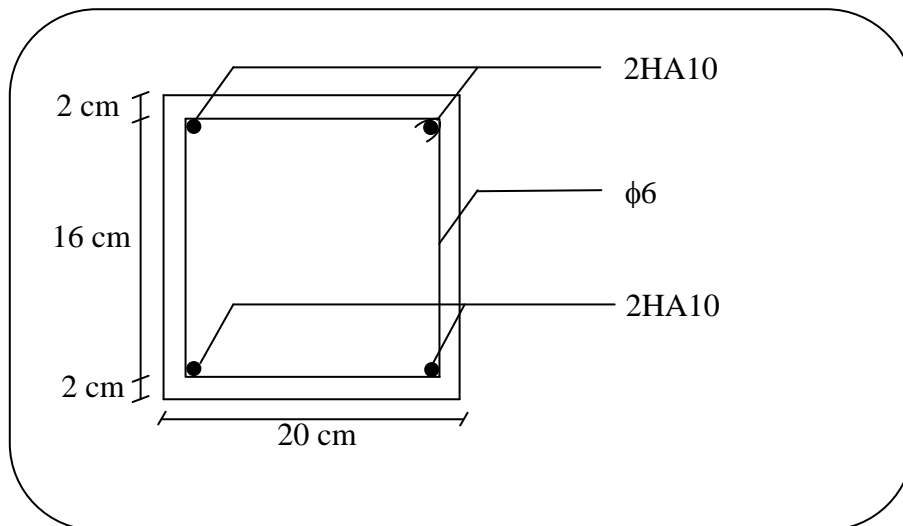


Fig. III.6.9. Schéma de ferrailage du chaînage vertical

III.7 Etude de l'acrotère

a) Acrotère 1 :

1. Evaluation des charges et surcharges :

Poids propre : $G = 2.937 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due à la main courante : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due au séisme : $F_p = 4 A C_p W_p$

A : Coefficient de l'accélération de la zone (zone IIa, groupe 2)

$\Rightarrow A = 0.15$

C_p : Facteur de la force horizontale

W_p : Poids propre de l'acrotère

Avec : $A = 0.15$ (zone IIa, groupe 2)

$C_p = 0.8$; $W_p = 3.71 \text{ KN/m}$; $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.71 = 2.37 \text{ KN/ml}$

2. Calcul de centre de gravité de la section :

Le centre de gravité de l'acrotère est donné par :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(0.11 \times 0.05) + (0.005 \times 0.15) + (0.0025 \times 0.133)]}{(0.11 + 0.005 + 0.0025)} = 0.056 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(0.11 \times 0.55) + (0.0025 \times 1.033) + (1.075 \times 0.005)]}{0.11 + 0.0025 + 0.005} = 0.58 \text{ m}$$

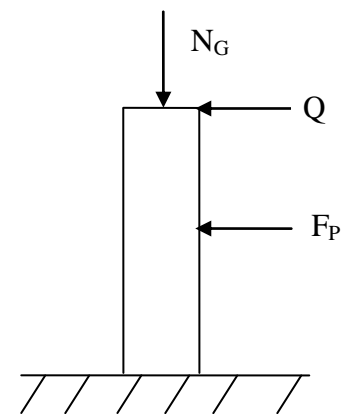


Fig. III.6.10. Schéma statique de l'acrotère 1

3. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est sollicité par :

Un effort normale dû à son poids propre $N_G = 3.71 \text{ KN}$

Un effort normal dû à la surcharge $N_Q = 0$

Un effort dû à l'action sismique $N_F = 0$

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$M_G = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 1.1 = 1.1 \text{ KN.m}$$

$$M_F = F_p \times Y_G = 2.37 \times 0.58 = 2.15 \text{ KN.m}$$

4. Combinaison d'action :

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composé pour une bande de 1 ml

	ELA	ELU	ELS
Sollicitation	G + Q + E	1.35G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	3.71	5.008	3.71
M (KN .m)	3.25	1.65	1.1

Tab. III.7.1. Sollicitations sur l'acrotère 1

5. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion composée

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.65}{5.008} = 0.33 \text{ m} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{6} = \frac{1.1}{6} = 0.18 \text{ m} \dots\dots\dots(2)$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimé \Rightarrow le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer e_1 par e (l'excentricité réelle de calcul).

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec e_1 : excentricité structurelle = 0.32m

e_a = excentricité accidentelle.

$$e_a = \max(2cm, \frac{h}{250}) = \max(2cm, \frac{60}{250}) = 2cm$$

$$e_1 = 0.33\text{m}$$

e_2 : excentricité du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \phi)$$

Avec : l_f : Longueur de flambement $l_f = 2h = 2 \times 1.1 = 2.2 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 10\text{cm}$

α : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 1.1} = 0$$

ϕ : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2.

La vérification à faire est :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max \left(15, \frac{20 e_1}{h_0} \right) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{2.2}{0.1} = 22 \leq \max \left(15, \frac{20 \times 0.6}{0.1} \right) = 120$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité e_2

$$e_2 = \frac{3 \times 2.2^2}{0.1 \times 10^4} (2 + 0) = 0.029\text{m}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.33 + 0.02 + 0.029 = 0.38 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées sont : $N_u = 5.008 \text{ m}$

$$M_u = N_u \times e = 5.008 \times 0.38 = 1.9 \text{ KN.m}$$

A l'ÉLU :

$$N_u = 5.008 \text{ KN}$$

$$M_{uG} = 1.9 \text{ KN m}$$

Position du centre de pression :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{1.9}{5.008} = 0.38 \text{ cm}$$

$$e_G = 0.38\text{m} > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ cm} \Rightarrow \text{(c) à l'extérieur}$$

N : Effort de compression et c en dehors de la section \Rightarrow section partiellement comprimée (spc).

spc \Rightarrow Calcul par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{ho}{2}\right)$$

$$M_{uA} = 2.05 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.022 ; \alpha = 0.028 ; z = 0.079 \text{ m} ; A_1 = 0.74 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.74 - \frac{5.008 \times 10^{-3}}{348} = 0.6 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.008 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.6 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

On opte pour : 4HA8=2.01cm² /ml

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

6. L'espacement :

Armatures principales :

$$S_t \leq \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} ; \text{ On opte pour } S_t = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{110}{4} = 27.5 \text{ cm} ; \text{ On opte pour } S_t = 25 \text{ cm}$$

7. Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \tau \leq \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa}\right) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 2.37 + 1 = 3.37 \text{ KN.}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3.37 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.042 \text{ MPa}$$

$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

8. Vérification de l'adhérence :

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \Sigma \mu_1)}$$

$\Sigma\mu_i$: Somme des périmètres des barres.

$$\Sigma\mu_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{3.37 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.46 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ Mpa} \quad \psi = 1.5 \quad \text{Pour les HA.}$$

$\tau_s < \overline{\tau}_s \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

Vérifications à l'ELS :

9. Vérification des contraintes :

$$d = 0.08 \text{ m}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

Position de l'axe neutre :

$$c = e_G - \frac{h}{2} = 0.38 - \frac{0.1}{2} = 0.33 \text{ m}$$

$$y_{se} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$p = -3 \times c^2 + \frac{(d-c) \times 6 \times n \times A_s}{b} = -3 \times (0.33)^2 + \frac{(0.08 - 0.33) \times 6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = -0.33 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - (d-c)^2 \times \frac{6 \times n \times A_s}{b} = -2 \times (0.33)^3 - (0.08 - 0.33)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = -0.073 \text{ m}^2$$

A l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier
2. Contrainte limite du béton

10. Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \overline{\sigma}_s$$

Position de l'axe neutre :

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.1}{3.71} = 0.296 \text{ m}$$

$$c = 0.296 - 0.1/2 = 0.246 \text{ m}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

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

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow$$

$$P = -3 \times (0.246)^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.246) = -0.184 m^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times (0.246)^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.246)^2 = -0.03 m^3$$

$$y_c^3 - 0.184 y_c - 0.03 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.246 \leq y_c \leq -0.146$$

$$y_c = -0.192 m$$

$$y = -0.192 + 0.246 = 0.054 m$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.054^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.054) = -1.37 \times 10^{-3} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.71 \times 10^{-3}}{1.37 \times 10^{-3}} 0.054 = 0.146 MPa \leq 15 MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{3.71 \times 10^{-3}}{1.37 \times 10^{-3}} (0.08 - 0.054) = 1.056 MPa \leq 240 MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Acrotère 2 :**1. Evaluation des charges et surcharges :**

$$G = 1.687 \text{ KN/ml} ; Q = 1 \text{ KN/ml} ; F_p = 4 A C_p W_p$$

Calcul de centre de gravité de la section :

$$X_G = 0.06 m ; Y_G = 0.32 m$$

2. Calcul des sollicitations :

$$N_G = 2.107 \text{ KN} ; N_Q = 0 ; N_F = 0$$

$$M_G = 0 ; M_Q = 0.6 \text{ KN.m} ; M_F = 0.35 \text{ KN.m}$$

Combinaison d'action :

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composé pour une bande de 1 ml

	ELA	ELU	ELS
Sollicitation	G + Q + E	1.35G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	2.107	2.84	2.107
M (KN .m)	0.95	0.9	0.6

Tab. III.7.2. Sollicitations sur l'acrotère 2

3. Ferrailage :

$$e_1 = 0.32 \text{ m} ; \frac{h}{6} = 0.1 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimé \Rightarrow le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$h_0 = 10 \text{ cm} ; \alpha = 0 ; \phi = 2$$

$$\frac{l_f}{h_0} = \frac{1.2}{0.1} = 12 \leq \max \left(15, \frac{20 \times 0.32}{0.1} \right) = 64$$

\Rightarrow Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité e_2

$$e_2 = 0.0086 \text{ m} \Rightarrow e = 0.35 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_u = 2.84 \text{ m} ; M_u = 0.99 \text{ KN.m}$$

A l'ÉLU :

$$M_{uA} = 1.07 \text{ KN.m} ; \mu_{bu} = 0.012 ; \alpha = 0.015 ; z = 0.079 \text{ m} ; A_1 = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.39 - \frac{2.84 \times 10^3}{348} = 0.31 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.008 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.31 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

On opte pour : 4HA8=2.01cm² /ml

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

4. L'espace :

Armatures principales :

$$S_t \leq \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2; \text{ On opte pour } S_t = 25 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition :

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}^2; \text{ On opte pour } S_t = 10 \text{ cm}^2$$

5. Vérification au cisaillement :

$$\tau \leq \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa}\right) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.01 + 1 = 2.01 \text{ KN.}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.01 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.025 \text{ Mpa.}$$

$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

6. Vérification de l'adhérence :

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \sum \mu_i)}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{2.01 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.278 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ Mpa} \quad \psi = 1.5 \text{ Pour les HA.}$$

$\tau_s < \bar{\tau}_s \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

Vérifications à l'ELS :

7. Vérification des contraintes :

A l'ELS :

Contrainte limite de l'acier :

Position de l'axe neutre :

$$e_G = 0.285 \text{ m}; \quad c = 0.235 \text{ m}; \quad p = -0.165 \text{ m}^2; \quad q = -0.026 \text{ m}^3; \quad y_G = -0.25 \text{ m}; \quad y = 0.05 \text{ m}$$

$$\mu_t = -1.159 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.107 \times 10^{-3}}{1.159 \times 10^{-3}} \times 0.05 = 0.09 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{2.107 \times 10^{-3}}{1.159 \times 10^{-3}} (0.08 - 0.05) = 0.81 \text{MPa} \leq 240 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Schéma de ferrailage:

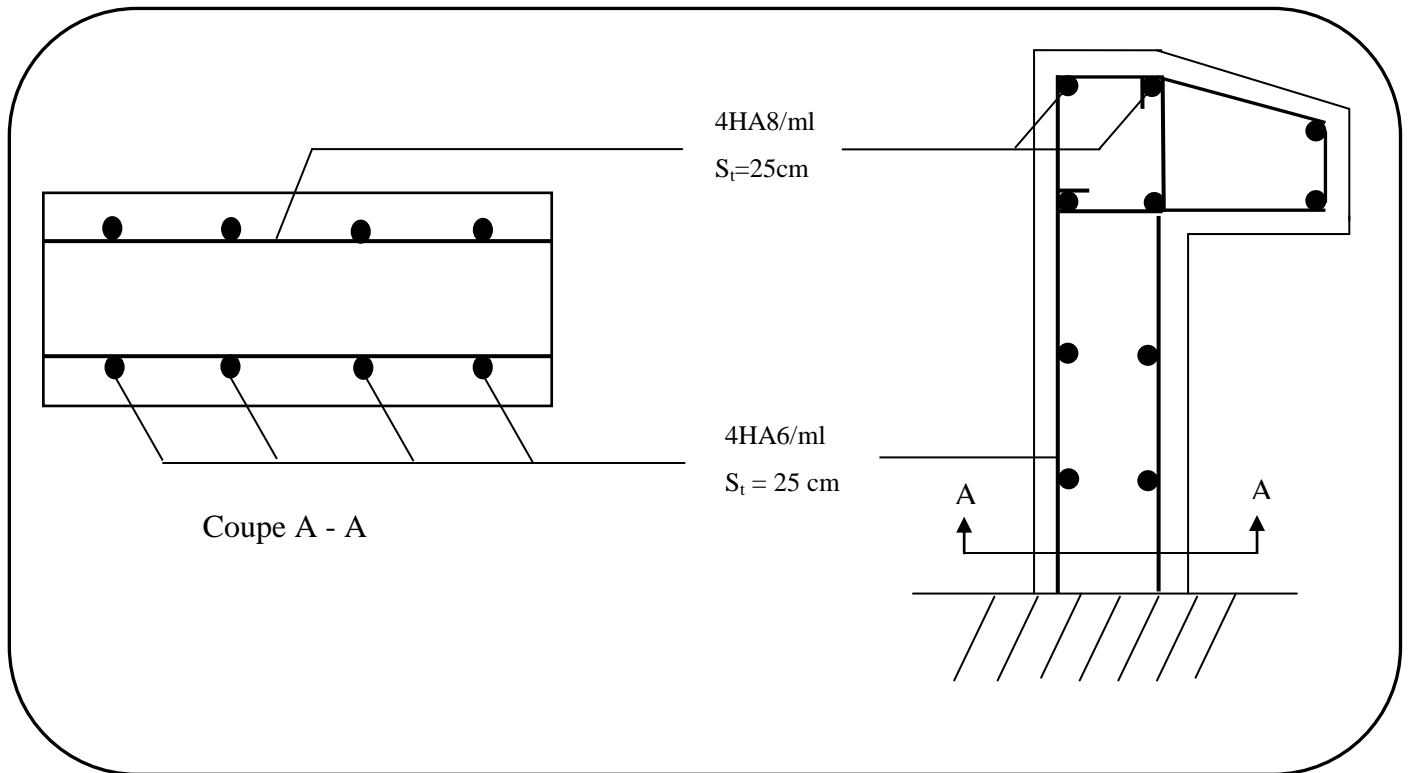


Fig. III.7.1. Schéma de ferrailage de l'acrotère

CHAPITRE IV :

ETUDE SISMIQUE

IV. Etude au séisme

IV.1 Introduction

Malgré les progrès effectués par le génie parasismique depuis plusieurs décennies, le nombre des victimes des tremblements de terre ne cesse de croître dans le monde. De ce constat accablant, pour les ingénieurs de génie civil, l'étude du comportement des constructions, sous l'action dynamique, est devenue plus que nécessaire.

Les aspects fondamentaux de la sollicitation dynamique sont la variation du chargement dans le temps, et le mode d'équilibre des efforts internes de réduction du fait que la sollicitation sismique génère des forces d'inertie résistantes au mouvement de la structure.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à la modélisation. Cette dernière, revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement, autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, avec un nombre fini d'éléments et de déplacements nodaux. De même, l'expérience a montré que les analyses simplifiées reposant sur les lois de la dynamique des systèmes vibrants aboutissent à des résultats qui reflètent le comportement dynamique réel des ouvrages considérés, ainsi que pour la détermination des déformations et des contraintes développées dans la structure.

IV.2 Méthodes de calcul utilisées

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente ;
- par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1 Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Cette méthode est utilisable sous certaines conditions.

RPA 99/2003 (Art 4.1.2) [4]

a) Calcul de la force sismique totale :

RPA 99/2003 (Art 4.2.3) [4]

La force sismique V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \times W$$

Avec :

1. **A : coefficient d'accélération de zone**, il dépend de la zone sismique et de groupe d'usage du bâtiment :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa

$$\Rightarrow A=0.15$$

Tableau (4.1)

2. **R : Coefficient de comportement global de la structure**, il est fonction du système de contreventement, dans notre cas on a un contreventement mixte avec justification de l'interaction $\Rightarrow R=5$

Tableau (4.3)

3. **Q : Facteur de qualité**, Le facteur de qualité Q est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$ **Formule (4.4)**

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Critère "q"	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Tab. IV.2.1. Vérification des pénalités p_q

$$Q/xx = Q/yy = 1 + (0.05+0.05+0.05 +0.05) = 1.2$$

4. D : Facteur d'amplification dynamique moyen : il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7.

On a un Sol meuble (Site S3) $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{cases}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

Où, ξ est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif du type de la structure et de l'importance des remplissages.

On a un contreventement mixte :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8,5 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} = 0,82$$

T : Est la période fondamentale de la structure.

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = \min \begin{cases} C_T (h_N)^{\frac{3}{4}} \\ 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases} \quad \text{RPA (Art : 4.2.4) [4]}$$

Avec : h_N est la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_N = 32.81 \text{ m.}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

$C_T = 0,05$ (contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé).

D : Dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$D_X = 20$ m

$D_Y = 20$ m

$$T = \min \Rightarrow \begin{cases} T = 0.05 \times 32.81^{(3/4)} = 0.69s \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times 32.81}{\sqrt{20}} = 0.66s \end{cases} \Rightarrow T = 0.66s$$

Soit : $T = 0,66$ S

$$T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow D_{x,y} = 2.5 \times 0.82 \left(\frac{0.5}{0.66} \right)^{(2/3)} = 1.7$$

4. W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau 4.5

On a un bâtiment à usage d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.2$

Niveau	Plancher (KN)	Poutres (KN)	Poteaux (KN)	Escaliers (KN)	Balcons (KN)	Murs extérieurs (KN)	Charges d'exploitation (KN)
Terrass	476.8	234.95	57.836	11.33	0	64.428	98.107
Etage	872.915	245.19	125.066	51.72	0	473.958	226.549
Etage 9	870.296	406.32	153.036	135.95	0	522.228	282.564
Etage 8	978.876	356.52	169.835	176.36	18.53	618.568	300.875
Etage 7	995.036	362.05	225.595	169.88	0	652.808	305.405
Etage 6	1124.795	413.89	225.595	174.16	18.1	632.198	339.853
Etage 5	1290.495	424.39	296.875	185.97	0	652.138	392.845
Etage 4	1198.493	430.39	306.835	136.02	36.34	712.638	392.944
Etage 3	1539.508	506.19	373.085	135.97	39	735.908	460.025

Etage 2	1552.328	497.18	423.396	135.97	58.4	778.458	471.063
Etage 1	1503.609	497.18	509.146	135.97	58.4	778.458	454.656
Somme	13325.23	4374.25	2866.3	1449	228.77	6621.79	3724.886
Tot	28865.341						3724.886

Tab. IV.2.2. Estimation des charges est surcharges sur le bâtiment

$$W_G = 28865.341 \text{ KN}; W_Q = 3724.886 \text{ KN} \implies W = 28865.341 + 0.2 \times 3724.886 = 29610.32 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{x,y} = \frac{0.15 \times 1.7 \times 1.2}{5} \times 29610.32 = 1812.15 \text{ KN}$$

IV.2.2 Méthode dynamique modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Principe :

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.

Modélisation :

- Pour les structures irrégulières en plan ; sujette à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées aux niveaux des centres de gravité des planchers avec trois (03) degrés de liberté (2 translation horizontales et une rotation d'axe verticale).

- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismique (ex : contribution des zones nodale et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

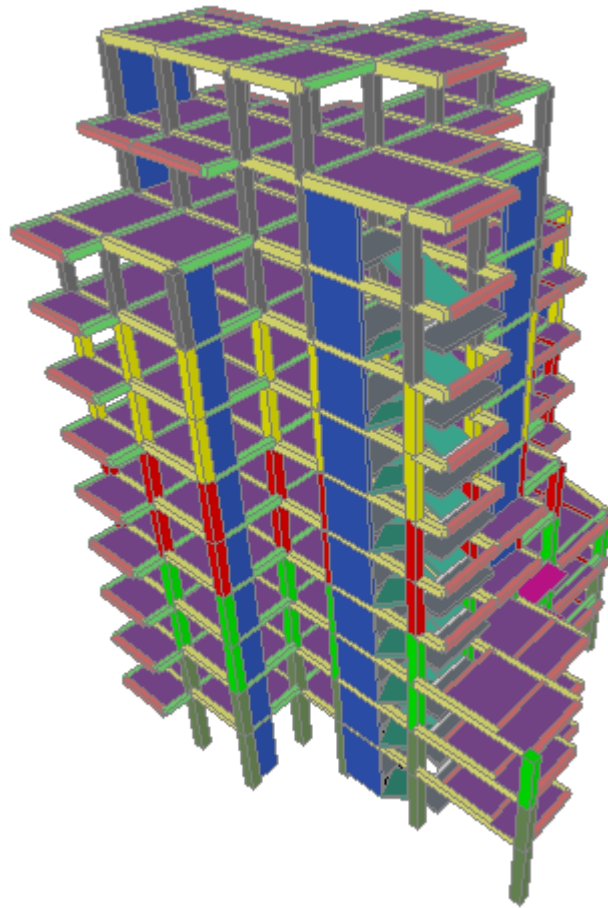


Fig. IV.2.1. Vue en 3D du bâtiment

IV.3 Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- 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 des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.4 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.2.2.

IV.4.1 Disposition des voiles de contreventement

1^{ère} disposition :

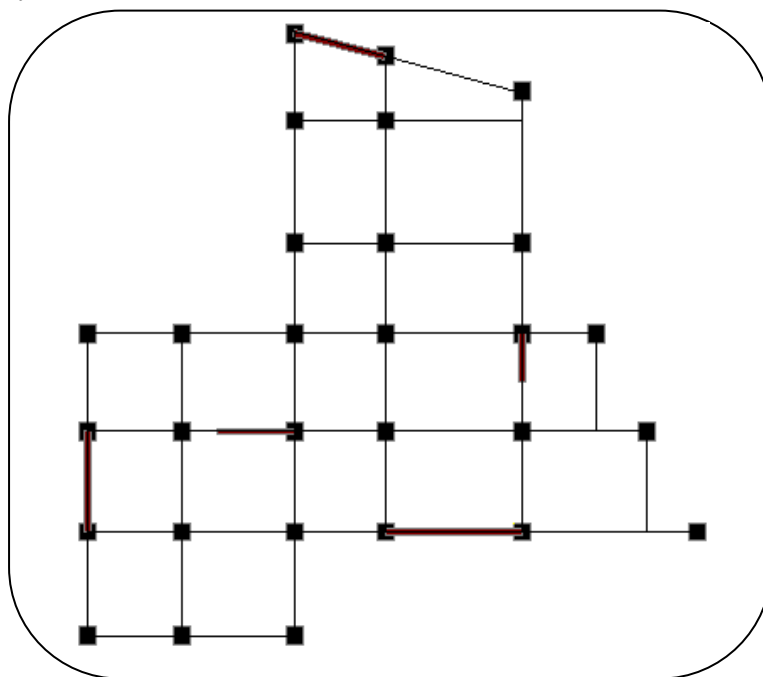


Fig. IV.4.1. 1^{ère} disposition des voiles

a) Période et participation des masses modales :

Mode	Période (s)	Ux	Uy	Sum Ux (%)	Sum Uy (%)
1	0.89	0.000007363	0.68106	0.000736	68.106
2	0.69	0.62616	0.00004678	62.617	68.11
3	0.60	0.03091	0.00013	65.708	68.124
4	0.28	0.00058	0.16693	65.766	84.816
5	0.21	0.1295	0.00544	78.716	85.36
6	0.17	0.0471	0.00103	83.426	85.463
7	0.16	0.00916	0.05549	84.342	91.012

8	0.13	0.00077	0.00144	84.419	91.156
9	0.11	0.03317	0.00448	87.735	91.604
10	0.11	0.02233	0.01956	89.969	93.56
11	0.09	0.00317	0.00324	90.285	93.884
12	0.09	0.00477	0.00381	90.762	94.265

Tab. IV.4.1. Période et participation des masses modales

On remarque que la période n'est pas vérifiée donc il faut choisir une autre disposition des voiles.

2^{ème} disposition :

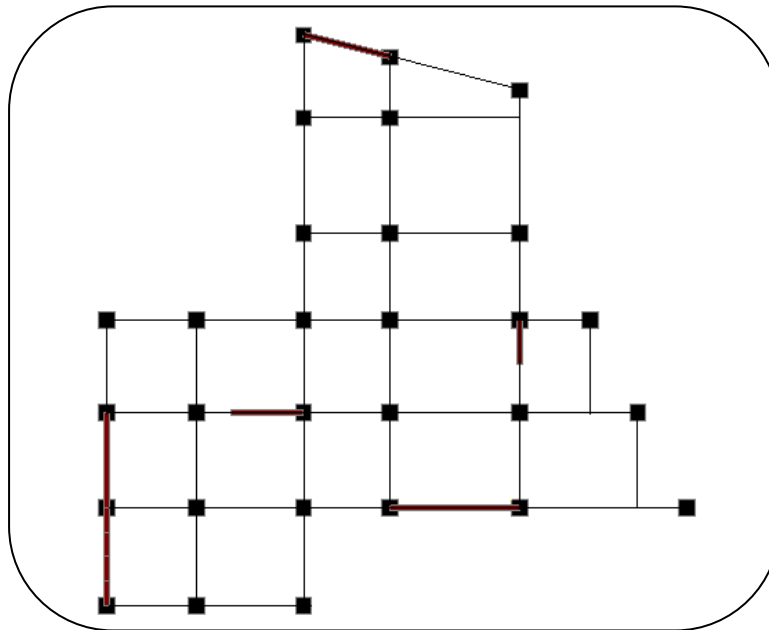


Fig. IV.4.2. 2^{ème} disposition des voiles

a) Période et participation des masses modales :

Mode	Période (s)	U_x	U_y	Sum U_x (%)	Sum U_y (%)
1	0.78	0.01266	0.53768	1.27	53.77
2	0.68	0.64574	0.01437	65.84	55.21
3	0.47	0.00003717	0.10504	65.84	65.71
4	0.26	0.00659	0.13379	66.50	79.09
5	0.20	0.16557	0.01365	83.06	80.45
6	0.15	0.00932	0.03994	83.99	84.45
7	0.13	0.01277	0.04878	85.27	89.32

8	0.13	0.00001417	0.00591	85.27	89.92
9	0.11	0.00551	0.00525	85.82	90.44
10	0.11	0.05169	0.01681	90.99	92.12
11	0.09	0.00011	0.00019	91.00	92.14
12	0.09	0.0022	0.00749	91.22	92.89

Tab. IV.4.2. Périodes et participation des masses modales

b) Interaction sous charges verticales :

Niveau	Charges reprises (KN)		Pourcentage (%)	
	Portiques	voiles	Portiques	Voiles
R0DC	25663.508	8700.466	74.68	25.32
Etage 1	22263.181	7785.271	74.09	25.91
Etage 2	18712.535	7182.202	72.26	27.74
Etage 3	15584.279	6298.565	71.22	28.78
Etage 4	12857.363	5565.19	69.79	30.21
Etage 5	10315.046	4621.621	69.06	30.94
Etage 6	7962.728	3791.481	67.74	32.26
Etage 7	5986.055	2808.416	68.07	31.93
Etage 8	4020.715	1890.141	68.02	31.98
Etage 9	2257.319	1016.168	68.96	31.04
Etage 10	804.73	245.681	76.61	23.39

Tab. IV.4.3. Vérification de l'interaction sous charges verticales

On remarque que l'interaction sous charges verticales n'est pas vérifiée, donc on doit choisir une autre disposition.

On a essayé plusieurs dispositions afin de satisfaire toutes les exigences du RPA, on a dû augmenter les sections des poteaux (voir tableau IV.4.4) et réduire le nombre de voiles ainsi que leurs longueurs.

On doit vérifier que $V_{dyn} \leq 1.3 V_{sta} = 1.3 \times 0.66 = 0.86$ s.

On a abouté au résultat suivant :

Disposition adoptée :

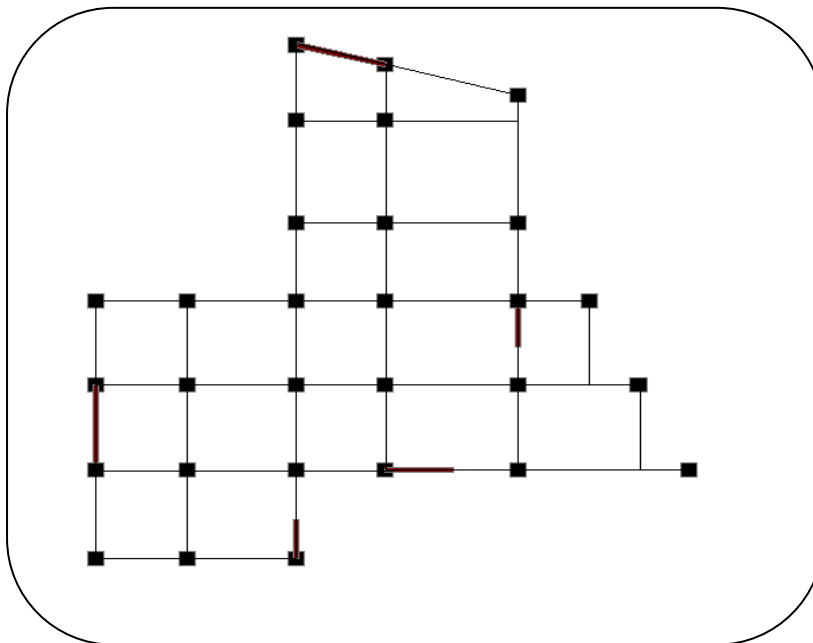


Fig. IV.4.3. Disposition adoptée des voiles

Niveau	Dimensions avant (cm ²)	Dimensions après (cm ²)
RDC, 1	50x50	55x55
2, 3	45x45	55x50
4, 5	40x40	50x50
6, 7	35x35	50x45
8, 9 et 10	30x30	45x45

Tab. IV.4.4. Redimensionnement des poteaux

a) Vérification de la période et la participation des masses modales :

Mode	Période (s)	U _x	U _y	Sum U _x (%)	Sum U _y (%)
1	0.85	0.00423	0.67647	0.423	67.647
2	0.82	0.6748	0.00204	67.903	67.851
3	0.62	0.00245	0.00042	68.148	67.892
4	0.28	0.06805	0.08962	74.953	76.855
5	0.26	0.08948	0.07111	83.902	83.965
6	0.19	0.00144	0.0111	84.046	85.075
7	0.15	0.01075	0.04251	85.121	89.326
8	0.15	0.05449	0.00999	90.57	90.325
9	0.13	0.00993	0.00144	91.563	90.469

10	0.11	0.00011	0.01292	91.574	91.762
11	0.10	0.01658	0.00552	93.232	92.314
12	0.10	0.00754	0.00759	93.986	93.073

Tab. IV.4.5. Vérification de la période et la participation des masses modales

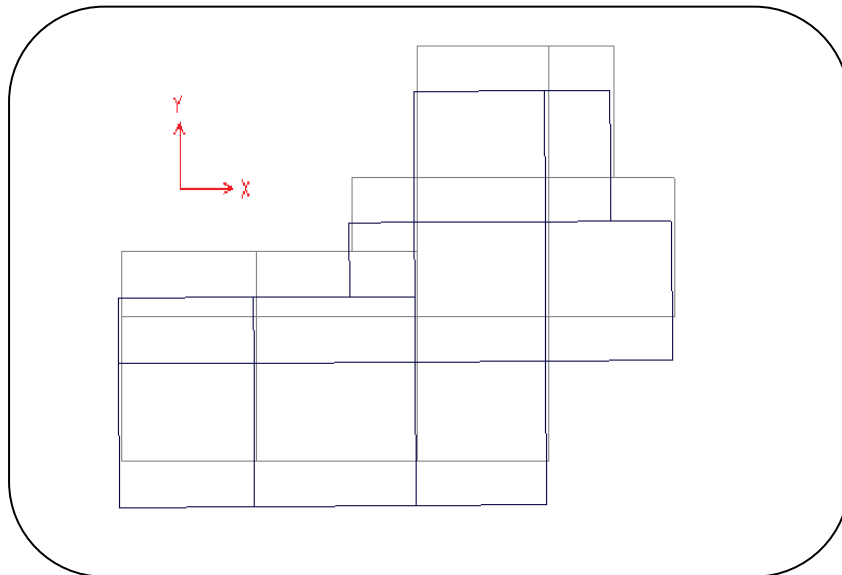


Fig. IV.4.4. Mode 1, T= 0.85 s Translation selon Y-Y

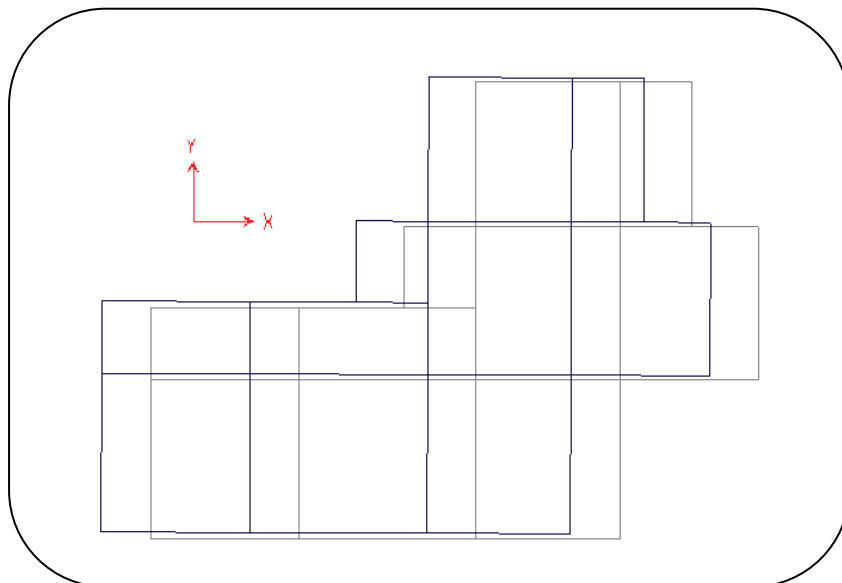


Fig. IV.4.5. Mode 2, T= 0.82 s Translation selon X-X

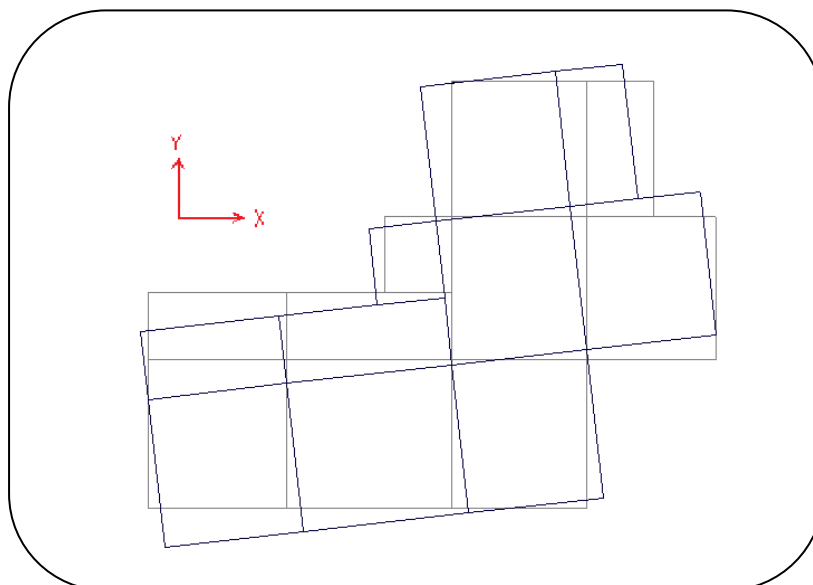


Fig. IV.4.6. Mode 3, T= 0.62 s Rotation autour de Z-Z

b) Vérification de l'interaction sous charges verticales :

Niveau	Charges reprises (KN)		Pourcentage (%)	
	Portiques	voiles	Portiques	Voiles
RDC	27326.542	4836.41	84.96	15.04
Etage 1	23700.902	4325.083	84.57	15.43
Etage 2	20065.712	4021.889	83.30	16.70
Etage 3	16774.467	3504.755	82.72	17.28
Etage 4	13972.626	3075.037	81.96	18.04
Etage 5	11274.582	2512.401	81.78	18.22
Etage 6	8791.744	2048.38	81.10	18.90
Etage 7	6640.732	1471.214	81.86	18.14
Etage 8	4487.353	978.081	82.10	17.90
Etage 9	2571.085	508.162	83.50	16.50
Etage 10	904.458	109.829	89.17	10.83

Tab. IV.4.1. Vérification de l'interaction sous charges verticales

c) Vérification de l'interaction sous charges horizontales :

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Charges reprises (KN)		Pourcentage (%)		Charges reprises (KN)		Pourcentage (%)	
	Portiques	voiles	Portiques	voiles	Portiques	voiles	Portiques	voiles
RDC	443.342	583.011	43.20	56.80	341.655	972.115	26.01	73.99
Etage 1	517.583	476.316	52.08	47.92	495.255	769.382	39.16	60.84
Etage 2	584.006	362.746	61.69	38.31	520.45	684.577	43.19	56.81
Etage 3	553.892	330.422	62.64	37.36	506.431	613.236	45.23	54.77
Etage 4	490.709	314.456	60.95	39.05	509.003	515.586	49.68	50.32
Etage 5	481.503	248.222	65.98	34.02	511.035	391.967	56.59	43.41
Etage 6	401.896	226.668	63.94	36.06	407.799	362.797	52.92	47.08
Etage 7	365.637	161.145	69.41	30.59	375.587	248.766	60.16	39.84
Etage 8	351.029	43.594	88.95	11.05	311.028	153.174	67.00	33.00
Etage 9	278.68	32.02	89.69	10.31	246.544	77.109	76.18	23.82
Etage 10	110.879	2.926	97.43	2.57	122.252	28.872	80.90	19.10

Tab. IV.4.2. Vérification de l'interaction sous charges horizontales

IV.4.2 Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 du RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Effort	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$\frac{V_{dyn}}{V_{st}}$	Observation
Sens X-X	1367.003	1812.15	0.75	Non vérifiée
Sens Y-Y	1323.878	1812.15	0.73	Non vérifiée

Tab. IV.4.3. Vérification de la résultante de la force sismique

On remarque que la condition du RPA n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter tout les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8 \times \frac{V_{st}}{V_{dyn}}$

IV.4.3 Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (Art 7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul

qui est limité par la condition suivante : $V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Niveau	N _d (KN)	B (cm ²)	V	Observation
RDC	2261.654	3025	0.30	Vérifiée
Etage 1	2050.608	3025	0.27	Vérifiée
Etage 2	1732.189	2750	0.25	Vérifiée
Etage 3	1456.955	2750	0.21	Vérifiée
Etage 4	1285.374	2500	0.21	Vérifiée
Etage 5	1108.375	2500	0.18	Vérifiée
Etage 6	928.95	2250	0.17	Vérifiée
Etage 7	744.465	2250	0.13	Vérifiée
Etage 8	560.894	2025	0.11	Vérifiée
Etage 9	376.892	2025	0.07	Vérifiée
Etage 10	191.948	2025	0.04	Vérifiée

Tab. IV.4.4. Vérification de l'effort normal réduit

IV.4.4 Justification vis-à-vis des déformations

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\delta_k = R \times \delta_{eK}$

δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art 4.43)**

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Niveau	h _k	δ _k (m)	δ _{k-1} (m)	Δ _k (m)	Δ _k / h _k (%)	Observation
RDC	3.74	0.0055	0	0.0055	0.00147059	Vérifiée
Etage 1	2.89	0.0125	0.0055	0.007	0.00242215	Vérifiée
Etage 2	2.89	0.0215	0.0125	0.009	0.00311419	Vérifiée
Etage 3	2.89	0.031	0.0215	0.0095	0.0032872	Vérifiée
Etage 4	2.89	0.041	0.031	0.01	0.00346021	Vérifiée
Etage 5	2.89	0.051	0.041	0.01	0.00346021	Vérifiée
Etage 6	2.89	0.0605	0.051	0.0095	0.0032872	Vérifiée
Etage 7	2.89	0.07	0.0605	0.0095	0.0032872	Vérifiée
Etage 8	2.89	0.078	0.07	0.008	0.00276817	Vérifiée

Etage 9	2.89	0.086	0.078	0.008	0.00276817	Vérifiée
Etage 10	2.89	0.0905	0.086	0.0045	0.00155709	Vérifiée

Tab. IV.4.5. Vérification des déplacement dans le sens X-X

Niveau	h_k	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k / h_k (%)	Observation
RDC	3.74	0.005	0	0.005	0.0013369	Vérifiée
Etage 1	2.89	0.012	0.005	0.007	0.00242215	Vérifiée
Etage 2	2.89	0.021	0.012	0.009	0.00311419	Vérifiée
Etage 3	2.89	0.031	0.021	0.01	0.00346021	Vérifiée
Etage 4	2.89	0.042	0.031	0.011	0.00380623	Vérifiée
Etage 5	2.89	0.0525	0.042	0.0105	0.00363322	Vérifiée
Etage 6	2.89	0.0635	0.0525	0.011	0.00380623	Vérifiée
Etage 7	2.89	0.073	0.0635	0.0095	0.0032872	Vérifiée
Etage 8	2.89	0.0825	0.073	0.0095	0.0032872	Vérifiée
Etage 9	2.89	0.091	0.0825	0.0085	0.00294118	Vérifiée
Etage 10	2.89	0.0965	0.091	0.0055	0.00190311	Vérifiée

Tab. IV.4.6. Vérification des déplacements selon Y-Y

On voit bien à travers ces tableaux que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.4.5 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement, ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_K \cdot \Delta_K / V_K \cdot h_K \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (w_{gi} + \beta w_{qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k",

Δ_K : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_k : hauteur de l'étage "k".

Si $0.1 < \theta_k < 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Δk (m)	V_k (KN)	θ_k	Observation
RDC	3.74	29285.436	0.0055	1088.394	0.040	Vérifiée
Etage 1	2.89	25511.163	0.007	1053.978	0.059	Vérifiée
Etage 2	2.89	21937.871	0.009	1003.981	0.068	Vérifiée
Etage 3	2.89	18484.99	0.0095	937.769	0.065	Vérifiée
Etage 4	2.89	15555.131	0.01	853.835	0.063	Vérifiée
Etage 5	2.89	12596.041	0.01	773.835	0.056	Vérifiée
Etage 6	2.89	9908.395	0.0095	666.56	0.049	Vérifiée
Etage 7	2.89	7411.708	0.0095	558.625	0.044	Vérifiée
Etage 8	2.89	4993.215	0.008	418.478	0.033	Vérifiée
Etage 9	2.89	2819.675	0.008	329.482	0.024	Vérifiée
Etage 10	2.89	935.801	0.0045	120.684	0.012	Vérifiée

Tab. IV.4.7. Vérification de l'effet P-Δ dans le sens X-X

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Δk (m)	V_k (KN)	θ_k	Observation
RDC	3.74	29285.436	0.005	1438.585	0.027	Vérifiée
Etage 1	2.89	25511.163	0.007	1384.784	0.045	Vérifiée
Etage 2	2.89	21937.871	0.009	1319.51	0.052	Vérifiée
Etage 3	2.89	18484.99	0.01	1226.041	0.052	Vérifiée
Etage 4	2.89	15555.131	0.011	1121.93	0.053	Vérifiée
Etage 5	2.89	12596.041	0.0105	988.972	0.046	Vérifiée
Etage 6	2.89	9908.395	0.011	843.807	0.045	Vérifiée
Etage 7	2.89	7411.708	0.0095	683.669	0.036	Vérifiée
Etage 8	2.89	4993.215	0.0095	508.303	0.032	Vérifiée
Etage 9	2.89	2819.675	0.0085	354.402	0.023	Vérifiée
Etage 10	2.89	935.801	0.0055	165.482	0.011	Vérifiée

Tab. IV.4.8. Vérification de l'effet P-Δ dans le sens Y-Y

D'après les résultats obtenus, les effets P-Δ peuvent être négligés.

CHAPITRE V :

ÉTUDE DES ÉLÉMENTS

PRINCIPAUX

V. Etude des éléments structuraux

V.1 Etude des poutres

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le CBA 93 et le RPA 99/2003 qui sont :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q + E$$

$$0.8 \times G \pm E$$

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination de la section des armatures longitudinales, et leurs longueurs d'arrêt. L'effort tranchant permet de déterminer la section des armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires.

V.1.1 Recommandation du RPA99 :

a) Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% de la section de béton en zone courante.
- 6% de la section de béton en zone de recouvrement.

Les poutres supportent 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 $40 \times \phi$ (zone IIa).

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

b) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.

L'espacement maximum entre les armatures transversales, est déterminé comme suit :

– $S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_l \right)$: Dans la zone nodale et travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

– $S_t \leq \frac{h}{2}$: En dehors de la zone nodale.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.1.2 Calcul du ferrailage :

Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple)

Calcul du moment réduit ultime :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2MPa \text{ situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48MPa \text{ situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A'_s = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour les situations courantes} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \longrightarrow z = d \times (1 - 0.04 \times \alpha)$$

Si $\mu_{bu} \geq \mu_l$ alors :

$$A'_s = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A'_s$$

Avec : $M_l = \mu_l \times b \times d \times f_{bu}$.

a) Armatures longitudinales :

1. Poutres principales

On voit bien que $A_{\min(RPA)} = 0.5\% \times 40 \times 30 = 6cm^2$

Donc on adopte pour toutes les poutres principales une section d'armatures de 6cm² en travée, alors le choix des armatures se fait comme suit :

Niveau	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t cal (cm ²)	A _a cal (cm ²)	A _t opt (cm ²)	A _a opt (cm ²)	Arm en travée	Arm en appui	V (KN)
Etage 1	51.7	100.17	3.6	8.6	6.03	9.42	3HA16	3HA12 +3HA16	105.85
Etage 2	58.65	104.35	4.1	7.6	6.03	9.42	3HA16	3HA12 +3HA16	106.78
Etage 3	68.21	107.46	4.8	7.9	6.03	9.42	3HA16	3HA12 +3HA16	116.22
Etage 4	73.45	102.95	5.2	7.5	6.03	9.42	3HA16	3HA12 +3HA16	86.92
Etage 5	74.38	102.71	5.3	7.5	6.03	9.42	3HA16	3HA12 +3HA16	98.11
Etage 6	74.19	105.72	5.3	9.1	6.03	9.42	3HA16	3HA12 +3HA16	100.19
Etage 7	71.76	102.78	5.1	8.2	6.03	9.42	3HA16	3HA12 +3HA16	90.8
Etage 8	65.42	101.93	4.6	7.4	6.03	9.42	3HA16	3HA12 +3HA16	90.12
Etage 9	58.34	112.75	4.1	8.3	6.03	9.42	3HA16	3HA12 +3HA16	104.4
Etage 10	54.33	91.42	3.8	7.6	6.03	9.42	3HA16	3HA12 +3HA16	104.61
Terrasse	32.21	107.04	2.2	9.1	6.03	9.42	3HA16	3HA12 +3HA16	79.59

Tab. V.1.1. Ferrailage des poutres principales

2. Poutres secondaires

On a $A_{\min(RPA)} = 0.5\% \times 35 \times 30 = 5.25\text{cm}^2$

Donc on adopte pour toutes les poutres principales une section d'armatures de 5.25cm² en travée, alors le choix des armatures se fait comme suit :

Niveau	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t cal (cm ²)	A _a cal (cm ²)	A _t opt (cm ²)	A _a opt (cm ²)	Arm en travée	Arm en appui	V (KN)
Etage 1	22.11	76.39	2	7.5	5.75	9.42	3HA12 + 3HA10	3HA12 +3HA16	102.54
Etage 2	23.38	76.48	2.1	7.6	5.75	9.42	3HA12 + 3HA10	3HA12 +3HA16	107.62
Etage 3	30.77	76.48	2.9	7.6	5.75	9.42	3HA12 + 3HA10	3HA12 +3HA16	115.59
Etage 4	37.49	76.64	3.5	7.6	5.75	9.42	3HA12 + 3HA10	3HA12 +3HA16	70.74
Etage 5	44.88	68.54	4.3	7.6	5.75	9.42	3HA12 + 3HA10	3HA12 +3HA16	81.99

Etage 6	47.08	68.59	4.5	6.7	5.75	9.42	3HA12 + 3HA10	3HA12 +3HA16	80.02
Etage 7	51.44	68.67	4.9	6.7	5.75	9.42	3HA12 + 3HA10	3HA12 +3HA16	70.21
Etage 8	51.36	68.83	4.9	6.7	5.75	9.42	3HA12 + 3HA10	3HA12 +3HA16	87.01
Etage 9	53.5	84.38	5.1	8.5	5.75	9.42	3HA12 + 3HA10	3HA12 +3HA16	83.67
Etage 10	43.67	83.61	4.1	8.4	5.75	9.42	3HA12 + 3HA10	3HA12 +3HA16	76.76
Terrasse	20.67	41.74	1.9	3.9	5.75	9.42	3HA12 + 3HA10	3HA12 +3HA16	39.04

Tab. V.1.2. Ferrailage des poutres secondaires

Longueurs de recouvrement

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 20mm \Rightarrow l_r > 80cm$$

$$\phi = 16mm \Rightarrow l_r > 64cm$$

$$\phi = 14mm \Rightarrow l_r > 56cm$$

$$\phi = 12mm \Rightarrow l_r > 48cm$$

$$\phi = 10mm \Rightarrow l_r > 40cm$$

b) Armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

1. Poutres principales

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = 1.2cm$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier)

2. Poutres secondaires :

$$\phi \leq \min\left(1; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = 1cm$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier)

Calcul des espacements des armatures transversales :

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 67cm$$

$$S_{i2} \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{i2} \leq 28.8\text{cm}$$

BAEL91 (Art H.III.3) [1]

$$S_{i3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{i3} \leq 19.85\text{cm}$$

$$S_i \leq \frac{h}{2} = 17.5\text{cm} \quad \text{on adopte un espacement de 15cm en zone courante.}$$

$$S_i = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l\min}\right) = 8.75\text{cm} \quad \text{on adopte un espacement de 8 cm en zone nodale.}$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_i \times b = 1.35\text{cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

V.1.3 Vérifications

V.1.3.1 Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est :

$$\tau = \frac{v}{b_0 \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) \quad (\text{F.P.N})$$

Niveau	Poutre	V _u (KN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Etage 1	Principale	105.85	0.980	3.25	vérifiée
	Secondaire	102.54	1.068	3.25	vérifiée
Etage 2	Principale	106.78	0.989	3.25	vérifiée
	Secondaire	107.62	1.121	3.25	vérifiée
Etage 3	Principale	116.22	1.076	3.25	vérifiée
	Secondaire	115.59	1.204	3.25	vérifiée
Etage 4	Principale	86.92	0.805	3.25	vérifiée
	Secondaire	70.74	0.737	3.25	vérifiée
Etage 5	Principale	98.11	0.908	3.25	vérifiée
	Secondaire	81.99	0.854	3.25	vérifiée
Etage 6	Principale	100.19	0.928	3.25	vérifiée
	Secondaire	80.02	0.844	3.25	vérifiée
Etage7	Principale	90.8	0.841	3.25	Vérifiée
	Secondaire	70.21	0.731	3.25	Vérifiée
Etage 8	Principale	90.12	0.834	3.25	Vérifiée
	Secondaire	87.01	0.906	3.25	Vérifiée
Etage 9	Principale	104.4	0.967	3.25	vérifiée
	Secondaire	83.67	0.872	3.25	Vérifiée

Etage 10	Principale	104.61	0.969	3.25	Vérifiée
	Secondaire	76.76	0.8	3.25	Vérifiée
Terrasse	Principale	79.59	0.737	3.25	Vérifiée
	Secondaire	39.04	0.407	3.25	Vérifiée

Tab. V.1.3. Vérification des contraintes tangentielles dans les poutres

V.1.3.2 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

En appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

En appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

poutres	A_l (cm²)	M_u^a (KN.m)	V_u (KN)	A_l Ap rive (cm²)	A_l Ap inter (cm²)
principales	15.45	112.75	116.22	3.34	- 6.39
secondaires	15.17	84.38	115.59	3.32	- 3.24

Tab. V.1.4. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

V.1.3.3 Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0$$

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

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

$$\sigma_{bc} \leq 15MPa$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (m⁴)	Y(m)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Principales	Appui	78.22	0.0016	0.137	11.8	vérifiée
	Travée	40.22		0.122	6.7	vérifiée
Secondaires	Appui	61.94	0.0011	0.127	11.7	vérifiée
	Travée	39.03		0.11	8.4	vérifiée

Tab. V.1.5. Vérification de l'état limite de compression dans le béton

V.1.3.4 Vérification de la flèche :

Le calcul des déformations, est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Nous allons évaluer de la flèche selon les règles du CBA 93.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

Vérifications des trois conditions :

Poutres	(1)	(2)	(3)
Principales	vérifiée	vérifiée	Vérifiée
Secondaires	vérifiée	vérifiée	Vérifiée

Tab. V.1.6. Vérification des conditions de la flèche

Les trois conditions sont satisfaites, donc le calcul des flèches peut être exclu.

Schémas de ferrailage :

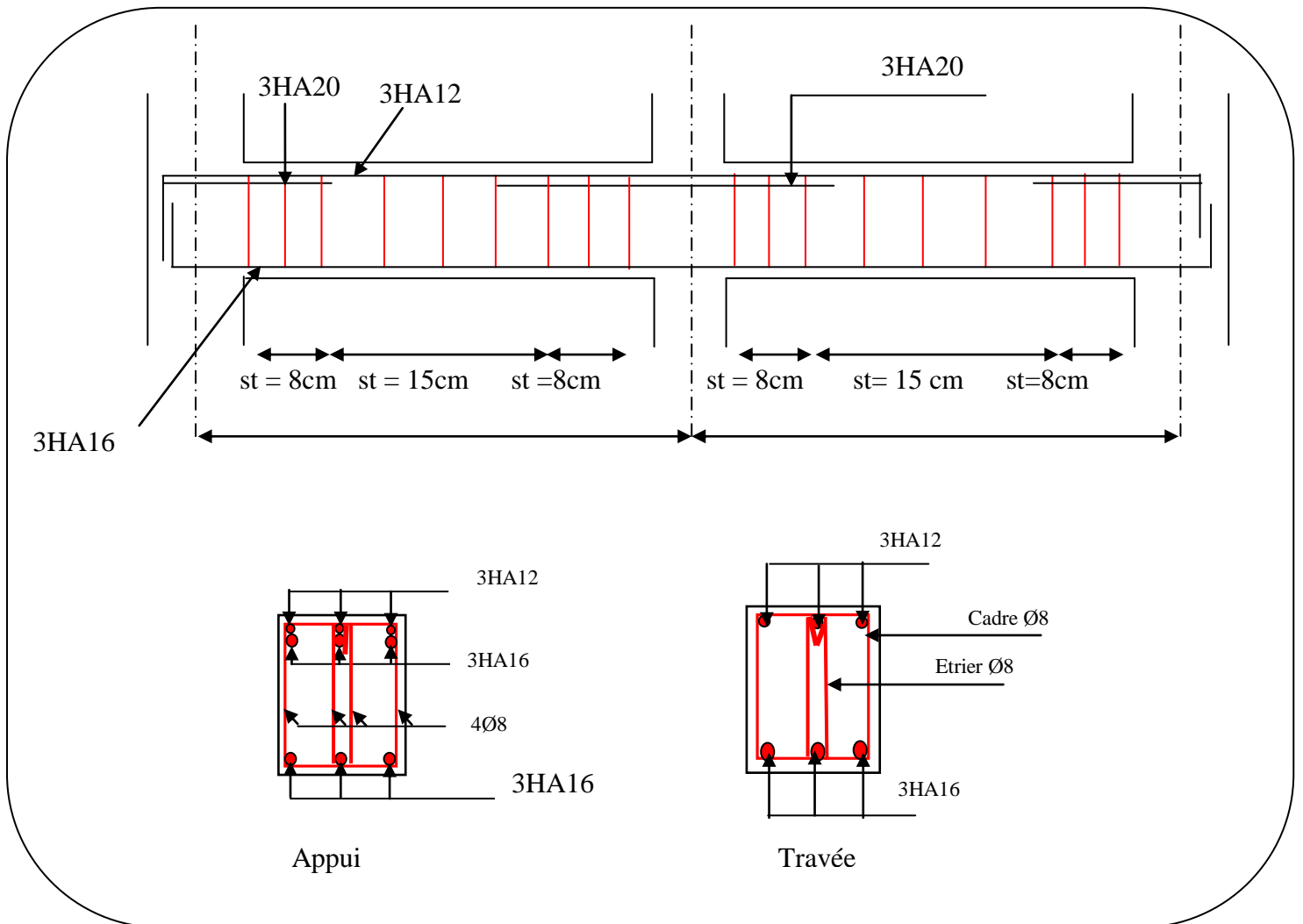


Fig. V.1.1. Schéma de ferrailage des poutres principales

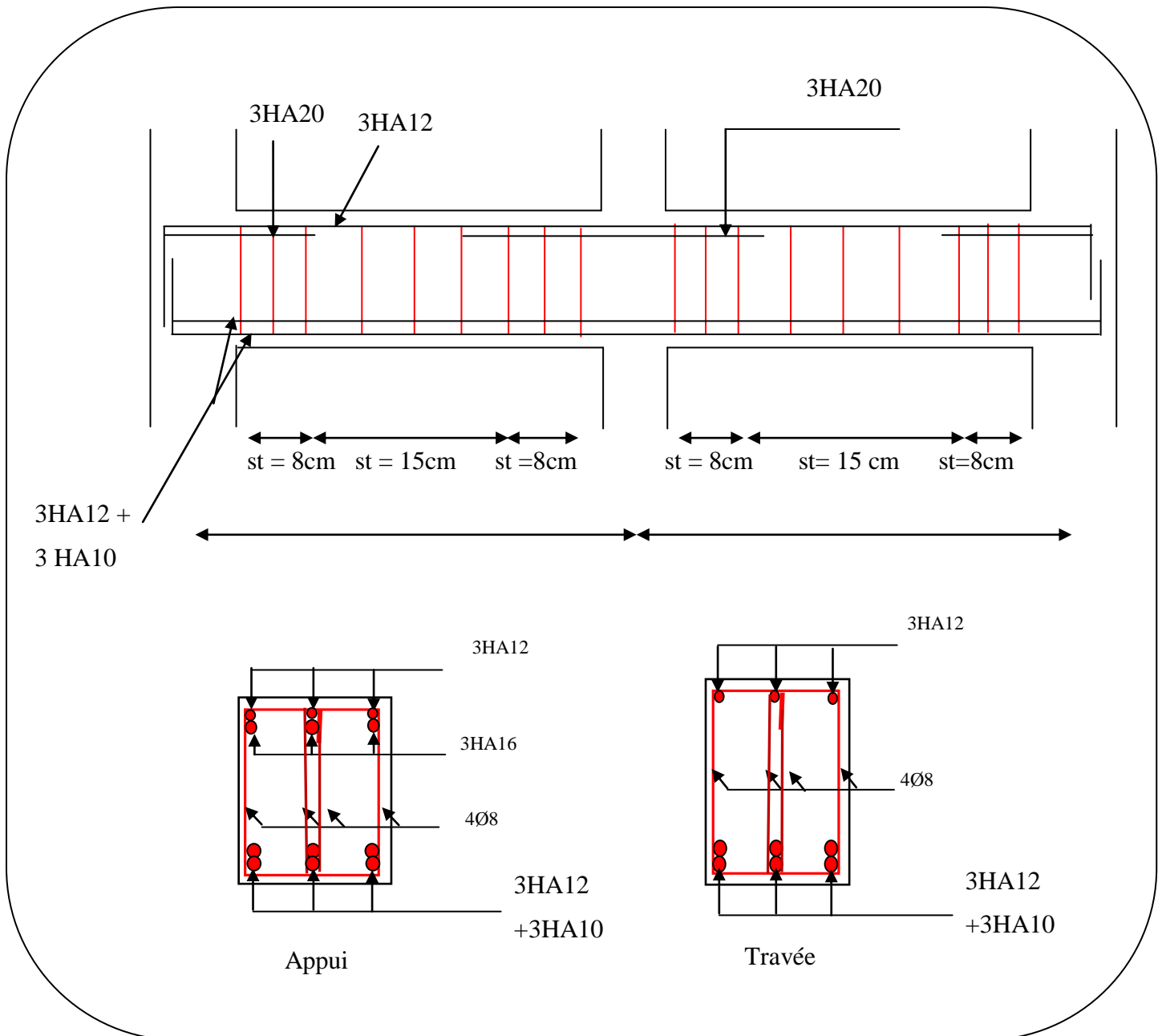


Fig. V.1.2. Schéma de ferrailage des poutres secondaires

V.2 Etudes des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons suivantes :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q + E$$

$$0.8 \times G \pm E$$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}}$$

V.2.1 Recommandation du RPA99 V2003:

a) Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa),
- $A_{\max} = 3\%$ de la section de béton (en zone courante),
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement),
- $\Phi_{\min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa)
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{\max} (cm ²) Zone courante	A_{\max} (cm ²) Zone de recouvrement
RDC, étage 1	55 x 55	24.2	90.75	181.5
Etages 2, 3	55 x 50	22	82.5	165
Etages 4, 5	50 x 50	20	75	150
Etages 6, 7	50 x 45	18	67.5	135
Etages 8, 9 et 10	45 x 45	16.2	60.75	121.5

Tab. V.2.1. Section max et min des armatures longitudinales dans les poteaux

b) Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec : V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : espacement entre les armatures transversales prise telle que :

$$- t \leq \min(10 \times \phi_l, 15\text{cm}) \text{ (zone nodale).}$$

$$- t \leq 15 \times \phi_l \text{ (zone courante). (} \phi_l \text{ Diamètre minimum des armatures}$$

longitudinales du poteau).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$- \rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5.$$

$$- \rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g \text{ élançement géométrique).}$$

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$$- 0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$- 0.8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

$$- \text{Interpoler entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

V.2.2 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, et elles sont résumées dans le tableau suivant :

Etage	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cores}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cores}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cores}}$	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
RDC	2261.53	26.65	996.98	133.11	59.00	43.95
Etage 1	2050.49	28.57	101.90	154.78	70.59	28.61
Etage 2	1732.09	36.86	37.82	143.92	15.32	27.04
Etage 3	1456.96	2.63	25.23	114.75	33.22	15.08

Etage 4	1285.37	4.16	104.17	100.36	3.71	23.17
Etage 5	1108.74	6.73	65.41	91.18	7.18	24.58
Etage 6	928.95	9.83	286.17	83.61	7.02	31.14
Etage 7	744.47	10.72	397.22	83.56	2.60	26.13
Etage 8	560.89	12.17	240.83	80.86	1.77	28.24
Etage 9	376.89	13.58	56.69	79.63	1.03	7.79
Etage 10	191.95	13.87	60.25	76.76	4.30	2.49

Tab. V.2.2. Sollicitations de calcul dans les poteaux

V.2.3 Calcul de ferrailage

Etage	Section	$A_{sup} (cm^2)$	$A_{inf} (cm^2)$	$A_{RPA} (cm^2)$	$A_{adap} (cm^2)$	Barres
RDC, 1	55x55	0	0	24.2	24.89	4HA20 + 8HA14
Etage 2, 3	55x50	0	6.7	22	23.25	4HA20 + 4HA14 + 4HA12
Etage 4, 5	50x50	0	4.2	20	20.11	10HA16
Etage 6, 7	50x45	0	2.3	18	18.22	6HA16 + 4HA14
Etage 8, 9 et 10	45x45	0	2.3	16.2	17.28	4HA16 + 6HA14

Tab. V.2.3. Ferrailage longitudinal dans les poteaux

V.2.4 Armatures transversales

Section (cm²)	ϕ_{min}^l (cm)	l_f (cm)	λ_g	V_d (KN)	l_r (cm)	$t z$ corte (cm)	$t z$ nodle (cm)	A_t (cm ²)	A_t^{min} (cm ²)	A_t^{opt} (cm ²)	Barres
55x55	1.4	261.8	4.76	183.48	80	15	10	4.69	4.54	4.71	6HA10
55x50	1.2	202.3	4.05	169.13	80	15	10	4.32	4.13	4.71	6HA10
50x50	1.6	202.3	4.05	123.27	64	15	10	3.72	4.13	4.71	6HA10
50x45	1.4	202.3	4.5	113.83	64	15	10	3.56	3.71	4.71	6HA10
45x45	1.4	202.3	4.5	103.35	64	15	10	3.23	3.71	4.71	6HA10

Tab. V.2.4. Armatures transversales dans les poteaux

V.2.5 Vérifications

V.2.5.1 Vérification au flambement

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement. L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifiée la condition suivante :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Art B.8.4.1) [3]}$$

α : Coefficient fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Soit pour le RDC :

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.74 = 2.618m \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.55 \times 0.55^3}{12 \times 0.55^2}} = 0.159 \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{2.618}{0.159} = 16.465 \Rightarrow \alpha = 0.814$$

$$B_r = 0.2809 \text{ m}^2 \quad (\text{Section réduite}).$$

Donc :

$$N_u = 0.814 \times \left(\frac{0.2809 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 24.89 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 4939.02 \text{ KN}$$

On a $N_{\max} = 2261.53 \text{ KN} < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

Le tableau suivant résume la vérification du flambement de tous les poteaux :

Niveau	Section	l_0 (m)	L_f (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (KN)	N_d (KN)	Observation
RDC	55x55	3.74	2.618	16.465	0.814	24.2	0.2809	4938.85	2261.53	Vérifiée
Etage 1	55x55	2.89	2.023	14.049	0.823	24.2	0.2809	4996.45	2050.49	Vérifiée
Etage 2	55x50	2.89	2.023	15.682	0.817	22	0.2544	4510.72	1732.09	Vérifiée
Etage 3	55x50	2.89	2.023	15.682	0.817	22	0.2544	4510.72	1456.96	Vérifiée
Etage 4	50x50	2.89	2.023	17.591	0.809	20	0.2304	4018.21	1285.37	Vérifiée

Etage 5	50x50	2.89	2.023	17.591	0.809	20	0.2304	4018.21	1108.74	Vérifiée
Etage 6	50x45	2.89	2.023	20.030	0.798	18	0.2064	3554.73	928.95	Vérifiée
Etage 7	50x45	2.89	2.023	20.030	0.798	18	0.2064	3554.73	744.47	Vérifiée
Etage 8	45x45	2.89	2.023	23.523	0.780	16.2	0.1849	3137.87	560.89	Vérifiée
Etage 9	45x45	2.89	2.023	23.523	0.780	16.2	0.1849	3137.87	376.89	Vérifiée
Etage 10	45x45	2.89	2.023	23.523	0.780	16.2	0.1849	3137.87	191.95	Vérifiée

Tab. V.2.5. Vérification du flambement dans les poteaux

V.2.5.2 Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que :} \quad \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy}} V$$

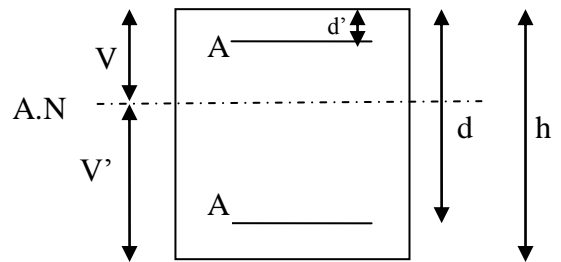
$S = b \times h + 15(A + A')$ (section homogène)

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy} = \frac{b}{2} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2$$

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



Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{yy} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
RDC ,1^{er} étage	55×55	49.5	24.89	33.61	21.39	0.0161	1541.17	47.3	6.08	15
2 ,3^{ème} étages	55×50	49.5	23.25	33.78	21.22	0.0148	1225.00	46.28	5.51	15
4 ,5^{ème} étages	50×50	45	20.11	30.43	19.57	0.0109	938.79	60.52	5.44	15
6 ,7^{ème} étages	50×45	45	18.22	30.47	19.53	0.0098	679.06	42.72	4.35	15
8,9,10^{ème} étages	45×45	40.5	17.28	27.68	17.32	0.0073	410.1	55.13	4.12	15

Tab. V.2.6. Vérification des contraintes dans les poteaux

Du tableau ci-dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

V.2.5.3 Vérification aux sollicitations tangentes

D’après le RPA99 version 2003 article 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante : $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}, \quad \tau_{bu} = \frac{V_d}{b_0 \times d}$$

Le tableau suivant résume la vérification vis-à-vis des sollicitations tangentes pour tous les niveaux :

Niveau	Section (cm ²)	<i>l_f</i> (m)	λ_g	ρ_d	<i>d</i> (cm)	<i>V_u</i> (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_{adm}$ (MPa)
RDC	55 × 55	2.618	4.76	0.04	50	98.51	0.358	1
1^{er} étage	55 × 55	2.023	3.678	0.04	50	183.48	0.667	1
2^{ème} étage	55 × 50	2.023	4.046	0.04	50	169.13	0.677	1
3^{ème} étage	55 × 50	2.023	4.046	0.04	50	145.25	0.581	1
4^{ème} étage	50 × 50	2.023	4.046	0.04	45	123.27	0.548	1
5^{ème} étage	50 × 50	2.023	4.046	0.04	45	119.07	0.529	1
6^{ème} étage	50 × 45	2.023	4.496	0.04	45	113.83	0.562	1
7^{ème} étage	50 × 45	2.023	4.496	0.04	45	112.48	0.555	1
8^{ème} étage	45 × 45	2.023	4.496	0.04	41	103.35	0.56	1
9^{ème} étage	45 × 45	2.023	4.496	0.04	41	49.72	0.269	1
10^{ème} étage	45 × 45	2.023	4.496	0.04	41	49.3	0.267	1

Tab. V.2.7. Vérification aux sollicitations tangentes dans les poteaux

V.2.5.4 Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Art.762) exige que : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

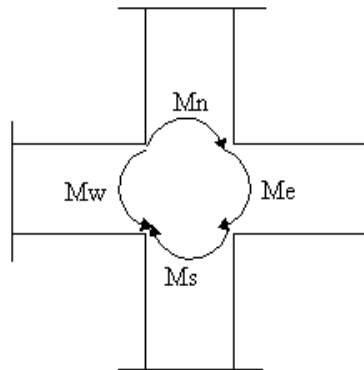


Fig. V.2.1. Zone nodale

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton ;
- De la quantité d'armatures dans la section du béton ;
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$M_R = Z \cdot A_s \cdot \sigma_s$ Avec : $Z = 0,85 \cdot h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

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

Les moments résistants dans les poteaux sont donnés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	Plan	Z (m)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC, étage 1	55x55	1-2	0.4675	24.89	404.94
		1-3	0.4675		404.94
Etages 2, 3	55x50	1-2	0.4675	23.25	378.25
		1-3	0.425		343.87
Etages 4, 5	50x50	1-2	0.425	20.11	297.43
		1-3	0.425		297.43
Etages 6,7	50x45	1-2	0.425	18.22	269.47
		1-3	0.3825		242.53
Etages 8, 9 et 10	45x45	1-2	0.3825	17.28	230.01
		1-3	0.3825		230.01

Tab. V.2.8. Moments résistants dans les poteaux

b) Détermination des moments résistants dans les poutres

Niveau	Sens	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	$1.25 (M_w + M_e)$ (KN.m)	Observation
RDC, étage 1	X-X	182.80	182.80	809.87	457.01	Vérifiée
	Y-Y	157.06	157.06	809.87	392.64	Vérifiée
Etages 2, 3	X-X	182.80	182.80	756.51	457.01	Vérifiée
	Y-Y	157.06	157.06	687.74	392.64	Vérifiée
Etages 4, 5	X-X	182.80	182.80	594.85	457.01	Vérifiée
	Y-Y	157.06	157.06	594.85	392.64	Vérifiée
Etages 6, 7	X-X	182.80	182.80	538.95	457.01	Vérifiée
	Y-Y	157.06	157.06	485.05	392.64	Vérifiée
Etages 8, 9 et 10	X-X	182.80	182.80	460.03	457.01	Vérifiée
	Y-Y	157.06	157.06	460.03	392.64	Vérifiée

Tab. V.2.9. Moments résistants dans les poutres et vérification des zones nodales

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastique sera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

Schémas de ferrailage :

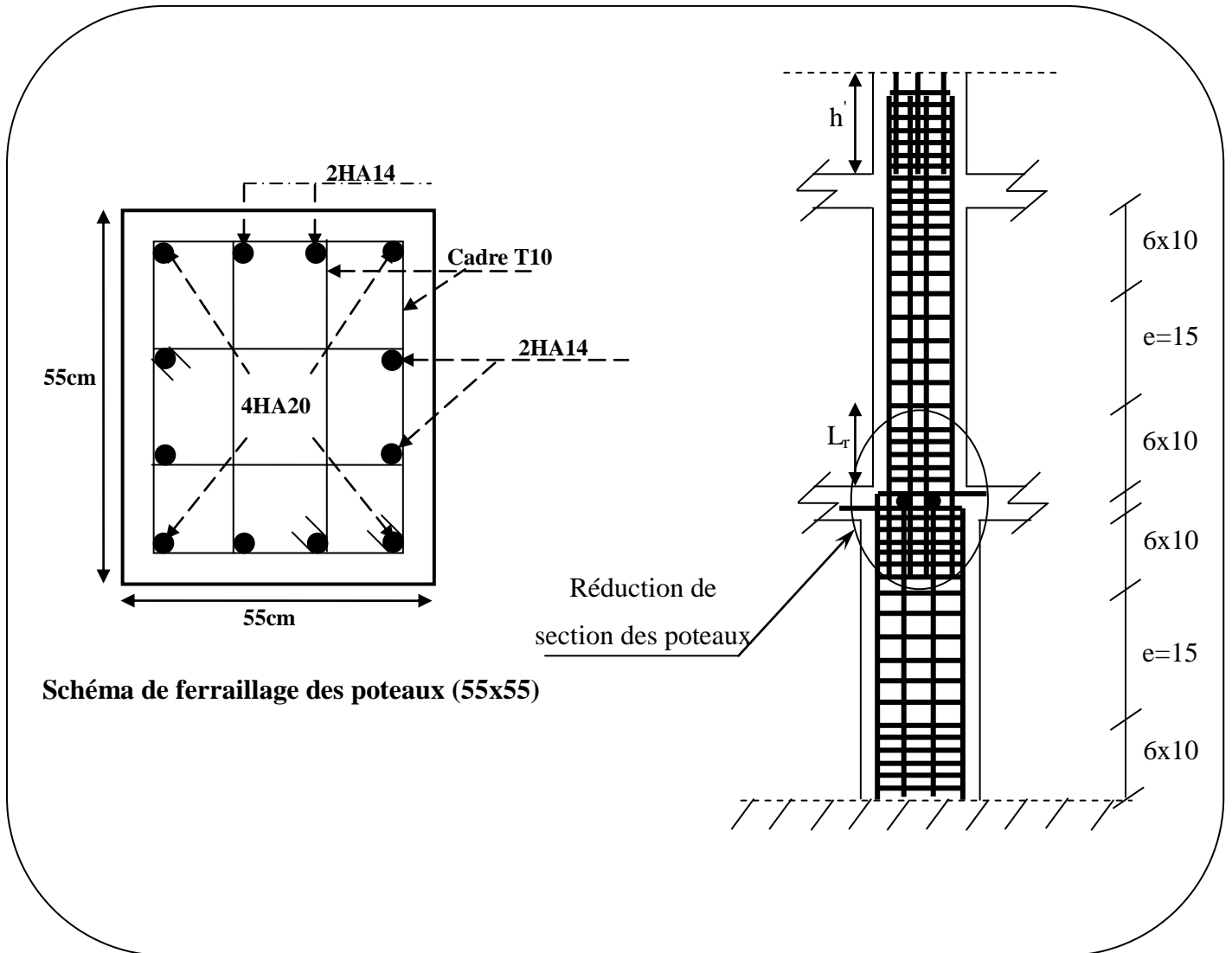


Fig. V.2.2. Schéma de ferrailage des poteaux

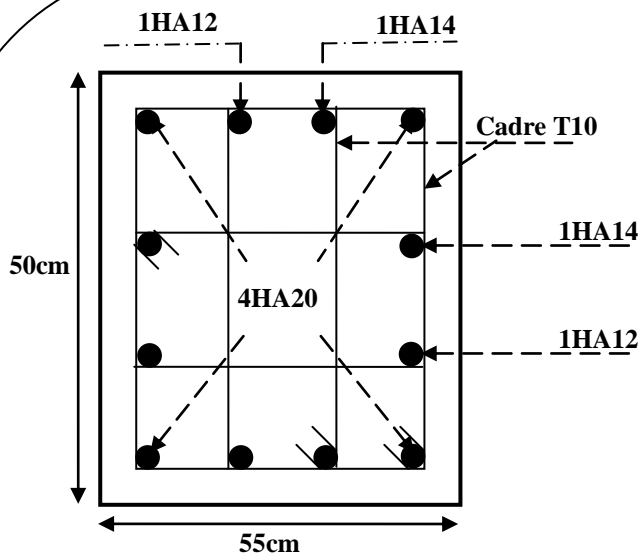


Schéma de ferrailage des poteaux (55x50)

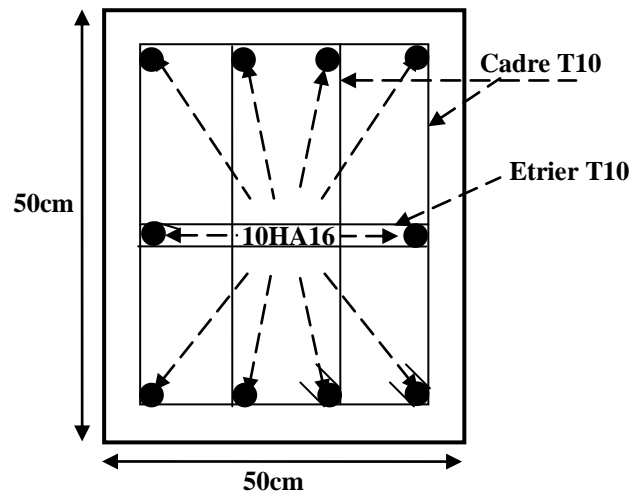


Schéma de ferrailage des poteaux (50x50)

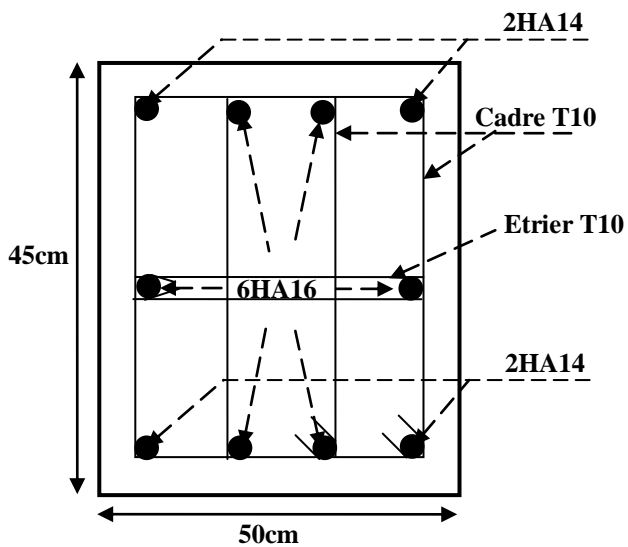


Schéma de ferrailage des poteaux (50x45)

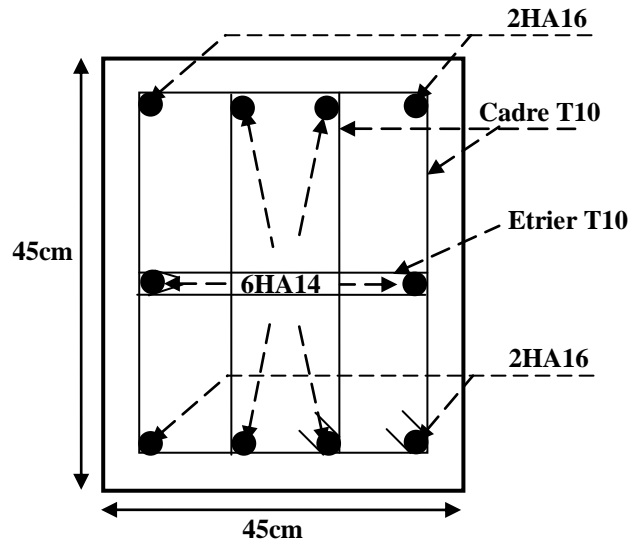


Schéma de ferrailage des poteaux (45x45)

Fig. V.2.3. Schéma de ferrailage des poteaux

V.3 Etude des voiles

Le **RPA99 version 2003** exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant trois niveaux ou 11 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion,
- Rupture en flexion par effort tranchant,
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

V.3.1 Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

a) Aciers verticaux :

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement doit être au plus égale à 15 cm.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b) Aciers horizontaux :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

c) Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%
- En zone courante 0.10%

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S_t = \min (1.5 e , 30 \text{ cm})$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;

- 20φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec : } V = 1.4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.2 Calcul de ferrailage

Le ferrailage des voiles se fera avec la méthode des contraintes exposée ci dessous.

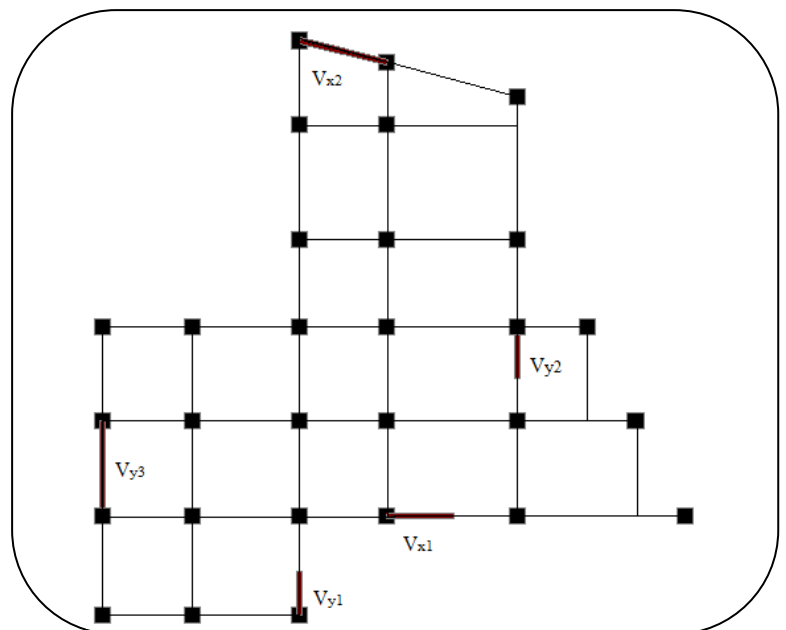


Fig. V.3.1. Localisation des voiles

Méthode des contraintes :

On calcule les deux contraintes : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \frac{\sigma}{1,15} = \frac{0,85.f_c}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.e.L$$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

- Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

V.3.2.1 Voiles sens X-X**a) Voile Vx1 :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée par la méthode des contraintes sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e.L$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

Le tableau suivant résume le ferrailage du voile Vx1 dans tous les niveaux :

	L = 2.3 m ; e = 0.2 m ; h = 3.74 m	L = 2.3 m ; e = 0.2 m ; h = 2.89 m			
Niveau	RDC	1,2^{ème} étage	3,4^{ème} étage	5,6^{ème} étage	7,8,9^{ème} étage
<i>M (KN.m)</i>	1734.41	14.35	707.58	18.18	32.73
<i>N (KN)</i>	1136.2	1673.2	1342.4	1000.53	602.99
<i>V(KN)</i>	537.89	318.89	318.89	158.67	114.416
<i>τ (MPa)</i>	1.819	1.078	1.078	0.537	0.387
<i>A_v^{cal} / face (cm²)</i>	34.47	24.318	24.065	14.723	9.282
<i>A_v^{min} (cm²)</i>	6.9	9.2	6.9	9.2	9.2
<i>A_v^{adp} / face (cm²)</i>	36.19	24.64	24.64	15.82	9.48
<i>N^{barre}</i>	18 HA16	16 HA14	16 HA14	14 HA12	12 HA10
<i>S_t(cm)</i>	13	14.5	14.5	17	20
<i>A_h^{cal} / face (cm²)</i>	2.27	1.35	1.35	0.67	0.48
<i>A_h^{min} (cm²)</i>	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
<i>A_h^{adp} / face (cm²)</i>	9.42	7.9	7.9	7.9	7.9
<i>N^{barre}</i>	12 HA10	10 HA10	10 HA10	10 HA10	10 HA10
<i>S_t(cm)</i>	28	25	25	25	25

Tab. V.3.1. Ferrailage des voiles Vx1

b) Voile Vx2 :

	L = 3.1 m ; e = 0.2 m ; h = 3.74 m	L = 3.1 m ; e = 0.2 m ; h = 2.89 m		
Niveau	RDC	1,2^{ème} étage	3,4^{ème} étage	5,6,7^{ème} étage
<i>M (KN.m)</i>	124.59	138.96	116.91	46.75
<i>N (KN)</i>	1279.07	1105.87	838.77	529.60
<i>V(KN)</i>	379.88	303.01	200.09	152.19
<i>τ (MPa)</i>	0.953	0.76	0.502	0.382
<i>A_v^{cal} / face (cm²)</i>	25.541	17.83	13.683	8.263
<i>A_v^{min} (cm²)</i>	9.3	12.4	12.4	12.4

$A_v^{adp} / \text{face (cm}^2\text{)}$	27.71	18.08	15.84	13.56
N^{barre}	18 HA14	16 HA12	14 HA12	12 HA12
$S_t(\text{cm})$	17.5	20	23	27
$A_h^{cal} / \text{face (cm}^2\text{)}$	1.19	0.95	0.63	0.48
$A_h^{min}(\text{cm}^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adp} / \text{face (cm}^2\text{)}$	7.9	7.9	7.9	7.9
N^{barre}	9.42	7.9	7.9	7.9
$S_t(\text{cm})$	12 HA10	10 HA10	10 HA10	10 HA10

Tab. V.3.2. Ferrailage des voiles Vx2

Sens Y-Y

a) Voile Vy1 :

	L = 1.5 m ; e = 0.2 m ; h = 3.34 m	L = 1.5 m ; e = 0.2 m ; h = 2.49 m			
Niveau	RDC	1,2^{ème} étage	3,4^{ème} étage	5,6^{ème} étage	7,8^{ème} étage
$M (KN.m)$	871.10	31.11	40.10	57.25	2.50
$N (KN)$	10.78	778.76	629.13	448.39	291.64
$V(KN)$	159.02	97.26	96.26	90.70	93.50
$\tau (MPa)$	0.825	0.403	0.499	0.445	0.485
$A_v^{cal} / \text{face (cm}^2\text{)}$	12.832	12.09	10.197	7.036	3.708
$A_v^{min}(\text{cm}^2)$	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
$A_v^{adp} / \text{face (cm}^2\text{)}$	13.56	13.56	11.30	7.90	7.90
N^{barre}	12 HA12	12 HA12	10 HA12	10 HA10	10 HA10
$S_t(\text{cm})$	12.5	12.5	15	15	15
$A_h^{cal} / \text{face (cm}^2\text{)}$	10.02	7.47	7.47	7.47	7.47
$A_h^{min}(\text{cm}^2)$	1.03	0.75	0.62	0.59	0.61
$A_h^{adp} / \text{face (cm}^2\text{)}$	7.90	7.90	9.48	7.90	7.90

N^{barre}	9.42	7.9	7.9	7.9	7.9
$S_t(cm)$	12 HA10	10 HA10	10 HA10	10 HA10	10 HA10

Tab. V.3.3. Ferrailage des voiles Vy1

b) Voile Vy2 :

	L = 1.75 m ; e = 0.2 m ; h = 3.74 m	L = 1.75 m ; e = 0.2 m ; h = 2.89 m			
Niveau	RDC	1,2^{ème} étage	3,4^{ème} étage	5,6^{ème} étage	7,8,9^{ème} étage
$N (KN)$	907.78	1365.39	1029.54	772.87	529.73
$M (KN.m)$	859.25	6.68	321.52	222.64	123.38
$V(KN)$	277.96	177.54	190.89	149.43	104.89
$\tau (MPa)$	1.235	0.789	0.848	0.664	0.466
$A_v^{cal} / face (cm^2)$	24.497	19.792	17.113	14.432	9.265
$A_v^{min} (cm^2)$	5.25	7.00	5.25	7.0	7.0
$A_v^{adp} / face (cm^2)$	24.64	21.55	18.48	15.83	11.30
N^{barre}	16 HA14	14 HA14	12 HA14	14 HA12	10 HA12
$S_t(cm)$	11	13	15	13	18
$A_h^{cal} / face (cm^2)$	1.54	0.99	1.06	0.83	0.58
$A_h^{min} (cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adp} / face (cm^2)$	9.42	7.90	7.90	7.90	7.90
N^{barre}	12 HA10	10 HA10	10 HA10	10 HA10	10 HA10
$S_t(cm)$	28	25	25	25	25

Tab. V.3.4. Ferrailage des voiles Vy2

c) Voile Vy3 :

	L = 3.3 m ; e = 0.2 m ; h = 3.74 m	L = 3.3 m ; e = 0.2 m ; h = 2.89 m				
Niveau	RDC	1,2^{ème} étage	3,4^{ème} étage	5,6^{ème} étage	7,8^{ème} étage	9,10^{ème} étage
$M (KN.m)$	2689.86	1882.04	7.18	40.13	260.69	89.20

N (KN)	1044.16	925.34	1504.61	1165.90	646.86	399.30
V (KN)	610.36	558.53	403.46	232.88	141.09	63.27
τ (MPa)	1.439	1.316	0.951	0.549	0.333	0.149
A_v^{cal} / face (cm ²)	34.815	17.83	21.723	17.284	12.705	6.906
A_v^{min} (cm ²)	9.9	9.9	13.2	13.2	13.2	13.2
A_v^{adp} / face (cm ²)	36.18	28.14	24.63	18.48	13.56	13.56
N^{barre}	18 HA16	14 HA16	16 HA14	12 HA14	12 HA12	12 HA12
S_t (cm)	19	25	21	29	29	29
A_h^{cal} / face (cm ²)	1.8	1.65	0.63	0.69	0.42	0.19
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adp} / face (cm ²)	7.9	7.9	7.9	7.9	7.9	7.9
N^{barre}	12 HA10	10 HA10	10 HA10	10 HA10	10 HA10	10 HA10
S_t (cm)	28	25	25	25	25	25

Tab. V.3.5. Ferrailage des voiles Vy3

Schéma de ferrailage :

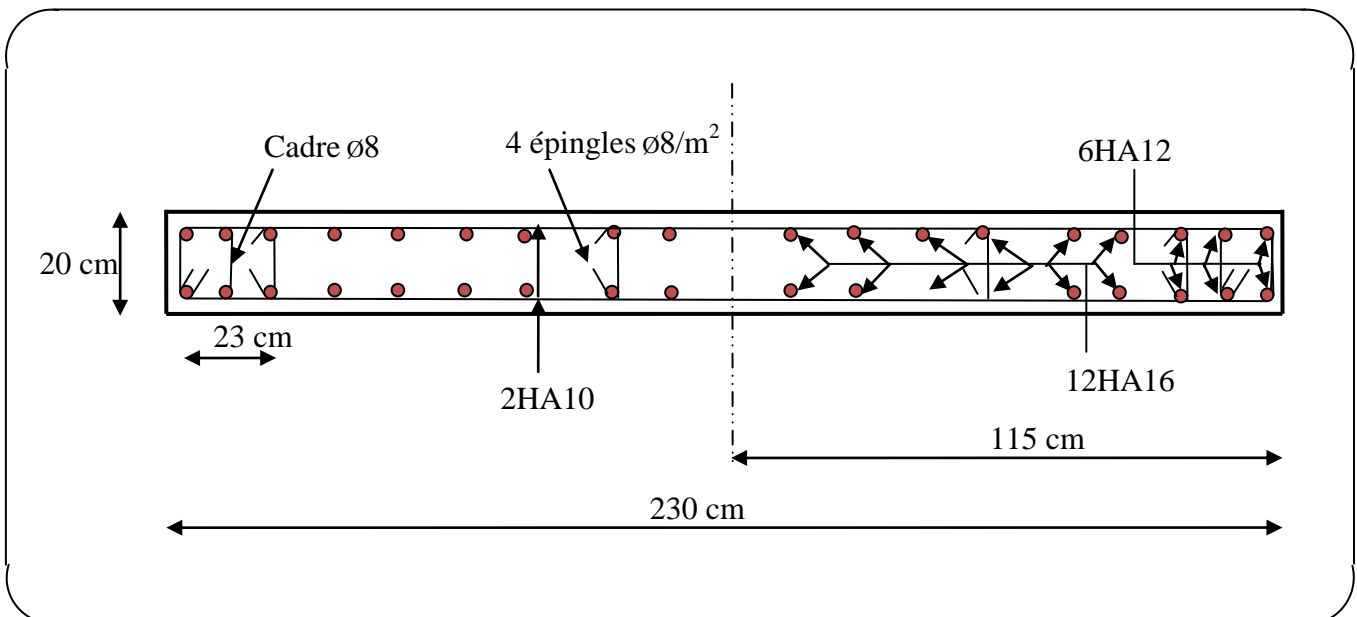


Fig. V.3.2. Schéma de ferrailage du voile Vx1 au niveau du RDC

CHAPITRE IV :

ÉTUDE DES

FONDACTIONS

VI. Etude des fondations

VI.1 Définition

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2 Choix du type de la fondation

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.2.1 Combinaisons d'actions à considérer

D'après le *RPA99 (Art 10.1.4.1)* les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

VI.2.2 Capacité portante du sol

Le site se présente sous forme d'un couloir qui représente des facies Marno-Schisteux de l'âge sénonien ; ces schistes sont compacts en profondeur avec de nombreuses lentilles de conglomérats. Ces conglomérats à éléments de taille très variables, sont accompagnés quelquefois de véritables «petites klippes sédimentaires». Nous avons aussi la présence de Marno-calcaire lenticulaire et de calcaire chamois en boules, si typiques de formations sénonienne.

D'après ce rapport de sol on peut classer notre sol en classe S3 (sol meuble) et la contrainte admissible à appliquer dans les calculs est de **1.50 bar**.

Les fondations seront ancrées à **3.00 mètres** de profondeur par rapport à la cote de terrain naturel.

VI.2.3 Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

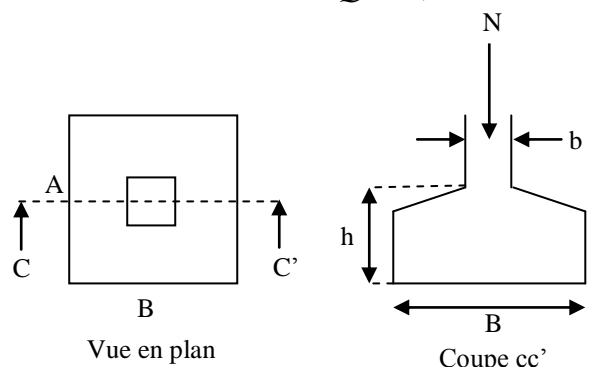
Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle calculé selon la combinaison $G + Q - E$, obtenu par le logiciel SAP2000.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$$A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$



On a une semelle et un poteau homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$$

on remplace la valeur de A dans la formule et on trouve la valeur de B :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.55}{0.55} \times \frac{3.435}{0.15}} = 4.79m$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, car la plus grande distance entre axes des poteaux dans les deux sens est de 4.50 m, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

VI.2.4 Vérification des semelles filantes :

Nous allons faire le calcul de la semelle filante comme suit :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

On a :

Portique X4 (le plus sollicité) :

$$B_1 \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{(3119.92 + 1747.69 + 1542.63 + 1641.96 + 1391.57 + 2404.14) \times 10^{-3}}{0.15 \times 15.6} = 5.07m.$$

Portique X3 (adjacent) :

$$B_2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{(1537.46 + 1205.37 + 1628.07 + 1507.08 + 1432.36 + 1223.215 + 2259.34) \times 10^{-3}}{0.15 \times 19.77} = 3.64m$$

Remarque :

On a l'entre axe des deux portiques précédent est de 3.00 m, donc le choix de semelles filantes ne convient pas pour cette structure, alors on va opter pour un radier général.

VI.2.5 Vérification du radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

VI.2.5.1 Pré dimensionnement :

– **La condition de coffrage :**

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

$$L_{\max} = 5.77m \Rightarrow h_r = 57.7cm \text{ on prend } h_r = 60cm.$$

– **La condition de raideur (rigidité) :**

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

l_e : Longueur élastique.

E : Module de Young du béton.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur $1ml$.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$.

$$E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2.$$

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.77^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 0.879m$$

On prend: $h_t = 0.90m$.

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$$h_t = 0.90m \text{ Pour les nervures du radier.}$$

$$h_r = 0.60m \text{ Pour le radier.}$$

La surface du radier :

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

N : effort transmis de la superstructure + poids du radier et des nervures + poids des avant poteaux.

$$\text{Poids du radier : } P_r = 25 \times 0.6 \times 221.67 = 3325.05 \text{ KN}$$

Poids des nervures :

- **Sens XX :** $P_{nx} = 25 \times 0.55 \times (0.9 - 0.6) \times 64.43 = 265.77 \text{ KN}$
- **Sens YY :** $P_{ny} = 25 \times 0.55 \times (0.9 - 0.6) \times 76.92 = 317.29 \text{ KN}$

$$\text{Poids des avant poteaux : } P_{ap} = 25 \times 0.55 \times 0.55 \times 2.1 \times 29 = 460.56 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N = 33009.157 + 3325.05 + 265.77 + 317.29 = 36917.267 \text{ KN} = 36.917 \text{ MN.}$$

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} = \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{36.917}{0.15} = 246.11m^2$$

$$\text{On a la surface du bâtiment est : } S_{bat} = 221.67m^2 < S_{rad} = 246.11m^2$$

$$S_d = S_{rad} - S_{bat} = 24.44 \text{ m}^2$$

On a le périmètre du bâtiment $P = 60.42 \text{ m}$

Donc le débord D s'obtient :

$$D = \frac{S_d}{P} = \frac{24.44}{60.42} = 0.41m$$

On prend $D = 0.45 \text{ m}$

VI.2.5.2 Vérifications nécessaires :

1. Vérification au poinçonnement :

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

On doit vérifier : $Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **BAEL91 (Art H.III.10) [1]**

Q_u : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

U_c : le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$U_c = 2 \times (A + B)$

$$\left. \begin{array}{l} A = a + h \\ B = b + h \end{array} \right\} \Rightarrow U_c = 5.8m$$

Nous avons : $Q_u = 1516.96KN \leq 2610KN.$ \Rightarrow Condition vérifiée

2. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa.$$

On considère une bande de 1m de largeur, et de 5.77 m de longueur, $d = 0.9 \times h_r = 0.54m$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times S} \times b = \frac{45067.821 \times 5.77}{2 \times 248.86} \times 1 = 522.47KN.$$

$$\tau_u = \frac{522.47}{1 \times 0.54} = 0.967MPa \leq 2.5MPa.$$

3. Vérification des contraintes dans le sol :

La formule suivante doit être vérifiée : $\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}.$

A partir du programme **Socotec** on a : $I_{xx} = 4744.305 \text{ m}^4$, $I_{yy} = 4908.324 \text{ m}^4$ et $X_g = 9.06 \text{ m}$,

$Y_g = 8.48m.$

Dans le sens x-x :

$N = 32973.205KN$ et $M_y = 30146.55KN.m$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g = 188.2KN/m^2; \sigma_2 = 76.79KN/m^2.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 160.35KN/m^2 > \sigma_{sol}.$$

La contrainte dans le sens x-x n'est pas vérifiée donc on augmente le débord à 80 cm ⇒

$$S_{rad} = 270 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g = 177.83 \text{ KN/m}^2; \sigma_2 = 66.42 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 149.97 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol}.$$

⇒ Condition vérifiée

Dans le sens y-y :

$$N = 32973.205 \text{ KN} \text{ et } M_x = 30052.114 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_x} \times Y_g = 175.84 \text{ KN/m}^2; \quad 68.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 148.98 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol}.$$

⇒ Condition vérifiée

4. Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$ **RPA99 (Art 10.1.5) [4]**

Dans le sens x-x :

$$e_x = \frac{M_y}{N} = \frac{30146.55}{32973.205} = 0.91 \text{ m} < \frac{B}{4} = 5.02 \text{ m}. \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Dans le sens y-y :

$$e_x = \frac{M_y}{N} = \frac{30052.114}{32973.205} = 0.91 \text{ m} < \frac{B}{4} = 4.94 \text{ m}. \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

5. Vérification de la poussée hydrostatique :

$$P = F \cdot H \cdot S \cdot \gamma$$

Avec :

F : coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 3.00 m

S : surface totale du radier = 270 m²

γ : poids spécifique de l'eau = 10 KN/m²

$$P = 1.5 \times 3 \times 270 \times 10 = 12150 \text{ KN} < N = 37341.86 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3 Ferrailage :

VI.3.1 La dalle du radier :

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension $l_x = 4.00m$ et $l_y = 4.50m$

1. Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{50965.52}{270} = 188.76KN / m^2.$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{37341.86}{270} = 138.3KN / m^2.$$

N_u : Effort ultime (avec le poids du radier)

N_s : Effort de service (avec le poids du radier)

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.88 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 143.76KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 106.93KNm$$

En travée :

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 122.2KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 90.89KNm$$

En appui :

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x = 71.88KNm$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y = 53.47KNm$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.60m^2$

Condition de non fragilité:

On calcule A_{min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA $F_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_r = e = 60cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.88$$

$$\begin{cases} A_{min}^x = 5.088cm^2 / ml \\ A_{min}^y = 4.8cm^2 / ml \end{cases}$$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

		$M (KNm)$	$A_{calc} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2/ml)$	$S_t (cm)$
Sens x-x	Travée	122.2	6.48	5.088	6 HA12	16.67
	Appui	71.88	3.79	5.088	5 HA12	20
Sens y-y	Travée	90.89	4.8	4.8	5 HA12	20
	Appui	53.47	2.81	4.8	5 HA12	20

Tab. VI.3.1. Ferrailage de la dalle du radier

2. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa.$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 262.17KN.$$

$$\tau_u = \frac{262.17 \times 10^{-3}}{1 \times 0.55} = 0.477MPa < 1.25MPa. \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 251.68KN.$$

$$\tau_u = \frac{251.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.55} = 0.458MPa < 1.25MPa. \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3. Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	89.53	3.6	254.6	15	240
	M_a	52.67	2.3	171.1	15	240
y-y	M_t	66.59	2.9	226.4	15	240
	M_a	39.17	1.7	133.2	15	240

Remarque:

On remarque que la contrainte de l'acier en travée dans le sens x-x n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section de l'acier en travée, soit 7 HA12 = 7.92 cm².

Schéma de ferrailage :

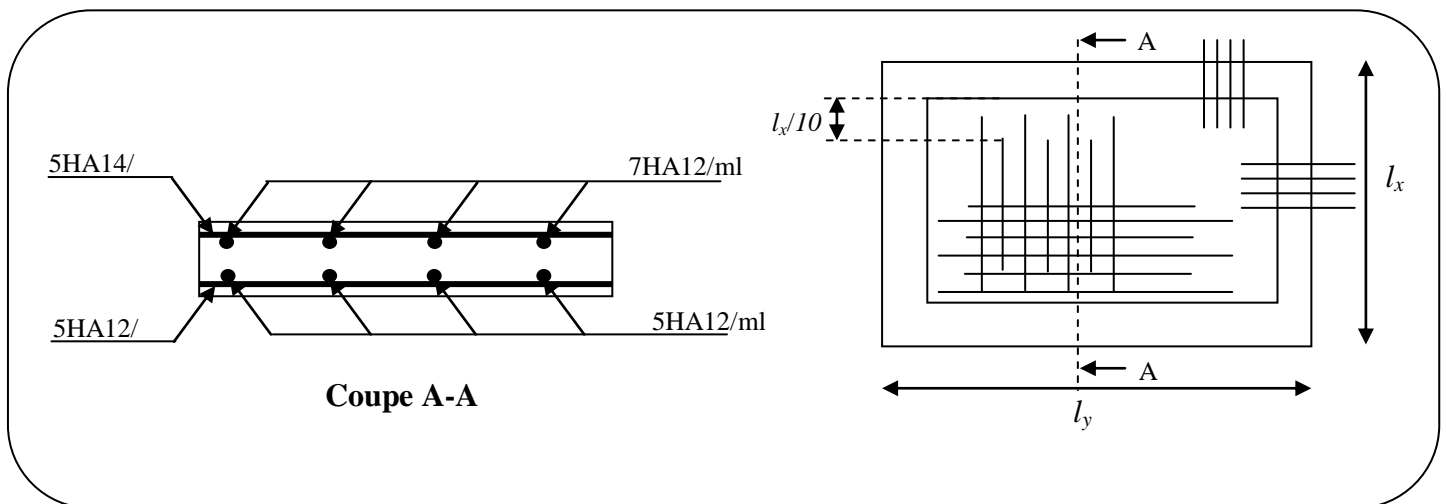


Fig. VI.3.1. Schéma de ferrailage de la dalle du radier

VI.3.2 Ferrailage des débords :

Le débord est assimilé à une console de 1m de longueur soumis à la flexion simple.

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 60.4 \text{ KNm}$$

$$D = 80 \text{ cm}.$$

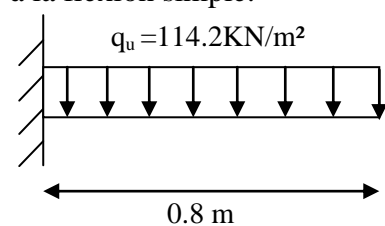


Fig. VI.3.2. Schéma statique du débord

Le calcul du ferrailage et les vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant :

M_u (KNm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adp} (cm ² /ml)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
60.4	3.18	6.64	6 HA12 = 6.79	1.8	125.8	15	240

Tab. VI.3.2. Ferrailage et vérification du débord

Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

Sachant que : $V_u = q_u \times l = 151.01KN$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.275MPa < 2.5MPa \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Schéma de ferrailage

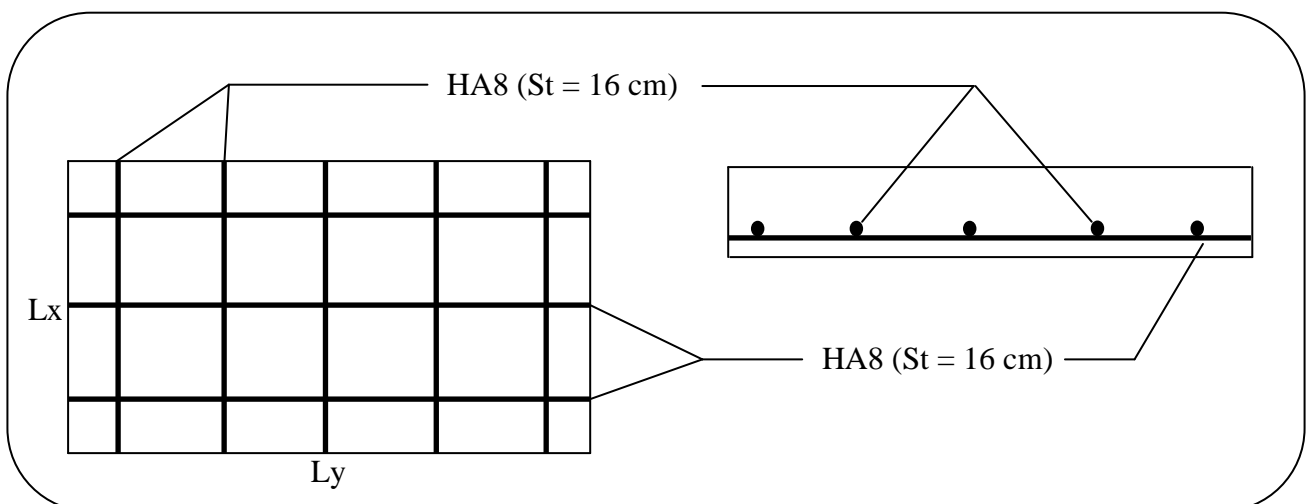


Fig. VI.3.3. Schéma de ferrailage du débord

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

Charge triangulaire :

$$P = \frac{q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge

triangulaire.

Charge trapézoïdale :

$$P = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd} \right]$$

avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

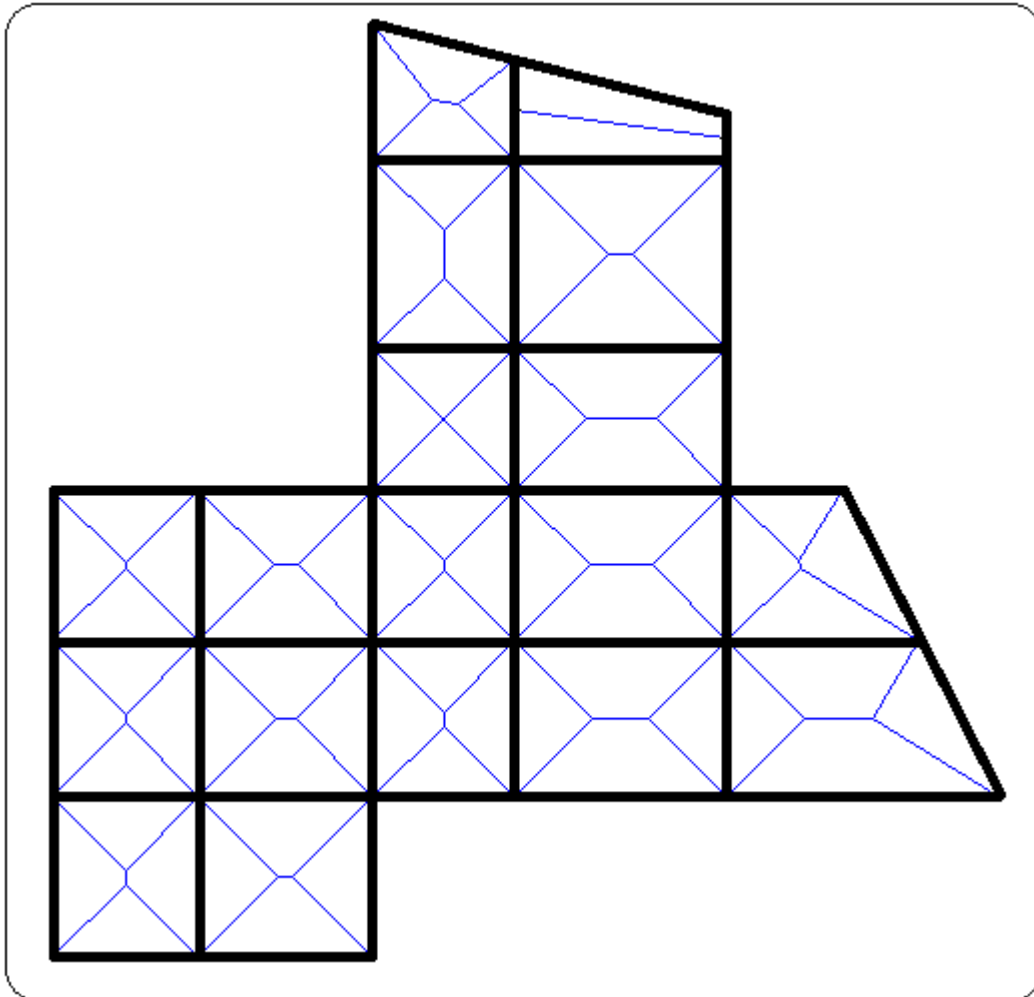


Fig. VI.3.4. Distribution des charges sur les nervures

$$q_u = 188.76 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 138.3 \text{KN} / \text{m}^2$$

Calcul des sollicitations :

Moments aux appuis :

$$M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = -0.15 \times M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

Sens longitudinal (x-x):

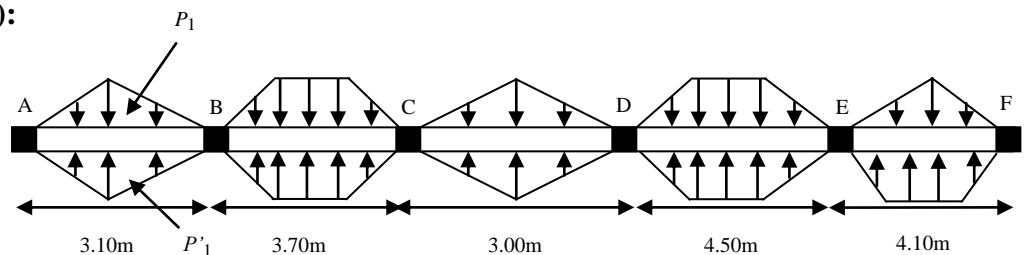


Fig. VI.3.5. Schéma statique de la nervure x-x

$$P_1 = \frac{q_u \times l_x}{2}$$

$$P'_1 = \frac{q_u \times l'_x}{2}$$

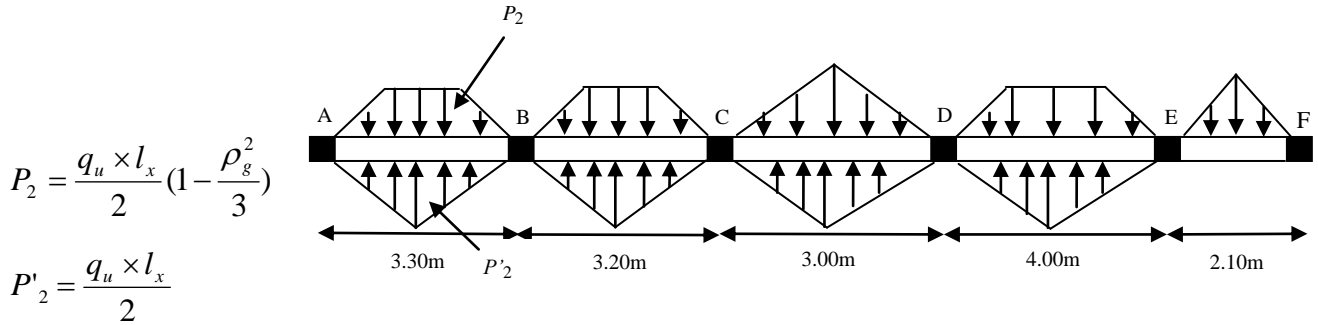
$$P = P_1 + P'_1$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$X (m)$	$M_t (KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	3.10	3.10	585.16	-105.44	-568.41	1.237	447.45
B-C	3.20	3.30	456.78	-568.41	-431.84	1.931	283.03
C-D	3.00	3.00	566.28	-431.84	-617.67	1.391	115.70
D-E	3.20	3.30	507.4	-617.67	-935.98	2.111	512.46
E-F	3.20	3.30	545.36	-935.98	-171.89	2.469	725.73

Tab. VI.3.3. Moments dans la nervure x-x

Sens transversal (y-y):



$$P_2 = \frac{q_u \times l_x}{2} \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right)$$

$$P'_2 = \frac{q_u \times l'_x}{2}$$

$$P = P_2 + P'_2$$

Fig. VI.3.6. Schéma statique de la nervure y-y

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$X (m)$	$M_t (KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	3.00	3.30	516.43	-105.44	-541.75	1.332	458.21
B-C	3.00	3.20	502.19	-541.75	-385.49	1.697	181.56
C-D	3.00	3.00	566.36	-385.49	-582.73	1.384	156.86
D-E	3.00	4.00	607.57	-582.73	-482.67	2.033	682.95
E-F	2.10	2.10	198.19	-482.67	-16.38	2.258	1.19

Tab. VI.3.4. Moments dans la nervure y-y

VII.3.5. Ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h = 0.9 \text{ m}$$

$$h_0 = 0.60 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.55 \text{ m}$$

$$d = 0.85 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{3.00}{10}; \frac{2.10}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.30; 1.05)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.30 \text{ m}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.15 \text{ m}$$

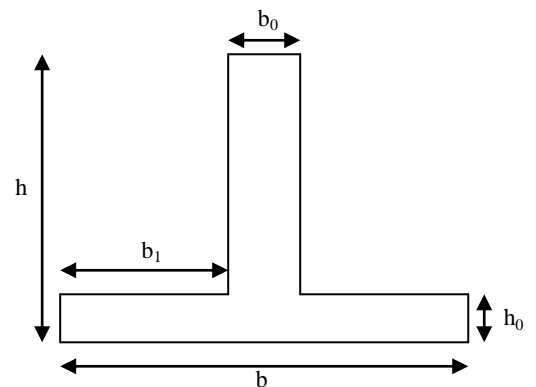


Fig. VI.3.7. Largeur participante d'une nervure

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
X-X	Travée	725.73	25.38	11.80	6 HA20 + 2 HA25 = 28.67
	Appui	-935.98	33.07	5.65	5 HA25 + 3 HA20 = 33.96
Y-Y	Travée	682.95	23.83	11.80	8 HA20 = 25.13
	Appui	-582.73	20.24	5.65	8 HA20 = 25.13

Tab. VI.3.5. Ferrailage des nervures

Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	M_{ser} (KNm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	531.72	5.47	15	228.54	240
	Appui	-685.77	6.61	15	234.54	240
Y-Y	Travée	499.44	5.41	15	224.31	240
	Appui	-426.95	4.62	15	207.40	240

Tab. VI.3.6. Vérification des contraintes

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 1.346MN.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 1.38MPa < 2.5MPa.$$

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(25.71; 55; 20) = 20mm \text{ soit } \phi_t = 10mm.$$

Espacement des aciers transversaux :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{lmin}\right) \Rightarrow S_t = \min(22.5; 12; 20) = 12cm \text{ soit } S_t = 10cm.$$

Schéma de ferrailage :

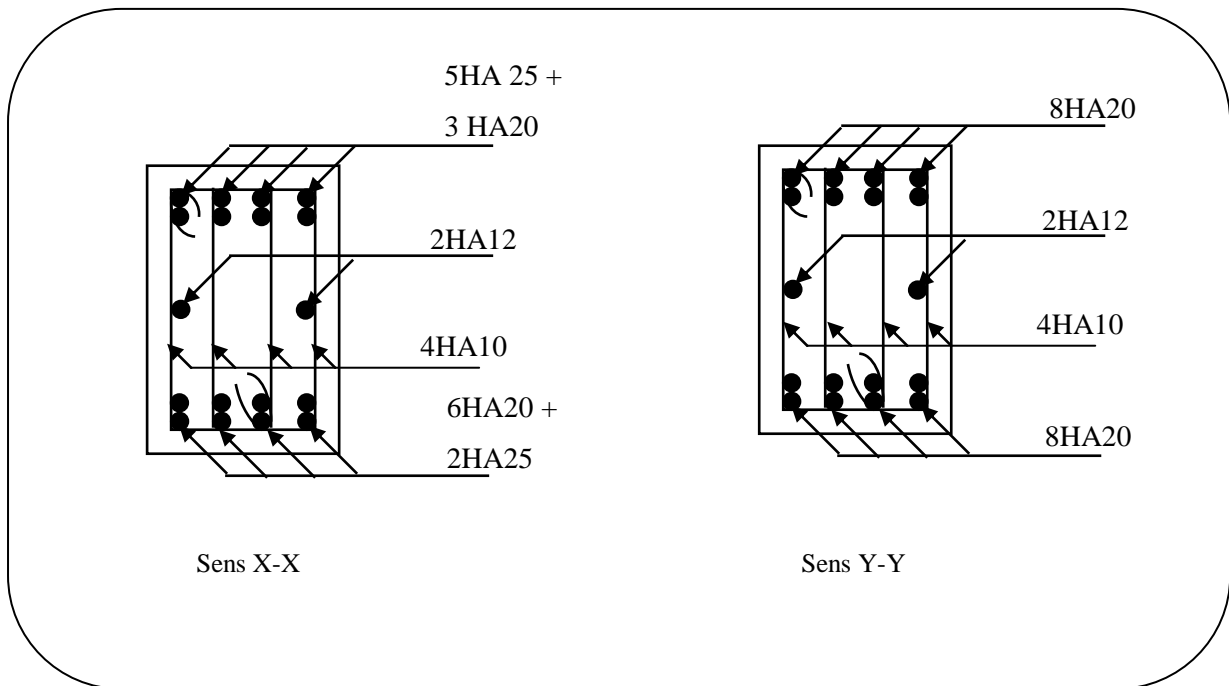


Fig. VI.3.8. Schéma de ferrailage des nervures

CONCLUSION

Conclusion

Ce projet constitue une synthèse d'un ensemble de connaissances acquises durant notre formation, il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur civil pour le choix du modèle de calcul à considérer. Le projet nous a permis aussi de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, et cela est dû à la forme irrégulière en plan et en élévation du bâtiment.

Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions ont été essayées, mais elles donnaient des résultats non conformes aux recommandations du RPA, la variante retenue a donné des résultats acceptables en terme de période, déplacements et efforts.

Cette étude nous a permis aussi de faire les constatations suivantes :

- L'analyse tridimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir SAP2000.
- Pour des structures de hauteur importante les combinaisons sismiques donnent les résultats les plus défavorables pour le dimensionnement des fondations.
- Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.
- L'étude du comportement dynamique d'une structure, dont la forme en plan est irrégulière nous a permis de mieux visualiser la présence des modes de torsion.
- Les poteaux sont ferrailés avec les valeurs minimales des RPA.
- Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de prédimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.

Notre étude nous a beaucoup permis d'enrichir notre bagage scientifique et nos connaissances essentielles acquises durant notre cycle universitaire, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

Toute fois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **BAEL91** : (Béton armé aux états limites édition Eyrolles troisième tirage 1997)
- [2] **DTR BC 2.2** : (Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).
- [3] **DTR BC 2.4** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- [4] **DTR BC 2.48** : Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- [5] **Compléments aux RPA99/2003** : 19 mai 2010
- Mémoires de fin d'étude
- Cahiers de cours de béton du cursus

ANNEXES

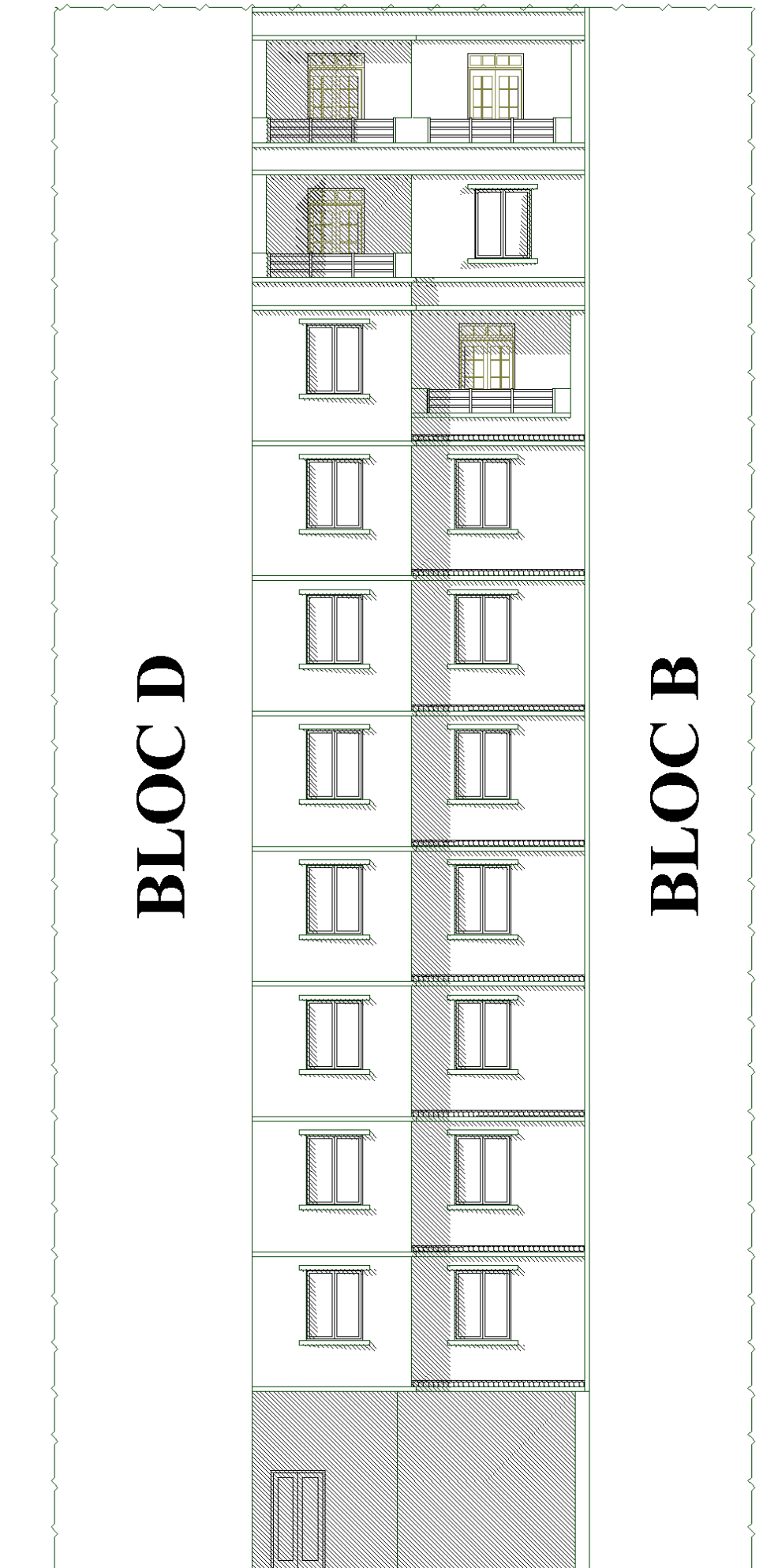
**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

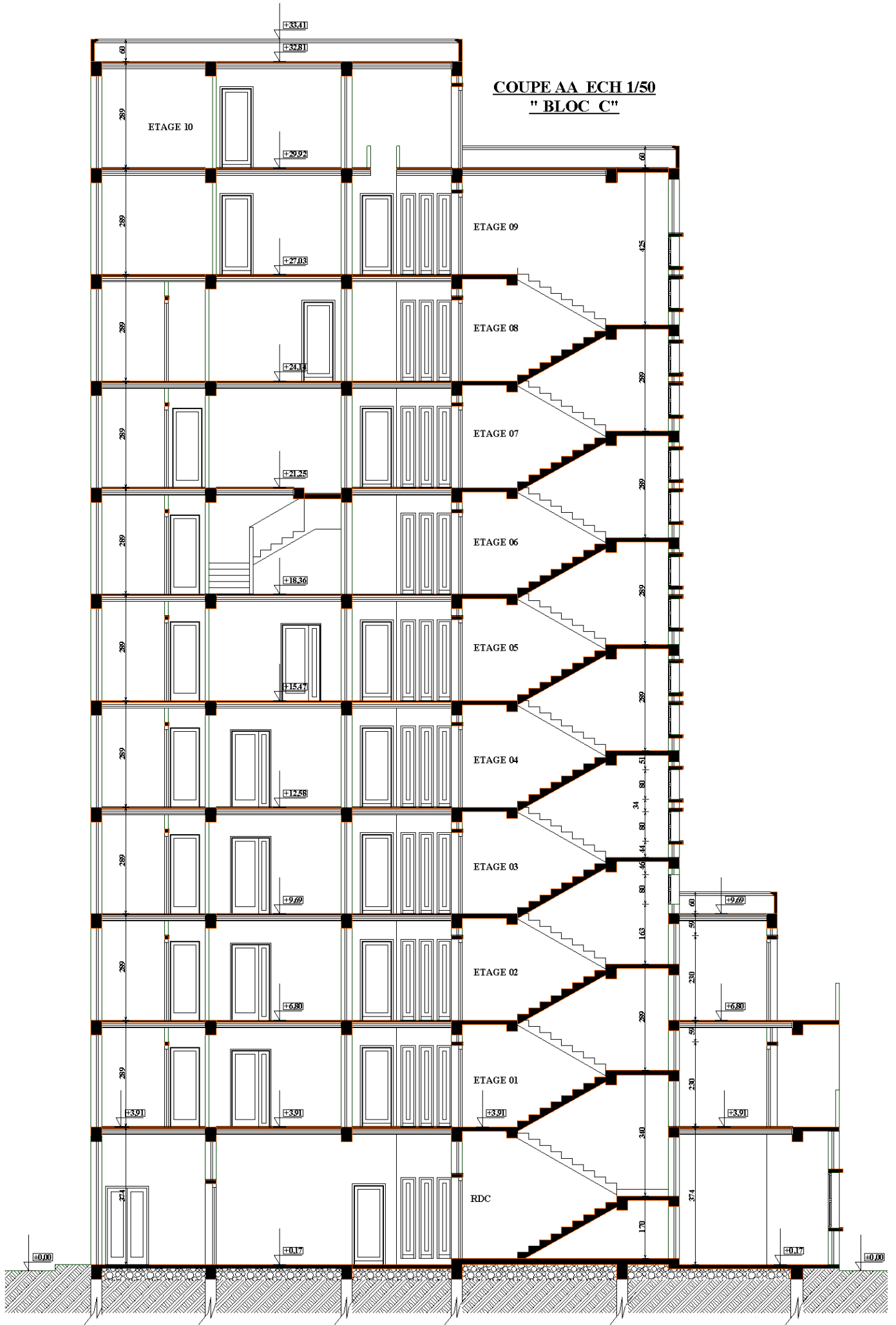


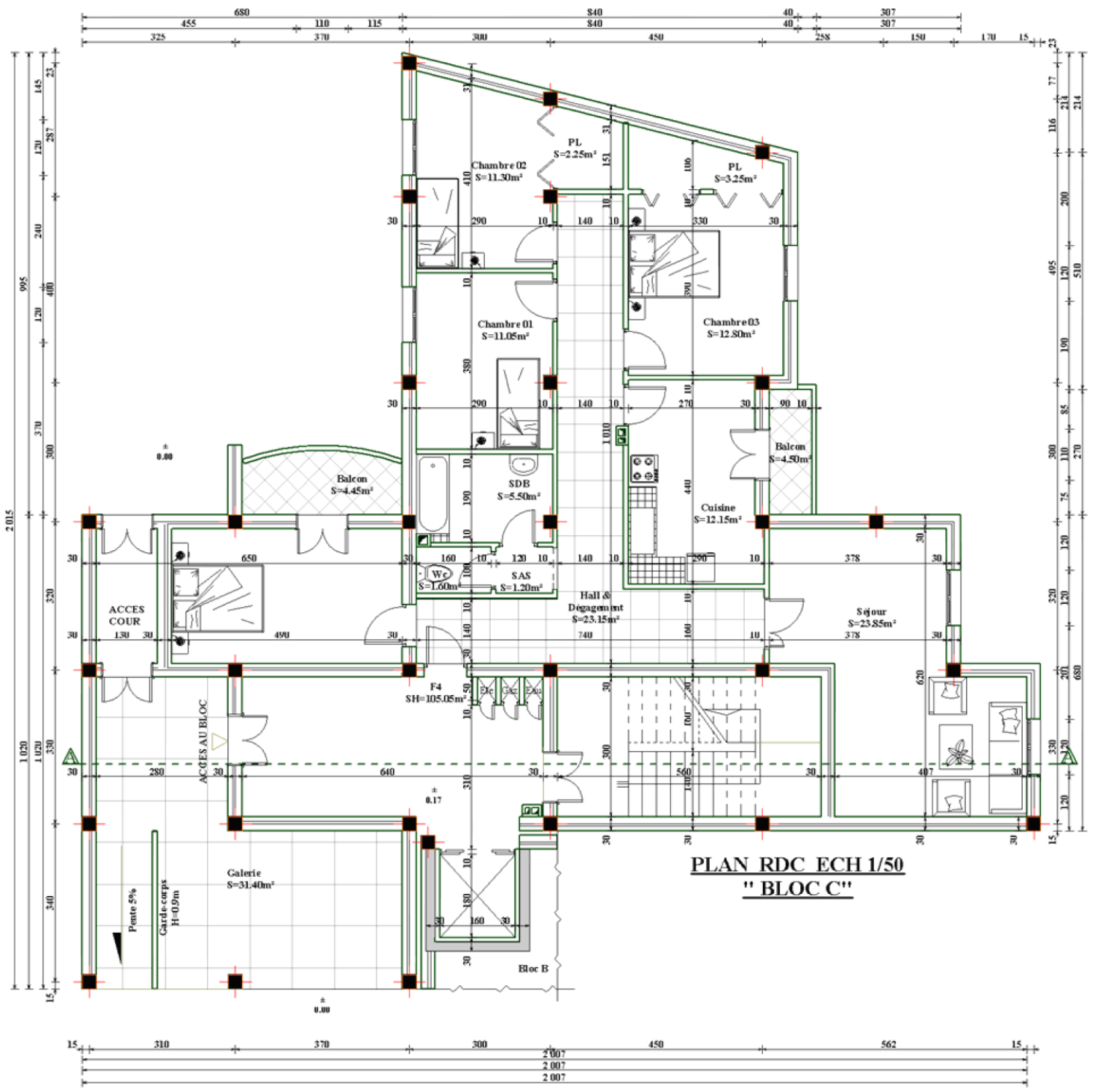
BLOC D

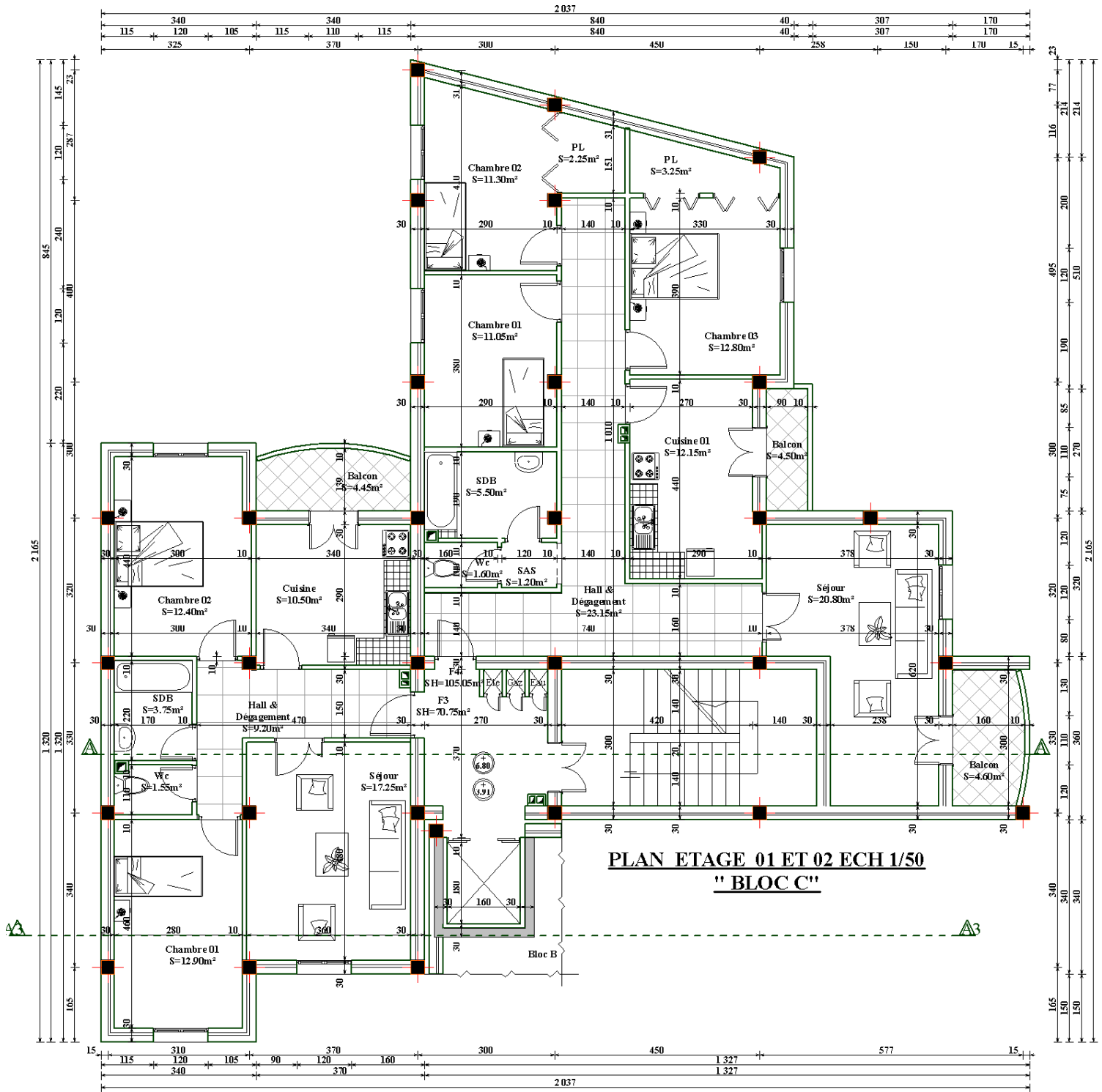
BLOC B

Facade Principale ECH 1/50
" BLOCC "

COUPE AA ECH 1/50
" BLOC C "











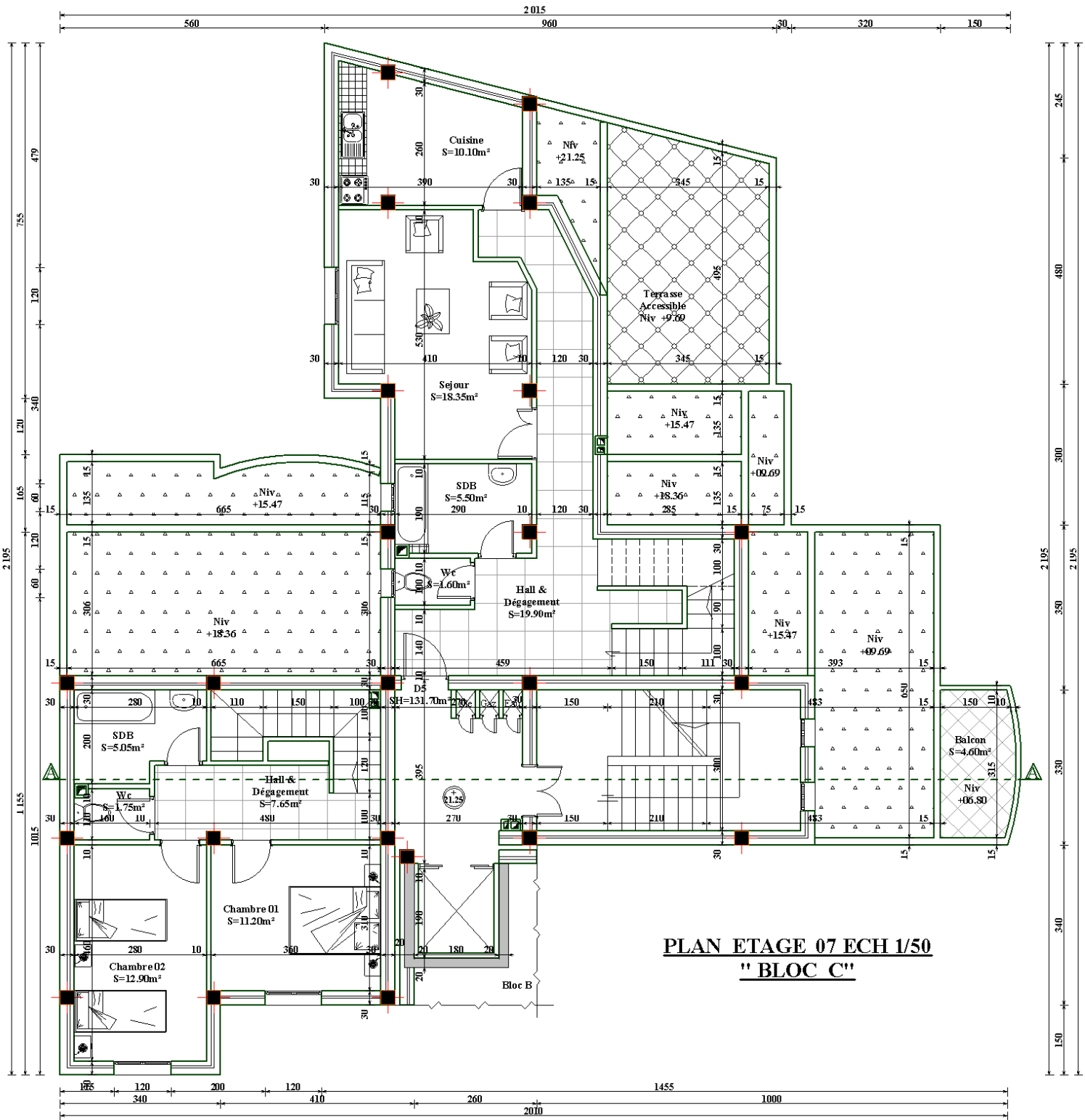
PLAN ETAGE 04 ECH 1/50
" BLOC C "



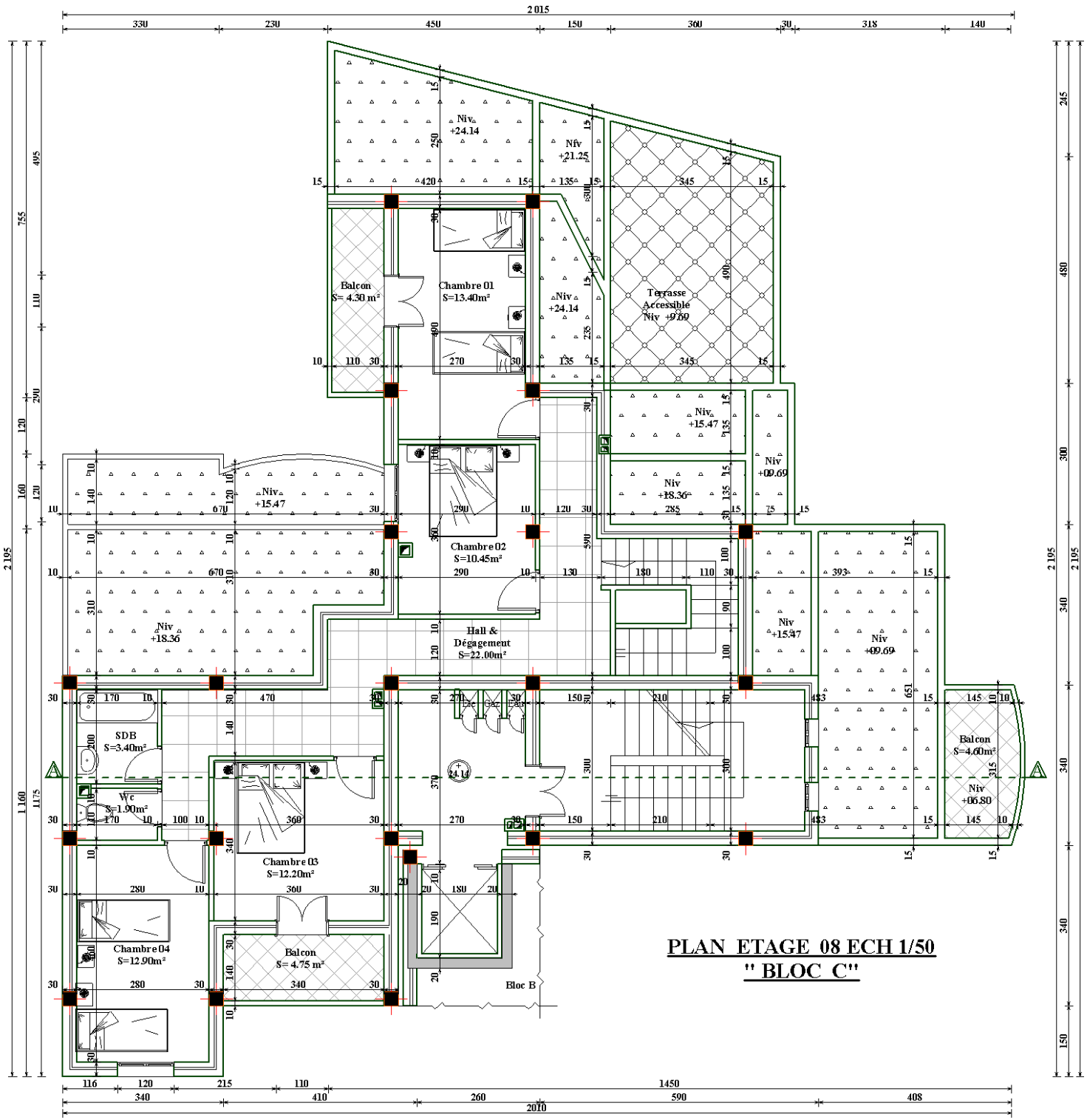
PLAN ETAGE 05 ECH 1/50
" BLOC C "

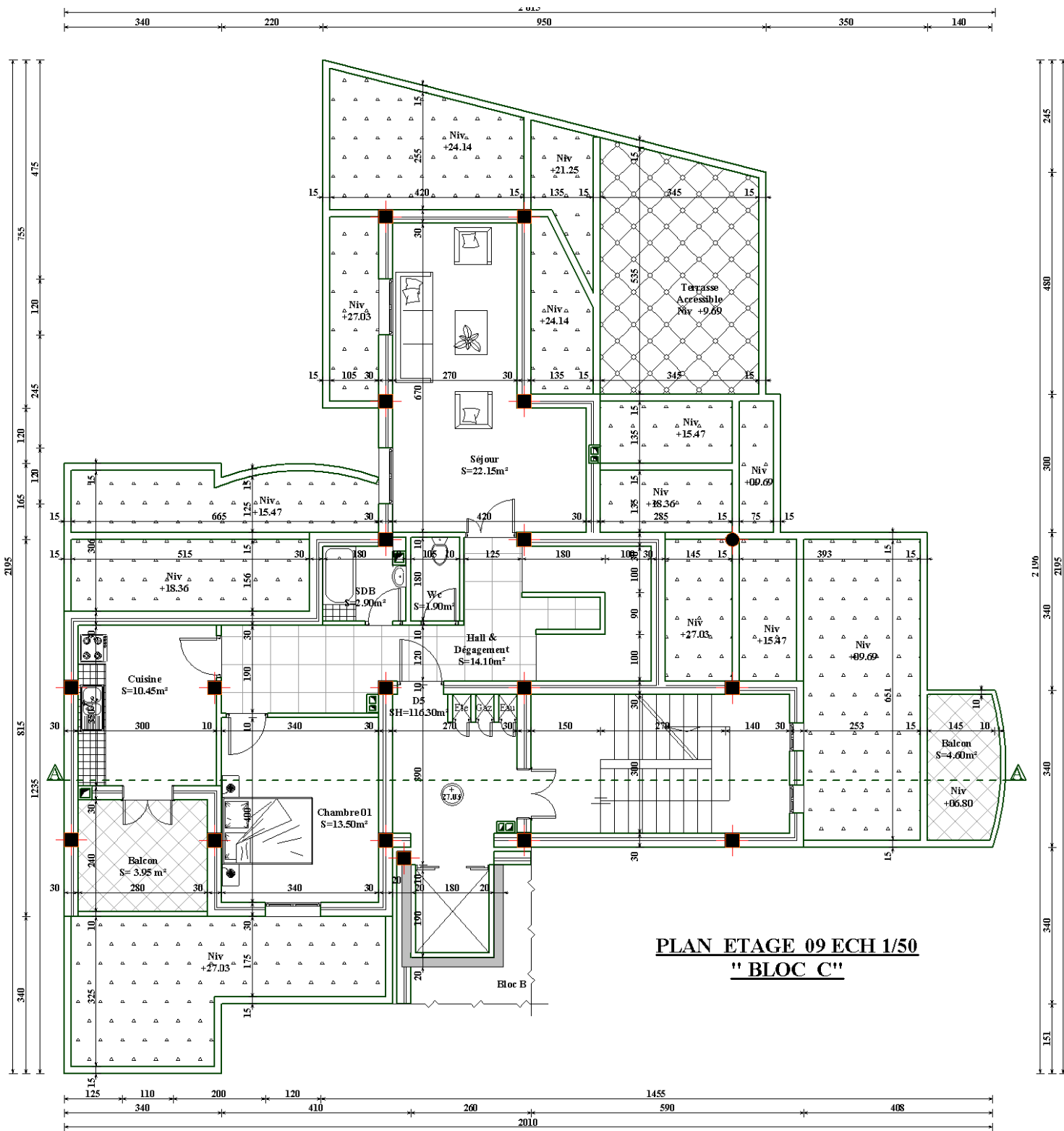


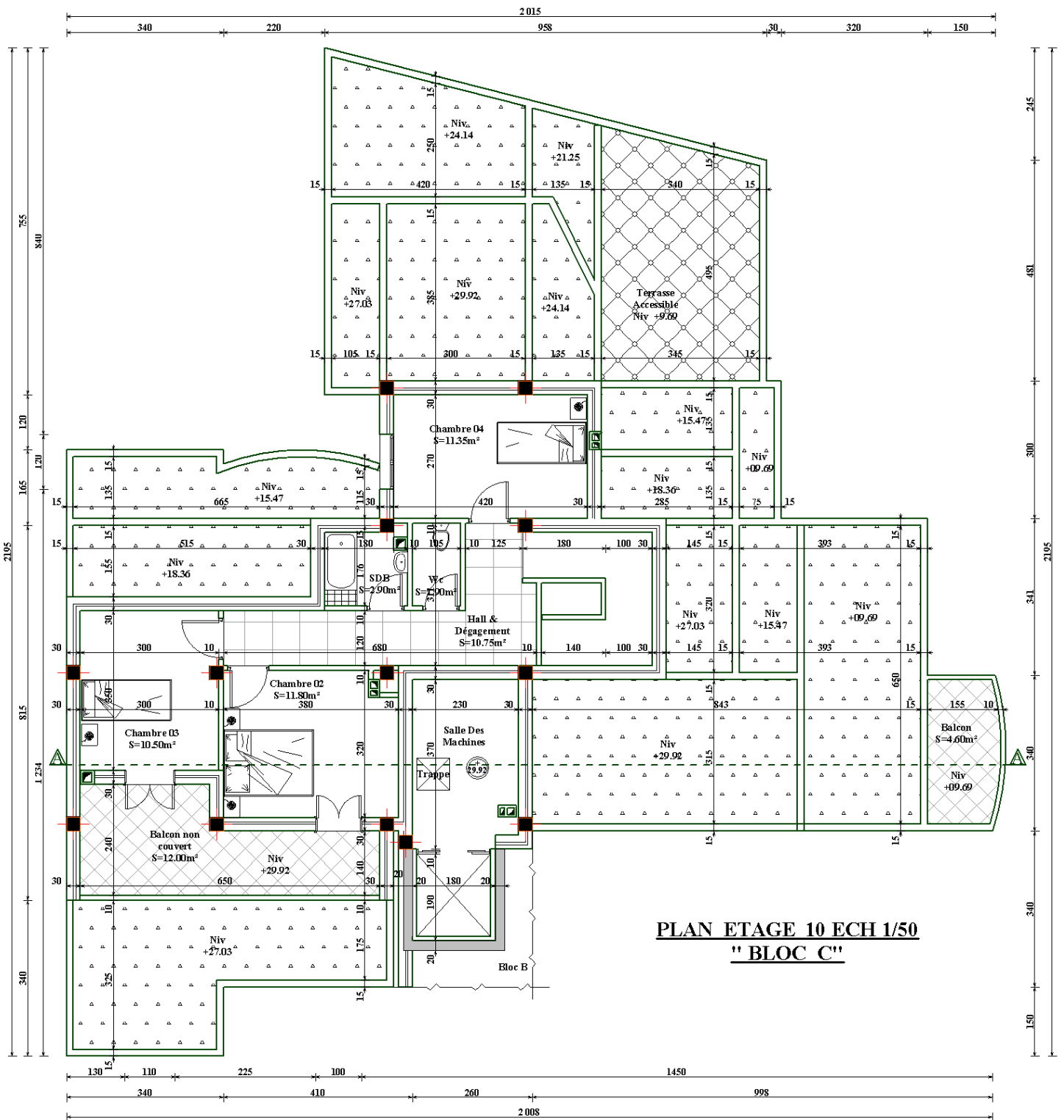
PLAN ETAGE 06 ECH 1/50
" BLOC C "

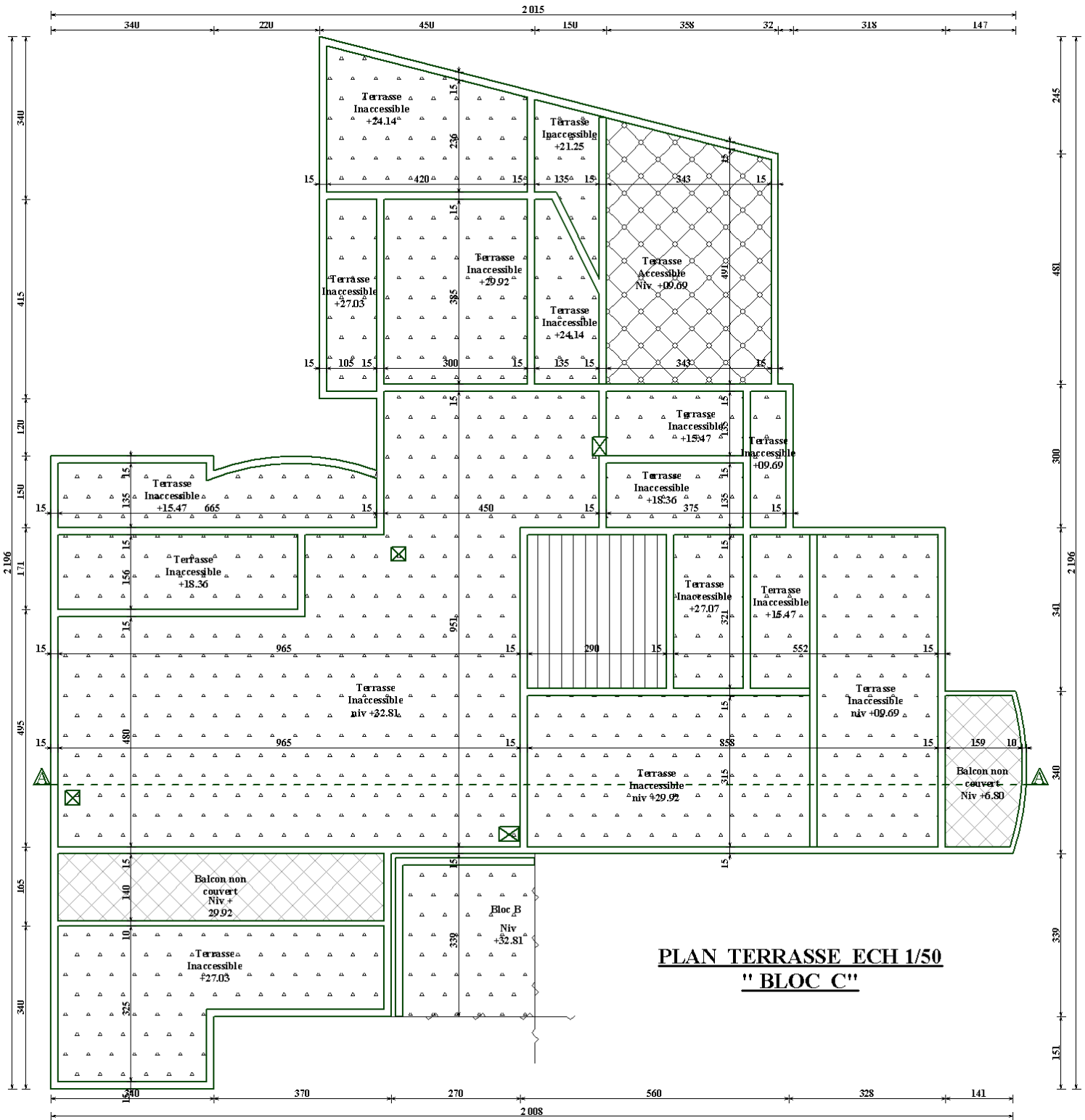


PLAN ETAGE 07 ECH 1/50
" BLOC C "









PLAN TERRASSE ECH 1/50
" BLOC C "