

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane Mira de Bejaia

Faculté de Technologie
Département Génie civil



Mémoire de fin d'étude
En vue l'obtention du diplôme Master en Génie civil

Option : structure

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT (R+9+ DUPLEX + ENTRESOL) EN BETON
ARME CONTREVENTE PAR UN SYSTEME MIXTE
(VOILE -PORTIQUE)

Présenté par :

AMIA KARIM

MEKBEL TOUFIK

Dirigé par :

Mr.H.SLIMANOU

Membre de jury :

Mme SIDRA

Mr HADDI

Promotion 2021/2022

Remerciemen

t

Tout d'abord

On aimerait remercier dieu de tout puissant, De nous avoir donnée la force et la patience
De pouvoir mener ce travail à terme Nous tenant à remercier notre promoteur
Mr H. SLIMANOU de nous avoir encadrée tout le long de travail et pour ces conseils et
ces Orientation

Nos sincères remerciements vont également à (jury) pour nous avoir fait l'honneur
D'examiner notre modeste travail.

Enfin, nos remerciements s'adressent à toutes les personnes qui ont contribué
De près ou de loin à la réalisation de ce travail.

A nous familles et notamment à nos parents.

Nous tenons à présenter nos remerciements aussi à tous nous amis

KARIM ET TOUFIK

Dédica ce

Je dédie ce modeste travail

A mes chers parents, source de vie, d'amour et d'affection

A ma chère sœur Lyna, source de joies et de bonheur

A tout mes grands parents

A tout ma famille

A tout mes amies sans exception

KARIM

Dédica ce

Je dédie ce modeste travail

A mes chers parents, source de vie, d'amour et d'affection

A ma chère sœur et mes deux frères, source de joies et de bonheur

A tout ma famille

A tout mesamiessans exception surtout Nabila, Halim, Tarik

Lyes et Yifithen.

TOUFIK

LISTE DES SYMBOLES

A : Coefficient d'accélération de zone.	C_e : Coefficient d'exposition.
A_s : Aire d'une section d'acier.	C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
A_t : Section d'armatures transversales.	C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
B : Aire d'une section de béton.	C_p : Coefficient de pression nette.
\varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.	q_{dyn} : Pression dynamique.
C : Cohésion.	$q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
φ : Capacité portante admissible.	q_j : Pression dû au vent.
Q : Charge d'exploitation.	F_{fr} : Force de frottement.
σ_c : Contrainte de consolidation.	R : Force résultante.
C_c : Coefficient de compression.	γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
C_s : Coefficient de sur consolidation.	γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
K_t : Facteur de terrain.	σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
Z_0 : Paramètre de rugosité.	σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
Z_{min} : Hauteur minimale.	σ_s : $\bar{\sigma}$ Contrainte de traction admissible de l'acier.
C_r : Coefficient de rugosité.	σ_{bc} : $\bar{\sigma}$ Contrainte de compression admissible du béton.
C_t : Coefficient de topographie.	σ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
C_d : Coefficient dynamique.	σ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

V_0 : Effort tranchant a la base.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

V_u : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

S_t : Espacement.

e : Epaisseur, Indice des vides.

N_q, N_{\square}, N_c : Facteurs de portance.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.

D : Fiche d'ancrage.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

W : Poids total de la structure.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service. $\square M_t$: Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier. $\square P$: Rayon moyen.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

K : Coefficient de raideur de sol.

Y : Position de l'axe neutre.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Table des matières

Introduction général	1
Chapitre I Généralité	
Introduction.....	2
I.1Présentation de site	2
I.2Présentation de l'ouvrage	2
I.3Caractéristiques géométrique de l'ouvrage	2
I.3.1Dimensions en plan.....	2
I.3.2Dimensions en élévation :	2
I.3.3Données de site :	3
I.4Description structurale	3
I.4.1Plancher	3
I.4.2Les escaliers.....	3
I.4.3La maçonnerie	3
I.4.4L'acrotère	3
I.4.5Les balcons	4
I.4.6Les portiques.....	4
I.4.7Les voiles :.....	4
I.4.8L'infrastructure :	4
I.4.9Choixdu typede contreventement:	4
I.5Basesréglementaires :.....	5
I.5.1Règlements et normes utilisés:	5
I.5.2Lesactions:.....	5
I.5.3Les actions permanentes :.....	5
I.5.4Les actions variables :	5
I.5.5Les actions accidentelles :	6
I.6Valeursde calculdes actions :.....	6
I.6.1Combinaison du BAEL :	6
I.7Lessollicitations:	8
I.7.1Sollicitationssimples :	8
I.7.2Sollicitations composées:	8

I.8	Les matériaux	8
I.9	Conclusion.....	9

Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments

II.	Introduction.....	10
II.1	Pré-dimensionnement du plancher :.....	10
II.1.1	Plancher à entrevous (plancher à corps creux) :.....	10
II.1.2	Plancher à dalle plein	15
II.2	Pré-dimensionnement des poutres :.....	17
II.2.1	Poutres principales (PP).....	17
II.2.2	Poutres secondaires (PS).....	17
II.2.3	Poutre palière (escalier EC).....	18
II.2.4	Poutre de chaînage	18
II.3	Les voiles	18
II.4	Escaliers	19
II.5	Les poteaux	22
II.6	Évaluation de charge et surcharge :.....	23
II.7	Descente de charges.....	26
II.8	Les vérifications nécessaires	32
II.9	Vérification à la compression simple	32
II.9.1	Vérification au flambement.....	33
II.10	Conclusion.....	35

Chapitre III Étude des éléments secondaire

III.	Introduction.....	36
III.1	Calcul des plancher.....	36
III.1.1	Plancher polystyrène	36
III.1.2	Plancher à dalle pleine	56
III.2	Calcul des escaliers	65
III.2.1	Schémas de ferrailage.....	70
III.3	Étude de l'acrotère	71
III.3.1	Évaluation des charges et surcharges	72
III.3.2	Ferrailage de l'acrotère.....	74

III.3.3Vérification à l'ELU	76
-----------------------------------	----

Chapitre IV Etude dynamique

IV.Introduction :	79
IV.1Méthodes de calcul de la force sismique :	79
IV.2Calcul de la force sismique V par la méthode statique :	79
IV.3Calcul des forces sismiques par l'analyse modale spectrale :	83
IV.3.1Modélisation et résultats :	83
IV.3.2Disposition des voiles de contreventement :	84
IV.3.3Mode de vibration et taux de participation des masses :	85
IV.3.4Les modes de vibrations :	86
IV.4Vérifications des résultats vis-à-vis du RPA99version2003 :	87
IV.4.1Vérifications de la résultante des forces sismiques :	87
IV.4.2Vérification de l'effort normal réduit :	88
IV.4.3Justification de l'interaction (voiles porteurs) :	89
IV.5Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :	89
IV.6justification vis à vis de l'effet P-Delta:	90

Chapitre V Etude des éléments structurés

V.Introduction.....	93
V.1Etude des poutres	93
V.1.1Recommandation du RPA99/version2003.....	93
V.1.2Ferrailage longitudinale des poutres (principale et secondaire).....	94
V.1.3Ferrailage transversal.....	95
V.1.4Vérification à L'ELS	96
V.1.5Schéma de ferrailage	97
V.1.6Etude de la poutre de chinage et palière	97
V.1.7Ferrailage transversal.....	98
V.1.8Vérification à L'ELS	99
V.2Etude des poteaux.....	100
V.2.1Recommandations du RPA99/V2003.....	101
V.2.2Les sollicitations maximales	102
V.2.3Calcul du ferrailage	103

V.2.4Vérifications nécessaires.....	106
V.3Etude des voiles.....	108
V.3.1Introduction	108
V.3.2Recommandation du RPA.....	109
V.3.3Sollicitation dans les voiles.....	111
V.3.4Calcul de ferrailage	112

Chapitre VI Etude des fondations

VI.Introduction	93
VI.1Choix de type des fondations :.....	93
VI.2Calcul de la surface des fondations.....	94
VI.3Vérification de la semelle filante	94
VI.4Dimensionnement de la poutre de rigidité.....	95
VI.4.1Calcul de l'effort sollicitant de la semelle filante.....	96
VI.4.2Calcul de ferrailage de la semelle filante.....	97
VI.4.3Vérification des contraintes	98
VI.4.4Schéma de ferrailage	99
VI.5Etude des longrines	100
VI.5.1Pré dimensionnement des longrines	100
VI.5.2Vérification	100
VI.5.3Ferrailage	101
VI.5.4Schéma de ferrailage	101
VI.6Etude du voile périphérique.....	102
VI.6.1Introduction.....	102
VI.6.2Dimensions du voile	102
VI.6.3Caractéristiques géotechniques du sol.....	102
VI.6.4Evaluation des charges et surcharges	102
VI.6.5Ferrailage du voile périphérique	103
VI.6.6Schéma de ferrailage	106
Conclusion général.....	107

Bibliographie

Annexes

Liste figures

Figure II-1: la coupe transversale d'un plancher a entrevous	11
Figure II-2: disposition des poutrelles de la terrasse inaccessible	12
Figure II-3: disposition des poutrelles dans duplex	12
Figure II-4: disposition des poutrelles de 9 ^{ème} étage	13
Figure II-5: disposition des poutrelles de 8 ^{ème} étage	13
Figure II-6: disposition des poutrelles des étage 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7.....	14
Figure II-7: disposition des poutrelles de RDC.....	14
Figure II-8: coupe transversal d'une poutre	15
Figure II-9: la surface afférant du poteau P1 dans la toiture.....	27
Figure II-10: la surface afférant du poteau P1 dans la toiture.....	28
Figure II-11: la surface afférant du poteau P1 dans 9 ^{ème} étage et duplex	28
Figure II-12: la surface afférant du poteau P1 dans 9 ^{ème} étage et duplex	28
Figure III-1: schéma de ferrailage de dalle plein en 4 appuis.....	64
Figure III-2: ferrailage de 1 ^{er} et 2 ^{ème} volée des escalier d'étage courant.	70
Figure III-3: ferrailage de 1 ^{er} volée de l'escalier de entre sol.....	71
Figure III-4: ferrailage de 2 ^{ème} volée de l'escalier de entre sol.	71
Figure III-5: coupe transversal de l'acrotère.	72
Figure III-6: section de l'acrotère a ferrailer.	75
Figure III-7: schéma de ferrailage de l'acrotère.	78
Figure IV-1: vue en 3D sur le modèle modélisé par robot 2020.....	84
Figure IV-2: Dispositions des voiles	84
Figure IV-3 :Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe X-X).	86
Figure IV-4: Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).	86
Figure IV-5: Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).....	87
Figure VI-1: coupe transversal d'une semelle filante	96
Figure VI-2: Schéma de ferrailage de semelle SFE	99
Figure VI-3: schéma de ferrailage de longrines	101

Figure VI-4:répartition des contraintes sur les voiles périphériques.....	103
Figure VI-5: schéma de ferrailage de voile périphérique.	106
Figure VI-6: coupe A-A de voile périphérique.	106

Liste des Tableaux

Tableau 0.1: caractéristiques des matériaux	9
Tableau II.1 : pré-dimensionnement des dalle pleines	16
Tableau II.2: Epaisseur des voiles	19
Tableau II.3: Représentation des différentes cages d'escalier	19
Tableau II.4: pré-dimensionnement des escaliers.....	21
Tableau II.5: Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres	22
Tableau II.6: Evaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible	23
Tableau II.7: Evaluation des charges sur plancher a polystyrène.....	23
Tableau II.8: Evaluation des charges sur le plancher terrasse accessible (polystyrène).....	24
Tableau II.9: Evaluation des charges sur les dalles pleines	24
Tableau II.10: Evaluation des charges sur le palier	24
Tableau II.11: Evaluation des charges sur la volée (1 ^{er} et 2 ^{ème} (RDC, EC)).....	25
Tableau II.12: Evaluation des charges sur la volée 1 ^{er} entre sol.....	25
Tableau II.13: Evaluation des charges sur le 2 ^{ème} volée de entre sol.....	25
Tableau II.14: Evaluation des charges sur les murs extérieurs.....	26
Tableau II.15: résultat de la descente de charge de poteau P1	30
Tableau II.16: vérification des poteaux a la compression simple.....	32
Tableau II.17: vérification des poteaux (entre sol jusqu'a 8 ^{ème} étage) après redimensionnement .	32
Tableau II.18: vérification des poteaux au flambement.....	34

Tableau III.1: les différents type des poutrelles.....	37
Tableau III.2: les charges revenantes sur les poutrelles	39
Tableau III.3: sollicitation maximales dans les types des poutrelles du RDC jusqu'au 8 ^{ème}	52
Tableau III.4: sollicitation maximales dans les types des poutrelles du 9 ^{ème}	52
Tableau III.5 : sollicitation maximales dans les types des poutrelles du duplex	53
Tableau III.6: sollicitation maximales dans les types des poutrelles de la terrasse	53
Tableau III.7: sollicitation maximales dans les types des poutrelles du 9 ^{ème} et duplex	53
Tableau III.8: calcule des ferrailages a L'ELU des différents niveaux	54
Tableau III.12: Schémas de ferrailage des poutrelles	56
Tableau III.13 Donnée des différents de dalles pleines.	57
Tableau III.14: verification de la contrainte du béton en appuis	62
Tableau III.15: vérification de la flèche de la dalle de 4 appuis dans le sens(x-x).....	63
Tableau III.16: vérification de la flèche de la dalle de 4 appuis dans le sens(y-y).....	63
Tableau III.17: ferrailage des autre panneaux de dalle	64
Tableau III.18: ferrailage des panneaux de dalle de terrasse.....	65
Tableau III.19: ferrailage a L'ELU.....	66
Tableau III.20: ferrailage a L'ELS	67
Tableau III.21: ferrailage de l'escalier de l'entresol.....	67
Tableau III.22: ferrailage a L'ELS de l'escalier de l'entre-sol	69
Tableau III.23: vérification de la flèche pour la première volée de l'entre-sol.....	70
Tableau III.24: Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère.....	72
Tableau III.25: combinisons d'action de l'acritère	73
Tableau IV.1 : facteur de qualité	82

Tableau IV.2 : périodes et participations massiques	85
Tableau IV.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	87
Tableau IV.4 : Vérification de l'effort normal réduit.	88
Tableau IV.5 : vérifications des charges verticales	89
Tableau IV.6 : Vérification des déplacements relatifs	90
Tableau IV.7 : vérification de l'effet P- Δ	91
Tableau V.1 : dimensions des poutres.....	93
Tableau V.2: sollicitations et ferrailages des poutres principale (35*60).....	94
Tableau V.3 : sollicitations et ferrailages des poutres secondaires (35*60)	95
Tableau V.4: vérification des armatures	95
Tableau V.5: vérification des contraintes tangentielles	96
Tableau V.6: vérification de l'état limite de compression (poutre principale)	96
Tableau V.7: vérification de l'état limite de compression (poutre secondaire)	96
Tableau V.8: vérification de l'état de déformation	97
Tableau V.9: sollicitation et ferrailage des poutres chinage et palière	97
Tableau V.10: vérification des contraintes tangentielles	99
Tableau V.11: vérification de l'état limite de compression	99
Tableau V.12: vérification de l'état de déformation.....	100
Tableau V.13: les sollicitations maximales dans les poteaux.....	102
Tableau V.14: ferrailages longitudinal des poteaux	103
Tableau V.15: vérifications de la contraintes de cisaillement	104
Tableau V.16: vérification de l'effort normal réduit	105
Tableau V.17: calcule des armatures transversales.....	106

Tableau V.18: vérification des poteaux au flambement.....	106
Tableau V.19: vérification des contraintes a l'ELS.....	108
Tableau V.20: sollicitations maximales dans les voiles de sens X-X.....	111
Tableau V.21: sollicitations maximales dans les voiles de sens Y-Y.....	111
Tableau V.22: Ferrailage des voiles sens X-X.....	113
Tableau V.23: Ferrailage des voiles sens Y-Y.....	114
Tableau VI.1 la sommes des effort normeaux a L'ELS dans les déffirentes types de portiques. ...	94
Tableau VI.2: vérification de la semelle SFE a L'ELS.....	98
Tableau VI.3: calcule de A à L'ELS.....	99
Tableau VI.5:Ferrailage des voiles périphériques.	104
Tableau VI.6:Vérification des contraintes à l'ELS.....	105
Tableau VI.7:Calcule des armatures à l'ELS.....	106

Introduction générale

Introduction général

Le génie civil reprisent l'ensemble des techniques de construction civiles, ou ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrage de construction et d'infrastructure dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société.

Le phénomène sismique a toujours été le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connait les phénomènes sismiques que de manière imparfaite. Pour cela ; les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effort sismique.

Le présent travail consiste en étude d'un bâtiment R+9en duplex +entresol, contreventé par un système de contreventement (voile porteur). Pour cela il y a lieu de respecter les règlements et documents technique (RPA99, CBA93, BAEL, DTR) et d'utilisé le rapport de sol donnée par les laboratoires géotechniques.

Afin de réaliser ce projet nous avons suivre le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Enfin nous terminons par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

Chapitre I

Généralité

Introduction

La réalisation d'une construction quelconque nécessite une bonne connaissance du sol ainsi que les caractéristiques géométriques de l'ouvrage, appuyant sur les règlements nécessaires et tenant compte des différents matériaux utilisés. Quand ces facteurs sont réunis, l'ingénieur de génie civil peut débiter son étude.

I.1 Présentation de site

D'après le document technique réglementaire **DTR BC 2-48** des règles parasismiques algériennes **RPA99 révisé en 2003** la région de Bejaia est classée en zone **IIa** de sismicité moyenne.

I.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en R+9 avec sous sol repartis comme suivant :

- ❖ Parking à l'entre-sol.
- ❖ Des logements de rez-de-chaussée au 9^{ème} étage.

I.3 Caractéristiques géométrique de l'ouvrage

I.3.1 Dimensions en plan

Notre bâtiment est de forme trapézoïdale et ses démentions en plan sont comme suite :

- ❖ Largeur totale de bâtiment : 31,30m
- ❖ Longueur totale de bâtiment : 16,91m

I.3.2 Dimensions en élévation :

- ❖ Hauteur totale de bâtiment : 41,82m
- ❖ Hauteur de RDC : 3,06m
- ❖ Hauteur de l'étage courant : 3,06m
- ❖ Hauteur de l'entre-sol : 5,10 m

I.3.3 Données de site :

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du **RPA /2003**.
- ❖ Le site considère comme site ferme **S2**.
- ❖ Contrainte admissible du sol = 2 bar.
- ❖ L'ancrage = 1,5m.

I.4 Description structurale

I.4.1 Plancher

Le plancher est un élément surfacique plan qui sépare les différents niveaux, notre structure représente deux types de plancher :

- ❖ Planchers à corps creux.
- ❖ Planchers en dalle pleine.

I.4.2 Les escaliers

Ce sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé coulés sur place.

I.4.3 La maçonnerie

Il existe deux types de maçonneries :

- ❖ Mur intérieur (simple paroi) : cloison de séparation de 10.
- ❖ Mur extérieurs (celle de l'extérieur de 15 et celle de l'intérieur de 10 séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur).

I.4.4 L'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé placé aux derniers niveaux d'un bâtiment encastré à sa base au plancher terrasse.

I.4.5 Les balcons

Ce sont des éléments réalisés en dalle pleine ou en corps creux.

I.4.6 Les portiques

Ce sont des structures composées de poteaux et de poutres rigidement liés.

I.4.7 Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé conçus pour le contreventement et résister aux chargements sismiques. Les voiles peuvent être simples ou composés.

I.4.8 L'infrastructure :

C'est un élément qui permet de transmettre les charges de la superstructure au sol d'assise. Il existe plusieurs types de fondations, le choix dépend de plusieurs facteurs :

- ❖ La résistance du sol.
- ❖ L'importance de la charge (du bâtiment).
- ❖ Les dimensions des trames.

Il existe de grandes familles de la fondation :

- ❖ Les fondations superficielles.
- ❖ Les fondations profondes.
- ❖ Les fondations semi-profondes.

I.4.9 Choix du type de contreventement :

L'ossature étant donnée que le bâtiment est situé en zone sismique (**IIa**) et qu'il dépasse les 14m de hauteur, alors on a choisi un système de contreventement mixte assurée par des Voiles et des portiques avec justification de l'interaction (**Article 3-4-A-1-a RPA99 révisé en 2003**).

I.5 Bas et réglementaires :

I.5.1 Règlements et normes utilisés :

Les règlements et normes utilisés sont:

- ❖ Béton aux états limites **BAEL91/Version99**.
- ❖ **DTRBC2.48**: Règles Parasismiques Algériennes **RPA99/Version2003**.
- ❖ **DTRBC2.41** : Règle de conception et de Calculs des Structures en béton armé **CBA93**.
- ❖ **DTRB.C.2.2** : Charge permanentes et charge d'exploitation.
- ❖ **DTRBC 2.331** : Règles de calcul des fondations superficielles.

I.5.2 Les actions :

Les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.) et aux déformations imposées (variations de température, tassements d'appuis, etc.) qui entraînent des déformations de la structure, Valeurs caractéristiques des actions :

Les états limites distinguent principalement 3 types d'actions caractéristiques : les actions permanentes, les actions variables et Les actions accidentelles.

I.5.3 Les actions permanentes :

Les actions permanentes sont une intensité constante ou très peu variable dans le temps. Elles sont désignées par la lettre **G**.

- ❖ Poids propre de la structure.
- ❖ Cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- ❖ Poussée des terres.

I.5.4 Les actions variables :

Les actions variables sont une intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Elles sont désignées par la lettre **Q**.

- ❖ Charges d'exploitation classées par durée d'application (provisoire, longuedurée).
- ❖ Charges climatiques (neige et vent).
- ❖ Effets thermiques (retrait).
- ❖ Charges appliquées en cours d'exécution.

I.5.5 Les actions accidentelles :

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très faibles, mais peuvent causer des dégâts importants :

- ❖ Séismes.
- ❖ Explosions.
- ❖ Chocs de véhicules.

I.6 Valeurs de calcul des actions :

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions, On combine en suite ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

I.6.1 Combinaison du BAEL :

I.6.1.1 Combinaison d'actions à l'ELS:

La combinaison d'action courante à l'ELS est la suivante : $G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i$

Avec:

- ❖ G_{\max} : ensemble (somme) des actions permanentes défavorable.
- ❖ G_{\min} : ensemble(somme) des actions permanentes favorables.
- ❖ Q_1 : action variable de base.
- ❖ Q_i : autres actions variables d'accompagnement avec leur coefficient Ψ_i

I.6.1.2 Combinaison d'actions à l'ELU:

La combinaison d'action courante à l'ELU est la suivante:

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1,3\Psi_{0i}Q_i$$

Avec :

$$\gamma_{Q1} =$$

{ 1,5 en général
1,35 pour l'effet de la température, et pour les bâtiments faible occupation humaine.

- ❖ G_{\max} : ensemble (somme) des actions permanentes défavorables.
- ❖ G_{\min} : ensemble (somme) des actions permanentes favorables.
- ❖ Q_1 : action variable de base.
- ❖ Q_i : autres actions variables d'accompagnement avec leur coefficient Ψ_{0i} .
- ❖ $\Psi_{0i} \leq 1$, en général $\Psi_{0i} = 0.77$ sauf pour les salles d'archives et les parces de stationnement ou $\Psi_{0i} = 0.9$.

I.6.1.3 Combinaison accidentelles :

La combinaison de base est: Les coefficients $\Psi_{1,1}$ et Ψ_{2i} sont fixés par les textes réglementaires.

I.6.1.4 Combinaison du RPA :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limite.

- ❖ $G + Q + E$
- ❖ $0.8G \pm E$

Pour les poteaux dans les ossatures auto stables, la combinaison $G+Q+E$ est remplacée par la combinaison suivants:

- ❖ $G + Q + 1.2E$
- ❖ G : charges permanents.
- ❖ Q : charges d'exploitation non pondérée.
- ❖ E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

I.7 Les sollicitations :

Lorsqu'un solide est soumis à l'action de forces, il se déforme. Cette déformation reste très faible tant que les forces n'atteignent pas une certaine intensité. Si on supprime les forces, la déformation disparaît. Si les forces continuent à croître, la déformation augmente considérablement et subsiste lorsqu'on supprime les forces. Si les efforts croissent encore, la déformation permanente s'aggrave et la rupture survient. En conclusion, les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion et de torsion) développés dans une combinaison d'action.

On distingue deux types de sollicitation:

I.7.1 Sollicitations simples :

- ❖ Extension ou traction simple.
- ❖ Compression simple.
- ❖ Cisaillement.
- ❖ Torsion simple.
- ❖ Flexion simple.

I.7.2 Sollicitations composées :

Il est rare qu'une poutre soit uniquement en due, comprimée, cisailée, tordue ou fléchie, en général les forces qui lui sont appliquées la soumettent à plusieurs sollicitations simultanées. Les sollicitations composées les plus fréquentes sont:

- ❖ Flexion avec compression ou traction.
- ❖ Flexion avec torsion.
- ❖ Torsion avec compression ou traction.

I.8 Les matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre projet sont résumées sur le tableau suivant :

Tableau 0.1: caractéristiques des matériaux

Béton		Acier	
La résistance à la compression	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	Limitélastique	$f_e = 400 \text{ MPa}$
La résistance à la traction	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	Moduled'élasticité	$E = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$
Situationdurable	$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$	Situationcourante	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
Situationaccidentel	$f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$	Situatio naccident al	$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
Constraintlimitàl'ELS	$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$	Constraint àl'ELSFP N	$\bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$
$E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$			
$E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$			

I.9 Conclusion

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur propriétés.

Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de traction et la compression. Pour ce, il faut bien choisir l'organisation structural spécifique résultante de bonne composition et des caractéristiques du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

II. Introduction

Le but de ce chapitre est de déterminer les différentes dimensions des éléments composants de notre structure, avant d'étudier le projet. Pour déterminer ces dimensions on fait appel aux règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93).

II.1 Pré dimensionnement du plancher :

On appelle planchers l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destiné à reprendre les charges d'exploitation ou autres charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement, ...) et à transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs).

Les planchers peuvent être constitués d'un ou de plusieurs éléments suivants:

- ❖ Dalle.
- ❖ Nervures ou poutrelles.
- ❖ Poutres.
- ❖ Linteaux.

II.1.1 Plancher à entrevous (plancher à corps creux) :

Ce type de plancher est couramment utilisé dans la construction de bâtiment. Il est constitué :

- ❖ De poutrelles préfabriquées en béton armé ou en précontraint, disposées parallèlement et espacées de 0,5 m à 0,7 m;
- ❖ L'entrevous de forme adaptée aux poutrelles (appelés corps creux) en béton, entre cuite ou en polystyrène,
- ❖ D'une dalle de compression supérieure en béton de 4 à 6 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble des poutrelles-entrevous qui tient lieu de coffrage.

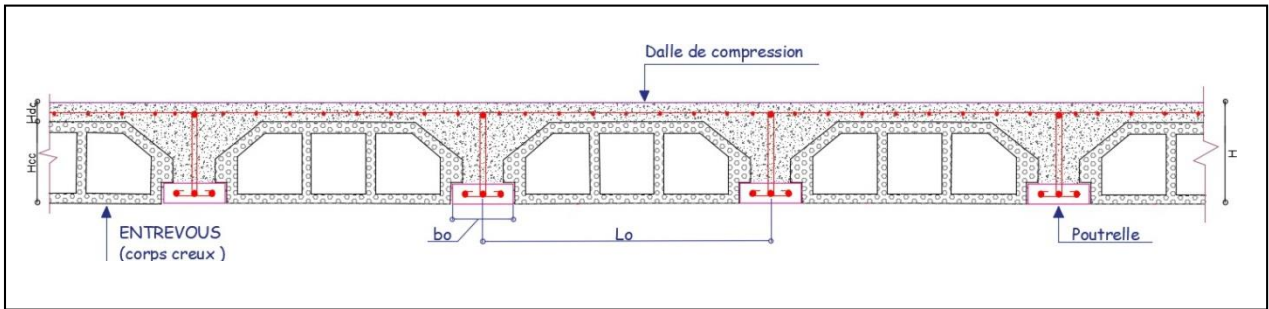


Figure II-1: la coupe transversale d'un plancher à entrevous

- ❖ H_{dc} : hauteur de la dalle de compression.
- ❖ H_{cc} : hauteur du corps creux.
- ❖ b_0 : largeur de la nervure
- ❖ L_0 : distance entre axe des poutrelles.

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le pré dimensionnement on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche. La hauteur des poutrelles est donnée par la formule donnée par le **CBA 93(Art B.6.8.4.2.4)** suivante:

$$H > \frac{L_{max}}{22,5}$$

L_{max} : la distance max entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles. On a donc :

$b=30\text{cm}$ (b est choisie forfaitairement).

La portée de la poutre max dans le sens de disposition des poutrelles est de 560 cm .

$$L_{max}=560 - 30 = 530 \Rightarrow H > \frac{L_{max}}{22,5} \text{ donc } H \geq 23,55\text{ cm}$$

On prend 25 cm soit :

- ❖ Hauteur de dalle de compression $H_{dc} = 5\text{ cm}$.
- ❖ Hauteur de corps creux $H_{pl} = 20\text{cm}$.

II.1.1.1 Disposition des poutrelles:

Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères suivants:

- ❖ Le critère de la plus petite portée.
- ❖ Le critère de continuité (le maximum d'appuis).

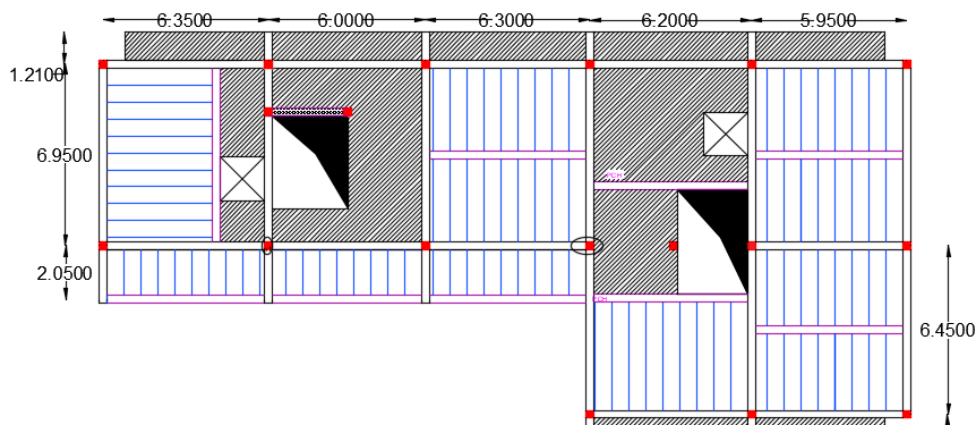


Figure II-2: disposition des poutrelles de la terrasse inaccessible

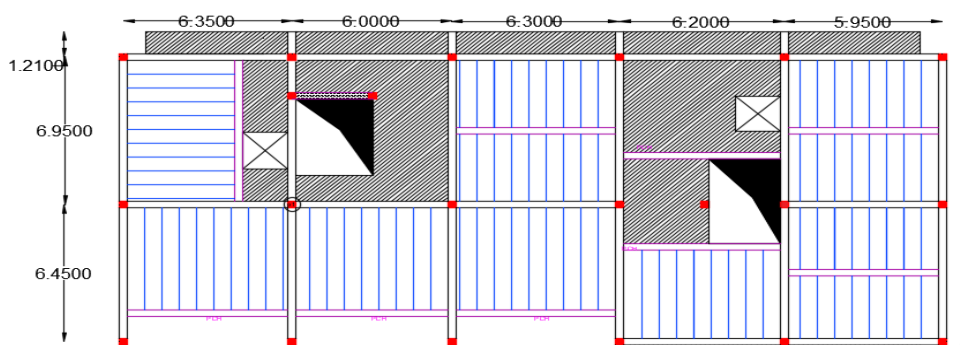


Figure II-3: disposition des poutrelles dans duplex

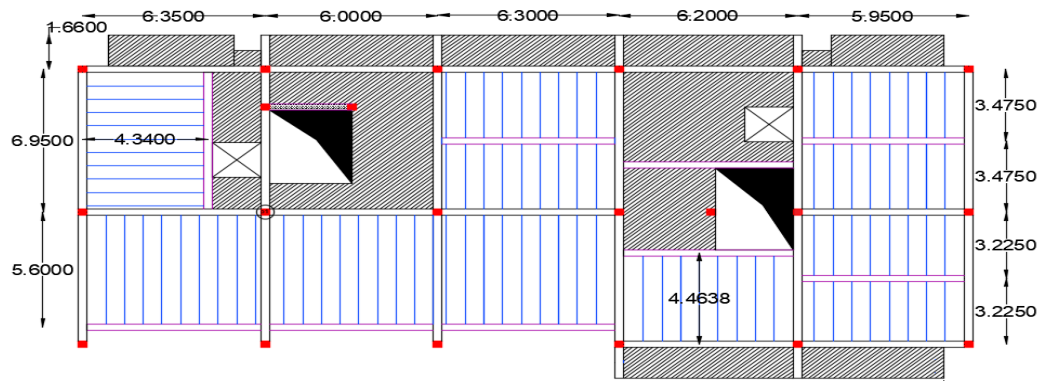


Figure II-4: disposition des poutrelles de 9ème étage

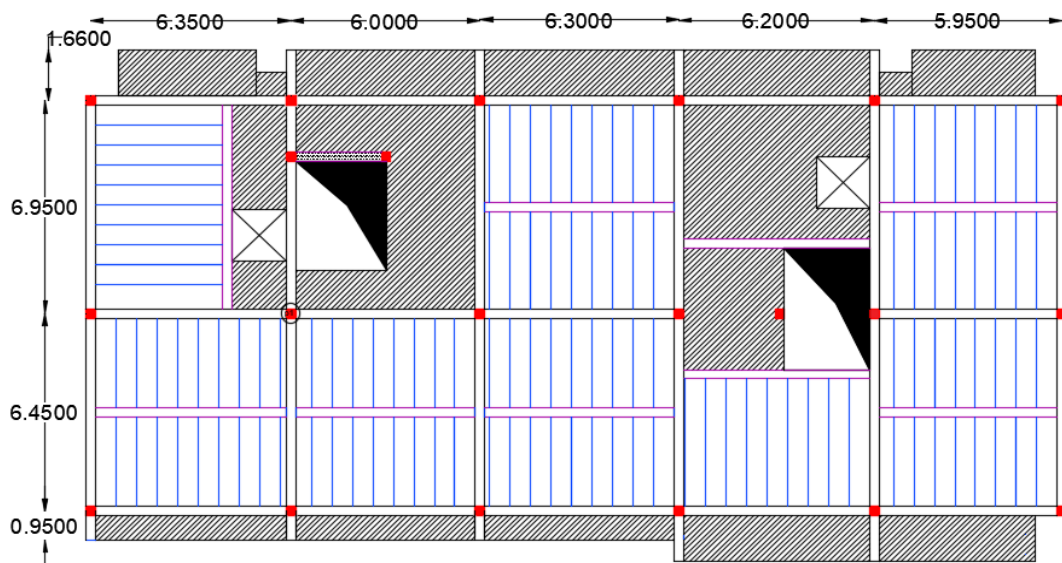


Figure II-5: disposition des poutrelles de 8ème étage

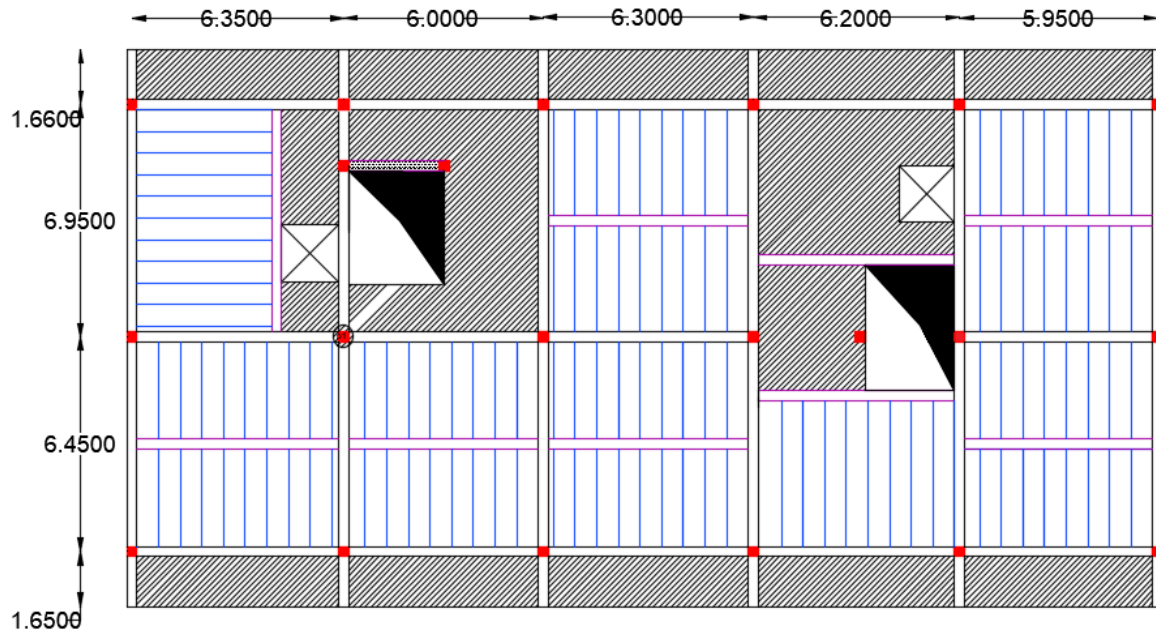


Figure II-6: disposition des poutrelles des étage 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7

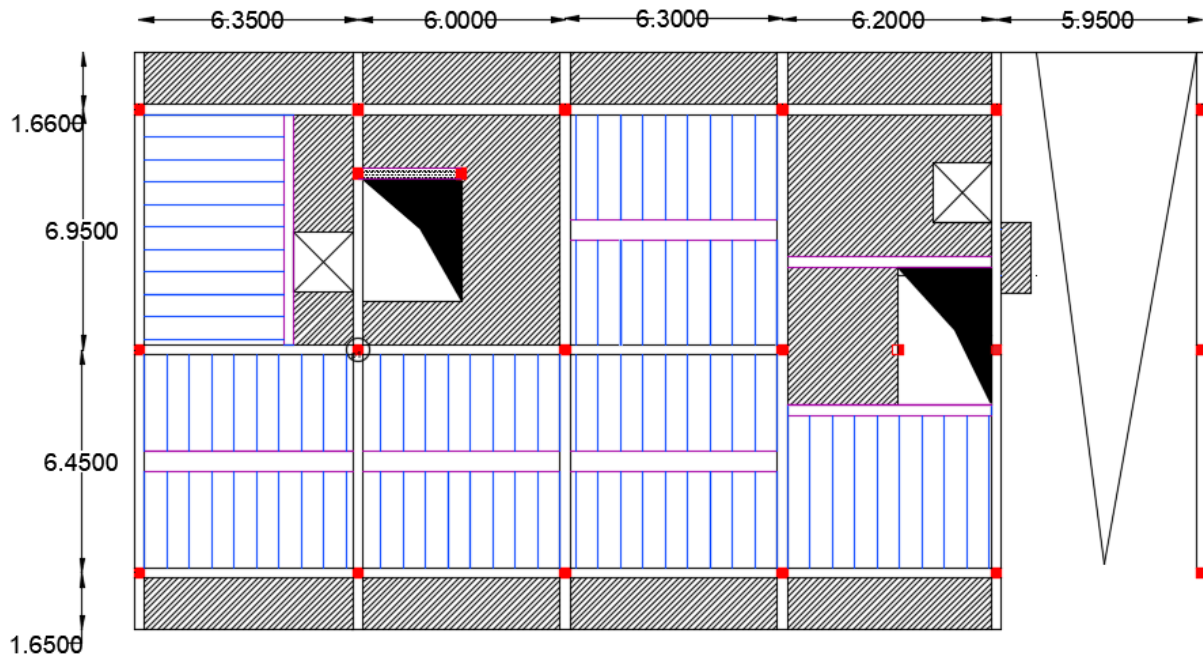


Figure II-7: disposition des poutrelles de RDC

II.1.1.2 Dimensionnements des poutrelles

Ce sont des petites poutres coulées sur place formant l'ossature du plancher. Elle se calcule comme des sections en T

b : largeur de la table de compression, déterminé à partir de la condition suivante :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right)$$

$b_0=12\text{cm}$, la largeur de la nervure.

$L_x=53\text{cm}$, la distance entre nus de deux poutrelles.

$L_y=322,5\text{cm}$, distance minimale entre nus d'appuis

Dans le sens de disposition des poutrelles

→ Après le calcul on trouve $b=65\text{cm}$.

II.1.2 Plancher a dalle plein

Une dalle plein est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutre, voiles ou murs maçonneries), ou ponctuelle.

Pour les dalle on définit les portées L_x et L_y mesurées entre nus d'appuis avec ($L_x \leq L_y$) et le rapport ρ .

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

L'épaisseur d'une dalle déterminée en se basant sur les deux critères suivants :

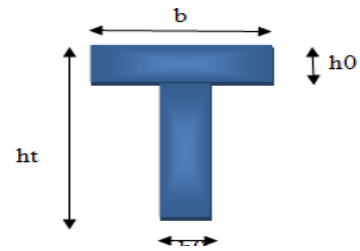


Figure II-8: coupe transversal d'une poutre

II.1.2.1 Critère de résistance

$e > \frac{L_x}{20} \rightarrow$ pour une dalle sur un ou deux appuis.

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \rightarrow$ Pour une dalle sur quatre appuis ($\rho < 0,4$).

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow$ pour une dalle sur quatre appuis avec ($\rho \geq 0,4$).

II.1.2.2 Résistance au feu

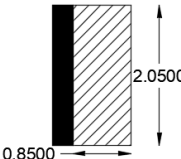
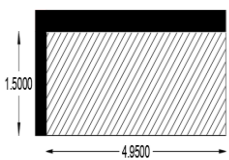
$e \geq 7\text{ cm} \rightarrow$ pour une heure de coupe-feu.

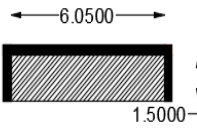
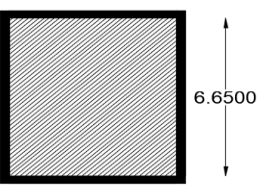
$e \geq 11\text{ cm} \rightarrow$ pour une deux heures de coupe-feu.

Dans notre projet, nous disposons de plusieurs panneaux de dalles pleines que nous avons illustrées sur les schémas de dispositions des poutrelles. En se basant sur les critères cités ci-dessus, nous avons choisis les cas les plus défavorables pour le calcul des épaisseurs des différents panneaux.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : pré-dimensionnement des dalle pleines

Type	Schémas	étage	L_x (m)	L_y (m)	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	e= (cm)
1appui		RDC	0,85	2,05	0,41	$e \geq 4,25$
2appuis		6, 7,8 9 en duplex duplex	1,50	4,95	0,29	$e \geq 7,5$

3appuis		8 9en double	1,50	6,05	0,24	$4,28 \leq e \leq$
4appuis		RDC, 1,2 3, 4, 5, 6, 7 8 9en double duplex	5,70	6,65	0,85	$12,67 \leq e \leq 14,25$

→D'après les résultats de calcul et pour une bonne isolation phonique, nous adaptons une épaisseur de dalles $e = 14$ cm.

II.2 Pré-dimensionnement des poutres :

La hauteur h des poutres est déterminée par la formule suivante :

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

L_{max} : Longueur maximale de la poutre entre nus d'appuis.

II.2.1 Poutres principales (PP)

En supposant des poteaux de (30×30) :

$$L_{max} = 635 - 30 = 605\text{cm} \rightarrow 40,33 \leq h \leq 60,5$$

On prend : $h = 45$ cm et $b = 35$ cm

II.2.2 Poutres secondaires (PS)

$$L_{max} = 695 - 30 = 665\text{cm} \rightarrow 44,33\text{cm} \leq h \leq 66,5\text{cm}$$

$h = 45$ cm et $b = 35$ cm

❖ **Vérifications des exigences du RPA99/2003 :**

– $h \geq 30$ cm

– $b \geq 20$ cm

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

→ On voit que ces conditions sont vérifiées pour les poutres principales et secondaires.

II.2.3 Poutre palière (escalier EC)

$$L = 300 - 30 = 270 \text{ cm}$$

$$\rightarrow 18 \leq h \leq 27$$

On prend : $h=30\text{cm}$ et $b=30\text{cm}$ (dimensions qui vérifient les conditions du RPA citées plus haut).

II.2.4 Poutre de chaînage

Dans notre projet on a disposés plusieurs poutres de chaînage dans les différents niveaux (RDC ,1^{er} ,2^{ème} ,3^{ème} ,4^{ème} ,5^{ème} ,6^{ème} ,7^{ème} ,8^{ème} ,9^{ème} duplex). Qui sont respectivement dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L = 6,95 - 0,3 = 6,65 \rightarrow 44,33 \leq h \leq 66,5$$

On prend : $h=45\text{cm}$ et $b=35\text{cm}$

II.3 Les voiles

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le **RPA99/2003** :

Pour un voile de section simple :

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

Avec : h_e : hauteur libre de voile

Tableau II.2: Epaisseur des voiles

Etage	h_e (cm)	$e \geq \max \left(\frac{h_e}{20} ; 15\text{cm} \right)$	e (cm)
Etage courant et RDC	306-30=276	$e \geq \max (13,8 ; 15\text{cm})$	e = 15cm
Entre-sol	510-30=480	$e \geq \max (24 ; 15\text{cm})$	e = 25cm

L'épaisseur adoptée pour les voiles est de 25cm.

II.4 Escaliers

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marche et de contremarches reposant sur une paillasse, permettant le passage d'un niveau a un autre .

Dans notre bâtiment on a plusieurs cages d'escaliers dont la principale qui dessert tous les niveaux (tableauII). Les autre escaliers ne permettent le passage que d'un seul niveau a un autre. Ces derniers seront considérés en bois et en acier.

Tableau II.3: Représentation des différentes cages d'escalier

Niveau	schéma
Entre sol	
RDC et Etage courant	

Dans ce qui suit nous présenterons un exemple de calcul des escalier de RDC qui est un escaliera deux volée. Pour déterminer (g et h) on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivant :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$$

Avec :

$$h = \frac{H}{n} \quad (n : \text{nombre de contremarches})$$

$$g = \frac{L}{(n-1)} \quad (L : \text{longueur utile})$$

❖ **1^{er} et 2^{ème} volée**

Calcul de g et h : on a $L=2,24\text{m}$ $H=1,53\text{m}$

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

$$\rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 224)n + 2 \times 153 = 0$$

$$\rightarrow 64n^2 - 594n + 306 = 0$$

$$\rightarrow \sqrt{\Delta}=524 \rightarrow n = 9 \quad n - 1 = 8$$

$$\rightarrow g = \frac{224}{8} \quad g = 28\text{cm}$$

$$\rightarrow h = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$$

$\rightarrow 2h + g = 62 \rightarrow$ la condition de **BLONDEL** est vérifiée.

❖ Inclinaison de la palissade :

$$\tan \alpha = \frac{153}{224} \quad \alpha = 34,33^\circ$$

❖ Calcule l'épaisseur de la palissade (e) :

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

$$L=L_p+L_v$$

Avec :

L : la longueur développée

L_p : la longueur de palier

L_v : la longueur de la volée

$$L_v = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{244^2 + 153^2} \rightarrow L_v = 271,26 \text{ cm}$$

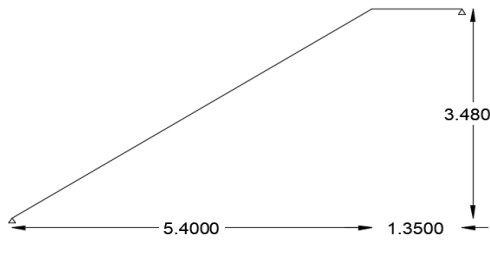
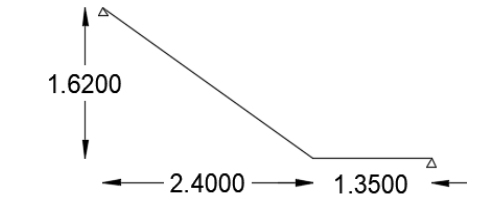
$$L = 271,26 + 130 = 401,26 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \frac{401,26}{30} \leq e \leq \frac{401,26}{20} \rightarrow 13,37 \leq e \leq 20,06$$

→ on prend $e = 15 \text{ cm}$

Tableau II.4: pré-dimensionnement des escaliers

Type	Etage	Volée	Schéma statiques	L (cm)	H (cm)	n	h (cm)	g (cm)	e(cm) paillasse
Escalier a 2 volée	RDC et étage courant	1 ^{er} volée		224	153	9	17	28	$13,37 \leq e \leq 20,06$
		2 ^{ème} volée		224	153	9	17	28	$13,37 \leq e \leq 20,06$

Entre sol	1 ^{er} vollée		540	348	20	18	28	21,39 ≤ 32,09
	2 ^{ème} vollée		240	162	9	18	30	14,21 ≤ 21,32

II.5 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux chargés de transmettre les charges verticales aux Fondations et du contreventement total ou partiel du bâtiment.

⇒Le pré- dimensionnement des poteaux sera établi en faisant le calcul de la section en béton ; après avoir effectué la descente de charge sur le poteau le plus sollicité. Les sections prisent au départ seront vérifiées par rapport au critère suivants :

- ❖ Critère de résistance.
- ❖ Critères de stabilité de forme.
- ❖ Règlement du RPA99/2003.

→Poteau rectangulaire

- $\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$
- $\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

Tableau II.5: Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

Poteaux	Niveaux	Sections(cm ²)	Hauteur(m)	Poids(KN)
Rectangulaires	Enter-sol	(45×45)	5,10	15,49
	RDC	(45×40)	3,06	13,77
	1 ^{er} et 2 ^{ème}	(40×40)	3,06	12,24
	3 ^{ème} 4 ^{ème}	(40×35)	3,06	10,71
	5 ^{ème} 6 ^{ème}	(35×35)	3,06	9,37

	7 ^{ème} 8 ^{ème}	(35×30)	3,06	8,03
	9 ^{ème} (duplex)	(30×30)	3,06	6,88
	Duplex	(30×30)	3,06	6,88

II.6 Evaluation de charge et surcharge :

Tableau II.6: Evaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible

Désignation des Eléments		e(m)	$\rho = (KN/m^3)$	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection		0,04	20	0,8
Etanchéité multicouche		0,02	6	0,12
Isolation thermique		0,04	4	0,16
plancher plancher	Polystyrène	0,3	/	2,2
	Dalle pleine e=14cm	0,14	25	3,5
Placoplatre BA10		0,01	8,25	0,0825
Forme de pente		0,1	22	2,2
Charge permanente G	Polystyrène			5,56
	Dalle pleine			6,86
Charge d'exploitation Q				1

Tableau II.7: Evaluation des charges sur plancher a polystyrène

Désignation des éléments	e (m)	$\rho = (KN/m^3)$	Poids (KN/m ²)
Revêtement en parquets	0,01	6,72	0,0672
Ciment colle	0,01	16	0,16
Polystyrène extrudé	0,03	0,35	0,0105
Plancher à polystyrène (25+5)	0,30	/	2,2
Cloisons de séparation (carreau de plâtre)	0,10	8,16	0,816
Plaque Ba 10	0,01	8,25	0,0825
Charge permanente G			3,33
Q étage courant et RDC			1,5

Tableau II.8: Evaluation des charges sur le plancher terrasse accessible (polystyrène)

Désignation des éléments	e (m)	$\rho = (KN/m^3)$	Poids (KN/m ²)
Revêtement en parquets	0,01	6,72	0,0672
Ciment colle	0,01	16	0,16
Polystyrène extrudé	0,03	0,35	0,0105
Polystyrène (25+5)	0,30	/	2,2
Plaque Ba13	0,01	8,25	0,0825
Forme de pente (polystyrène extrudé)	0,10	0,35	0,035
Charge permanent G			2,56
Charge d'exploitation Q			1,5

Tableau II.9: Evaluation des charges sur les dalles pleines

Désignation éléments	e (m)	$\rho = (KN/m^3)$	Poids (KN/m ²)
Revêtement en parquets	0,01	6,72	0,0672
Ciment colle	0,01	16	0,16
Polystyrène extrudé	0,03	0,35	0,0105
Plancher à dalle pleine	0,14	25	3,5
Placoplatre Ba10	0,01	8,25	0,0825
Charge permanent G			3,82
Q balcons			3,5
Q étage courant			1,5

Tableau II.10: Evaluation des charges sur le palier

Désignation des éléments	e (m)	$\rho = (KN/m^3)$	Poids (KN/m ²)
Revêtement en parquets	0,01	6,72	0,0672
Ciment colle	0,01	16	0,16
Polystyrène extrudé	0,03	0,35	0,0105
Dalle en béton	0,15	25	3,75

armé	RDC			
	Entresol	0,25	25	6,25
Enduit de ciment		0,01	18	0,18
Charge permanent G		Etage courant et RDC		4,17
		Entre-sol		6,67
Charge d'exploitation Q		Etage courant et RDC		2,5
		Entresol		2,5

Tableau II.11: Evaluation des charges sur la volée (1^{er} et 2^{ème} (RDC, EC))

Désignation des éléments	e (m)	$\rho = (KN/m^3)$	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	0,15/cos(34,33)	25	4,54
Marbre	Horizontal	0,01	0,27
	Vertical	0,01h/g	0,164
Ciment colle	Horizontal	0,01	0,16
	Vertical	0,01h/g	0,097
Enduit de ciment	0,01/cos 34,33)	18	0,22
Poids des marches	(h/2)	27	2,29
Charge Permanent G			7,74
Charge d'exploitation Q			2,5

Tableau II.12: Evaluation des charges sur la volée 1^{er} entre sol

Désignation des éléments	e (m)	$\rho = (KN/m^3)$	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	0,25/cos(32,79)	25	7,43
Marbre	Horizontal	0,01	0,27
	Vertical	0,01h/g	0,0174
Ciment colle	Horizontal	0,01	0,16
	Vertical	0,01h/g	0,102
Enduit de ciment	0,01/cos(32,79)	18	0,214
Poids des marches	(h/2)	27	2,29
Charge Permanent G			10,48
Charge d'exploitation Q			2,5

Tableau II.13: Evaluation des charges sur le 2^{ème} volée de entre sol

Désignation des éléments	e (m)	$\rho = (KN/m^3)$	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	0,15/cos 34,02	25	4,52
Marbre	Horizontal	0,01	0,27

	Vertical	0,01h/g	27	0,162
Ciment colle	Horizontal	0,01	16	0,16
	Vertical	0,01h/g	16	0,096
Enduit de ciment		0,01/cos 34,02)	18	0,21
Poids des marches		(h/2)	22	2,29
Charge Permanent G				7,44
Charge d'exploitation Q				2,5

Tableau II.14: Evaluation des charges sur les murs extérieurs

Désignation des éléments	e (m)	$\rho = (KN/m^3)$	Poids (KN/m ²)
Brique creuse	0,15	9	1,35
Brique creuse	0,10	9	0,9
Enduit extérieur en ciment	0,015	18	0,27
Enduit intérieur en plâtre	0,01	10	0,1
Charge permanent G			2,62

II.7 Descente de charges

On appelle la descente de charge le principe de distribuer les charges sur les différents éléments qui composent la structure d'un bâtiment, de plus haut niveau vers le plus bas (les fondations). Dans notre cas, on effectuera la descente de charge pour le poteau le plus sollicité, le DTR exige d'appliquer la loi de dégression sur la surcharge Q sur ces niveaux.

❖ **La loi de dégression des charges**

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivants (à partir du haut du bâtiment).

– Sous la toiture : Q_0

– Sous la terrasse (niv13) : $Q_0 + Q_1$

– Sous le duplex(niv12): $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

– Sous le 9ème étage(niv11): $Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

– Sous le 8 étage: $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

– Sous le 7 étage: $Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

– Sous les étage inférieur (pour $n \geq 5$): $Q_0 + \frac{3 + n}{2 \times n}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Avec n : le numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment

❖ Les surfaces afférentes du poteau P1

➤ La toiture

$$Q_{t,i} = 1\text{KN/m}^2$$

$$S1=3,91\text{m}^2 \quad G1=26,82\text{KN} \quad Q1=3,91\text{KN}$$

$$S2=6,72\text{m}^2 \quad G2=46,09\text{KN} \quad Q2=6,72\text{KN}$$

$$\Sigma S=10,63\text{m}^2 \quad \Sigma G=72,91\text{KN} \quad \Sigma Q = 10,63$$

$$P_{pp} = 25 \times 0,45 \times 0,35 \times 2,38 = 9,37\text{KN}$$

$$P_{ps} = 25 \times 0,45 \times 0,35 \times (1,645 + 2,825) = 17,60\text{KN}$$

$$\Sigma P_p = 26,97\text{KN}$$

➤ terrasse

$$Q_h = 1\text{KN/m}^2 \quad Q_v = 2,5\text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} S1_{dp} = 2,71\text{m}^2 ; G1 = 18,59\text{KN} \\ S1_{pl} = 3,10 ; G1 = 17,23\text{KN} \end{cases} \quad \zeta$$

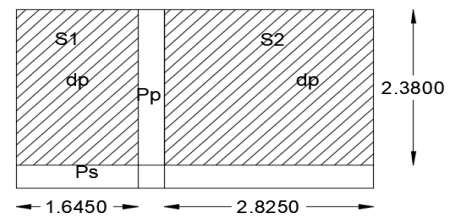
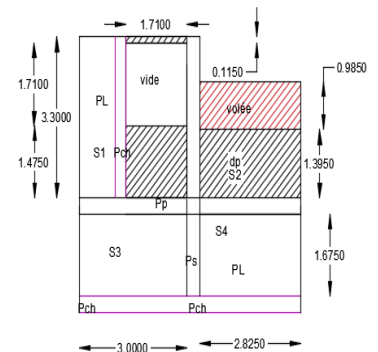


Figure II-9: la surface afférent du poteau P1 dans la toiture



$$\begin{cases} S2_{dp} = 3,94m^2 ; G2 = 27,02KN ; Q2_{dp} = 3,94KN \\ S2_v = 2,78m^2 ; G2 = 21,51KN ; Q2_v = 6,95KN \end{cases}$$

Figure II-10: la surface afférant du poteau P1 dans la toiture

$$\begin{cases} S3 = 5,025m^2 & G3 = 27,93KN & Q3 = \\ S4 = 4,73m^2 & G4 = 26,29KN & Q4 : \end{cases}$$

$$\Sigma S=22,28m^2 \quad \Sigma G=138,57KN \quad \Sigma Q=26,45KN$$

$$\Sigma p=79,82KN$$

➤ 9ème et duplex

$$Q_h=1,5KN/m^2 \quad Q_v=2,5KN/m^2$$

$$\begin{cases} S1_{dp} = 2,71m^2 ; G1 = 10,35KN \\ S1_{pl} = 3,10m^2 ; G1 = 10,32KN \end{cases} \quad Q$$

$$= 8,71KN \begin{cases} S2_{dp} = 3,94m^2 ; G2 = 1 \\ S2_v = 2,78m^2 ; G2 = 2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} S3 = 9,15m^2 & G3 = 30,46KN & Q3 = 13,72KN \\ S4 = 8,61m^2 & G4 = 28,67KN & Q4 = 12,91KN \end{cases}$$

$$\Sigma S=30,29m^2 \quad \Sigma G=116,36KN \quad \Sigma Q=48,2KN$$

$$\Sigma p=60,93KN$$

➤ RDC jusqu'au 8ème étage

$$Q_h=1,5KN/m^2 \quad Q_v=2,5KN/m^2$$

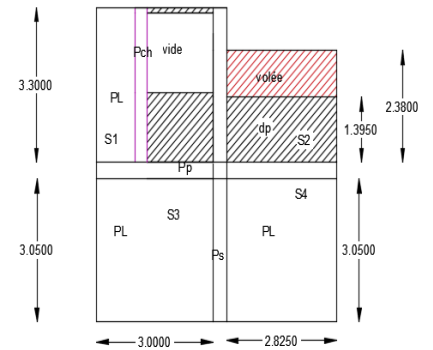


Figure II-11: la surface afférant du poteau P1 dans 9ème étage et duplex

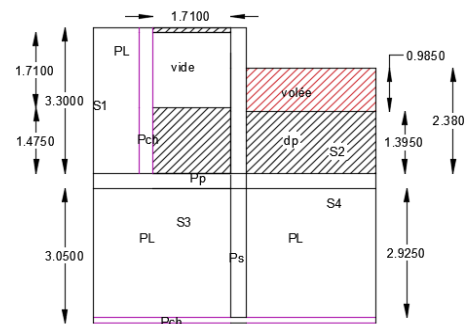


Figure II-12: la surface afférant du poteau P1 dans 9ème étage et duplex

$$\begin{cases} S1_{dp} = 2,71m^2 ; G1 = 10,35KN \\ S1_{pl} = 3,10m^2 ; G1 = 10,32KN \end{cases} Q$$

$$= 8,71KN \begin{cases} S2_{dp} = 3,94m^2 ; G2 = 15,05KN ; Q2_{dp} = 5,91KN \\ S2_v = 2,78m^2 ; G2 = 21,51KN ; Q2_v = 6,95KN \end{cases}$$

$$S3=8,775m^2 \quad G3=29,15KN \quad Q3=13,16KN$$

$$S4=8,26m^2 \quad G4=27,50KN \quad Q4=12,39KN$$

$$\Sigma S=29,56m^2 \quad \Sigma G=113,88KN \quad \Sigma Q=47,12KN$$

$$\Sigma p=69,12KN$$

Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le **DTR** comme suit :

Sous la toiture: Q_0

Sous la terrasse : Q_0+Q_1

Sous le duplex $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$

Sous le 9^{ème} étage: $Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$

Sous le 8^{ème} étage: $Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

Sous le 7^{ème} étage: $Q_0+0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

Sous les étages inférieurs : (pour $n > 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2 \times n} \Sigma Q_n$

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. C'est le cas des bâtiments à usage

d'habitation ou d'hébergement pour lesquels la loi de dégression dite également de base donnée ci-après applicable.

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (Pr) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.15: résultat de la descente de charge de poteau P1

Etage	niveaux	Eléments	G(KN)	Q(KN)
Toiture	N14	Plancher	72,91	Q ₀ =10,63
		Poutres	26,97	
	Somme		99,88	Q _{n13} =10,63
terrasse	N13	Venant de N14	99,88	Q ₁ =26,45
		Plancher	138,57	
		Poutres	79,82	
		Poteaux	6,88	
Somme		325,15	Q _{n13} =37,08	
Etage 09 (niv2)	N12	Venant de N13	325,15	Q ₂ =48,2
		Plancher	116,36	
		Poutres	60,93	
		Poteaux	6,88	
Somme		509,32	Q _{n12} =81,54	
Etage 09 (niv1)	N11	Venant de N12	509,32	Q ₃ =48,2
		Plancher	116,36	
		Poutres	60,93	
		Poteaux	8,03	
Somme		694,64	Q _{n11} =121,19	
Etage 08	N10	Venant de N11	694,64	Q ₄ =47,12
		Plancher	113,88	
		Poutres	69,12	
		Poteaux	8,03	
Somme		885,67	Q _{n10} =155,1	
Etage 07	N9	Venant de N10	885,67	Q ₅ =47,12
		Plancher	113,88	
		Poutres	69,12	
		Poteaux	8,03	
Somme		1076,7	Q _{n9} =184,3	
Etage 06	N8	Venant de N9	1076,7	Q ₆ =47,12
		Plancher	113,88	
		Poutres	69,12	
		Poteaux	9,37	
Somme		1269,07	Q _{n8} =208,78	
Etage 05		Venant de N8	1269,07	

	N7	Plancher	113,88	Q ₇ =47,12
		Poutres	69,12	
		Poteaux	9,37	
	Somme		1461,44	Q _{n7} =231,67
Etage 04	N6	Venant de N7	1461,44	Q ₈ =47,12
		Plancher	113,88	
		Poutres	69,12	
	Poteaux	10,71		
Somme		1655,15	Q _{n6} =253,66	
Etage 03	N5	Venant de N6	1655,15	Q ₉ =47,12
		Plancher	113,88	
		Poutres	69,12	
	Poteaux	10,71		
Somme		1848,86	Q _{n5} =278,3	
Etage 02	N4	Venant de N5	1848,86	Q ₁₀ =47,12
		Plancher	113,88	
		Poutres	69,12	
	Poteaux	12,24		
Somme		2044,1	Q _{n4} =304,87	
Etage 01	N3	Venant de N4	2044,1	Q ₁₁ =47,12
		Plancher	113,88	
		Poutres	69,12	
	poteaux	12,24		
Somme		2239,34	Q _{n3} =325,51	
RDC	N2	Venant de N3	2239,44	Q ₁₂ =47,12
		Plancher	113,88	
		Poutres	69,12	
	Poteaux	13,77		
Somme		2436,11	Q _{n2} =352,46	
Entre-sol	N1	Venant de N2	2436,11	
		Poutres	69,12	
	poteaux	15,47		
Somme		2520,16	Q _{n1} =352,46	
ELU		1,35G=3402,216	1,5Q=528,69	
Effort normal à la base du poteau		3930,9		

Les résultats obtenus montrent que l'effort normal ultime (NU) du poteau (P1) est important qui conclure que ce poteau est le plus sollicité de la structure.

II.8 Les vérifications nécessaires

II.9 Vérification a la compression simple

On doit vérifier que : $\frac{Nu^*}{B} \leq \frac{0,85 \times Fc_{28}}{\gamma_b}$

Selon le CBA93, l'effort normal ultime de compression Nu doit être majoré de 15% car il appartient un portique de deux travées.

$Nu^* = 3930,9 \times 1,15 = 4520,535 \text{KN}$

$B \geq \frac{4520,535}{14,2} \times 10^{-3} = 0,318 \text{m}^2$

Or $B = 0,5 \times 0,45 = 0,225 \text{m}^2 \rightarrow B = 0,225 \text{m}^2 < B = 0,318 \text{m}^2 \dots\dots\dots$ Condition non vérifié.

Tableau II.16: vérification des poteaux a la compression sipmle

Etage	Section (cm ²)	NU*(KN)	B (m ²)	B ^{cal} (m ²)	B > B ^{cal}
Entre-sol	(45× 45)	4462,19	0,2025	0,318	Non vérifiée
RDC	(45× 40)	4390,05	0,18	0,309	Non vérifiée
1 ^{er}	(40× 40)	4038,08	0,16	0,284	Non vérifiée
2 ^{ème}	(40× 40)	3699,366	0,16	0,260	Non vérifiée
3 ^{ème}	(40× 35)	3350,42	0,14	0,235	Non vérifiée
4 ^{ème}	(40× 35)	3007,18	0,14	0,211	Non vérifiée
5 ^{ème}	(35× 35)	2668,51	0,1225	0,187	Non vérifiée
6 ^{ème}	(35× 35)	2330,37	0,1225	0,164	Non vérifiée
7 ^{ème}	(35× 30)	1989,49	0,105	0,140	Non vérifiée
8 ^{ème}	(35× 30)	1642,55	0,105	0,115	Non vérifiée
9 ^{ème}	(30× 30)	1287,48	0,09	0,090	Vérifiée
duplex	(30× 30)	931,37	0,09	0,065	Vérifiée
terrasse	(30× 30)	568,77	0,09	0,040	Vérifiée

Les poteaux de entre sol jusqu'à 8^{ème} étage ne sont pas vérifier ce qui fait que nous allons augmenter leurs section.

Tableau II.17: vérification des poteaux (entre sol jusqu'a 8^{ème} étage) après redimensionnement

Etage	Section (cm ²)	B (m ²)	B ^{cal} (m ²)	B > B ^{cal}
Entre-sol	60× 55	0,330	0,314	Vérifiée
RDC	60× 55	0,330	0,307	Vérifiée
1 ^{er}	55× 55	0,302	0,282	Vérifiée

2 ^{ème}	55× 50	0,275	0,258	Vérifiée
3 ^{ème}	50×50	0,250	0,233	Vérifiée
4 ^{ème}	50× 45	0,225	0,209	Vérifiée
5 ^{ème}	45× 45	0,202	0,185	Vérifiée
6 ^{ème}	45× 40	0,18	0,161	Vérifiée
7 ^{ème}	40×35	0,14	0,137	Vérifiée
8 ^{ème}	35× 35	0,125	0,112	Vérifiée

II.9.1 Vérification au flambement

D’après le CBA93, la vérification suivant est indispensable :

$$NU^* \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times F_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

α : Coefficient en fonction de l’élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l’élancement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement $l_f = 0,7 \times l_0$

l_0 : Hauteur libre d’étage

i : Rayon de giration, tel que $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ (I : moment d'inertie)

➤ **Exemple de calcul**

Vérification au flambement pour le poteau de l'entre-sol

$$I = \frac{0,6 \times 0,55^3}{12} = 8,31 \times 10^{-3} m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{8,31 \times 10^{-3}}{0,33}} = 0,159 \text{ m}$$

$$l_f = 0,7 \times l_0 \rightarrow l_f = 0,7 \times 4,65 = 3,255$$

$$\lambda = \frac{3,255}{0,159} = 20,61 \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{20,28}{35}\right)^2} = 0,796$$

D'après le BAEL91, on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{NU^*}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \rightarrow B_r \geq \frac{4,462}{0,796 \times \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]}$$

$$\rightarrow B_{rcal} = 0,254 m^2$$

$$B_r = (b - 2) (h - 2) = (60 - 2) (55 - 2)$$

$$B_r = 3074 \text{ cm}^2$$

$$B_r = 0,307 > 0,255 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Puisque la condition est vérifiée le poteau ne risque pas de flamber.

En suivant les étapes précédentes, on va vérifier le poteau de chaque niveau, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.18: vérification des poteaux au flambement

Etage	H (m)	l_f (m)	I (m ⁴)	i (m)	Λ	α	NU*	B_r (m ²)	B_{rcal}	Obs
-------	-------	-----------	-----------------------	---------	-----------	----------	-----	-------------------------	------------	-----

							(MN)		(m ²)	
Entre-sol	4,65	3,225	$8,31 \times 10^{-3}$	0,159	20,28	0,796	4,462	0,307	0,254	vérifiée
RDC	2,61	1,827	$8,31 \times 10^{-3}$	0,159	11,49	0,832	4,390	0,307	0,239	vérifiée
1 ^{er}	2,61	1,827	$7,62 \times 10^{-3}$	0,158	11,56	0,831	4,038	0,280	0,220	vérifiée
2 ^{ème}	2,61	1,827	$5,72 \times 10^{-3}$	0,144	12,68	0,828	3,699	0,254	0,203	vérifiée
3 ^{ème}	2,61	1,827	$5,20 \times 10^{-3}$	0,144	12,68	0,828	3,350	0,230	0,183	vérifiée
4 ^{ème}	2,61	1,827	$3,79 \times 10^{-3}$	0,129	14,16	0,823	3,007	0,206	0,166	vérifiée
5 ^{ème}	2,61	1,827	$3,41 \times 10^{-3}$	0,129	14,16	0,823	2,668	0,185	0,147	vérifiée
6 ^{ème}	2,61	1,827	$2,4 \times 10^{-3}$	0,115	15,88	0,816	2,330	0,163	0,129	vérifiée
7 ^{ème}	2,61	1,827	$1,60 \times 10^{-3}$	0,107	17,07	0,811	1,989	0,125	0,111	vérifiée
8 ^{ème}	2,61	1,827	$1,25 \times 10^{-3}$	0,100	18,27	0,806	1,642	0,109	0,092	vérifiée
9 ^{ème}	2,61	1,827	$6,75 \times 10^{-4}$	0,086	21,24	0,791	1,287	0,078	0,073	vérifiée
duplex	2,61	1,827	$6,75 \times 10^{-4}$	0,086	21,24	0,791	0,931	0,078	0,053	vérifiée
terrasse	2,61	1,827	$6,75 \times 10^{-4}$	0,086	21,24	0,791	0,568	0,078	0,032	vérifiée

II.10 Conclusion

- ❖ Les planchers en polystyrène sont des planchers (20+5).
- ❖ Epaisseur des planchers dalle pleine e=14cm.
- ❖ Epaisseur des voiles e=15cm.
- ❖ Epaisseur des voiles de l'entr-sol e=25cm.
- ❖ Section des poutres : principales (45×35)cm², poutres secondaires (45×35)cm²
- ❖ Les poteaux : - entre-sol et RDC (60×55)cm²
 - 1^{er}(55×55)cm²
 - 2^{ème}(55×50)cm²
 - 3^{ème}(50×50)cm²
 - 4^{ème}(50×45)cm²
 - 5^{ème}(45×45)cm²
 - 6^{ème}(45×40)cm²
 - 7^{ème}(40×35)cm²
 - 8^{ème}(35×35)cm²
 - 9^{ème}, duplex et terrasse (30×30)cm²

Chapitre III
Etude des éléments
secondaire

III. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments non structuraux, il ne fonction pas dans les conditions accidentel.

III.1 Calcule des plancher

III.1.1 Plancher polystyrène

Ce type de plancher est constitué de polystyrène, qui servent de coffrage perdu, de poutrelle qui reprennent les efforts de traction, et d'une dalle de compression pour reprendre les efforts de compression.

III.1.1.1 Calcule des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme une poutre continue sur plusieurs appuis a la flexion simple. Pour le calcules des sollicitations on utilise des méthodes appropriées applicables en béton armé : Méthodes forfaitaire, Méthode de Caquot ...Etc.

- **Méthode forfaitaire**

Cette méthode ne peut être appliquée que si les conditions suivantes sont satisfaites.

- **Condition d'application de la méthode forfaitaire**

1. Le plancher est a surcharge modérée $\rightarrow Q \leq \min(2G, 5\text{KN}/m^2)$
2. Le rapport de dimension entre deux travées successive $\frac{L_i}{L_{i+1}} \in (0,8 ; 1,25)$.
3. Les moments d'inertie sont constants sur toutes les travées.
4. La fissuration est considérée comme fissuration peu nuisible (F.P.N)

- **Calcule des moments aux niveaux d'appuis**

Les moments sur appuis donnée et calculer comme suit :

1. $M_a = -0,6M_0$ pour une poutre a deux travée
2. $M_a = -0,5M_0$ pour les appuis intermédiaires voisin de rive, pour une poutre a 3 travée ou plus.
3. $M_a = -0,4M_0$ pour les autres travées intermédiaires d'une poutre a plus de trois travée.

Tel que : M_0 c'est le moment isostatique max des moments dans les deux travées encadrant l'appui.

- **Calcul de moments en travée**

Le moment max dans chaque travée est déterminé par la méthode suivante :

$$M_{t_2} \begin{cases} -M_{t_1} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max [(1+0,3\alpha) ; 1,05] \times M_0 \\ \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 \text{ Pour une travée intermédiaire.} \\ \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 \text{ Pour une travée de rive.} \end{cases}$$

Et en prend le maximum entre M_{t_1} et M_{t_2} avec

M_g : Moment au niveau de l'appui gauche.

M_d : Moment au niveau de l'appui droit.

$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$ degré de surcharge.

- **Effort tranchant**


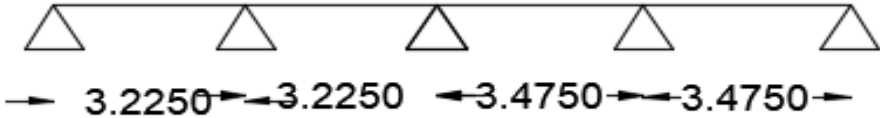
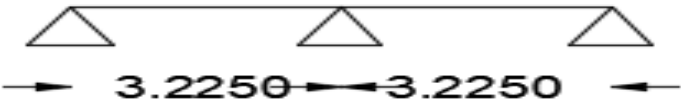
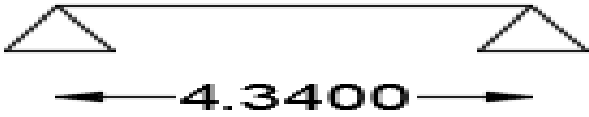

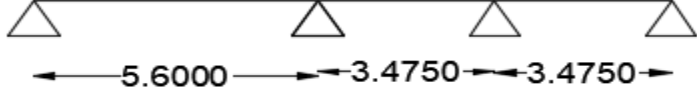
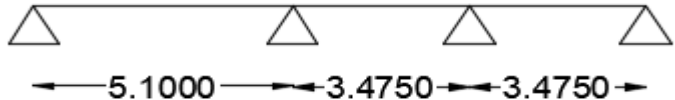

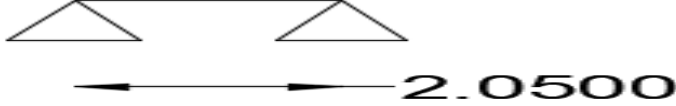
Pour l'évaluation des efforts tranchants sur les appuis on suppose une discontinuité entre travée (l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique $q \times l/2$) sauf sur les appuis intermédiaires on tient compte de la continuité en major l'effort isostatique de :

-15% pour une poutre a deux travées.

-10% pour une poutre plus a deux travées.

III.1.1.1.1 Les différents type de poutrelles

Tableau III.1: les différents tupe des poutrelles

Type	Schéma	Etage
T1		Tous les étage
T2		RDC→8 ^{ème}
T3		RDC→8 ^{ème}
T4		Tous les étage
T5		9 ^{ème}
T6		9 ^{ème}
T7		duplex
T8		duplex
T9		terrasse

T10		terrasse
-----	--	----------

III.1.1.1.2 Calcul des charge revenants sur les poutrelles

-A L'ELU : $P_u = 1,35G + 1,5Q \rightarrow q_u = 0,65 \times P_u$

-A L'ELS : $P_s = G + Q \rightarrow q_s = 0,65 \times P_s$

Tableau III.2: les charges revenantes sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			qu (KN/m ²)	Pu (KN/m ²)	qs (KN/m ²)	Ps (KN/m ²)
Terrasse Inaccessible	5,56	1	5,85	9,006	4,264	6,56
Etage couran	3,33	1,5	4,38	6,74	3,13	4,83

III.1.1.1.3 Calcule des sollicitations dans les poutrelles

Nous allons exposer un exemple de calcule (Type T1, T2 de RDC → 8^{ème} étage) afin d'illustrer la démarche à suivre, pour cela nous utiliserons la Méthode forfaitaire.

• **Calcul des moments**

➤ Moments isostatiques :

$$M_{OAB} = \frac{ql^2}{8} \rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_{uAB} = 5,701 \text{KN.m} \\ \text{ELS: } M_{sAB} = 4,082 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{OBC} = \frac{ql^2}{8} \rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_{uBC} = 5,701 \text{KN.m} \\ \text{ELS: } M_{sBC} = 4,082 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ OCD} = \frac{ql^2}{8} \rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_{uCD} = 6,619 \text{KN.m} \\ \text{ELS: } M_{sCD} = 4,74 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ ODE} = \frac{ql^2}{8} \rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_{uDE} = 6,619 \text{KN.m} \\ \text{ELS: } M_{sDE} = 4,74 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **moments aux appuis :**

➤ appuis intermédiaire

$$M_a^{\text{int}}_B = -0,5M_0^{\text{max}} \begin{cases} \text{ELU} = -2,851\text{KN.m} \\ \text{ELS} = -2,041\text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_a^{\text{int}}_C = -0,4M_0^{\text{max}} \begin{cases} \text{ELU} = -2,648\text{KN.m} \\ \text{ELS} = -1,896\text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_a^{\text{int}}_D = -0,5M_0^{\text{max}} \begin{cases} \text{ELU} = -3,31\text{KN.m} \\ \text{ELS} = -2,37\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ appuis de rive

$$M_a^{\text{rive}} = -0,15M_0 \quad \text{Avec } M_0 = \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{CD})$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \text{ELU: } M_u^{\text{rive}} = -0,99\text{KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{\text{rive}} = -0,711\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1,5}{1,5+3,33} = 0,311$$

$$\begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,09 \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,29 \end{cases}$$

➤ travée AB

$$M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \begin{cases} 1,09(M_0^1) \\ 1,05(M_0^1) \end{cases}$$

$$M_{tAB} \geq 1,09M_0^1 - \frac{M_B}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 1,09M_0^1 - 0,25M_B \dots (1)$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0^1 \rightarrow M_t^{AB} \geq 0,645M_0^1 \dots (2)$$

➤ travée BC

$$M_{tBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max \begin{cases} 1,09(M_0^1) \\ 1,05(M_0^1) \end{cases} \dots (1)$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0^1 \rightarrow M_t^{BC} \geq 0,545 M_0^1 \dots (2)$$

➤ travée CD

$$M_{tCD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \max \begin{cases} 1,09(M_0^1) \\ 1,05(M_0^1) \end{cases} \dots (1)$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0^1 \rightarrow M_t^{CD} \geq 0,545 M_0^1 \dots (2)$$

➤ travée DE

$$M_{tDE} + \frac{M_D + M_E}{2} \geq \max \begin{cases} 1,09(M_0^1) \\ 1,05(M_0^1) \end{cases} \dots (1)$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0^1 \rightarrow M_t^{DE} \geq 0,645 M_0^1 \dots (2)$$

Entre (1) et (2) on choisit le max :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELUM}_{tu}^{AB} : 4,807 \\ \text{ELSM}_{ts}^{AB} : 3,442 \\ \text{ELUM}_{tu}^{BC} : 3,483 \\ \text{ELSM}_{ts}^{BC} : 2,494 \\ \text{ELUM}_{tu}^{CD} : 4,258 \\ \text{ELSM}_{ts}^{CD} : 3,049 \\ \text{ELUM}_{tu}^{DE} : 5,582 \\ \text{ELSM}_{ts}^{DE} : 3,997 \end{array} \right.$$

➤ **effort tranchant**

➤ travée AB

$$V_A = \frac{qu \times l_1}{2} = 7,071 \text{KN}$$

$$V_B = -1,15V_A = -7,778\text{KN}$$

➤ travée BC

$$V_B = 1,1 \times \frac{qu \times l_2}{2} = 7,778\text{KN}$$

$$V_C = -1,1 \times \frac{qu \times l_2}{2} = -7,778\text{KN}$$

➤ travée CD

$$V_C = 1,1 \times \frac{qu \times l_3}{2} = 8,381\text{KN}$$

$$V_D = -\frac{qu \times l_3}{2} = -8,381\text{KN}$$

➤ travée DE

$$V_D = 1,1 \times \frac{qu \times l_3}{2} = 8,381\text{KN}$$

$$V_E = -\frac{qu \times l_3}{2} = -7,619\text{KN}$$

- **Calcul des moments**

➤ Moments isostatiques :

$$M_{0AB} = \frac{ql^2}{8} \rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_{uAB} = 12,057\text{KN.m} \\ \text{ELS: } M_{sAB} = 8,633\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **moments aux appuis :**

➤ appuis de rive

$$M_a^{\text{rive}} = -0,15M_0 \quad \text{Avec } M_0 = \text{Max}(M_{0AB}; M_{0CD})$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \text{ELU: } M_u^{\text{rive}} = -1,808\text{KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{\text{rive}} = -1,294\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **moments en travées**

➤ travée AB

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_{tAB} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 12,057 \text{KN.m} \\ \text{ELS: } M_{tAB} = \frac{q_s \times l^2}{8} = 8,633 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **effort tranchant**

➤ travée AB

$$V_A = \frac{q_u \times l_1}{2} = 10,283 \text{KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u \times l_1}{2} = -10,283 \text{KN}$$

III.1.1.1.4 Ferrailage des poutrelles

Les poutrelles sont ferrailier avec les sollicitations maximales (M_t^{\max} , M_a^{\max} et V^{\max})

➤ **Ferrailage longitudinal**

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t = 12,057 \text{KN.m} \\ M_a^{\text{int}} = -3,31 \text{KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -1,808 \text{KN.m} \\ V = 10,283 \text{KN} \end{cases} ; \text{ELS} \begin{cases} M_t = 8,633 \text{KN.m} \\ M_a^{\text{int}} = -2,37 \text{KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -1,294 \text{KN.m} \end{cases}$$

$B = 65 \text{cm}; b_0 = 12 \text{cm}; h = 25 \text{cm}; h_0 = 5 \text{cm}; d = 23 \text{cm}; F_e = 400 \text{Mpa}; F_{c28} = 25 \text{Mpa}$

➤ **Ferrailage en travée**

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,05 \times \left(0,23 \times \frac{0,05}{2} \right)$$

$M_{tu} = 0,094 \text{Mn.m} > 0,012057 \text{Mn} \rightarrow$ Calcule d'une section rectangulaire ($A \times B$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,012057}{0,65 \times 0,23^2 \times 14,2} = 0,0247 < 0,186 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\mu_{bu} = 0,0247 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Ce qui donne : $A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}} = 1,52 \text{ cm}^2$

Avec : $\alpha = 0,0313$ $z = 0,227$ $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$

Calcul de condition de non fragilité $\rightarrow A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_t^{\min} = 0,23 \times 0,65 \times 0,23 \times \frac{25}{400} = 1,8 \text{ cm}^2$$

$A_t^{\min} = 1,8 \text{ cm}^2 < A_t = 1,52 \text{ cm}^2$ condition non vérifié

➤ **Ferraillage en appuis**

- Appuis intermédiaire ($b_0 \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = 0,0468 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,036 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Ce qui donne : $A_t = \frac{M_a^{\text{int}}}{z \times f_{st}} = 0,539 \text{ cm}^2$

Avec : $\alpha = 0,059$ $z = 0,224$

- Appuis de rive ($b_0 \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = 0,020 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,020 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Ce qui donne : $A_t = \frac{M_a^{\text{rive}}}{z \times f_{st}} = 0,228 \text{ cm}^2$

Avec : $\alpha = 0,025$ $z = 0,227$

Condition de non fragilité $\rightarrow A_a^{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,333\text{cm}^2$

$$\begin{cases} A_a^{min} = 0,333\text{cm}^2 < A_a^{int} = 0,539\text{cm}^2 \\ A_a^{min} = 0,333\text{cm}^2 > A_a^{rive} = 0,228\text{cm}^2 \end{cases}$$

Les sections des ferrillages choisies :

- En travée : 2HA12=2,26cm²
- En appuis intermédiaire : 2HA10=1,57cm²
- En appuis de rive : 2HA10=1,57cm²

III.1.1.1.5 Vérification de la flèche

Conditions de vérification de la flèche :

Données : L = 4,69m, M₀^s = 8,63KN.m, M_c^s = 1M₀^s = 8,63KN.m

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

- 1) $h \geq \frac{M_c^s}{10M_0^s} \times l \rightarrow h = 25\text{cm} < 46,9\text{cm} \dots\dots\dots$ condition non vérifiée
- 2) $A \leq \frac{4,2 \times b_0 \times d}{f_e} \rightarrow A = 2,26\text{cm}^2 < 2,898\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ condition vérifiée
- 3) L = 6,35 m < 8 mcondition vérifiée

Puisque la première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq f; L = 4,69\text{m} < 5\text{m}, f = \frac{l}{500} = \frac{4,69}{500} = 9,38\text{mm}.$$

Δf : la flèche a calculer selon le BAEL, en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissures,.....)

$$\Delta f = (f^{gv} - f^j) + (f^{pi} - f^{gi}) \dots\dots\dots \text{(BAEL91/99)}$$

- Calcul des moments en travée sous les différents chargements

$$M_{ser}^g = 0,83 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} = 9,15 \text{KN.m}$$

$$M_{ser}^j = 0,83 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} = 8,29 \text{KN.m}$$

$$M_{ser}^p = 0,83 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} = 13,28 \text{KN.m}$$

Avec : $j = (G - G^{\text{revetement}}) = 3,33 - (0,067 + 0,16 + 0,0105 + 0,0825) = 3,016$

➤ Modules de Young instantané et différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,8656 \text{ Mpa}$$

$$E_i = 3 \times E_v = 32456,5969 \text{ Mpa}$$

➤ Coefficient λ, ρ

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{c28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 5,02 \\ \lambda_v = \frac{2}{3} \times \lambda_i = 2,008 \end{cases}$$

$$\rho = \frac{A_0}{b_0 \times d} = \frac{2,26}{12 \times 23} = 0,0081\%$$

➤ Calcule de σ_{st}

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d - y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d - y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d - y)}{I} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 188,15 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st}^j = 170,41 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st}^p = 272,90 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Avec : $I = 13554 \text{ cm}^4$ $y = 4,4 \text{ cm}$

➤ Calcule de μ

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu^g = \max(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{c28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}) = 0,555 \\ \mu^j = \max(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{c28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}) = 0,521 \\ \mu^p = \max(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{c28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}) = 0,667 \end{array} \right.$$

➤ Calcule des moments d'inerties fissurées

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

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

$$I_0 = 37627 \text{cm}^4 y_G = 8,77 \text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_f^{gi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu^g} = 10927 \text{cm}^4 \\ I_f^{ji} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu^j} = 11437 \text{cm}^4 \\ I_f^{pi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu^p} = 9516,2 \text{cm}^4 \\ I_f^{gv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu^g} = 19569 \text{cm}^4 \end{array} \right.$$

➤ Calcule des flèches

$$\left\{ \begin{array}{l} f^{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_f^{gi}} = 5,678 \text{mm} \\ f^{ji} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_f^{ji}} = 4,913 \text{mm} \\ f^{pi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_f^{pi}} = 9,457 \text{mm} \\ f^{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_f^{gv}} = 9,512 \text{mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta_f = (f^{gv} - f^{ji}) + (f^{pi} - f^{gi})$$

$$\Delta_f = 8,37\text{mm} > \bar{f} = 9,38\text{mm}$$

Donc La flèche est vérifiée

➤ **Ferraillage transversal**

$$\phi_t \geq \text{Min} \left(\phi_t^{\text{min}} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \geq \text{Min}(12 ; 7,14\text{mm} ; 12\text{mm})$$

On choisit $\phi_t = 8\text{mm}$

$$A_t = 2 \phi_t 8 = 1,01\text{cm}^2$$

Les vérifications nécessaires

a) à L'ELU

▪ **Vérification de rupture par cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\text{max}}}{b_0 \times d} = \frac{10,283 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,23} = 0,37\text{Mpa}$$

$$\text{FPN} \rightarrow \bar{\tau} = \text{min} \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa} \right) = 3,33\text{Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$ (Pas de rupture par cisaillement)

▪ **Espacement des armatures**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{min}(0,9d; 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 20,7\text{cm} \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \rightarrow S_t \leq 84,16\text{cm} \rightarrow \text{d'ou } S_t = 20\text{cm} \\ S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{\gamma_b b_0 (\tau_u - 0,3f_{t28})} \rightarrow S_t \leq 104,62\text{cm} \end{array} \right.$$

- **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant V_u**
- **-Appui de rive**

$$A_t^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \rightarrow A_t^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 10,283 \times 10^{-3} = 0,29 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{travée} + A_{appui} \rightarrow A_t = 2,26 + 1,57 = 3,83 \rightarrow A_t \geq 0,29 \text{ (Condition vérifiée)}$$

- **Appui intermédiaire**

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_a^{int}}{0,9d}) \rightarrow A_t \geq \frac{1,15}{400} \times \left(10,283 \times 10^{-3} - \frac{3,31 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,23} \right) = -0,164$$

$A_t = -0,164 < 0 \rightarrow$ Pas de vérification au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effort du moment.

- **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times v_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right); \text{ avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \tau_1^u = \frac{0,265 \times 10,283 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,65 \times 0,05 \times 0,23} = 0,405 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa}$$

\rightarrow Donc pas de risque de rupture à la jonction table de nervure.

- **Vérification de la compression de la bielle du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{\alpha \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec $\alpha = \min[0,9d; (l - 4) \text{ cm}]$; (L : largeur de l'appui)

$$\alpha = 20,7 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $V_u \leq 0,267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28} \rightarrow 10,283 \text{ KN} < 165,80 \text{ KN}$

Donc la bielle est vérifiée.

b) A L'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Ouvertures des fissures (les contraintes)
- Déformations (flèche)
 - **Vérification des contraintes**

- En travée

$$A=2,26 \text{ cm}^2 ; b = 65\text{cm} ; b_0 = 12\text{cm} ; h_0 = 5\text{cm} ; d = 23\text{cm} ; M_t = 12,057\text{KN.m}$$

- position de l'axe neutre (H):

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 202,3$$

$H > 0 \rightarrow$ Alors l'axe neutre passe par la table de compression

\rightarrow Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

- calcul de y :

$$y = \frac{b_0}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \rightarrow y = 8,91\text{cm}$$

- calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 = 0 \rightarrow 22055,97\text{cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{12,057 \times 10^{-3}}{22055,97 \times 10^{-8}} \times 0,0891 = 4,87\text{Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$$

Donc c il n y a pas de risque de fissures en travée.

- En appui intermédiaire

$$A = 1,57\text{cm}^2 ; b = 65\text{cm} ; b_0 = 12\text{cm} ; h_0 = 5\text{cm} ; d = 23\text{cm} ; M_a^{int} = -1,808\text{ KN.m}$$

$$M_a^{int} < 0 \rightarrow \text{calcul d'une section rectangulaire}(b_0 \times h)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

- calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \rightarrow y = 7,73\text{cm}$$

- calcul de I :

$$\frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 = 0 \rightarrow 15498,83\text{cm}^4$$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{3,421 \times 10^{-3}}{15498,83 \times 10^{-8}} 0,0773 = 1,70\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$ pas de risque de fissure au niveau des appuis.

III.1.1.1.6 Calcul de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression se fait dans les deux sens :

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65\text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_{\perp} = 4\emptyset 6 / \text{ml} = 1,13\text{cm}^2 / \text{ml}$ Avec $St = 20\text{cm} \leq 20\text{cm}$.

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,33\text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_{\parallel} = 4\emptyset 6 / \text{ml} = 1,13\text{cm}^2 / \text{ml}$ Avec $St = 25\text{cm} \leq 30\text{cm}$.

Donc on adopte un treillis soudé Ø6de mailles (150× 150) ce qui satisfait les sections précédentes.

Les tableaux suivants représentent Les sollicitations maximales à l’ELU et l’ELS des différents types des poutrelles par niveaux.

Tableau III.3: sollicitation maximales dans les types des poutrelles du RDC jusqu’au 8^{ème}

Type	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort Tranchant Vu(KN)	Evaluation des moments		
	M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{int} (KN.m)	M _t (KN.m)		M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{int} (KN.m)	M _t (KN.m)
T1	-1,808	0	12,057	10,283	-1,294	0	8,633
T2	-0,997	-3,331	5,582	8,381	-0,711	-2,37	3,997
T3	-0,855	-3,421	4,552	8,131	-0,612	-2,449	3,238
T4	-1,548	0	10,324	9,515	-1,108	0	7,393
max	-1,808	-3,421	12,057	10,283	-1,294	-2,449	8,633

Tableau III.4: sollicitation maximales dans les types des poutrelles du 9^{ème}

Type	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort Tranchant Vu(KN)	Evaluation des moments		
	M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{int} (KN.m)	M _t (KN.m)		M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{int} (KN.m)	M _t (KN.m)
T1	-1,808	0	12,057	10,283	-1,294	0	8,633
T4	-1,548	0	10,324	9,515	-1,108	0	7,393
T5	-2,578	0	17,189	12,278	-1,846	0	12,309
T6	-2,58	-9,439	12,794	-13,964	-1,845	-6,961	9,191
max	-2,578	-9,439	17,189	-13,964	-1,846	-6,961	12,309

Tableau III.5 : sollicitation maximales dans les types des poutrelles du duplex

Type	ELU			Effort Tranchant Vu(KN)	ELS		
	Evaluation des moments				Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-1,808	0	12,057	10,283	-1,294	0	8,633
T4	-1,548	0	10,324	9,515	-1,108	0	7,393
T7	-2,138	-7,849	10,602	-12,721	-1,531	-5,564	7,616
T8	-2,138	0	14,257	11,182	-1,531	0	10,209
max	-2,138	-7,849	14,257	-12,721	-1,531	-5,564	10,209

Tableau III.6: sollicitation maximales dans les types des poutrelles de la terrasse

Type	ELU			Effort Tranchant Vu(KN)	ELS		
	Evaluation des moments				Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-2,414	0	16,096	13,728	-1,758	0	11,724
T4	-2,067	0	13,783	12,703	-1,505	0	10,039
T9	-0,0461	0	3,075	6	-0,336	0	2,24
T10	-1,325	-5,046	6,493	11,623	-0,965	-3,65	4,741
max	-2,414	-5,046	16,096	13,728	-1,758	-3,65	11,724

Tableau III.7: sollicitation maximales dans les types des poutrelles du 9^{ème} et duplex

Type	ELU			Effort Tranchant Vu(KN)	ELS		
	Evaluation des moments				Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)
RDC→ 8 ^{ème} étage	-1,808	-3,421	12,057	10,283	-1,294	-2,449	8,633

9 ^{ème} étage	-2,578	-9,439	17,189	-13,964	-1,846	-6,961	12,309
Duplex	-2,138	-7,849	14,257	-12,721	-1,531	-5,564	10,209
Terrasse	-2,414	-5,046	16,096	13,728	-1,758	-3,65	11,724

Tableau III.8:calcul des ferrillages a L'ELU des différents niveaux

niveaux	postions	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} cm ²	$A_{adopté}$ cm ²
RDC→ 8 ^{ème} Etage	Travée	12,057	0,024	0,031	0,227	1,526	1,805	2HA12 2,26
	Appui intermédiaire	3,421	0,046	0,059	0,224	0,539	0,333	2HA10 1,57
	Appui de rive	1,808	0,020	0,025	0,227	0,228	0,333	1HA10 0,79
9 ^{ème} Etage	Travée	17,189	0,035	0,044	0,227	2,187	1,805	2HA12 2,26
	Appui intermédiaire	9,439	0,104	0,138	0,217	1,249	0,333	2HA10 1,57
	Appui de rive	2,578	0,028	0,035	0,226	0,327	0,333	1HA10 0,79
Duplex	Travée	14,257	0,029	0,037	0,226	1,812	1,805	2HA12 2,26
	Appui intermédiaire	7,849	0,087	0,114	0,219	1,028	0,333	2HA10 1,57
	Appui de rive	2,138	0,023	0,029	0,227	0,270	0,333	1HA10 0,79
terrasse	Travée	16,076	0,033	0,041	0,226	2,043	1,805	2HA12 2,26
	Appui intermédiaire	5,046	0,056	0,072	0,223	0,649	0,333	2HA10 1,57
	Appui de rive	2,414	0,026	0,032	0,227	0,305	0,333	1HA10 0,79

III.9:vérifications nécessaires à l'ELU.

niveaux	Cisaillement $\tau_u \leq \bar{\tau}$ (Mpa)	Armatures Longitudinales (AL)cm ²		Bielle $V_u < 0,267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot$	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (Mpa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} v_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} (v_u +$		

			$\frac{M_u^{intr}}{0,9d}$		
RDC → 8ème	0,37 < 3,33	1,57 > 0,29	3,14 > -0,179	10,283 < 16,58	0,405 < 3,33
9ème étage	0,404 < 3,33	0,79 > 0,401	2,36 > -1,712	13,964 < 16,58	0,51 < 3,33
duplex	0,460 < 3,33	0,79 > 0,36	2,36 > -1,455	12,721 < 16,58	0,50 < 3,33
terrasse	0,497 < 3,33	0,79 > 0,36	2,36 > -0,306	13,728 < 16,58	0,54 < 3,33
observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

III.10: vérifications des contraintes à l'ELS.

niveaux	Position	M^s (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	Contraintes $\sigma < \bar{\sigma}$ (Mpa)	Observation
RDC → 8ème Etage	Travée	8,633	2,26	8,91cm	22055,9	4,87 < 15	vérifiée
	Appuis	-2,449	1,57	7,73	15498,83	1,70 < 15	vérifiée
9ème Etage	Travée	12,309	4,62	2,84	28829,55	1,21 < 15	vérifiée
	Appuis	-6,961	1,57	7,07	13633,01	3,60 < 15	vérifiée
Duplex	Travée	10,209	3,05	1,22	22695,87	0,54 < 15	vérifiée
	Appuis	-5,564	1,57	7,73	15498,83	2,77 < 15	vérifiée
terrasse	Travée	11,724	4,21	2,30	27670,49	0,97 < 15	vérifiée
	Appuis	-3,65	1,57	7,73	15498,83	1,82 < 15	vérifiée

III.11: vérifications de la flèche pour les autres types des poutrelles.

niveaux	RDC → 8ème	9ème	Duplex	Terrasse
A (cm^2)	2HA12 2,26	3HA14 4,62	2HA12+1HA10 3,05	2HA14+1HA12 4,21
Δf (mm)	8,37	10,40	9,63	8,17
f_{adm} (mm)	9,38	10,6	10,1	9,38
observation	vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée

➤ Schémas de ferrailage des poutrelles :

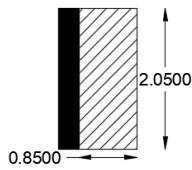
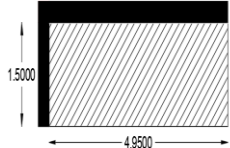
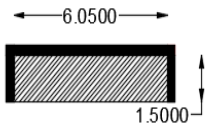
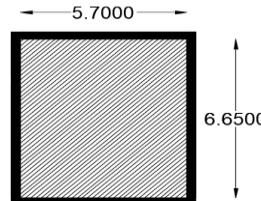
Tableau III.12:Schémas de ferrailage des poutrelles

Niveau	En travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
RDC → 8 ^{ème}			
9 ^{ème}			
Duplex			
Terrasse			

III.1.2 Plancher à dalle pleine

Le plancher à dalle pleine est utilisé essentiellement quand le plancher à corps creux ne peut pas être utilisé tel que pour les balcons, les terrasses accessiblesetc.

Tableau III.13 Donnée des différents de dalles pleines.

Types	Schémas	L_x (m)	L_y (m)	ρ	ELU		ELS	
					U_x	U_y	U_x	U_y
		0,85	2,05	0,41	0,1088	0,25	0,111	0,2924
		1,50	4,95	0,29				
		1,50	6,05	0,24				
		5,70	6,65	0,85				

Pour les valeurs de μ_x et μ_y voir annexe A.

Pour notre cas on va étudier le type de 4 appuis.

III.1.2.1 Calculs des sollicitations a L'ELU

➤ Evaluation des charges

$$\begin{cases} G = 3,82\text{KN/m} \\ Q = 1,5\text{KN/m} \end{cases} \begin{cases} \text{A: L'ELU } P_u = (1,35G + 1,5Q) \rightarrow P_u = 7,4\text{KN/m}^2 \\ \text{A: L'ELS } P_s = (G + Q) \rightarrow P_s = 5,32\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

$\rho = 0,85 > 0,4 \rightarrow$ Dalle travail dans deux sens

$$l_x = 5,70 \geq \frac{l_y}{2} = 3,325 \rightarrow \begin{cases} M_o^x = \frac{q \times l_y^3}{24} \\ M_o^y = \frac{q \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{A L'ELU: } \begin{cases} M_o^x = 12,17\text{KN.m} \\ M_o^y = 8,35\text{KN.m} \end{cases} \\ \text{A'LELS } \begin{cases} M_o^x = 9,95\text{KN.m} \\ M_o^y = 7,75\text{KN.m} \end{cases} \end{cases}$$

➤ **Correction des moments compte tenue de l'encastrement**

Selon le BAEL, les moments M_o calculées doivent être corrigés :

En travée: $\begin{cases} M_t = 0,85M_o(\text{travée de rive}) \\ M_t = 0,75M_o(\text{travée intermédiaire}) \end{cases}$

En appuis: $\begin{cases} M_a = -0,3M_o(\text{appuis de rive}) \\ M_a = -0,5M_o(\text{appuis intermédiaire}) \end{cases}$

- **En travée :** $M_t = 0,75M_o$ (travée intermédiaire)

ELU $\rightarrow \begin{cases} M_t^x = 9,13\text{KN.m} \\ M_t^y = 6,26\text{KN.m} \end{cases}$

ELS $\rightarrow \begin{cases} M_t^x = 7,46\text{KN.m} \\ M_t^y = 5,81\text{KN.m} \end{cases}$

- **En appuis** $M_a = -0,5M_o$ (appuis intermédiaire)

$$\text{ELU} \rightarrow \begin{cases} M_a^x = 6,08 \\ M_a^y = 4,17 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \rightarrow \begin{cases} M_a^x = 4,97 \text{KN.m} \\ M_a^y = 3,87 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Effort tranchant**

$$\begin{cases} V_x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 \times l_y^4} \\ V_y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 \times l_y^4} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_x = 14,07 \text{KN} \\ V_y = 17,23 \text{KN} \end{cases}$$

III.1.2.2 Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section ($l \times e$)

$$l_x = 5,70 \text{m} ; l_y = 6,65 \text{m} ; e = 14 \text{cm} ; c = 3 \text{cm} ; f_{c28} = 25 \text{Mpa} ; f_e = 400 \text{Mpa} ; d = 11 \text{cm}$$

➤ **En travée :**

- **Sens X-X :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}^x}{f_{bu} \times l_x \times d^2} = \frac{9,13 \times 10^{-3}}{14,2 \times 5,70 \times 0,11^2} = 0,053 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$M_{bu} = 0,053 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Ce qui donne : $A_t = \frac{M_{tu}^x}{z \times f_{st}}$ avec $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{Mpa}$

$$\alpha = 0,068 ; z = 0,106 \text{ m} \rightarrow A_t^x = 2,45 \text{cm}^2$$

- **sens Y-Y :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}^y}{f_{bu} \times l_y \times d^2} = \frac{6,26 \times 10^{-3}}{14,2 \times 6,65 \times 0,11^2} = 0,036 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$M_{bu} = 0,036 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Ce qui donne : $A_t = \frac{M_{tu}^y}{z \times f_{st}}$

$$\alpha = 0,046 ; z = 0,107 \text{ m} \rightarrow A_t^y = 1,66 \text{ cm}^2$$

➤ **en appui :**

- **sens X-X**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{f_{bu} \times l_x \times d^2} = \frac{6,08 \times 10^{-3}}{14,2 \times 5,70 \times 0,11^2} = 0,037 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$M_{bu} = 0,037 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Ce qui donne : $A_t = \frac{M_a^x}{z \times f_{st}}$

$$\alpha = 0,045 ; z = 0,108 \text{ m} \rightarrow A_a^x = 1,62 \text{ cm}^2$$

- **sens Y-Y :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^y}{f_{bu} \times l_y \times d^2} = \frac{4,17 \times 10^{-3}}{14,2 \times 6,65 \times 0,11^2} = 0,024 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$M_{bu} = 0,024 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Ce qui donne : $A_t = \frac{M_a^y}{z \times f_{st}}$

$$\alpha = 0,030 ; z = 0,108 \text{ m} \rightarrow A_t^y = 1,10 \text{ cm}^2$$

III.1.2.3 Vérification nécessaires

➤ **Condition non fragilité**

$$\text{pour : } \begin{cases} e > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0,4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_{tmin}^x = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times l_x \times e \\ A_{tmin}^y = \rho_0 \times l_y \times e \end{cases}$$

Avec : $\rho_0 = 8 \times 10^{-4}$ pour fe400

ρ_0 : coefficient qui dépend du type d'acier utiliser

$$\begin{cases} A_{tmin}^x = 1,2\text{cm}^2 < A_t^x \dots \dots \dots \text{condition verifier} \\ A_{tmin}^y = 1,12\text{cm}^2 < A_t^y \dots \dots \dots \text{condition verifier} \end{cases}$$

- **Choix des barres**

$$\text{Sens } x - x \rightarrow \begin{cases} \text{en travée: } 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2 \\ \text{en appuis: } 3\text{HA}10 = 2,36\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Sens } y - y \rightarrow \begin{cases} \text{en travée: } 3\text{HA}10 = 2,36\text{cm}^2 \\ \text{en appuis: } 3\text{HA}10 = 2,36\text{cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Espacement des armateurs**

$$S_t = \begin{cases} \text{armatures } \parallel l_x: S_t = 25 \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \\ \text{armatures } \parallel l_y: S_t = 25 \leq \min(4e; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \end{cases}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{l \times d} \leq \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u^x = 0,127\text{Mpa} \leq 1,17\text{Mpa} ; \tau_u^y = 0,156\text{Mpa} \leq 1,17\text{Mpa}$$

→ les armature transversal ne son pas necessaire.

➤ **Vérification de la contrainte de béton**

$$l_x = 5,7\text{m} , l_y = 6,65\text{m} , e = 14\text{cm} , c = 3\text{cm} , f_{c28} = 25\text{Mpa} , f_e = 400\text{Mpa} , d = 11\text{cm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

- calcule de y :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

- calcule de I :

$$I = \frac{b}{2}y^3 + 15A(d - y)^2 = 0$$

Sens x-x :

$$M_{ser}^x = 7,46 \text{KN.m} , A_x = 3,14 \text{cm}^2 , y = 4,07 \text{cm} , I = 8010,3 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3,79 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{pas de risque d'ecrasementde béton.}$$

Sens y-y :

$$M_{ser}^y = 5,81 \text{KN.m} , A_y = 2,36 \text{cm}^2 , y = 3,05 \text{cm} , I = 4671,5 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3,81 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{pas de risque d'ecrasementde béton.}$$

Tableau III.14:verification de la contrainte du béton en appuis

La dalle		M_{ser}^y (KN. m)	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	Observation
En	x-x	4,97	3,38	5642	2,98<15	Vérifier
appuis	y-y	3,87	3,05	4671,5	2,54<15	Vérifier

➤ **vérification de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

Sens X-X :

$$\diamond \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tser}^x}{20M_{oser}^x} \rightarrow 0,024 < 0,037 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

- ❖ $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 0,00285 < 0,005$ condition vérifiée.
- ❖ $l < 8m \rightarrow 5,70 < 8$ condition vérifiée.

La première condition n'est pas vérifiée alors on doit vérifier la flèche.

Tableau III.15: vérification de la flèche de la dalle de 4 appuis dans le sens(x-x)

Résultats	ρ et λ		Y, I et I_0		σ		μ		$I_f(cm^4)$		f	
Donnée												
J=3,5 KN/m	ρ	0,0028	Y	2,78	σ^{stj}	136,44	μ_j	0	I_f^{ji}	25982,3	f^{ji}	1,66
G=3,82KN/m			(cm)		(Mpa)							
P=5,32KN/m	λ	7,35	I	3898,64	σ^{stg}	148,92	μ_g	0,032	I_f^{gi}	20907,1	f^{gi}	2,25
A=3,14cm ²			(cm ⁴)		(Mpa)							
Lx=5,7m	λ_v	2,94	I_0	23620,3	σ^{stp}	207,39	μ_t	0,177	I_f^{gt}	23682,7	f^{gt}	5,97
H=14cm			(cm ⁴)		(Mpa)						I_f^{pt}	11268,1
$\Delta f = 7,88mm < \bar{f} = 10,7mm$ (la flèche est vérifiée)												

Sens Y-Y :

- ❖ $\frac{h}{l_y} \geq \frac{M_{tser}^y}{20M_{osser}^y} \rightarrow 0,021 < 0,037$ condition non vérifiée.
- ❖ $\frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 0,0021 < 0,005$ condition vérifiée.
- ❖ $l < 8m \rightarrow 6,65 < 8$ condition vérifiée.

La première condition n'est pas vérifiée alors on doit vérifier la flèche.

Tableau III.16: vérification de la flèche de la dalle de 4 appuis dans le sens(y-y)

Résultats						f
-----------	--	--	--	--	--	---

Donnée	ρ et λ	Y, I et I_0	σ		M	$I_f(\text{cm}^4)$				
J=3,5 KN/m	ρ 0,0021	Y	2,45	σ^{stj}	123,29	0	I_f^{jl}	25776	f^{jl}	1,56
G=3,82KN/m	ρ 0,0021	(cm)		(Mpa)		μ_j				
P=5,32KN/m	λ 9,78	I	3078,01	σ^{stg}	134,46	0	I_f^{g}	25776	f^{g}	1,70
A=3,14cm ²		(cm ⁴)		(Mpa)		μ_g				
Lx=5,7m	λ 3,91	I_0	23433,1	σ^{stp}	187,40	0,008	I_f^{gv}	25776	f^{gv}	5,12
H=14cm		(cm ⁴)		(Mpa)		μ_p	I_f^{p}	23696	f^{p}	2,58

$\Delta f = 4,44\text{mm} < \bar{f} = 11,65\text{mm}$ (la flèche est vérifiée)

III.1.2.4 Schéma de ferrailage

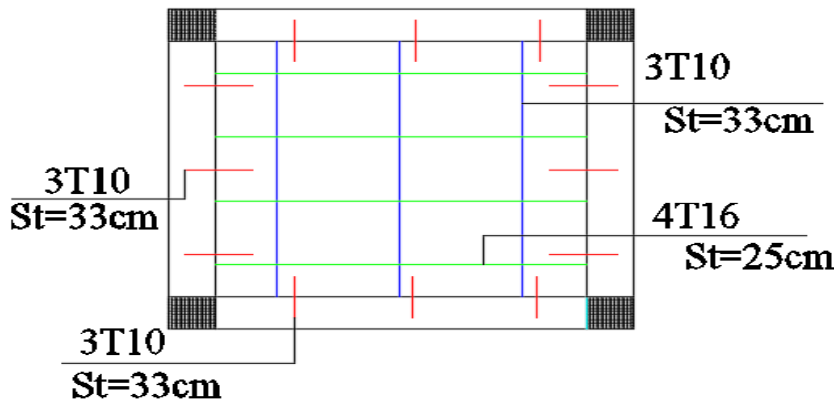


Figure III-1: schéma de ferrailage de dalle pleine en 4 appuis

Le calcul de ferrailage des autres panneaux de dalle est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.17: ferrailage des autres panneaux de dalle

type	sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)	St (cm)
1appui	x-x	12,20	0,059	0,077	0,116	3,017	1,32	5HA10=3,93	20
	y-y	$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98\text{cm}^2 \rightarrow 3HA8 = 1,51\text{cm}^2$							33
2appui	x-x	17,01	0,099	0,130	0,104	4,69	1,32	5HA12=5,65	20
	y-y	$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,13\text{cm}^2 \rightarrow 3HA8 = 1,51\text{cm}^2$							45
3appui	x-x	16,28	0,094	0,124	0,104	4,48	1,32	5HA12=5,65	20

	y-y	$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,13cm^2 \rightarrow 3HA8 = 1,51cm^2$	45
--	-----	---	----

Tableau III.18: ferrailage des panneaux de dalle de terrasse

type	sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)	St (cm)
2appuis	x-x	12,10	0,070	0,091	0,105	3,28	1,32	5HA10=3,93	20
	y-y	$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,982cm^2 \rightarrow 3HA8 = 1,51cm^2$							45
3appuis	x-x	12,10	0,070	0,091	0,105	3,28	1,32	5HA10=3,93	20
	y-y	$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,982cm^2 \rightarrow 3HA8 = 1,51cm^2$							45
4 appuis	x-x	13,26	0,077	0,100	0,105	3,61	1,2	5HA10=3,93	20
	y-y	9,09	0,053	0,068	0,106	2,44	1,12	5HA10=3,93	20

III.2 Calculs des escaliers

Pour notre cas on va calculer la cage d’escalier d’étage courant

➤ **1^{er} et 2^{ème} volée**

a) Les combinaisons de charges

On a: $G_v = 7,74KN/m^2$; $G_p = 4,17KN/m^2$; $Q = 2,5KN/m^2$

$$ELU \begin{cases} q_v = 14,19KN/ml \\ q_p = 9,37KN/ml \end{cases} ; ELS \begin{cases} q_v = 10,24KN/ml \\ q_p = 6,67KN/ml \end{cases}$$

b) Les sollicitations

• **Les réactions d’appuis**

$$\sum F/x = 0 \rightarrow R_A + R_B = 2,24 q_v + 1,30q_p$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow ELU \begin{cases} R_A = 23,98KN \\ R_B = 20,01KN \end{cases} ; ELS \begin{cases} R_A = 17,27KN \\ R_B = 14,33KN \end{cases}$$

• **Moments fléchissant et effort tranchants**

La poutre est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (méthode de RDM).

$$\text{ELU} \begin{cases} M_o^{\max} = 20,25\text{KN.m} \\ M_t^{\max} = 17,21\text{KN.m} \\ M_a^{\max} = 10,12\text{KN.m} \\ V_{\max} = 23,98\text{KN} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_o^{\max} = 14,56\text{KN.m} \\ M_t^{\max} = 12,38\text{KN.m} \\ M_a^{\max} = 5,82\text{KN.m} \\ V_{\max} = 21,49\text{KN} \end{cases}$$

c) **Ferraillage**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une section ($b \times e$)

Le tableau suivant represent les résultats obtenus ;

Tableau III.19:ferraillage a L'ELU.

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (cm)
Travée	17,21	0,084	0,11	0,114	4,31	1,44	4HA12=4,52	25
appuis	10,12	0,049	0,063	0,116	2,48	1,44	3HA12=3,39	33

- Armature de répartition

$$Ar_t = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13\text{cm}^2 \rightarrow Ar_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$$

$$Ar_a = \frac{A}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,84\text{cm}^2 \rightarrow Ar_a = 3HA8 = 1,51\text{cm}^2$$

d) **Les vérifications nécessaires**

- **A L'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5\text{Mpa avec } V_u = 23,98\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{23,98 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,199 < 2,5 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• A L'ELS

- Eta limite de compression du béton

Les résultats de calculs des contraintes son résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.20:ferrailage a L'ELS

Position	M _{ser} (KN. m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)
Travée	12,38	2,92	4713,1	7,68 < 15
appui	5,82	2,40	3239,4	4,32 < 15

- Eta limite de déformation

Vérification de la flèche :

$$1. \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20M_0}\right) \rightarrow \frac{0,15}{3,54} = 0,042 \text{cm} = 0,042 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2. A \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow 4,52 < 6 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$3. l = 3,54 < 8 \text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau III.21:ferrailage de l'escalier de l'entresol

Etage	volée	Position	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{choisie} (cm ²)	St (cm)
Entre	1 ^{er}	Travée	84,66	0,123	0,165	0,205	11,84	2,64	6HA16=12,06	17

sol	volée	Appui	49,8	0,072	0,094	0,211	6,76	2,64	6HA12=6,79	17
	2 ^{ème}	Travée	20,20	0,029	0,037	0,216	2,68	2,65	3HA12=3,39	33
	volée	Appui	11,88	0,017	0,021	0,218	1,56	2,65	3HA12=3,39	33

• **Armature de répartition**

1^{er} volée :

$$Ar_t = \frac{A}{4} = \frac{12,06}{4} = 3,015\text{cm}^2 \rightarrow Ar_t = 4HA10 = 3,14\text{cm}^2$$

$$Ar_a = \frac{A}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69\text{cm}^2 \rightarrow Ar_a = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$$

2^{ème} volée :

$$Ar_t = \frac{A}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,84\text{cm}^2 \rightarrow Ar_t = 3HA8 = 1,51\text{cm}^2$$

$$Ar_a = \frac{A}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,84\text{cm}^2 \rightarrow Ar_a = 3HA8 = 1,51\text{cm}^2$$

e) Les vérifications nécessaires

• **A L'ELU**

1^{er} volée

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} = 2,25\text{Mpa avec } V_u = 59,71\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{59,71 \times 10^{-3}}{1 \times 0,22} = 0,271 < 2,5\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

2^{ème} volée :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} = 2,25\text{Mpa avec } V_u = 25,61\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{25,61 \times 10^{-3}}{1 \times 0,22} = 0,116 < 2,5\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- A L'ELS
- Eta limite de compression du béton

Les résultats de calculs des contraintes son résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.22: ferrailage a L'ELS de lescaier de l'entre-sol

Position		M _{ser} (KN. m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ _{bc} (Mpa)
1 ^{er} Volée	Travée	61,36	4,10	17389	14,49<15
	Appui	28,87	3,35	11740	8,24<15
2 ^{ème} Volée	Travée	14,55	4,10	17389	3,43<15
	Appui	6,84	3,35	11740	1,95<15

Vérification de la flèche :

$$\begin{cases}
 \text{1er volée} \left\{ \begin{array}{l}
 \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20M_0}\right) \rightarrow \frac{0,15}{3,54} = 0,037\text{cm} > 0,042 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \\
 A \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow 12,06 < 11\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \\
 l = 6,75 < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}
 \end{array} \right. \\
 \\
 \text{2ème volée} \left\{ \begin{array}{l}
 \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20M_0}\right) \rightarrow \frac{0,15}{3,54} = 0,067\text{cm} > 0,042 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\
 A \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow 3,39 < 11\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\
 l = 3,75 < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}
 \end{array} \right.
 \end{cases}$$

Dans le premier volée les deux premières conditions non vérifier, donc la vérification de la flèche est nécessaire, et dans le deuxième volée les trois conditions sont vérifier donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau III.23: vérification de la flèche pour la première volée de l'entre-sol.

Résultats		ρ et λ		Y, I et I_0		σ		μ		$I_f(\text{cm}^4)$		f	
Donnée													
J	$J_v = 9,7$	ρ	0,005	Y (cm)	7,29	σ^{stj} (Mpa)	193,73	μ_j	0,42	I_f^{ji}	226121	f^{ji}	2,83
	$J_p = 6,2$												
G	$G_v = 10,4$	λ	3,83	I (cm ⁴)	52057,9	σ^{stg} (Mpa)	208,76	μ_g	0,44	I_f^{gv}	217027	f^{gv}	3,18
	$G_p = 6,6$												
P	$P_v = 12,9$	λ_p	1,53	I_0 (cm ⁴)	537159,6	σ^{stp} (Mpa)	260,043	μ_p	0,52	I_f^{pv}	349830	f^{pv}	5,93
	$P_p = 9,1$												

$\Delta f = 4,31\text{mm} < \bar{f} = 11,75\text{mm}$ (la flèche est vérifiée)

III.2.1 Schémas de ferrailage

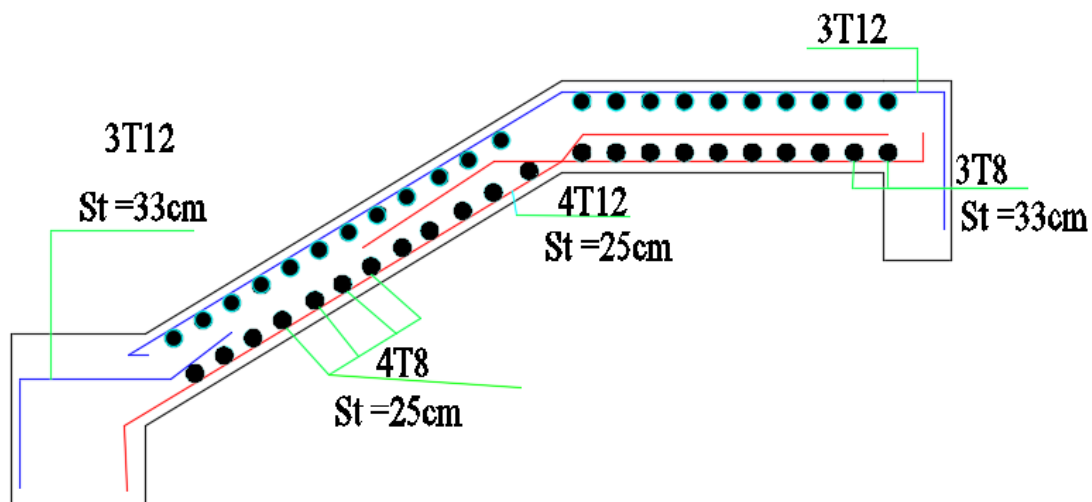


Figure III-2: ferrailage de 1^{er} et 2^{ème} volée des escalier d'étage courant.

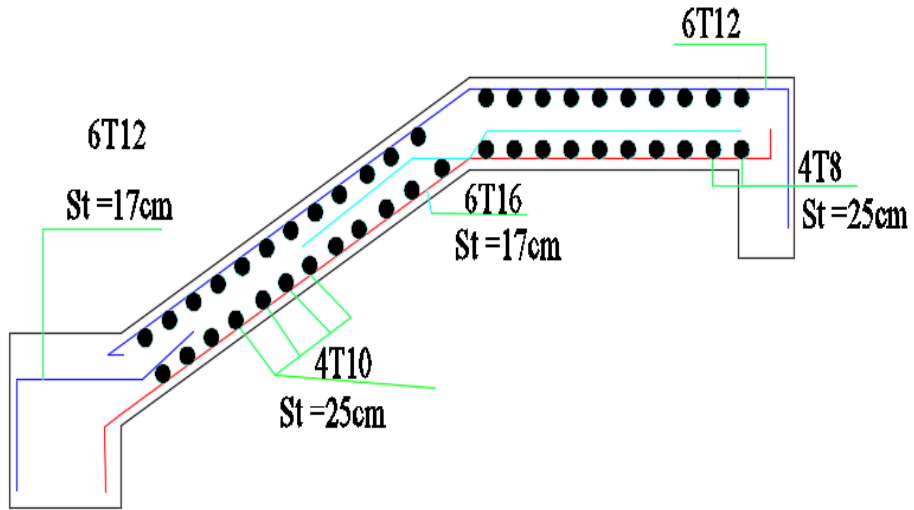


Figure III-3: ferrailage de 1^{er} volée de l'escalier de entre sol

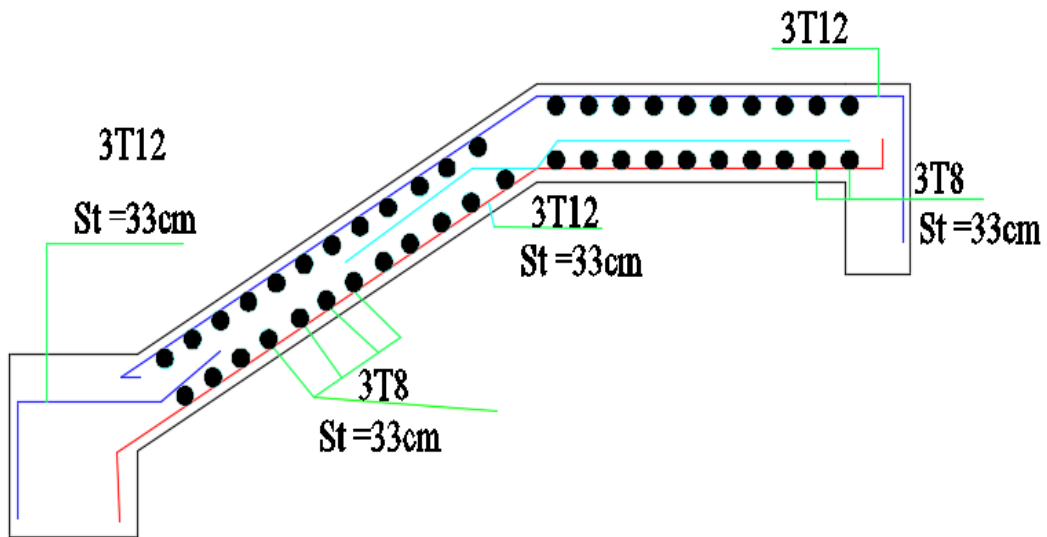


Figure III-4: ferrailage de 2^{ème} volée de l'escalier de entre sol.

III.3 Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (F_p). Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la Figure suivante ;

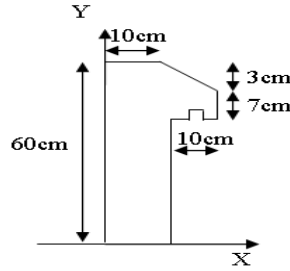


Figure III-5: coupe transversal de l'acrotère.

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- La fissuration est considérée préjudiciable (FN).
- L'acrotère sera calculé en flexion composée.

III.3.1 Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges sur l'acrotère est définie dans le chapitre 2

Tableau III.24: Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère.

Hauteur (m)	Enduit de ciment (KN/ml)	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/ml)	G (KN/ml)
0,60	0,6	1,713	1,00	2,313

• **Force sismique**

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99/2003 (Art 6.2.3)}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone ;} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale ;} \\ W_p = G = 2,313 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow F_p = 1,11 \text{ KN}$$

• **Calcul des sollicitations**

$$\text{Calcul du centre de gravité : } \begin{cases} X_G = \frac{\sum X_i \cdot A_i}{\sum A_i} = 6,20 \text{ cm} \\ Y_G = \frac{\sum Y_i \cdot A_i}{\sum A_i} = 32,9 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A_1 = 600 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 70 \text{ cm}^2 \\ A_3 = 15 \text{ cm}^2 \end{cases}, \text{ et } \begin{cases} X_1 = 5 \text{ cm} \\ X_2 = 15 \text{ cm} \\ X_3 = 13,33 \text{ cm} \end{cases}, \text{ et } \begin{cases} Y_1 = 30 \text{ cm} \\ Y_2 = 52,33 \text{ cm} \\ Y_3 = 58 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis aux efforts suivants :

$$\begin{cases} N_G = 2,313 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 0,60 \text{ KN.m} \end{cases} \begin{cases} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,365 \text{ KNm} \end{cases}$$

Tableau III.25: combinaisons d'action de l'acrotère

Combinaisons Sollicitations	ELU Accidentelle	ELU	ELS
	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2,31	3,12	2,313
M (KN.m)	0,97	0,900	0,60

• Calcul de l'excentricité

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_{u \text{ acc}}}{N_{u \text{ acc}}} = \frac{0,965}{2,313} = 0,4172 \text{ m} = 41,72 \text{ cm} \\ \frac{h}{6} = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_0 > h/6$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_u = N_u \times e$. D'après le **BAEL (Art 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; h/250) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{10^4 \times h_0}$$

\emptyset : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

$$l_f = 2 \times h = 1,2 \text{ m} : \text{Longueur de flambement}$$

$$h_0 = 10 \text{ cm} : \text{hauteur de la section}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1,2^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0,10} = 0,864 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } e = 44,584 \text{ cm}$$

Les sollicitations optées pour le calcul deviennent :

$$Nu = 3,123 \text{ KN}$$

$$Mu = Nu \times e = 1,392 \text{ KN.m}$$

III.3.2 Ferrailage de l'acrotère

- Calcul à l'ELU :

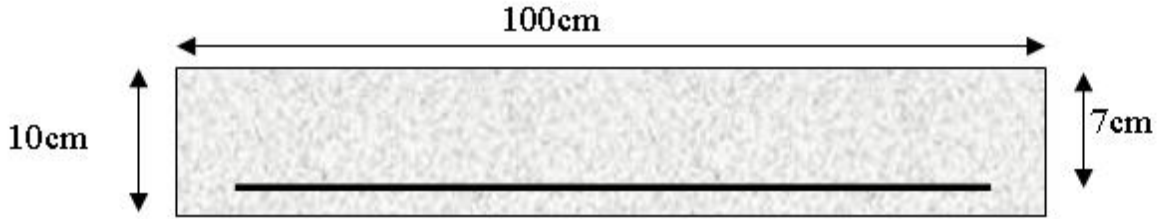


Figure III-6: section de l'acrotère a ferrailer.

On calcule les armatures uis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS. ($h/6 < e_0$)
 \Rightarrow La section est partiellement comprimée et e_0 est en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple, avec : M_{ua}

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,45 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1,45 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,07^2} = 0,0208$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armatures comprimé)}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,026 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,069 \text{ m} \end{cases}$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Le ferrailage se fera avec A^{min} puisque c'est la situation la plus défavorable.

$$A = 0,85 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures**

Sens principal : $A = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens secondaire : $A_r = 4HA6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ Calcul des espacements

Sens principal : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

Sens secondaire : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

III.3.3 Vérification à l'ELU

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u < \bar{\tau}$$

Avec : $\bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

A L'ELU : 1,35G+1,5Q

$$V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,021 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u = 0,021 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement .

- **Situation accidentelle :G+Q+E**

$$V_u = Q + F_p = 1 + 1,11 = 2,11 \text{ KN}$$

$\Rightarrow \tau_u = 0,030 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement

III.3.4. Vérifications à l'ELS

✓ Vérifications des contraintes

$$M_{ser} = 0.6 \text{ kn.m} ; N_{ser} = 2,31 \text{ kn} ; d = 0,07 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{cr,q} \\ \sigma_{st} = 15 N_{ser} \frac{(d-y)}{\mu_t} \quad \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \end{array} \right.$$

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,26 > \frac{h}{2} = 0,05 \text{ m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Calcul de y

$$C = e_G - \frac{h}{2} = 0,26 - 0,05 = 0,21 \text{ m Avec : } c > 0 \text{ et } y_c > 0 \text{ donc : } c = 0,31$$

$$y = y_c - c ; y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} p = -3 C^2 - \frac{90 A'}{b} (c - d') + \frac{90 A}{b} (d - c) = -0,29 \text{ m}^2 \\ q = -2 C^3 - \frac{90 A'}{b} (c - d')^2 - \frac{90 A}{b} (d - c)^2 = -0,06 \text{ m}^3 \end{array} \right.$$

$$\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -3,56 \times 10^{-3} < 0 \Rightarrow \text{trois racines réelles.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y_{c1} = 0,01686 \\ y_{c2} = -0,3301 \\ y_{c3} = -0,2925 \end{array} \right.$$

$$\text{On a : } y = y_1 = 0.01686 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 1 - 4,525 \times 10^{-5}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = 0,862 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma} \Rightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement

$$\sigma_{st} = 3,18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}$ Vérifié

III.3.5. Schémas de ferrailage

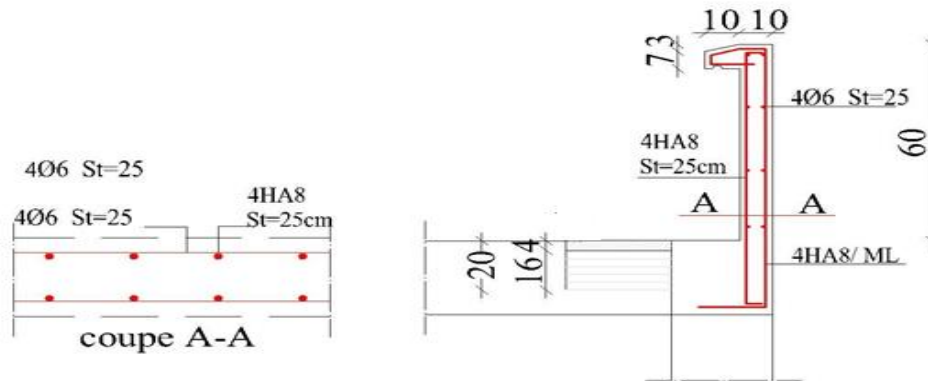


Figure III-7: schéma de ferrailage de l'acrotère.

Chapitre IV

Etude dynamique

IV. Introduction :

L'objectif d'une étude dynamique est d'assurer une bonne rigidité, et une bonne résistance vis-à-vis actions sismiques, afin de limiter les dommages causées tout en respectant les aspects de la construction qui sont : L'économie, La résistance, L'aspect architectural.

Pour cela nous nous servons du logiciel **ROBOT 2020**.

IV.1 Méthodes de calcul de la force sismique :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse les 23m à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan, se situe en zone III et appartient au groupe d'usage 2.

Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, qui reste applicable et dont l'utilisation est possible et simplifiée avec le logiciel **ROBOT 2020**.

IV.2 Calcule de la force sismique V par la méthode statique :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V^{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W \dots \text{RPA99/2003 (Art 4.2.3)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération**RPA99 (Tableau 4.1)**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen**RPA99 (Tableau 4.2)**

R : coefficient de comportement global de la structure.....**RPA99 (Tableau 4.3)**

Q : Facteur de qualité..... **RPA99 (Tableau 4.4)**

W : Poids total de la structure.... **RPA99 (Tableau 4.4)**

η : Facteur de correction d'amortissement

T : Période propre

Détermination des paramètres cités au-dessus selon notre structure :

- **Coefficient d'accélération**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{zone II}_a \end{array} \right. \mathbf{A} = \mathbf{0,15}$$

- **coefficient de comportement global**

Pour un contreventement voiles porteurs avec $\mathbf{R} = \mathbf{3,5}$

- **Période fondamentale de la structure**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système (voile porteurs) donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = C_T H^{\frac{3}{4}} \mathbf{RPA99/2003 \text{ Formule (4.6)}} \\ T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L}} \mathbf{RPA99/2003 \text{ Formule (4.7)}} \end{array} \right. \text{Tel que :}$$

$C_T = 0.05$: coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. **RPA99/2003 (Tableau 4.6)**

H = 36,72 m : hauteur total du bâtiment.

L = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul $\left\{ \begin{array}{l} L_x = 31,5 \text{ m} \\ L_y = 27,1 \text{ m} \end{array} \right.$

$$\text{On aura : } \left\{ \begin{array}{l} T_x = \min(0.74 ; 0.58) = 0.58 \text{ s} \\ T_y = \min(0.74 ; 0.63) = 0.63 \text{ s} \end{array} \right.$$

Le RPA exige de comparer la période obtenue par méthode spectrale à la période statique et majoré de 30 % Si :

- ✓ $T_{\text{analytique}} \leq 1.3T_{\text{statique}}$ le coefficient d'amplification dynamique D est calculé avec $1.3T_{\text{statique}}$
- ✓ $T_{\text{analytique}} > 1.3T_{\text{statique}}$ le coefficient D est calculé avec $1.3 T_{\text{statique}}$ (**document R.TALBI**)

$$\begin{cases} T_{\text{Analytique}}^x = 1.33 \text{ s} > 1.3 T_{\text{statique}}^x = 0.754 \text{ s} \\ T_{\text{Analytique}}^y = 1.12 \text{ s} > 1.3 T_{\text{statique}}^y = 0.819 \text{ s} \end{cases} \rightarrow \text{Donc: } T_x = 0.754 \text{ s; } T_y = 0.819 \text{ s}$$

- **Facteur d'amplification dynamique**

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ S} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ S} \end{cases}$$

Avec :

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associé à la catégorie de site, site d'après le rapport de sol (annexe 2) le sol est classé S2

$$T_1 = 0.15 \text{ s}, T_2 = 0.4 \text{ s} \text{ RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

$$\eta : \text{Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages, contreventement par voiles $\xi = 10\%$ et portique $\xi = 7\%$ nous prendrons donc un coefficient moyen :

$$\xi = 10\%$$

Ce qui donne pour les deux sens : $\begin{cases} D_x = 1.23 \\ D_y = 1.17 \end{cases}$

- **Facteur de qualité**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ **RPA99/2003 (Formule (4-4))**

Avec : P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non. Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : facteur de qualité

N°	Critère (q)	Observée	Pq sens xx	Observée	Pq sens yy
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0.05
2	Redondance en plan	Oui	0	Non	0.05
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Q		$Q_x = 1$		$Q_y = 1.15$	

- **Poids total de la structure**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) : $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Avec

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \text{ RPA99/2003 (formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids due aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles.

W_{Qi} : Charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération (RPA tableau 4.5) $\begin{cases} \beta = 0.2 \text{ habitaion} \\ \beta = 0.6 \text{ commerce} \end{cases}$

Dans notre cas, on a : $W = 56658,26 \text{ KN}$

La force sismique statique à la base de la structure est : $\begin{cases} V_x^{st} = 2476,53 \text{ KN} \\ V_y^{st} = 3320,01 \text{ KN} \end{cases}$

IV.3 Calcul des forces sismiques par l'analyse modale spectrale :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \text{ si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \text{ si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \text{ si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) \text{ si } 0 \leq T \leq T_1 \end{cases}$$

IV.3.1 Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure c'est **robot version 20**. La structure modélisée est représentée en figure

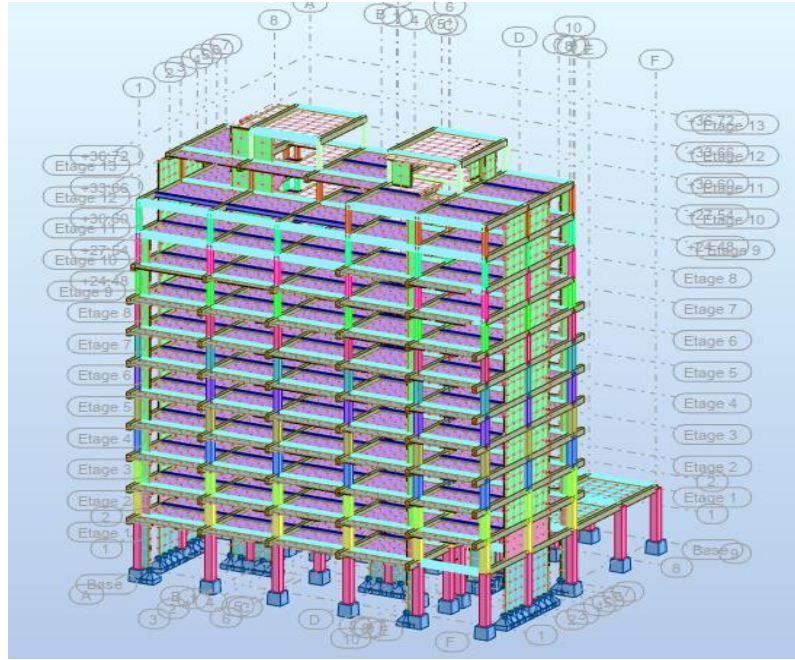


Figure IV-1: vue en 3D sur le modèle modélisé par robot 2020

IV.3.2 Disposition des voiles de contreventement :

Plusieurs dispositions ont été testées afin d’aboutir à un meilleur comportement de la structures en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l’interaction (voile-portique).

On a abouti à la disposition suivante :

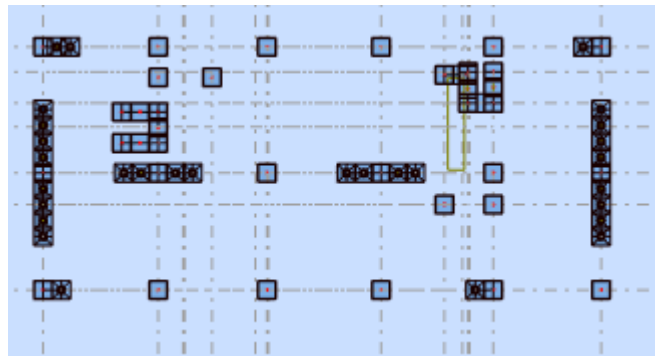


Figure IV-2: Dispositions des voiles

IV.3.3 Mode de vibration et taux de participation des masses :

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leurrevient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : périodes et participations massiques

TModes	Période (sec)	la masse modale		cumulé de la masse modale	
		UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	1,01	68,81	0,02	68,81	0,02
2	0,75	0,02	64,63	68,84	64,64
3	0,58	0,03	0,24	68,87	64,88
4	0,33	13,91	0	82,78	64,88
5	0,23	0	17,73	82,78	82,62
6	0,18	1,31	0,02	84,1	82,63
7	0,17	5,33	0,01	89,42	82,64
8	0,14	0,01	0	89,43	82,65
9	0,12	0	0,01	89,43	82,66
10	0,12	0,12	0,01	89,55	82,67
11	0,11	0	7,12	89,55	89,79
12	0,11	0,12	0	89,67	89,79
13	0,11	3,39	0	93,06	89,79
14	0,1	0,1	0	93,16	89,79
15	0,1	0	0	93,16	89,79
16	0,1	0,07	0,03	93,23	89,82
17	0,09	0	0,03	93,23	89,84
18	0,09	0,02	0	93,25	89,85
19	0,09	0	0	93,25	89,85
20	0,09	0,29	0	93,54	89,85
21	0,09	0,08	0,04	93,63	89,89
22	0,09	0,03	0,04	93,65	89,93
23	0,08	0	0,01	93,65	89,94
24	0,08	0	0,03	93,66	89,97
25	0,08	0	0	93,66	89,97
26	0,08	0,06	0,01	93,71	89,98
27	0,08	0	0	93,71	89,98
28	0,08	0	0,03	93,71	90,01

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe X atteint les 90% au bout du 13^{ème} mode, et selon l'axe Y au bout du 28^{ème} mode.

IV.3.4 Les modes de vibrations :

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.

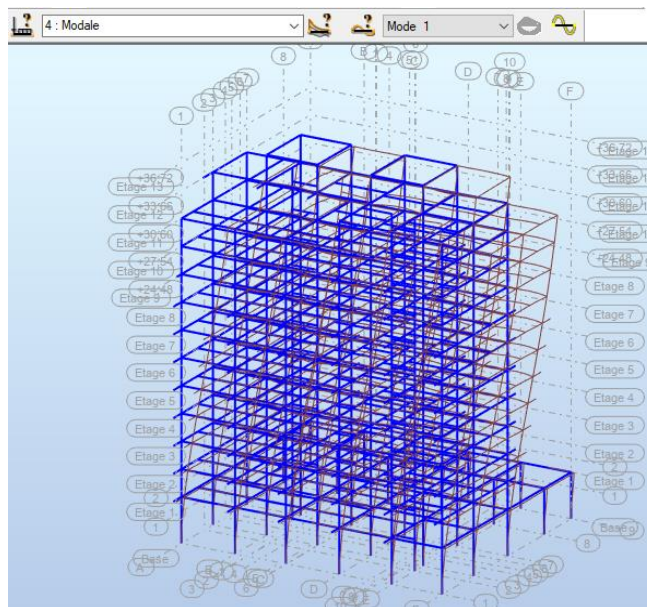


Figure IV-3 : Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe X-X).

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

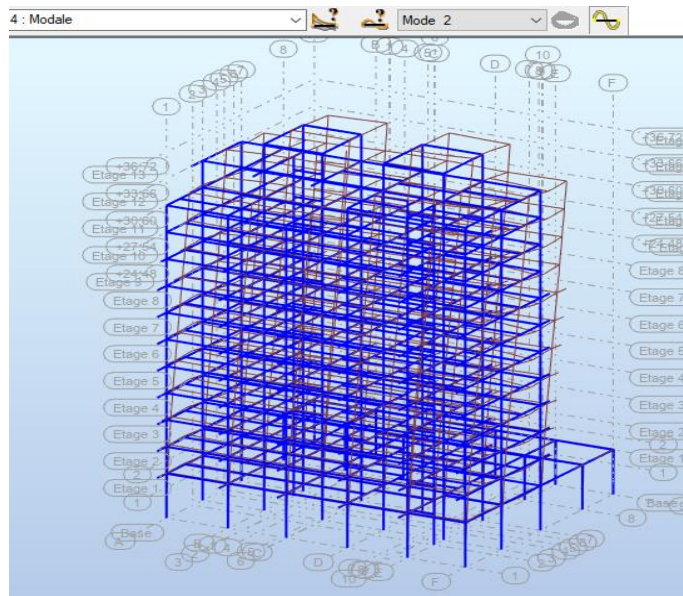


Figure IV-4: Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).

Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z

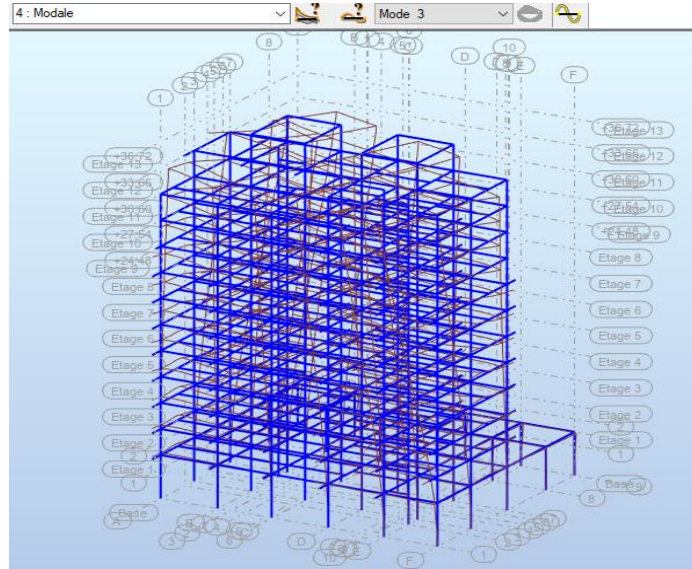


Figure IV-5: Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).

IV.4 Vérifications des résultats vis-à-vis du RPA99version2003 :

IV.4.1 Vérifications de la résultante des forces sismiques :

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le **RPA** prévoit de faire la vérification suivante : $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$ **RPA99/2003 (Art 4.3.6)**

Avec : V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale)

Si $V_{dyn} \leq 0.8V_{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dont le rapport $0.8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}}$ - Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Sens	Vdynamique (KN)	0.8 Vstatique (KN)	Observation
X-X	2476,53	2390,49	Vérifiée

Y-Y

26713,72

Vérifiée

3320,01

IV.4.2 Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \text{RPA99/2003 (Art 7.4.3.1)}$$

Tel que : N_d : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV.4 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	V	Observation
	h (cm)	B (cm)	aire (cm ²)			
ES	65	60	3900	3477,40	0,297	Vérifiée
RDC	60	60	3600	3135,83	0,290	Vérifiée
Etages 1	55	55	3025	2797,57	0,3	Vérifiée
Etages 2	55	50	2750	2466,59	0,298	Vérifiée
Etages 3	50	50	2500	2142,24	0,285	Vérifiée
Etages 4	50	45	2250	1824,97	0,270	Vérifiée
Etages 5	45	45	2025	1514,99	0,249	Vérifiée
Etages 6	45	40	1800	1212,12	0,224	Vérifiée
Etages 7	40	35	1400	914,27	0,217	Vérifiée
Etages 8	35	35	1225	623,99	0,169	Vérifiée
Etages 9	30	30	900	378,07	0,140	Vérifiée
duplex	30	30	900	242,18	0,089	Vérifiée
terrace	30	30	900	114,14	0,042	Vérifiée

❖ **Analyse des résultats**

On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

IV.4.3 Justification de l'interaction (voiles porteurs) :

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitations horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Tableau IV.5 : vérifications des charges verticales

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentage	observation
	Portiques	Voiles	Total	Voiles	
Entre sol	42142,19	25099,09	67241,27	37,3269125	vérifier
RDC	35943,46	21962,18	57905,64	37,9275318	vérifier
1	32530,19	19466,7	51996,89	37,4382006	vérifier
2	28506,18	17794,1	46300,28	38,431949	vérifier
3	24416,59	16231,17	40647,76	39,9312779	vérifier
4	20453,49	14583,03	35036,53	41,6223582	vérifier
5	16642,41	12822,83	29465,25	43,5184836	vérifier
6	12963,94	10967,18	23931,12	45,82811	vérifier
7	9266,32	9177,14	18443,46	49,7582341	vérifier
8	6164,82	7133,67	13298,49	53,6427068	vérifier
9	3363,76	5079,39	8443,15	60,1598929	vérifier
Dup	1861,27	2963,98	4825,25	61,4264546	vérifier
Tr	431,22	848,51	1279,73	66,3038297	Vérifier

Analyse des résultats :

NB : l'interaction sous charges verticales est vérifiée pour tous les niveaux.

IV.5 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à : (RPA99/ version 2003 (Art 5.10))

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Avec : } \delta = R\delta_{ek}$$

Tel que :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003(Art 4.43).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.6 : Vérification des déplacements relatifs

Niveau	Hk (m)	Sens X-X				Sens Y-Y			
		δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
Duplex	3.06	7,5	7	0,5	0,00163399	6,3	5,9	0,4	0,00013072
Terrasse	3.06	7	6,6	0,4	0,00130719	5,9	5,4	0,5	0,0001634
9	3.06	6,6	6,1	0,5	0,00163399	5,4	4,9	0,5	0,0001634
8	3.06	6,1	5,5	0,6	0,00196078	4,9	4,3	0,6	0,00019608
7	3.06	5,5	4,9	0,6	0,00196078	4,3	3,7	0,6	0,00019608
6	3.06	4,9	4,2	0,7	0,00228758	3,7	3,2	0,5	0,0001634
5	3.06	4,2	3,6	0,6	0,00196078	3,2	2,6	0,6	0,00019608
4	3.06	3,6	2,9	0,7	0,00228758	2,6	2,1	0,5	0,0001634
3	3.06	2,9	2,2	0,7	0,00228758	2,1	1,5	0,6	0,00019608
2	3.06	2,2	1,6	0,6	0,00196078	1,5	1	0,5	0,0001634
1	3.06	1,6	0,9	0,7	0,00228758	1	0,6	0,4	0,00013072
RDC	3.06	0,9	0,5	0,4	0,00130719	0,6	0,3	0,3	9,8039E-05
Entre sol	5.1	0,5	0	0,5	0,00098039	0,3	0	0,3	5,8824E-05

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.6 justification vis à vis de l'effet P-Delta:

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art 5.9)**, Les effets du 2° ordre (où effet P - Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

h_k : hauteur de l'étage k

- Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$
- Si $\theta_k > 0.20$ la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : vérification de l'effet P- Δ

Niveaux	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k
Terrasse	3.06	1194,54	0,5	139,19	0,01402301	0,4	188,87	0,00826754
Duplex	3.06	4456,07	0,4	502,11	0,0116009	0,5	677,64	0,01074488
9	3.06	7622,45	0,5	784,56	0,01587512	0,5	1070,96	0,01162974
8	3.06	11657,58	0,6	1046,84	0,02183524	0,6	1429,69	0,01598808
7	3.06	15897,28	0,6	1277,34	0,02440316	0,6	1736,81	0,01794735
6	3.06	20390,36	0,7	1480,93	0,03149684	0,5	2019,77	0,01649573
5	3.06	24929,9	0,6	1660,72	0,02943432	0,6	2276,42	0,02147326
4	3.06	29506,6	0,7	1831,3	0,03685838	0,5	2504,02	0,0192544
3	3.06	34123,25	0,7	1992,18	0,03918307	0,6	2707,16	0,02471532
2	3.06	38781,18	0,6	2134,53	0,03562448	0,5	2893,08	0,02190328
1	3.06	43483,2	0,7	2258,43	0,04404448	0,4	3058,88	0,01858222
RDC	3.06	48397,36	0,4	2365,6	0,02674354	0,3	3190,81	0,01487033
Entre sol	5.1	56658,26	0,5	2474,92	0,02244408	0,3	3309,45	0,01007067

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, les efforts P- Δ peuvent être négligés.

III.6. Conclusion

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du **RPA99/Version 2003**, car l'aspect architectural a été un véritable obstacle pour la disposition des voiles.

Dimensions finales des différents éléments

- les voiles : $\left\{ \begin{array}{l} \text{entre sol } e = 25 \text{ cm} \\ \text{RDC} = 20 \text{ cm} \\ \text{les autres niveaux } e = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$
- les poutres : $\left\{ \begin{array}{l} \text{poutres principale } (35 \times 60) \text{ cm}^2 \\ \text{poutres secondaires } (35 \times 60) \text{ cm}^2 \end{array} \right.$
- les poteaux
 - ❖ Entre sol $(60 \times 65) \text{ cm}^2$
 - ❖ RDC $(60 \times 60) \text{ cm}^2$
 - ❖ 1^{er} étage $(55 \times 55) \text{ cm}^2$
 - ❖ 2^{ème} étage $(50 \times 55) \text{ cm}^2$
 - ❖ 3^{ème} $(50 \times 50) \text{ cm}^2$
 - ❖ 4^{ème} $(45 \times 50) \text{ cm}^2$
 - ❖ 5^{ème} $(45 \times 45) \text{ cm}^2$
 - ❖ 6^{ème} $(40 \times 45) \text{ cm}^2$
 - ❖ 7^{ème} $(35 \times 40) \text{ cm}^2$
 - ❖ 8^{ème} $(35 \times 35) \text{ cm}^2$
 - ❖ 9^{ème}, dup et terrasse $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Chapitre V

Etude des éléments structurés

V. Introduction

Les éléments structuraux, éléments porteurs ou de contreventements, leur but est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure contre toute charge gravitaire ou sismique. Pour cela, ils doivent être bien armés et disposée tout en tenant compte des règlements RPA 99(version2003) et CBA93. Nous allons ferrailer nous éléments dans ce qui suit a partir des sollicitations extraire de l'analyse statique et sismique de la structure réaléser par le logiciel ROBOT 2020.

V.1 Etude des poutres

Les poutres seront calculées à l'aide des efforts obtenus par le logiciel ROBOTS2020, qui sont tirés des combinaison les plus défavorables exigées par le RPA99/version2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \\ G + Q \end{array} \right.$$

Tableau V.1 : dimensions des poutres

Poutre	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)
Principales	35	60	2100
Secondaires	35	60	2100
Palière	30	30	900
chinage	30	40	1200

V.1.1 Recommandation du RPA99/version2003

1) Armature longitudinales (art7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur et de la poutre est de 0,5% en tout section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ en zone courant} \\ 6\% \text{ en zone recouvrement} \end{array} \right.$$

- La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone IIa.

2) Armatures transversales

la quantité d'armature transversale minimale est donnée par : $A_t = 0,3\%(t.b)$ avec : l'espacement maximum T entre les armatures transversales est déterminée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{dans la zone nodale : } t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) \\ \text{en dehors la zone nodale : } t \leq \frac{h}{2} \end{array} \right.$$

V.1.2 Ferrailage longitudinale des poutres (principale et secondaire)

- Sollicitation

On dispose plusieurs types de poutres, poutres principales, poutres secondaires, poutre palière poutre chinage, le calcul de ferrailage se fera à la flexion simple dans ce qui suit.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.2: sollicitations et ferrailages des poutres principale (35*60)

Niveaux	localisation	combinaison	M (KN.M)	A^{min} (cm^2)	A^{cal} (cm^2)	A^{adop} (cm^2)
Entre-sol	Travée	ELU	122,78	10,5	6,3	4HA16+2HA14 = 11,12
	appui	ELA	-174,81		7,9	4HA16+2HA14 = 11,12
Etage coura	Travée	ELU	192,42		10,1	4HA16+2HA14 = 11,12
	appui	ELA	-256,08		11,8	6HA16=12,06
Terrasse	Travée	ELU	177,78		9,3	4HA16+2HA14 = 11,12
	appui	ELA	-226,09		10,3	4HA16+2HA14 = 11,12

Tableau V.3 : sollicitations et ferrillages des poutres secondaires (35*60)

Niveaux	localisation	combinaison	M (KN.M)	A^{min} (cm^2)	A^{cal} (cm^2)	A^{adop} (cm^2)
Entre-sol	Travée	ELU	142,14	10,5	7,4	4HA16+2HA14 = 11,12
	appui	ELA	-185,45		8,4	4HA16+2HA14 = 11,12
Etage coura	Travée	ELU	178,16		9,4	4HA16+2HA14 = 11,12
	appui	ELA	-263,9		12,1	4HA16+4HA14 = 14,20
Terrasse	Travée	ELU	129,26		6,7	4HA16+2HA14 = 11,12
	appui	ELA	-298,4		13,8	4HA16+4HA14 = 14,20

• Vérifications des armatures selon le RPA99 (Art 7.5.2.1)

Tableau V.4: vérification des armatures

Poutre	Zone	Pourcentage maximum (cm^2)	Pourcentage minimum (cm^2)
Principale	Courant	84	
	Recouvrement	126	
secondaire	Courant	84	
	Recouvrement	126	

$$\text{Longueurs de recouvrement} \begin{cases} \varnothing = 16\text{mm} \rightarrow l_r = 65 \text{ cm} \\ \varnothing = 14\text{mm} \rightarrow l_r = 56 \text{ cm} \end{cases}$$

V.1.3 Ferrillage transversal

• Contrainte tangentielle maximale

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = 4 \quad (\text{F.P.N})$$

• Calcul de la section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}}{0,8f_e} \quad \text{Avec } f_{t28} = 2,4 \text{ Mpa}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau V.5: vérification des contraintes tangentielles

Niveaux	Poutre principale	v_u (KN)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	observation	A_{trans} cm^2	A_{tmin} cm^2	$A_{tadopté}$ cm^2	S_t (cm)
Entre-sol	35*60	150,98	0,78	4	vérifier	0,098	1,57	4HA8= 2,01	15
Etage courant		227,93	1,18	4	vérifier	0,75	1,57	4HA8= 2,01	15
Terrasse		183,93	0,95	4	vérifier	0,37	1,57	4HA8= 2,01	15

V.1.4 Vérification à L'ELS

- **Etat limite de compression du béton**

Le tableau suivant résume les vérifications des contraintes de compression :

Tableau V.6: vérification de l'état limite de compression (poutre principale)

niveaux	Poutre principale	local	M^{ser} (KN.M)	A_s (cm^2)	I (cm^4)	Y (cm)	σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	Obs
Entre-so	35*60	Travée	59,03	11,12	296081,39	18,70	3,72	18	vérifiée
		Appui	-93,13	11,12	296081,39	18,70	5,88		vérifiée
Etage courant		Travée	118,29	11,12	296081,39	18,70	7,47		vérifiée
		Appui	-138,07	12,06	314423,37	19,22	8,43		vérifiée
terrasse		Travée	128,82	11,12	296081,39	18,70	8,13		vérifiée
		appui	-129,40	11,12	296081,39	18,70	8,17		vérifiée

Le tableau suivant résume les vérifications des contraintes de compression :

Tableau V.7: vérification de l'état limite de compression (poutre secondaire)

niveaux	Poutre secondaire	local	M^{ser} (KN.M)	A_s (cm^2)	I (cm^4)	Y (cm)	σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	Obs
Entre-so	35*60	Travée	18,32	11,12	296081,39	18,70	1,15	18	vérifiée
		Appui	-31,87	11,12	296081,39	18,70	2,01		vérifiée
Etage courant		Travée	101,61	11,12	296081,39	18,70	6,41		vérifiée
		Appui	-190,29	14,20	354033,01	20,49	11,01		vérifiée
terrasse		Travée	94,71	11,12	296081,39	18,70	5,98		vérifiée
		appui	-217,06	14,20	354033,01	20,49	12,56		vérifiée

- **Etat de déformation**

Etat limite de déformation d'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile

$$\text{si: } \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} ; \frac{A_s}{d \times b} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Tableau V.8: vérification de l'état de déformation

Niveaux	Poutre principale	h_t (cm)	b (cm)	L (m)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{A_s}{d \times b} \leq \frac{4,2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_o}$
Entre-sol	35*60	60	35	6,35	11,12	0,09 > 0,06	0,0057 < 0,0	0,09 < 0
Etage courant		60	35	6,35	11,12	0,09 > 0,06	0,0057 < 0,0	
Terrasse		60	35	6,35	11,12	0,09 > 0,06	0,0057 < 0,0	

Toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.1.5 Schéma de ferrailage

Le schéma de ferrailage se fera en annexe E.

V.1.6 Etude de la poutre de chinage et palière

- **Sollicitation**

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.9: sollicitation et ferrailage des poutres chinage et palière

Poutre	localisation	combinaison	M (KN.M)	A^{min} (cm ²)	A^{cal} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)

Poutre chinage (30*40)	Travée	ELU	48,07	6	3,8	3HA16 =6,03
	appui	ELA	-94,21		6,6	3HA16+1HA12 =7,16
Poutre Palière (30*30)	Travée	ELU	26,92	4,5	2,9	4HA12 =4,52
	appuis	ULA	36,71		3,5	4HA12 =4,52

V.1.7 Ferrailage transversal

- **Contrainte tangentielle maximale**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = 4 \quad (\text{F.P.N})$$

- **Calcul de la section des armatures transversales**

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}}{0,8f_e} \quad \text{Avec } f_{t28} = 2,4 \text{ Mpa}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau V.10: vérification des contraintes tangentielles

Poutre	section	v_u (KN)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	observation	A_{trans} cm^2	A_{tmin} cm^2	$A_{tadopté}$ cm^2	S_t (cm)
chinage	(40*30)	90,04	0,80	4	vérifier	0,23	1,35	4HA8= 2,01	15
palière	(30*30)	37,69	0,45	4	vérifier	0,13	1,35	4HA8= 2,01	15

V.1.8 Vérification à L'ELS

- **Eta limite de compression du béton**

Le tableau suivant résume les vérifications des contraintes de compression :

Tableau V.11: vérification de l'état limite de compression

Poutre	section	local	M^{ser} (KN.M)	A_s (cm^2)	I (cm^4)	Y (cm)	σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	Obs
chinage	40*30	Travée	28,73	6,03	76047,82	12,32	4,65	18	vérifiée
		Appui	49,58	7,16	86611,55	13,19	7,55		vérifiée

palière	30*30	Travée	5,7	4,52	30490	9,11	4,98		vérifiée
		Appui	11,6	4,52	30490	9,11	3,46		vérifiée

• **Etat de déformation**

État limite de déformation d'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile

$$\text{si: } \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \frac{A_s}{d \times b} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Tableau V.12: vérification de l'état de déformation

Poutre	h_t (cm)	b (cm)	L (m)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{A_s}{d \times b} \leq \frac{4,2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
Chinage	40	30	6,35	6,03	$0,063 = 0,062$	$0,0053 < 0,01$	$0,063 > 0,017$
Palière	30	30	2,70	4,52	$0,11 > 0,062$	$0,0054 < 0,01$	$0,11 > 0,029$

Toutes les conditions sont vérifiées, calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2 Étude des poteaux

Les poteaux sont soumis aux efforts normaux et aux moments de flexion dans les deux sens, pour cela ils seront ferrailés à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables selon les combinaisons de calcul exigé par les règlements :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \\ G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum obtenu avec ces sollicitations :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}} ; M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}} ; N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

V.2.1 Recommandations du RPA99/V2003

1) Armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal $A_{\min} = 0,8\%$ de la section du béton en Zone II_a.
- Le pourcentage maximal : $\begin{cases} A_{\max} = 4\% \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$
- $\phi_m > 12m$ (daimètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II_a.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.
- La distance entre les barres verticales dans une du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II_a.
- La zone nodale est définie par l' et h' : $\begin{cases} l' = e \times h \\ h' = \max(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}) \end{cases}$

2) Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

- V_u : l'effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur totale de la section brute
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- t : espacement entre les armatures transversales (Z, II_a), il est limité à :

$$\begin{cases} t' \leq 15\phi_1^m \text{ en zone courante} \\ t \leq \min(15\phi_1^m ; 15\text{cm}) \text{ en zone nodale} \end{cases}$$

- ρ : coefficient correcteur qui tient compte de rupture par effort tranchant. il est pris égal

$$\text{à : } \begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- Avec $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} ; \frac{l_f}{b}\right)$ l'élanement géométrique et a et b, les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de calcul considérée.

La quantité d'armature transversale minimale :

$$A_t^m = \begin{cases} 0,3\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

V.2.2 Les sollicitations maximales

Les sollicitations résultantes des combinaisons les plus défavorables sont extraites du logiciel ROBOTS2020 et résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.13: les sollicitations maximales dans les poteaux

niveaux	Section Des poteaux	C	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		C	$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{co}$		V (KN)
			N (KN)	M (KN.M)		M (KN.M)	N (KN)	N (KN)	M (KN.M)	
ES	65 × 6	ELU	4435,47	4,4	ELA	126,05	172,91	-25,19	34,84	90,08
RDC	60 × 60	ELU	3976,33	10,37	ELA	192,41	2323,7	34,35	95,27	166,31
1 ^{re}	55 × 55	ELU	3537,52	14,63	ELA	179	2032,28	18,26	88,84	160,87
2 ^{ème}	55 × 50	ELU	3113,91	21,45	ELA	173,92	1777,06	22,62	91,82	169,25
3 ^{ème}	50 × 50	ELU	2702,70	30,86	EELA	183,83	1533,42	12,37	86,4	155,21
4 ^{ème}	50 × 45	ELU	2302,5	33	ELA	153,55	1303,15	5,16	92,15	148,84
5 ^{ème}	45 × 45	ELU	1912,10	40,53	ELA	151,08	1087,19	-1,41	78,39	124,98
6 ^{ème}	45 × 40	ELU	1530,02	39,82	ELA	122,06	885,77	-1,1	76,94	113,71

7 ^{ème}	40 × 35	ELU	1151,80	34,89	ELA	84,27	234,96	-0,57	58,8	82,41
8 ^{ème}	35 × 35	ELU	779,04	35,03	ELA	74,13	205,43	-0,61	49,08	59,56
9(1) et 9(2) et terrasse	30 × 30	ELU	475,88	4,39	ELA	48,82	83,42	-0,15	23,06	44,32

V.2.3 Calcul du ferrailage

Nous allons exposer dans ce qui suit un exemple de calcul d'un poteau du l'entre-sol.

➤ Ferrailage longitudinal

Données : $M^{\max} = 126,05 \text{ KN.m}$; $N^{\text{corr}} = 172,91 \text{ KN}$; $b = 60 \text{ cm}$; $h = 65 \text{ cm}$; $d = 63 \text{ cm}$

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 178,78 \text{ KN.m}$$

$e_G = \frac{M}{N} = 0,72 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0,325 \rightarrow N$ est un effort normal de compression et C en dehors de la section, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{ua} = -0,07 \leq (0,337h - 0,81d')b \times h \times f_{bu} = 1,34$$

Donc la section se calcule par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 f_{bu}} = 0,0338 ; \alpha = 0,042 ; z = 0,619$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = 2,89 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage longitudinal des différents niveaux est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.14: ferrailages longitudinal des poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	Type de Section	A _{cal} /face (cm ²)	A _m (cm ²)	A _{choisi} /face (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
ES	65 × 60	SPC	2,89	31,2	5HA16 =10,05	16HA16 =32,7

RDC	60 × 60	SPC	-17,48	28,8	4HA16+1HA14 =9,58	12HA16+4HA14 =30,28
1 ^{re}	55 × 55	SPC	-15,66	24,2	5HA14 =7,7	16HA14 =24,63
2 ^{ème}	55 × 50	SPC	-4,43	22	4HA14+1HA12 =7,29	12HA14+4HA12 =23
3 ^{ème}	50 × 50	SPC	-6,55	20	3HA14+2HA12 =6,88	8HA14+8HA12 =21,36
4 ^{ème}	50 × 45	SPC	-6,04	18	5HA12 =5,65	16HA12 =18,10
5 ^{ème}	45 × 45	SPC	-5,29	16,2	5HA12 =5,65	16HA12 =18,10
6 ^{ème}	45 × 40	SPC	-2,42	14,4	5HA12 =5,65	16HA12 =18,10
7 ^{ème}	40 × 35	SPC	-2,98	11,2	4HA12 =4,52	12HA12 =13,57
8 ^{ème}	35 × 35	SPC	-3,49	9,8	4HA12 =4,52	12HA12 =13,57
9(1) et 9(2) et Terrasse	30 × 30	SPC	-3,58	7,2	3HA12 =3,39	8HA12 =9,05

➤ **Ferrailage transversale**

• **Vérification des contraintes de cisaillement**

Selon le RPA99/Vversion2003 (art7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans e béton doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = \rho_d \times f_{c28} ; \text{ avec } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

On a : $V_u = 90,08$; $d = 63\text{cm}$

D'où $\tau_b = 0,23 \text{ Mpa} < 2,25 \text{ Mpa} \rightarrow$ pasderisquedecisaillement

Tableau V.15: vérifications de la contraintes de cisaillement

Niveaux	Sections (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (m)	V _u (KN)	τ _{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Obs
ES	60 × 65	3,75	5,49	0,075	0,63	90,08	0,23	2,25	vérifiée

RDC	60 × 60	2,142	3,57	0,04	0,58	166,31	0,47	1,2	vérifiée
1 ^{re}	55 × 55	2,142	3,89	0,04	0,53	160,87	0,55	1,2	Vérifiée
2 ^{ème}	50 × 55	2,142	3,89	0,04	0,53	169,25	0,63	1,2	Vérifiée
3 ^{ème}	50 × 50	2,142	4,28	0,04	0,48	155,21	0,64	1,2	Vérifiée
4 ^{ème}	45 × 50	2,142	4,28	0,04	0,48	148,84	0,68	1,2	vérifiée
5 ^{ème}	45 × 45	2,142	4,76	0,04	0,43	124,98	0,64	1,2	Vérifiée
6 ^{ème}	40 × 45	2,142	4,76	0,04	0,43	113,71	0,66	1,2	Vérifiée
7 ^{ème}	35 × 40	2,142	5,355	0,075	0,38	82,41	0,61	2,25	Vérifiée
8 ^{ème}	35 × 35	2,142	6,12	0,075	0,33	59,56	0,51	2,25	Vérifiée
9(1) et 9(2) et terrasse 9	30 × 30	2,142	7,14	0,075	0,28	44,32	0,52	2,25	vérifiée

- Vérification de l'effort normal réduit

Tableau V.16: vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	V	Observation
	h (cm)	B (cm)	aire (cm ²)			
ES	65	60	3900	3477,40	0,297	Vérifiée
RDC	60	60	3600	3135,83	0,290	Vérifiée
Etages 1	55	55	3025	2797,57	0,3	Vérifiée
Etages 2	55	50	2750	2466,59	0,298	Vérifiée
Etages 3	50	50	2500	2142,24	0,285	Vérifiée
Etages 4	50	45	2250	1824,97	0,270	Vérifiée
Etages 5	45	45	2025	1514,99	0,249	Vérifiée
Etages 6	45	40	1800	1212,12	0,224	Vérifiée
Etages 7	40	35	1400	914,27	0,217	Vérifiée
Etages 8	35	35	1225	623,99	0,169	Vérifiée
Etages 9	30	30	900	378,07	0,140	Vérifiée

- Calcul des armatures transversales

Le calcul se fait à l'aide de la formule suivante : $A_t = \frac{\rho \times V_u \times t}{h_1 \times f_e}$

$$\lambda_g = 5,49 > 5 \text{ donc } \rho = 2,5$$

$$\rightarrow = \frac{2,5 \times 90,04 \times 0,15}{0,65 \times 400} = 1,29 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant contient les résultats de calcul pour les différents niveaux :

Tableau V.17: calcul des armatures transversales

Niveaux	Sections (cm ²)	∅ ^{min} (cm)	l _f	λ _g	V (kN)	t _{z.nodal} (cm)	t _{z.coutant} (cm)	ρ	A _t (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)
ES	65 × 60	1,2	3,75	5,49	90,08	10	15	2,5	1,29	2,7	4HA10 =3,14
RDC	60 × 60	1,2	2,142	3,57	166,31	10	15	3,75	3,89	5,91	8HA10 =6,28
1 ^{er}	55 × 55	1,2	2,142	3,89	160,87	10	15	3,75	4,11	4,76	8HA10 =6,28
2 ^{ème}	55 × 50	1,2	2,142	3,89	169,25	10	15	3,75	4,32	4,33	6HA10 =4,71
3 ^{ème}	50 × 50	1,2	2,142	4,28	155,21	10	15	3,75	4,36	3,6	6HA10 =4,71
4 ^{ème}	50 × 45	1,2	2,142	4,28	148,84	10	15	3,75	4,18	3,24	6HA10 =4,71
5 ^{ème}	45 × 45	1,2	2,142	4,76	124,98	10	15	3,75	3,90	2,43	6HA10 =4,71
6 ^{ème}	45 × 40	1,2	2,142	4,76	113,71	10	15	3,75	3,55	2,16	6HA10 =4,71
7 ^{ème}	40 × 35	1,2	2,142	5,355	82,41	10	15	2,5	1,93	1,57	6HA8 =3,02
8 ^{ème}	35 × 35	1,2	2,142	6,12	59,56	10	15	2,5	1,59	1,57	6HA8 =3,02
9(1) 9(2) TR	30 × 30	1,2	2,142	7,14	44,32	10	15	2,5	1,38	1,35	4HA8 =2,01

V.2.4 Vérifications nécessaires

- Vérifications au flambement

D'après le CBA93 la relation suivant doit être vérifié :

$$B_r > B_r^c = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{\left(\frac{F_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{F_e}{1 \times \gamma_s}\right)}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.18: vérification des poteaux au flambement

Etage	H (m)	l_f (m)	I (m ⁴)	i (m)	λ	α	Nu (KN)	B_r (m ²)	$B_{r_{cal}}$ (m ²)	Obs
Entre-sol	5,10	3,75	0,0137	0,187	20,05	0,797	4435,47	0,365	0,216	vérifiée
RDC	3,06	2,142	0,0108	0,173	12,38	0,829	3976,33	0,336	0,186	vérifiée
1 ^{er}	3,06	2,142	$5,72 \times 10^{-3}$	0,158	13,55	0,825	3537,52	0,280	0,166	vérifiée
2 ^{ème}	3,06	2,142	$5,20 \times 10^{-3}$	0,144	14,87	0,820	3113,91	0,254	0,147	vérifiée
3 ^{ème}	3,06	2,142	$3,79 \times 10^{-3}$	0,144	14,87	0,820	2702,70	0,230	0,128	vérifiée
4 ^{ème}	3,06	2,142	$3,41 \times 10^{-3}$	0,129	16,6	0,813	2302,5	0,206	0,110	vérifiée
5 ^{ème}	3,06	2,142	$2,4 \times 10^{-3}$	0,129	16,6	0,813	1912,10	0,185	0,091	vérifiée
6 ^{ème}	3,06	2,142	$1,60 \times 10^{-3}$	0,115	18,62	0,804	1530,02	0,163	0,074	vérifiée
7 ^{ème}	3,06	2,142	$1,25 \times 10^{-3}$	0,107	20,01	0,797	1151,80	0,125	0,056	vérifiée
8 ^{ème}	3,06	2,142	$6,75 \times 10^{-4}$	0,100	21,42	0,790	779,04	0,109	0,038	vérifiée
9(1) et 9(2) et terrasse	3,06	2,142	$6,75 \times 10^{-4}$	0,086	24,9	0,771	475,88	0,078	0,024	vérifiée

→ pas de risque de flambement à tous les niveaux.

- **Vérification des contraintes**

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

Pour notre cas on a des sections partiellement comprimée dans il faut calculer les paramètres suivants :

$$\sigma_{b1} = \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_b \quad ; \quad \sigma_{b2} = \frac{N_s}{S} - \frac{M_s}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_b$$

$$s = b \times h + 15(A + A')$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} \times 15(A' d' + A)}{B + 15(A + A')}$$

$$V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.19: vérification des contraintes a l'ELS

Niveau	ES	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème}	7 ^{ème}	8 ^{ème}	9 ^{ème}
Section cm^2	60*65	60*60	55*55	50*55	50*50	45*50	45*45	45*40	35*40	35*35	30*30
N_{ser} (KN)	3196,64	2863,07	2547,6	2243,16	1947,67	1660,15	1379,73	1105,37	833,87	566,49	344,15
M_{ser} (KN.m)	81,7	75,29	66,21	77,37	71,64	78,32	68,46	73,05	52,97	44,84	35,12
Type	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
d(m)	0,63	0,58	0,53	0,53	0,48	0,48	0,43	0,43	0,38	0,33	0,28
A (cm^2)	10,05	9,58	7,7	7,29	6,88	5,65	5,65	5,65	4,52	4,52	3,39
V (cm)	33,63	31,07	28,43	28,28	25,91	25,83	23,32	23,42	20,83	18,31	15,79
V' (cm)	31,37	28,93	26,57	26,72	24,09	24,17	21,68	21,58	19,17	16,69	14,21
$I_{yy'}$ (cm^4)	1508141,4	1188336,4	834894,01	761723,7	573261,89	511955,40	375904,23	344158,20	207619,17	140486,7	75243,4
S (m^2)	0,405	0,374	0,314	0,285	0,260	0,233	0,210	0,188	0,146	0,129	0,09
M_{serG}	125,95	105,92	89,90	94,86	89,36	92,09	79,77	62,88	59,89	49,42	37,12
σ_{b1} (Mpa)	10,70	10,42	11,17	11,39	11,52	11,77	11,53	10,15	11,72	10,83	11,17
σ_{b2} (MPa)	5,27	5,07	5,25	4,54	3,73	2,77	1,95	1,93	0,181	-1,26	-3,12
$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
Obs	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Pour la vérification des zones nodale, dans notre structure on un système de contreventement par voile porteur, donc la vérification des zones nodale n'est pas nécessaire parce que ce système considère que les voile reprenne la totalité de la charge sismique donc les portique (poutre et poteau) ne reprenne que les charge verticale.

V.3 Etude des voiles

V.3.1 Introduction

Le RPA99/version2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de la hauteur dans la zoneII_a.les voiles sont considérés comme des consoles en castrées à leurs bases, leurs modes de ruptures son :

- Rupture par flexion.

- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie, avec les sollicitations issues des

combinaisons suivant :

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{cases}$$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corrsepondant}} ; M_{\max} \rightarrow N_{\text{corrsepondant}} ; N_{\min} \rightarrow M_{\text{corrsepondant}}$$

V.3.2 Recommandation du RPA

- **Armatures verticales [7.7.4.1]**

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Les armatures de traction doivent être concentrées aux deux extrémités du voile ou trumeau d'une manière symétrique.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t \leq e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

- **Les armatures horizontales [7.7.4.2]**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements.

Selon le RPA99/version2003, l'effort tranchant calculer doit être majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement dans les voiles est limitée à $0,2f_{c28}$.

La section minimale à prévoir $A_{tmin} = 0,15\%(e \times t)$.

• **Règle commune**

1. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
2. L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S_t \leq \min(1,5e ; 30cm)$.
3. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.
4. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne devrait dépasser 1/10 de l'épaisseur de voiles.
5. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement des signes des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaires pour équilibrer les efforts de traction due au moment de renversement.

• **Détermination des longueurs (tendu et comprimée)**

- $l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$

- $l_c = L - 2l_t$

- $\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$

Avec :

l_t : longueur de la zone tendue

l_c : longueur de la zone comprimée

V.3.3 Sollicitation dans les voiles

Les sollicitations dans les voiles sont tirées du modales. Nous présenterons les résultats pour tous les voiles dans les deux sens dans les tableaux suivants :

Tableau V.20: sollicitations maximales dans les voiles de sens X-X

niveaux	Sections Des Voiles (m)	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		V (KN)
		N (KN)	M (KN.M)	M (KN.M)	N (KN)	N (KN)	M (KN.M)	
Entre sol	1 × 0,25	-1714,46	15,88	108,32	-1520,86	-23,17	1,82	394,24
	1,5 × 0,25	-1508,56	-2,23	267,45	-673,09	-154,67	10,55	-154,66
	1,71 × 0,25	-2294	618,55	-656,23	-441,24	-66,34	-642,3	-183,55
	1,9 × 0,25	-3389,74	466,81	519,8	-3027,03	75,09	456,9	-264,15
RDC	1 × 0,2	-1500,79	-18,95	-61,45	-953,21	26,14	11,56	-47,36
	1,5 × 0,2	-1269,42	10,83	141,94	-779,04	-93,83	13,12	-76,98
	1,71 × 0,2	-1751,25	-95,64	-253,56	-925,68	-112,45	24,5	227,05
	1,9 × 0,2	-2284,41	-29,61	264,1	-636,44	-185,81	260,86	235,82
Etage courant	1 × 0,15	-1273,65	-12,84	-132,6	-141,74	1,42	-10,02	56,65
	1,5 × 0,15	-1079,07	11,35	108,82	-750,79	-3,56	14,99	-100,45
	1,71 × 0,15	-1519,88	-71,58	-176,47	-896,64	-116,47	-44,43	172,6
	1,9 × 0,15	-2050,86	-36,29	-186,71	-988,28	-4,38	-11,71	189,84

Tableau V.21: sollicitations maximales dans les voiles de sens Y-Y

niveaux	Sections Des Voiles (M)	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		V (KN)
		N (KN)	M (KN.M)	M (KN.M)	N (KN)	N (KN)	M (KN.M)	
Entre sol	3,5 × 0,25	-4576,17	-1663,22	-1663,22	-4576,17	445,46	1413,01	-454,02
	1,71 × 0,2	-2208,83	51,76	305,28	-942,08	12,23	-28,8	252,44
RDC	3,5 × 0,2	-3167,38	-968,6	-968,6	-3167,38	164,67	850,97	-521,93
	1,71 × 0,2	-2207,26	135,26	314,53	-1580,5	-25,17	28,52	296,47
Etage courant	3,5 × 0,15	-22670,86	-835,53	-835,53	-2670,86	-5	-12,52	-462,8
	1,71 × 0,1	-1732,19	-13,03	188,95	-1234,8	-4,01	-10,41	225,49

V.3.4 Calcul de ferrailage

On va exposer un exemple de calcul de ferrailage pour le voile de sens Y-Y (3,5*0,25).
Les autres seront calculer de la même manière et seront résumés dans des tableaux.

• **Exemple de calculer**

Données : L=3,5m ; e=0,25m ; d=3,45m ; d' = 0,05m

• **Calcul sous Nmax et Mcorres :**

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{1663,22}{4576,17} = 0,36m < \frac{l}{2} = 1,75$$

• **Calcul des contraintes**

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M h}{I} = \frac{4576,17}{0,875} + \frac{1663,22}{0,89} \times \frac{3,5}{2} = 8,48 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M h}{I} = \frac{4576,17}{0,875} - \frac{1663,22}{0,89} \times \frac{3,5}{2} = 1,97 \end{cases}$$

La section est entièrement comprimée

Donc on vérifie la condition suivante : $N_u(d - d') - M_{ua} < (0,5h - d')b \times h \times f_{bu}$

On a : $M_{ua} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1663,22 + 4576,17(3,45 - 1,75) = 9442,7KN.m$

$$N_u(d - d') - M_{ua} = 6,11 < (0,5h - d')b \times h \times f_{bu} = 32,97$$

$$A=0$$

$$\psi = \frac{0,357 + \left(\frac{N_u(d-d') - M_{ua}}{b \times h^2 \times f_{bu}} \right)}{0,857 - \frac{d'}{h}} = 0,53$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{1000} \times \left(1 + \left(1,719 - 4,01 \frac{d'}{h} \right) \times \sqrt{1 - \psi} \right) = 4,2710^{-3}$$

$$\varepsilon_s < \varepsilon_l \rightarrow f_{s'} = 855,68 \text{ MPa}$$

$$A' = \frac{N_u - \psi b \times h \times f_{bu}}{f_{s'}} = -66,67 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec Amin

Sections d'armatures minimales exigées par le RPA

$$A_{\min}^{\text{voile}} = 0,15\% \times e \times L = 0,15\% \times 0,25 \times 3,5 = 13,12 \text{ cm}^2$$

• Espacement des barres

$$S_t \leq (1,5e ; 30\text{cm}) \rightarrow S_t \leq (37,5 ; 30) \rightarrow \text{soit } S_t = 20\text{cm}$$

• Armature horizontales

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante : $\frac{A_h}{b_0 \times t} \geq \frac{\gamma_s \times \tau}{0,9 \times f_e}$

$$\tau = \frac{1,4 \times V_u}{b \times d} = 0,73 \text{ Mpa} < \tau_{\text{adm}} = 6 \text{ Mpa} \rightarrow \text{pas de risque de rupture par cisaillement}$$

$$\text{D'où : } A_h \geq \frac{\gamma_s \times \tau \times b \times t}{0,9 \times f_e} \rightarrow A_h = 1,01 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.22: Ferrailage des voiles sens X-X

Niveau	entre sol				RDC				EC			
	1*0,25	1,5* 0,25	1,71* 0,25	1,9* 0,25	1*0,2	1,5* 0,2	1,71* 0,2	1,90* 0,2	1*0,15	1,5* 0,15	1,71* 0,15	1,91* 0,15
N(KN)	1714,4	1508,5	2294	3389,7	1500	1269,2	1751,2	2284,4	1273,6	1079	1519,8	2050,8
M (KN.m)	15,88	2,23	618,55	466,81	18,91	10,83	95,64	29,61	12,84	11,35	71,58	36,29
V(KN)	394,24	154,66	183,55	264,15	47,36	76,98	227,05	235,82	56,65	100,45	172,6	189,84
Type de section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
σ_{max}	7,23	4,04	10,44	10,23	1,31	4,37	6,10	6,25	9,004	4,99	6,90	7,59
σ_{min}	6,45	3,99	0,28	4,03	0,18	4,08	4,13	5,76	7,97	4,60	4,94	6,79
A (cm ²)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
A' (cm ²)	-21,49	-41,75	-31,47	-33,96	-16,46	-27,97	-29,47	-32,04	-11,74	-20,45	-21,31	-22,55
A ^{min} (cm ²)	3,75	5,625	6,41	7,125	3	4,25	5,13	5,7	2,25	3,375	3,84	4,275
I _t (m)	0	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0

$I_c(m)$	1	1,5	1,71	1,91	1	1,5	1,71	1,9	1	1,5	1,71	1,9
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
$A_v^{adopté}(cm^2)$	5HA10 =3,93	8HA10 =6,28	9HA10 =7,07	10HA10 =7,85	5HA10 =3,93	8HA8 =4,02	9HA10 =7,07	10HA10 =7,85	5HA8 =2,51	8HA8 =4,02	9HA8 =4,52	10HA8 =5,03
$\tau(MPa)$	2,32	0,59	0,61	0,79	0,34	0,37	0,95	0,89	0,55	0,64	0,97	0,95
$\bar{\tau}(MPa)$	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
$A_h^{cal}(cm^2)$	3,19	0,81	0,84	1,09	0,37	0,41	1,05	0,98	0,45	0,53	0,80	0,79
$A_h^{min}(cm^2)$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,3	0,3	0,3	0,3
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
$A_h^{adopt}(cm^2)$	2HA16	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau V.23: Ferrailage des voiles sens Y-Y

Niveau	entre sol		RDC		EC	
Section (m^2)	3,5*0,25	1,71*0,25	3,5*0,2	1,71*0,2	3,5*0,15	1,71*0,15
N(KN)	4576,17	2208,83	3167,38	2207,26	2670,86	1732,19
M (KN.m)	1663,22	51,76	968,6	135,26	835,53	13,03
V(KN)	454,02	252,44	252,44	296,47	462,8	225,49
Type de section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
σ_{max}	8,48	5,59	6,89	7,84	7,81	6,93
σ_{min}	1,97	4,74	2,15	5,06	2,35	6,57
A (cm^2)	0	0	0	0	0	0
A' (cm^2)	-66,67	-37,56	-56,76	-27,3	-41,03	-19,63
$A^{min}(cm^2)$	13,125	6,41	10,05	5,13	7,875	3,84
$I_t(m)$	0	0	0	0	0	0
$I_c(m)$	3,5	1,71	3,5	1,71	3,5	1,71
St (cm)	20	20	20	20	20	20
$A_v^{adopté}(cm^2)$	18HA10 =14,14	9HA10 =7,07	9HA10+9HA8 =11,59	9HA10 =7,07	18HA8 =9,05	9HA8 =4,52
$\tau(MPa)$	0,73	0,85	0,93	1,25	1,25	1,26
$\bar{\tau}(MPa)$	6	6	6	6	6	6
$A_h^{cal}(cm^2)$	1,01	1,18	1,03	1,38	1,04	1,05
$A_h^{min}(cm^2)$	0,5	0,5	0,4	0,4	0,3	0,3
St (cm)	20	20	20	20	20	20
$A_h^{adopt}(cm^2)$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Chapitre VI

Etude des fondations

VI. Introduction

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure situés au-dessous de la base dont le rôle est d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol. Elles forment une assise rigide. Elles doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.1 Choix de type des fondations :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- L'importance de l'ouvrage.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur d'ancrage.

Le rapport de sol nous a permis d'aboutir aux conclusions suivantes :

- La contrainte admissible du sol est de 2 bars.
- Le type de fondation suggéré est superficiel.
- L'ancrage est de 1,5m.

D'après le RPA99/V2003(Art10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

VI.2 Calcul de la surface des fondations

$$S_f = \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$$

$$\rightarrow S_f = \frac{67241,27}{200} = 336,20\text{m}^2$$

On a la surface du bâtiment : $S_{\text{bât}} = 813,12\text{m}^2$

N : effort normal transmis par l'ouvrage à l'ELS.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible du sol

VI.3 Vérification de la semelle filante

Cette vérification consiste à déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous différentes combinaisons, pour cela il faut déduire les efforts normaux situés sous les files de portiques (les résultats sont retirées à partir du logiciel ROBOT 2020).

Tableau VI.1 la sommes des effort normaux a L'ELS dans les déffirentes types de portiques.

Files de portiques	A	B	C	D	E	F
Somme des efforts Normaux à l'LES(KN)	4263,89	8353,73	9168,84	9072,28	8427,48	4426,36

On remarque que la file C est la file plus sollicitée.

On effectue dans ce qui suit on choisit la semelle filante (SFE), de largeur B et de longueur L située sous un portique formé de 5 poteaux.

$$L = 26,4\text{m} ; N_C = 9168,84\text{KN} ; M_D = 54570,68 \text{KN.m} ; a = 0,6\text{m} ; b = 0,65\text{m}$$

A partir du modèle Meyerhof :

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s \times (L - 2e)} ; e = \frac{M}{N} = \frac{54570,86}{9168,84} = 5,95\text{m}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s \times (L - 2e)} = 3,16m$$

On prend : $B = 3,2m$

On remarque qu'il n'y a pas de risque de chevauchement entre les semelles alors on opte pour des semelles filants.

VI.4 Dimensionnement de la poutre de rigidité

- **Calcul de la hauteur h_t**

$$h_t \geq \frac{B - b}{4} + 0,05 \rightarrow h_t = 0,687m$$

On prend $h_t = 0,7m$

- **Vérification de la rigidité flexionnelle de la semelle**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K_z \times B}}$$

L_e : longueur élastique

K_z : coefficient de raideur de sol

$$E = 32 \times 10^6 \text{KPa}; \quad B = 3,2m \text{ pour sol moyenne } K_z = 4 \times 10^4 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^3}$$

$$I = 0,75m^4$$

$$L_e = 5,23$$

$$L_m < \frac{\pi}{2} \times L_e \rightarrow 7,5 < 8,21 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- **Calcul de la hauteur de la poutre de rigidité**

$$\frac{7,5}{9} < h_1 < \frac{7,5}{6} \rightarrow 0,83 < h_1 < 1,25 \rightarrow \text{on prend } h_1 = 0,85\text{m}$$

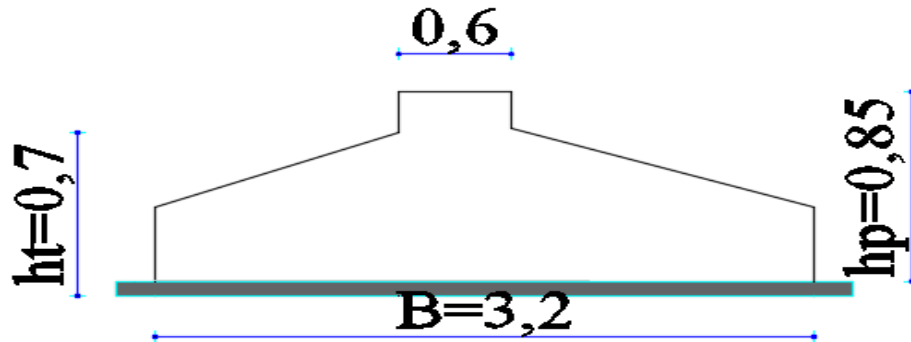


Figure VI-1: coupe transversal d'une semelle filante

VI.4.1 Calcul de l'effort sollicitant de la semelle filante

$$q_u = \frac{N_u}{B \times (L - 2e)} \quad ; \quad P_u = q_u \times B$$

P_u : la réaction de sol

$$\text{ELU} \rightarrow \begin{cases} q_u = \frac{11783,3}{3,2(26,4 - 2 \times 5,95)} = 253,95 \text{ Kn/m}^2 \\ P_s = 253,95 \times 3,2 = 812,64 \text{ Kn/ml} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \rightarrow \begin{cases} q_u = \frac{9168,84}{3,2(26,4 - 2 \times 5,95)} = 197,6 \text{ Kn/m}^2 \\ P_s = 197,6 \times 3,2 = 632,32 \text{ Kn/ml} \end{cases}$$

- **Ferraillage transversal de la semelle**

$$A_{\parallel B} \geq \frac{P_u \times (B - b)}{8 \times d \times f_s}$$

$$A_{\parallel B} \geq \frac{812,64 \times (3,2 - 0,6)}{8 \times 0,625 \times 348} = 12,14 \text{ cm}^2$$

choix des barres 8HA12 = 12,32cm² , St = 10cm

- **Armatures de répartition**

$$A_{\parallel L} \geq \frac{A_{\parallel B}}{3} = \frac{12,32}{3} = 4,10 \text{ cm}^2$$

Chois des barres : 6HA10 = 4,71 cm²

- **Calcul des sollicitations sur la poutre de rigidité**

Dans notre structure la poutre de rigidité soumise a : $P_u = 812,64 \text{ Kn/m}$; $P_s = 632,32 \text{ Kn/m}$

Le calcul des sollicitations sera fait par logiciel robot2020.

A L'ELU: $M_a = 713,84 \text{ Kn.m}$; $M_t = 562,29 \text{ Kn.m}$; $V = 318,84 \text{ Kn}$

A L'ELS : $M_a = 509,02 \text{ Kn.m}$; $M_t = 401,64 \text{ Kn.m}$

VI.4.2 Calcul de ferrailage de la semelle filante

$\sigma_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{bu} = 17 \text{ MPa}$; $f_s = 348 \text{ MPa}$

- **Ferrailage de la partie inférieure**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{713,84 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,825^2 \times 17} = 0,102 \rightarrow \text{pivot B} ; \mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$A_u = \frac{M_a}{z \times f_s} = \frac{713,84 \times 10^{-3}}{0,782 \times 348} = 26,23 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{choix : } 4\text{HA}25 + 4\text{HA}16 = 27,68 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage de la partie supérieure**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{562,29 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,825^2 \times 17} = 0,080 \rightarrow \text{pivot B} ; \mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$A_u = \frac{M_a}{z \times f_s} = \frac{562,29 \times 10^{-3}}{0,79 \times 348} = 20,45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix } 4\text{HA}20 + 4\text{HA}16 = 20,61 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage vis-à-vis l'effort tranchant**

On vérifie la condition suivante : $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$

$$\tau_u = \frac{318,84 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,825} = 0,644 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,55 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement

$$\frac{A_t}{b \times S_t} = \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj} \times k)}{0,9 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$A_t = -0,218 \text{ cm}^2$$

$$A_{t\min} = 0,3\% \times b \times S_t = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$\text{pour } A_t = 8\text{HA}8 = 4,02 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Les armatures de peau**

D'après les prescriptions du CBA93 : la section des armatures de peau est d'au moins 3 cm^2 par mètre de paroi mesurée perpendiculairement à leur section.

$$\text{On a } h=0,85 \text{ m Alors } A_{tp} = 5,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

VI.4.3 Vérification des contraintes

Tableau VI.2: vérification de la semelle SFE à L'ELS

semelle		M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ (MPa)	condition	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
N.VSFE	Sup	401,64	24,45	1334099,8	7,36 < 1	vérifiée	262,14 > 215,15	N.V
	Inf	509,02	27,57	1671906,8	8,39 < 1	vérifiée	250,85 > 215,15	N.V

Donc on recalcule à l'ELS : $A_s = \frac{M_{ser}}{d \times (1 - \frac{\alpha}{3}) \bar{\sigma}_s}$; $\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}$; $\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \bar{\sigma}_s}$

Tableau VI.3: calcul de A à L'ELS

semelle		M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
SFE	Sup	401,64	25,63	4HA25+4HA16 =27,68	197,093 > 215,15	Vérifier
	Inf	509,02	33,10	6HA25+2HA16 =33,47	209,53 > 215,15	Vérifier

VI.4.4 Schéma de ferrailage

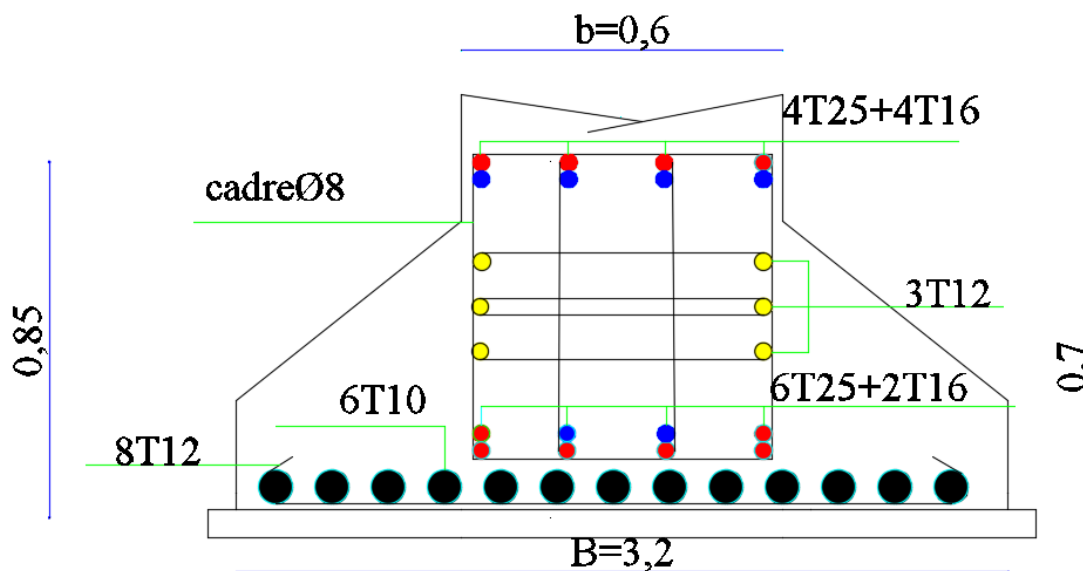


Figure VI-2: Schéma de ferrailage de semelle SFE

VI.5 Etude des longrines**VI.5.1 Pré dimensionnement des longrines**

D'après le RPA99/2003, on doit vérifier les conditions suivantes :

- Les points d'appuis doivent être solidarisés, par un réseau bidirectionnel de longrines, pour s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.
- Les dimensions minimales de la section transversale des longrines en site S2 sont : $(25 \times 30\text{cm}^2)$
- Le ferrailage minimum doit être de 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au $\min(20\text{cm} ; 15\phi)$.
- Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction, sous l'action d'une force égale à $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\text{KN}$

Avec N : force égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

VI.5.2 Vérification

Données : $N_U = 4342,09\text{KN}$; $N_S = 3127,24\text{KN}$

D'après le RPA $\rightarrow \alpha = 15$ en zone II_a , site S2.

$$F_U = \frac{4342,09}{15} 289,47\text{KN} \rightarrow F > 20\text{KN}$$

$$F_S = \frac{3127,24}{15} 208,48\text{KN} \rightarrow F > 20\text{KN}$$

VI.5.3 Ferrailage

- **Armatures longitudinales**

$$A_u = \frac{N_U \times \gamma_S}{F_e} = \frac{289,47 \times 10^{-3} \times 1,15}{400} = 8,32 \text{cm}^2 ; A_u = \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{208,48}{215,15} = 9,68 \text{cm}^2$$

La section choisie est de (35 × 40) → $A_m = 0,6\% \times b \times h = 8,4 \text{cm}^2$

On prend : 4HA16+2HA12=10,3cm².

- **Armatures transversales**

$$S_t \leq \min(20 \text{cm} ; 15\phi)$$

→ on choisit un cadre et un étrier ϕ_8 , pour un espacement de 15cm.

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_S = 10,3 \text{cm}^2 \geq \frac{B \times ft_{28}}{f_e} = \frac{35 \times 30 \times 2,4}{400} = 6,3 \text{cm}^2$$

→ la condition est vérifiée.

VI.5.4 Schéma de ferrailage

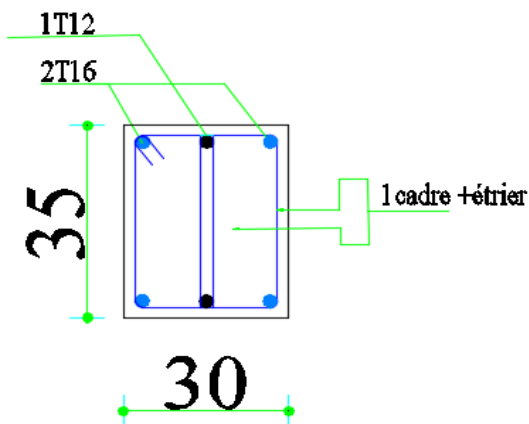


Figure VI-3: schéma de ferrailage de longrines

VI.6 Etude du voile périphérique

VI.6.1 Introduction

Selon le RPA99/V2003 les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.6.2 Dimensions du voile

- on prend le panneau recouvrant la plus grande travée.
- La hauteur $h=5,10\text{m}$.
- L'épaisseur $e=25\text{cm}$.

VI.6.3 Caractéristiques géotechniques du sol

D'après le rapport de sol on a :

- Le poids spécifique $\gamma_h = 20\text{KN/m}^3$.
- La cohésion $c = 0,22\text{ bars}$.
- L'angle de frottement $\varphi = 24,54^\circ$.

VI.6.4 Evaluation des charges et surcharges

- **La poussée des terres sur le rideau**

$$G = h \left(\gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) = 40,68\text{KN/m}^2$$

- **La surcharge d'exploitation ($q=10\text{KN/m}^3$)**

$$Q = q \left(\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \left(\frac{2}{\gamma \times h} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) \right) = 4,004 \text{ KN/m}^2$$

VI.6.5 Ferrailage du voile périphérique

Le voile périphérique sera ferrailé en deux panneaux de dalle sur quatre appuis uniformément chargée, le plancher, les poteaux et les fondations assureront l'encastrement.

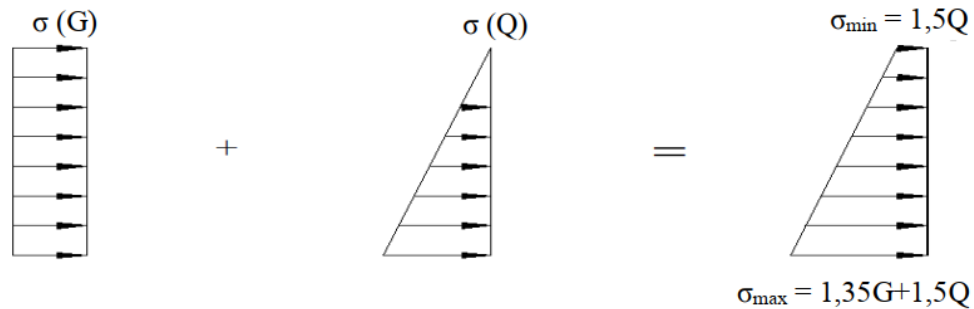


Figure VI-4:répartition des contraintes sur les voiles périphériques

- **ELU**

$$\sigma_{\min} = 1,5 \times Q = 1,5 \times 4,004 = 6,006 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 40,68 + 1,5 \times 4,004 = 60,92 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 47,19 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 47,19 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

$$\sigma_{\min} = Q = 4,004 = 4,004 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 40,68 + 4,004 = 44,68 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 34,51 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques sont :

$$l_x = 5,10 \text{ m} ; l_y = 6,35 \text{ m} ; b = 1 \text{ ml} ; e = 0,25 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,80 < 0,4 \rightarrow \text{Le voile travail dans les deux sens}$$

$$ELU \begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases} ; ELS \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.7111 \end{cases}$$

Les résultats de calcul des moments sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4: Calcul des moments

Moments	M_0^x (KN.m)	M_0^y (KN.m)	M_t^x (KN.m)	M_t^y (KN.m)	M_{ax} (KN.m)
ELU	104,65	62,66	83,72	49,59	52,32
ELS	72,35	51,44	57,88	41,16	36,17

- **Calcul de ferrailage**

Le ferrailage se fait pour une section de (b × e).

Les résultats de calcul de ferrailage sont dressés dans le tableau ci-après :

Avec : $A_{min}^{RPA} = 0.1\% \times b \times h$

Tableau VI.5: Ferrailage des voiles périphériques.

localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	Aadopté (cm ² /ml)
En travée	X-X	83,72	0,123	0,164	0,186	12,88	2,5	9HA14=13,85
	Y-Y	49,59	0,073	0,095	0,192	7,45	2,5	8HA12=9,05
En appui		52,32	0,076	0,1	0,191	7,83	2,5	8HA12=9,05

- **Espacements d'espacement**

$$St \leq \min(2e ; 25cm) \rightarrow St = 20cm$$

- Calcul des efforts tranchants :

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 \times l_x^4} = V_u^x = 121,93 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 \times l_x^4} = V_u^y = 162,47 \text{ KN} \end{cases}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{162,47 \times 10^{-3}}{1 \times 0,2} = 0,81 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,81 \text{ MPa} < 1,4 \text{ MPa}$ pas de risque de cisaillement.

- Vérification des contraintes a ELS :

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

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st}$$

Tableau VI.6:Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\frac{\sigma_{bc}}{\overline{\sigma}_{bc}}$ (MPa)	Obs	$\frac{\sigma_{st}}{\overline{\sigma}_{st}}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	57,83	5,83	30700	10,99<18	vérifiée	400,70>215,15	N.vérifiée
	y-y	41,16	4,30	17181	10,30<18	vérifiée	564,10>215,15	N.vérifiée
Appui		36,17	4,77	21014	8,22<18	vérifiée	393,06>215,15	N.vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS les résultats sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau VI.7: Calcul des armatures à l'ELS

Localisation		$M_{ser} (KN.m)$	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)$
Travée	X-X	57,83	15,62	6HA14+6HA12=16,03
	Y-Y	41,16	10,89	8HA14=12,32
appuis		36,17	10,79	8HA14=12,32

VI.6.6 Schéma de ferrailage

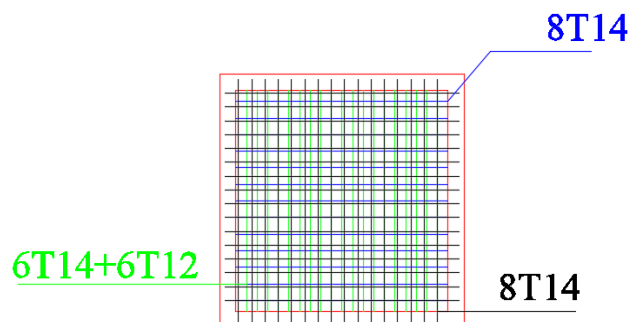


Figure VI-5: schéma de ferrailage de voile périphérique.

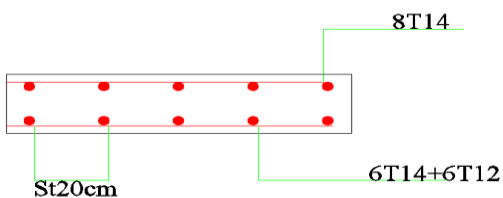


Figure VI-6: coupe A-A de voile périphérique.

Conclusion Générale

Conclusion général

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissance des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, Il nous a aussi permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'un master et d'utiliser le logiciel ROBOT2020 pour dresser un modèle spatial de l'ouvrage, Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu en retenir ce qui suit :

Il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure.

La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.

La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur le comportement de la structure.

L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé. La vérification des moments résistants au niveau des nœuds n'est pas nécessaire puisque on a utilisé un système de contreventement voile porteur.

Pour l'infrastructure, la semelle filante est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure. Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux laquelle à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.

Enfin, l'objectif principal de la conception est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires et d'économie.

Bibliographie

Bibliographie

Règlement utilisée

- ✓ Règlement parasismique Algérienne RPA99/version2003.
- ✓ Règlement de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.
- ✓ Règlement de calcul de béton armé DTR B.C2.2 (charges permanentes et charges d'exploitations).
- ✓ Règlement de calcul de béton armé aux Etats Limites BAEL99.
- ✓ Cours de 3^{ème} années licence, Master1, 2.

Logiciels :

- ✓ Word
- ✓ Excel
- ✓ AutoCAD2016
- ✓ Robot2020

Annexes

Annexe A

**Tableau des Armatures
(en cm²)**

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe B

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646

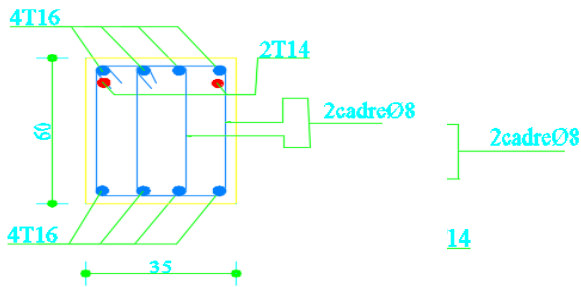
Annexes

0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe C

Schémas de ferrailage des éléments structuraux

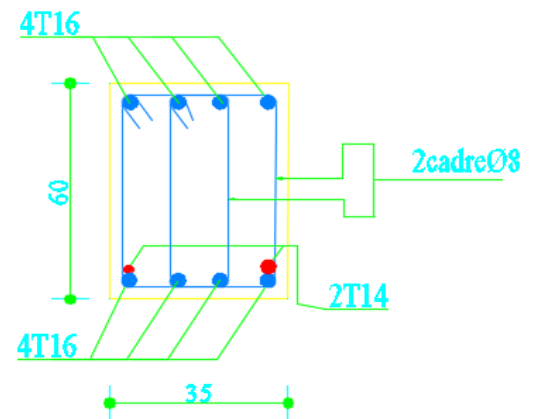
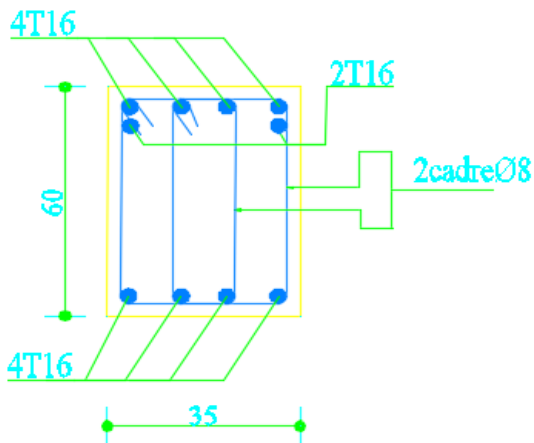
Poutres



Ferrailage en appuis

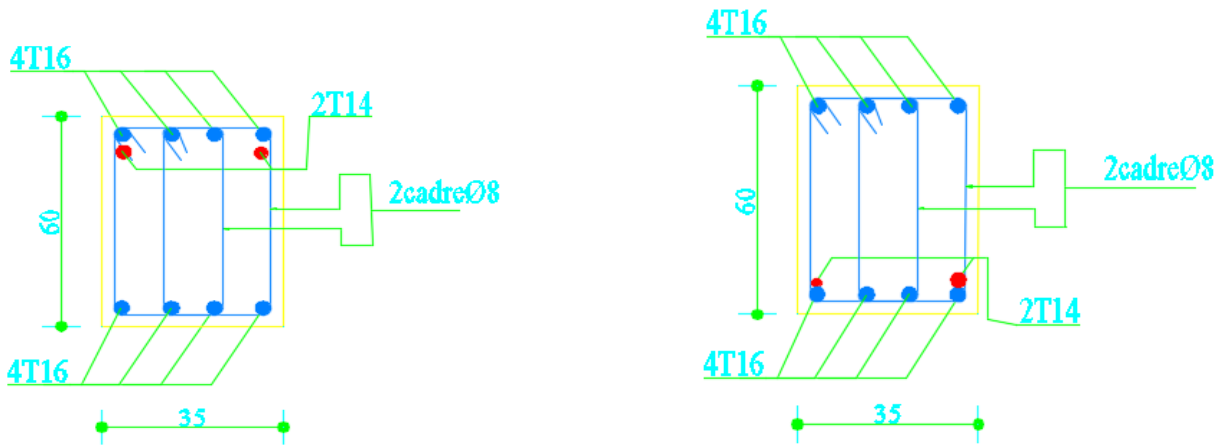
Ferrailage en travée

Schémas de ferrailage des poutres principales (35* 60) entre sol et terrasse



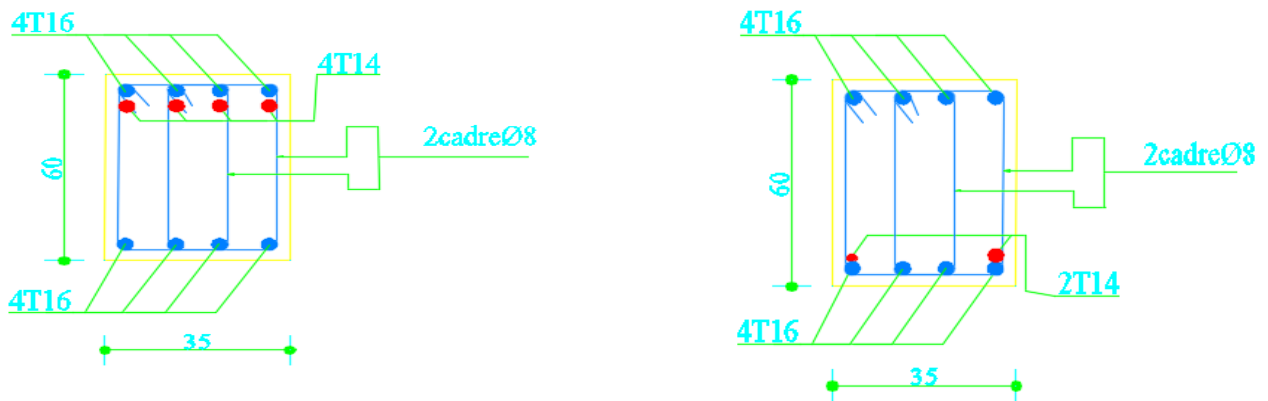
Ferrailage en appuis Ferrailage en travée

Schémas de ferrailage des poutres principales (35* 60) étage courant



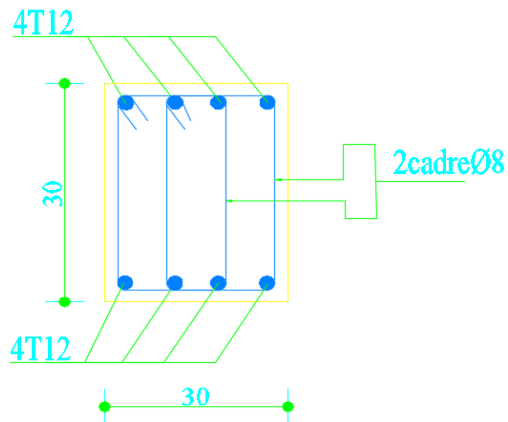
Ferrailage en appuis Ferrailage en travée

Schémas de ferrailage des poutres secondaire (35* 60) entre sol

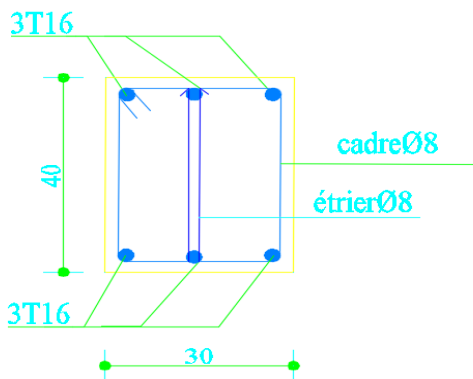


Ferrailage en appuis Ferrailage en travée

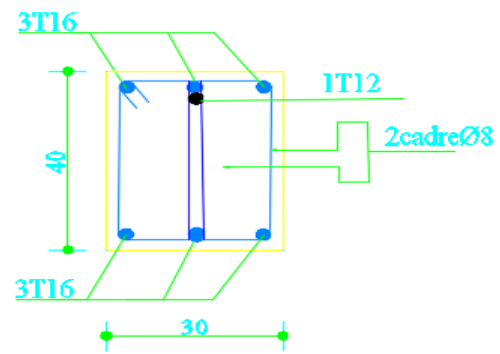
Schémas de ferrailage des poutres secondaire (35* 60) étage courant et terrasse



Schémas de ferrailage en travée et appuis des poutres palière (30*30)



Ferrailage en travée



Ferrailage en appuis

Schémas de ferrailage des poutres chinages (30*40)

Poteaux

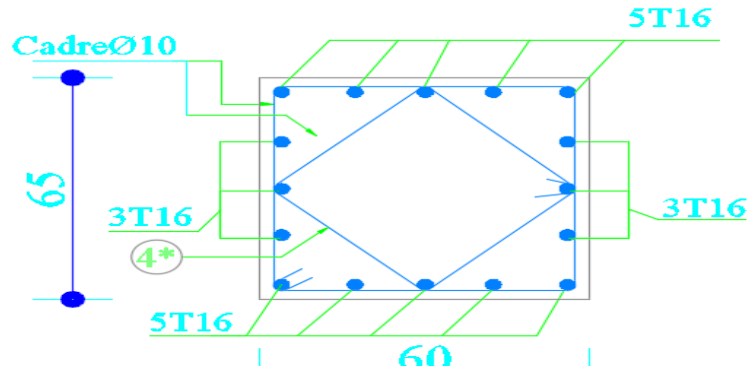


Schéma de ferrailage des poteau entre sol(60*65)

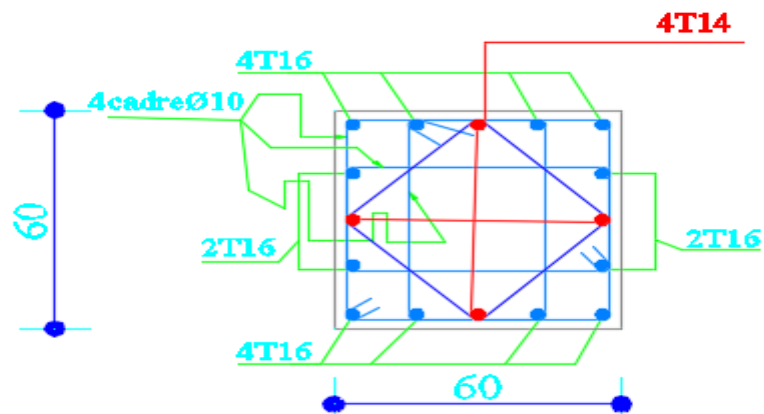
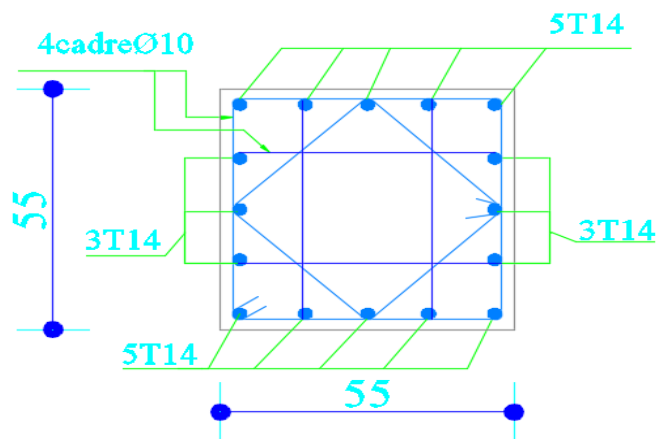
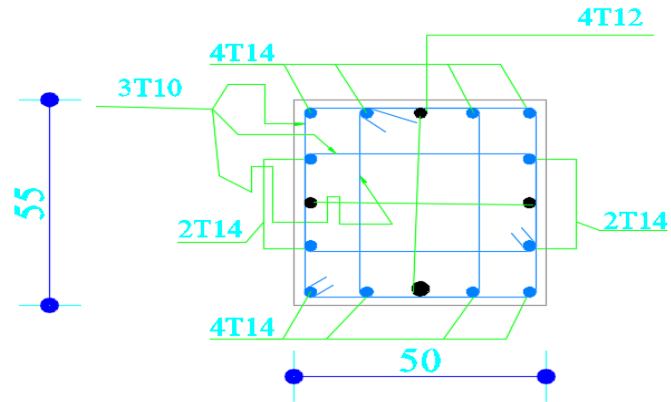
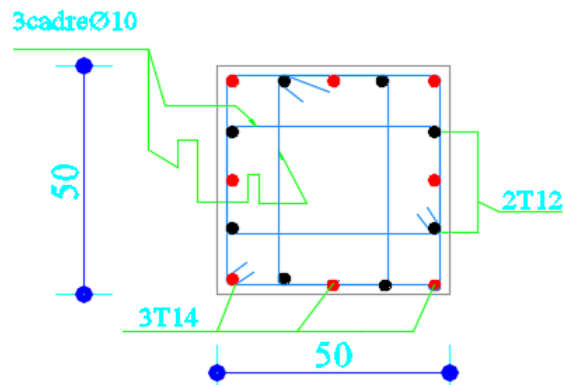
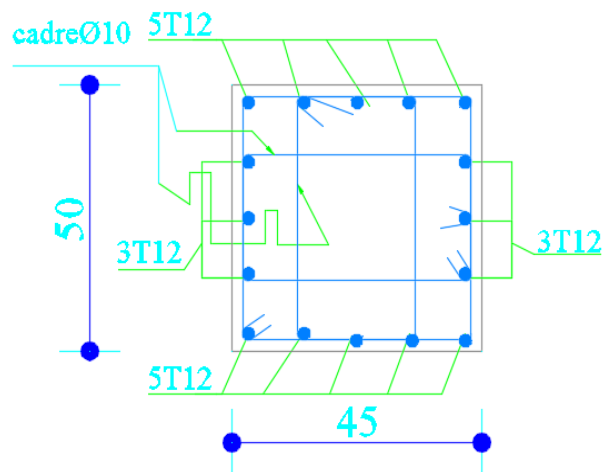
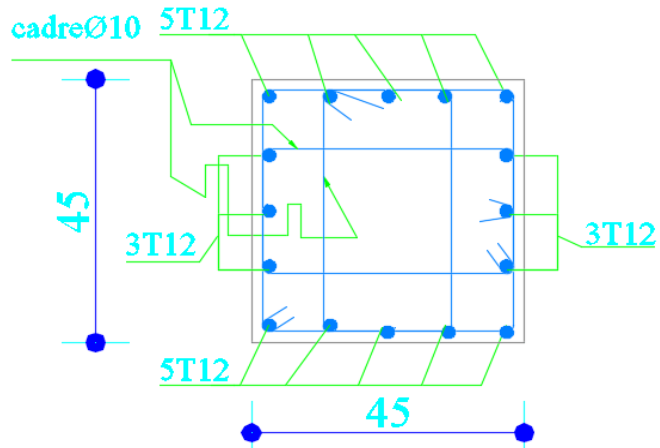
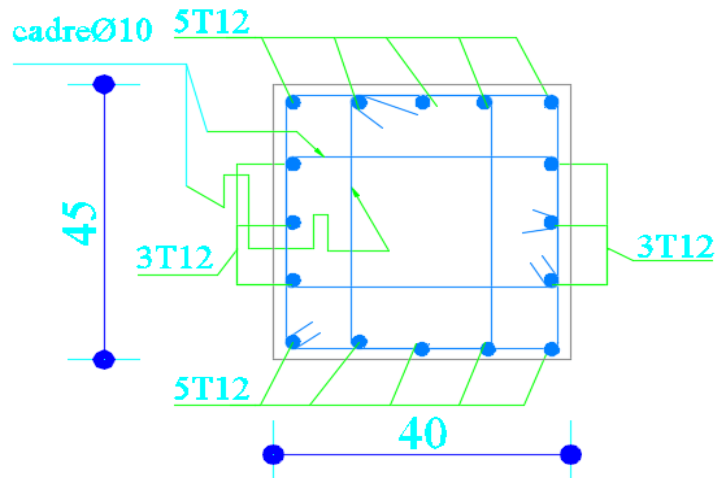
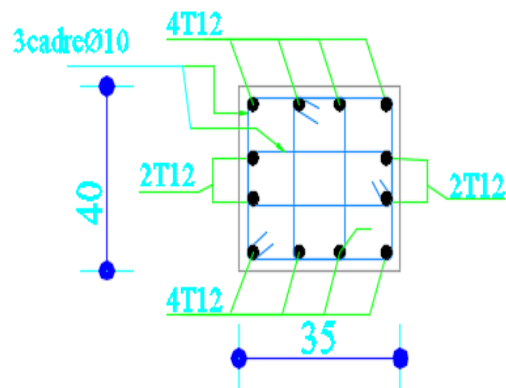
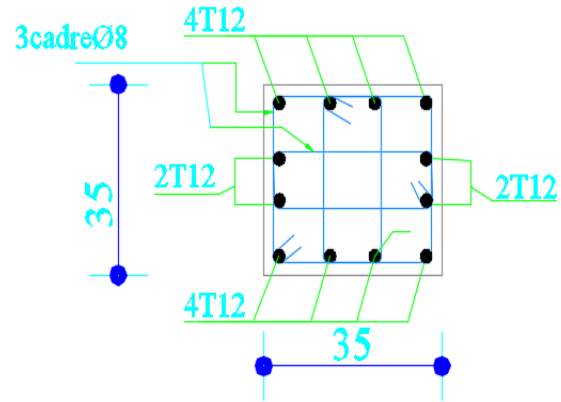
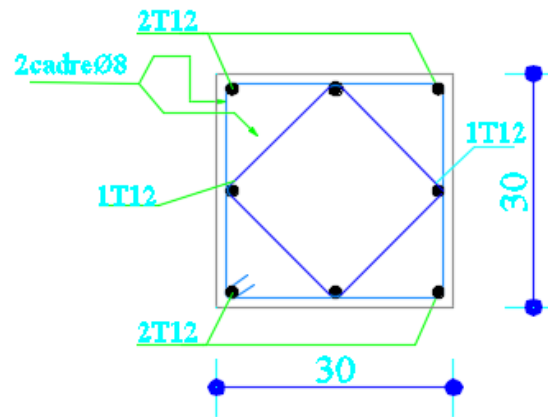


Schéma de ferrailage des poteaux RDC (60* 60)

Schéma de ferrailage des poteaux 1^{er} étage (55*55)

Schéma de ferrailage des poteaux 2^{ème} étage (50*55)Schéma de ferrailage des poteaux 3^{ème} étage (50*50)Schéma de ferrailage des poteaux 4^{ème} étage (45*50)

Schéma de ferrailage des poteaux 5^{ème} étage (45*45)Schéma de ferrailage des poteaux 6^{ème} étage (40*45)Schéma de ferrailage des poteaux 7^{ème} étage (35*45)

Schéma de ferrailage des poteaux 8^{ème} étage (35*35)Schéma de ferrailage des poteaux 9(1)^{ème} et 9(2)^{ème} étage et terrasse (30*30)

Voile X_X

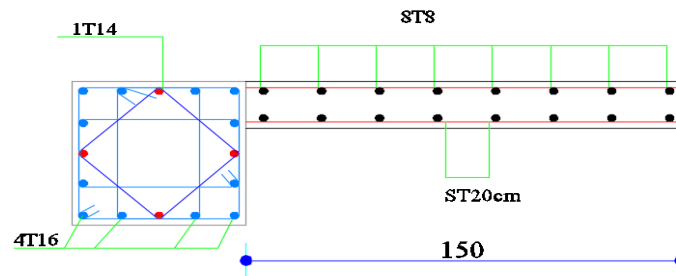


Schéma de ferrailage des voiles RDC (150*20)

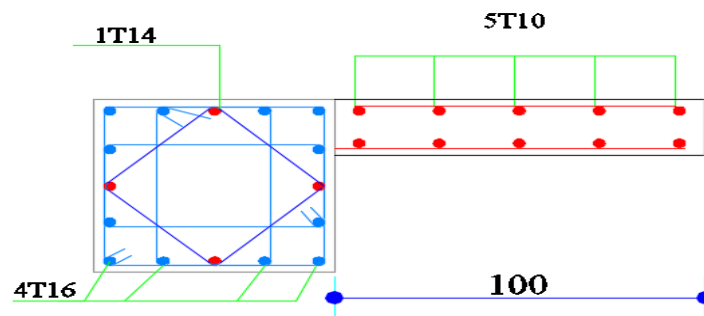


Schéma de ferrailage des voiles RDC (100*20)

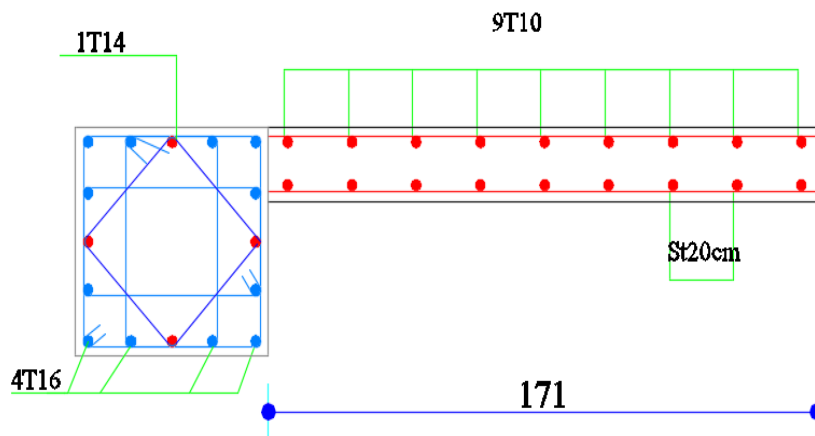


Schéma de ferrailage des voiles RDC (171*20)

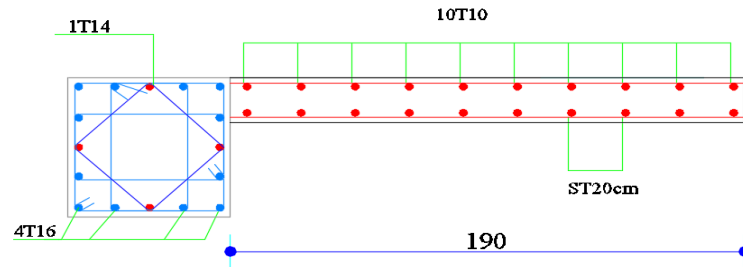


Schéma de ferrailage des voiles RDC (190*20)

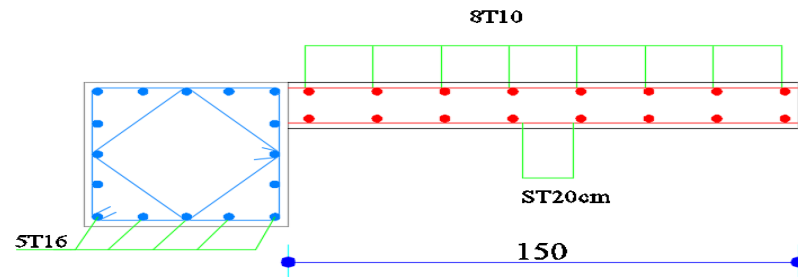


Schéma de ferrailage des voiles entre sol (150*25)

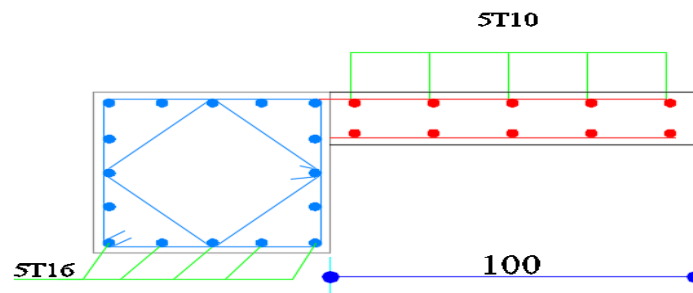


Schéma de ferrailage des voiles entre sol (100*25)

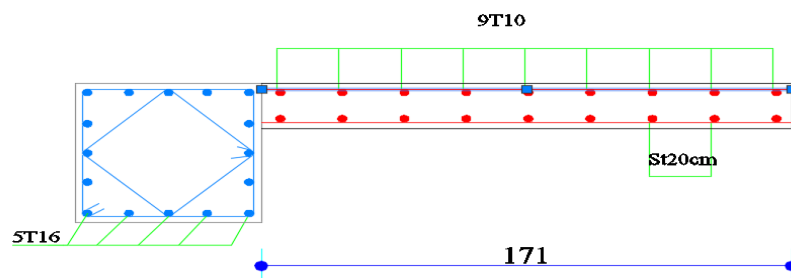


Schéma de ferrailage des voiles entre sol (171*25)

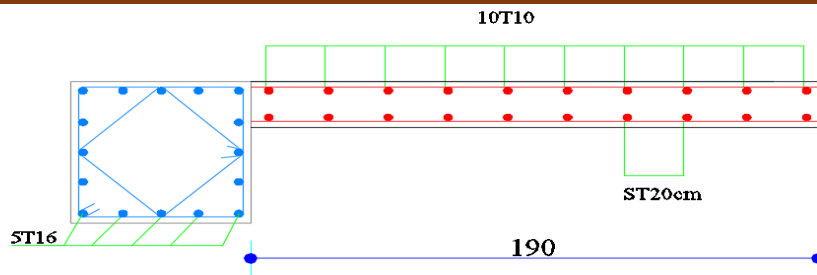


Schéma de ferrailage des voiles entre sol (190*25)

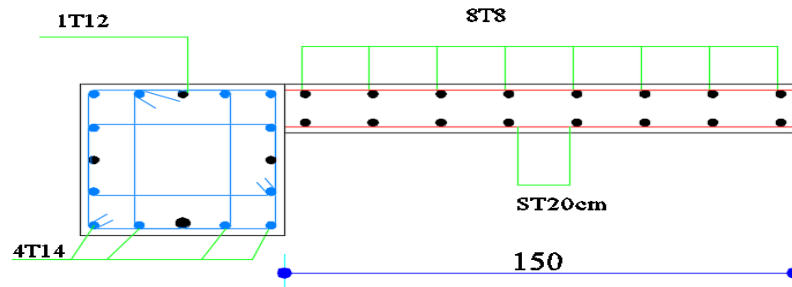


Schéma de ferrailage des voiles étage courant (150*15)

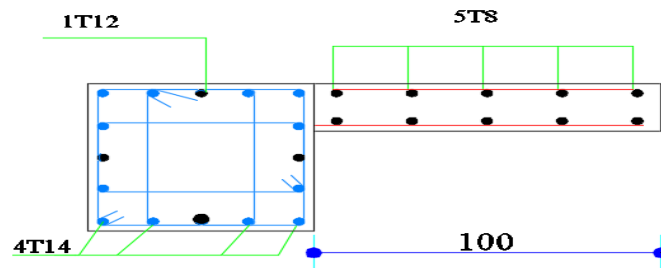


Schéma de ferrailage des voiles étage courant (100*15)

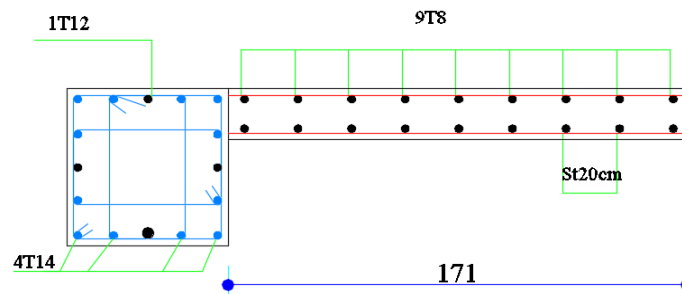


Schéma de ferrailage des voiles étage courant (171*15)

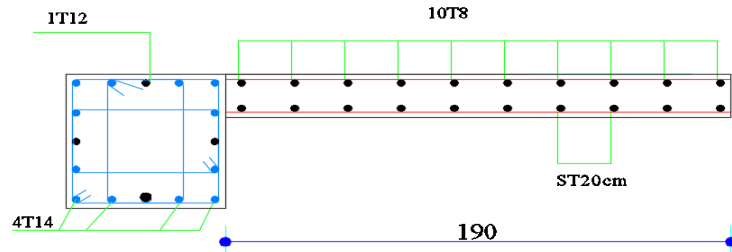


Schéma de ferrailage des voiles étage courant (190*15)

Voile Y_Y

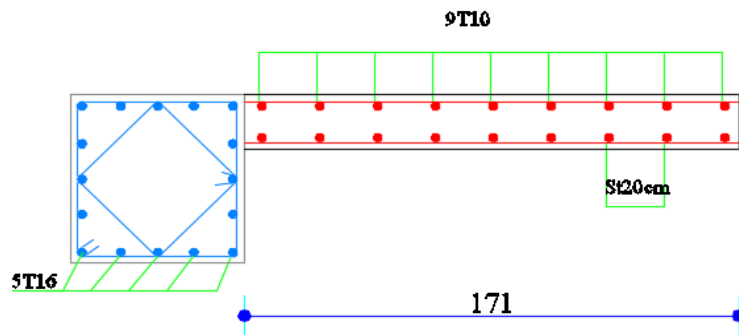


Schéma de ferrailage des voiles entre sol (171*25)

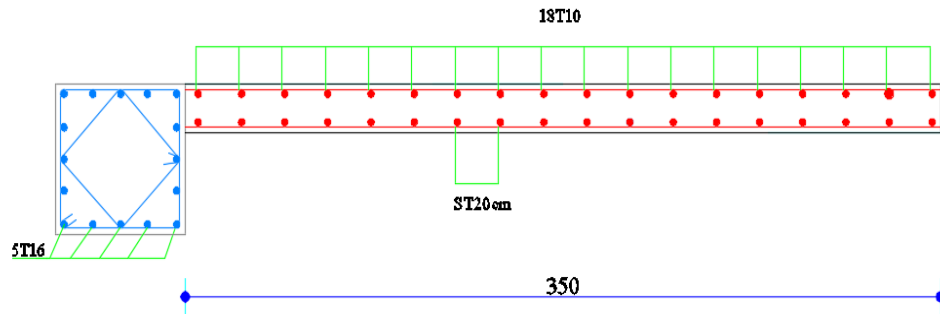


Schéma de ferrailage des voiles entre sol (350*25)

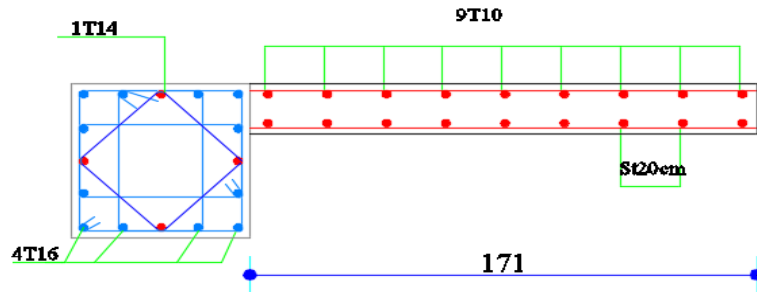


Schéma de ferrailage des voiles RDC (171*20)

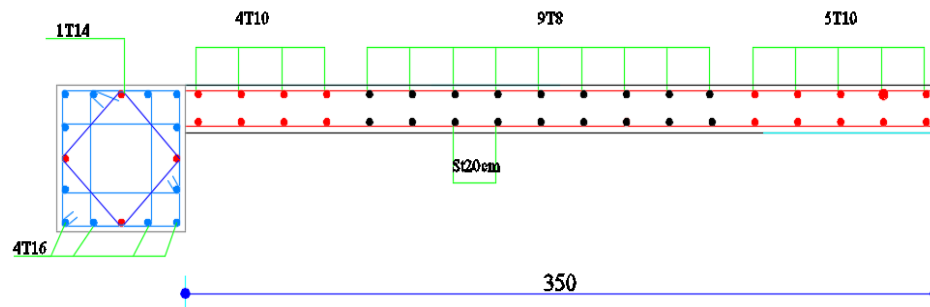


Schéma de ferrailage des voiles RDC (350*20)

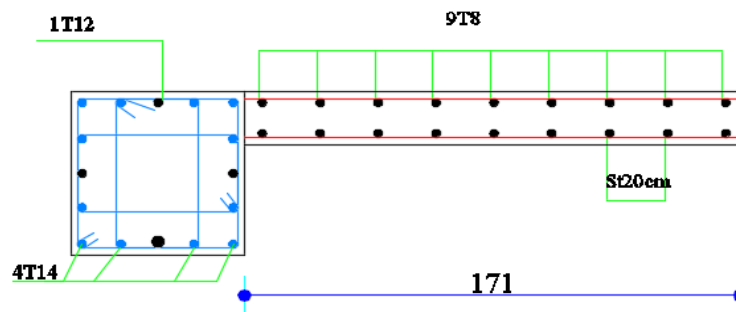


Schéma de ferrailage des voiles étage courant (171*15)

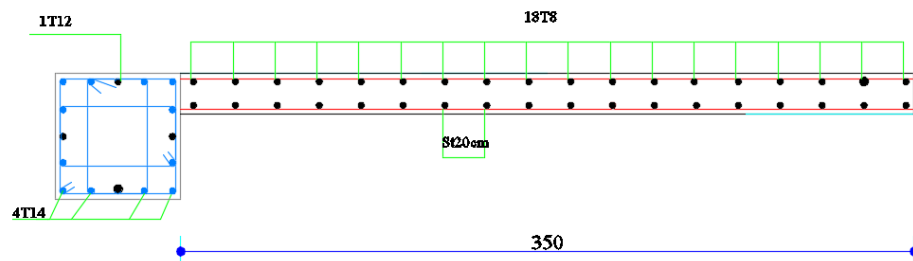


Schéma de ferrailage des voiles étage courant (350*15)



VII- CONCLUSION :

Le site objet de notre étude est destiné pour la *Réalisation d'une promotion immobilière de 120 logements composée de trois Blocs Type f2, f3, f4 duplex* (BLOC A : en R+7 + deux entre sol commerce, BLOC B : en R+9 + en duplex deux entre sol parking, BLOC C : en R+8+ en duplex deux entre sol parking) au lieu dit **TERCHA Cne EL KSEUR WILAYA DE BEJAI**

D'après les résultats des sondages pénétrométriques, les sondages carottés, essais SPT ainsi que les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes.

1. Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de $D = 1.50m$ de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel (bas de talus) et de prendre comme contrainte admissible $Q_{adm} = 2.00 \text{ bars}$;

2. Les paramètres géotechniques du sol à prendre en compte sont :

0,90 à 1,20 m	{	$\gamma_h = 2,00 t/m^3$ $C_{su} = 0,22 \text{ bars}$ $\Phi_{su} = 24,54^\circ$
au-delà 3,20 m	{	$\gamma_h = 2,02 t/m^3$ $C_{su} = 0,38 \text{ bars}$ $\Phi_{su} = 18,88^\circ$

3. Nous constatons que la nature de ce terrain est constitué essentielles par des :

- Argile marron en surface;

- Argile graveleuse beige en profondeur.

4. Eviter les travaux de terrassement en période de pluies ;

5. Le site est situé sur un terrain *incliné*, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales;

6. Selon les nombres de coups (N) calculé selon la formule suivant les Règles Parasismiques Algériennes : (RPA 99/ version 2003 Art 3.3.1 page 26), la classification du site est : S2 - site Ferme;

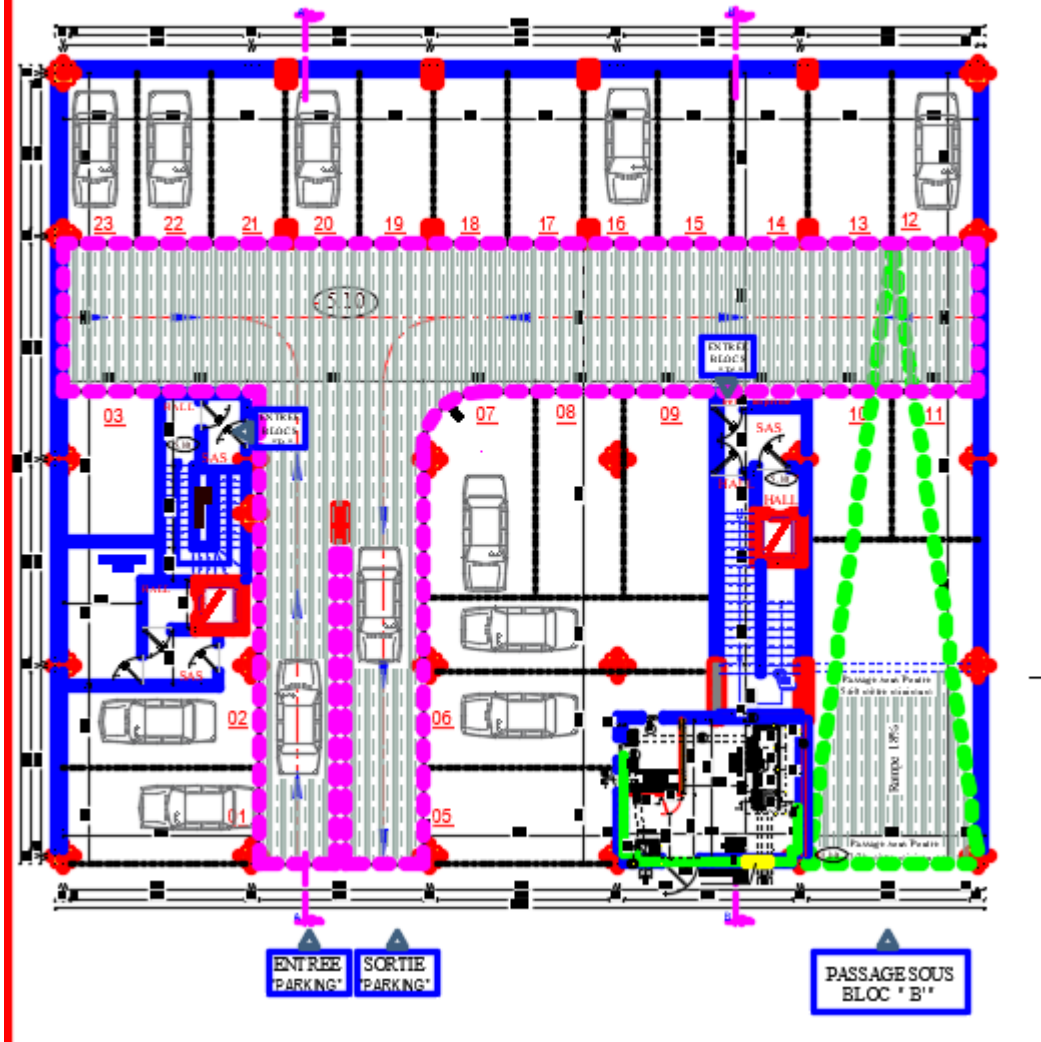
7. Selon les recommandations du CGS (règlement parasismique algérienne RPA 99/version 2003), la région de la wilaya de *Bejaia* est classée en zone de sismicité *moyenne IIa*. D'où, il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.



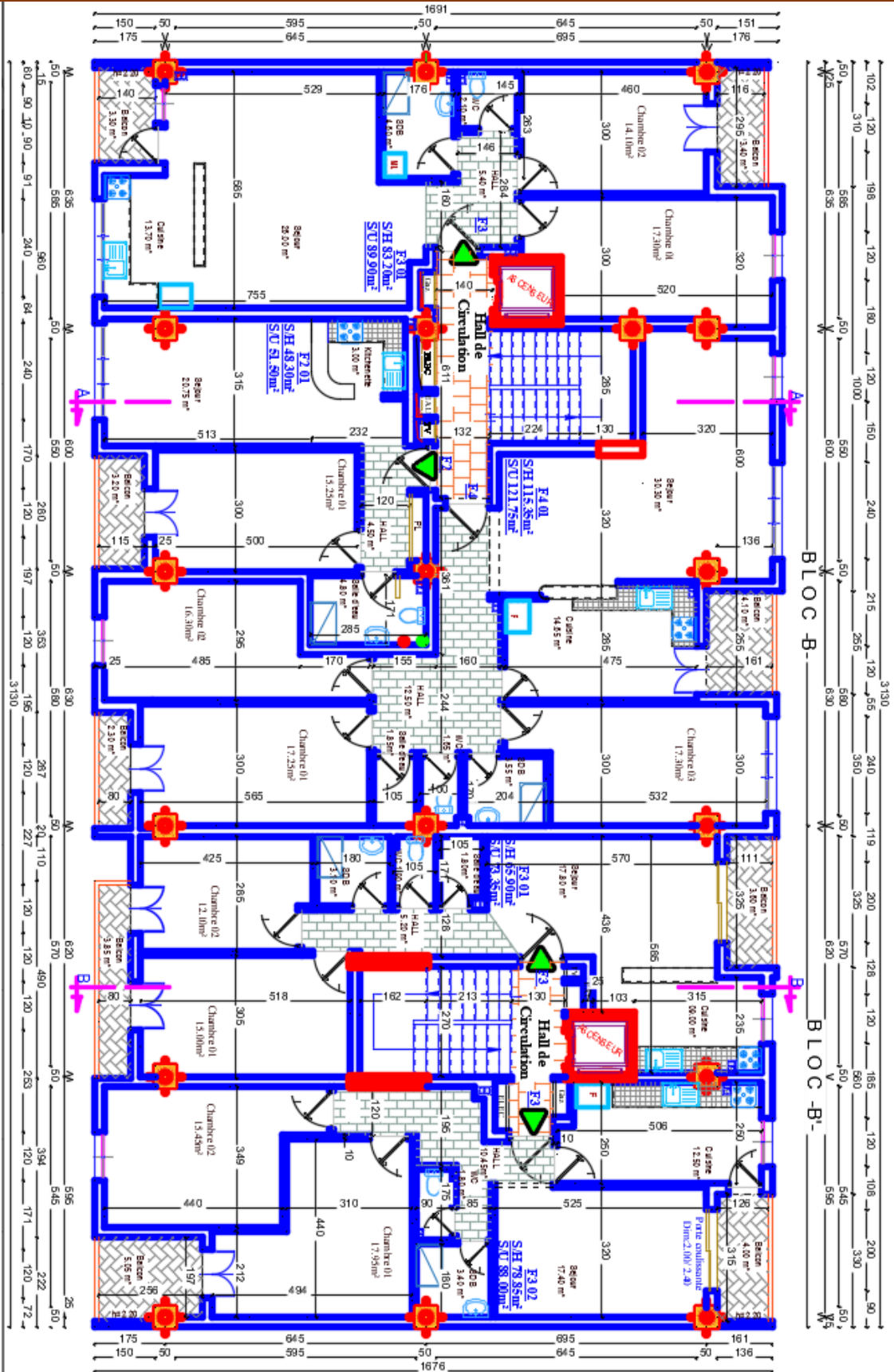
Établi par : CH. YOUSSEF
 Dossier N° : 0019/03/lab-sol/2021

Projet : Réalisation d'une promotion immobilière de 120 logements

VUE EN PLAN ENTRE - SOL

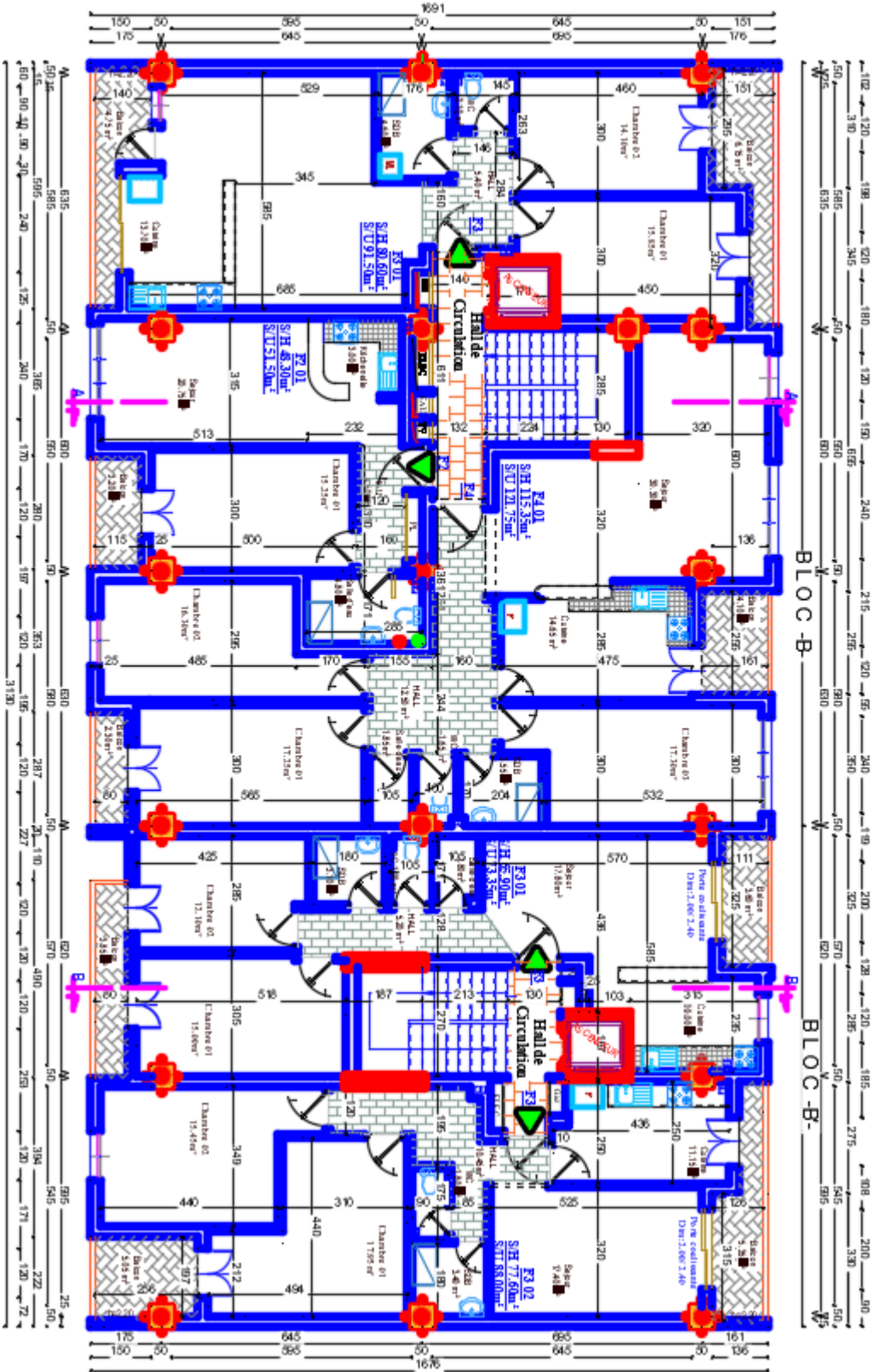


VUE EN PLAN ETAGE 01 ET 03

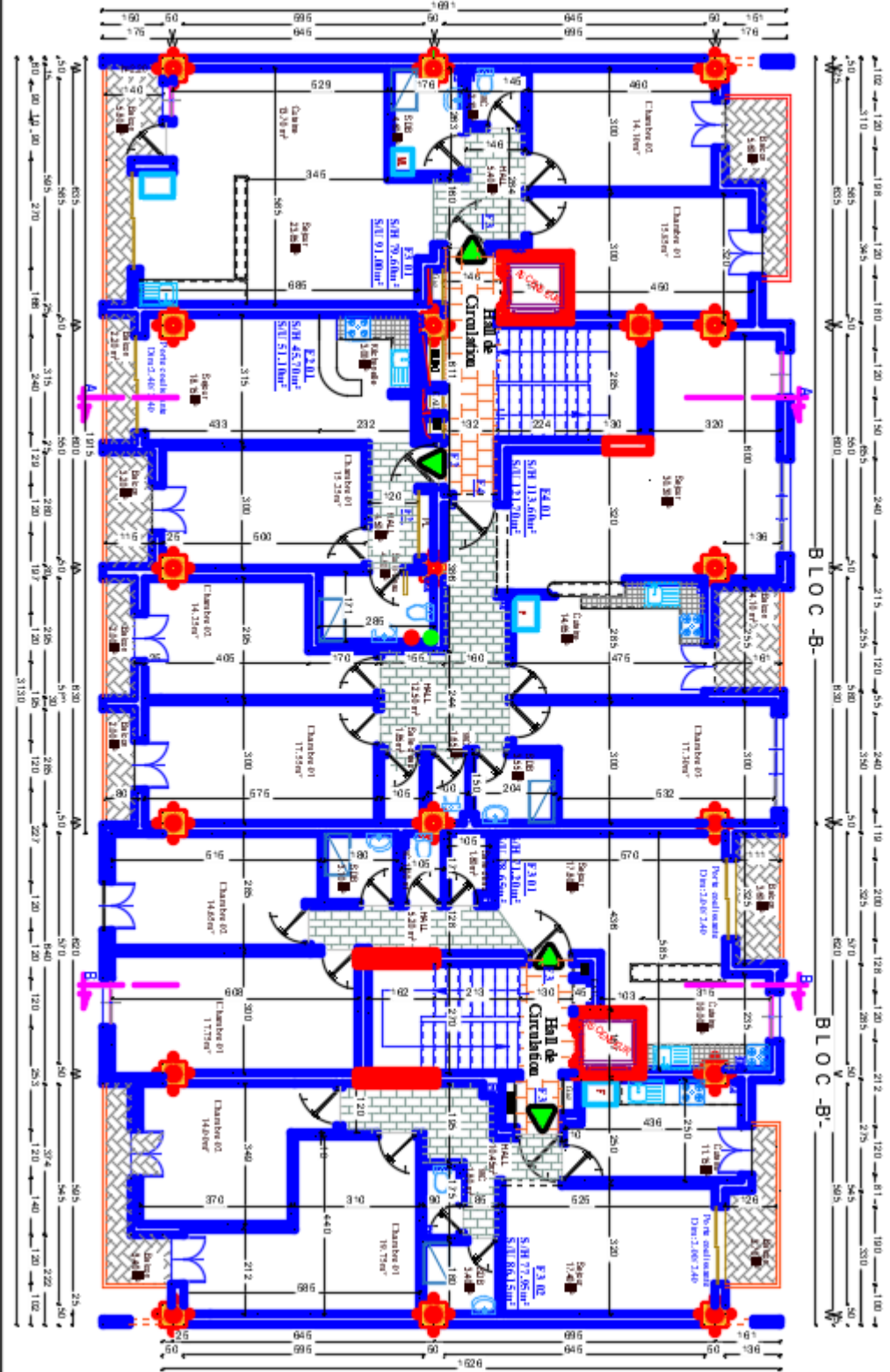


VUE EN PLAN ETAGE 02 ET 04

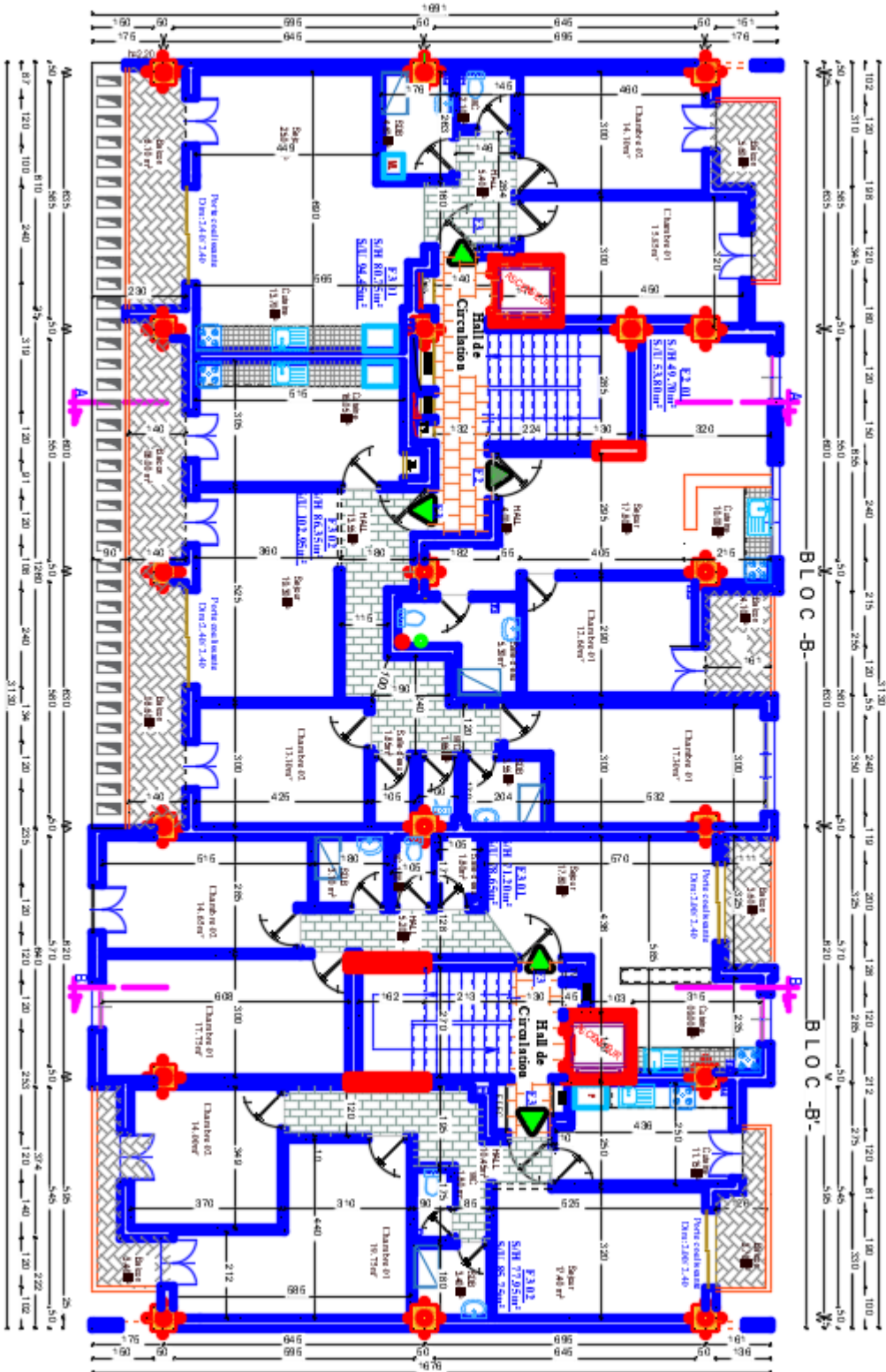
3/130



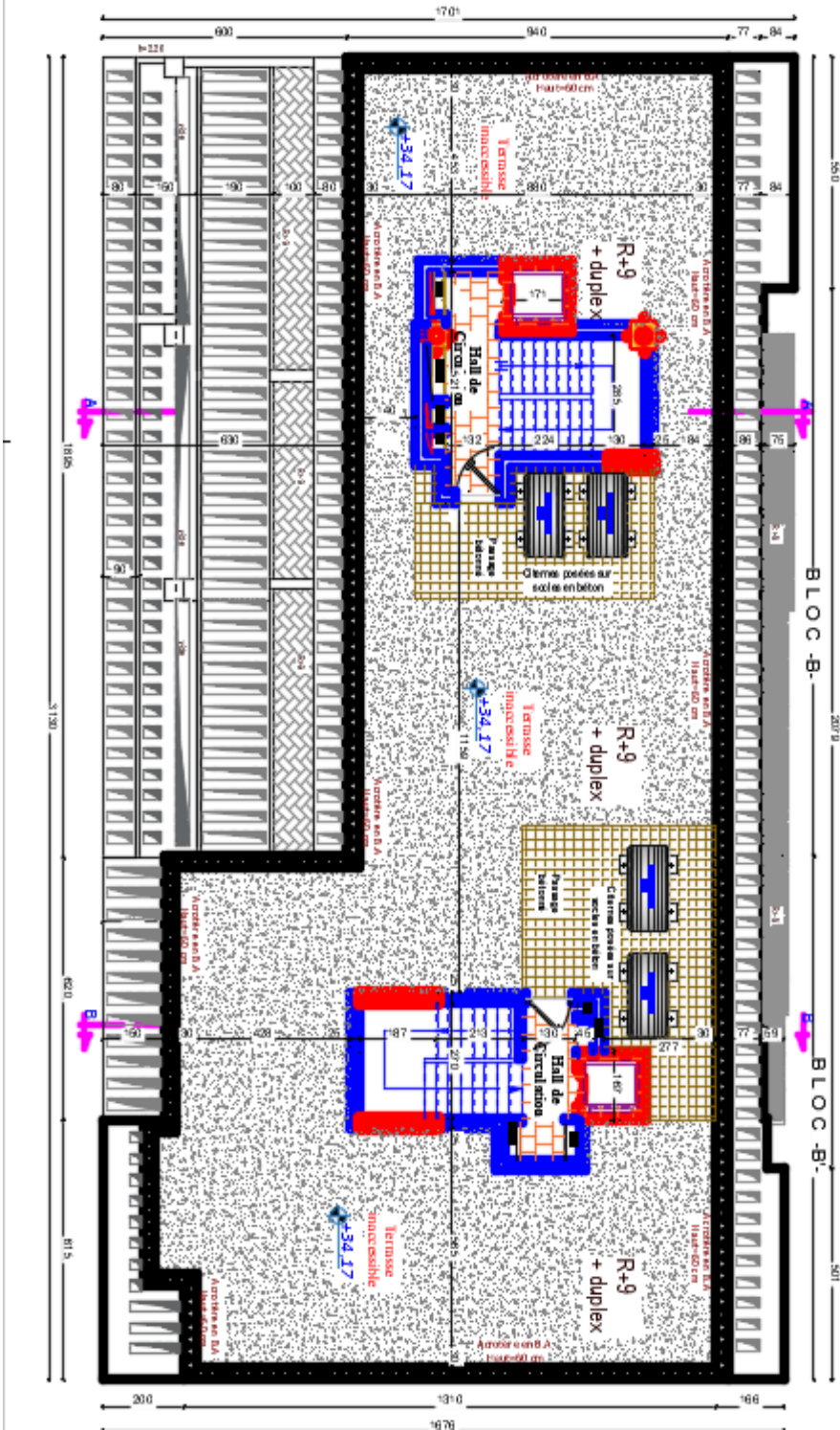
VUE EN PLAN ETAGE 07



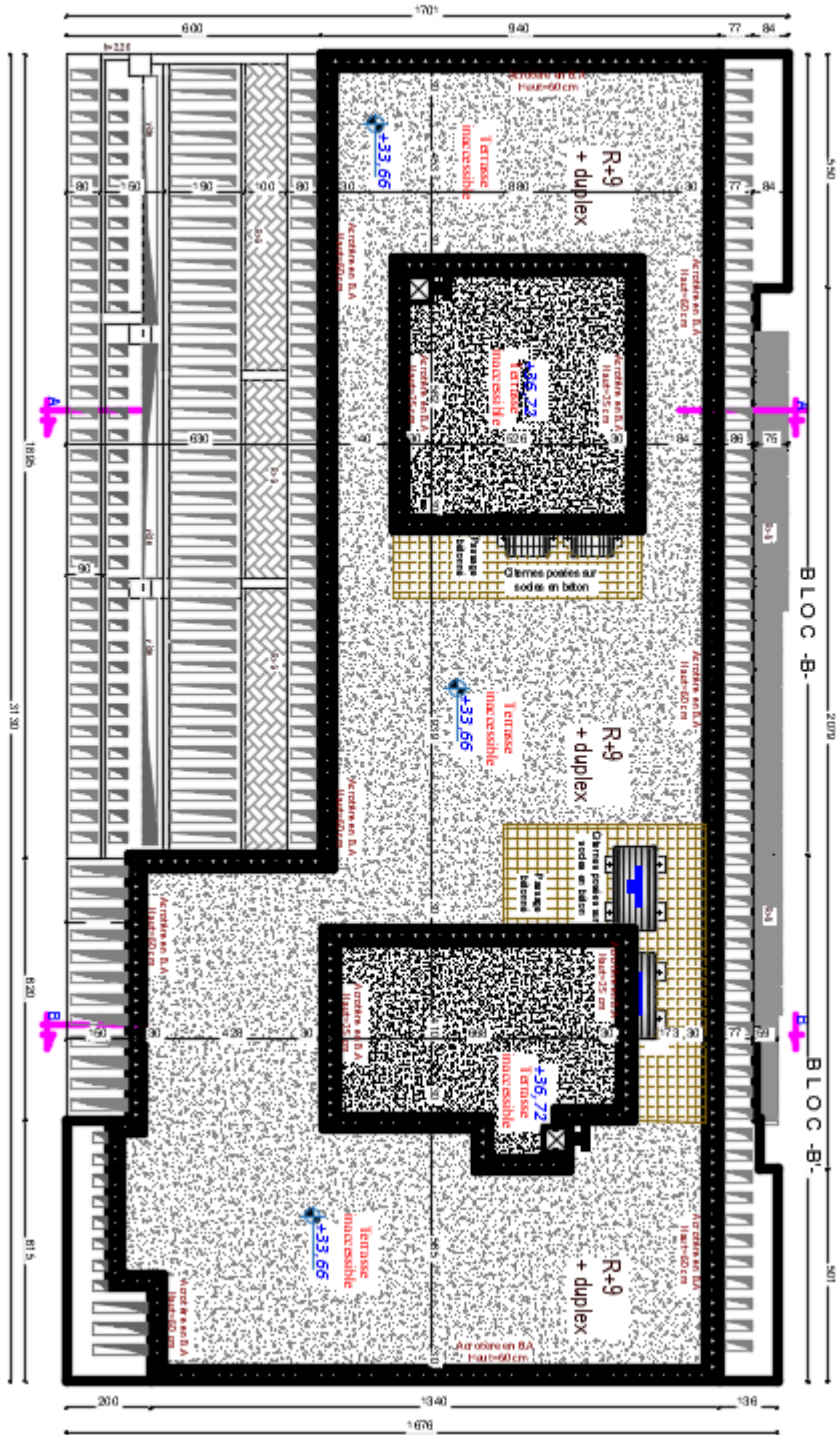
VUE EN PLAN ETAGE 08

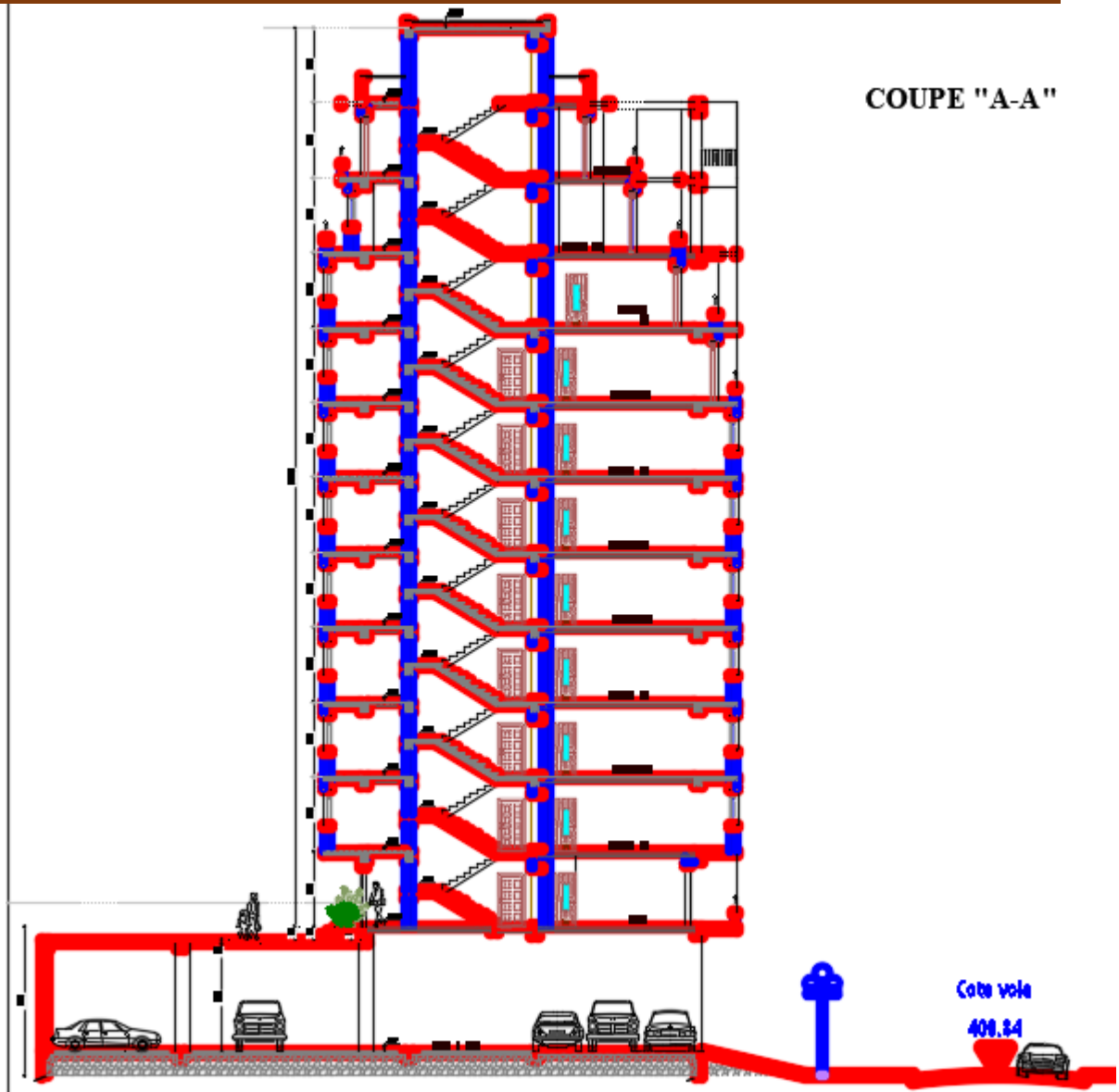


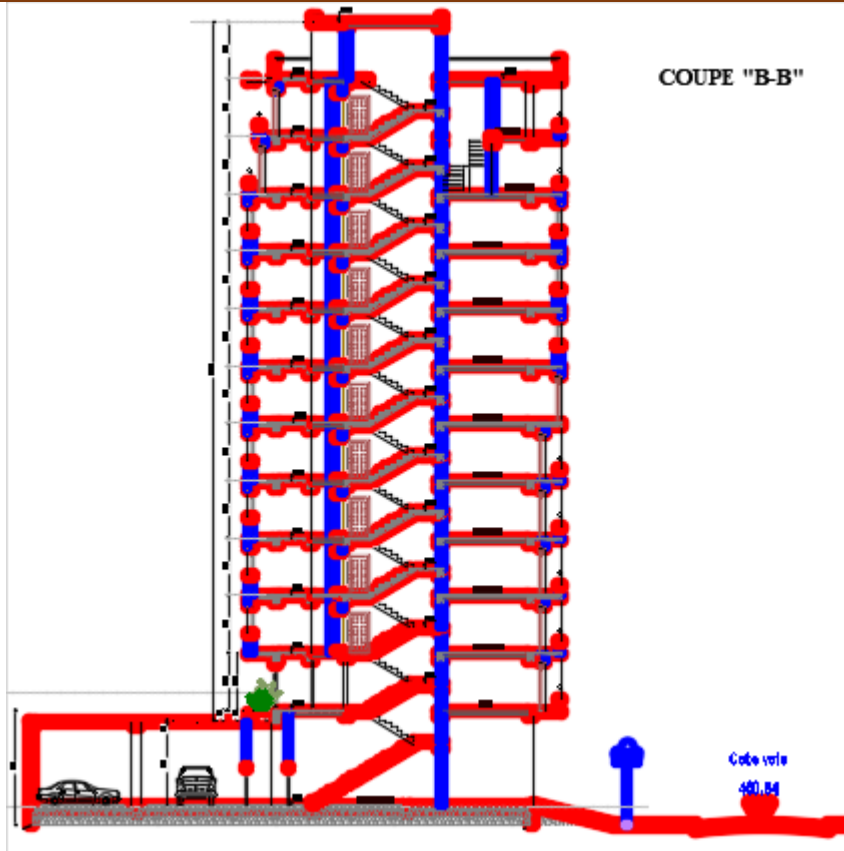
VUE EN PLAN TERRASSE



VUE EN PLAN TERRASSE INACCESSIBLE







FAÇADE PRINCIPALE "ENTREE LOGEMENTS"

