

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

SEROURA IBTISSAM

BOUHENNI KHADIDJA

Sujet du mémoire

**Etude d'un bâtiment (R+6) en béton
armé à usage d'habitation situé à
TIARET**

Soutenu publiquement le 24/06/2025 devant le jury composé de :

Mr. BENYAMINA A	Président
Mr. MIMOUNI M	Rapporteur
Mr. KLOUCHE D. B	Examineur
Mr. ABADA G	Examineur
Mm.KHARROUBI L	Examineur

PROMOTION: 2024/2025





Remerciements

Tous d'abord, nous tenons à remercier ALLAH clément et miséricordieux De nous avoir donné la force et la volonté afin d'élaborer ce modeste travail.

A notre encadreur Mr. MIMOUNI M pour son accompagnement et ses précieux conseils tout au long de ce parcours. Votre expertise, votre disponibilité de votre motivation. Vos suggestions pertinentes et vos critiques constructives ont été d'une aide inestimable pour améliorer la qualité de notre mémoire.

Nous tenons à remercier chaleureusement l'ensemble des membres du jury pour avoir accepté de consacrer du temps à évaluer notre travail.

Nous adressons nos remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation durant ce parcours universitaire.

Enfin, nous voudrions remercier nos familles, nos amies et nos proches, qui nous soutenue et encouragés tout au long de cette aventure.

Votre soutien inconditionnel, vos encouragements et votre compréhension Ont été essentiels pour nous permettre de persévère dans nos efforts et d'atteindre Nos objectifs.

Merci à tous et à toutes.



*D*édicace

Je tiens avant tout à exprimer ma profonde gratitude envers Dieu, qui m'a accordé la force et le courage nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.

Ce parcours n'aurait pas été possible sans le soutien indéfectible de mon mari, mon compagnon de route durant ces cinq années. Sa confiance en moi et ses encouragements constants m'ont permis d'acquérir la résilience indispensable pour atteindre cette étape.

Je dédie également ce travail à mes chères filles RAFIF ET AMET ALLAH, implorant Allah de les guider, de les rendre heureuses et de les compter parmi les vertueuses.

Ma reconnaissance s'adresse aussi à ma mère, qui m'a aidée à concrétiser un rêve qui semblait inaccessible après tant d'années. À mon père, que Dieu ait son âme, pour son souvenir et son héritage.

Enfin, je dédie ce travail à notre chère Algérie, qui nous a offert l'opportunité d'étudier gratuitement et de nous épanouir..

Bouhenni Khadidja

*D*édicace

Ce travail est le fruit de nombreuses heures de persévérance, mais il n'aurait pu voir le jour sans le soutien et l'inspiration de personnes chères à mon cœur.

Je dédie ce mémoire :

À mes parents, BELARBI TRIABA ET ABD ELRAHMANE Piliers inébranlables de ma vie, pour leur amour infini, leur soutien moral et financier, et pour m'avoir toujours poussé(e) à croire en mes rêves et à dépasser mes limites. Votre exemple de détermination a été ma plus grande source d'inspiration.

À ma famille, Pour leur présence réconfortante, leurs encouragements constants et leur compréhension face aux exigences de ce projet. Chaque mot de soutien a été une bouffée d'oxygène.

À mes ami(e)s, Compagnons de route précieux, pour les moments de détente et de partage qui m'ont permis de recharger mes batteries, et pour leur amitié sincère qui a rendu ce parcours plus léger.

À mon directeur/ma directrice de mémoire, [Nom du directeur/de la directrice, si vous souhaitez l'ajouter], Pour sa guidance experte, ses conseils pertinents et sa patience. Votre accompagnement a été déterminant dans la structuration et l'aboutissement de cette recherche.

À tous ceux et celles qui m'ont transmis leur savoir, leur passion et leur bienveillance. Votre contribution à mon parcours est inestimable.

Seroura ibtissam

Résumé

Ce projet présente une étude technique d'un bâtiment en béton armé composé d'un rez-de-chaussée plus six étages.

Le bâtiment sera implanté à Tiaret, zone de faible sismicité (Zone I) selon le RPA99 version 2003.

L'étude est effectuée en utilisant les règlements de calcul (B.A.E. L91modifié99 et RPA99/version 2003) ainsi que le logiciel de calcul ETABS (v9.6). Elle commence par une présentation complète du projet, pré dimensionnement des éléments principaux et secondaires. Ensuite, calcul des différents éléments secondaires. La deuxième partie du travail concerne l'étude sismique de la structure, le ferrailage des portiques et des voiles. Enfin, la dernière partie du travail porte sur l'étude de l'infrastructure.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, BAEL91 / modifié 99, RPA99 / version 2003, Etabs.

Abstract

This Project presents a technical study of a reinforced concrete building consisting of a ground floor plus six floors, the building will be located in Oran, This region is classified as à zone of low seismicity (Zone I) according to the RPA99 version 2003. Using the calculation regulations (B.A.E. L91modified99 and RPA99/version 2003) as well as the ETABS calculation software (v9.6), this study begins with the complete presentation of the project, Then, the pre- sizing of the main elements and secondary. After the seismic study of the structure, the rest of the work concerns the study of the frames and foundations .

Finally, the last part of the work concerns the study of the infrastructure.

Keywords : Building, Reinforced concrete, BAEL91 / modified 99, RPA99 / version 2003.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة فنية لمبنى خرساني مسلح يتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى ستة طوابق. يتموقع المبنى في تيارت، وهي منطقة ذات نشاط زلزالي منخفض (المنطقة الأولى) وفقاً لنسخة RPA99 إصدار 2003.

تم إجراء الدراسة باستخدام لوائح الحساب (B.A.E. L91modifié99 et RPA99/version 2003)، بالإضافة إلى برنامج حساب ETABS (الإصدار 9.6). يبدأ بعرض كامل للمشروع، وتحديد الحجم المسبق للعناصر الرئيسية والثانوية. ثم حساب العناصر الثانوية المختلفة. أما الجزء الثاني من العمل فيتعلق بالدراسة الزلزالية للهيكل وتعزيز الجسور والأشعة. وأخيراً، يركز الجزء الأخير من العمل على دراسة البنية التحتية.

الكلمات المفتاحية: بناية، خرسانة مسلحة، RPA99، modified 99، إصدار 2003 .

Notations et symboles

Symboles	Signification
E.L.S	Etat Limite De Service
E.L.U	Etat Limite Ultime
Cte	Valeur Constance
A _s	Section D'aciers
A _s '	Section D'aciers Comprimés
A _{max} , A _{min}	Section D'acier Maximale Et Minimale
A.N	Axe Neutre
A _S	Armatures Supérieures
A _t	Section D'un Cours D'armatures Transversales
Br	Section Réduite
BO	Section Homogène Totale
ES	Module D'élasticité
F _{bc}	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton
G	Action Permanente
I ₀	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène
M _a	Moment Sur Appui.
M _{Ser}	Moment Fléchissant A L'E.L.S
M _U	Moment Fléchissant A L'E.L.U
M _{ax}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé
M _{oy}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle
l _y	Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A
N _{Ser}	Effort Normal De Service
N _u	Effort Normal Ultime
P _{Ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S
P _u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U
V _u	Effort Tranchant A L'.L.U
a	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau
B	Largeur D'une Table De Compression
b ₀	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T

d	Largeur d'une aile de tension en T
e_0	hauteur utile d'une section
b_1	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compr à- j- jours
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j
f	Limite d'élasticité de l'acier
f^e	Résistance conventionnelle à la traction du béton à
f_{tj}	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j
f_{t28}	
h	Hauteur totale d'une section
h_0	Hauteur d'une table de compression
i	rayon de giration
l_a	Portée d'ancrage
l_f	hauteur de flambement
l_i	Portée de travée
l_r	Longueur de recouvrement
l_s	Longueur de scellement
l_o	Longueur fictive
$\eta=15$	Coefficient d'équivalence
S_t	Espacement des armatures transversales
ϵ_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
ϵ_s	Allongement relatif des aciers tendus
ϵ_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimé
ϵ_{sl}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul $(\frac{f_e}{\gamma_s})$
Π	Coefficient de fissuration
λ	Élancement géométrique
μ	Coefficient de frottement acier /béton
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton
$\overline{\sigma_{bc}}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier
τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle
ϕ	Diamètre d'une barre
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale

Table de matière

Remerciement	
Dédicace	
Résumé	
Liste des notation et symbole	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction	02

CHAPITRE I : Présentation du projet

I. Introduction :	03
1) Présentation de l'ouvrage	03
2) Caractéristiques de la structure	04
3) Données du site	05
4) Ossature et système constructif adopté	05
5) Caractéristiques mécaniques des matériaux	06
6) Les principaux avantages du béton armé	06
7) Indication générale sur les règles de BAEL	

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

1) Introduction	16
2) Pré-dimensionnement du plancher	16
3) Descente des charges	16
4) Pré-dimensionnement des poutres	20
5) Pré-dimensionnement des poteaux	22
6) Calcul de l'effort normal (N_u) sollicitant les poteaux	24
7) Pré dimensionnement des voiles	25

CHAPITRE III : Etude des planchers

1) Introduction	27
2) Dimensionnement des poutrelles	28
3) Méthode de calcul des poutrelles	28
4) Étude des poutrelles	31
5) Calcul du ferrailage poutrelles (à l'ELU)	36

6) Calcul du ferrailage de la dalle de compression	52
--	----

CHAPITRE IV : Etude des éléments secondaires

1) Acrotère.....	55
2) Balcon	59
3) Escaliers	65
4) Ascenseur.....	80

CHAPITRE V : Etude sismique

1) Généralités	98
2) Causes du séisme	98
3) Introduction.....	98
4) Méthodes de calcul.....	98
5) Etapes de modélisation	99
6) Interprétation des résultats	102

CHAPITRE VI : Ferrailage des portiques

1) Ferrailage des poutres	115
2) Ferrailage des poteaux	125

CHAPITRE VII : Ferrailage des voiles

1) Introduction.....	136
2) Le système de contreventement	136
3) Le principe de calcul	136
4) Ferrailage des voiles	139
5) Vérification à l'ELS	141
6) Disposition des armatures	142

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

1) Introduction.....	145
2) Choix du type de fondations	146
3) Ferrailage du radier.....	150
4) Ferrailage des poutres de libage.....	154
5) Les vérifications.....	156
Conclusion.....	158
Bibliographie	160

Liste des figures

Chapitre I : Introduction et hypothèses de calcul

Figure I. 1. Diagramme Parabole – Rectangle.	09
Figure I. 2 : Diagramme de déformation.....	11
Figure I.3: Diagramme des déformations limitées de la section	13

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure

Figure II.1 : Plancher terrasse inaccessible	17
Figure II.2.: Plancher étage courants.....	18
Figure. II.3 : Coupe transversale d'un mur extérieur	14
Figure II.3: Coupe transversale d'un mur extérieur	19
Figure II.4: La section le plus sollicité du poteau	223

Chapitre III : Calcul des planchers

Figure III.1 : Plancher en corps creux	27
Figure III.2.: Coupe d'un plancher à corps creux	24
Figure III.3 :: Efforts tranchants d'une travée isostatique.....	30
Figure III.4 : Diagramme des efforts tranchants	33
Figure III.5: Disposition du ferrailage étage courant.	42
Figure III.6: Diagramme moment fléchissant terrasse inaccessible.....	43
Figure III.7 : Diagramme effort tranchant terrasse inaccessible	43
Figure III.8: Diagramme moment fléchissant terrasse inaccessible.....	44
Figure III.9 : Diagramme effort tranchant terrasse inaccessible	44
Figure III.10: Disposition du ferrailage terrasse inaccessible.....	52
Figure III.11:: Ferrailage de la dalle de compression.	52

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Figure.IV.1. : Schéma statique et dimensions de l'acrotère	55
Figure IV-2. Disposition du ferrailage de l'acrotère.....	59
Figure IV.3 : Schéma représente le type de balcon.....	59
Figure IV.4 : Schéma statique du balcon.	61
Figure IV.5 : disposition du ferrailage balcon.	64
Figure IV.6 : Schéma d'un escalier.....	65

Figure IV.7: Charges d'escalier.....	68
Figure IV.8 : Schéma statique de l'escalier.....	68
Figure IV.9: Représentation du ferrailage de l'escalier	74
Figure IV.10: Représentation du ferrailage de la poutre palière	79
Figure IV.11: Vue en plan de l'ascenseur.....	80
Figure IV.12 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.....	84
Figure IV.11: Moments de la dalle.....	86
Figure IV.12 : Armatures inférieures (travée).....	95
Figure IV.13: Armatures supérieures (sur appuis)	95
Figure IV.14: Armatures de voile (cage d'ascenseur).....	96
Figure V - 1 : Modélisation de la structure par le logiciel ETABS 9.6.0.....	100
Figure V.2 : Spectre de réponse	101
Figure VI - 1 : Zone nodale (RPA99/V2003).	132
Figure VI - 2 : Disposition du ferrailage des poteaux	134

Chapitre VII Etude des voiles

Figure VII - 1 : Schéma du voile type 1 et deux poteau.....	139
Figure VII - 2 : Coupe transversale des 3 types de voile.	142
Figure VII - 3 : Disposition du ferrailage du voile.....	143

Chapitre VIII / Etude L'infrastructure

Figure VIII. 1 : Schéma du Radier	146
Figure VIII. 2 : Schéma du Radier	147
Figures VIII.3 : Schéma du panneau le plus défavorable	151
Figure VIII.4: Armatures supérieures (en travées).....	153
Figure VIII. 5 : Armatures inférieures (sur appui).	153
Figure VIII.6 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes.	154
Figure VIII.7: Disposition du ferrailage poutre de libage.....	157

Liste des tableaux

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure	
Tableau II.1 : Charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible	17
Tableau II.2. : Charges et surcharge du plancher des étages courants	18
Tableau II.3 : Charges et surcharge du mur extérieure	19
Tableau II.4 : Dégression des charges d'exploitation	22
Chapitre III : Étude des planchers	
Tableau III.1 : Différentes charges des poutrelles.....	31
Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des résultats pour le plancher étage courant.....	35
Chapitre IV : Etude des éléments secondaires	
Tableau IV-1. Descente de charges sur balcon	60
Tableau IV.2 : Descente des charges de la volée	67
Tableau IV. 3 : Descente des charges du palier	67
Tableau IV.4: les poids.....	84
Tableau IV.5 : les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	85
Tableau IV.6: les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	91
Tableau V-1 :Facteur de qualité	105
Tableau V - 2 : Poids de la structure.	107
Tableau V - 3: Déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.....	109
Tableau V -4 : Poids et effort tranchant de chaque niveau.	110
Tableau V - 5: vérification de L'effet P- Δ dans les deux sens(x)et(y).	111
Tableau V - 6: Excentricité entre le centre de masse et de torsion à chaque niveau.....	112
Tableau V - 7: Excentricité théorique et accidentelle.	113
Tableau VI-1. Moments max des Poutres principales d'intermédiaire	117
Tableau VI-2. Moments max des Poutres secondaire d'intermédiaire	117
Tableau VI-3. Moments max des poutres principales de rive	117
Tableau VI-4. Moments max des poutres secondaire de rive	118
Tableau VI - 5 : Sections de ferrailage des poutres principales intermédiaires.	119
Tableau VI - 6 : Sections de ferrailage des poutres principales de rive.	120
Tableau VI - 7 : Sections de ferrailage poutres secondaires intermédiaires.	120
Tableau VI - 8 : Sections de ferrailage des poutres secondaires de rive	120
Tableau VI - 9 : Armatures minimales et maximales pour les poteaux.	127
Tableau VI - 10 : Sollicitations du premier genre.	127

Tableau VI - 11 : Sollicitations du deuxième genre.....	127
Tableau VI - 12 : Sections de ferrailage des poteaux.....	133



Introduction générale

Un ouvrage de génie civil doit être conçu pour garantir, tout au long de sa durée d'exploitation, un niveau de sécurité optimal contre tout risque de ruine, tant pour l'ensemble de la structure que pour ses éléments individuels. Il doit également offrir une réponse satisfaisante aux sollicitations extérieures tout en assurant le confort des usagers.

Ces dernières années, les catastrophes naturelles, notamment les séismes, ont causé des pertes humaines et matérielles considérables à l'échelle mondiale. Face à ces enjeux, l'ingénieur en génie civil est appelé à relever des défis complexes, visant à concevoir des structures résistantes aux secousses sismiques. Cela passe par le développement de systèmes structuraux optimisés, combinant efficacement les propriétés mécaniques et géométriques des éléments constitutifs.

Ce projet porte sur l'étude approfondie d'un bâtiment résidentiel de type R+6 (rez-de-chaussée plus sept étages), situé à Tiaret, une zone faible sismicité (zone I) selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/Version 2003).

Le calcul structurel repose sur les normes suivantes: le B.A.E.L 91 modifié 99 pour le béton armé, le RPA99/Version 2003 pour les exigences parasismiques, et les Documents Techniques Réglementaires (DTR) pour la prise en compte des charges et surcharges.

L'objectif principal est de dimensionner un bâtiment durable, stable et résistant, tout en optimisant les dimensions des éléments structuraux (coffrage et ferrailage) pour répondre aux exigences techniques et économiques. L'étude est structurée en trois parties distinctes :

1. Description générale et pré-dimensionnement : Cette partie présente les caractéristiques du projet, incluant les propriétés des matériaux utilisés, le pré-dimensionnement des éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles) et la descente de charges.
2. Étude des éléments secondaires : Cette section se concentre sur le calcul des éléments non porteurs, tels que les acrotères, les escaliers et les balcons, en veillant à leur intégration harmonieuse dans la structure globale.
3. Analyse dynamique : À l'aide du logiciel ETABS, une modélisation et une analyse dynamique du bâtiment seront réalisées. Cette étape vise à déterminer les paramètres dynamiques (périodes propres, efforts tranchants à la base, etc.) ainsi que les sollicitations induites par les charges appliquées, garantissant ainsi la conformité aux normes parasismiques.

CHAPITRE I

Présentation du projet et hypothèses de calcul

I. Introduction :

Une étude rigoureuse en génie civil nécessite une compréhension approfondie des caractéristiques géométriques de la structure ainsi que des propriétés mécaniques des matériaux employés dans sa conception. Ces connaissances préalables sont essentielles pour garantir la sécurité, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, tout en respectant les normes techniques et réglementaires en vigueur.

I.1. présentation de l'ouvrage :

Le présent travail est une étude d'un bâtiment en béton armé (R+6) à usage d'habitation à Tiaret classé en zone de faible sismicité (zone I) d'après le règlement parasismique Algériennes R.P.A 99 (version 2003). Avec un dallage sur terre-pleine et contreventé par un système mixte portiques/voiles.

I.2. Présentation du projet

Ce projet porte sur l'étude le dimensionnement résistants des éléments structuraux et non structuraux d'un bâtiment résidentiel de type R+6 (rez-de-chaussée plus six étages), situé à Tiaret. L'objectif est de dimensionner une structure résistante aux sollicitations verticales et horizontales, tout en optimisant les dimensions des éléments pour répondre aux exigences techniques, économiques et environnementales.

I.3. Caractéristiques de la structure**I.3.1. Caractéristiques géométriques**

Les dimensions géométriques de la structure sont les suivantes :

- Largeur en plan : 20,00 m
- Longueur en plan : 31,50 m
- Hauteur du rez-de-chaussée : 3,06 m
- Hauteur d'étage courant : 3,06 m
- Hauteur totale : 21,48 m

I.1.2 Données du site :

Type de sol : Site ferme (S3)

Contrainte admissible du sol : $\overline{\sigma_{sol}} = 2$ bars

I.1.3. Ossature et système constructif :

Ossature : La stabilité de la structure est assurée par un système mixte en béton armé, combinant des voiles porteurs et des portiques, garantissant une résistance optimale aux charges verticales et horizontales, notamment en contexte sismique.

Planchers :

Planchers à corps creux (20+4 cm) pour les étages courants, offrant un bon compromis entre légèreté et résistance.

Dalle pleine pour les balcons, assurant une rigidité accrue.

Escaliers : Un escalier à deux volées avec palier intermédiaire est adopté pour l'accès du rez-de-chaussée jusqu'au 6 étage, conçu pour répondre aux besoins fonctionnels et aux normes de sécurité.

Maçonnerie :

Murs extérieurs : Double cloisons en creuses (15 cm et 10 cm d'épaisseur) avec un vide d'air de 5 cm pour améliorer l'isolation thermique et acoustique.

Cloisons intérieures : Simples cloisons en creuses de 10 cm d'épaisseur.

Revêtement :

Enduit en plâtre pour les plafonds, assurant une finition lisse.

Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons, offrant une protection durable.

Carrelage pour les planchers, garantissant une surface résistante et esthétique.

Étanchéité multicouche imperméable pour le plancher de la terrasse, empêchant l'infiltration des eaux pluviales.

Isolation :

Acoustique : Assurée par la masse des planchers et le vide d'air dans les murs extérieurs.

Thermique : Réalisée par des couches de polystyrène pour les planchers de la terrasse et par le vide d'air dans les murs extérieurs.

Terrasse : La terrasse, située au dernier niveau, est inaccessible et conçue comme un espace technique, protégée par une étanchéité renforcée.

Acrotère : Un acrotère en béton armé (hauteur : 60 cm, épaisseur : 10 cm) entoure le pourtour de la terrasse inaccessible. Il assure la sécurité, retient les éléments de couverture et protège contre l'écoulement des eaux pluviales stagnantes.

Ascenseur : Un ascenseur automatique est intégré, avec une cabine dimensionnée pour le transport des personnes et du matériel, conformément aux normes de sécurité et d'accessibilité.

Balcons : Les balcons sont conçus avec des dalles pleines, garantissant une rigidité structurelle et une sécurité accrue pour les usagers.

I.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les matériaux utilisés (béton et acier) sont conformes aux normes du B.A.E.L 91/1999 pour le béton armé et du RPA99/Version 2003 pour les exigences parasismiques.

I.2.1 Béton

Le béton est un matériau composite constitué de ciment, d'eau de gâchage, de granulats (sable, gravillon) et d'adjuvants éventuels (plastifiants, retardateurs ou accélérateurs). Le béton armé intègre des armatures en acier pour équilibrer les efforts de traction.

Composition d'un mètre cube de béton ordinaire :

- Ciment (CPA 325) : 350 kg
- Sable ($d_g \leq 5 \text{ mm}$) : 400 L
- Gravillon ($d_g \leq 25 \text{ mm}$) : 800 L
- Eau de gâchage : 175 L

Le béton est préparé mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton. La mise en œuvre comprend quatre étapes :

1. Fabrication du coffrage (moule) en bois ou en métal.
2. Mise en place des armatures dans le coffrage.
3. Coulage du béton.
4. Décoffrage après durcissement suffisant.

I.2.2. Ciment

Le ciment, une poudre fine à base de calcaire, d'argile et de sable, sert de liant pour le béton et le mortier.

I.2.3. Sable

Le sable, constitué de particules de silice ou d'autres minéraux, est un granulat fin essentiel pour la fabrication du béton.

I.2.4. Gravillon

Le gravillon, composé de petits cailloux (2 à 20 mm), est utilisé pour renforcer la structure du béton.

I.2.5. Eau de gâchage

L'eau de gâchage, ajoutée au mélange sec, permet de lier les composants du béton, assurant sa maniabilité et sa prise.

Résistance mécanique :

- **Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, ces derniers est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{c\ 28} \leq 40MPa \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c\ 28} \\ f_{c\ 28} \geq 40MPa \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c\ 28} \end{cases}$$

– Pour 28 jours < j < 60jours , On prend : $f_{cj} = f_{c\ 28}$

Pour $j \geq 60$ jours , On prend : $f_{cj} = 1,1f_{c\ 28}$; à condition que le béton ne soit pas traité

Thermiquement). Pour notre étude, on prend : $f_{c\ 28} = 25MPa$

- **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{c\ 28} = 2,1MPa$; pour : $f_{c\ 28} = 25MPa$

- **Définition des états limites**

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée

D'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

- **ELU :**

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de L'ouvrage.

- **ELS:**

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures ou déformations excessives des éléments porteurs).

Déformation et contraintes de calcul :**• Etat limite de résistance :**

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "Parabole – rectangle" et dans certains cas par mesure de Simplification un diagramme rectangulaire.

• Diagramme parabole – rectangle :

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les Cas.

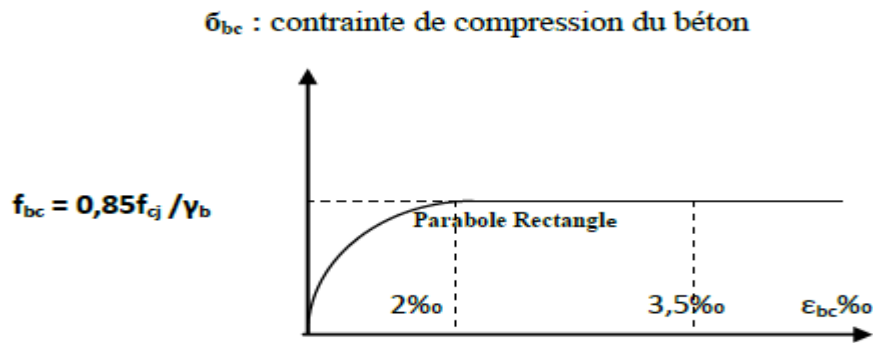


Figure I.1. Diagramme Parabole – Rectangle.

La contrainte du béton comprimé :

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta\gamma_b}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,17 \text{ MPa}; \text{ Pour le cas générale} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa}; \text{ Pour le cas des combinaisons accidentelles} \end{array} \right.$$

Avec :

ξ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

σ_{bc} : Contrainte de calcul pour $2 \text{‰} < \epsilon_{bc} < 3,5 \text{‰}$;

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours ;

γ_b : Coefficient de sécurité avec :

- $\gamma_b = 1,50$; Cas général
- $\gamma_b = 1,15$; Cas des combinaisons accidentelles

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essai sur éprouvettes.

Etat limite de service :

La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte admissible de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right); \text{ Pour une fissuration peu préjudiciable .} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0,15f_{tj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right); \text{ Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}; \text{ Avec : } b_0 : \text{ largeur de la pièce et } d : \text{ hauteur utile}$$

$\tau_u = \min(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa) = \min(3,34; 5MPa) = 3,34MPa$ pour une Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \min(\frac{0,15f_{tj}}{\gamma_b}; 4MPa) = \min(2,5; 4MPa) = 2,5MPa$ pour une Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

Modules de déformation longitudinale du béton :

A. Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de j jour égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,19MPa$$

B. Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86MPa$$

Module de déformation transversale :

• Coefficient de poisson :

La valeur de ce module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} ; \text{Où } \nu \text{ est le coefficient de poisson}$$

$\nu = 0$; Pour le calcul des sollicitations (E.L.U)

$\nu = 0,2$; Pour le calcul des déformations (E.L.S)

Les Aciers :

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de Surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Ronds lisses bruts obtenu par laminage ;
- Barres à haute adhérence obtenu par laminage à chaud d'un acier naturellement dur ;
- Fils à haute adhérence obtenu par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou laminage à froid ;
- Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence. Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal ($\emptyset$). Sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12 m (longueur commerciale courante).

Le poids volumique de l'acier est de : 78,5 KN/m³ et son module d'élasticité

Diagramme déformation - contrainte :

Pour notre étude, on utilise des aciers longitudinaux (feE400) et des aciers transversaux (feE235). Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

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

$\gamma_s = 1,15$; Cas général on a $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$\gamma_s = 1,00$; Cas des combinaisons accidentelles, on a $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

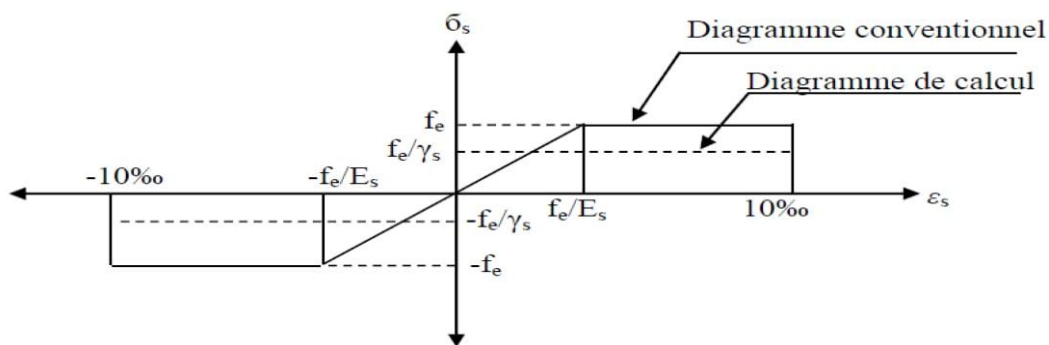


Figure I.2. Diagramme de déformation

Contraintes limites de traction des armatures :

$\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ (pas de limitation) Fissuration peu préjudiciable.

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \times \sqrt{\eta f_{tj}}\right) \\ \overline{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable} . \\ \overline{\sigma}_{st} = 201,631 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} \leq \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90 \times \sqrt{\eta f_{tj}}\right) \\ \sigma_{st} \leq \min\left(\frac{1}{2} \times 400; 90 \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable} . \\ \overline{\sigma}_{st} = 165 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

η : coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1; \text{ pour rond lisse} \\ \eta = 1,3; \text{ Pour hautes adhérences avec } \Phi < 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1,6; \text{ pour hautes adhérences avec } \Phi < 6 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton ;

f_e : Limite d'élasticité des aciers ;

Hypothèses de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;

– Le raccourcissement du béton est limité à :

$\xi_{bc} = 3,5\text{‰}$ en flexion composé ;

$\xi_{bc} = 2\text{‰}$ en compression simple.

L'allongement de l'acier est limité à : $\xi_{bc} = 10\text{‰}$;

Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :

- Le béton en compression ;
- L'acier en traction et en compression.

Règles des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

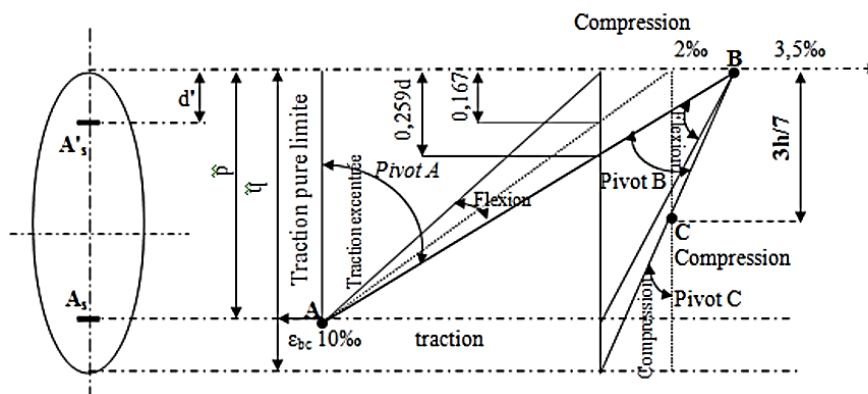


Figure I.3: Diagramme des déformations limitées de la section

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire d'acier 10‰
B	1	Raccourcissement unitaire du béton 3,5‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :**Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

Etat limite de service :

Combinaison d'action : $G + Q$

Les règles parasismiques algériennes RPA99/V2003 ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \mp E ; G: \text{charge permanente} \\ G + Q \mp 1,2E \\ 0,8G \mp E ; E: \text{action sismique} \end{cases} ; Q: \text{charge d'exploitation}$$

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement des éléments résistants

Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants (planchers, poutres, poteaux, voiles), il à pour objet d'assurer la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales : concernant les charges et les surcharges.
- Sollicitations horizontales : concernant le séisme.

Le pré dimensionnements de la structure est calculé selon les règles « B.A.E. L91et RPA99 version 2003 et le DTR ».

II.1 : Pré-dimensionnement des planchers : Le dimensionnement d'un plancher en corps creux se résume à dimensionner une poutrelle et donc l'utilisation de la condition de rigidité suivante :

II.1.1 : plancher à corps creux :

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de rigidité : $L_{max}=475\text{cm}$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{475}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 21.1\text{cm}$$

$$h_t = 24\text{cm}$$

Avec : { h_t : épaisseur totale du plancher

L: Portée maximale de la poutrelle

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

On adopte un plancher à corps creux de hauteur $h_t = 24\text{cm}$, soit un plancher **(20+4)** cm.

II.1.2-Evaluation des charges et des surcharges :

La descente des charges est l'opération qui consiste à déterminer toutes les charges et les surcharges provenant d'un élément porteur de la structure depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation.

a) Plancher terrasse inaccessible :

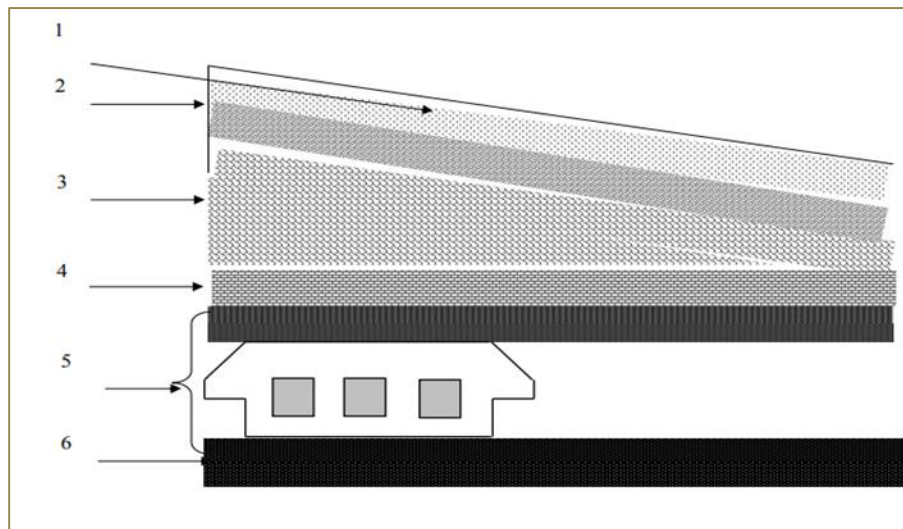


Figure II.1 : Plancher terrasse inaccessible

Matériaux	Masse volumique (KN /m ²)	charge (KN/m ²)
1-Gravillon de protection(e= 4cm)	20	0.8
2-Étanchéité multicouche (e= 2cm)	6	0.12
3-Forme de pente en béton(e= 7.5cm)	22	1.65
4-Isolation thermique à liège (e= 4cm)	4	0.16
5-Plancher à corps creux(e=24cm)	/	3.20
6-Enduit en Ciment (e=2 cm)	10	0.20
G terrasse (KN/m ²)		6.13KN/m ²
Q terrasse(KN/m ²)		1KN/m ²

Tableau II.1 : Charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible

a) Plancher étages courants :

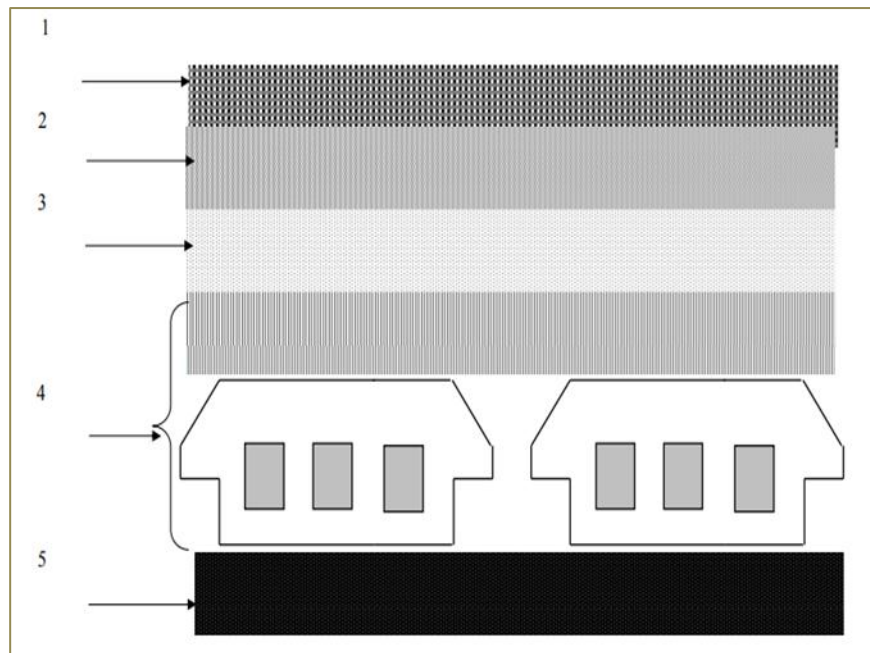


Figure II.2.: Plancher étage courants

Matériaux	Masse volumique (KN/m^3)	charge (KN/m^2)
1- Revêtement en carrelage(e= 2 <i>cm</i>)	20	0.4
2-Mortier de pose(e= 2 <i>cm</i>)	20	0.4
3-Sable fin pour mortier(e= 2 <i>cm</i>)	18	0.36
4-Plancher à corps creux(e=24cm)	/	3.20
5-Enduit en plâtre(e= 2 <i>cm</i>)	10	0.20
6-Cloisons en briques creuses (e= 10 <i>cm</i>)	9	0.90
G étage(KN/m^2)		5.46(KN/m^2)
Q étage(KN/m^2)		1. 5(KN/m^2)

Tableau II.2. : Charges et surcharge du plancher des étages courants

c) Murs extérieurs de façade :

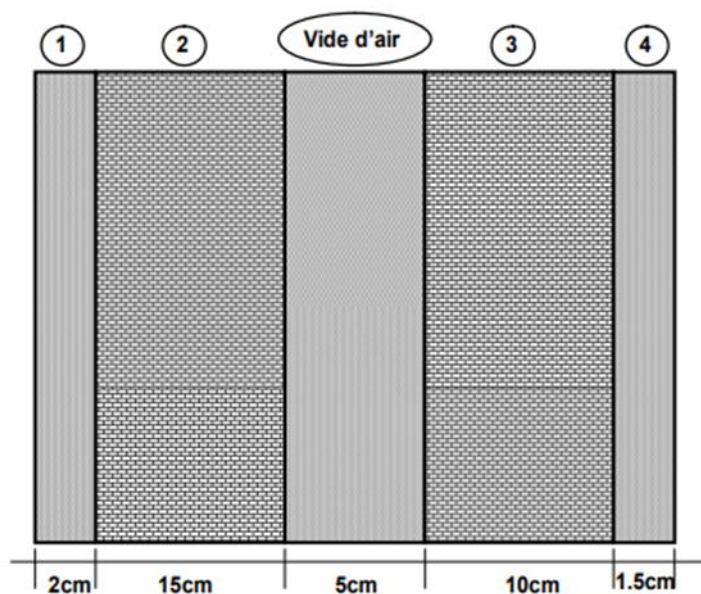


Figure II.3: Coupe transversale d'un mur extérieur

N°	Matériaux	Epaisseur(cm)	Poids volumique (KN/m^3)	Charge(KN/m^2)
1	Enduit extérieur en ciment	1.5	18	0.27
2	Paroi en brique creuse	10	/	0.15
3	Paroi en brique creuse	15	/	1.35
4	Enduit en plâtre	1.5	10	0.27
			G mur	2.67

Tableau II.3 : Charges et surcharge du mur extérieure

Les charges permanentes du Murs :

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessité d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

- Murs avec portes (90%G).
- Murs avec fenêtres (80%G).
- Murs avec portes et fenêtres (70%G)

Surcharge d'exploitation :

- Surcharge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible $Q=1\text{KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation des planchers étages courants (habitation) $Q=1.50\text{ KN/m}^2$

Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression que consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à $0.5Q$.

Q : Charge d'exploitation.

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$), on applique la loi suivante

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

II.2-Pré dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments de structure qui supporte les charges du plancher soumise à la flexion simple reposants elle-même sur des porteurs verticaux.

On a deux types de poutres : porteuses (principales) et non porteuse (secondaires).

- Selon le B.A.E.L. 91, le critère de rigidité pour les poutres est défini comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0.3d \leq b \leq 0.4d ; \text{ avec } d=0.9h \\ b < 30 \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ d : \text{ hauteur utile} \\ L : \text{ la plus grande portée entre axes d'appuis} \end{array} \right.$$

- Selon le RPA99/V2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

II.2.1-Poutres principales :

La plus grande portée dans le sens longitudinal entre axe des poutres principales. Elle supporte des poutres secondaires et reposants elle-même sur des porteurs verticaux :

$$L_{\max} = 480 \text{ cm}$$

$$\frac{480}{15} = 32 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq \frac{480}{10} = 48 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_{pp} = 40 \text{ cm}$$

$$d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$0.3 \times 36 = 10.8 \text{ cm} \leq b_{pp} \leq 0.4 \times 36 = 14.4 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b_{pp} = 30 \text{ cm}$$

Selon le RPA99/V2003, les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_{pp} \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b_{pp} = 30 \geq 20 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée} \\ h_{pp} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h_{pp} = 40 \geq 30 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \Rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

II.2.2-Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 475 \text{ cm}$$

$$\frac{475}{15} = 31.67 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq \frac{475}{10} = 47.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_{ps} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0.9 \times 35 = 31.5 \text{ cm}$$

$$0.3 \times 31.5 = 9.45 \text{ cm} \leq b_{ps} \leq 0.4 \times 31.5 = 12.6 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b_{ps} = 30 \text{ cm}$$

Selon le RPA99/V2003, les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \geq 20 \text{ (Condition Vérifiée)} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \geq 30 \text{ (Condition Vérifiée)} \\ \frac{35}{30} = 1.66 < 4 \text{ cm (condition vérifiée)} \end{array} \right.$$

Donc : on prend $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ comme section des poutres secondaires.

II.3-Pré dimensionnement des poteaux :

- Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité.
- La section de calcul du poteau est faite sur la base que ce dernier ne flambe pas
- Le calcul est basé sur la descente des charges et la loi de dégression des charges d'exploitation.

II.3.1- Loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

C'est la loi qui permet de calculer les surcharges d'exploitations verticales dans le cas des bâtiments de plus de cinq étages. On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages. On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitation suivantes :

Niveau des plancher	Σ surcharge	Σ surcharge(KN/m ²)
Terrasse	$\Sigma 0 = Q_0$	1
6	$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$	2.5
5	$\Sigma = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$	3.85
4	$\Sigma = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
3	$\Sigma = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.01
2	$\Sigma = Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7
1	$\Sigma = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.75

Tableau II.4 : Dégression des charges d'exploitation

D'où :

Sous terrasse : Q_0

Sous étage 1 : $Q_0 + Q_1$

Sous étage 2 : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Sous étage 3 : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage 4 : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous étage n : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ pour $n \geq 5$.

II.3.2-La surface afférente du poteau :

Le poteau le plus sollicité dans la présente structure se trouve dans le centre :

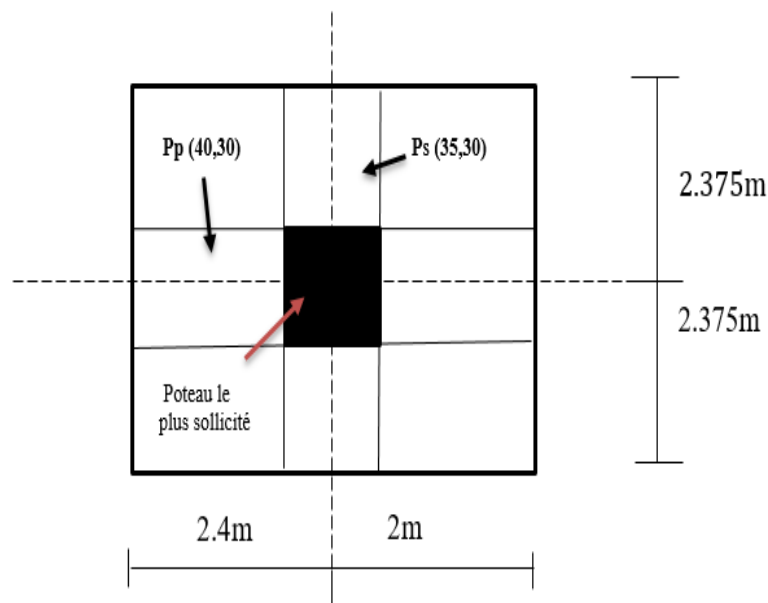


Figure II.4: La section le plus sollicité du poteau

$$S = (2.4 + 2)(2.375 + 2.375) = 20.90 \text{ m}^2$$

II.3.3 -Les efforts de compression due aux charges permanentes NG :

$$G_{pp} = n \times b_{pp} \times h_{pp} \times \gamma_{BA} \times L_p = 6 \times 0.30 \times 0.40 \times 25 \times 4.40 = 79.20 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = n \times b_{ps} \times h_{ps} \times \gamma_{BA} \times L_s = 6 \times 0.30 \times 0.35 \times 25 \times 4.75 = 74.81 \text{ KN}$$

$$G_{terasse} = G \times S = 6.13 \times 20.90 = 128.11 \text{ KN}$$

$$G_{étage} = n \times G \times s = 6 \times 5.46 \times 20.90 = 684.68 \text{ KN}$$

$$G_{total(pp,ps)} = 1.1(79.2 + 74.81) = 169.44 \text{ KN}$$

Majoration des efforts: On doit majorer les efforts de 10 %

$$N_G = 1.1(128.11 + 684.68) + 169.44 = 1063.51 \text{ kN}$$

$$N_Q = 1.1 \times s \times Q = 1.1 \times 7.75 \times 20.90 = 178.17 \text{ kN}$$

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1063.51 + 1.5 \times 178.17 = 1702.99 \text{ kN}$$

II.3.4-Détermination de la section transversale du poteau (a. b) : On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il ne flambe pas : c'est-à-dire $\lambda \leq 50$.

a) Détermination de "a" :

- $L_0 = 3.06 \text{ m}$

- **Longueur de flambement :** $L_f = 0.7 L_0 = 0.7 \times 3.06 = 214.20 \text{ cm}$.

- **Elancement d'EULER :** $\lambda \leq 50 \Rightarrow \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214.20}{i}$

- Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement : $I = \frac{b \times a^3}{12}$

- **Rayon de giration :** $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12ab}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.29a$

- **Rayon de giration :** $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12ab}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.29a$

$$\lambda = \frac{214.20}{0.29a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214.20}{0.29 \times 50} \Rightarrow a \geq 14.77 \text{ cm}$$

On prend : $a = 45 \text{ cm}$.

b) Détermination de « b » :

L'effort normal ultime N_u est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} - N_u \leq \left[\frac{B r \times f_{c28}}{0.9 \times \theta \times \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \\ - \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \end{array} \right.$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression)

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

- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$).

- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

- A_s : Section de l'acier comprimée zone I : $A_s = 0.8\% B_r$

- B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = ((a-2)(b-2)) \text{ cm}^2$).

$$Br = (35-2)(b-2) = 33(b-2) \Rightarrow As = \frac{0.8}{100} \times 33(b-2) = 0.264(b-2)$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{214.20}{0.29 \times 35} = 14.77 \leq 50 \text{ et } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.77}{35} \right)^2} = 0.820$$

$$Nu \leq 0.820 \left[\frac{33(b-2) \times 25 \times 10^2}{0.9 \times 1 \times 1.5} + \frac{0.240(b-2) \times 400 \times 10^2}{1.15} \right]$$

$$(b-2) \geq \frac{1702.99 \times 10^3}{0.820 \left(\frac{33 \times 25 \times 10^2}{0.9 \times 1 \times 1.5} + \frac{0.9 \times 33 \times 400 \times 10^2}{1.15 \times 10^2} \right)} \Rightarrow (b-2) \geq 29.07 \text{ cm} \Rightarrow b \geq 31.07 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ On prend $b = 45 \text{ cm}$.

Vérification des conditions du RPA99 /V2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a,b) > 25 \text{ cm}; \min(45,45) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a,b) > \frac{h_e}{20}; \min(45,45) = 45 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = \frac{45}{45} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : On adopte pour des poteaux une section carrée ($a=b$) :

Les types des poteaux selon la hauteur

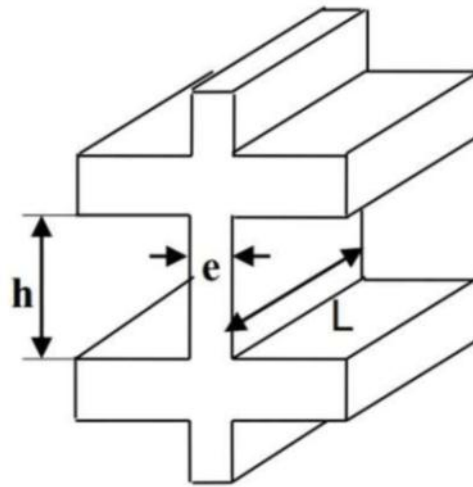
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{du RDC au 2ème étage } (45 \times 45) \text{ cm}^2 \\ \text{du 2ème au 4ème étage } (40 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{du 4ème au 6ème étage } (35 \times 35) \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Poteaux		Poutres principales		Poutres secondaires		Plancher à corps creux	
a (cm)	b (cm)	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)	Dalle de Compression (cm)	Corps Creux (cm)
45	45	30	40	30	35	4	20

Tableau II.5 : Récapitulation du pré dimensionnement des poutres et poteaux.

II.4- Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, destinés à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges), mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous des efforts horizontaux (vent et/ou séisme) et les transmettent aux fondations.



Le R.P.A. 99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$e \geq \max \left(\frac{h_e}{22}, 15\text{cm} \right)$$

$$e \geq \max \left(\frac{306}{22}, 15\text{cm} \right) = \max (13.90\text{cm}, 15\text{cm})$$

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

On adopte $e = 20\text{cm}$

Avec :

L : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

h_e : Hauteur d'étage

CHAPITRE III

Étude des planchers

III.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments structuraux tel que les poutres, les poteaux, les dalles et les voiles est une étape essentielle dans la conception des structure en génie civil, afin de garantir la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

La structure étudiée comporte des plancher en corps creux (20+4), le plancher est constitué de nervures appelées poutrelles de section en « Té » et par des éléments de remplissage en hourdis creux avec dalle de compression, ces éléments assurent principalement deux fonctions :

- **La résistance** : ils doivent supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations appliquées sur eux.
- **L'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

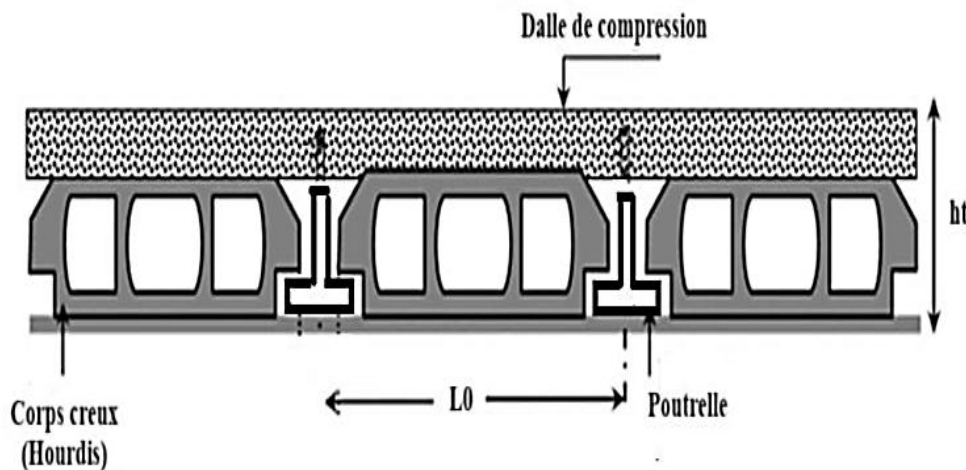


Figure III..1 : Plancher en corps creux

Corps creux : généralement en béton sont disposées entre les poutrelles et servent de coffrage à la dalle coulées sur toute la surface du plancher.

Les poutrelles : en béton armé coulées sur place ou préfabriquées ont la forme d'un T renversé ; les armatures entièrement enrobées de béton sont disposées perpendiculairement aux sens porteur et espacées de 65 cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis.

La dalle de compression : armée d'un simple quadrillage d'armature de compression (treillis soudés) et son rôle est de transmettre les charges et éviter les fissures du béton.

III.2. Calcul du plancher à corps creux :

III.2.1. Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles fonctionnent comme des sections en T, disposées perpendiculairement au sens porteur et espacées de 65cm sur lesquelles s'appuient les hourdis sachant que :

- Distance entre axes des nervures : $b = 65 \text{ cm}$
- Hauteur du plancher : $h = 24 \text{ cm}$
- Épaisseur de la nervure : $h_0 = 4 \text{ cm}$
- Largeur de la nervure : $b_0 = 12 \text{ cm}$

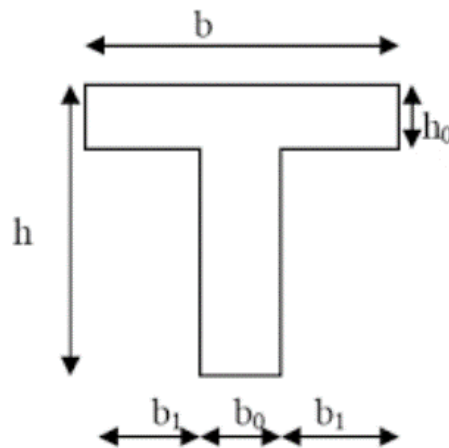


Figure III.2.: Coupe d'un plancher à corps creux

III.2.2. Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91/99 propose une méthode simplifiée dite « méthode forfaitaire » pour le calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants concernant les planchers des étages courant, pour le plancher terrasse on utilisera le logiciel RDM 6.

III.2.2.1. Méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les conditions suivantes sont remplies :

- La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$$
- la fissuration est considérée comme non préjudiciable .

a) : Principe de calcul des moments :

Il exprime les moments maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques " M_0 " de la travée indépendante.



Avec :

M_0 : le moment maximal dans la travée indépendante.

M_t : le moment maximale dans la travée étudiée.

M_w : le moment sur appui gauche de la travée.

M_e : le moment sur appui droite de la travée.

α : Le rapport des charges d'exploitation Q à la somme des charges permanentes G et les surcharge d'exploitation Q : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

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

– Travée de rive :

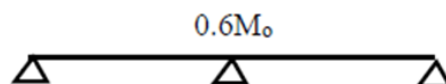
$$M_{t=\max} \left\{ \begin{array}{l} \max [(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05 \times M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \end{array} \right\}$$

– Travée intermédiaire :

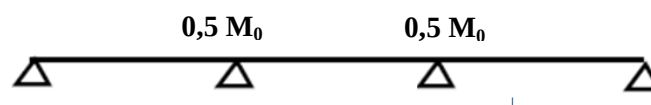
$$M_{t=\max} \left\{ \begin{array}{l} \max [(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05 \times M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \end{array} \right\}$$

b) : Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

1. Cas de 2 travées :



2. Cas de 3 travées :



3. Cas de plus de 4 travées :



Figure : Schéma explicatif des poutrelles à plus de quatre travées

c) : Principe de calcul de l'effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Le règlement BAEL91 prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

$$\begin{cases} T_W = \frac{M_W - M_e}{L} + \frac{q_u \times L}{2} \\ T_E = \frac{M_W - M_e}{L} - \frac{q_u \times L}{2} \end{cases}$$

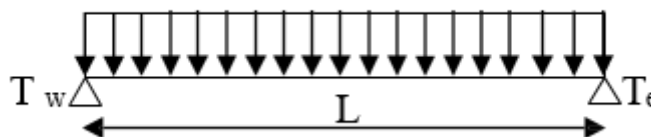


Figure III.3 :: Efforts tranchants d'une travée isostatique

III.2.2.2. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

La charge d'exploitation : $Q \leq \max(2G, 5\text{KN/m}^2)$

Plancher R.D.C, 1er au 6ème étage : $G = 5.56\text{KN/m}^2$ et $Q = 1.5\text{ KN/m}^2$

$Q = 1.5\text{ KN/m}^2 < 2G = 11.12\text{ KN/m}^2$Condition vérifiée.

Plancher terrasse : $G = 6.22\text{ KN/m}^2$ et $Q = 1\text{ KN/m}^2$

$Q = 1\text{ KN/m}^2 < 2G = 12.44\text{ KN/m}^2$Condition vérifiée.

• Poutrelle à inertie constante ($I = c^{Ste}$)..... Condition vérifiée.

• Fissuration peu préjudiciable.....Condition vérifiée.

• $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$Condition vérifiée.

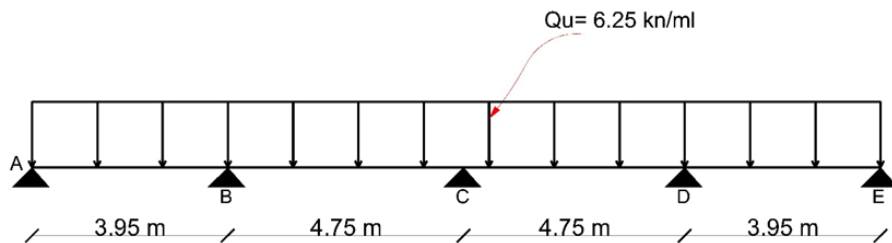
III.2.2.3. Détermination des sollicitations :

Niveaux	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b(m)	E.L.U : qu =(1.35G+1.5Q)b (KN/m)	E.L.S : qs = (G+Q)b (KN/m)
Etage courant	5.46	1.5	0.65	6.25	4.52
Terrasse accessible	6.13	1	0.65	6.35	4.63

Tableau III.1 : Différentes charges des poutrelles

III.3. Plancher étage courant :

☞ Exemple de calcul:

à L'ELU :

- $0,8 \leq \frac{3,95}{4,75} = 0,85 \leq 1,25$; $0,8 \leq \frac{4,75}{4,75} = 1 \leq 1,25$; $0,8 \leq \frac{4,75}{3,95} = 1,20 \leq 1,25 \dots$ Condition vérifiée.
- Fissuration non préjudiciable.....condition vérifiée.

L'ELU :

- Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = M_0^{DE} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{6,25 \times (3,95)^2}{8} = 12,19 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = M_0^{CD} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{6,25 \times (4,75)^2}{8} = 17,63 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis :

$$M_a = 0,20 M_0^{AB} = 0,20 \times 12,19 = 2,44 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0,50 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,50 \times 17,63 = 8,82 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0,40 \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0,40 \times 17,63 = 7,05 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0,50 \max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 0,50 \times 17,63 = 8,82 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0,20 M_0^{DE} = 0,20 \times 12,19 = 2,44 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

Travée(AB)et(DE) :

$$M_t^{AB} = M_t^{DE} \geq \max[(1 + 0,3 \times 0,215) \times 12,19 = 12,98; 1,05 \times 12,19 = 12,79] - \frac{2,44 + 8,82}{2} = 7,35 \text{KN.m}$$

$$M_t^{AB} = M_t^{DE} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,215}{2} \right) \times 12,19 = 7,71 \text{KN.m}$$

$$M_t^{AB} = M_t^{DE} = \max(7,35; 7,71) = 7,71 \text{KN.m}$$

Travée(BC)et(CD) :

$$M_t^{BC} = M_t^{CD} \geq \max[(1 + 0,3 \times 0,215) \times 17,63 = 18,77; 1,05 \times 17,63 = 18,51] - \frac{7,05 + 8,82}{2} = 10,84 \text{KN.m}$$

$$M_t^{BC} = M_t^{CD} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,215}{2} \right) \times 17,63 = 11,15 \text{KN.m}$$

$$M_t^{BC} = M_t^{CD} = \max(10,84; 11,15) = 11,15 \text{KN.m}$$

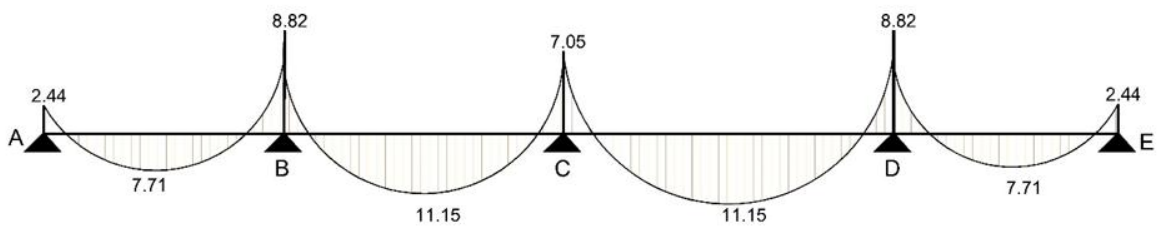


Figure III.3 : Diagramme des moments.

- Calcul les efforts tranchants :

Travée(AB) :

$$\begin{cases} T_w = \frac{2,44 - 8,82}{3,95} + \frac{6,25 \times 3,95}{2} = 10,72 \text{KN} \\ T_e = \frac{2,44 - 8,82}{3,95} - \frac{6,25 \times 3,95}{2} = -13,96 \text{KN} \end{cases}$$

Travée(BC) :

$$\begin{cases} T_w = \frac{8,82 - 7,05}{4,75} + \frac{6,25 \times 4,75}{2} = 15,22 \text{KN} \\ T_e = \frac{8,82 - 7,05}{4,75} - \frac{6,25 \times 4,75}{2} = -14,47 \text{KN} \end{cases}$$

Travée(CD) :

$$\begin{cases} T_w = \frac{7,05 - 8,82}{4,75} + \frac{6,25 \times 4,75}{2} = 14,47 \text{KN} \\ T_e = \frac{7,05 - 8,82}{4,75} - \frac{6,25 \times 4,75}{2} = -14,47 \text{KN} \end{cases}$$

Travée(DE) :

$$\begin{cases} T_w = \frac{8,82 - 2,44}{3,95} + \frac{6,25 \times 3,95}{2} = 13,96 \text{KN} \\ T_e = \frac{8,82 - 2,44}{3,95} - \frac{6,25 \times 3,95}{2} = -10,72 \text{KN} \end{cases}$$

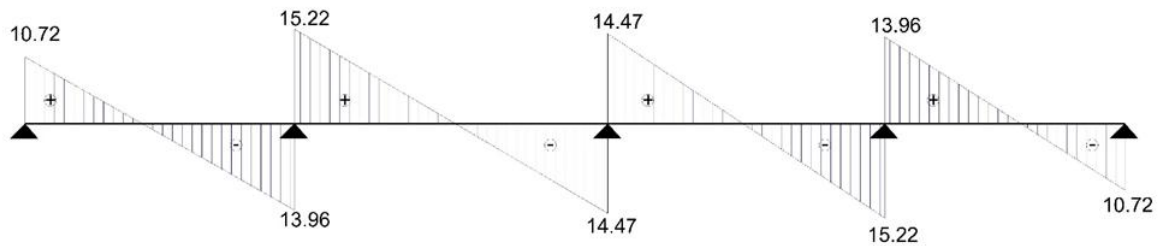


Figure III.4 : Digramme des efforts tranchants

L'ELS :

- Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = M_0^{DE} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{4,52 \times (3,95)^2}{8} = 8,82 \text{KN.m}$$

$$M_0^{BC} = M_0^{CD} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{4,52 \times (4,75)^2}{8} = 12,75 \text{KN.m}$$

- Moment sur appuis :

$$M_a = 0,20M_0^{AB} = 0,20 \times 8,82 = 1,76 \text{KN.m}$$

$$M_b = 0,50\max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,50 \times 12,75 = 6,38 \text{KN.m}$$

$$M_c = 0,40\max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0,40 \times 12,75 = 5,10 \text{KN.m}$$

$$M_d = 0,50\max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 0,50 \times 12,75 = 6,38 \text{KN.m}$$

$$M_e = 0,20M_0^{DE} = 0,20 \times 8,82 = 1,76 \text{KN.m}$$

- Moment en travée :

Travée(AB)et(DE) :

$$M_t^{AB} = M_t^{DE} \geq \max[(1 + 0,3 \times 0,215) \times 8,82 = 9,39; 1,05 \times 8,82 = 9,26] - \frac{1,76+6,38}{2} = 5,32 \text{KN.m}$$

$$M_t^{AB} = M_t^{DE} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,215}{2} \right) \times 8,82 = 5,58 \text{KN.m}$$

$$M_t^{AB} = M_t^{DE} = \max(5,32; 5,58) = 5,58 \text{KN.m}$$

Travée(BC)et(CD) :

$$M_t^{BC} = M_t^{CD} \geq \max[(1 + 0,3 \times 0,215) \times 12,75 = 13,75; 1,05 \times 12,75 = 13,39] - \frac{5,10+6,38}{2} = 7,83 \text{KN.m}$$

$$M_t^{BC} = M_t^{CD} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,215}{2} \right) \times 12,75 = 8,06 \text{KN.m}$$

$$M_t^{BC} = M_t^{CD} = \max(7,83; 8,06) = 8,06 \text{KN.m}$$

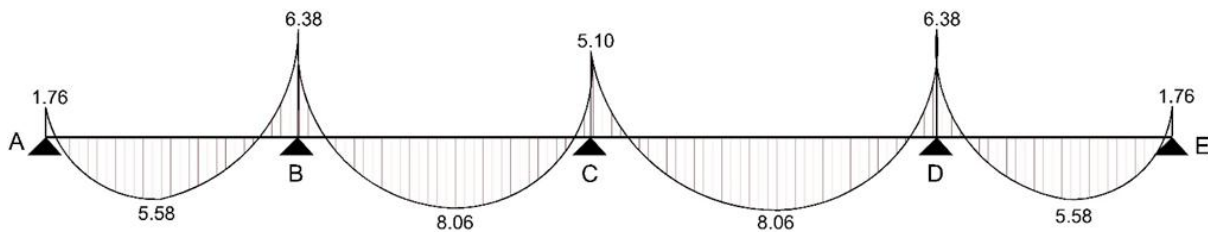


Figure III.3 : Diagramme des moments.

- Calcul les efforts tranchants :

Travée(AB) :

$$\begin{cases} T_w = \frac{1,76 - 6,38}{3,95} + \frac{4,52 \times 3,95}{2} = 7,75 \text{KN} \\ T_e = \frac{1,76 - 6,38}{3,95} - \frac{4,52 \times 3,95}{2} = -10,09 \text{KN} \end{cases}$$

Travée(BC) :

$$\begin{cases} T_w = \frac{6,38 - 5,10}{4,75} + \frac{4,52 \times 4,75}{2} = 11,00 \text{KN} \\ T_e = \frac{6,38 - 5,10}{4,75} - \frac{4,52 \times 4,75}{2} = -10,47 \text{KN} \end{cases}$$

Travée(CD) :

$$\begin{cases} T_w = \frac{5,10 - 6,38}{4,75} + \frac{4,52 \times 4,75}{2} = 10,47 \text{ KN} \\ T_e = \frac{5,10 - 6,38}{4,75} - \frac{4,52 \times 4,75}{2} = -11,00 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée(DE) :

$$\begin{cases} T_w = \frac{6,38 - 1,76}{3,95} + \frac{4,52 \times 3,95}{2} = 10,09 \text{ KN} \\ T_e = \frac{6,38 - 1,76}{3,95} - \frac{4,52 \times 3,95}{2} = -7,75 \text{ KN} \end{cases}$$

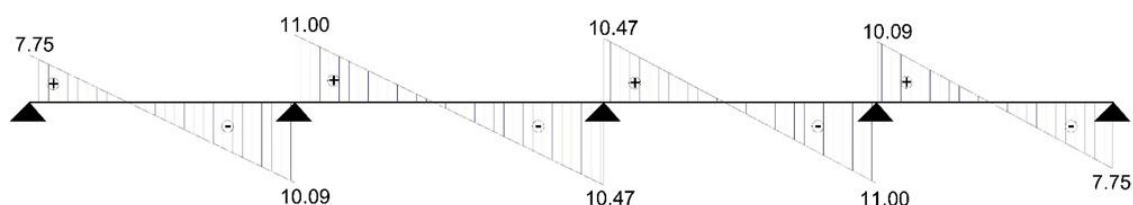


Figure III.3 : Digramme des efforts tranchants.

Résultats obtenus :

type	Travée	L(m)	ELU						ELS			
			M_0	M_t	M_w	M_e	T_w	T_e	M_0	M_t	M_w	M_e
01	AB	4,75	17,63	14,99	3,53	3,53	14,84	14,84	12,74	10,83	2,55	2,55
02	AB	4,75	17,63	11,71	3,53	10,58	13,35	16,32	12,74	8,47	2,55	7,64
	BC	4,75	17,63	11,71	10,58	3,53	16,32	13,35	12,74	8,47	7,64	2,55
03	AB	3,95	12,19	7,71	2,44	8,82	10,72	13,96	8,82	5,58	1,76	6,38
	BC	4,75	17,63	11,15	8,82	7,05	15,22	14,47	12,74	8,06	6,38	5,10
	CD	4,75	17,63	11,15	7,05	8,82	14,47	15,22	12,74	8,06	5,10	6,38
	DE	3,95	12,19	7,71	8,82	2,44	13,96	10,72	8,82	5,58	6,38	1,76

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des résultats pour le plancher étage courant

Les sollicitations de calcul :

$$\text{L'ELU : } \begin{cases} M_{t \max} = 14,99 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ rive}} = 3,53 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ int}} = 10,58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{L'ELS : } \begin{cases} M_{t \max} = 10,83 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ rive}} = 2,55 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ int}} = 7,64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Détermination du ferrailage (armatures longitudinales) :**

Le ferrailage sera calculé en fonction des sollicitations les plus défavorables et pour des raisons d'exécution, le ferrailage adopté sera généralisé pour toutes les poutrelles.

L'ELU :

En travée :

On calcule le moment équilibré par la table :

$$M_{table} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) ; \text{ avec : } d = 0,9 \times h = 0,9 \times 24 = 21,6 \text{ cm}$$

$$M_{table} = 65 \times 4 \times 14,2 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 72,36 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 14,99 \text{ KN.m} < M_{table} = 72,36 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc : l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en

Flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (b x ht) = (65 x 24) cm² :

$$M_t = 14,99 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} ; \text{ avec : } \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{14,99 \times 10^3}{65 \times (21,6)^2 \times 14,20} = 0,036 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,932$$

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} ; \text{ avec : } \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{14,99 \times 10^3}{0,932 \times 21,6 \times 348} = 2,14 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 21,6 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,69 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte : 3T10 = 2,36 cm²

En appui de rive : Le béton tendu est négligé, le calcul sera fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (12×24) cm²

Ma rive = 3,53 kN.m

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} ; \text{avec} : \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{3,53 \times 10^3}{12 \times (21,6)^2 \times 14,20} = 0,044 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,977$$

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} ; \text{avec} : \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{3,53 \times 10^3}{0,977 \times 21,6 \times 348} = 0,48 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 21,6 \times \frac{2,1}{400} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,48 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,31 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte : 1T10 = 0,79 cm²

En appui intermédiaire :

Le béton tendu est négligé, le calcul sera fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (12×24) cm²

Ma int = 10,58 kN.m

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} ; \text{avec} : \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{10,58 \times 10^3}{12 \times (21,6)^2 \times 14,20} = 0,134 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,928$$

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} ; \text{avec} : \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{10,58 \times 10^3}{0,928 \times 21,6 \times 348} = 1,52 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 21,6 \times \frac{2,1}{400} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,31 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte : 2T10 = 1,57 cm²

Calcul des armatures transversales A_T :

Le diamètre :

Après le BAEL 99 (A.5.1.23) , on a :

$$\phi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi L\right) mm.$$

$$\phi t \leq \min\left(\frac{240}{35} = 6,86; \frac{120}{10} = 12; 10\right) mm.$$

$$\phi t \leq \min(6,86; 12; 10) mm$$

On prend : $= 6 mm$

Calcul des espacements

$$St \leq \min(0,9d; 40 cm) \rightarrow St \leq \min(0,9 \times 21,6 = 19,44; 40 cm)$$

$$St \leq 19,44 cm.$$

$$St = 15 cm$$

D'après le RPA99/V2003 :

$$\text{En zone nodale : } St \leq \min(10Q_L; 15 cm) \Rightarrow St = 10 cm$$

$$\text{En zone courante: } St \leq 15Q_L \Rightarrow St = 15 cm.$$

Vérification au cisaillement :

L'effort tranchant maximal : $T_{max} = 16,32 kN$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{16,32 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0,63 MPa$$

Pour Fissuration Non préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \min(0,2 \times f_{ct28};$

$$4 MPa) = \min(0,2 \times 25 = 3,25 MPa; 4 MPa)$$

$$\tau_u = 0,63 MPa < \bar{\tau}_u = 3,25 MPa \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{tser} = 10,83 kN.m$$

Position de l'axe neutre :

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de section homogène «s» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{b \times y^2}{2} + \eta \times A' s (y - c') - \eta \times A s (d - y) = 0$$

$$\frac{65 y^2}{2} - 15 \times 2,36 (21,6 - y) = 0$$

$$32,5 y^2 + 35,44 y - 764,64 = 0$$

$$Y = 4,34 cm$$

Y : l'axe neutre tombe dans la nervure (section T)

Moment d'inertie :

$$I_G = \frac{by^3}{12} + \eta A' s(y - c') + \eta A s(d - y)$$

$$I_G = \frac{65 \times 4,34^3}{12} + 15 \times 2,36(21,6 - 4,34)^2$$

$$I_G = 12317,10 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = k \times y ; \text{ avec } k = \frac{M_{ser}}{I_G}$$

$$\sigma_{BC} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times Y = \frac{10,83 \times 10^3}{12317,10} \times 4,34 = 3,82 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3,82 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

La fissuration non préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier.

Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\frac{h_t}{L} > \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{24}{475} = 0,051 = 0,046 > 0,044 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} > \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0 \text{ ser}}} \Rightarrow \frac{24}{475} = 0,051 < \frac{10,83}{15 \times 12,74} = 0,057 \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} < \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 21,6} = 0,009 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \text{condition vérifiée.}$$

La deuxième condition ne sont pas vérifiées ; on procédera donc au calcul de la flèche.

Donc : on passe au calcul pratique de la flèche :

$$F_i = \frac{M_i \times L^2}{10 E_i I f_i} ; F_v = \frac{M_v \times L^2}{10 E_v I f_v}$$

Fi: flèche due aux charges de faible durée d'application

Fv: flèche due aux charges de longue durée d'application.

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

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

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{A_i y_i}{A_i} = \frac{(b \times h_0) \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0 \right) + \left[\frac{(h - h_0) b_0 (h - h_0)}{2} \right] + \eta A_{sc}}{(b \times h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta A_s}$$

$$Y_G = \frac{(65 \times 4) \left(\frac{4}{2} + 24 - 4 \right) + \left[\frac{(24 - 4) \times 12 (24 - 4)}{2} \right] + 15 \times 2,36 \times 2}{(65 \times 4) + (24 - 4) \times 12 + 15 \times 2,36}$$

$$Y_G = 15,29 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I_G = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_G = \frac{65 \times (15,29)^2}{3} - \frac{(65 - 12)(15,29 - 4)^3}{3} + \frac{12(24 - 15,29)^3}{3} + 15 \times 2,36(21,6 - 15,29)^2$$

$$I_G = 56077,81 \text{ cm}^4$$

Charges prises en comptes :

1-charge permanente avant mise du revêtement : $J = 3,20 \times 0,65 = 2,08 \text{ KN/m}$.

2-charge permanente après mise du revêtement : $G = 5,46 \times 0,65 = 3,55 \text{ KN/m}$.

3-charge totale à l'E.L. S : $P = (G+Q)$: $P = (5,46+1,5) \times 0,65 = 4,52 \text{ KN/m}$

Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85 \cdot J \cdot L^2 / 8 = 0,85 \times 2,08 (4,75)^2 / 8 = 4,99 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85 \cdot G \cdot L^2 / 8 = 0,85 \times 3,55 (4,75)^2 / 8 = 8,51 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,85 \cdot P \cdot L^2 / 8 = 0,85 \times 4,52 (4,75)^2 / 8 = 10,84 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes :

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 ; \text{ avec } : Z = 0,9 \times 21,6 = 19,44 \text{ cm}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_s \times Z} = \frac{8,51 \times 10^3}{2,36 \times 19,44} = 185,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Sj} = \frac{M_j}{A_s \times Z} = \frac{4,99 \times 10^3}{2,36 \times 19,44} = 108,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A_s \times Z} = \frac{10,84 \times 10^3}{2,36 \times 19,44} = 236,28 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients: λ_i, λ_v :

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 21,6} = 0,009$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{d}\right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{21,6}\right) \times 0,009} = 3,18$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3,18 = 1,27$$

Calcul des coefficients : u_G, u_p, u_j :

$$u_i = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$u_G = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,009 \times 185,48 + 2,1} \right] = 0,58$$

$$u_p = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{Sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,009 \times 236,28 + 2,1} \right] = 0,65$$

$$u_j = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{Sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,009 \times 108,77 + 2,1} \right] = 0,39$$

Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i \times u_i)}$$

$$I_{fi}^G = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times u_G)} = \frac{1,1 \times 56077,81}{(1 + 3,18 \times 0,58)} = 21686,68 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times u_p)} = \frac{1,1 \times 56077,81}{(1 + 3,18 \times 0,65)} = 20112,68 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^j = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times u_j)} = \frac{1,1 \times 56077,81}{(1 + 3,18 \times 0,39)} = 27535,75 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^G = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_v \times u_G)} = \frac{1,1 \times 56077,81}{(1 + 1,27 \times 0,58)} = 35520,90 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^p = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_v \times u_p)} = \frac{1,1 \times 56077,81}{(1 + 1,27 \times 0,65)} = 33791,07 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_v \times u_j)} = \frac{1,1 \times 56077,81}{(1 + 1,27 \times 0,39)} = 41252,99 \text{ cm}^4$$

Calcul des valeurs de la flèche correspondante :

$$F_i = \frac{M_i \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

$$E_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10E_i I_{fi}^j} = \frac{4,99 \times 10^3 \times (4,75)^2}{10 \times 32164,20 \times 27535,75} = 0,13cm$$

$$E_{ip} = \frac{M_j \times L^2}{10E_i I_{fi}^p} = \frac{4,99 \times 10^3 \times (4,75)^2}{10 \times 32164,20 \times 20112,68} = 0,38cm$$

$$E_{ig} = \frac{M_j \times L^2}{10E_i I_{fi}^G} = \frac{4,99 \times 10^3 \times (4,75)^2}{10 \times 32164,20 \times 21686,68} = 0,28cm$$

$$F_v = \frac{M_v \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$F_v = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}^G} = \frac{8,51 \times 10^3 \times (475)^2}{10 \times 10818,87 \times 35520,90} = 0,50cm$$

La flèche :

$$F_{totale} = (F_{vj} - F_{ij}) + (F_{ip} - F_{ig}) = (0,50 - 0,13) + (0,38 - 0,23) = 0,47cm$$

$$F_{adm} = \frac{L}{400} = \frac{475}{400} = 1,19cm$$

$F_{totale} = 0,47cm < F_{adm} = 1,19cm$... condition vérifiée.

Donc : il n'y a pas de risque de la flèche

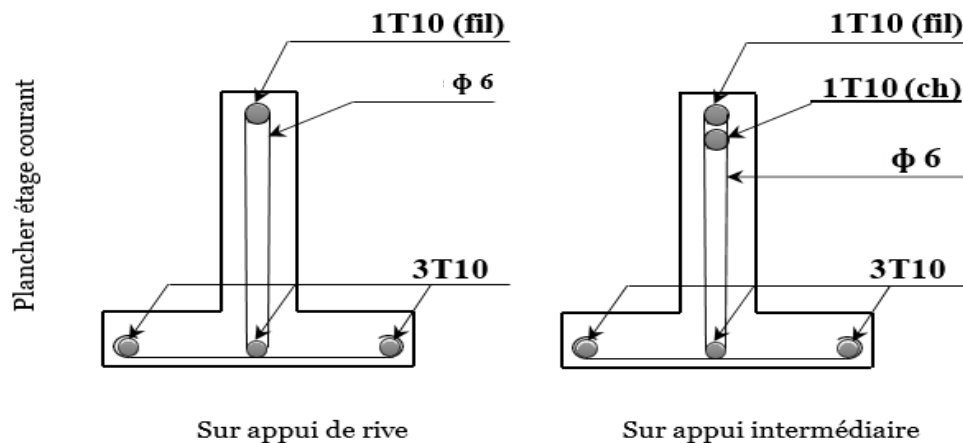


Figure III.5: Disposition du ferrailage étage courant.

III.3.2-Plancher terrasse inaccessible : Pour le calcul des sollicitations en utilise le logiciel RDM 6.

L'ELU :

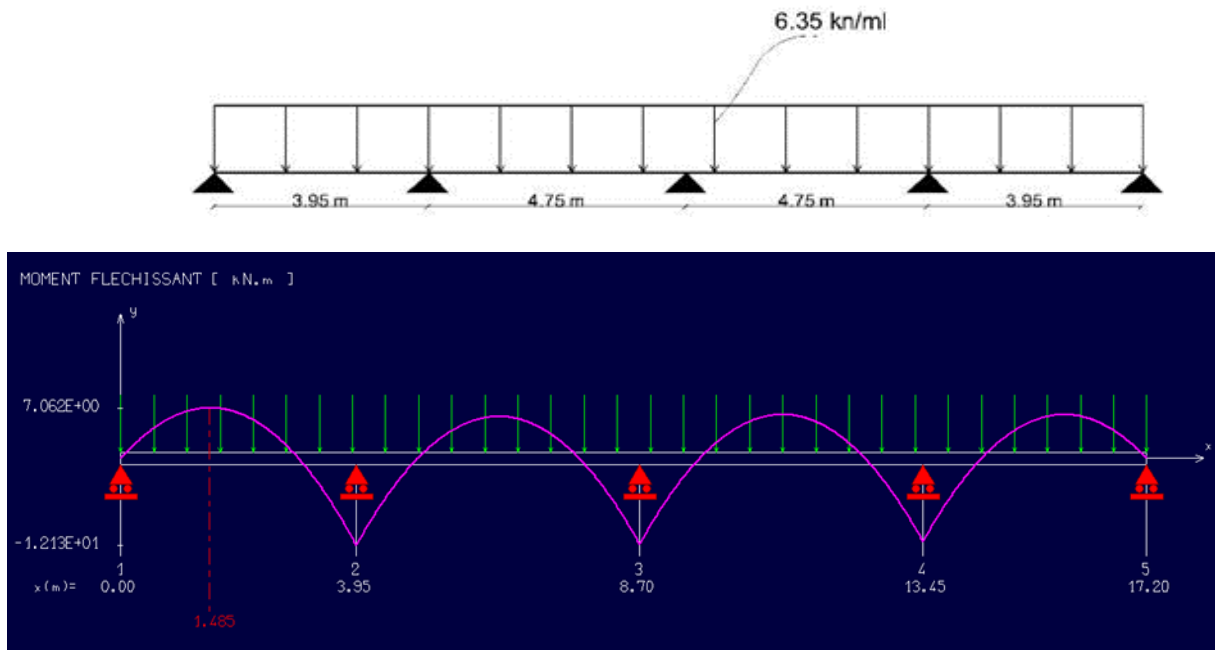


Figure III.6: Diagramme moment fléchissant terrasse inaccessible

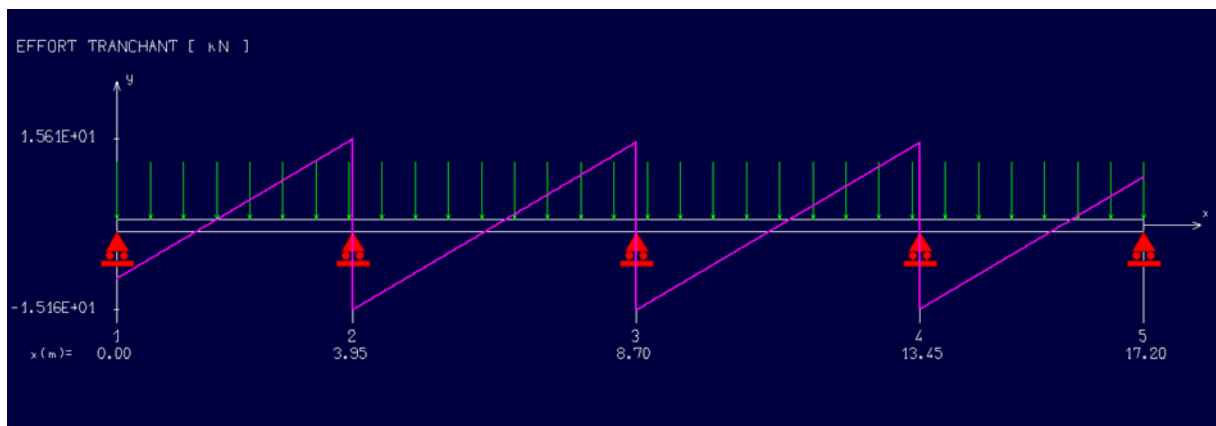
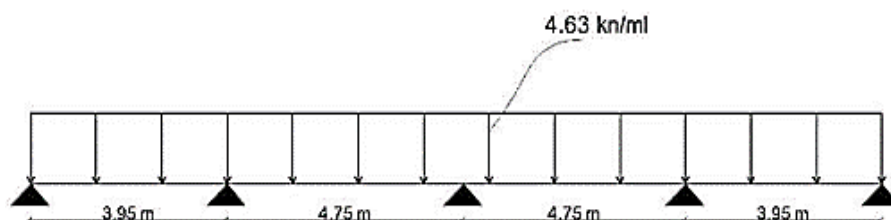


Figure III.7 : Diagramme effort tranchant terrasse inaccessible

$$\text{ELU} : \begin{cases} M_t = 12,13 \text{ kN.m} \\ M_a = 7,06 \text{ kN.m} \\ T = 15,61 \text{ kN} \end{cases}$$

L'ELS :

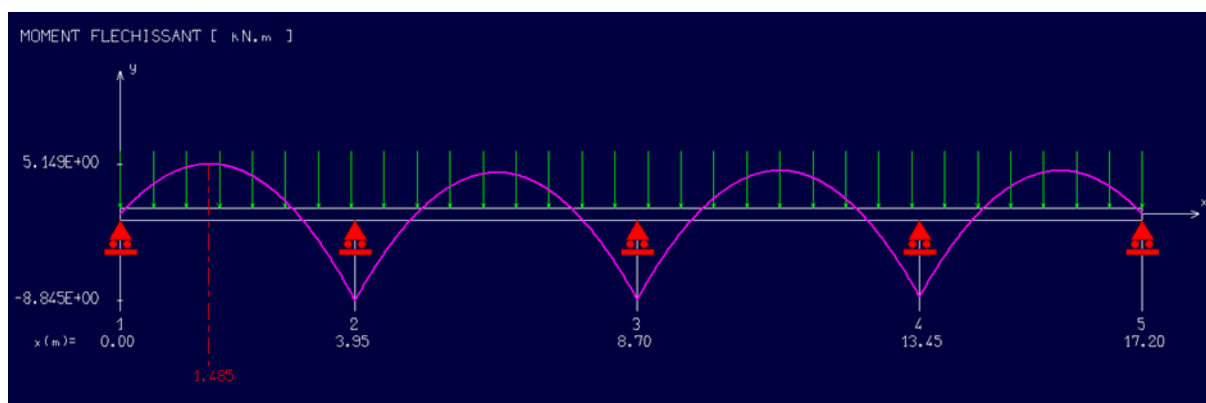


Figure III.8: Diagramme moment fléchissant terrasse inaccessible

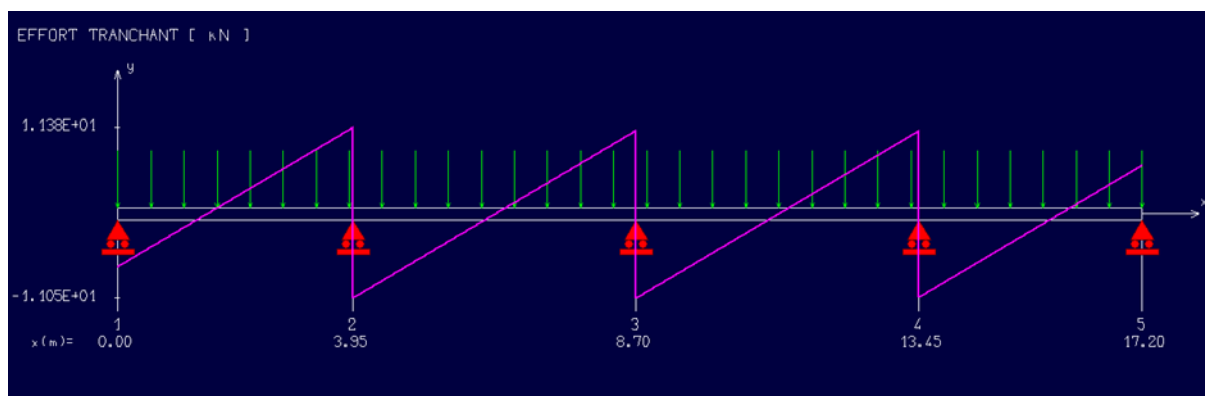


Figure III.9 : Diagramme effort tranchant terrasse inaccessible

Les sollicitations retenues pour le calcul de ferrillages sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 13,05 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ rive}} = 1,24 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ int}} = 18,85 \text{ KN.m} \\ T = 17,91 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 13,05 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ rive}} = 1,24 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ int}} = 13,74 \text{ KN.m} \\ T = 13,05 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Calcul du ferrailage des poutrelles :

- Armatures longitudinales :

L'ELU :

On calcule le moment équilibré par la table :

$$M_{table} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) ; \text{avec : } d = 0,9 \times h = 0,9 \times 24 = 21,6 \text{ cm}$$

$$M_{table} = 65 \times 4 \times 14,2 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 72,36 \text{ KN.m}$$

$M_t = 14,99 \text{ KN.m} < M_{table} = 72,36 \text{ KN.m}$ condition vérifiée.

Donc : l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en

Flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$:

En travée : (65 ; 24) cm

$$M_t = 14,99 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t \text{ max}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} ; \text{avec : } \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{13,05 \times 10^3}{65 \times (21,6)^2 \times 14,20} = 0,030 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,985$$

$$A_s = \frac{M_{t \text{ max}}}{\beta \times d \times \sigma_s} ; \text{avec : } \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{13,05 \times 10^3}{0,985 \times 21,6 \times 348} = 1,76 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 21,6 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,76 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,69 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte : 3T10=2,36cm²

En appui : Le béton tendu est négligé, le calcul sera fait pour une section rectangulaire (b0× h) = (12×24) cm²

Ma rive =1,24KN.m

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} ; \text{avec : } \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{1,24 \times 10^3}{12 \times (21,6)^2 \times 14,20} = 0,015 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,992$$

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} ; \text{avec : } \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{1,24 \times 10^3}{0,992 \times 21,6 \times 348} = 0,17 \text{ cm}^2$$

On adopte : 1T10=0,79cm²

En appui :

Le béton tendu est négligé, le calcul sera fait pour une section rectangulaire (b0× h) = (12×24) cm²

Ma int =18,85KN.m

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} ; \text{avec : } \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{18,85 \times 10^3}{12 \times (21,6)^2 \times 14,20} = 0,238 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,862$$

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} ; \text{avec : } \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{18,85 \times 10^3}{0,862 \times 21,6 \times 348} = 2,90 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 21.6 \times \frac{2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.90 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.31 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte : 2T14=3,08cm²

Calcul des armatures transversales A_T :**Le diamètre :**

Après le BAEL 99 (A.5.1.23), on a :

$$\phi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi L\right) \text{ mm.}$$

$$\phi t \leq \min\left(\frac{240}{35} = 6.86; \frac{120}{10} = 12; 10\right) \text{ mm.}$$

$$\phi t \leq \min(6.86; 12; 10) \text{ mm}$$

On prend : =6mm

Calcul des espacements

$$St \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq \min(0.9 \times 21.6 = 19.44; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq 19.44 \text{ cm.}$$

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

D'après le RPA99/V2003 :

$$\text{En zone nodale : } St \leq \min(10Q_L; 15 \text{ cm}) \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante: } St \leq 15Q_L \Rightarrow St = 15 \text{ cm.}$$

Vérification au cisaillement :

L'effort tranchant maximal : $T_{max} = 17.91 \text{ kN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{17.91 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.216} = 0.69 \text{ MPa}$$

Pour Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \times f_{ct28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = \min(0.2 \times 25 / 1.5 = 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0.69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{tser} = 10.83 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre :

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de section homogène «s» et la fibre la plus

comprimée.

$$\frac{b \times y^2}{2} + \eta \times A's(y - c') - \eta \times As(d - y) = 0$$

$$\frac{65y^2}{2} - 15 \times 2,36(21,6 - y) = 0$$

$$32,5y^2 + 35,44y - 764,64 = 0$$

$$Y = 4,34 \text{ cm}$$

Y : l'axe neutre tombe dans la nervure (section T)

Moment d'inertie :

$$I_G = \frac{by^3}{12} + \eta A's(y - c') + \eta As(d - y)$$

$$I_G = \frac{65 \times 5,083^3}{12} + 15 \times 2,36(21,6 - 5,083)^2$$

$$I_G = 12317,10 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = k \times y ; \text{ avec: } k = \frac{M_{ser}}{I_G}$$

$$\sigma_{BC} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times Y = \frac{13,05 \times 10^3}{12317,10} \times 4,34 = 4,60 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4,60 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

La fissuration non préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier.

Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\frac{h_t}{L} > \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{24}{475} = 0,051 = 0,046 > 0,044 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} > \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0_{ser}}} \Rightarrow \frac{24}{475} = 0,051 < \frac{13,05}{15 \times 13,06} = 0,067 \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} < \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 21,6} = 0,009 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \text{condition vérifiée.}$$

La deuxième condition ne sont pas vérifiées ; on procédera donc au calcul de la flèche.

Donc : on passe au calcul pratique de la flèche :

$$F_i = \frac{M_i \times L^2}{10 E_i I f_i} ; F_v = \frac{M_v \times L^2}{10 E_v I f_v}$$

Fi: flèche due aux charges de faible durée d'application

Fv: flèche due aux charges de longue durée d'application.

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

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

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{A_i y_i}{A_i} = \frac{(b \times h_0) \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0 \right) + \left[\frac{(h - h_0) b_0 (h - h_0)}{2} \right] + \eta A_{sc}}{(b \times h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta A_s}$$

$$Y_G = \frac{(65 \times 4) \left(\frac{4}{2} + 24 - 4 \right) + \left[\frac{(24 - 4) \times 12 (24 - 4)}{2} \right] + 15 \times 2,36 \times 2}{(65 \times 4) + (24 - 4) \times 12 + 15 \times 2,36}$$

$$Y_G = 15,29 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_G = \frac{65 \times (15,29)^2}{3} - \frac{(65 - 12)(15,29 - 4)^3}{3} + \frac{12(24 - 15,29)^3}{3} + 15 \times 2,36 (21,6 - 15,29)^2$$

$$I_G = 56077,81 \text{ cm}^4$$

Charges prises en comptes :

1-charge permanente avant mise du revêtement : J = 3,20 x 0,65 = 2,08 KN/m.

2-charge permanente après mise du revêtement : G = 6,13 x 0,65 = 3,98 KN/m.

3-charge totale à l'E.L.S : P = (G+Q): P = (6,13+1) x 0,65 = 4,63 KN/m

Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85 \cdot J \cdot L^2 / 8 = 0,85 \times 2,08 (4,75)^2 / 8 = 4,99 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85 \cdot G \cdot L^2 / 8 = 0,85 \times 3,98 (4,75)^2 / 8 = 9,54 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,85 \cdot P \cdot L^2 / 8 = 0,85 \times 4,63 (4,75)^2 / 8 = 11,10 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes :

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 ; \text{ avec } : Z = 0,9 \times 21,6 = 19,44 \text{ cm}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_s \times Z} = \frac{9,54 \times 10^3}{2,36 \times 19,44} = 207,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A_s \times Z} = \frac{4,99 \times 10^3}{2,36 \times 19,44} = 108,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_s \times Z} = \frac{11,10 \times 10^3}{2,36 \times 19,44} = 241,94 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients: λ_i, λ_v :

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 21,6} = 0,009$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{d}\right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{21,6}\right) \times 0,009} = 3,18$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3,18 = 1,27$$

Calcul des coefficients : u_G, u_p, u_j :

$$u_i = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$u_G = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,009 \times 207,94 + 2,1} \right] = 0,62$$

$$u_p = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{SP} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,009 \times 241,94 + 2,1} \right] = 0,39$$

$$u_j = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{SJ} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,009 \times 108,77 + 2,1} \right] = 0,66$$

Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i \times u_i)}$$

$$I_{fi}^G = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times u_G)} = \frac{1,1 \times 56077,81}{(1 + 3,18 \times 0,62)} = 20758,38 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times u_p)} = \frac{1,1 \times 56077,81}{(1 + 3,18 \times 0,66)} = 19906,28 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^j = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times u_j)} = \frac{1,1 \times 56077,81}{(1 + 3,18 \times 0,39)} = 27535,75 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^G = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_v \times u_G)} = \frac{1,1 \times 56077,81}{(1 + 1,27 \times 0,62)} = 34511,35 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^p = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_v \times u_p)} = \frac{1,1 \times 56077,81}{(1 + 1,27 \times 0,66)} = 33557,61 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_v \times u_j)} = \frac{1,1 \times 56077,81}{(1 + 1,27 \times 0,39)} = 41252,99 \text{ cm}^4$$

Calcul des valeurs de la flèche correspondante :

$$F_v = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}^G} = \frac{8,51 \times 10^3 \times (475)^2}{10 \times 10818,87 \times 34511,35} = 0,58 \text{ cm}$$

La flèche :

$$F_{totale} = (F_{vj} - F_{ij}) + (F_{ip} - F_{ig}) = (0,58 - 0,17)(0,39 - 0,32) = 0,48 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{400} = \frac{475}{400} = 1,19 \text{ cm}$$

$$F_{totale} = 0,48 \text{ cm} < F_{adm} = 1,19 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc : il n'ya pas de risque de la flèche

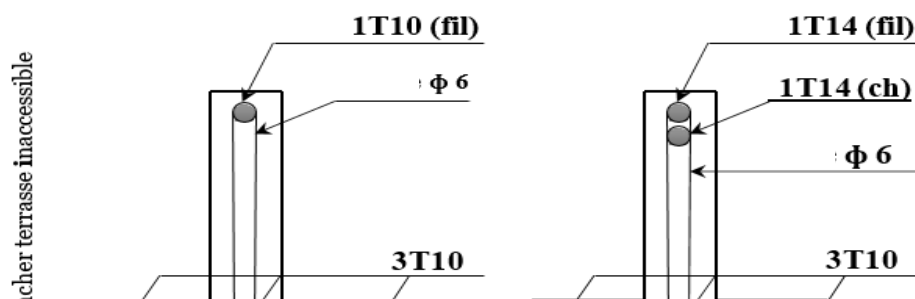


Figure III.10: Disposition du ferrailage terrasse inaccessible.

Calcul du ferrailage de la dalle de compression :

Ce calcul est valable pour tous les plancher à corps creux de la construction, la dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres en treillis soudées, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5 par m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 25cm (4 par m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

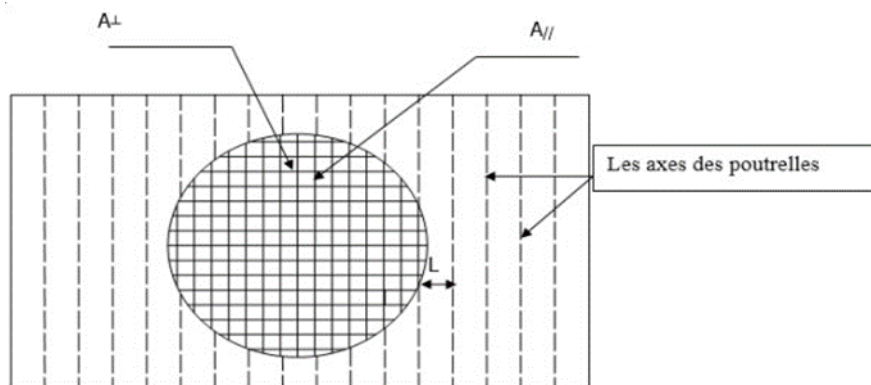


Figure III.11:: Ferrailage de la dalle de compression.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

L : entre axes des poutrelles qui est égale à 65cm

$$50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_{\perp} : 5\Phi 5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{\parallel} \geq \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_{\parallel} : 4\Phi 5 = 0,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend un quadrillage de section $5\Phi 5$ avec un espacement de 20cm.

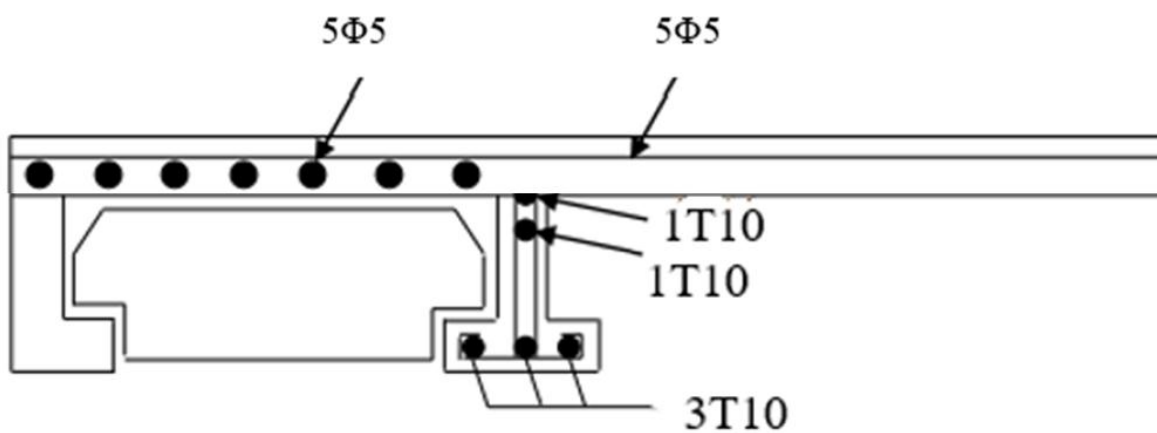


Figure : Ferrailage du plancher en corps creux.

CHAPITRE IV

Étude des éléments secondaire

IV.1 Acrotère :

IV.1.1. Introduction : L'acrotère est un couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute. Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante et au séisme qui créent un moment de renversement.

IV.1.2. Dimensions :

La hauteur $H = 60 \text{ cm}$

L'épaisseur $e_p = 10 \text{ cm}$

Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable)

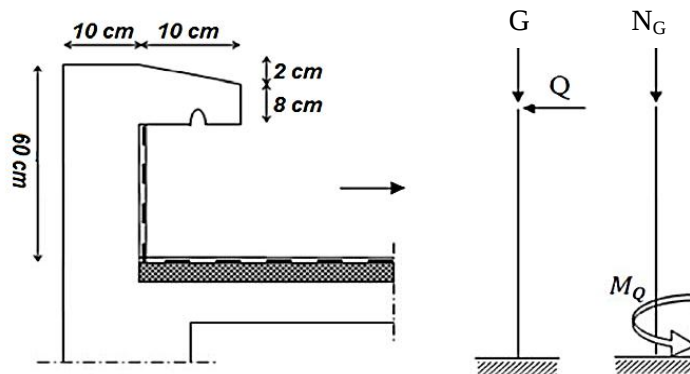


Figure IV.1 : Schéma statique et dimensions de l'acrotère

IV.1.3. Calcul des sollicitations

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,90}{3,03} = 0,30 \text{ m}$$

IV.1.3.1. Poids propre :

$$S = [(0,6 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + (\frac{0,02 \times 0,1}{2})] = 0,069 \text{ cm}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,069 \times 25 = 1,725 \text{ KN/ml}$$

IV.1.3.2. Surcharge :

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q = 1,00 \text{ KN/m}$

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,725 = 2,328 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

IV.1.3.3. Enrobage :

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

$$\text{L'excentricité : } e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,90}{3,03} = 0,30 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,30 \text{ m}$$

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

IV.1.4. Calcul du ferrailage (ELU) :

– Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée :

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 3,04 \left(0,30 + \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 1 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - c') - M_u \leq [0,337h - 0,81c'] \times b \times h \times \sigma_{bc}$$

$$\begin{cases} N_u(d - c') - M_u = 3,04(0,08 - 0,02) - 0,90 = -0,72 \text{ KN.m} \\ (0,337h - 0,81c') \times b \times h \times \sigma_{bc} = (0,337 \times 0,10 - 0,81 \times 0,02) \times 1 \times 0,10 \times 14,14 \times 10^3 = 24,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$-0,72 \text{ KN.m} < 24,75 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire pour une bande de 1 m : $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

– Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$M_u = 0,98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} ; \text{ avec : } \begin{cases} d = 0,9 \times h = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \\ f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{0,98 \times 10^3}{100(9)^2 \times 14,17} = 0,0078 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,996$$

• **Calcul de la section d'armatures :** Flexion simple :

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,90 \times 10^3}{0,966 \times 9 \times 348} = 0,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Flexion composée :

$$A_{su} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,29 - \frac{3,04 \times 10^2}{100 \times 348} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IV.1.5. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

Les armatures principales :

$$A_{s\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,1}{400} = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max(A_{fs}; A_{su}; A_{s\min}) = \max(0,29; 0,28; 1,08) \text{ cm}^2 = 1,080 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: 4Φ6 p.m=1,13cm²/ml $S_t = 25 \text{ cm}$

• Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4Φ6 p.m = 1,13cm²/ml ; $S_t = 25 \text{ cm}$

IV.1.6. Vérification des contraintes (E. L. S) :

■ Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 2,25 + \frac{0,10}{2} - 0,02 = 0,74 \text{ KN.m}$$

■ Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - \eta A_s (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} y^2 - 15 \times 1,13 (9 - y) = 0$$

$$50y^2 + 16,95y - 152,55 = 0$$

$$Y = 1,58 \text{ cm}$$

■ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100}{3} (1,58)^3 + 1,15 \times 1,13 (9 - 1,58)^2$$

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

IV.1.7. Détermination des contraintes dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{0,74 \times 10^3}{1064,68} \times 1,58 = 1,10 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,10 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

IV.1.8. Détermination des contraintes dans l'acier tendue :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{0,74 \times 10^3}{1064,68} \times 1,58 = 1,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{0,74 \times 10^3}{1064,68} \times 1,58 = 1,10 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,10 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

IV.1.8. Détermination des contraintes dans l'acier tendue:

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d-y) = 15 \frac{0,74 \times 10^3}{1064,68} (9-1,58) = 77,36 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} : \text{fissuration préjudiciable}$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 = 266,66 \text{ MPa}; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} = 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} = 202 \text{ MPa} \right\} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 77,36 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée .}$$

IV.1.8. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} ; \text{ avec : } V_{max} = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ KN} = 0,0167 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \min (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = \min (0,1 \times 25 = 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0167 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée .}$$

IV.1.9. Disposition du ferrailage :

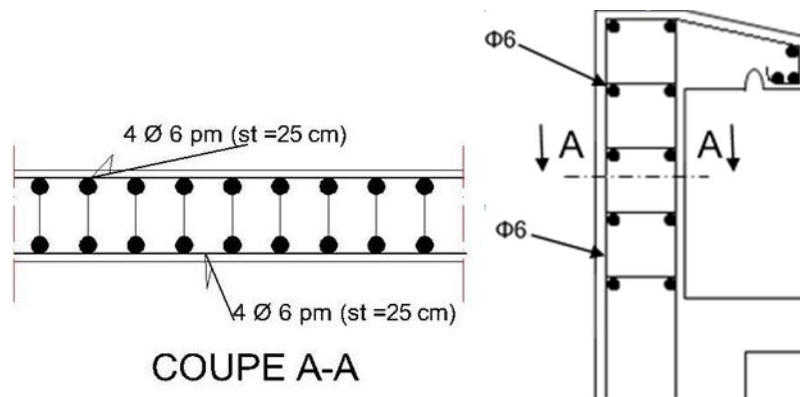


Figure IV-2. Disposition du ferrailage de l'acrotère

IV.2. Balcon :**IV.2.1.Introduction :**

Dans les constructions les balcons peuvent avoir plusieurs types selon deux critères :

- a- Critère architectural : sont classés en fonction de leurs destinations, (auvent - loggia - séchoir)
- b- Critère de résistance : sont classés en fonction des conditions aux appuis (en console - sur trois Appuis ou sur quatre appuis).

Leurs épaisseurs résultent des conditions de :

- Résistance à la flexion
- Isolation acoustique
- Sécurité en matière d'incendie

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

Au niveau de notre projet, on a un seul type de balcon : balcon en console 1,70m de portée donc On adopte comme épaisseur de la dalle $e = 15\text{cm}$

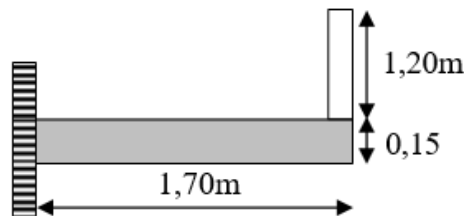


Figure IV.3 : Schéma représente le type de balcon

IV.2.2. Balcon étages courants :**IV.2.2.1. Etude des charges et des sollicitations :**

Désignation	e (cm)	Poids KN /m ²	Poids KN /m ²
Revêtement en carrelage	2	2× 0, 2	0,4
Mortier de pose	2	2× 0, 2	0,4
Lit de sable	2	0,02× 18	0,36
La dalle	15	0,15× 25	3,75
Enduit en ciment	2	2× 0, 20	0, 40
		G =5 ,31 KN/m ²	
		Q=3,5 KN/m ²	

Tableau IV-1. Descente de charges sur balcon**IV.2.2.2. Charge surfacique et linéaire :****A l'E.L.U :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q).1m = (1,35 \times 5,31) + (1,5 \times 3,5) \times 1m = 12,42 \text{ KN/m}$$

A l'E.L.S:

$$q_{ser} = (G + Q).1m = (5,31 + 3,5) \times 1m = 8,81 \text{ KN/ml}$$

- Poids propre du mur :

Le porte à faux supporte la charge d'un mur en brique à double cloison de 1,2 m de hauteur.

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times 1m = 9 \times 0,10 \times 1,20 \times 1m = 1,08 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } P_{u\text{ mur}} = 1,35P_{mur} = 1,35 \times 1,08 = 1,46 \text{ kN}$$

- Poids de l'enduit (intérieur et extérieur) :(couche de 1.5cm) :

$$P_{enduit} = \delta \times b \times h \times 1m$$

$$\begin{cases} p_{extérieure} = 0,18 \times 2 \times 1,20 \times 1m = 0,432 \text{ KN} \\ p_{intérieure} = 0,18 \times 1,5 \times 1,20 \times 1m = 0,324 \text{ KN} \end{cases}$$

$$P_{enduit} = 0,756 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } P_{u\text{ enduit}} = 1,35P_{enduit} = 1,35 \times 0,756 = 1,02 \text{ KN}$$

Poids totales :

$$P_t = P_{mur} + P_{enduit} = 1,08 + 0,756 = 1,83 \text{ KN}$$

A l'E.L.U :

$$p_u = 1,35 p_{mur} = 1,35 \times 1,83 = 2,47 \text{ KN}$$

A l'E.L.S:

$$p_s = p_{mur} = 1,83 \text{ KN}$$

IV.2.2.3. Calcul du moment max et de l'effort tranchant max :

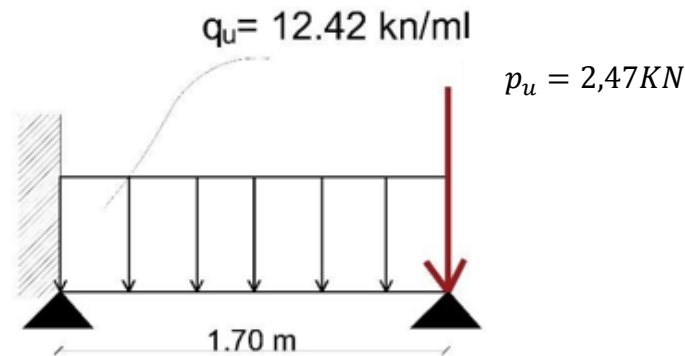


Figure IV.4 : Schéma statique du balcon.

$$\begin{cases} M_{max} = -\left(\frac{q_u \times L^2}{2} + p_u \times L\right) = -\left(\frac{12,41(1,70)^2}{2} + 2,47 \times 1,70\right) = 21,16 \text{ KN.m} \\ T_{max} = -(q_u \times L + p_u) = -(12,42 \times 1,70 + 2,47) = 16,62 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.2.3. Ferrailage : le calcul se fait pour une section (15,100)cm²

Armatures principales : $M_u = 21,30 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} ; \text{ avec : } d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{21,16 \times 10^3}{100(13,5)^2 \times 14,17} = 0,082 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,957$$

$$A_{pr} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{21,16 \times 10^3}{0,957 \times 13,5 \times 348} = 4,71 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T12 p.m : $A_{pr} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; $S_t = 20 \text{ cm}$

■ Armatures de répartition :

$$A_s = \frac{A_{pr}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 5Φ8 p.m : $A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 20 \text{ cm}$

IV.2.4. Vérification :

• Condition Non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_s}{b \times d} = \frac{16,62 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,123 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = \min(0,1 \times 25 = 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,123 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée .}$$

La vérification des contraintes à l'E.L.S :

■ Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - \eta A_s (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} y^2 - 15 \times 5,65 (13,5 - y) = 0$$

$$50y^2 + 84,75y - 1144,13 = 0$$

$$Y = 4,01 \text{ cm}$$

■ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100}{2} (4,01)^3 + 1,15 \times 5,65 (13,5 - 4,01)^2$$

$$I = 9781,96 \text{ cm}^4$$

■ Détermination des contraintes dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y ; \text{ avec } M_{ser} : \frac{q_{ser} \times L^2}{8} + p_s \times L = \frac{8,81(1,70)^2}{8} + 1,836 \times 1,70 = 6,30 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6,30 \times 10^3}{9781,96} \times 4,01 = 2,58 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,58 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

■ Détermination des contrainte dans l'acier tendue:

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d-y) = 15 \frac{6,30 \times 10^3}{9781,96} (13,5-4,01) = 120,37 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} : \text{fissuration préjudiciable}$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 = 266,66 \text{ MPa}; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} = 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} = 202 \text{ MPa} \right\} = 202 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 120,37 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa}$ condition vérifiée .

IV.2.5. Vérification de la flèche :

- Cas de console :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{q_s \times L^2}{8EI} \Rightarrow \text{charge répartie} \\ F_2 = \frac{q_s \times L^3}{3EI} \Rightarrow \text{charge concentrée} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_t = F_1 + F_2 = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{qL}{8} + \frac{p}{3} \right]$$

- Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{((b \times h) \frac{h}{2}) + (\eta \times A_s \times d)}{b \times h + \eta \times A_s} = \frac{(100 \times 15 \times \frac{15}{2}) + (15 \times 5,65 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 5,65)}$$

$$y_G = y_1 = 7,82 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_G = 15 - 7,82 = 7,18 \text{ cm}$$

- Détermination du Moment d'inertie :

$$I_G = \frac{b y_1^3}{3} + \frac{b y_2^3}{3} + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (7,82)^3}{3} + \frac{100 \times (7,18)^3}{3} + 15 \times 5,65 (13,5 - 7,82)^2 = 31012,84 \text{ cm}^4$$

- Calcul de la flèche :

$$F_{cal} = \frac{(1,70)^3 \times 10^2}{32164 \times 10^{-5} \times 31012,84} \left[\frac{8,81 \times 1,70}{8} + \frac{1,46}{3} \right] = 0,116 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{170}{250} = 0,68 \text{ cm}$$

$F_{cal} = 0,116 \text{ cm} < F_{adm} = 0,68 \text{ cm}$ condition vérifiée .

IV.2.6. Porte à faux (Terrasse) :

Les mêmes procédures ont été faites pour ferrailer la porte à faux de la terrasse avec toutes les vérifications nécessaires et on a obtenue :

On adopte 5T12 p.m : $A_{pr} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_s = \frac{A_{pr}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 5Φ8 p.m : $A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 20 \text{ cm}$

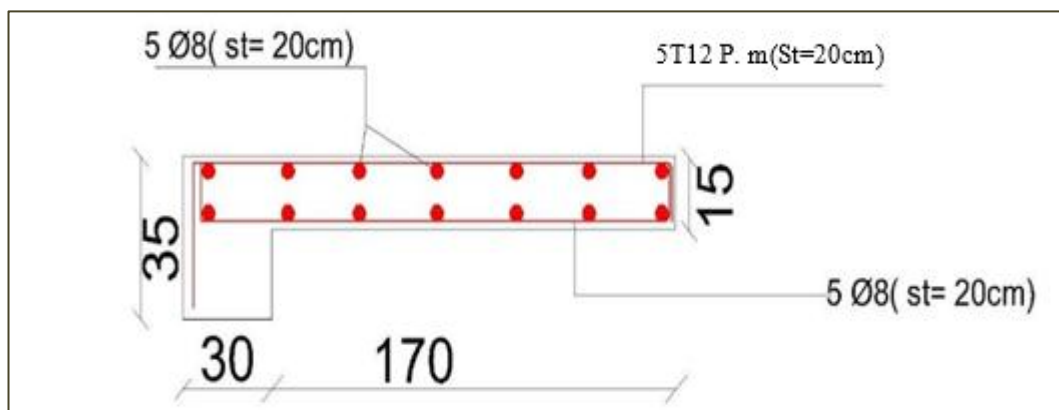
IV.2.6. Disposition du ferrailage :

Figure IV.5 : disposition du ferrailage balcon.

IV.3. Escaliers :

IV.3.1. Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie. Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur d'échiffre. Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier

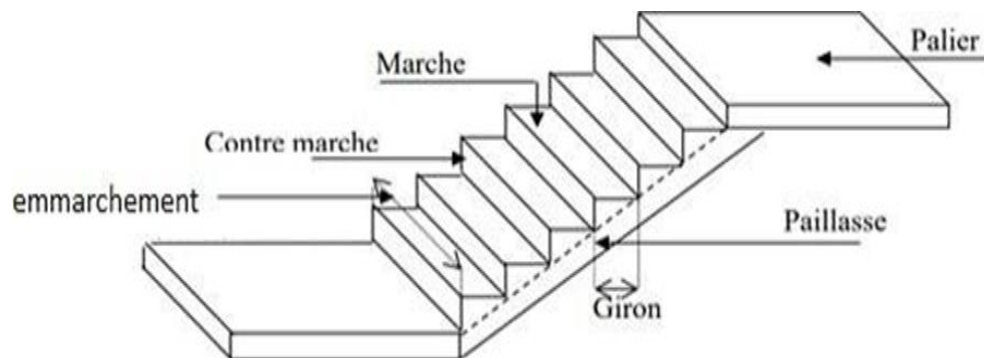


Figure IV.6 : Schéma d'un escalier

IV.3.2. Dimensionnement : (l'étage courant)

L'escalier comporte deux volées et deux paliers.

Le dimensionnement de la marche et de contremarche :

Le dimensionnement de la marche et de contremarche se fera par la formule de BLONDEL

h et G doivent satisfaire la formule suivante :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}.$$

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche), g : largeur de la marche,

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

$H = h_e/2$: nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur totale du volée : $L = (n - 1) g$

Le nombre de contre marches (n) :

$$mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Avec : $m=64\text{cm}$

$H_{volée}=h_e/2 = 306/2 = 153\text{cm}$; $L=240\text{cm}$

Remplacée dans (1) :

$$64n^2 - (64 + 240 + 2 \times 153)n + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

Donc :

Le nombre de contre marches : $n=9$

Le nombre de marche (m) :

$$m=n-1=9-1=8$$

Donc : Le nombre de marches : $n-1=8$

Et puis :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$$

Donc : on prend $g = 30\text{cm}$.

$$h = \frac{H_{volée}}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{ cm}$$

Donc : On prend $h = 17\text{cm}$.

Dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur les deux côtés.

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ ; \cos \alpha = 0,87$$

L'épaisseur de la paillasse (e_v) est donnée par :

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} = \frac{240}{30 \times 0,87} = 9,20\text{ cm} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} = \frac{240}{20 \times 0,87} = 13,80\text{ cm}$$

On prend : $e_v = 13\text{cm}$

L'épaisseur du palier (e_p) est donnée par :

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{13}{0,87} = 14,94$$

On prend : $e_p = 15\text{cm}$

IV.3.3. Evaluation des charges de la volée :

Désignation	ep(m)	Densité	Poids KN/m ²
Revêtement en carrelage horizontale	0,020	20	0,40
Mortier de ciment horizontale	0,020	20	0,40
Lit de sable	0,020	18	0,36
Revêtement en carrelage vertical	0,02	20	0,23
Mortier de ciment vertical	0,020	20	0,23
Poids propre de la paillasse	0,13	25	3,74
Poids propre des marche	0,18	22	1,98
Garde – corps	/	/	0,10
Enduit en plâtre	0,02	10	0,23
			G =7,67 KN/m ²
			Q =2,5KN/m ²

Tableau IV.2 : Descente des charges de la volée**- Combinaisons des charges :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q)1m = (1,35 \times 7,67 + 1,5 \times 2,5) = 14,10 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G+Q) = (7,67+2,5)1m=10,17 \text{ KN/ml}$$

IV.3.4. Evaluation des charges permanente du palier :

Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Poids propre du palier	0,15	25	3.75
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
			G = 5,11 KN/m ²
			Q=2,5KN/m ²

Tableau IV. 3 : Descente des charges du palier

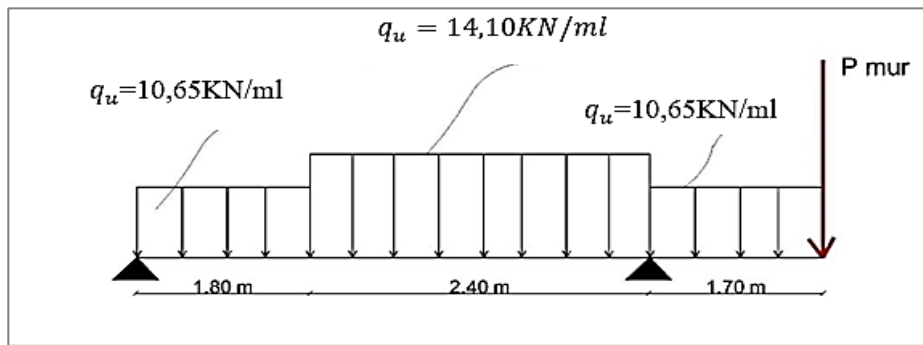


Figure IV.7: Charges d'escalier

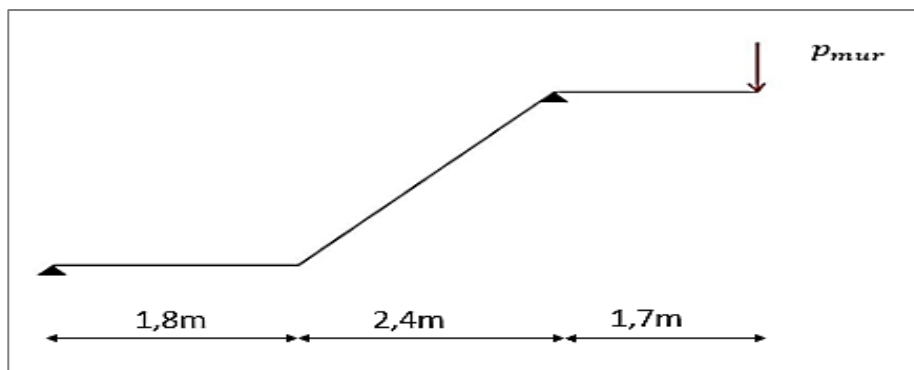


Figure IV.8 : Schéma statique de l'escalier

Combinaisons des charges :

$$p_{mur} = \gamma_{mur} \times e_p \times h \times L_{totale} = 9 \times (0,15 + 0,10) \left(\frac{3,06}{2} - 0,24 \right) \times 3,70 = 10,74 \text{ kN}$$

$$\text{L'ELU : } \begin{cases} q_u = (1,35G + 1,5Q)1\text{m} = (1,35 \times 5,11 + 1,5 \times 2,5) = 10,65 \text{ kN/ml} \\ p_u = 1,35 p_{mur} \end{cases}$$

$$\text{L'ELS : } \begin{cases} q_s = (G + Q) = (5,11 + 2,5)1\text{m} = 7,61 \text{ kN/ml} \\ p_{ser} = p_{mur} = 10,74 \text{ kN} \end{cases}$$

Calcul à L'ELU :

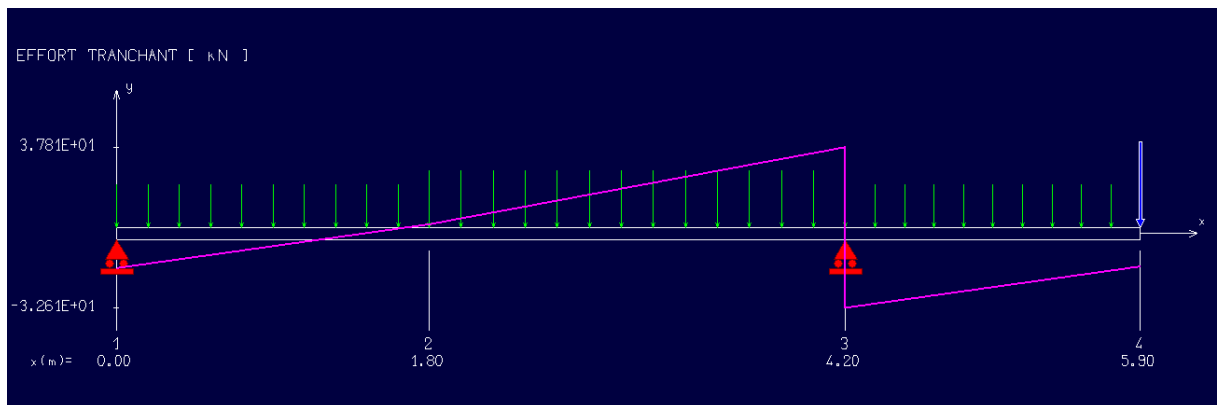
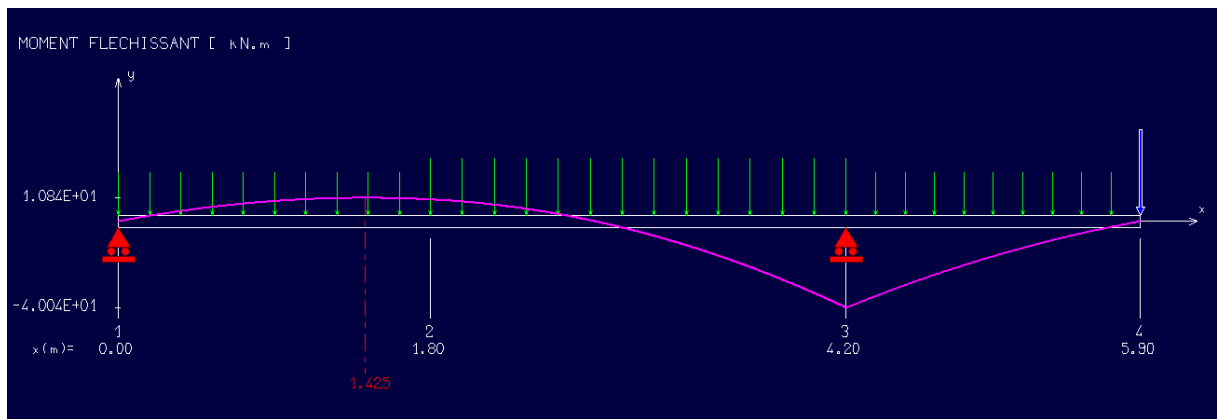
Calcul les réactions :

$$\sum F/y' = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 85,62 \text{ kN}$$

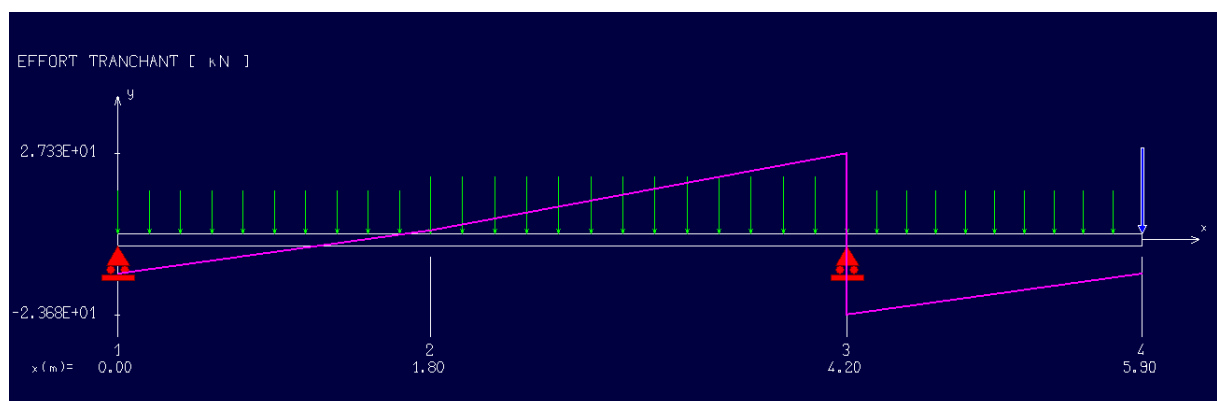
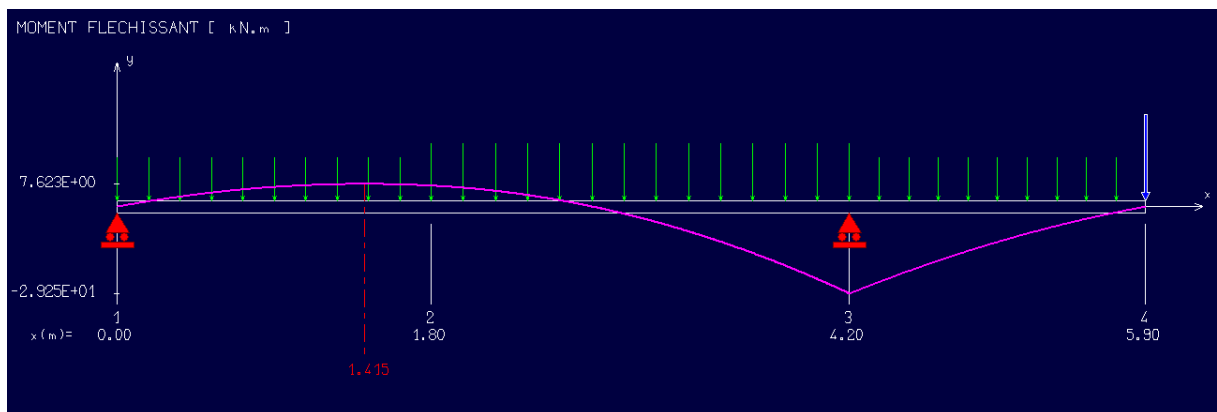
$$\sum MF/A = 0 \Rightarrow R_B = 70,42 \text{ kN}$$

$$\sum MF/B = 0 \Rightarrow R_A = 15,20 \text{ kN}$$

● Calcul les Moments et les efforts tranchants : par logiciel RDM 6
 A L'ELU :

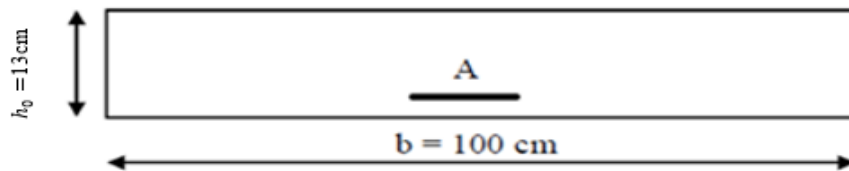


A L'ELS :



- Moment sur appuis (2) : $M_{appui (2)} = 40,04 \text{ KN.m}$
- Moment sur appuis (1) : $M_{appui (1)} = 28,36 \text{ KN.m}$
- Moment en travée : $M_{travée} = 28,36 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant : $T = 37,81 \text{ KN}$

IV.3.5. Ferrailage :



- Armatures principale :

$$M_{travée} = 0,85 \times 28,36 = 24,11 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d \times \sigma_{bc}} ; \text{ avec : } d = 0,9h = 0,9 \times 13 = 11,70 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{24,11 \times 10^3}{100(11,70)^2 \times 14,17} = 0,124 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,934$$

$$A_s = \frac{M_t}{b \times d \times \sigma_s} = \frac{24,11 \times 10^3}{0,934 \times 11,70 \times 348} = 6,34 \text{ cm}^2$$

Condition Non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 11,7 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 6,34 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

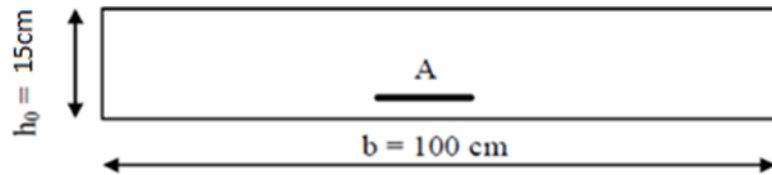
On choisit : 6T12 : $A_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- ▀ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T10p.m ; $A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En appui : (palier) : le calcul se fait pour une section (15 ; 100) cm^2 :



▮ **Armatures principales :**

$$M_{appui (2)} = 40,04 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d \times \sigma_{bc}} ; \text{ avec : } d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{40,04 \times 10^3}{100(13,50)^2 \times 14,17} = 0,154 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,916$$

$$A_s = \frac{M_a}{b \times d \times \sigma_s} = \frac{40,04 \times 10^3}{0,916 \times 13,50 \times 348} = 9,30 \text{ cm}^2$$

Condition Non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,50 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 9,30 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

On adopte : 7T14 p.m : $A_s = 10,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$

▮ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{10,78}{4} = 2,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T10p.m ; $A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

▮ **Armatures principales :**

$$M_{appui (1)} = 0,40 \times 28,36 = 11,34 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d \times \sigma_{bc}} ; \text{ avec : } d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{11,34 \times 10^3}{100(13,50)^2 \times 14,17} = 0,044 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,978$$

$$A_s = \frac{M_a}{b \times d \times \sigma_s} = \frac{11,34 \times 10^3}{0,978 \times 13,50 \times 348} = 2,47 \text{ cm}^2$$

Condition Non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,50 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 2,47 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte : 4T12 p.m : $A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

▀ **Armatures de répartitions :**

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

On adopte : 4T10p.m ; $A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

▀ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \frac{T}{b \times d} = \frac{37,81 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,280 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,280 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée .}$$

Donc : pas de risque de cisaillement.

• **Vérifications à L'ELS :**

▀ **Vérification des contraintes :**

1). Paillasse :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - \eta \times A_s(d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100y^2}{2} - 15 \times 6,79(11,70 - y) = 0$$

$$50y^2 + 101,85y - 1191,64 = 0 \Rightarrow y = 4,00 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100(4)^3}{3} + 15 \times 6,79(11,70 - 4)^2 = 8121,85 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{17,34 \times 10^3}{8121,85} \times 4 = 8,50 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,50 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}.$$

2). Palier (1) :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - \eta \times A_s(d-y) = 0 \Rightarrow \frac{100y^2}{2} - 15 \times 4,52(13,5 - y) = 0$$

$$50y^2 + 67,80y - 915,30 = 0 \Rightarrow y = 3,60 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{100(3,60)^3}{3} + 15 \times 4,52(13,50 - 3,60)^2 = 8271,18 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{17,34 \times 10^3}{8271,18} \times 3,60 = 7,54 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,54 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}.$$

3). Palier (2) :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - \eta \times A_s(d-y) = 0 \Rightarrow \frac{100y^2}{2} - 15 \times 3,14(13,5 - y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \Rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{100(3,13)^3}{3} + 15 \times 3,14(13,50 - 3,13)^2 = 6083,21 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{17,34 \times 10^3}{6083,21} \times 3,13 = 8,90 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,90 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}.$$

- **Vérification la flèche** : pour qu'il n'y ait pas de flèche, les conditions suivantes doivent satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{0,15}{5,90} \geq \frac{1}{30} = 0,033 \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 13,5} \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

IV.3.6. Disposition du ferrailage :

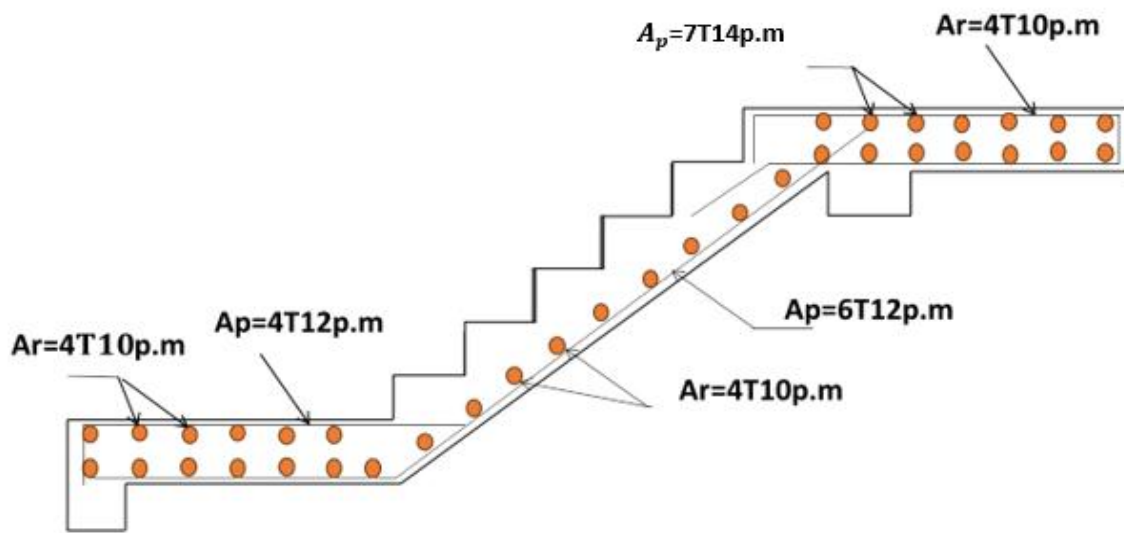


Figure IV.9: Représentation du ferrailage de l'escalier

IV.3.4. Poutre palière :

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

IV.3.4.1. Dimensionnement :

selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{370}{15} = 24,67 \text{ cm} \leq h \leq \frac{370}{10} = 37 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$

La largeur b : $0,3d \leq b \leq 0,7d$

$$0,3 \times 31,5 = 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 0,7 \times 31,5 = 22,05 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

IV.3.4.2. Vérification selon le RPA2003 (Art 7.5.1)

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$b \geq 20$	$30 > 20 \text{ cm}$	oui
$h \geq 30$	$35 > 30 \text{ cm}$	oui
$\frac{h}{b} < 4$	$\frac{35}{30} = 1,16 < 4$	oui

Charge supportée par la poutre :

- Le poids propre de la poutre : $\gamma \times b \times h = 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,63 \text{ KN/m}$

- Réaction (coté palier) : $R_B = 70,42 \text{ KN/ml}$

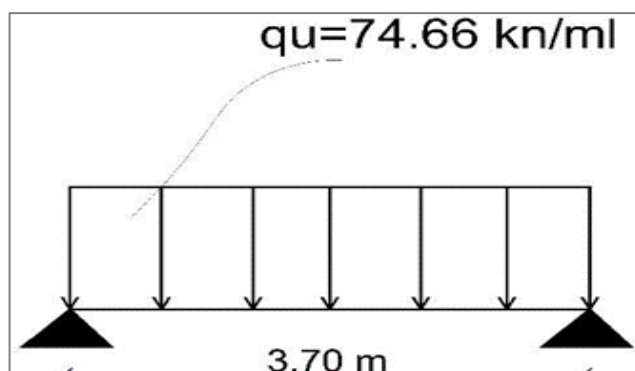
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$

On a : $q_u = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 \times 2,31 + 1,5 \times 0,75) + 70,42 = 74,66 \text{ KN/ml}$

$$q_s = (G + Q) = (2,63 + 0,75 + 70,42) = 73,47 \text{ KN/ml}$$

a). Calcul des sollicitations :

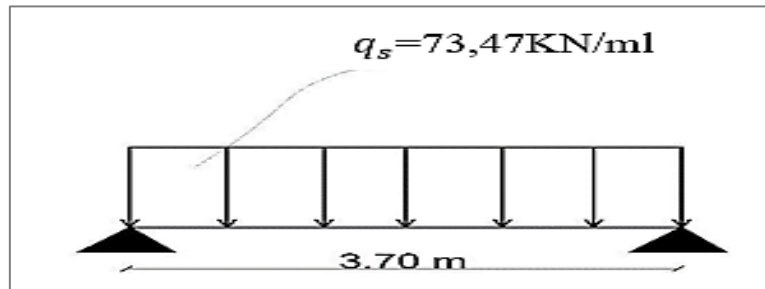
L'ELU :



$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{74,66(3,70)^2}{8} = 127,76 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \text{Moment en travée : } M_t = 0,85 \times 127,76 = 108,60 \text{ KN.m} \\ \text{Moment sur appui : } M_a = 0,40 \times 127,76 = 51,10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

L'ELS :



$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{73,47(3,70)^2}{8} = 125,73 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \text{Moment en travée : } M_t = 0,85 \times 125,73 = 106,87 \text{ KN.m} \\ \text{Moment sur appui : } M_a = 0,40 \times 125,73 = 50,29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

B). Le ferrailage :

En travée : $M_t = 108,60 \text{ KN.m}$; avec : $d = 0,9h = 0,9 \times 35 = 31,5 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{108,60 \times 10^3}{30(31,50)^2 \times 14,17} = 0,256 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,849$$

$$A_s = \frac{M_t}{b \times d \times \sigma_s} = \frac{108,60 \times 10^3}{0,849 \times 31,50 \times 348} = 11,67 \text{ cm}^2$$

Condition Non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 31,50 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 2,47 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte : 8T14p.m : $A_s = 12,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$

sur appui : $M_a = 51,10 \text{ KN.m}$; avec : $d = 0,9h = 0,9 \times 35 = 31,5 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{51,10 \times 10^3}{30(31,50)^2 \times 14,17} = 0,120 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,936$$

$$A_s = \frac{M_t}{b \times d \times \sigma_s} = \frac{51,10 \times 10^3}{0,936 \times 31,50 \times 348} = 4,98 \text{ cm}^2$$

Condition Non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 31,50 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 4,98 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte : 5T12: $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **Vérification de la contrainte cisaillement :**

$$\tau = \frac{T}{b \times d}; \text{ avec } T = \frac{q_u L}{2} = \frac{74,66 \times 3,70}{2} = 138,12 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{138,12 \times 10}{30 \times 31,50} = 1,46 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1,46 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc : pas de risque de cisaillement.

Armature transversales A_t :

• **Diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} = \frac{240}{35} = 6,86; \frac{b_0}{10} = \frac{120}{10} = 12; \phi_L = 10 \text{ mm} \right)$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

• **Espacement :**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(35,10 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

On prend : $S_t = 35 \text{ cm}$

D'après le [RPA 99version 2003] (Art 7.5.2.2) :

$$\text{Zone nodal : } S_t \leq \min(15 \text{ cm}; 10\phi_L) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\phi_L \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification de la flèche : Selon [BAEL91] (B.6.5.2)

Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{28,35}{370} = 0,077 \geq \frac{1}{16} = 0,063 \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{12,32}{30 \times 31,5} = 0,010 \leq \frac{4,2}{400} = 0,013 \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc : il est inutile de calculer la flèche.

Vérifications à l'E.L. S :

■ En travée :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - \eta \times A_s(d - y) = 0 \Rightarrow \frac{30y^2}{2} - 15 \times 12,32(31,50 - y) = 0$$

$$15y^2 + 184,80y - 5821,20 = 0 \Rightarrow y = 14,47 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30(14,47)^3}{3} + 15 \times 12,32(31,50 - 14,47)^2 = 83893,28 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{106,87 \times 10^3}{83893,23} \times 14,47 = 18,43 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 18,43 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

■ Sur appui :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - \eta \times A_s(d - y) = 0 \Rightarrow \frac{30y^2}{2} - 15 \times 5,65(31,50 - y) = 0$$

$$15y^2 + 84,75y - 2669,63 = 0 \Rightarrow y = 10,81 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30(10,81)^3}{3} + 15 \times 5,65(31,50 - 10,81)^2 = 48911,59 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{106,87 \times 10^3}{48911,59} \times 10,81 = 11,11 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,11 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de la flèche :

L=370cm

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{370} = 0,094 \geq \frac{1}{16} = 0,063 \dots \dots \text{condition vérifiée .} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10M_{0ser}} \Rightarrow \frac{35}{370} = 0,094 \geq \frac{106,87}{10 \times 125,73} = 0,057 \dots \dots \text{condition vérifiée .} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{12,32}{30 \times 31,5} = 0,010 \leq \frac{4,2}{400} = 0,010 \dots \dots \text{condition vérifiée .} \end{array} \right.$$

Donc : il est inutile de calculer la flèche.

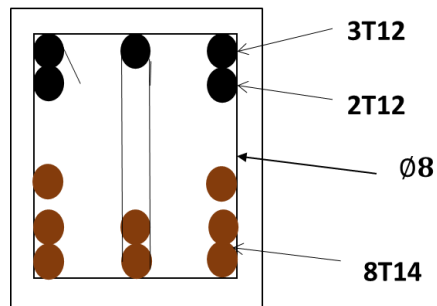


Figure IV.10: Représentation du ferrailage de la poutre palière

IV.3.5. Ascenseur :

Un ascenseur est un appareil mécanique conçu pour le but d'assurer une circulation verticale plus aisée que l'utilisation des escaliers, il est exigé pour les bâtis ayant une hauteur au-delà de cinq étages.

Son implantation est généralement faite coté-a-coté avec les escaliers en une seule entité ce qui rend le dégagement vers les différents niveaux plus praticable.

L'ascenseur est constitué de deux entités distinctes ; la première sert à une cabine métallique qui se déplace suivant des glissières verticales sur le long de l'immeuble ; dans laquelle les personnes et les charges sont déplacées, la deuxième entité est un contrepoids ayant le rôle de compenser le poids de la cabine et cela pour qu'un système mécanique (électrique ou vérin hydraulique) ne fournira que l'effort nécessaire pour lever les surcharges

IV.3.5.1. Etude de l'ascenseur :

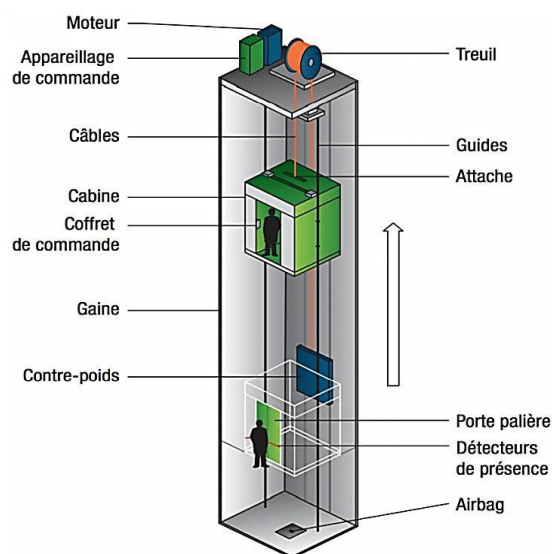


Figure IV.11: Vue en plan de l'ascenseur.

- Largeur de la cabine : $LC = 1,60$ m
- Profondeur de la cabine : $PC = 1,80$ m
- Hauteur de la cabine : $HC = 2,20$ m
- Largeur de passage libre : $LP = 0,80$ m
- Hauteur de passage libre : $HP = 2$ m

- Hauteur de la course : $C = 22,61 \text{ m}$
- Épaisseur de voile : $e = 20 \text{ cm}$
- Une surface latérale $S = 2 \times (1,6 + 1,4) \times 2,2 = 13,20 \text{ m}^2$
- Epaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $H = 16 \text{ cm}$
- **Descente des charges :**
- Charge d'exploitation : $600 \text{ kgf} \Rightarrow \frac{600}{75} = 8 \text{ personnes}$
- Charge permanents :

N°	Désignation	Surface(m²)	Charge(kg)
(1)	Poids de la cabine (augmentée de 10% à raison de 11,5 kg/ m²)	$s_1 = (2p_c + L_c)H_c = (2 \times 1,80 + 1,60)2,20 = 11,44$	$M_1 = 11,50 \times 11,44 \times 1,60 = 210,50$
(2)	Poids de plancher	$s_2 = 2H_c = 2 \times 2,20 = 4,40$	$M_2 = 4,40 \times 70 = 308$
(3)	Poids du toit (raison de 20 kg /m²)	$s_3 = p_c + L_c = 1,60 + 1,80 = 2,88$	$M_3 = 20 \times 2,88 = 57,60$
(4)	Poids l'arcade (raison 60 kg)	/	$M_4 = 60 + (60 \times 1,60) = 156$
(5)	Poids de parachute	/	$M_5 = 100$
(6)	Poids des accessoires	/	$M_6 = 80$
(7)	Poids des poulies de moulage	/	$M_7 = 30 \times 2 = 60$
(8)	Poids du port de cabine (partie 80kg surface de porte 25 kg/ m²)	/	$M_8 = [80 + (0,80 \times 25 \times 2)] = 120$

a) Le poids mort :

Le poids mort total est : $p_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 1092,10 \text{ kg}$

Le contre poids : $p_p = p_m + \frac{Q}{2} = 1092,10 + \frac{600}{2} = 1392,10 \text{ kg}$

b) Calcul de la charge de rupture :

Le rapport : $\frac{D}{d} = 40$; avec : D : diamètre de poulie et d : diamètre du câble

On a : $D=500\text{mm}$ donc : $d= 12,5\text{cm}$

$C_r = C_s \times M$; avec : $C_s = 13$

$$C_r = 13 \times (600 + 1092,10) = 21997,30\text{kg}$$

$$C_m = \frac{C_r}{M} = \frac{21997,30}{0,85} = 25879,18\text{kg}$$

$$n = \frac{C_r}{C_r(\text{cable}) \times m} = \frac{21997,30}{8152 \times 2} = 1,35$$

Donc On prend : $n=2$ câbles, car le nombre de câbles être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

c) Calcul des poids des câbles :

$$M_g = M_L \times n \times c$$

avec : M_L : la masse linéaire du câble ; $M_L = 0,515\text{kg/m}$ et c : longueur du câble; $c = 22,94\text{m}$

$$M_g = 0,515 \times 2 \times 22,94 = 23,75\text{kg}$$

$$M = Q + p_m + M_g = 600 + 1092,10 + 23,75 = 1715,85\text{kg}$$

D) vérification de C_T :

$$C_r = C_r(\text{câble}) \times m \times n = 8152 \times 2 \times 0,85 = 27716,80\text{kg}$$

$$C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{21997,30}{1715,85} = 12,82 > 12 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

E) calcul de la charge permanente total G :

On a : $p_{treuil} = 1200\text{kg}$

$$G = p_m + p_p + p_{treuil} + M_g = 1392,10 + 1092,10 + 1200 + 23,75 = 3707,95\text{kg}$$

Avec : $Q = 600\text{kg}$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3707,95) + (1,5 \times 600) = 5905,73\text{kg}$$

$$q_{ser} = G + Q = (3707,95 + 600) = 4307,95\text{kg}$$

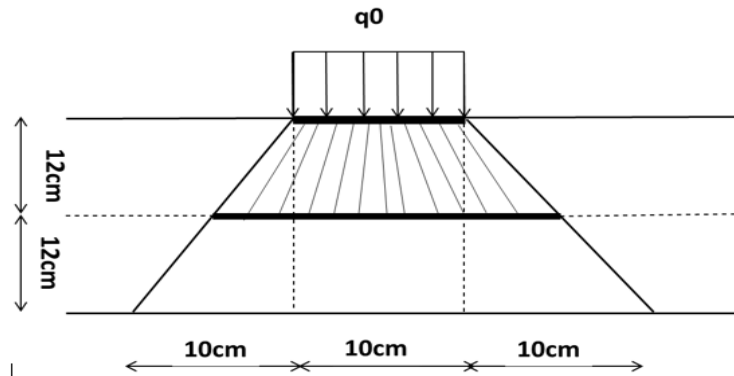
■ Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = 5905,73 \text{ kg}$

$$q_{0u} = \frac{q_u}{4} = \frac{5905,73}{4} = 1476,43\text{kg}$$

$$q_{0ser} = \frac{q_{ser}}{4} = \frac{4307,95}{4} = 1076,99\text{kg}$$

Selon le BAEL91/99(A5.2,42) : on doit vérifier la condition de Non poinçonnement qui suit :



$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : la charge de calcul à l'ELU

h_0 : Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 20\text{cm}$

μ_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10)\text{cm}^2$

$$\mu_c = 2(u+v)$$

$$\begin{cases} U = a + h_0 = 10 + 20 = 30\text{cm} \\ v = b + h_0 = 10 + 20 = 30\text{cm} \end{cases}$$

$$\mu_c = 2(30+30) = 120\text{cm}$$

$$q_0 \leq 0,045 \times 120 \times 20 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 18000\text{kg}$$

$$q_0 = 1476,43\text{kg} < q_0 = 18000\text{kg} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc : la dalle résiste au poinçonnement.

IV.3.5.2. Evaluation des Moments dus aux charges concentrées :

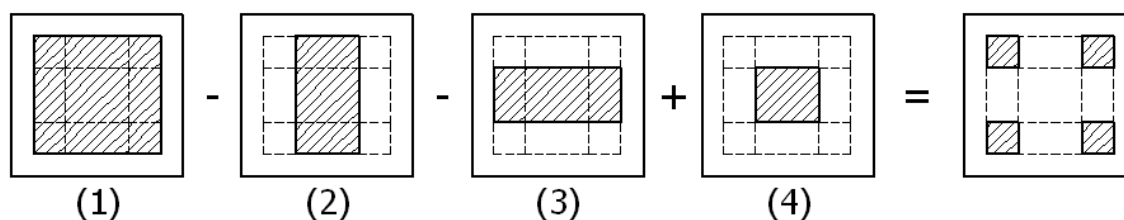


Figure IV.12 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

Distances des rectangles :

$$\text{Rectangle (1)} : \begin{cases} U = 120\text{cm} \\ V = 130\text{cm} \end{cases}$$

$$\text{Rectangle (2)} : \begin{cases} U = 60\text{cm} \\ V = 130\text{cm} \end{cases}$$

$$\text{Rectangle (3)} : \begin{cases} U = 120\text{cm} \\ V = 80\text{cm} \end{cases}$$

$$\text{Rectangle (4)} : \begin{cases} U = 60\text{cm} \\ V = 80\text{cm} \end{cases}$$

Poids de la cabines= $(2 \times 1.6 + 1.4) \times 2.20 = 9.24\text{m}^2$	$M1 = 11.5 \times 10.12 \times 1.6 = 186,20 \text{ kg}$
Poids de plancher $s = 1,80 \times 2,00 = 3,6 \text{ m}^2$	$M2 = 110 \times 3.2 = 352 \text{ kg}$
Poids de toit	$M3 = 20 \times 3.2 = 64 \text{ kg}$
Poids de l'arcade	$M4 = 60 + (80 \times 1.6) = 188\text{kg}$
Poids de parachute	$M5 = 40\text{kg}$
Poids des accessoires	$M6 = 80\text{kg}$
Poids de poulies de mouflage	$M7 = 2 \times 30 = 60\text{kg}$
Poids de la porte de cabine	$M8 = 80 + (1.6 \times 25) = 120 \text{ kg}$

Tableau IV.4 : les poids

IV.3.5.3. Calcul des Moments suivant les deux directions :

L'étude de la dalle soumise à des charges concentrées sera fait à l'aide des abaques de PIGEAUT.

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + \nu M_2)p \\ M_y = (M_2 + \nu M_1)p \end{cases}$$

Avec : ν : le coefficient de poisson.

AL'ELU : ($\nu=0$)

$$M_x = M_1 \times p$$

$$M_y = M_2 \times p$$

$$P = P' \times S$$

M_1, M_2 : tiré à partir des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$ dans les abaques (A.4) suivants $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

P' : la charge surfacique appliqué sur le rectangle A (30×30) cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{\mu \times \nu} = \frac{5905,73}{0,30 \times 0,30} = 65619,22 \text{ Kg/m}^2 ; L_x = 1,60 \text{ m et } L_y = 1,80 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{1,60}{1,80} = 0,90$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1) et (2) et (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :

Rectangle	$\frac{U}{L_x}$	$\frac{V}{L_y}$	M_1	M_2	S(m ²)	P'(kg/m ²)	P=P'×S(kg)	$M_x(kg.m)$	$M_y(kg.m)$
1	0,75	0,72	0,065	0,052	1,56	65619,22	102365,98	6653,79	5323,03
2	0,38	0,72	0,098	0,075	0,78	65619,22	51182,99	5015,93	3838,72
3	0,75	0,44	0,078	0,067	0,96	65619,22	62994,45	4913,57	4220,63
4	0,38	0,44	0,118	0,098	0,48	65619,22	31497,23	3716,67	3086,73

Tableau IV.5 : les résultats des moments isostatiques des rectangles

■ Les moments dus aux charges concentrées

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 440,96 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 350,41 \text{ kg.m}$$

■ Moments dus aux charges réparties :

a).chargement :

$$L_x = 1,60 \text{ m et } L_y = 1,80 \text{ m et } h_0 = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,20 \times 2500 \times 1,8 \times 1,6 = 1440 \text{ kg}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg}$$

$$\text{E.L.U : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 1440 + 1,5 \times 100 = 2094 \text{ kg}$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser} = 1540 \text{ kg}$$

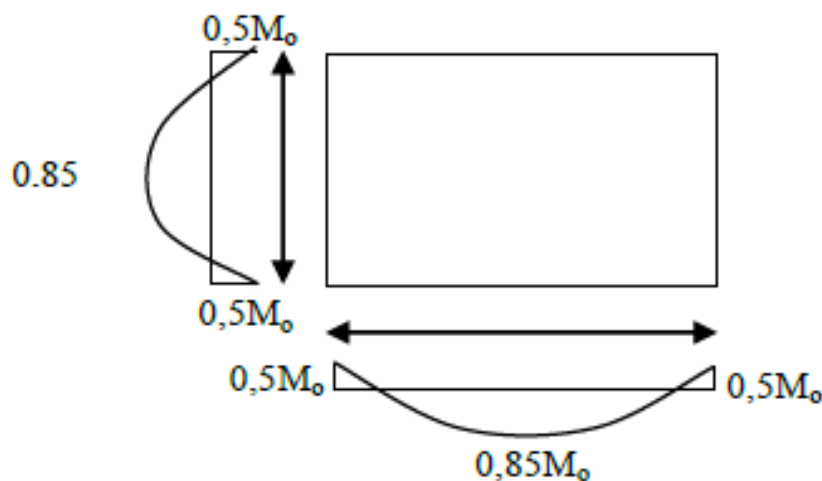


Figure IV.11: Moments de la dalle

b).Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,90}{1,80} = 0,90 > 0,40 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases}$$

Donc : la dalle travaille suivant les deux sens

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0456 \times 2094 (1,60)^2 = 244,45 \text{ kg.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,7834 \times 244,45 = 191,50 \text{ kg.m} \end{cases}$$

c). Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{ox} = M_{x1} + M_{x2} = 440,96 + 244,45 = 685,41 \text{ kg.m}$$

$$M_{oy} = M_{y1} + M_{y2} = 350,41 + 191,50 = 541,91 \text{ kg.m}$$

■ Les Moments retenus sont :

a). En travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_{ox} = 0,75 \times 685,41 = 514,06 \text{ kg.m} \\ M_{ty} = 0,75M_{oy} = 0,75 \times 541,91 = 406,43 \text{ kg.m} \end{cases}$$

b). Sur appuis :

$$\begin{cases} M_{ax} = 0,50M_{ox} = 0,50 \times 685,41 = 342,71 \text{ kg.m} \\ M_{ay} = 0,50M_{oy} = 0,50 \times 541,91 = 270,96 \text{ kg.m} \end{cases}$$

Calcul du ferrailage de la dalle : le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur

On a :

$$b=100\text{cm} ; h=20\text{cm} \Rightarrow d=0,9 \times 20 = 18\text{cm} ; f_e=400\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa} ; f_{c\ 28}=25\text{MPa}$$

$$f_{bc}=14,17\text{MPa} ; f_{t\ 28}= 2,1 \text{ MPa} ; \text{Fissuration peu préjudiciable .}$$

a). En travée :

a-1). sens L_x :

le Moment ultime :

$$M_{tx} = 514,06 \text{ kg.m} = 5140,60 \text{ N.m}$$

$$\text{Le Moment réduit } \mu_u = \frac{M_{tx}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{5140,60}{100(18)^2 \times 14,17} = 0,012 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,994$$

la section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta d \sigma_s} = \frac{5140,06}{0,994 \times 18 \times 348} = 0,82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

a-2). sens L_y :

le Moment ultime :

$$M_{ty} = 406,43 \text{ kg.m} = 4064,30 \text{ N.m}$$

Le Moment réduit $\mu_u = \frac{M_{tx}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{4064,30}{100(18)^2 \times 14,17} = 0,010 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$

$$\beta = 0,995$$

la section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta d \sigma_s} = \frac{4064,30}{0,995 \times 18 \times 348} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b).sur appuis :

a-1).sens L_x :

le Moment ultime :

$$M_{ax} = 342,71 \text{ kg.m} = 3427,10 \text{ N.m}$$

Le Moment réduit $\mu_u = \frac{M_{tx}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{3427,10}{100(18)^2 \times 14,17} = 0,008 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$

$$\beta = 0,996$$

la section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta d \sigma_s} = \frac{3427,10}{0,996 \times 18 \times 348} = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

a-2).sens L_y :

Le Moment ultime :

$$M_{ay} = 270,96 \text{ kg.m} = 2709,60 \text{ N.m}$$

Le Moment réduit $\mu_u = \frac{M_{tx}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{2709,60}{100(18)^2 \times 14,17} = 0,0058 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$

$$\beta = 0,970$$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta d \sigma_s} = \frac{2709,60}{0,995 \times 18 \times 348} = 0,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section minimale des armatures :

Puisque

$$h_0 = 20 \text{ cm} (12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}) \text{ et } \alpha =$$

0,90, On peut appliquer la formule suivant :

a).sens L_y :

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,68 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{On prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ay} = 0,45 \text{ m}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,68 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

b).sens L_x :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) = 1,6 \left(\frac{3-0,90}{2} \right) = 1,68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0,82 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 1,68 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{On prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1,68 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ax} = 0,55 \text{ m}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 1,68 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,68 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Choix des aciers :

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

a). En travée :

■ Sens L_x :

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,68 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(2 \times 20 = 40 \text{ cm}; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend : 5T12 : $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

■ Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,60 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(2 \times 20 = 40 \text{ cm}; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend : 4T10 : $A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b). sur appuis :

■ Sens L_x :

$$\begin{cases} A_{ax} = 1,68 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ax} \leq \min(2 \times 20 = 40 \text{ cm}; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend : 4T12 : $A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

■ Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{ay} = 1,60 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ay} \leq \min(2 \times 20 = 40 \text{ cm}; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend : 4T10 : $A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Armatures transversales :

La mise des armatures transversales dépend de la condition suivante :

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

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ totale}}}{b \times d} ; \overline{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{sens } L_x: V_{x1} + V_{x2} ; V_{x1} \text{ et } V_{x2}: \text{ sont les efforts tranchants dus aux charges réparties} \\ \text{sens } L_y: V_{y1} + V_{y2} ; V_{y1} \text{ et } V_{y2}: \text{ sont les efforts tranchants dus aux charges concentrées} \end{array} \right.$

Calcul de V_{x1} et V_{y1} :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_{x1} = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{(1+\frac{\alpha}{2})} = 2094 \times 10^{-2} \times \frac{1,60}{2} \times \frac{1}{(1+\frac{0,90}{2})} = 11,55 \text{ KN} \\ V_{y1} = q_u \frac{L_x}{3} = 2094 \times 10^{-2} \times \frac{1,60}{3} = 11,17 \text{ KN} \end{cases}$$

On calcul V_{x2} et V_{y2} :

$$\begin{cases} V_{x2} = \frac{p_0}{2u + v} = \frac{1476,43 \times 10^{-2}}{(2 \times 0,30) + 0,30} = 16,40 \text{ KN} \\ V_{y2} = \frac{q_{0u}}{3u} = \frac{1476,43 \times 10^{-2}}{3 \times 0,30} = 16,40 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} V_X = V_{x1} + V_{x2} = 11,50 + 16,40 = 27,95 \text{ KN} \\ V_Y = V_{y1} + V_{y2} = 11,17 + 16,40 = 27,57 \text{ KN} \end{cases}$$

Et : $V_{\max} = \max(V_x ; V_y) = 27,95 \text{ KN}$

Donc On a :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{27,95 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,155 \text{ MPa}$$

$12 \text{ cm} \leq h_0 = 20 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$; on vérifié que :

$$\overline{\tau}_u = \min(0,13f_{t28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25 = 3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,155 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée .}$$

On en déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

■ Vérification à L'ELS :

Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{ox} = (M_1 + M_2)P_{ser} \\ M_{oy} = (M_1 + \nu M_2)P_{ser} \end{cases} \quad \text{Avec : } \nu=0,20$$

$$p_{ser} = p'_{ser} \times S$$

$$\text{Avec : } p'_{ser} = \frac{p_{0ser}}{\nu \times \nu} \frac{1076,99}{(0,30)^2} = 11966,5 \text{ kg/m}^2$$

$$\Rightarrow p_{ser} = 11966,5 \times S$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1) ;(2) ;(3) ;(4) sont résumés dans le tableau suivant

Rectangle	$\frac{U}{L_x}$	$\frac{V}{L_y}$	M_1	M_2	S(m ²)	P'(kg/m ²)	P=P'×S(kg)	$M_x(kg.m)$	$M_y(kg.m)$
1	0,75	0,72	0,065	0,052	1,56	65619,22	102365,98	1213,41	970,73
2	0,38	0,72	0,098	0,075	0,78	65619,22	51182,99	914,72	700,04
3	0,75	0,44	0,078	0,067	0,96	65619,22	62994,45	896,06	769,69
4	0,38	0,44	0,118	0,098	0,48	65619,22	31497,23	677,79	562,91

Tableau IV.6: les résultats des moments isostatiques des rectangles

■ Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 80,42 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 63,91 \text{ kg.m}$$

■ Moments dus aux charges réparties :

$$\text{E.L.S : } q_{ser} = 1540 \text{ kg}$$

b).Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,90}{1,80} = 0,90 > 0,40 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases}$$

Donc : la dalle travaille suivant les deux sens

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0456 \times 1540(1,60)^2 = 179,77 \text{ kg.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,7834 \times 179,77 = 140,83 \text{ kg.m} \end{cases}$$

c). Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{ox} = M_{x1} + M_{x2} = 80,42 + 179,77 = 260,19 \text{ kg.m}$$

$$M_{oy} = M_{y1} + M_{y2} = 63,91 + 140,83 = 204,74 \text{ kg.m}$$

■ Les **Moments** retenus sont :

a). En travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_{ox} = 0,75 \times 260,19 = 195,14 \text{ kg.m} \\ M_{ty} = 0,75 M_{oy} = 0,75 \times 204,74 = 153,56 \text{ kg.m} \end{cases}$$

b). Sur appuis :

$$\begin{cases} M_{ax} = 0,50 M_{ox} = 0,50 \times 260,19 = 130,09 \text{ kg.m} \\ M_{ay} = 0,50 M_{oy} = 0,50 \times 204,74 = 102,37 \text{ kg.m} \end{cases}$$

■ **Vérification des contraintes dans le béton :**

En travée :

- Sens L_x : $M_{tx} = 1954,4 \text{ N.m}$; $A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - \eta \times A_s(d-y) = 0 \Rightarrow \frac{100y^2}{2} - 15 \times 3,14(18-y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 847,8 = 0 \Rightarrow y = 3,70 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{100(3,70)^3}{3} + 15 \times 3,14(18-3,70)^2 = 11319,63 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{1951,40 \times 10^3}{11319,63} \times 3,70 = 0,63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,63 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Sens L_y : $M_{ty} = 1535,6 \text{ N.m}$; $A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - \eta \times A_s(d-y) = 0 \Rightarrow \frac{100y^2}{2} - 15 \times 3,14(18-y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 847,8 = 0 \Rightarrow y = 3,70 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{100(3,70)^3}{3} + 15 \times 3,14(18-3,70)^2 = 11319,63 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{1535,60 \times 10^3}{11319,63} \times 3,70 = 0,50 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- $\sigma_{bc} = 0,50 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Sur appuis :

- Sens L_x : $M_{tx} = 1300,9 \text{ N.m}$; $A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - \eta \times A_s(d-y) = 0 \Rightarrow \frac{100y^2}{2} - 15 \times 3,14(18-y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 847,8 = 0 \Rightarrow y = 3,70 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{100(3,70)^3}{3} + 15 \times 3,14(18-3,70)^2 = 11319,63 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{1300,9 \times 10^3}{11319,63} \times 3,70 = 0,42 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,42 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Sens L_y : $M_{ty} = 1023,7 \text{ N.m}$; $A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - \eta \times A_s(d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100y^2}{2} - 15 \times 3,14(18 - y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 847,8 = 0 \Rightarrow y = 3,70 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100(3,70)^3}{3} + 15 \times 3,14(18 - 3,70)^2 = 11319,63 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{1023,7 \times 10^3}{11319,63} \times 3,70 = 0,33 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,33 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

- Dispositions du ferrailage :

A. Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a : $f_e 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

B. Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

C. Arrêt des barres sur appuis :

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{tj} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\psi = 1,5 \text{ et } L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm}$$

$$L_1 = \max\{L_s; 0,2L_x\} = \max\{35,21; 32\} \Rightarrow L_1 = 35,21 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left\{L_s; \frac{L_1}{2}\right\} = \max\{35,21; 21,13\} \Rightarrow L_2 = 35,21 \text{ cm}$$

D. Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux Appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{160}{10} = 16 \text{ cm}$$

Armatures finales :

- Suivant L_x :

$A_t = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 5T12p.m avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

$A_a = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T12p.m avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

■ Suivant L_y :

$A_t = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T10p.m avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

$A_a = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T10p.m avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

IV.5.4. Disposition du ferrailage :

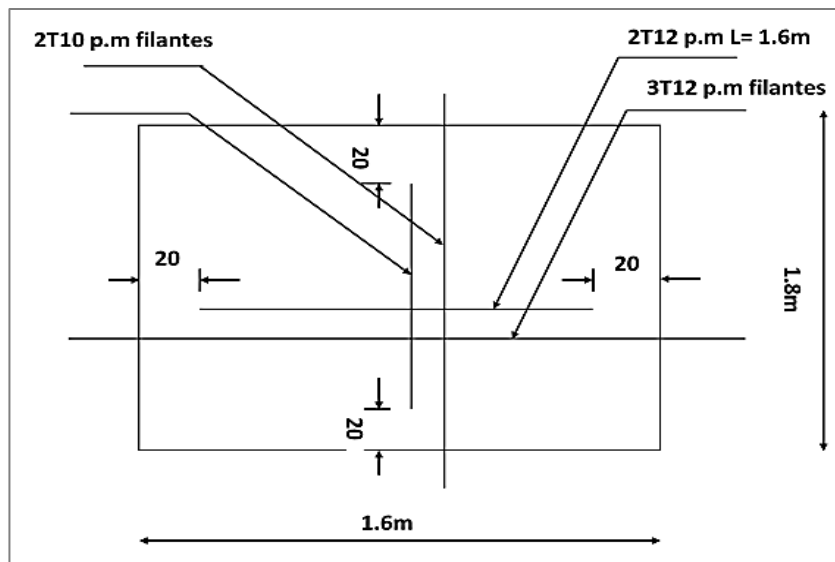


Figure IV.12 : Armatures inférieures (travée)

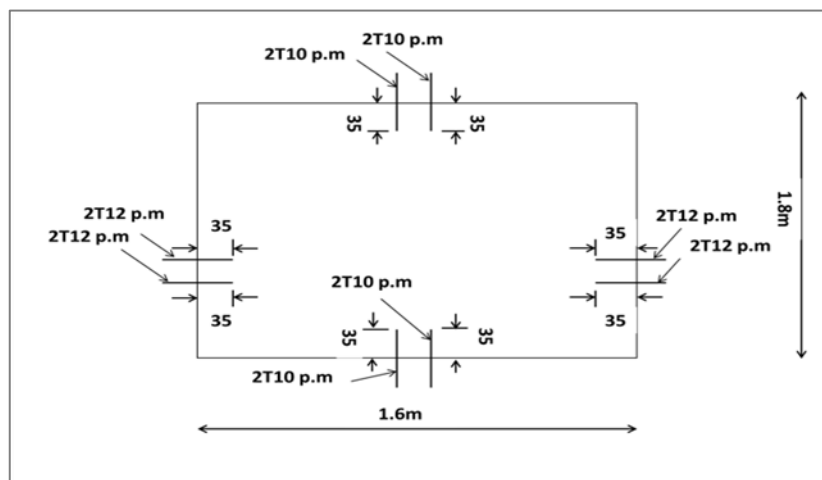


Figure IV.13: Armatures supérieures (sur appuis)

IV.5.5. Voile de la cage d'ascenseur : D'après le R.P.A 99/2003, l'épaisseur du voile doit être

On adopte une épaisseur : $e_p=15\text{cm}$

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrailé par :

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2,00\text{cm}^2/\text{ml}$$

Le voile est ferrailé en deux nappes avec 5T10 p.m soit : $A_{adopte}=3,93\text{cm}^2/\text{ml}$;

avec : $S_t=15\text{cm}$

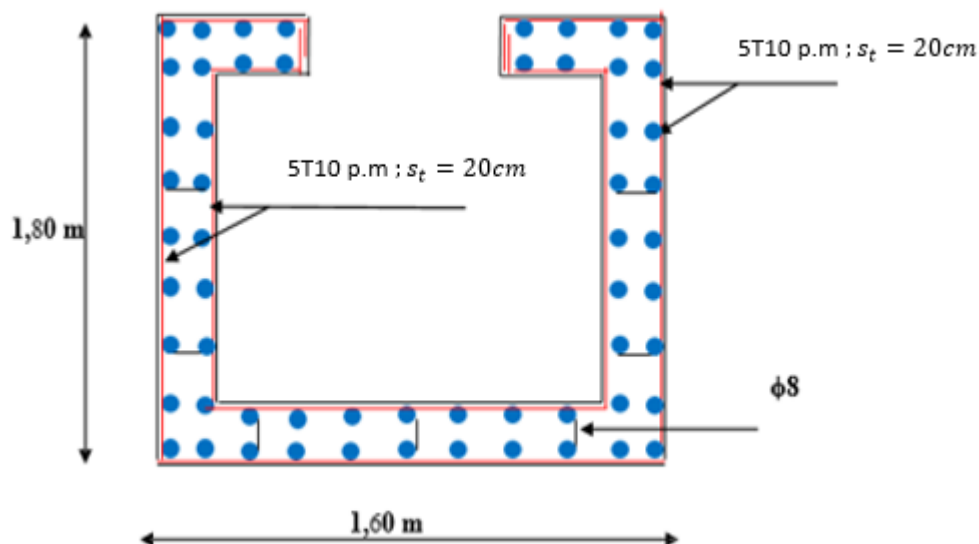


Figure IV.14: Armatures de voile (cage d'ascenseur)

CHAPITRE V

Etude sismique

V.1. Généralités sur les séismes :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur le bâtiment. Ce phénomène naturel peut causer des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude du comportement de structure sous l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifié selon les règles parasismiques algériennes RPA99 /V2003 (Art. 4.1.1).

V.2. But de l'étude sismique :

Pour évaluer l'impact d'un séisme sur un bâtiment, plusieurs techniques sont utilisées pour déterminer les actions sismiques dans différentes directions et dimensionner les éléments de résistance, afin d'assurer une sécurité satisfaisante de l'ensemble de la structure. Dans le cadre de notre étude, le calcul sismique sera effectué conformément au règlement parasismique algérien (RPA99) version 2003.

V.3. Méthode de calcul :

Plusieurs méthodes sont recommandées ; selon l'article 4.1.1 du RPA99/Version 2003, les forces

Sismiques peuvent être calculer par :

- Méthode statique équivalente,
- Méthode d'analyse modale spectrale,
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

L'article 4.1.2. du RPA 99/V2003 donne les conditions nécessaires à l'utilisation de la méthode statique équivalente.

V.4. Conditions à vérifier :

1. La période dynamique ($T_{dynamique}$) ne doit pas dépasser 1,3 fois la période statique

$$\text{fondamentale } (T_{statique}) : \begin{cases} T_{dx} < 1,3 T_{sx} \\ T_{dy} < 1,3 T_{sy} \end{cases}$$

2. La résultante des forces sismiques à la base ($V_{dynamique}$) doit être supérieure à 80% de la

$$\text{force sismique statique équivalente } (v_{statique}) : \begin{cases} v_{dx} > 0,8 v_{sx} \\ v_{dy} > 0,8 v_{sy} \end{cases}$$

3. Les déplacements relatifs latéraux entre étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage : $\Delta k \leq \delta$ avec $\delta = R \delta_{ek}$ et $\delta = 1\%$ he

4. Le facteur de participation massique doit dépasser 90% : $\sum \alpha_i \geq 90\%$

V.5. Classification de l'ouvrage selon le RPA99 / Version 2003 :

- Le présent projet est implanté à Tiaret classé en Zone I.
- Le bâtiment est à usage d'habitation classé dans le Groupe d'usage 2.

- Le bâtiment est implanté dans un sol meuble catégorie S3.

V.6.Méthode d'analyse modale spectrale :

Le calcul dynamique vise à déterminer les modes propres de vibration de la structure, notamment les modes de torsion et de translation. Pour ce faire, nous utilisons le logiciel ETABS V 9.6.0, qui permet de modéliser la structure en 3D avec une base encastrée et des masses concentrées au niveau des centres de gravité des planchers. La structure est dotée de trois degrés de liberté : deux translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical. Enfin, pour déterminer la fonction du spectre de réponse, nous utilisons le programme « Spectre RPA », qui fournit les valeurs du spectre en fonction des périodes

V.7.Modélisation :

Le bâtiment sera modélisé en 3D avec une base encastrée, où les masses sont concentrées aux centres de gravité des planchers, et comportera trois degrés de liberté : une rotation autour de l'axe vertical et deux translations horizontales, conformément aux dispositions du RPA99V2003 (article 4.3.2)."

V.7.1. Présentation du logiciel :

Le logiciel ETABS 9.6.0 est un outil de calcul statique et dynamique pour les structures à comportement linéaire, développé à l'Université de Berkeley en Californie (USA) en 1975. Dans le cadre de notre projet, ETABS 9.6.0 nous permettra de déterminer les paramètres suivants :

- Les périodes propres de vibration
- Les coefficients de participation modale
- Les déplacements des planchers
- Les forces sismiques
- Les sollicitations internes (moment fléchissant M, effort normal N, effort tranchant T)"

V.7.2. Etapes de la modélisation :

Notre modélisation comprend les étapes suivantes :

- Choix du plan de travail en 3D
- Définition de l'unité de travail (KN .m)
- Création d'un modèle graphique avec ETABS 9.6.0
- Modélisation des éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles)
- Introduction des propriétés des matériaux (béton et acier)
- Définition des propriétés de chaque élément structural (section et matériau)
- Introduction des conditions aux états limites"

les charges de calcul :

Nous considérons trois types de charges :

- (G) : Charge permanente
- (Q) : charges d'exploitation
- (E) : Forces sismiques

Les combinaisons de calcule :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

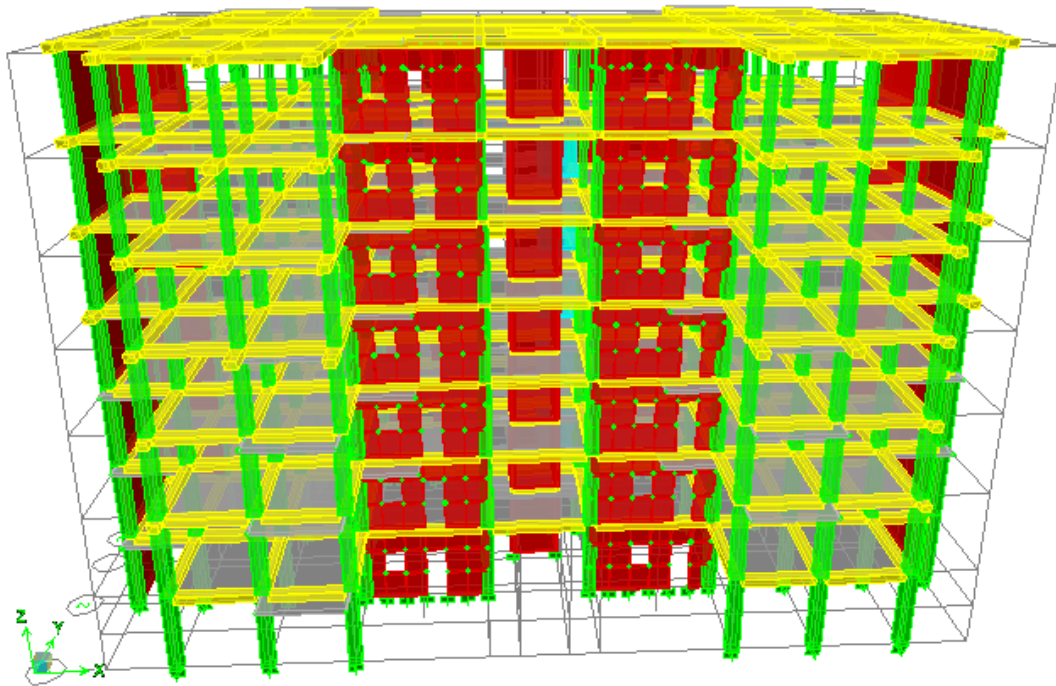


Figure V - 1 : Modélisation de la structure par le logiciel ETABS 9.6.0.

V.7.3. Spectre de réponse de calcul RPA99/V2003 (Art :4.3.3) :

- Zone sismique : I
- Groupe d'usage : 2
- Type de sol : S3
- Système de contreventement : Mixte portiques/voiles avec interaction
- Remplissage : Léger

- Facteur de qualité : $Q = 1.20$

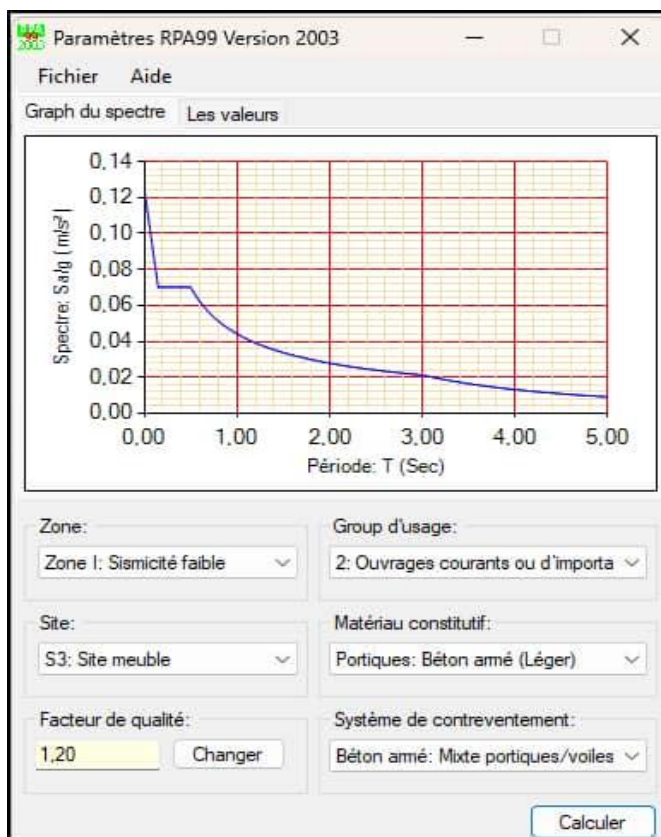


Figure V.2 : Spectre de réponse

Disposition des voiles de contreventement:

Après plusieurs variantes des dispositions des voiles de contreventement le système suivant a été retenu :

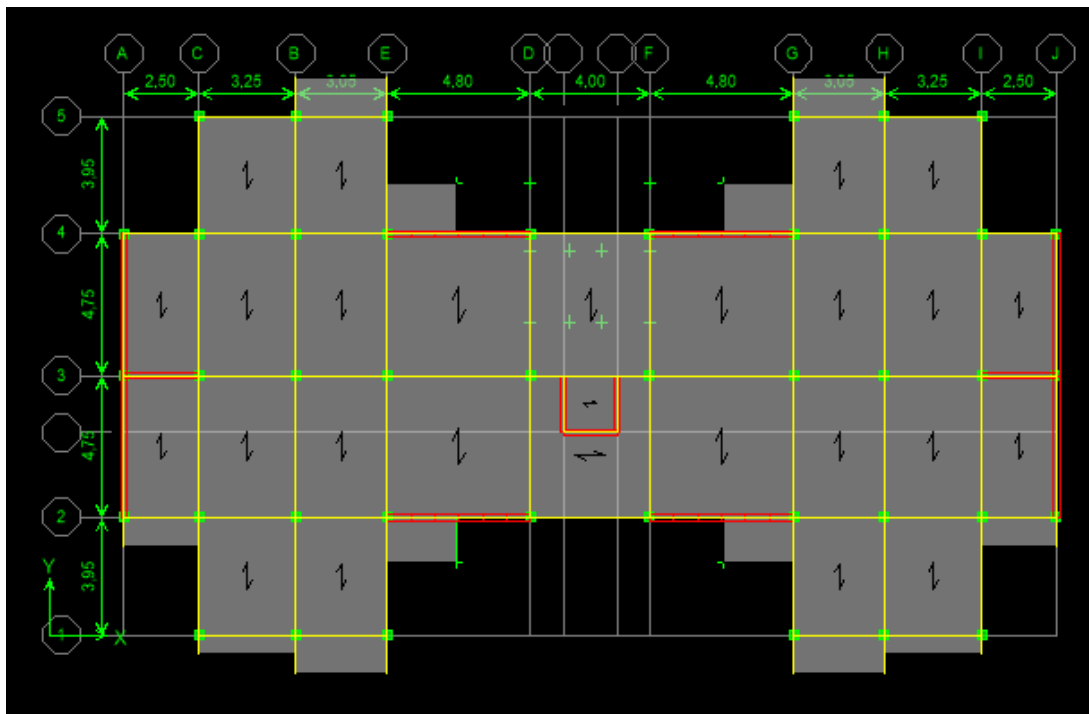
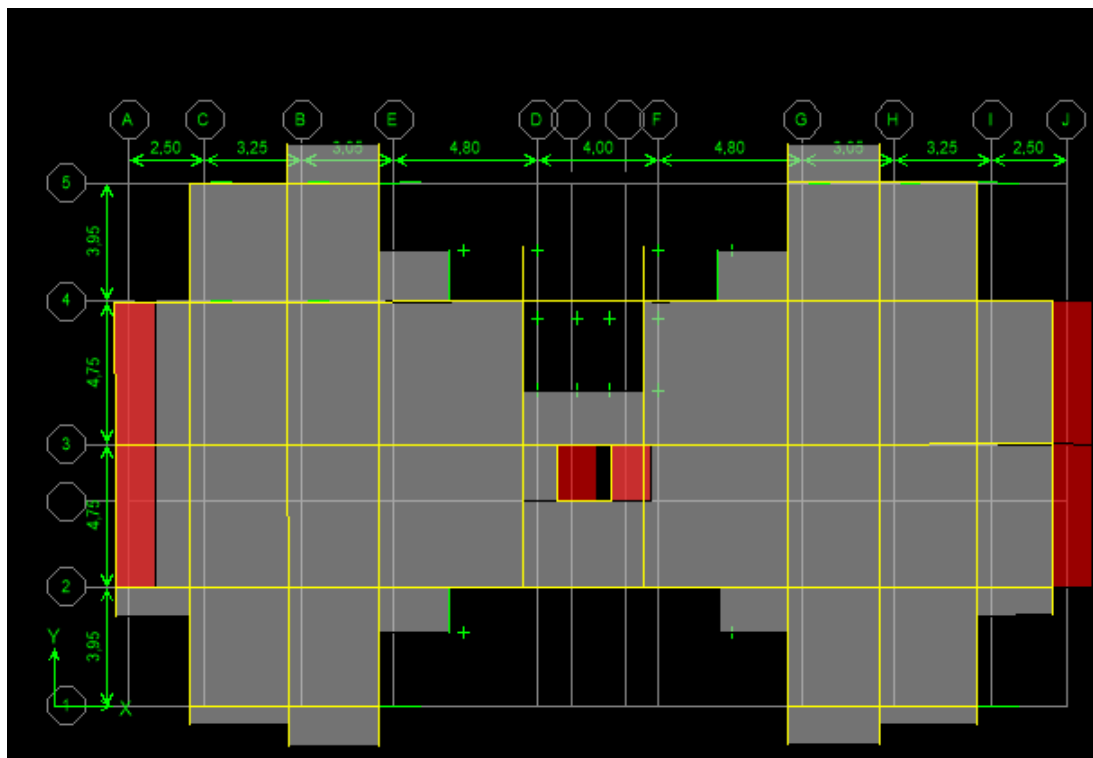


Figure V - 3: Disposition des voiles de contreventement.

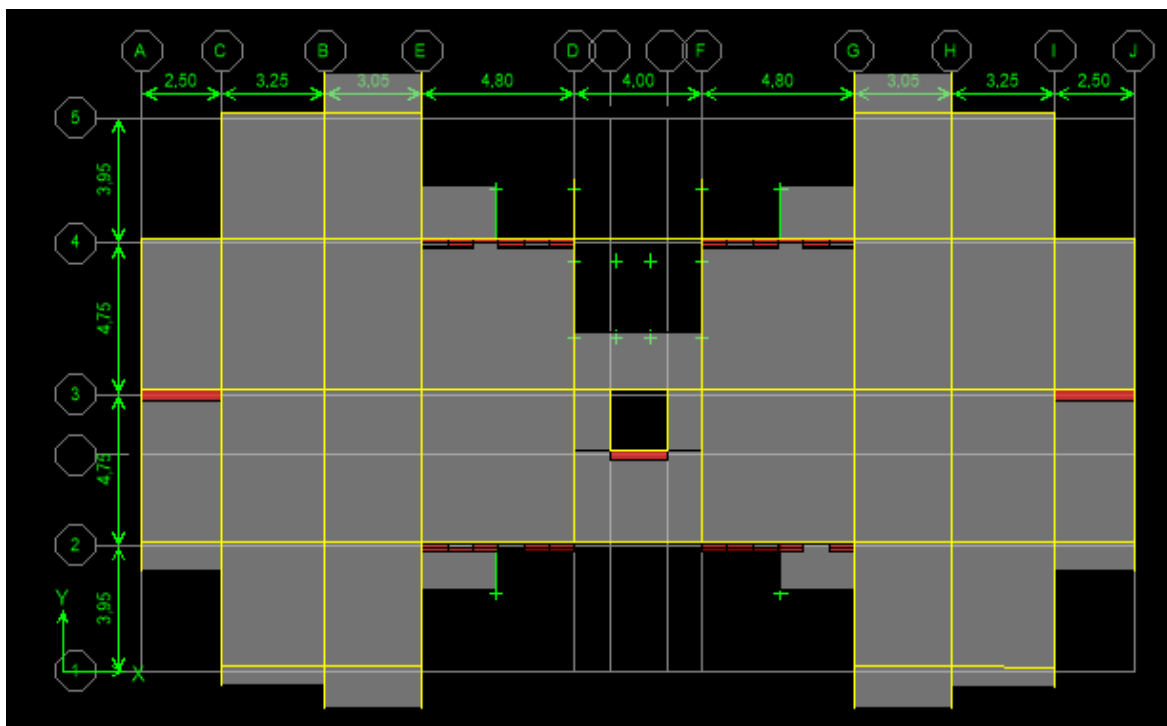
V.7.4. Résultats de l'analyse :

➤ **Les modes de vibration :**

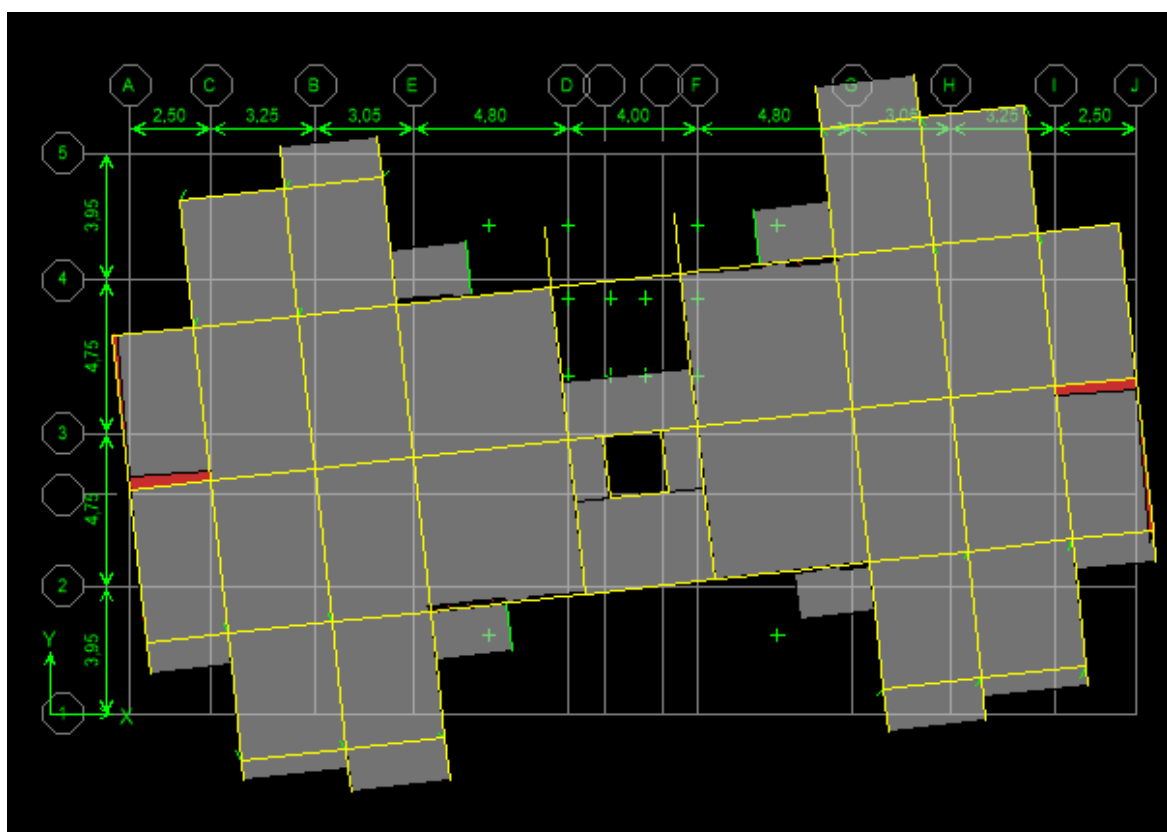
Sens(x) :



Sens(y) :



Sens(z) :



➤ **Résultant des forces sismiques de calcul :**

La résultante des forces sismiques dynamique ($v_{dynamique}$) doit être supérieure ou égale à 80% de la force sismique statique équivalente ($v_{statique}$) : $v_d \geq 80\% v_s$

Avec :

$$V_s = \frac{A \times Q \times D}{R} \times W$$

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Critère q	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

Tableau V-1 :Facteur de qualité

Sens (x) : $Q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.00 + 0.05 + 0.00) = 1.20$

Sens (y) : $Q = 1 + (0.00 + 0.00 + 0.05 + 0.00 + 0.05 + 0.00) = 1.10$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le (tableau 4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

$R = 5$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement « η » et de la période fondamentale de la structure « T »

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T < 3s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique associées à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7

RPA99/V2003. Le site de notre projet S3 : $T_1 = 0.15$ s et $T_2 = 0.50$ s

η : Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

• **Estimation de la période fondamentale de la structure (4.2.4 RPA99/V2003) :**

- Estimation par formule empirique
- Calcul par méthodes analytiques ou numériques"

La formule empirique :

$$T = \min \left\{ C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}, 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 22.4 \text{ m}$$

C_T : le coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 du RPA99/V2003.

$C_T = 0.05$ (contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles).

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. $D_x = 31,50$ m et $D_y = 20,00$ m

Sens x :

$$\begin{cases} T = 0,05(21,42)^{\frac{3}{4}} = 0,49s \\ T = 0,09 \frac{21,42}{\sqrt{31,50}} = 0,34s \end{cases}$$

Sens y:

$$\begin{cases} T = 0,05(21,42)^{\frac{3}{4}} = 0,49s \\ T = 0,09 \frac{21,42}{20,00} = 0,43s \end{cases}$$

Site meuble (S3): $T_2 = 0.50$ s

$$0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq T = 0.45 \text{ s} \leq T_2 = 0.50 \text{ s} \Rightarrow D_x = D_y = 2.5\eta$$

$$\text{Donc } D_x = D_y = 2.5 \times 0.76 = 1.9$$

- **Détermination du poids total de la structure :**

Story	Diaphragm	Masse x	Masse y
Etage 6	D7	433,4730	433,4730
Etage 5	D6	460,0950	460,0950
Etage 4	D5	462,6128	462,6128
Etage 3	D4	475,4477	475,4477
Etage 2	D3	474,2877	474,2877
Etage 1	D2	488,5398	488,5398
RDC	D1	472,6310	472,6310

Tableau V - 2 : Poids de la structure.

$$W = \sum_1^6 M \times g = 3267,07 \times 9.81 = 32050,12 \text{ KN}$$

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{x\ st} = \frac{0,10 \times 1,90 \times 1,20}{5} \times 32050,12 = 1461,49 \text{ KN}$$

$$V_{y\ st} = \frac{0,10 \times 1,90 \times 1,10}{5} \times 32050,12 = 1339,70 \text{ K}$$

- **Vérification de la résultante des forces sismiques :**

L'interprétation des résultats d'Etabs 9.6.0 nous donne la résultante des forces sismiques à la base:

Sens xx : $V_{dy\ x} = 1644,15 \text{ KN}$

Sens yy : $V_{dy\ y} = 1680,16 \text{ KN}$

- **Vérification de la résultante des forces sismiques :**

L'interprétation des résultats d'Etabs 9.6.0 nous donne la résultante des forces sismiques à la base :

Sens xx : $V_{x\ dy} = 1644,15 \text{ KN}$

Sens yy : $V_{y\ dy} = 1680,16 \text{ KN}$

$$V_{x\ dy} = 1644,15 \geq 80\% V_{x\ st} = 0,8 \times 1461,49 = 1169,19 \quad \text{Conditions vérifiée}$$

$$V_{y\ dy} = 1680,16 \geq 80\% V_{y\ st} = 0,8 \times 1339,70 = 1071,76 \quad \text{Conditions vérifiée}$$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de « T » calculée par la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Sense xx: $T_{x dy}=0,40s$

Sense yy : $T_{y dy}=0,31s$

$T_{x dy}=0,40s < 1,3T_{x dy}=1,3 \times 0,34=0,44s$

$T_{y dy}=0,31s < 1,3T_{y dy}=1,3 \times 0,43=0,56s$

➤ **Nombre de modes à considérer la Somme des masses :**

La vérification doit satisfaire la condition suivante : $\sum \alpha_l \geq 90\%$

Le logiciel Etabs donne directement les valeurs des coefficients de participation modales ;

Valeurs obtenues :

Mode	période	Sum U_x	Sum U_y
1	0,399865	69,2242	0,0001
2	0,305855	69,2243	70,2607
3	0,220238	89,6609	70,2608
4	0,098226	89,6609	70,2608
5	0,076116	89,6609	91,3778
6	0,064888	89,6609	91,3848
7	0,064302	89,6612	91,4223
8	0,06327	89,6612	91,4246
9	0,062997	89,6612	91,4246
10	0,062825	89,6613	91,4356
11	0,054902	89,6613	91,4356
12	0,046016	95,7572	91,4356

Sens longitudinal (X) :

$\sum \alpha_x = 95,75 \quad \% > 90\% \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Sens transversal (Y) :

$\sum \alpha_y = 91,43 \quad \% > 90\% \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

➤ Justification de la sécurité :

I. Justification vis –à-vis des déformations:

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\text{Avec : } \delta_k = R \delta_{ek}$$

R : Coefficient de comportement ; R = 5

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion)

$$\Delta k = R(\delta_k - \delta_{k-1}) \leq 1\% h_e \text{ (hauteur d'étage } h_e = 3.06 \text{ m)}$$

Les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal sont résumés sous forme de tableau.

Niveaux	Sens longitudinal (x)	Sens transversal (y)	1 % h_e (m)
	Δk (m)	Δk (m)	
E6	0.0039	0.0023	0.0306
E5	0.0032	0.0019	0.0306
E4	0.0025	0.0015	0.0306
E3	0.0018	0.0011	0.0306
E2	0.0012	0.0007	0.0306
E1	0.0006	0.0004	0.0306
RDC	0.0002	0.0001	0.0306

Tableau V - 3: Déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.

Selon le critère de justification de sécurité du RPA99/V2003 (Article 5.10) :

$$\Delta k < 1\% h_e = 0.0306 \text{ m} \dots \text{ Condition vérifiée}$$

V.10. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les effets du 2ème ordre peuvent être négligeables dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = (P_k \times \Delta_k) / (V_k \times h_k) < 0,10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

« k » (masse sur plancher du niveau considéré) ;

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k » ;

Δ_k : Déplacement relatif au niveau « k » ; h_k : Hauteur d'étage « k » ; $h_e = 3.20$ m

– Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés à partir d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur d'amplification : $1/(1 - \theta)$

– Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Sens xx :

	P_K	Δ_K	h_K	V_K
E6	4252,34	0,0035	3,06	499,54
E5	8765,90	0,0035	3,06	840,46
E4	13304,13	0,0035	3,06	1087,11
E3	17968,27	0,0030	3,06	1292,11
E2	22621,03	0,0030	3,06	1451,13
E1	27413,61	0,0020	3,06	1578,09
RDC	32050,12	0,0010	3,06	1644,15

Sens yy :

	P_K	Δ_K	h_K	V_K
E6	4252,34	0,0020	3,06	492,35
E5	8765,90	0,0020	3,06	852,48
E4	13304,13	0,0020	3,06	1095,28
E3	17968,27	0,0015	3,06	1289,46
E2	22621,03	0,0015	3,06	1465,32
E1	27413,61	0,0005	3,06	1610,48
RDC	32050,12	0,0010	3,06	1680,16

Tableau V -4 : Poids et effort tranchant de chaque niveau.

Niveaux	Sens longitudinale(x)	sens transversale (y)	RPA99/2003
	θ_x	θ_y	
E6	0,0097	0,0056	0,10
E5	0,0119	0,0067	0,10
E4	0,0139	0,0079	0,10
E3	0,0136	0,0091	0,10
E2	0,0152	0,0075	0,10
E1	0,0113	0,00830	0,10
RDC	0,0063	0,0031	0,10

Tableau V - 5: vérification de L'effet P-Δ dans les deux sens(x)et(y).

($\theta < 0.10$) dans les deux sens. Les effets du deuxième ordre peuvent être négligé pour notre cas.

➤ **Excentricité entre le centre des masses et le centre de torsion :**

Sens (x) :

STORY	Mass	X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}
STORY1	119.4756	10.459	5.63	9.508	6.322
STORY2	119.4756	10.459	5.63	9.343	6.41
STORY3	112.8256	10.445	5.637	9.341	6.367
STORY4	107.1019	10.433	5.643	9.383	6.291
STORY5	107.1019	10.433	5.643	9.44	6.204
STORY6	101.1519	10.417	5.651	9.502	6.114
STORY7	96.1281	10.404	5.657	9.561	6.025

Sens (y) :

STORY	Mass	X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}
STORY1	119.4756	17,974	8,770	18,1	8,382
STORY2	119.4756	18,099	8,608	18,1	8,449
STORY3	112.8256	18,056	8,653	18,099	8,494
STORY4	107.1019	18,099	8,607	18,098	8,516
STORY5	107.1019	18,143	8,574	18,097	8,506
STORY6	101.1519	18,097	8,586	18,097	8,496
STORY7	96.1281	18,103	8,491	18,097	8,483

Tableau V - 6: Excentricité entre le centre de masse et de torsion à chaque niveau.

➤ **Calcul de l'excentricité théorique et accidentelle :**

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion. Dans les structures avec des planchers ou des diaphragmes horizontaux rigides, on suppose que la résultante des forces horizontales à chaque niveau et dans chaque direction a une excentricité par rapport au centre de torsion, et cette excentricité est égale à la plus grande valeur entre :

5 % de la plus grande dimension du bâtiment à chaque niveau (cette excentricité doit être prise en compte de part et d'autre du centre de torsion).

- L'excentricité théorique résultant des plans.

C'est ce que préconisent les règlements techniques (RPA99/v2003, article 4.3.7).

• **L'excentricité théorique :**

Calculée précédemment (Tableau V.7)

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

- **L'excentricité accidentelle :**

Fixée par le RPA99/v2003 à 5%L

Sens X : $e_x = 0.05L_x$ Sens Y : $e_y = 0.05L_y$

STORY	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Excentricité totale	
	$e_{x\ th} (m)$	$e_{y\ th} (m)$	$e_{x\ ac} (m)$	$e_{y\ ac} (m)$	$e_x (m)$	$e_y (m)$
STORY1	0,0002	0,0001	0,0004	0,0002	0,0006	0,0007
STORY2	0,0006	0,0004	0,0012	0,0008	0,0018	0,0022
STORY3	0,00012	0,0007	0,0002	0,0014	0,00032	0,00102
STORY4	0,0018	0,0011	0,0036	0,0022	0,0054	0,0065
STORY5	0,0025	0,0015	0,005	0,003	0,0075	0,009
STORY6	0,0032	0,0019	0,0064	0,0038	0,0096	0,0115
STORY7	0,0033	0,0022	0,0066	0,0044	0,0093	0,0115

Suite aux résultats obtenus, on peut dire que la structure peut éventuellement résister aux charges extérieurs (de nature sismique). Pour cela, nous allons continuer les calculs avec les efforts développés et qui sont tirés du logiciel **ETABS**.

CHAPITRE VI

Etude des portiques

VI.1. Introduction :

Les critères de sécurité pour les structures face aux séismes, incluant la résistance, la ductilité, l'équilibre global, la stabilité des fondations, la largeur des joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme, doivent être satisfaits simultanément. Les réglementations en vigueur, notamment BAEL 91 et RPA 99 version 2003, définissent les combinaisons à utiliser pour les calculs. Grâce au logiciel d'analyse structurale Etabs 9.6.0, nous pouvons calculer le ferrailage des éléments porteurs de la structure en déterminant les efforts internes pour chaque section sous différentes combinaisons de charges.

VI.1. Combinaisons des charges :

Règlement BAEL 91 : Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes (**G**) et les charges d'exploitation (**Q**)

Règlement RPA 99 : Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques (**E**).

• Poutres :

Sollicitation du 1^{er} genre combinaison normale (BAEL 91) : $1.35 G + 1.5 Q$

Sollicitation du 2^{ème} genre combinaison accidentelle [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

• Poteaux :

Sollicitation du 1^{er} genre combinaison normale (BAEL 91) : $1.35 G + 1.5 Q$

Sollicitation du 2^{ème} genre combinaison accidentelle [RPA 99 version 2003)]

$$\begin{cases} G + Q \pm 1.2 E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique.

Ferraillage des poutres :**VI.3.1. Méthode de calcul :**

En général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, un effort normale un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort Normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1er et du 2eme genre

■ Sollicitation du 1er genre : $S_{p1}=1,35G+1,5Q$ Moment correspondant M_{sp1}

■ Sollicitation du 2eme genre : $\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E. \\ SP2 = G + Q \pm E. \end{cases}$

- Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1}
- Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour une situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400MPa \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48MPa \end{cases}$

Pour une situation courante : $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348MPa \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17MPa \end{cases}$

VI.3.2. Les armatures longitudinales :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min}=0,5\% (b \times h)$
- Section d'armature maximale : $A_{max1}=4\% (b \times h)$ (Zone courante)
- $A_{max2}=6\% (b \times h)$ (Zone de recouvrement)

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1^{er} et 2^{eme} genre sont résumées dans les tableaux suivants :

VI.3.2.1. Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0,003 S_t . b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires $S_t \leq \min (h_t/4 ; 12 \phi_L)$

En dehors de la zone nodale (en zone courante): $S_t \leq (h_t/4)$

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport $M_{t_{sp1}}/M_{t_{sp2}}$	Moments de calcul KN.m
		$M_{t_{sp1}}$	$M_{t_{sp2}}$		
Terrasse	Appuis	69,361	46,91	1,48	69,361
	Travées	60,331	44,474	1,36	60,331
Tous les étages	Appuis	69,361	47,31	1,47	69,361
	Travées	60,331	44,474	1,36	60,331

Tableau VI-1. Moments max des Poutres principales d'intermédiaire

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport $M_{t_{sp1}}/M_{t_{sp2}}$	Moments de calcul KN.m
		$M_{t_{sp1}}$	$M_{t_{sp2}}$		
Terrasse	Appuis	69,103	47,31	1,46	69,103
	Travées	49,218	36,148	1,36	49,218
Tous les étages	Appuis	45,86	26,645	1,72	45,86
	Travées	29,51	20,78	1,42	29,51

Tableau VI-2. Moments max des Poutres secondaire d'intermédiaire

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport $M_{t_{sp1}}/M_{t_{sp2}}$	Moments de calcul KN.m
		$M_{t_{sp1}}$	$M_{t_{sp2}}$		
Terrasse	Appuis	30,769	17,057	1,80	30,769
	Travées	21,312	18,05	1,18	21,312
Tous les étages	Appuis	30,769	9,155	3,36	30,769
	Travées	21,312	17,499	1,21	21,312

Tableau VI-3. Moments max des poutres principales de rive

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport $M_{t_{sp1}}/M_{t_{sp2}}$	Moments de calcul (KN.m)
		$M_{t_{sp1}}$	$M_{t_{sp2}}$		
Terrasse	Appuis	12,25	7,40	1,65	12,25
	Travées	7,873	7,66	1,02	7,66
Tous les étages	Appuis	30,769	9,155	3,36	30,769
	Travées	21,312	17,499	1,21	21,312

Tableau VI-4. Moments max des poutres secondaire de rive

VI.3.3. Exemples de calcul :

Niveau terrasse :

Le moment M_{sp1} et M_{sp2} sont obtenus à partir d'Etabs 9.6 Nous avons choisi comme exemples détaillés les poutres secondaires (intermédiaire).

● Poutres principales (30x40) cm² :

– Poutre d'intermédiaire :

- Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\%(b.h) = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{6 \text{ cm}^2} \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\%(b.h) = 4 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{48 \text{ cm}^2} \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max 2} = 6\% (b.h) = 6 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{72 \text{ cm}^2} \text{ (zone de recouvrement)}$$

En travées :

Données :

Longueur de la poutre $b=30\text{cm}$

$$h_t=40\text{cm}$$

$$d=0,9 \times h_t = 0,9 \times 40 = 36\text{cm}$$

Fissuration peu préjudiciable

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{t_{sp1}} = 60,331\text{kN.m} \quad (Sp_2) \Rightarrow M_{t_{sp2}} = 44,474\text{kN.m}$$

$$\frac{M_{t_{sp1}}}{M_{t_{sp2}}} = \frac{60,331}{44,474} = 1,36 > 1,15 \Rightarrow \text{le calcul se fait sous } (S_{p1})$$

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{60,331 \times 10^3}{30(36)^2 14,17} = 0,108 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,943$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{60,331 \times 10^3}{0,943 \times 36 \times 348} = 5,10 \text{ cm}^2$$

donc: on prend 3T14+3T12 ; $A_s = 6,88 \text{ cm}^2$

En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{asp1} = 69,361 \text{ kN.m} \quad (Sp_2) \Rightarrow M_{asp2} = 46,91 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{asp1}}{M_{asp2}} = \frac{69,361}{46,91} = 1,48 > 1,15 \Rightarrow \text{le calcul se fait sous } (S_{p1})$$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{69,361 \times 10^3}{30(36)^2 14,17} = 0,126 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,932$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{69,361 \times 10^3}{0,932 \times 36 \times 348} = 5,94 \text{ cm}^2$$

donc: on prend 6T12; $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$

Les résultats des sollicitations de calcul (moment de calcul) ainsi que leurs sections d'armatures correspondantes et les sections d'armatures adoptées pour chaque niveau sont donnés dans des tableaux présents ci-dessous :

Niveaux	Positions	Moments de calcul (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	A_s (cm ²)
Terrasse	Appuis	69,361	5,94	6,00	3T14+3T12	6,88
	Travées	60,331	5,10		6T12	6,79
7 ^{ème} étage au RDC	Appuis	69,361	5,94		6T12	6,79
	Travées	60,331	5,11		6T12	6,79

Tableau VI - 5 : Sections de ferrailage des poutres principales intermédiaires.

Niveaux	Positions	Moments de calcul (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	A_s (cm ²)
Terrasse	Appuis	30,769	2,52	6,00	5T12	5,65
	Travées	21,312	1,73		3T12	3,39
7 ^{ème} étage au RDC	Appuis	30,769	2,53		5T12	5,65
	Travées	21,312	1,73		3T12	3,39

Tableau VI - 6 : Sections de ferrailage des poutres principales de rive.

Niveaux	Positions	Moments de calcul (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	A_s (cm ²)
Terrasse	Appuis	69,103	2,53	5,25	6T12	6,79
	Travées	49,218	1,73		5T12	5,65
7 ^{ème} étage au RDC	Appuis	45,68	2,53		6T12	6,79
	Travées	29,51	1,73		5T12	5,65

Tableau VI - 7 : Sections de ferrailage poutres secondaires intermédiaires.

Niveaux	Positions	Moments de calcul (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	A_s (cm ²)
Terrasse	Appuis	30,769	2,53	5,25	3T12	3,39
	Travées	21,312	1,73		3T12	3,39
7 ^{ème} étage au RDC	Appuis	30,769	2,53		5T12	5,65
	Travées	21,312	1,73		3T12	3,39

Tableau VI - 8 : Sections de ferrailage des poutres secondaires de rive

VI.3.4. Vérifications :**Poutres principales (30×40) cm²**• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.88 + 6.76 = 13.64 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{114.98 \times 10}{30 \times 36} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.2 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.6 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement, les cadres sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

• **Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l \right) \text{ avec : } \Phi_l = 14 \text{ cm}$$

$$\Phi_t \leq \min(11.4; 30; 14)$$

$$\Phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte : } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

• **Espacement :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(32.40; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 32.40 \text{ cm } S_t = 25 \text{ cm.}$$

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi_l; 30 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

• **Vérification de la section d'armatures minimales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) = \max(0.80; 0.4) = 0.80 \text{ MPa}$$

$$S_{t=} = \frac{1.06 - (0.3 \times 1 \times 2.1) \times 30 \times 1.15}{0.9 \times 1 \times 235}$$

k = 1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij} = \min(2.1 \text{ MPa}; 3.3 \text{ MPa}) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ MPa}$$

$$S_t = \frac{1,06 - (0,3 \times 1 \times 2,1) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,09 \text{ cm}$$

- **Pourcentage minimale des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right) = \max(0,80 \text{ MPa}; 0,4 \text{ MPa}) = 0,80 \text{ MPa}$$

De (1) et (2) :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,80 \times 30}{235} = 0,10 \text{ cm}$$

on prend : $4\Phi 8 : 2,01 \text{ cm}^2 ; S_t = 15 \text{ cm}$

- **Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit noté L_s est la longueur sur laquelle il faut associer l'acier et le béton pour qu'à la sortie de l'ancrage, l'acier puisse travailler en traction à sa limite de calcul.

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime

$$\tau_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,38 \text{ MPa}$$

Diamètre d'une barre $\Phi = 14 \text{ mm}$ et $\Phi = 12 \text{ mm}$

Cette longueur dépasse la largeur d'appui ($b = 50 \text{ cm}$) selon les dimensions des poteaux, donc il faut courber les barres avec un rayon r

$$\begin{cases} r_1 = 5,5\Phi_l = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm} \\ r_2 = 5,5\Phi_l = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul des crochets :

Crochets courants d'angle 90°

$$\begin{cases} l_1 = \frac{l_s - 2,19r - l_2}{1,87} \\ l_2 = d - \left(c - \frac{\Phi}{2} + r\right) \end{cases}$$

Avec : $d = 31,5 \text{ cm}$ et $c = 2,5 \text{ cm}$

Pour $\Phi = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow$

$$\begin{cases} l_1 = 22 \text{ cm} \\ l_2 = 5,6 \text{ cm} \end{cases}$$

Pour $\Phi = 1.2 \text{ cm} \Rightarrow$

$$\begin{cases} l_1 = 23,1 \text{ cm} \\ l_2 = 6,32 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA99/v2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

40Φ en zone I :

$$\begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L = 56 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$M_s = 44,056 \text{ KN.m} ; A = 3,6 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d-y) = 0 \Rightarrow 15y^2 - 15 \times 3,6(36-y) = 0$$

$$Y = 9,70 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{30 \times (9,70)^3}{3} + 15 \times (36 - 9,70)^2 = 50137,65 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{44,056 \times 10^3}{50137,65} \times 9,70 = 8,52$$

$$\sigma_{bc} = 8,52 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Ancrages des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T = 114,98 \text{ KN} ; M_a = 69,361 \text{ KN.m}$$

$$\mathcal{Z} = \frac{M_a}{z} = \frac{69,361}{0,9 \times 0,40} = 192,67 \text{ KN} > 114,98 \text{ KN}$$

Les armatures ne sont pas soumises à un effort de traction

Compression de la bielle d'about :

$$\sigma_b = \frac{F_b}{s} ; \text{ avec } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2T}{ab} \quad (\text{où } a \text{ est la largeur d'appui de la bielle})$$

La condition suivante doit être satisfaite : $\sigma_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

En tenant compte de l'inclinaison de la bielle qui est différente de 45° , on doit vérifier que :

$$\sigma_b < \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} < \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

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

$$a = b - 2 \cdot 3 = 25 \text{ cm}$$

$$\frac{2 \times 114,98 \times 10}{30 \times 25} = 3,06 \text{ MPa} < 13,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Entrainement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9 \times d \times \mu \times \eta} \leq \overline{\tau_{ser}} = \psi_s f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ (HA)

T : effort tranchant maximale $T_{\max} = 104,94 \text{ kN}$

n : nombre d'armatures longitudinales tendues ; $\eta = 6$

μ : périmètre d'armatures tendues ; $\mu = \pi \times \Phi = 3,14 \times 1,4 = 4,4 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{114,98 \times 10^3}{0,9 \times 360 \times 44 \times 6} = 1,34$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

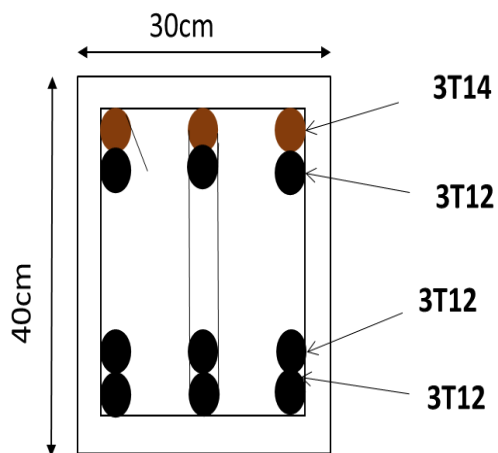
$$\tau_{ser} = 1,34 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la flèche :**

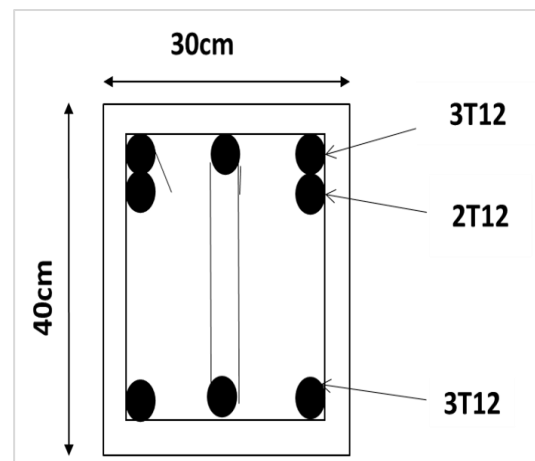
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{480} = 0,083 \geq \frac{1}{16} = 0,063 \dots \text{vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{13,64}{30 \times 40} = 0,010 \leq \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots \text{vérifiée} \end{array} \right. \geq \frac{M_{ts}}{10M_0} \Rightarrow \frac{40}{480} = 0,083 \geq \frac{44,056}{10 \times 156,60} = 0,0028 \dots \text{vérifiée}$$

Donc : il n'est pas nécessaire de calculer la flèche .

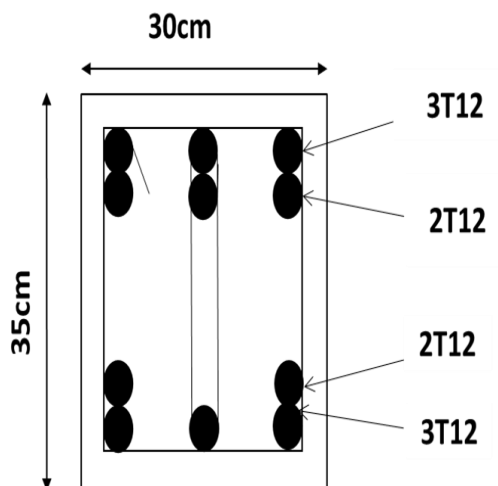
VI.3.5. Disposition du ferrailage :



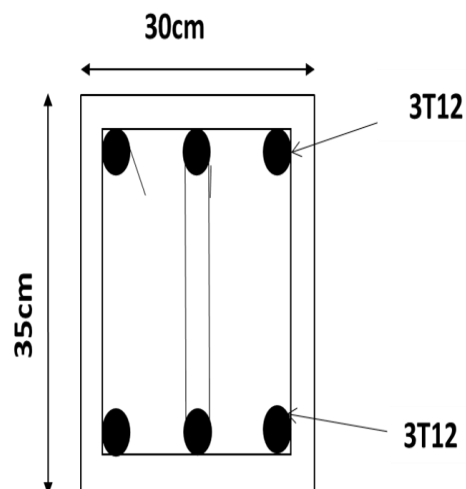
Poutre principale (intermédiaire)



Poutre principale (Rive)



Poutre secondaire (intermédiaire)



Poutre secondaire (Rive)

VI.4. Ferrailage des poteaux :

VI.4.1. Méthode de calcul :

Les poteaux sont généralement soumis à des forces multiples, notamment le moment de flexion, la force normale et l'effort tranchant, ce qui nécessite des calculs de flexion composée. Pour garantir l'intégrité structurale, la section des armatures doit correspondre à la section maximale obtenue à partir des combinaisons de charges suivantes :

$$\text{1^{er} genre : } 1.35G + 1.5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max}: M_{cor} \Rightarrow A_1 \\ N_{min}: M_{cor} \Rightarrow A_2 \\ M_{max}: N_{cor} \Rightarrow A_3 \end{cases}$$

$$\text{2^{ème} genre: } \begin{cases} 0,8 \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max}: M_{cor} \Rightarrow A_4 \\ N_{min}: M_{cor} \Rightarrow A_5 \\ M_{max}: N_{cor} \Rightarrow A_6 \end{cases}$$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurité ($\gamma_s ; \gamma_b$),

$$\text{Pour la situation courant : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \\ \gamma_b = 1,50 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_s = 348MPa \\ \sigma_b = 17,14MPa \end{cases}$$

$$\text{Pour la situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \\ \gamma_b = 1,15 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_s = 400MPa \\ \sigma_b = 18,48MPa \end{cases}$$

VI.4.2. Ferrailage exigé par le RPA99/V2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I)
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4% en zone courante, 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø (zone I)
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone I.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

Le tableau suivant donne les sections minimales et maximales imposée par le RPA99/V2003 :

Poteaux	$A_{\min}=0,7\%Xs$	$A_{\max1}=4\%XS$	$A_{\max2}=6\%XS$
(45x45) cm ² de RDC au 2 ^{ème} étage	14,175	81	121,50
(40x40) cm ² de 3 ^{ème} au 4 ^{ème} étage	11,20	64	96
(35x35) cm ² de 5 ^{ème} au 6 ^{ème} étage	8,575	49	73,50

Tableau VI - 9 : Armatures minimales et maximales pour les poteaux.

VI.4.3. Exemple de calcul :

VI.4.3.1. Les sollicitations de calcul :

Etages		Type 1	Type 2	Type 3
Combinaison courante		(45 x 45 cm ²)	(40 x 40 cm ²)	(35 x 35 cm ²)
A	$N_{\max}$	1565,66	872,91	435,47
	M_{cor}	10,14	21,44	13,85
B	$N_{\min}$	197,48	91,34	8,90
	M_{cor}	10,45	13,22	0,66
C	$M_{\max}$	66,57	76,11	52,23
	N_{cor}	600,59	374,34	153,46

Tableau VI - 10 : Sollicitations du premier genre.

Etages		Type1	Type 2	Type 3
Combinaison accidentelle		(50x 50 cm ²)	(45 x 45 cm ²)	(40 x 40 cm ²)
A	$N_{\max}$	1044.10	645.89	259.76
	M_{cor}	11.67	0.82	1.34
B	$N_{\min}$	150.51	1.97	8.33
	M_{cor}	1.16	2.50	5.06
C	$M_{\max}$	41.17	47.66	36.25
	N_{cor}	581.64	265.37	77.63

Tableau VI - 11 : Sollicitations du deuxième genre.

VI.4.3.2. Calcul du ferrailage des poteaux :

Un exemple de calcul d'un seul type de poteau étudié calculé en détail et les résultats de calcul des autres poteaux seront donnés dans un tableau.

Poteaux type 1 (45×45) cm² :

Données :

- Hauteur utile : $d = 0.9h$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400$ MPa ;
- Contrainte de compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa ;
- Contrainte de traction du béton : $f_{t28} = 2.1$ MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

1).Combinaison du premier genre :

1er cas :

$$N_{max} = 1565,66 \text{ KN} \Rightarrow M_{cor} = 10,14 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M_{cor}}{N_{max}} = \frac{10,14}{1565,66} = 0,00647 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 1565,66 \left(0,405 - \frac{0,50}{2} + 0,00647 \right) = 252,80 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81\sigma_b \times b \times d \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - \frac{0,514N_u}{b \times d \times \sigma_b} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 1565,66 \text{ KN} \leq 2324,23 \text{ KN} \dots \dots \text{vérifiée.} \\ 252,80 \text{ KN.m} \leq 1341,86 \text{ KN.m} \dots \dots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

Donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A' = 0$).

2ème cas :

$$N_{min} = 197,48 \text{ KN} \Rightarrow M_{cor} = 10,45 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M_{cor}}{N_{max}} = \frac{10,45}{197,48} = 0,053 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 197,48 \left(0,405 - \frac{0,50}{2} + 0,053 \right) = 41,08 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81\sigma_b \times b \times d \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - \frac{0,514N_u}{b \times d \times \sigma_b} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 197,48 \text{ KN} \leq 2324,23 \text{ KN} \dots \dots \text{vérifiée.} \\ 41,08 \text{ KN.m} \leq 84,54 \text{ KN.m} \dots \dots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

Donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A' = 0$).

3^{ème} cas :

$$M_{max} = 66,57 \text{ KN} \Rightarrow N_{cor} = 600,59 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M_{cor}}{N_{max}} = \frac{66,057}{600,59} = 0,111 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 600,59 \left(0,405 - \frac{0,50}{2} + 0,111 \right) = 159,76 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81\sigma_b \times b \times d \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - \frac{0,514N_u}{b \times d \times \sigma_b} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 600,59 \text{ KN} \leq 2324,23 \text{ KN} \dots \dots \text{vérifiée.} \\ 159,76 \text{ KN.m} \leq 47,52 \text{ KN.m} \dots \dots \text{Non vérifiée.} \end{cases}$$

Donc la section est Non surabondante, les armatures sont nécessaires ($A_s \neq 0$).

$$(d-c) N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c)b \times h \times \sigma_b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (d-c) N_u - M_u = (0,405 - 0,025) 600,59 = 228,22 \text{ KN.m} \\ (0,337h - 0,81c)b \times h \times \sigma_b = (0,337 \times 0,45 - 0,81 \times 0,025) \times 0,45 \times 0,45 \times 14,17 \times 10^3 = 377,75 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc : $228,22 \text{ KN.m} \leq 377,75 \text{ KN.m} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \sigma_b} = \frac{66,57 \times 10^3}{45(40,5)^2 14,17} = 0,064 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,967$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{66,57 \times 10^3}{0,967 \times 40,5 \times 348} = 4,88 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 4,88 - \frac{600,59}{348} = 3,15 \text{ cm}^2$$

2). Combinaison du deuxième genre :

1er cas :

$$N_{max} = 1143,25 \text{ KN} \Rightarrow M_{cor} = 5,54 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M_{cor}}{N_{max}} = \frac{5,54}{1143,25} = 0,00485 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 1143,25 \left(0,405 - \frac{0,50}{2} + 0,00485 \right) = 288,25 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81\sigma_b \times b \times d \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - \frac{0,514N_u}{b \times d \times \sigma_b}\right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 1143,25KN \leq 2324,23KN \dots \dots \text{vérifiée.} \\ 288,25KN.m \leq 590,55KN.m \dots \dots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

Donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A'_s = 0$).

2^{ème} cas :

$$N_{min} = 284,85 \text{ KN} \Rightarrow M_{cor} = 2,083 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M_{cor}}{N_{max}} = \frac{2,083}{284,85} = 0,00731 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 284,85 \left(0,405 - \frac{0,50}{2} + 0,00731 \right) = 46,23 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81\sigma_b \times b \times d \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - \frac{0,514N_u}{b \times d \times \sigma_b}\right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 284,85KN \leq 2324,23KN \dots \dots \text{vérifiée.} \\ 46,23KN.m \leq 49,23KN.m \dots \dots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

Donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A'_s = 0$).

3^{ème} cas :

$$M_{max} = 62,94 \text{ KN} \Rightarrow N_{cor} = 338,80 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M_{cor}}{N_{max}} = \frac{62,94}{338,80} = 0,186 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 338,80 \left(0,405 - \frac{0,50}{2} + 0,186 \right) = 115,53 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81\sigma_b \times b \times d \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - \frac{0,514N_u}{b \times d \times \sigma_b}\right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 338,80KN \leq 2324,23KN \dots \dots \text{vérifiée.} \\ 115,53KN.m \leq 44,68KN.m \dots \dots \text{Non vérifiée.} \end{cases}$$

Donc la section est Non surabondante, les armatures sont nécessaires ($A_3 \neq 0$).

$$(d-c) N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c)b \times h \times \sigma_b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} d-c) N_u - M_u = (0,405 - 0,025)338,80 = 128,74 \text{ KN.m} \\ (0,337h - 0,81c)b \times h \times \sigma_b = (0,337 \times 0,45 - 0,81 \times 0,025) \times 0,45 \times 0,45 \times 14,17 \times 10^3 = 377,75 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc : $128,74 \text{ KN.m} \leq 377,75 \text{ KN.m} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \sigma_b} = \frac{62,94 \times 10^3}{45(40,5)^2 14,17} = 0,060 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,969$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{62,94 \times 10^3}{0,969 \times 40,5 \times 348} = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 4,88 - \frac{338,80}{348} = 3,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1; A_2; A_3; A_4; A_5; A_6; A_{\min}).$$

Pour une section de béton (45×45) cm² (Zone sismique I)

$$A_{\min} = 14,175 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max (0 ; 0 ; 3,15 ; 0 ; 0 ; 3,90; 14,175)$$

$$A_{\text{adopté}} = 14,175 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4T20+4T16; soit: $A_s = 20,61 \text{ cm}^2$ 4 barres par face.

VI.4.4. Vérifications :

Le poteau le plus sollicité (45×45) cm² :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} ; \text{ avec : } T_u : \text{effort tranchant maximal}$$

$$\tau_u = \frac{46,01 \times 10^3}{405 \times 450} = 0,003 \text{ MPa}$$

Contrainte tangente admissible : $\overline{\tau_u} = \min(0.15 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.75 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = 0,003 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,75 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}.$$

- Calcul des armatures transversales :**

Selon le RPA99/V2003 (article 7.4.2.2) :

$$\Phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,66 \text{ mm}$$

On adopte : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{\rho_a v_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul

h₁ : hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : coefficient correcteur : $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$

S_t : Espacement des armatures transversales

a. Espacement :

D'après le RPA 99 (version 2003) on a :

En zone nodale : $S_t \leq \min(10 \Phi_L; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$; soit $S_t = 10 \text{ cm}$ En zone courante :

$S_t \leq 15 \Phi_L = 24 \text{ cm}$; soit $S_t = 15 \text{ cm}$

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

$\text{Max}(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60) = \text{max}(51; 45; 45; 60) = 60 \text{ cm}$

$L' = 2h' = 2 \times 60 = 120 \text{ cm}$

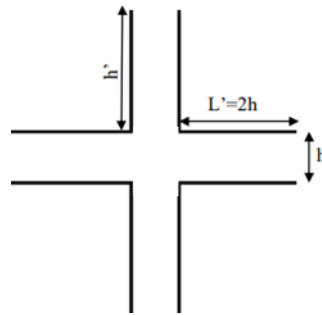


Figure VI - 1 : Zone nodale (RPA99/V2003).

b. Calcul de l'élancement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

Avec :

l_f : longueur de flambement .

b : dimension de la section droite du poteau.

$$l_f = 0,7l_0$$

$$\lambda_g = \frac{0,7l_0}{45} = \frac{0,7 \times 306}{45} = 4,76 < 5 \quad ; \text{avec: } \rho_a = 3,75$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{s_t \rho_a v_u}{h_1 f_e} = \frac{15 \times 46,01 \times 3,75}{45 \times 400} = 0,14 \text{ cm}^2$$

C. Quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{T \times b}$$

$$\begin{cases} \text{zone nodale: } A_t = 0,3\%10 \times 45 = 1,35\text{cm}^2 \\ \text{zone courant: } A_t = 0,3\%15 \times 45 = 2,03\text{cm}^2 \end{cases}$$

On adopte : $10\phi 8$; $A_t = 5,03\text{cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 10\text{cm}$

d. Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t}{bS_t} \geq \max(\tau_u; 0,4\text{MPa}) = 0,4\text{MPa}$$

$$A_t \geq \frac{0,4bS_t = 0,4 \times 45 \times 10}{f_e = 400} \Rightarrow A_t \geq 0,45\text{cm}^2$$

$$A_t = 0,45\text{cm}^2 > 0,4\text{cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

e. Disposition des armatures des nœuds :

Pour prévenir les problèmes d'encombrement dans les construction ,les règles RPA99/V2003 recommandent l'utilisation de cadres traditionnels ou de de sections en U superposées en forme de carré ou de rectangle , avec au moins trois cadres par nœud et un espacement à limité à 10 cm maximum .

Les sollicitations maximales et sections d'armatures correspondantes aux différents niveaux sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Cas	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			Amin cm ²	Aadoptée (cm ²)
		Nu (KN)	Mu (KN.m)	Acal cm ²	Nu (KN)	Mu (KN.m)	Acal cm ²		
Type 1 (50×50) cm ²	A	1565,66	10,14	0	1143,25	5,54	0	14,175	4T20+4T16 (20,61)
	B	197,48	10,45	0	284,85	2,083	0		
	C	600,59	66,57	3,15	338,80	62,94	3,90		
Type 2 (45×45) cm ²	A	876,91	21,44	0	644,19	76,11	0	11,20	4T16+4T14 (14,20)
	B	91,34	13,22	0	77,22	8,69	0		
	C	334,34	76,11	0	319,85	69,83	0		
Type 3 (40×40) cm ²	A	435,47	13,85	0	322,65	5,95	0	8,575	8T14 (12,32)
	B	8,90	0,66	0	15,07	0,895	0		
	C	153,46	52,23	0	105,59	44,76	0		

Tableau VI - 12 : Sections de ferrailage des poteaux.

VI.4.5. Disposition du ferrailage :

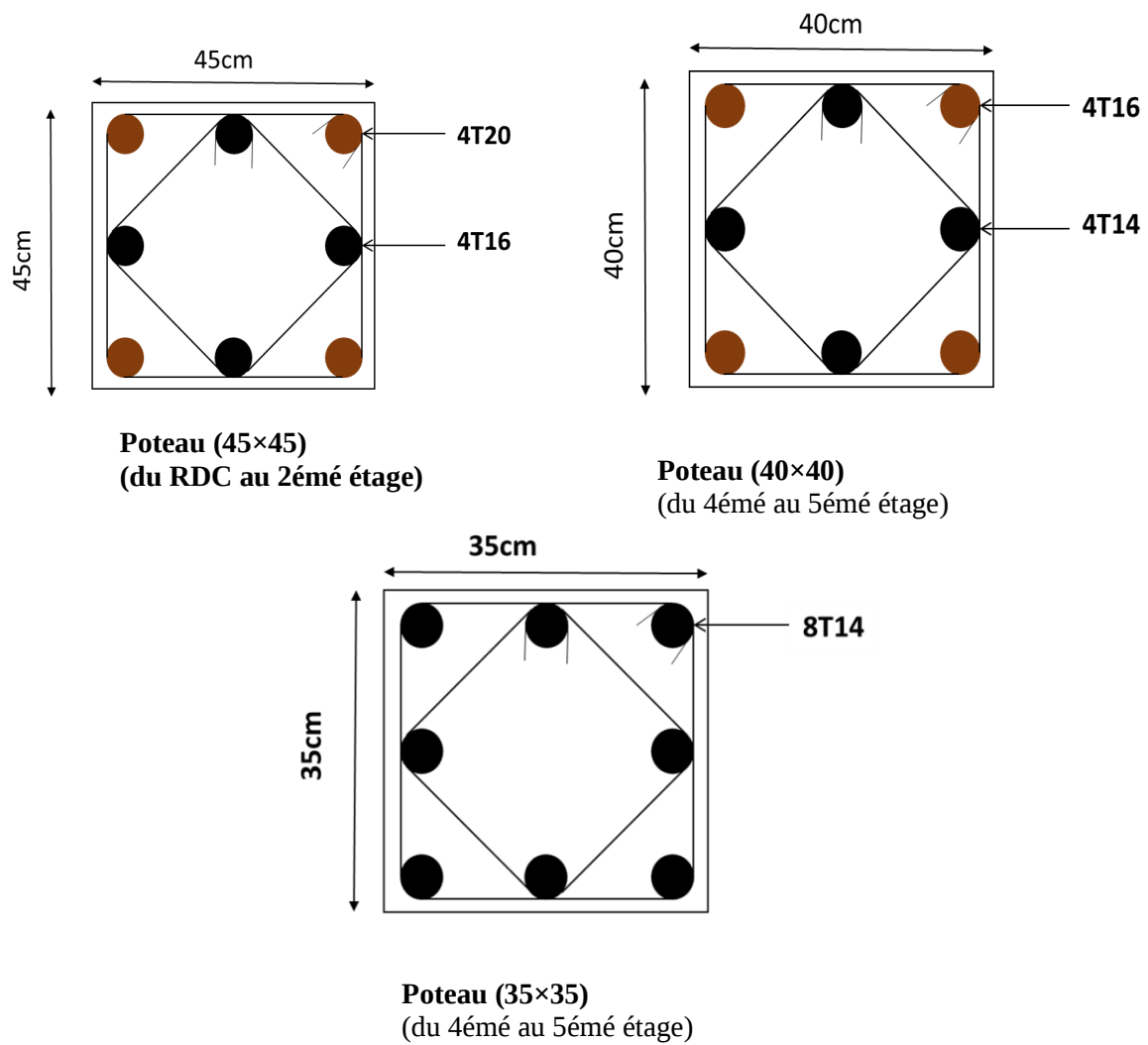


Figure VI - 2 : Disposition du ferrailage des poteaux

CHAPITRE VII

Etude des voiles

VII.2. Introduction:

Les voiles ou murs en béton armé sont des éléments structuraux verticaux coulés dans des coffrages à leur emplacement définitif. Ces éléments comprennent généralement des armatures structurelles fixées de manière forfaitaire et des armatures prises en compte dans les calculs de résistance.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,).

VII.2. Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement sont essentiels pour résister aux forces horizontales générées par les vents ou les séismes. Dans notre construction, nous utilisons un système de contreventement mixte, combinant des voiles et des portique .ce système en raison de sa capacité de résistance satisfaisant .cependant , il est important de un mélange de deux types, et que les voiles peuvent subir des forces changeantes de sens aux niveaux supérieurs ,en raison de l'interaction avec les portiques qui bloquent leurs déplacements .par conséquent, une attention particulière doit être portée à la conception et à la réalisation de ce type de structure.

Les voiles sont caractérisés par leurs deux dimensions significatives par rapport à leur épaisseur, et tout poteau qui est allongé et dépasse quatre fois son épaisseur est classé comme un voile.

- **Conception :**

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas de torsion.
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

- **Calcul :**

Dans les calculs, il est essentiel de considérer un modèle global comprenant l'ensemble des éléments structuraux, tels que les portiques et les voiles, afin de prendre en compte les lois de comportement spécifiques à chaque type de structure et d'assurer une analyse précise et réaliste.

VII.5.3. Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$ (vérification du béton)

- 0,8G + E (calcul des aciers de flexion)

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- Armatures transversales

A. La méthode calcul :

La méthode des contraintes (Formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} + \frac{M \times v}{I}$$

Avec :

N : Effort normal appliqué sur le voile ;

M : Moment fléchissant appliqué sur le voile ; A : Section du voile ;

v : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ; I : Moment d'inertie du voile.

On distingue trois (03) 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)

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times l$$

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 :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e} ; \text{ on compare } A_v \text{ par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).}$$

- Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a \times l$; 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.

B. Armatures verticales :

Les armatures sont organisées en deux nappes parallèles pour faire face aux contraintes de flexion composée. Le RPA99/version 2003 impose un pourcentage minimal d'armature de 0,15% de la section du béton. La disposition symétrique des armatures dans le voile est nécessaire pour prendre en compte les changements de direction du Séisme. Par ailleurs, le diamètre des barres d'armature est limité à 1/10 de l'épaisseur du voile pour garantir une bonne adhérence et une efficacité optimale.

c. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% .
- En zone courante 0,10 %.

d. Armatures transversales :

Des les armatures transversales perpendiculaire aux faces du voile doivent être prévues avec une densité minimale de 4 par m^2 lorsque les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égale à 12 mm .ces armatures transversales doivent maintenir toutes les barres avec un espacement maximal de 15 fois le diamètre des aciers verticaux .

E. Armatures de couture :

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

Avec :

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VII.5.4. Ferrailage des voiles :

VII.5.4.1. Méthode de calcul

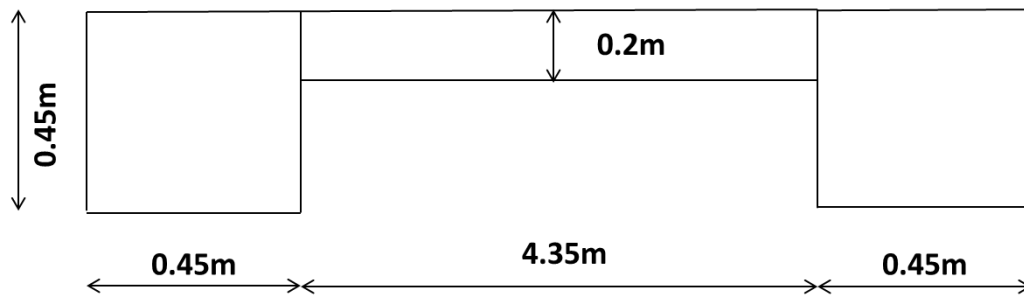


Figure VII - 1 : Schéma du voile type 1 et deux poteau.

Type 1 :

Epaisseur du voile :

$$a > \frac{h_e}{22} > \frac{306}{22} \Rightarrow a > 13,90 \text{ cm}$$

On prend : $a = 20 \text{ cm}$

$$\begin{cases} A = 1,275 \text{ m}^2 \\ I = 3,7115 \text{ m}^4 \\ v = 2,625 \text{ m} \end{cases}$$

Combinaison :

$$\begin{cases} 0,8G \mp E \\ G + Q \mp E \end{cases}$$

$$\begin{cases} N = 1143,08 \text{ KN} \\ M = 22,38 \text{ KN.m} \\ V_u = 16,52 \text{ KN} \end{cases}$$

Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{1143,08 \times 10^{-03}}{1,275} + \frac{22,38 \times 2,625 \times 10^{-03}}{3,715} = 0,91 \text{ MPA} > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{1143,08 \times 10^{-03}}{1,275} - \frac{22,38 \times 2,625 \times 10^{-03}}{3,715} = 0,88 \text{ MPa} > 0$$

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: donc la section est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée avec le minimum exigé par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min} = 0.15\% \times a \times L$$

VII.5.4.2. Calcul des armatures verticales : $\leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} \Rightarrow D \leq 20mm \quad D = 12mm$

D'après le R.P.A 99 (version 2003)

on à :

$$A_{\min} = 0.15\% \times a \times L$$

On calcul le ferrailage pour une bande de 1 mètre

$$A_{\min} = 0.15\% \times a \times L \text{ selon le RPA99/v2003}$$

$$A_{\min} = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3.00 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• **Le diamètre :**

$$D \leq \frac{h}{10}$$

On prend : $D = 12mm$

Avec :

h : épaisseur du voile (mm)

$$D = \frac{200}{10} \Rightarrow D \leq 20mm$$

On prend : $D = 12mm$

Espacement

❖ Selon le B.A.E.L91/modifié99, on a :

$$S_t \leq \min \{2a ; 33 \text{ cm}\} ; S_t \leq \min \{40 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

❖ Selon le **RPA99/V2003**, on a :

$$S_t \leq \min \{1.5a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{30 ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } S_t \leq \min \{S_{t \text{BAEL91/99}} ; S_{t \text{RPA99/V2003}}\} S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

Le choix de la section des armatures verticales : $5T12 \text{ p.m} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

VII.5.4.3. Calcul des armatures horizontales :

On adopte le même ferrailage que celui des armatures verticales précédemment calculé

soit : $5T12 \text{ p.m} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

VI.5.1.1. Calcul des armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au m^2 ; donc on adopte 4 épingles $\varnothing 8/m^2$.

VII.5.5. Vérifications :**Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :**

- Selon le BAEL91/99 :

$$V_u = 16,52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16,52 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,09 \text{ MPa}$$

Contrainte tangente admissible :

$$\overline{\tau_u} = \min(0,15 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,09 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,75 \text{ MPa}$$

- Selon le RPA99/V2003 :

On calcule la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{\overline{T}}{a \times d}$$

Avec : $\overline{T} = 1.4 T_{cal}$: l'effort tranchant de calcul majoré de 40%
a : épaisseur du voile
d : longueur du voile $d = 0.9 h$

Cette contrainte est limitée par : $\overline{\tau_b} = 0.2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{23,13 \times 10^3}{200 \times 180} = 0,64 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,64 \text{ MPa} < \overline{\tau_b} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

VII.5.6. Disposition des armatures :**VII.5.6.1. Armatures verticales :**

- Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.
- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm
- $S_t = 30 \text{ cm} \Rightarrow \frac{S_t}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.
- $L = 480 \text{ cm} \Rightarrow \frac{L}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm}.$

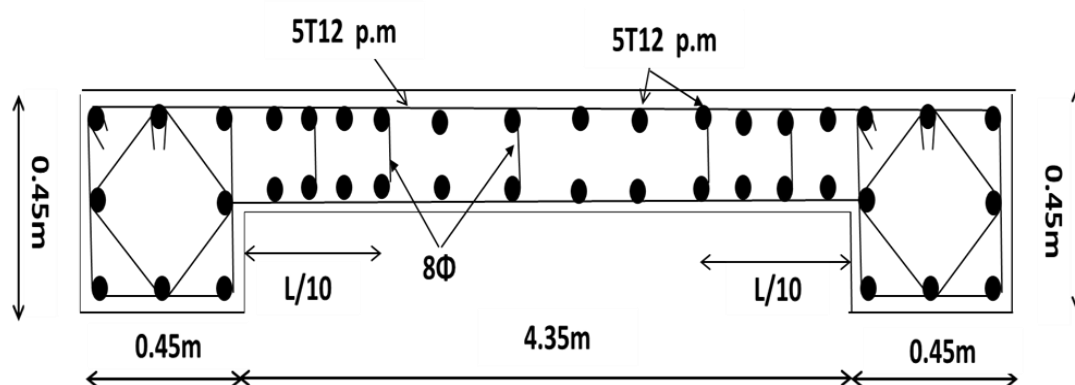


Figure VII - 2 : Coupe transversale des 3 types de voile.

VII.5.6.2. Armatures horizontales :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 cm ;
- Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur ;
- Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur :

$$St = \min \{ 1.5e ; 30 \text{ cm} \} ;$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

VII.5.6.3. Armatures transversales :

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré ;
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

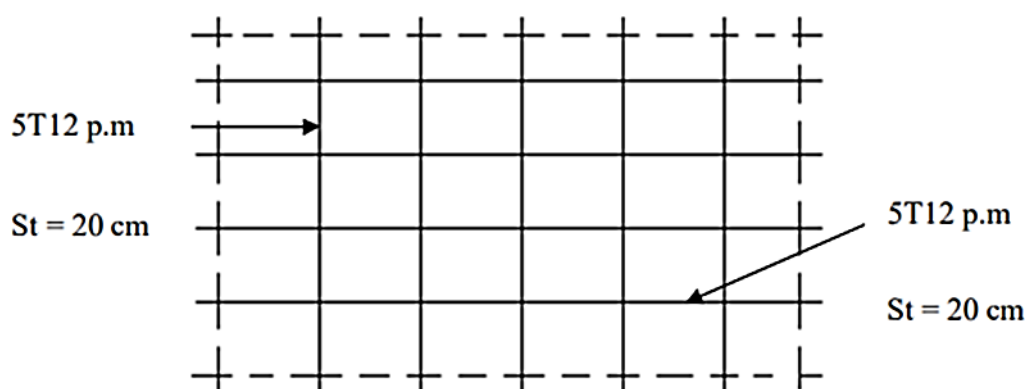


Figure VII - 3 : Disposition du ferrailage du voile.

CHAPITRE VIII

Etude L'infrastructure

VIII.1. Introduction :

Les fondations sont conçues pour transmettre les charges et les surcharges de la structure au sol. Le choix de la fondation dépend principalement de la capacité portante du sol et des charges de l'ouvrage. Il existe trois types de fondations :

1. Fondations superficielles : utilisées pour les sols stables et proches de la surface, elles permettent une transmission directe des efforts au sol (semelles isolées, semelles filantes, radiers).
2. Fondations semi-profondes : utilisées lorsque les fondations superficielles ne sont pas possibles et que les fondations profondes ne sont pas nécessaires, elles offrent également une protection contre les phénomènes de gel et de dégel.
3. Fondations profondes : utilisées lorsque le sol stable se trouve à une grande profondeur (supérieure à 10 mètres environ).

VIII.2. Etude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée soit par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage. Une étude préalable du sol à donner la valeur 1.7 bars pour la contrainte admissible du sol ($\overline{\sigma_{sol}}$).

VIII.3. Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

■ Des sollicitations dues à la superstructure qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces oblique, des forces Horizontales et des moments de flexion ou de torsion.

■ Des sollicitations dues au sol qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, Remblais).

Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage : l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné ;

- Pour qu'il n'y ait pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 50 cm
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.

VIII.4. Choix du type de fondations :

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs facteurs clés, notamment :

- Le type d'ouvrage à construire
- La nature et l'homogénéité du sol
- La capacité portante du terrain
- La charge totale transmise au sol
- L'aspect économique
- La facilité de réalisation

Pour notre projet, nous avons choisi un radier général comme type de fondation, étant donné la capacité portante du sol de 2 bars, les charges, l'existence de voiles dans les deux directions.

VIII.4.1. Définition du radier :

Le radier est une fondation superficielle de grande dimension qui supporte l'ensemble de la construction. Il présente une surface d'appui continue, composée de dalles, de nervures et de poutres, et déborde de l'emprise de l'ouvrage. Le radier permet une répartition uniforme des charges et résiste aux contraintes du sol.

Un radier général doit remplir trois conditions essentielles :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- Transmettre la totalité des efforts au sol
- Éviter les tassements différentiels

Le calcul d'un radier est similaire à celui d'un plancher renversé, mais il est soumis à des sollicitations importantes dues à la réaction du sol, qui est approximativement égale au poids total de la structure.

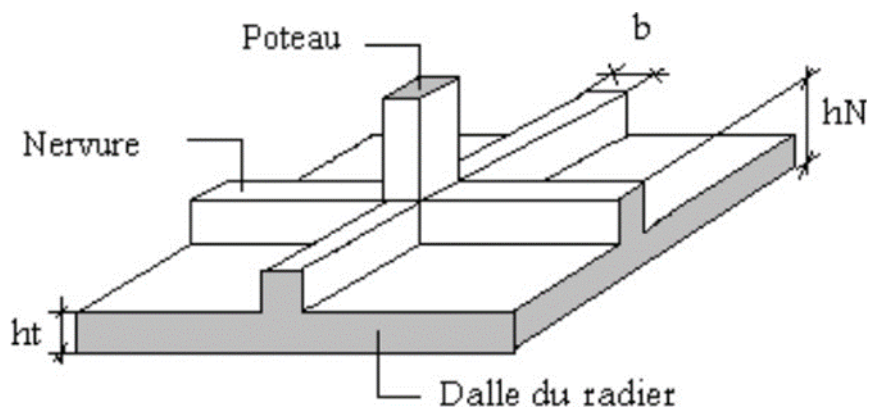


Figure VIII. 1 : Schéma du Radier

VIII.4.2. Calcul du radier :

Un radier c'est une semelle unique de très grande dimension commun entre tous les poteaux et voiles supportant toute la construction. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (Réaction de sol $\approx$ poids total de la structure).

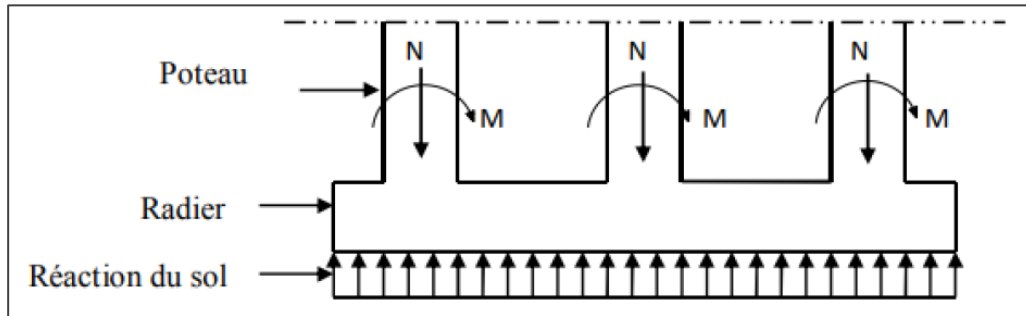


Figure VIII. 2 : Schéma du Radier

VIII.4.3. Pré dimensionnement du radier :

Le radier général supporte la somme des charges permanentes et charges d'exploitations dues à la superstructure :

$$G_T = \sum_{i=1}^6 G_i = 3191.71 \times 9.81 = 31310.69 \text{ KN}$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^6 Q_i = 421.87 \times 9.81 = 4138.63 \text{ KN}$$

Avec :

G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

A . Combinaison d'actions :

$$A L E L U : Nu = 1,35Gr + 1,5Qr = 48477.38 \text{ kN}$$

$$A L E L S : Nu = Gr + Qr = 35449.32 \text{ kN}$$

B. Surface minimale du radier :

La surface du radier est donnée par la formule suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{35449,32}{2 \times 10^2} = 177,25 \text{ m}^2$$

On prend un débord ($D = 80 \text{ cm}$) de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{radier} = 450.80 \text{ m}^2$

C. Calcul de l'épaisseur de la dalle du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

1ère Condition :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} b}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant ultime ; $V_u = Q_u \frac{L}{2}$

L : Longueur maximale d'une bande 1m ; $L = 4,80$ m

B : largeur

$$Q_u = \frac{N_u}{s} = \frac{48477.38}{450.80} = 107.53 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1 mètre linéaire :

$$Q_u = 95,27 \times 1\text{m} = 95,27 \text{ kN/m}$$

$$V_u = \frac{Q_u L}{2} = \frac{107,53 \times 1\text{m} \times 4,80}{2} = 258.07 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{258.07 \times 10^{-3}}{20,06 \times 25 \times 1} = 0.172 \text{ m}$$

2ème Condition :

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} ; \text{ avec } L = 480 \text{ cm} \\ \frac{480}{25} = 19,20 \text{ cm} \leq d \leq \frac{480}{20} = 24 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } h_r \geq d + c = 25 + 5 = 30 \text{ cm}$$

Suite à la vérification des conditions énumérées ci –dessus, on opte pour une épaisseur :

$$h_r = 30 \text{ cm}$$

VIII.5. Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 53.33 \text{ cm} \leq h_p \leq 80 \text{ cm}$$

$$\text{On prend comme dimension : } \begin{cases} h_p = 70 \text{ cm} \\ b_p = 45 \text{ cm} \\ d = 63 \text{ cm} \end{cases}$$

VIII.6. Vérification des contraintes du sol :

On doit vérifier la contrainte du sol sous radier à L'ELS l'action de la superstructure ainsi son poids propre et compris les poutres de libage.

• Poids propre du radier :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_{BA} (h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i)$$

$$G_{\text{radier}} = 25(0,30 \times 450,80 + 0,70 \times 0,45 \times 261,20) = 3463,28 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ser}} = G_{\text{radier}} + N_{\text{ser superstructure}} = 3463,28 + 35449,32 = 38912,6 \text{ kN}$$

Donc on va vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol}$$

$$\Rightarrow \frac{38912,60}{450,80} = 86,31 \text{ kN/m}^2 < 200 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée}.$$

VIII.7. La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = 4 \sqrt{\frac{4EI}{kb}}$$

Avec :

$$I : \text{Inertie de la poutre} : I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,45 \times (0,70)^3}{12} = 0,012 \text{ m}^4$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre : $b = 0,45 \text{ m}$

K : coefficient de la raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$

$$L_e = 4 \sqrt{\frac{4 \times 3216420 \times 0,012}{500 \times 0,45}} = 5,12 \text{ m}$$

$$L_{max} < \frac{\pi}{2} L_e$$

L_{max} : longueur maximale entre nue des poteaux ; $L_{max} = 5,12 \text{ m}$

$$L_{max} = 5,12 \text{ m} < \frac{\pi}{2} L_e = \frac{\pi}{2} \times 5,12 = 8,03 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}.$$

Donc : On peut considérer que le radier est infiniment rigide.

VIII.8. Ferrailage du radier :

VIII.8.1. Évaluation des charges pour le calcul du radier :

- Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{38912,60}{450,80} = 86,31 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{radier} = \gamma_b \times h_r = 25 \times 0,30 = 7,5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 86,31 - 7,5 = 78,81 \text{ kN/m}^2$$

Donc la charge en « m^2 » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier

est de :

$$Q = 78,81 \text{ KN/m}^2$$

Soit une dalle renversée dont les appuis sont constitués par des voiles soumis à une pression uniforme due au poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Il comporte des panneaux de dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y

Avec : $L_x < L_y$

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{er} cas :

Si $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0,4$: le panneau de dalle travaille dans un seul sens . il est calculé à la flexion simple comme une poutre continue dans les sens de la petite portée (L_x).

2^{ème} cas :

Si $0,4 \leq \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$: le panneau de dalle travaille dans les deux sens (L_x) et (L_y)

VIII.8.2. Méthode de calcul :

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments de la dalle se calculent pour une bande de largeur unité (1 ml) et ont pour valeurs :

Dans le sens de grande portée : $M_{Ox} = \mu_x \times q \times L_x^2$

Dans le sens de petite portée : $M_{Oy} = \mu_y \times M_{Ox}$

Avec :

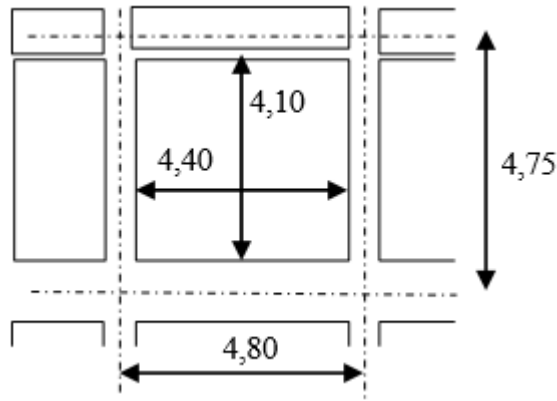
μ_x et μ_y : coefficients en fonction de α (0 à l'ELS et 0.2 à l'ELU). Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t = 0,75M_0 \Rightarrow \text{panneau intermédiaire .} \\ M_t = 0,85M_0 \Rightarrow \text{panneau de rive .} \end{cases}$$

Moment sur appuis :

$$\begin{cases} M_a = 0,5M_0 \Rightarrow \text{panneau intermédiaire .} \\ M_a = 0,3M_0 \Rightarrow \text{panneau de rive .} \end{cases}$$



Figures VIII.3 : Schéma du panneau le plus défavorable

VIII.8.3. Exemple de calcul :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,10}{4,40} = 0,93 > 0,40$$

Donc : le panneau de dalle travaille dans les deux sens (L_x) et (L_y).

$$\alpha = 0,93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,8450 \end{cases}$$

$$\text{sens } (L_x): \mu_y = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0428 \times 78,81 \times (4,10)^2 = 56,70 \text{ KN.m}$$

$$\text{sens } (L_y): M_{oy} = \mu_y \times \mu_y = 0,8450 \times 56,70 = 47,91 \text{ KN.m}$$

En travée :

- Sens (L_x) : $M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 0,85 \times 56,70 = 48,20 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{48,20 \times 10^3}{100 \times (20)^2 \times 14,17} = 0,086 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,955$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{48,20 \times 10^3}{0,955 \times 20 \times 348} = 7,25 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T14 P.m ; $A_s = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 17 \text{ cm}$

- Sens (L_y) : $M_{ty} = 0,85 M_{oy} = 0,75 \times 47,91 = 35,93 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{35,93 \times 10^3}{100 \times (20)^2 \times 14,17} = 0,063 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,967$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{35,93 \times 10^3}{0,967 \times 20 \times 348} = 5,34 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T12 P.m ; $A_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 17 \text{ cm}$

Sur appui :

- Appui de Rive : $M_{a\ rive} = 0,30M_{ox} = 0,30 \times 56,70 = 17,01\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{a\ rive}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{17,01 \times 10^3}{100 \times (20)^2 \times 14,17} = 0,030 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,985$$

$$A_s = \frac{M_{a\ rive}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17,01 \times 10^3}{0,985 \times 20 \times 348} = 2,48\text{cm}^2$$

On adopte : 4T12 P.m ; $A_s = 4,52\text{cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25\text{cm}$

- Appui intermédiaire : $M_{a\ int} = 0,85M_{oy} = 0,5 \times 47,91 = 23,96\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{a\ int}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{23,96 \times 10^3}{100 \times (20)^2 \times 14,17} = 0,042 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,979$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{23,96 \times 10^3}{0,979 \times 20 \times 348} = 3,51\text{cm}^2$$

On adopte : 4T12 P.m ; $A_s = 4,52\text{cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25\text{cm}$

VIII.8.4. Vérification de l'espacement :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \\ S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

VIII.8.5. Disposition du ferrailage :

La longueur de scellement est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct. Les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

- Arrêt des barres sur appuis :**

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{tj} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,84\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{2,84 \times 4} = 42,25\text{cm}$$

$$L_1 = \max\{L_s; 0,2L_x\} = \max\{42,25; 0,2 \times 440 = 88\text{cm}\} = 88\text{cm}$$

$$L_2 = \max\left\{L_s; \frac{L_1}{2}\right\} = \max\left\{42; \frac{88}{2} = 44\right\} = 44\text{cm}$$

- Arrêt des barres en travée :**

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis

à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{440}{10} = 44cm$$

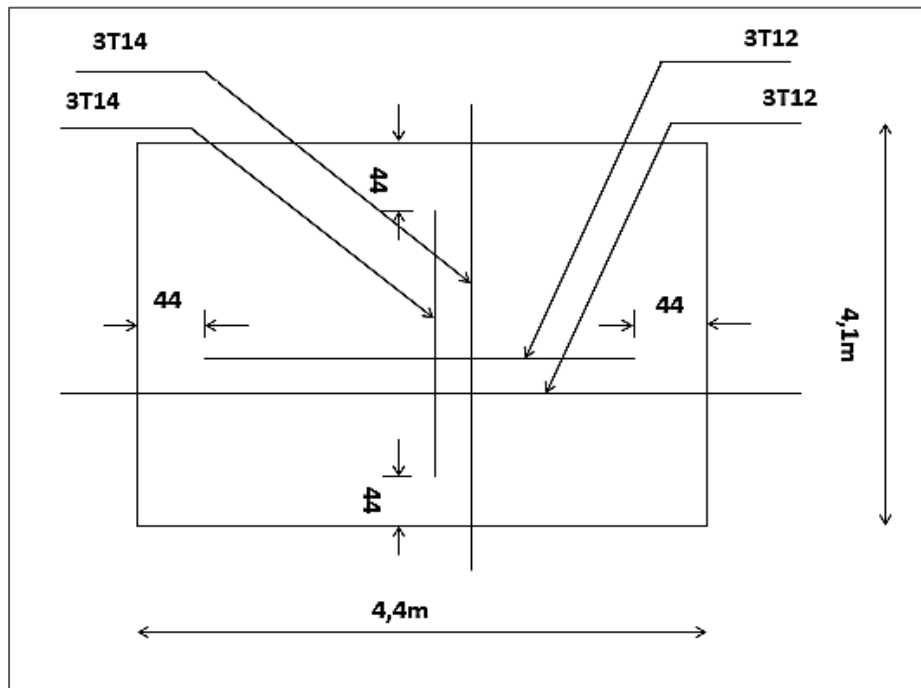


Figure VIII.4: Armatures supérieures (en travées).

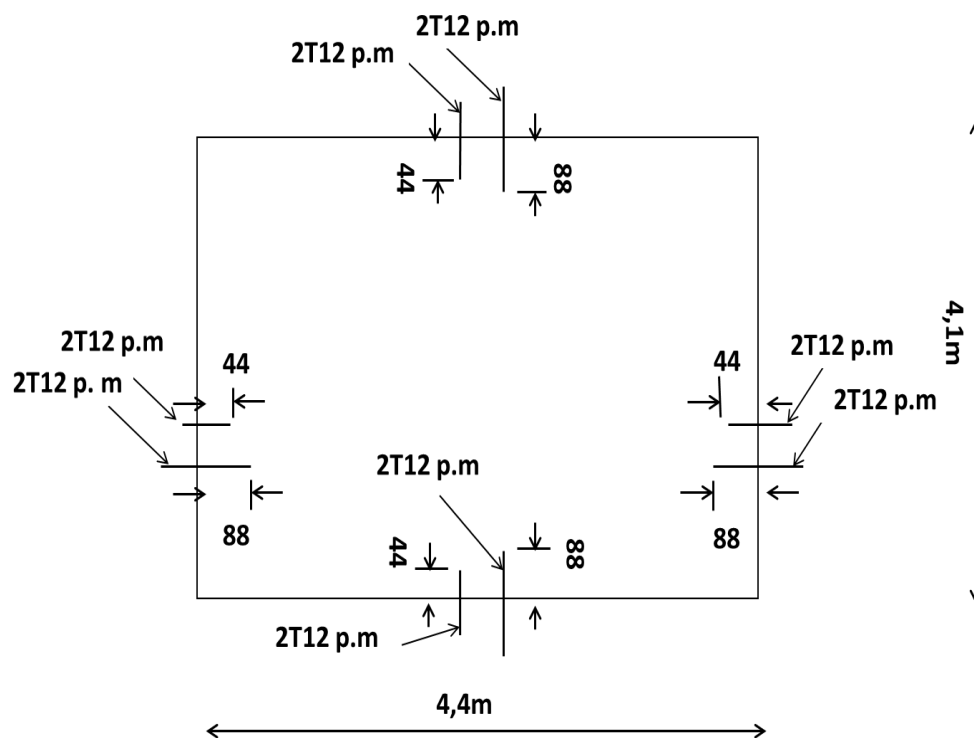


Figure VIII. 5 : Armatures inférieures (sur appui).

VIII.9. Ferrailage des poutres de libage :

Le rapport $\alpha = \frac{L_x}{L_y} > 0,40$

Pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires et trapézoïdales pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

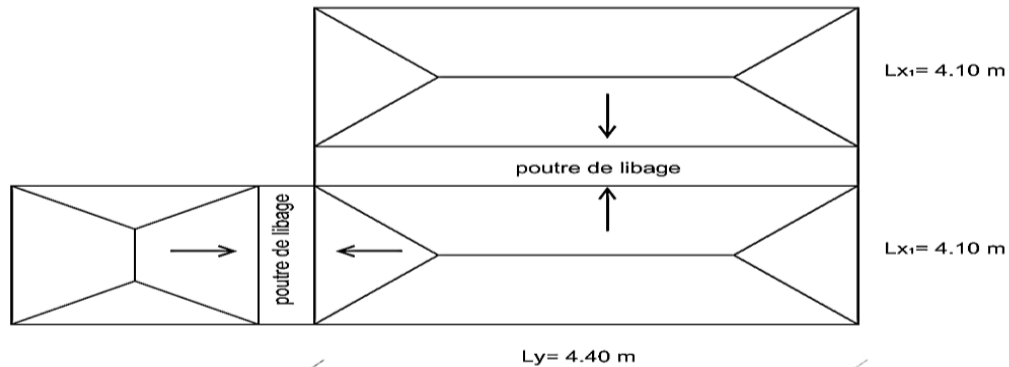


Figure VIII.6 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes.

1. Sens longitudinale (x) :

2. Calcul de q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$q' = \left[\frac{q}{2} \left(1 - \frac{L_x^2}{3L_y^2} \right) L_x \right] + \frac{1}{3} \times Q \times L_x = \left[\frac{78,81}{2} \left(1 - \frac{(4,1)^2}{3(4,4)^2} \right) 4,1 \right] + \left[\frac{1}{3} (78,81)(4,1) \right] = 222,51 \text{ KN/ml}$$

• Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q' L^2}{8} = \frac{222,51(4,1)^2}{8} = 467,55 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 467,55 = 397,42 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{397,42 \times 10^3}{45 \times (63)^2 \times 14,17} = 0,158 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,914$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{397,42 \times 10^3}{0,914 \times 63 \times 348} = 19,83 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T20+4T16P.m ; $A_s = 20,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sur appui :

$$M_a = 0,4M_o = 0,4 \times 467,55 = 187,02 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{187,02 \times 10^3}{45 \times (63)^2 \times 14,17} = 0,074 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$\beta = 0,962$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{187,02 \times 10^3}{0,962 \times 63 \times 348} = 8,87 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T20 ; $A_s = 12,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

3. Sens transversal (y) :

Calcul de q' : C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$q' = 2 \left[\frac{q}{2} \left(1 - \frac{L_x^2}{3L_y} \right) L_x \right] = 2 \left[\frac{78,81}{2} \left(1 - \frac{(4,1)^2}{3(4,4)^2} \right) 4,1 \right] = 229,60 \text{ KN/ml}$$

• Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q' L^2}{8} = \frac{229,60(4,1)^2}{8} = 482,45 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_o = 0,85 \times 482,45 = 410,08 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{410,08 \times 10^3}{45 \times (63)^2 \times 14,17} = 0,162 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$\beta = 0,911$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{410,08 \times 10^3}{0,911 \times 63 \times 348} = 20,53 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T20+4T16 ; $A_s = 20,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sur appui :

$$M_a = 0,4M_o = 0,4 \times 482,45 = 192,98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{192,98 \times 10^3}{45 \times (63)^2 \times 14,17} = 0,076 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$\beta = 0,960$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{192,98 \times 10^3}{0,960 \times 63 \times 348} = 9,17 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T20 ; $A_s = 12,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

VIII.11. Vérifications de la Contrainte de cisaillement :

$$T_u = \frac{qL}{2} = \frac{78,81 \times 4,10}{2} = 161,56 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{161,56 \times 10^3}{450 \times 405} = 0,89 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,15 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(0,15 \times 25 = 3,75 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,89 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,75 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée .}$$

Donc pas risque de cisaillement.

• Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right) = \min\left(\frac{700}{35} = 20; \frac{450}{10} = 45; 20\right) \text{ mm} \Rightarrow \Phi_t \leq 20 \text{ mm}$$

On prend : $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

• Espacement :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_l\right) = \min\left(\frac{70}{4} = 17,50; 12 \times 2 = 24\right) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 17,50 \text{ cm}$$

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

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courant : $S_t = 15 \text{ cm}$

Donc on utilise des armatures Fe400 : Soit 4Φ8 ; $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

• Vérification de la section d'armatures minimales :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{4}; 0,4 \text{ MPa}\right\} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{15 \times 45} = 1,19 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée .}$$

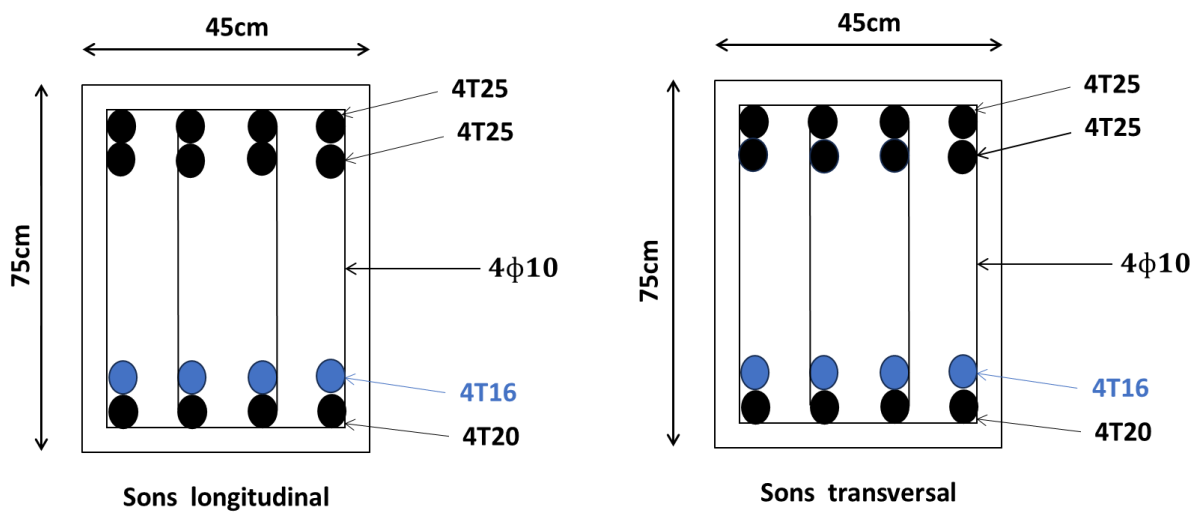


Figure VIII.7: Disposition du ferrailage poutre de libage.

Conclusion générale

Le projet de fin d'études constitue une étape cruciale de notre formation de Master. Ce travail synthétise cinq années d'apprentissage, consolidant les connaissances acquises et illustrant les démarches nécessaires à l'étude complète d'une structure. Il m'a permis de maîtriser les logiciels de modélisation, de calcul et d'analyse structurale, afin de mieux appréhender le comportement des éléments sous diverses sollicitations et d'appliquer les réglementations en vigueur. L'utilisation du logiciel SOCOTEC a notamment optimisé le calcul des sections d'armatures.

En conclusion, il est essentiel de retenir que :

- La conception d'un projet ne repose pas uniquement sur des calculs théoriques, mais exige une concordance avec la pratique, un esprit d'analyse aiguisé et l'intégration des expériences de terrain.
- Une collaboration étroite entre l'ingénieur civil et l'architecte est primordiale dès les premières phases du projet. Cette synergie garantit une conception robuste, stable, économique et parasismique, évitant les lacunes conceptuelles, car l'esthétique seule ne suffit pas à assurer la performance.
- La performance optimale d'une structure ne dépend pas nécessairement de la quantité de contreventement, mais plutôt de sa disposition stratégique. Une optimisation de ce système permet de minimiser les risques de défaillance et de dommages, assurant ainsi la satisfaction des exigences de l'ouvrage.

Bibliographie :

■ **Règlements :**

4. J.P.MOUGIN, « «B.A.E.L.91 ,calcul des éléments simples et des structures de bâtiments »,Edition BERT,1994.
5. Document technique réglementaire D.T.R.B.C-2.2 : Charges permanents et charges d'exploitations.
6. RPA99/V2003 : Règles parasismiques Algériennes, «D.T.R-BC.2,48 »,C.G.S,Alger,2004.

■ **Mémoires de fin d'études :**

7. DAY AMEL et RAHMANE AMINA : Etude d'un bâtiment (R+6) en béton armé a usage multiple situé à Oran, université ibn khaldoun de Tiaret PROMOTION : 2021/2022.
8. ELASSEL AHLEM et DJILALI AICHA : Etude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation implanté à Tiaret, université ibn khaldoun de Tiaret PROMOTION :

■ **Logiciels et programmes :**

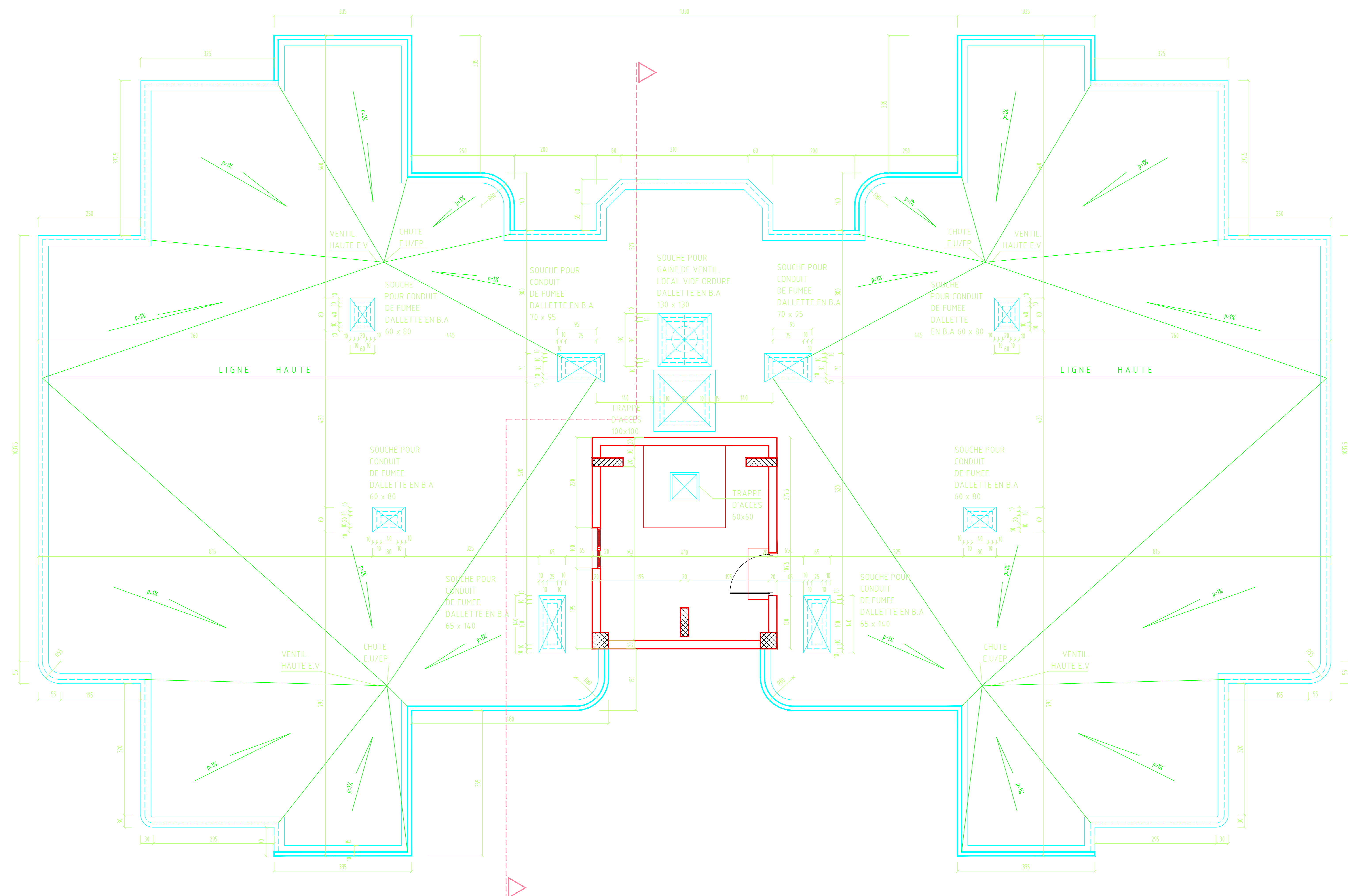
9. AUTO CAD 2018, (Dessin).
10. ETABS 9.6.0 (Modélisation et Analyse des structures).
11. Office 2007 (Traitement de texte, Excel, Word).
12. SOCOTEC (ferraillage).



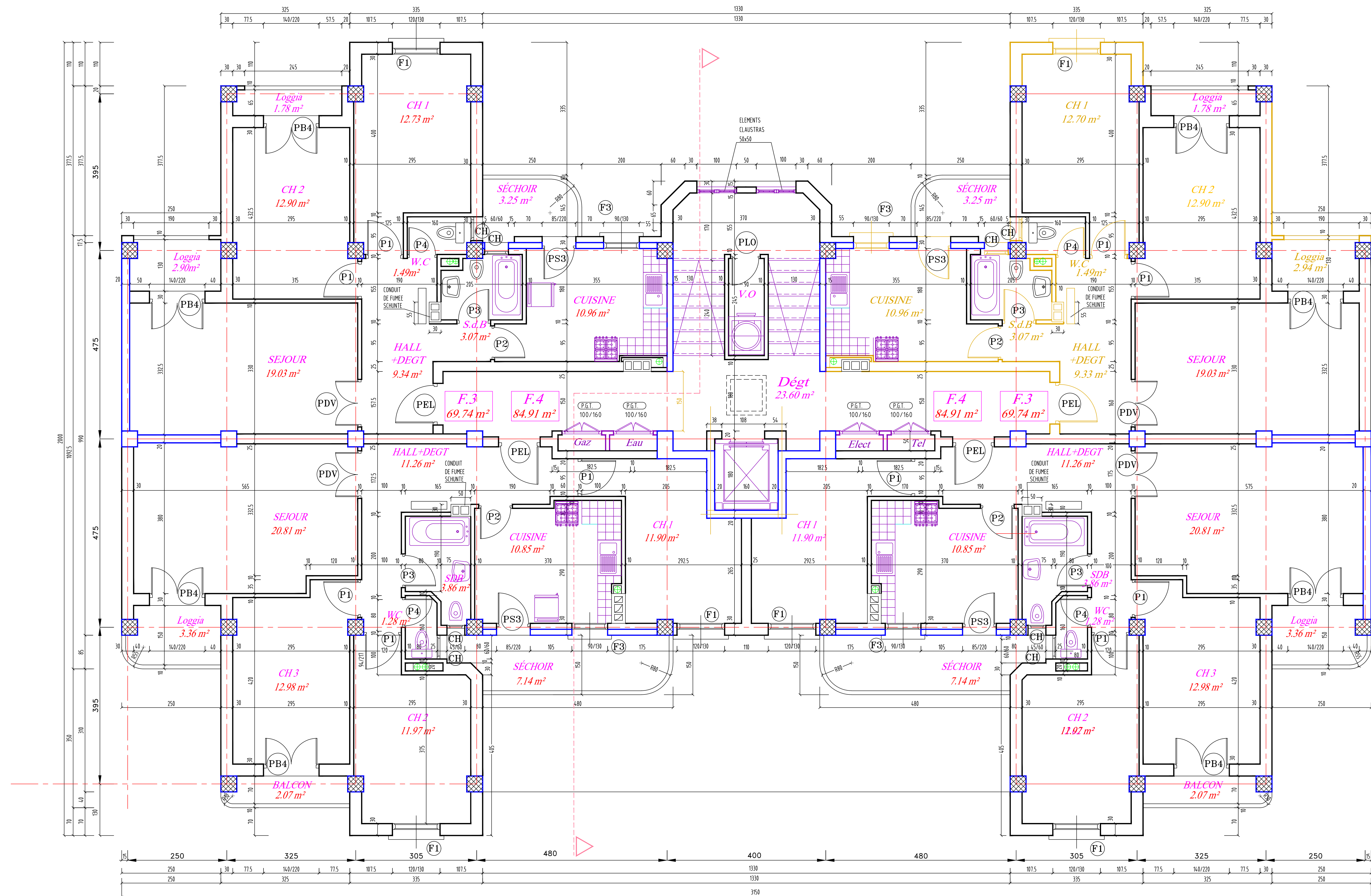
Annexes

- **Annexe 01** : Vue en plan de RDC
- **Annexe 02** Vue en plan d'étage courant

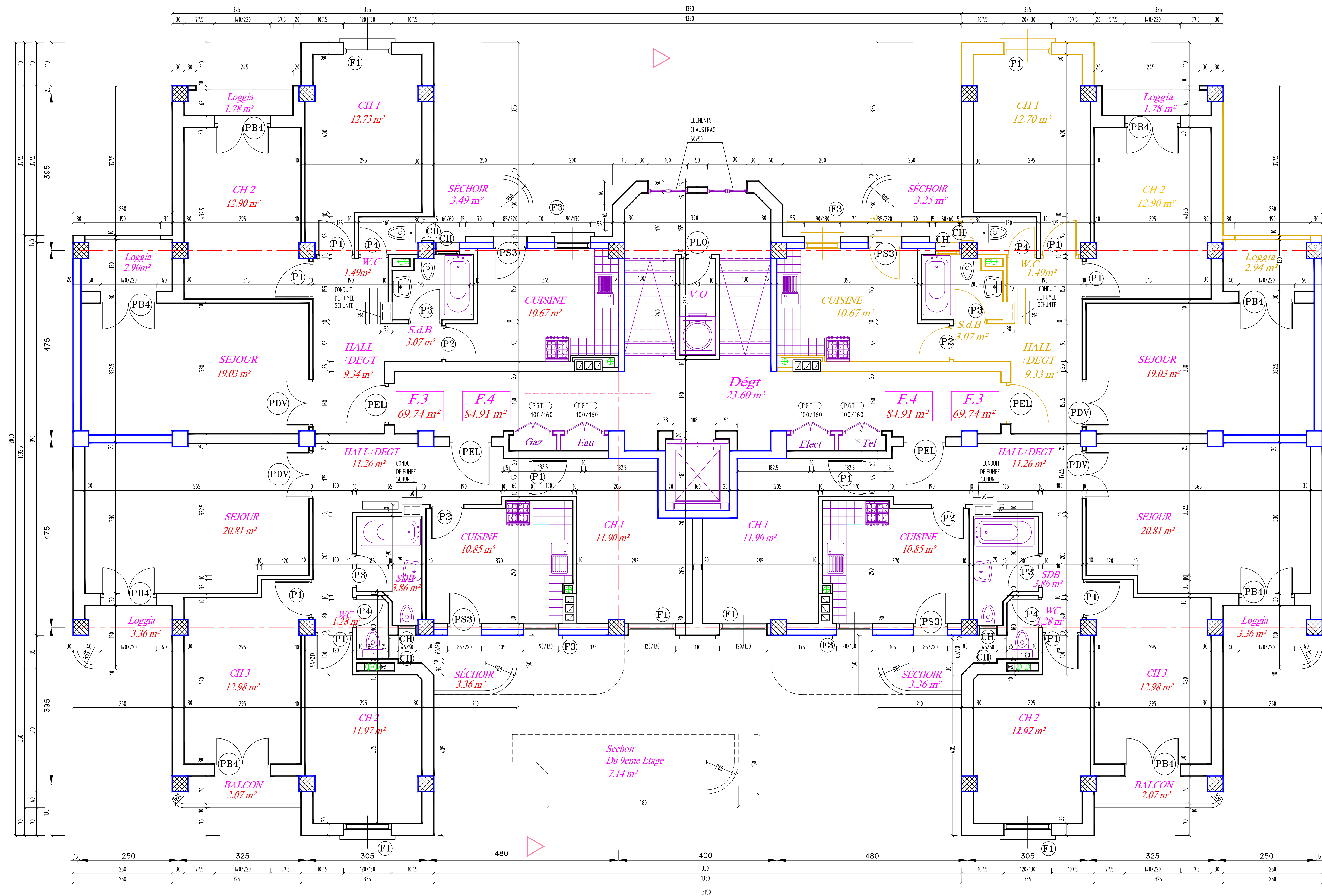
–ILOTS "C1/C2" BLOC LINEAIRE–
–TYPE L.1 02F3/02F4 EN R+9–
PLAN DE TERRASSE
–ECHELLE=1/50–



-ILOTS "C1/C2" BLOC LINEAIRE-
-TYPE L.1 02F3/02F4 EN R+9-
PLAN DU 9^{ème} ETAGE
-ECHELLE=1/50-

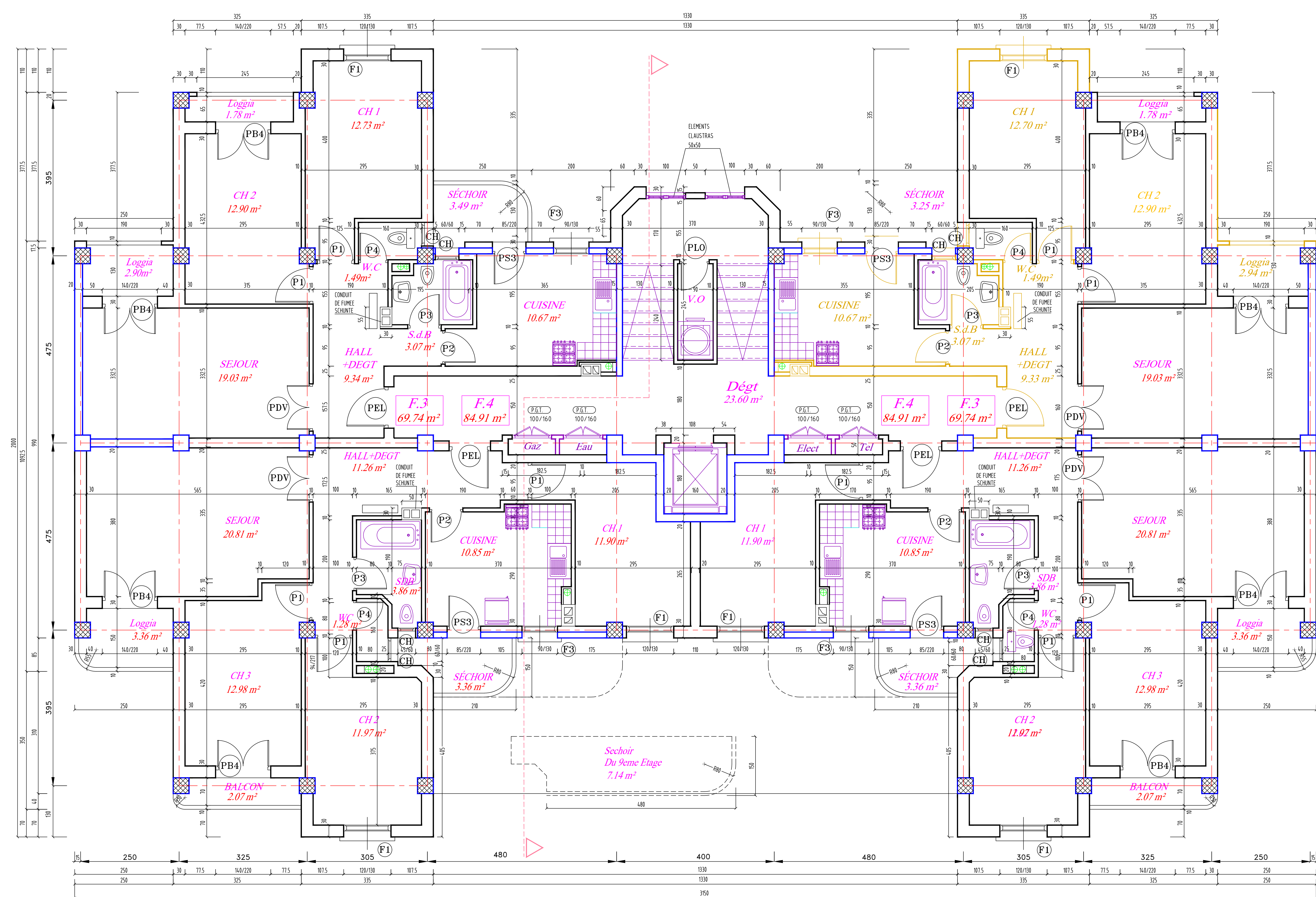


-ILOTS "C1/C2" BLOC LINEAIRE-
 -TYPE L.1 02F3/02F4 EN R+9-
PLAN DU 6ème AU 8ème ETAGE
 -ECHELLE=1/50-

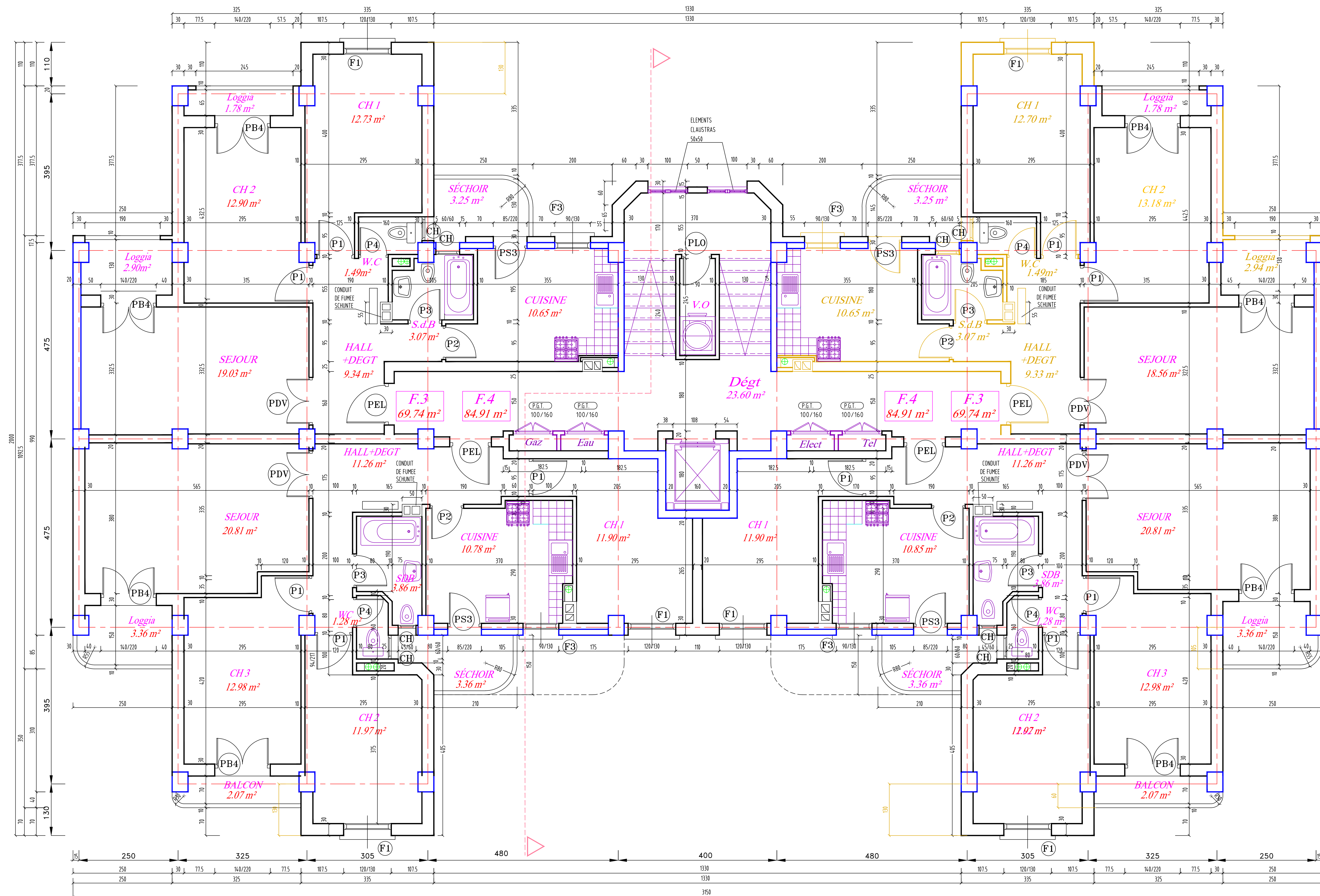


-ILOTS "C1/C2" BLOC LINEAIRE-
-TYPE L.1 02F3/02F4 EN R+9-
PLAN DU 3^{ème} AU 5^{ème} ETAGE

-ECHELLE=1/50-



–ILOTS "C1/C2" BLOC LINEAIRE–
–TYPE L.1 02F3/02F4 EN R+9–
PLAN DU 1er & 2ème ETAGE
–ECHELLE=1/50–



-ILOTS "C1/C2" BLOC LINEAIRE-
-TYPE L.1 02F3/02F4 EN R+9-
PLAN DU REZ-DE-CHAUSSEE
-ECHELLE=1/50-

