

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA-BOUMERDES



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil
Mémoire de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures et Constructions

Thème :

Etude d'un bâtiment (RDC+8 + S/Sol)
Contreventé par des voiles à usage multiple

Présenté par :

Foudi Mohamed

Bendouhou Hocine

Encadré par :

Dr. Tchamakdji mounir

Année Universitaire : 2023/2024

Remerciements

Nous remercions Allah, le Tout-Puissant, de nous avoir accordé la santé et la volonté nécessaires pour entreprendre et achever ce mémoire.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à M. Tchamakdji mounir pour avoir accepté de nous encadrer, pour ses précieux conseils, ainsi que pour la qualité exceptionnelle de son encadrement. Nous lui sommes reconnaissants pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité tout au long de la préparation de ce travail.

Enfin, nous souhaitons remercier nos enseignants, nos camarades, ainsi que toutes les personnes ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail. Nous remercions également ceux qui ont honoré ce mémoire par leur présence et leur participation.

Dédicaces

Avec toute ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux pour qui, quels que soient les mots choisis, je ne parviendrai jamais à exprimer pleinement mon amour sincère.

À l'homme, précieux cadeau de Dieu, à qui je dois la vie, la réussite et tout mon respect : mon cher père.

À la femme qui a souffert en silence pour m'épargner toute douleur, qui n'a jamais refusé mes demandes et qui a toujours fait preuve d'un dévouement sans faille pour mon bonheur : mon adorable mère.

À mes chères sœurs, pour qui je sais que ma réussite compte énormément. Que Dieu vous protège et vous comble d'une vie pleine de bonheur, de joie et de succès.

À mon promoteur, Dr. Tchamakdji Mounir.

À tous mes enseignants de l'UMBB.

Bendouhou Hocine.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À ceux que j'aime au-delà des frontières de l'imagination :

À ma très chère et adorable mère, qui a illuminé mon chemin et m'a soutenu tout au long de mes études.

À l'homme, précieux cadeau de Dieu, à qui je dois la vie, la réussite et tout mon respect : mon cher père Que Dieu t'accorde Sa miséricorde et te garde en paix.

À mes frères et sœurs.

À tous mes amis.

À mon binôme, Hocine.

À mon promoteur, Dr. Tchamakdji Mounir.

À tous mes enseignants de l'UMBB.

Foudi Mohamed.

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de R+8 étages avec S- sol qui sera implantée dans la commune de **ALGER** classée dans une zone **III** selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles. L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (**ROBOT**).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003).

La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

Abstract

The aim of this study is to design a structure for residential and commercial use of G+8 floors with basement , which will be located in the commune of **ALGER**, classified in zone **III** according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 version 2003).

The beams, the columns, and the walls ensure the stability of the structure. The software (ROBOT) had established the study and the analysis of this project.

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003).

The fondation system is consiste by rib raft fondation.

ملخص

يهدف هذا المشروع الى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري، تتألف من قبو + طابق ارضي + 8 طوابق، يتم إنجازها ببلدية دار البيضاء /المصنفة في المنطقة الزلزالية رقم **III** حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (99 نسخة 2003) .

ان استقرار البناية بكل الحملات العمودية والافقية مضمون بواسطة العارضات، الاعمدة والجدران الخرسانية المسلحة، تمت دراسة وتحليل البناية باستعمال (**ROBOT**).

بالنسبة لتحديد الابعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبنائة صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في

الجزائر (BAEL91 و RPA 99 version 200)

تتكون أساسات المبنى من حصىرة مضلعة.

Sommaire :

Introduction générale	1
chapitre I	2
Présentation De projet,	2
Donnés hypothèse de calcul.	2
I. Chapitre 1 : Présentation du projet	3
I.1.1 Plan de masse:	3
I.1.2 Les plans D'architect:	4
I.1.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment :	13
I.1.4 Caractéristiques géotechniques du sol :	13
I.2 Donnés hypothèse de calcul:	13
I.2.1 Le béton:	13
I.2.2 acier :	14
I.2.3 Le sol :	15
I.2.4 Règlements suivis :	16
I.2.5 Logiciels utilisés :	16
chapitre II	17
Pré-dimensionnement des éléments.	17
II. Chapitre 2 : Pré-dimensionnement des éléments	18
II.1 Pré-dimensionnement des planchers :	18
II.2 Pré-dimensionnement des poutres:	19
II.2.1 Pré-dimensionnement des poutres principales :	20
II.2.2 Pré-dimensionnement des poutres secondaires :	21
II.3 Pré-dimensionnement des poteaux :	21
II.4 Calcul des charges permanentes :	22
II.5 Calcul des charges d'exploitation :	23
II.6 Pré-dimensionnement des voiles:	25
chapitre III	27
Ferraillage des éléments non structuraux.	27
III. Chapitre 3 : Ferraillage des éléments non structuraux	28
III.1 Etude d'escaliers :	28
III.1.1 Schéma statique :	29
III.1.2 calcule du moment fléchissant et de l'effort tranchant :	29
III.1.3 .Ferraillage :	30
III.1.4 Schéma de ferraillage :	31
III.2 Calcul du balcon :	31
III.2.1 schéma statique :	32

III.2.2	calcul du moment et de l'effort tranchant :-----	32
III.2.3	Ferraillage :-----	33
III.2.4	Schéma de ferraillage :-----	33
III.3	Calcul de Plancher :-----	34
III.3.1	Dalle de compression :-----	34
III.3.2	Calcul des poutrelles :-----	34
III.3.3	Vérification :-----	46
III.3.4	Schéma de ferraillage:-----	50
chapitre IV	:-----	51
Etude dynamique	-----	51
et sismique.	-----	51
IV.	Chapitre 4 : Etude dynamique et sismique-----	52
IV.1	Etude dynamique:-----	52
IV.1.1	Objectif de l'étude dynamique :-----	52
IV.1.2	Modélisation de la structure étudiée :-----	52
IV.1.3	Présentation du logiciel Robot Structural Analysis :-----	52
IV.2	Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires :-----	53
IV.3	Etude sismique de bâtiment :-----	56
IV.3.1	Choix de la méthode de calcul :-----	56
IV.3.2	Analyse modale spectrale-----	56
IV.3.3	Vérification des exigences de RPA99/2003 :-----	63
IV.4	Conclusion:-----	67
chapitre V	:-----	68
Ferraillage des éléments principaux.	-----	68
V.	Chapitre 5 : Ferraillage des éléments principaux-----	69
V.1	Introduction :-----	69
V.2	Ferraillage des poteaux :-----	69
V.2.1	Combinaison des charges :-----	70
V.2.2	Ferraillage :-----	70
V.2.3	Exemple de calcul :-----	71
V.2.4	Recommandations :-----	72
V.2.5	Ferraillage transversal :-----	73
V.2.6	Shéma de ferraillages des poteaux:-----	73
V.3	Ferraillage des poutres :-----	74
V.3.1	Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :-----	75
V.3.2	Armatures longitudinales:-----	76
V.3.3	Armature transversal :-----	77
V.4	Ferraillage des voiles :-----	78

V.4.1	Les combinaisons d'action : -----	78
V.4.2	Calcul des armatures longitudinales : -----	79
V.4.3	Calcul des armatures transversales : -----	80
chapitre VI	: -----	81
Conception et calcul de l'infrastructure.	-----	81
VI.	Chapitre 6 : Conception et calcul de l'infrastructure -----	82
VI.1	Choix du type de fondation : -----	82
VI.1.1	Semelle isolée : -----	82
VI.1.2	Semelles filantes : La surface du la semelle sera déterminer en vérifiant la condition : -----	83
VI.2	Etude du radier : -----	83
VI.2.1	Pré-dimensionnement du radier : -----	84
VI.2.2	Calcul des charges et surcharges : -----	85
VI.3	Vérifications : -----	85
VI.3.1	Surface minimale du radier : -----	85
VI.3.2	Évaluation et vérification des contraintes sous le radier : -----	86
VI.3.3	Calcul du centre de gravité : -----	86
VI.4	Ferraillage du radier : -----	87
VI.4.1	Ferraillage de la dalle : -----	87
VI.4.2	Vérification à L'ELS: -----	89
VI.4.3	Ferraillage de la nervure : -----	89
VI.4.4	Vérification de la contrainte tangentielle du béton : -----	91
VI.4.5	Ferraillage du débord : -----	91
VI.5	Etude des voiles périphérique : -----	92
VI.5.1	Etude de voile périphérique : -----	93
VI.5.2	Ferraillage du voile périphérique : -----	94
VI.5.3	Vérification nécessaires : -----	94
Conclusion générale :	-----	96

Liste Des Figures :

Figure I 1.:Plan de masse. -----	3
Figure I 2:Plan sous-sol. -----	4
Figure I 3:Plan RDC -----	5
Figure I 4:Plan Du 1er au 4eme Étg-----	6
Figure I 5:Plan Du 5 et 6eme Étg -----	7
Figure I 6:Plan Duplex -----	8
Figure I 7:Plan 8eme Étg et Duplex. -----	9
Figure I 8:Plan Toiture-----	10
Figure I 9:Coupe A-A.-----	11
Figure I 10:Plan 2D Façade Principale. -----	12
Figure I 11: Diagrammes de calcul contraintes-déformations du béton.-----	13
Figure I 12:Diagramme de calcul contraintes-déformations de l'acier.-----	14
Figure II 1: Vue en 3D plancher corps creux.-----	18
Figure II 2: Sens porteurs. -----	18
Figure II 3: Vue en 3D des poutres principales et secondaires. -----	19
Figure II 4: Vue en 3D poutre principale. -----	20
Figure II 5: Vue en 3D poutre secondaire. -----	21
Figure II 6: Poteau le plus sollicité. -----	22
Figure II 7: Vue en 3D disposition des voiles. -----	25
Figure III 1:Vue 3D de l'escalier. -----	28
Figure III 2: Schéma statique.-----	29
Figure III 3: les moments fléchissant À ELU.-----	29
Figure III 4: les moments fléchissant À ELS. -----	29
Figure III 5: les efforts tranchants À ELU. -----	30
Figure III 6: les efforts tranchants À ELS.-----	30
Figure III 7: Schéma de ferrailage escaliers 2D. -----	31
Figure III 8: : Model 3D du balcon. -----	31
Figure III 9: Schéma statique de balcon. -----	32
Figure III 10:Diagrammes des moment. -----	32
Figure III 11:Diagrammes des efforts tranchants.-----	32
Figure III 12: Diagramme de moment M max et l'effort Tmax.-----	36
Figure III 13: Diagramme des moments fléchissant à ELU. -----	41
Figure III 14: Diagramme des efforts tranchants à ELU.-----	42
Figure III 15: Diagramme des moments fléchissant à ELS. -----	42
Figure III 16: Diagramme des efforts tranchants à ELS. -----	43
Figure III 17: Schéma de ferrailage de la Poutrelle. -----	46
Figure III 18: Schéma de ferrillage de la Dalle de compression. -----	50
Figure IV 1: schéma de la structure en 3D.-----	53
Figure IV 2: 1er Mode de translation suivant l'axe X-X de période $T=0,73s$. -----	54
Figure IV 3: 2ème Mode de translation suivant l'axe Y-Y de période $T=0,66s$. -----	55
Figure IV 4: 3ème Mode de rotation autour de l'axe Z de période $T=0,47s$.-----	55
Figure IV 5: Disposition et nomination des voiles (vue en plan). -----	62

<i>Figure V 1: Sollicitations du poteau en 3D.</i>	69
<i>Figure V 2: Shéma de ferrailages des poteaux.</i>	73
<i>Figure V 3: Disposition de la poutre principale.</i>	74
<i>Figure V 4: Diagramme des moments fléchissant a l'ELU.</i>	75
<i>Figure V 5: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.</i>	75
<i>Figure V 6: Diagramme des efforts tranchants a l'ELU.</i>	76
<i>Figure V 7: Schéma de ferrailage poutre.</i>	77
<i>Figure V 8: Sollicitation du voile en 3D.</i>	78
<i>Figure V 9: Schéma de ferrailage voile.</i>	80
<i>Figure VI 1: Semelle isolée .</i>	82
<i>Figure VI 2: Semelles filantes.</i>	83
<i>Figure VI 3: Radier de la structure.</i>	84
<i>Figure VI 4: Dalle la plus sollicité. </i>	87
<i>Figure VI 5: Évaluation des moments à L'ELU et L'ELS.</i>	88
<i>Figure VI 6: Dimension de la nervure. </i>	89
<i>Figure VI 7: Transmission des charges des dalles au nervure. </i>	90
<i>Figure VI 8: Ferrailage de la dale.</i>	92
<i>Figure VI 9: Disposition des cadres de la nervure.</i>	92
<i>Figure VI 10: Disposition des cadres de la nervure.</i>	92
<i>Figure VI 11: Schéma statique du voile périphérique.</i>	93

Liste Des Tableaux :

Tableau I 1: Caractéristiques mécaniques du béton.	14
Tableau I 2: Les Caractéristiques Mécaniques de L'acier.	15
Tableau I 3: les Caractéristiques mécaniques du sol .	15
Tableau II 1.1: Vérification des conditions.	19
Tableau II 2: Pré-dimensionnement des poutres principales.	20
Tableau II 3: Pré-dimensionnement des poutres secondaires.	21
Tableau II 4: Charges permanentes des éléments.	22
Tableau II 5: Charges permanentes revenant aux poteaux.	22
Tableau II 6: Dégression des charges d'exploitation.	23
Tableau II 7: Section transversale des poteaux.	24
Tableau II 8: Pré-dimensionnement des voiles.	25
Tableau III 1: Calcul des armatures.	30
Tableau III 2: Calcul des armatures.	33
Tableau III 3: Moment a L'ELU.	40
Tableau III 4: Moment a L'ELS.	40
Tableau III 5: efforts tranchants à ELU .	40
Tableau III 6: efforts tranchants à ELS .	41
Tableau IV 1: périodes, modes et facteurs de participation massique.	54
Tableau IV 2: Coefficient de comportement R.	57
Tableau IV 3: Facteur de qualité.	60
Tableau IV 4: Vérification des forces sismique.	63
Tableau IV 5: Déplacement inter-étage dans le sens x-x.	64
Tableau IV 6: Déplacement inter-étage dans le sens y-y .	64
Tableau IV 7: Vérification de l'effet P-Delta suivant X-X.	65
Tableau IV 8: Vérification de l'effet P-Delta suivant Y-Y.	66
Tableau IV 9: Vérification de Renversement suivant X-X.	66
Tableau IV 10: Vérification de Renversement suivant Y-Y.	67
Tableau IV 11: Vérification des poteaux à l'effet normal réduit.	67
Tableau V 1: Combinaison des charges.	70
Tableau V 2: Calcul des armatures longitudinales.	71
Tableau V 3: Exemple de calcul des armatures longitudinales.	72
Tableau V 4: Recommandation de calcul.	72
Tableau V 5: Recommandations de calcul.	73
Tableau V 6: Calcul des armatures transversales.	73
Tableau V 7: Sollicitations de calcul.	76
Tableau V 8: Calcul des armatures longitudinales.	76
Tableau V 9: Calcul des armatures transversales.	77
Tableau V 10: Combinaison des charges.	78
Tableau V 11: armatures longitudinales.	79
Tableau V 12: Recommandation de calcul.	79
Tableau V 13: Calcul des armatures longitudinales.	80
Tableau V 14: Recommandation de calcul.	80
Tableau V 15: Calcul des armatures transversales.	80

<i>Tableau VI 1: Pré-dimensionnement du radier.</i>	84
<i>Tableau VI 2: Calcul des charges et surcharges.</i>	85
<i>Tableau VI 3: Résultats de calcul des charges et des surcharges.</i>	85
<i>Tableau VI 4: vérification de la surface minimale du radier.</i>	85
<i>Tableau VI 5: Centre de gravité et moment d'inertie de la structure.</i>	86
<i>Tableau VI 6: Vérification des contraintes.</i>	86
<i>Tableau VI 7: Évaluation des moments.</i>	87
<i>Tableau VI 8: Ferrailage de la dalle.</i>	88
<i>Tableau VI 9: Vérification à L'ELS.</i>	89
<i>Tableau VI 10: Évaluation des charges.</i>	90
<i>Tableau VI 11: Section d'armatures adoptées.</i>	90
<i>Tableau VI 12: Vérification à L'ELS.</i>	90
<i>Tableau VI 13: Effort appliqués sur le débord.</i>	91
<i>Tableau VI 14: méthode de calcul.</i>	93
<i>Tableau VI 15: Sollicitations de calcul.</i>	93
<i>Tableau VI 16: Calcul des armatures.</i>	94
<i>Tableau VI 17: Vérification à l'ELS.</i>	94

Introduction

générale

Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés favorise la construction en hauteur pour optimiser l'utilisation de l'espace. En Algérie, la croissance démographique rapide et la rareté des terrains urbains libres incitent les autorités à adopter cette approche. Ainsi, notre projet de fin d'études, intitulé "Etude et calcul d'un bâtiment R + 08 avec sous-sol contreventé par des voiles à usage multiple", répond à cette nécessité. Il nous permet d'appliquer nos connaissances acquises durant notre formation et de les mettre en pratique dans un projet concret, en coordination pour la première fois.

Le choix du béton armé pour la construction s'explique par son avantage économique par rapport à d'autres matériaux tels que la charpente métallique ou le bois. De plus, compte tenu de l'activité sismique intense en Algérie due à sa position dans une zone de convergence de plaques tectoniques, une étude dynamique est essentielle pour évaluer le comportement de la structure face aux séismes.

Notre projet se concentre sur le calcul d'un bâtiment en béton armé, situé à Alger, dans une zone III à élevée sismicité, comprenant un rez-de-chaussée, huit étages et un sous-sol. Chaque aspect de l'ouvrage doit répondre à des critères spécifiques pour garantir son efficacité : la sécurité, en assurant la stabilité de la structure, l'aspect économique pour maîtriser les coûts, le confort des utilisateurs et l'esthétique.

Notre travail se divise en six chapitres :

1. Présentation exhaustive du bâtiment, Données Hypothèse de calcul.
2. Pré-dimensionnement des éléments principaux.
3. Calcul et ferrailage des éléments non structuraux.
4. Étude dynamique du bâtiment, incluant la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Cette étude sera réalisée à travers l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT .
5. Ferrailage des éléments principaux.
6. Conception et calcul de l'infrastructure.

Notre travail se clôturera par une conclusion générale.

CHAPITRE I :
PRÉSENTATION DE PROJET,
DONNÉES HYPOTHÈSE DE
CALCUL.

I. Chapitre 1 : Présentation du projet

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude d'un bloc en R+8 avec sous sol contreventé par des voiles et des portiques, implanté à Alger (Dar El Beida), considérée comme une zone de élevée sismicité « Zone III » selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). Le projet est composé d'un seul bâtiment en R+8 avec un sous-sol en béton armé comportant: - 18 logements type F3./ 4 logements type F5./ 2 logements type Duplex

Le rez de chaussée à usage commercial (boutiques).

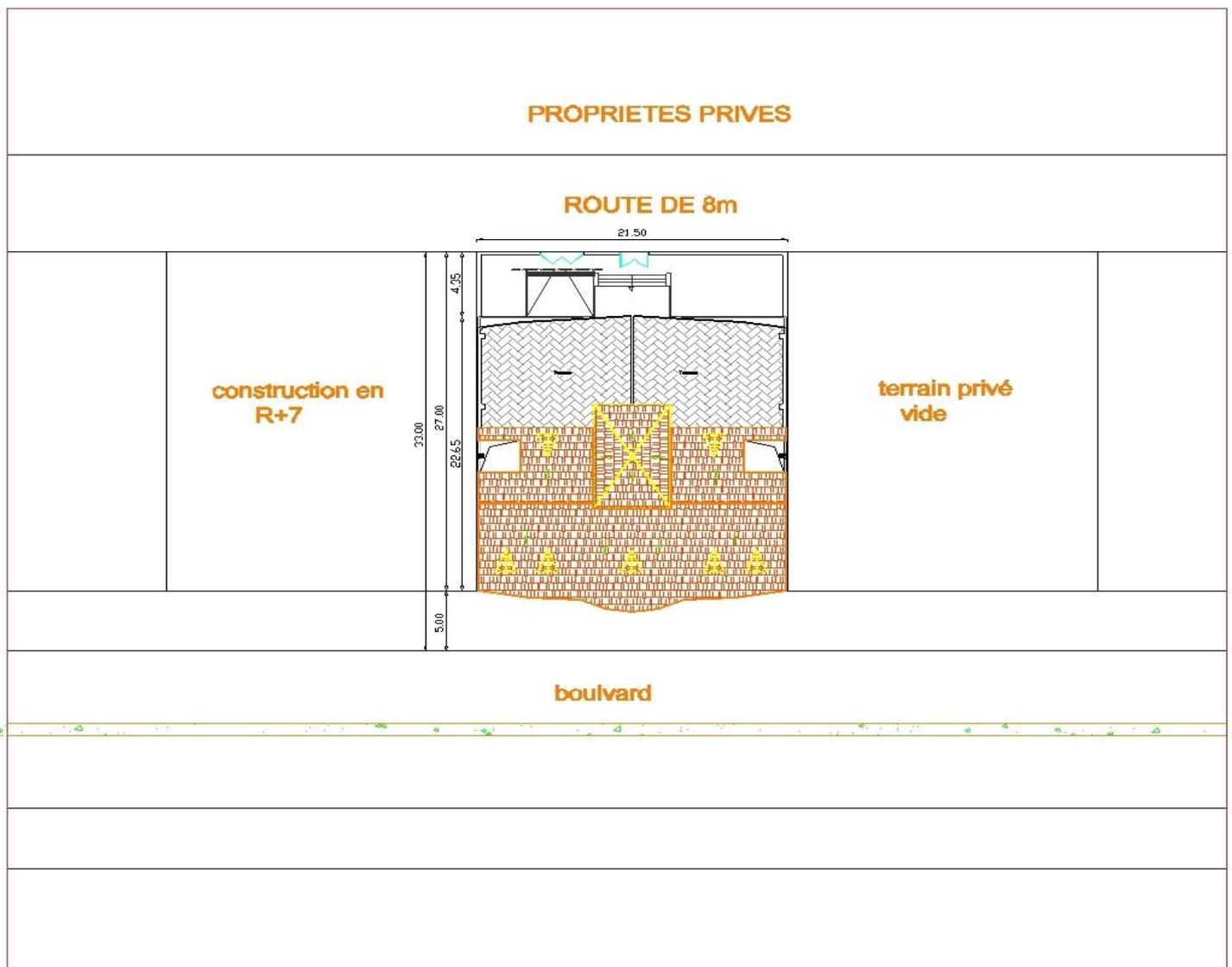
Les étages courants sont à usage habitation.

Le sous- sol est aménagé en parking .

I.1.1 Plan de masse:

Figure I 1.:Plan de masse.

PLAN DE MASSE
Ech : 1/200



I.1.2 Les plans D'architect:

Figure I 2:Plan sous-sol.

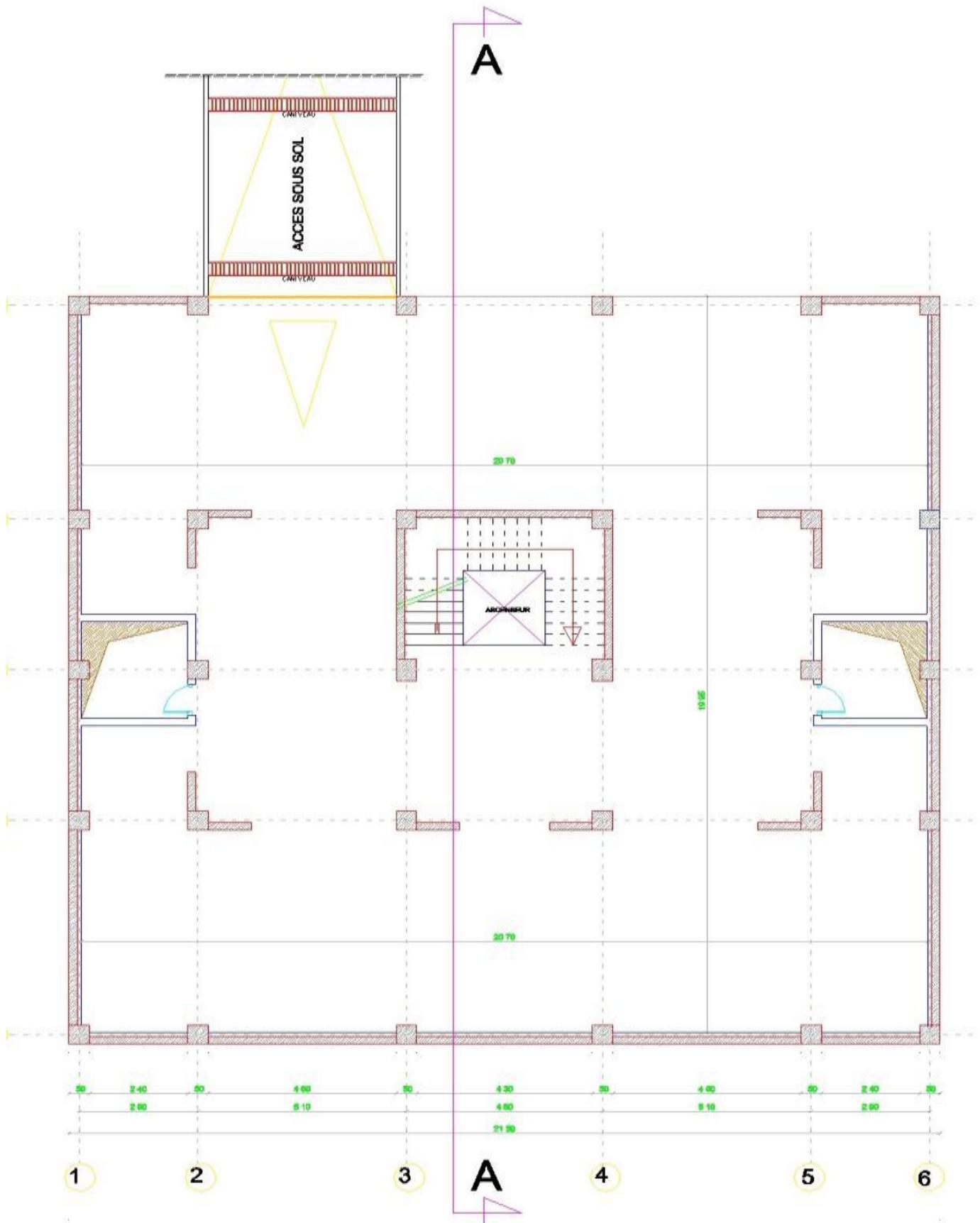


Figure I 3: Plan RDC

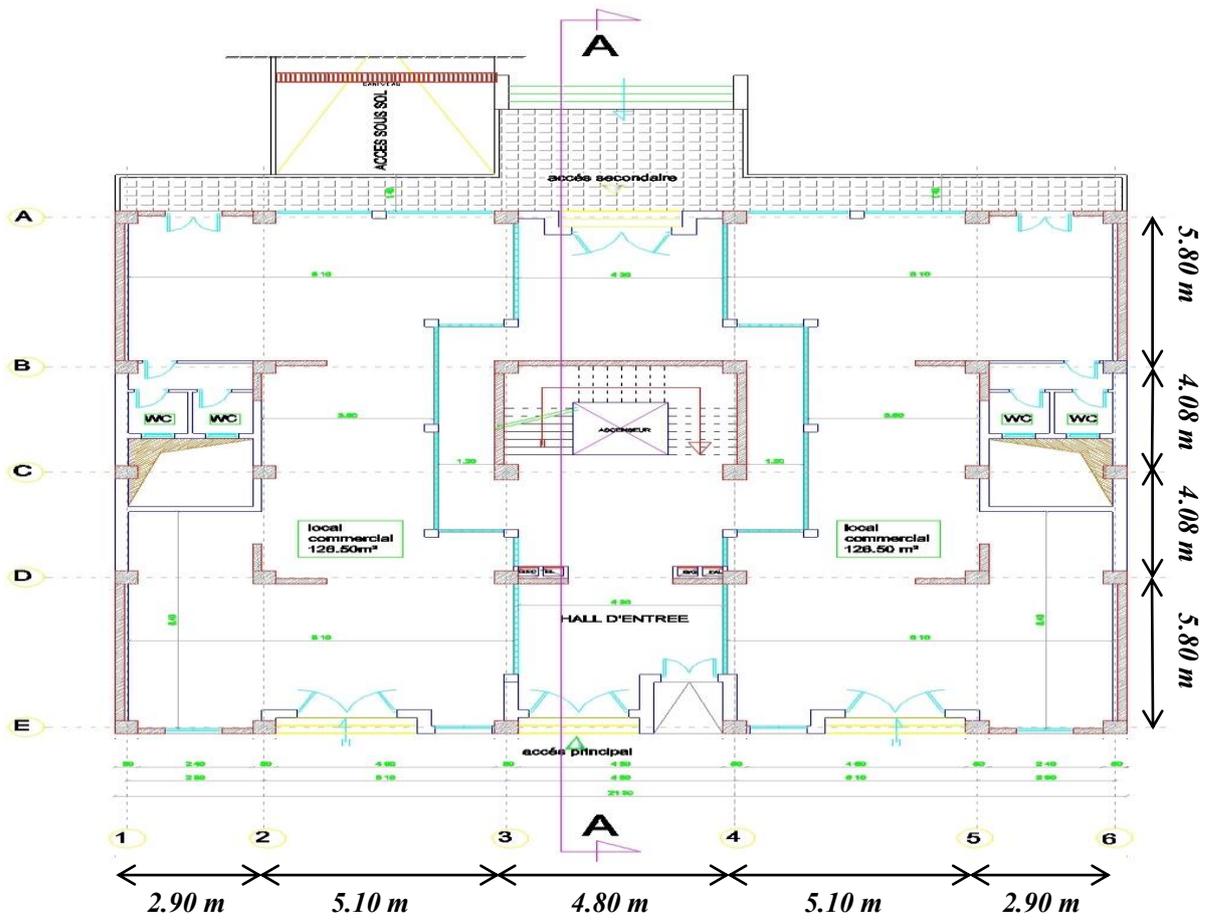


Figure I 4: Plan Du 1er au 4eme Étg

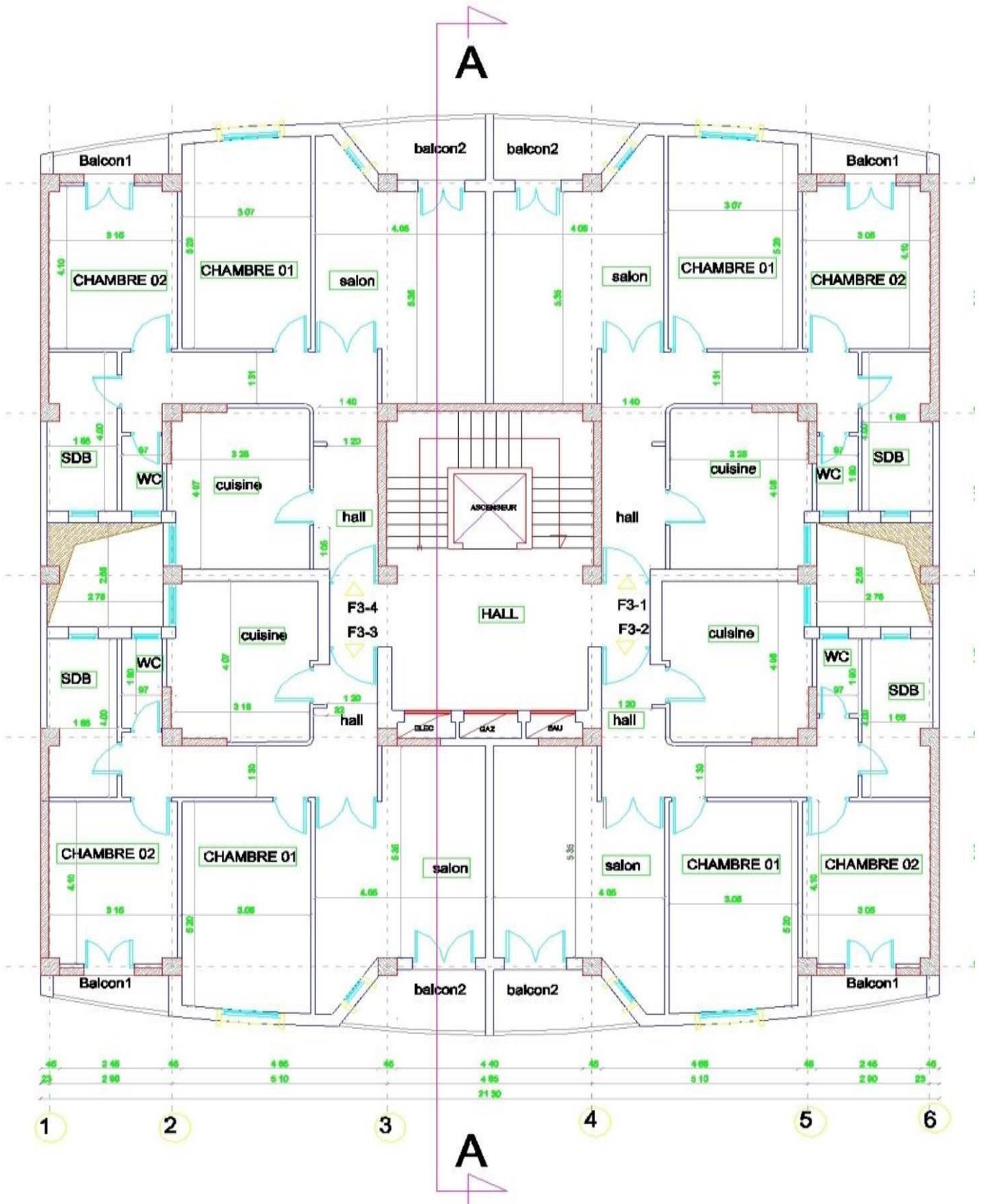


Figure I 6: Plan Duplex

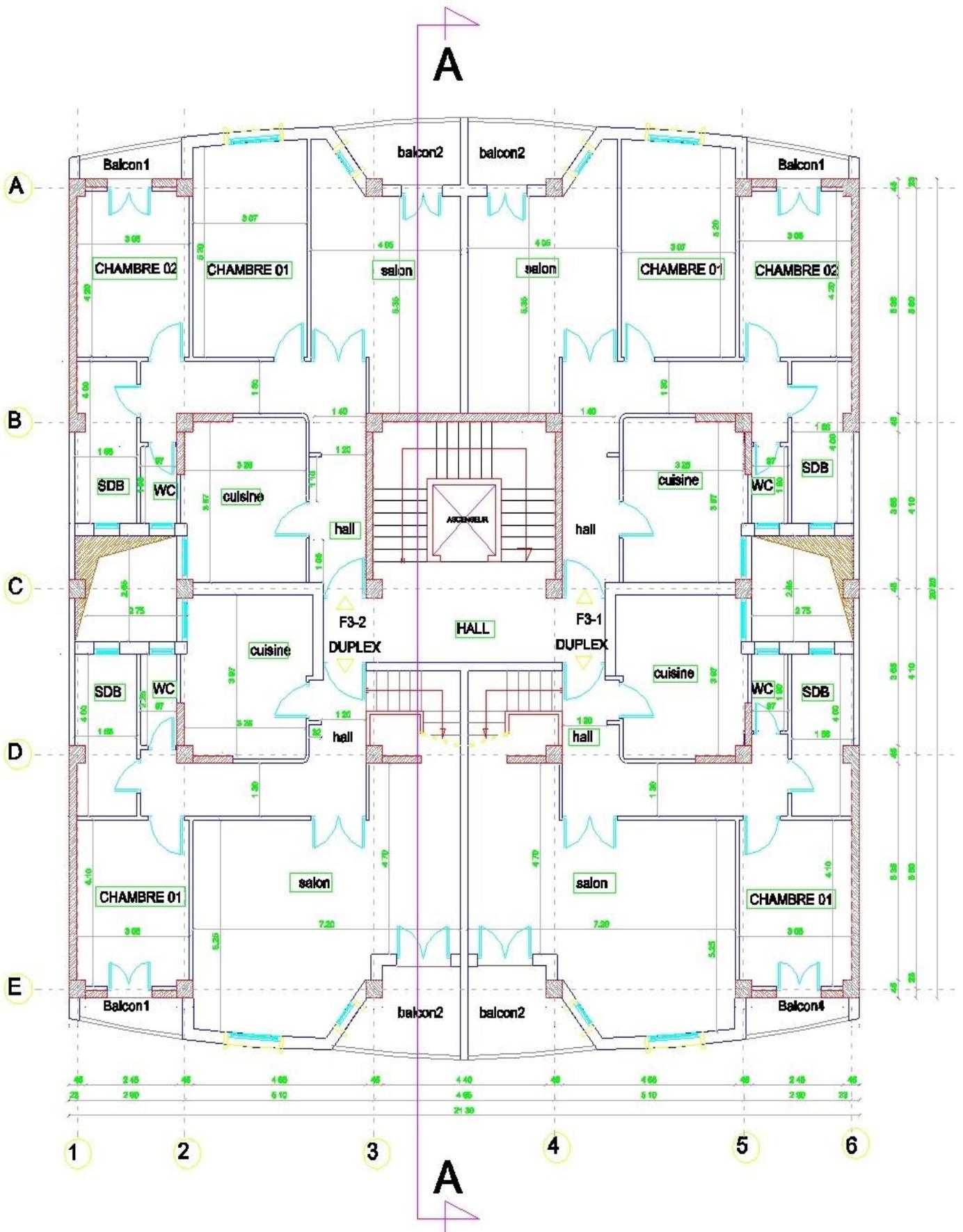


Figure I 7: Plan 8eme Étg et Duplex.

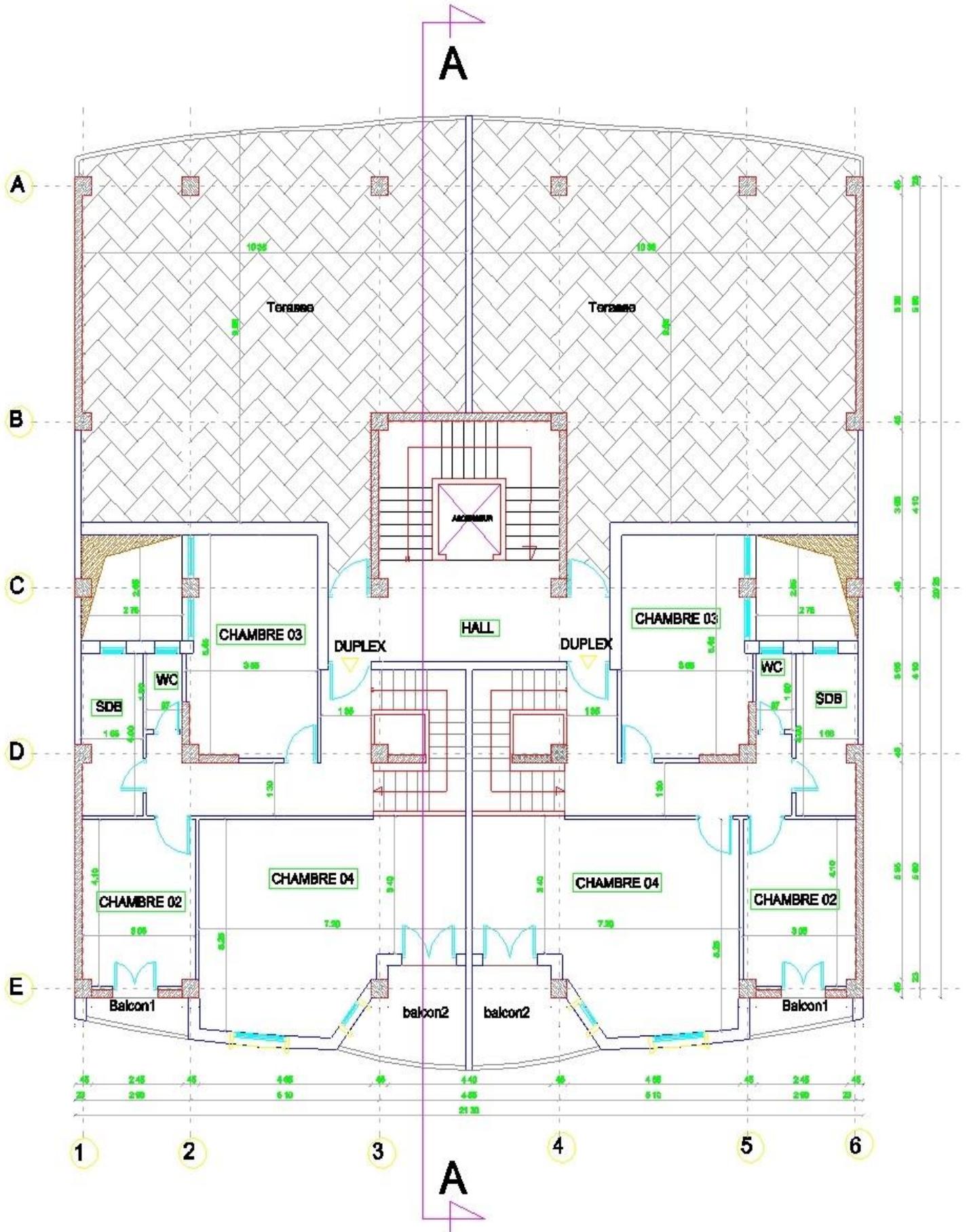


Figure I 8: Plan Toiture

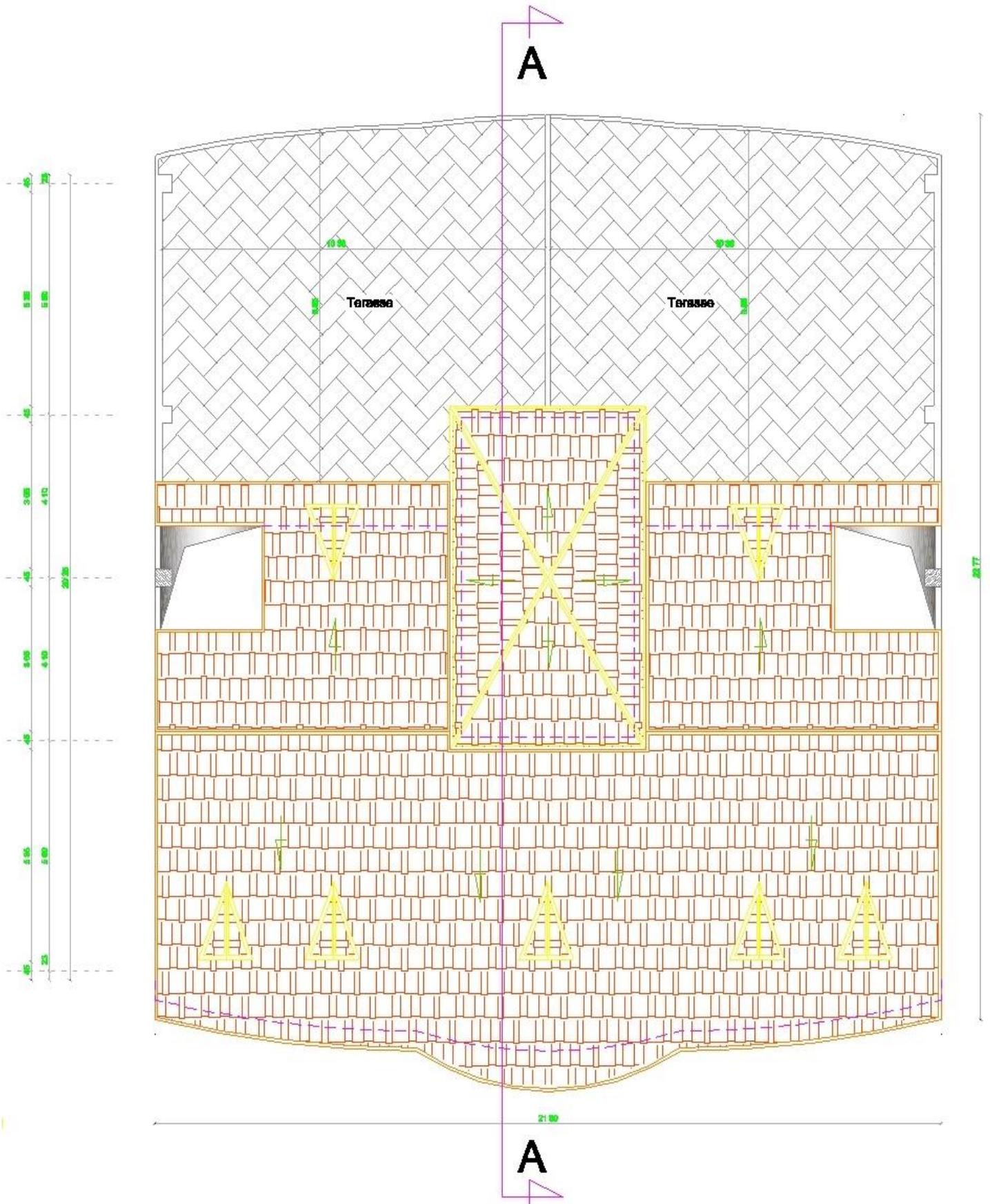


Figure I 9: Coupe A-A.



Figure I 10:Plan 2D Façade Principale.



I.1.3 **Caractéristiques géométriques du bâtiment :**

Longueur totale du bâtiment	Largueur totale du bâtiment	Hauteur totale du bâtiment	Hauteur d'étage courant du bâtiment	Hauteur RDC du bâtiment	Hauteur du Sous - Sol
21.30 m	20.25 m	31.11 m	3.40 m	3.91 m	3.40 m

I.1.4 **Caractéristiques géotechniques du sol :**

Le bâtiment est implanté dans une région, classé selon le règlement parasismique algérienne (RPA 99/version 2003) comme une zone d'élévée sismicité (Zone III).

Le site est considéré comme un site meuble: S3

La contrainte admissible du sol: $\sigma_{sol} = 2\text{bars}$

I.2 **Donnés hypothèse de calcul:**

• **Introduction :**

Les matériaux employés dans la construction sont essentiels pour assurer la robustesse des bâtiments. Leur choix dépend souvent d'un compromis entre différents facteurs comme le coût, la disponibilité locale et la facilité de mise en œuvre, parfois au détriment de la seule résistance mécanique.

Ce chapitre se concentre sur les caractéristiques principales des matériaux utilisés dans notre projet d'étude sur le béton armé.

I.2.1 **Le béton:**

Le béton est constitué de granulats minéraux et d'un liant qui durcit au contact de l'eau. Son rôle principal dans une structure est de supporter les charges qui lui sont appliquées.

Figure I 11: Diagrammes de calcul contraintes-déformations du béton.

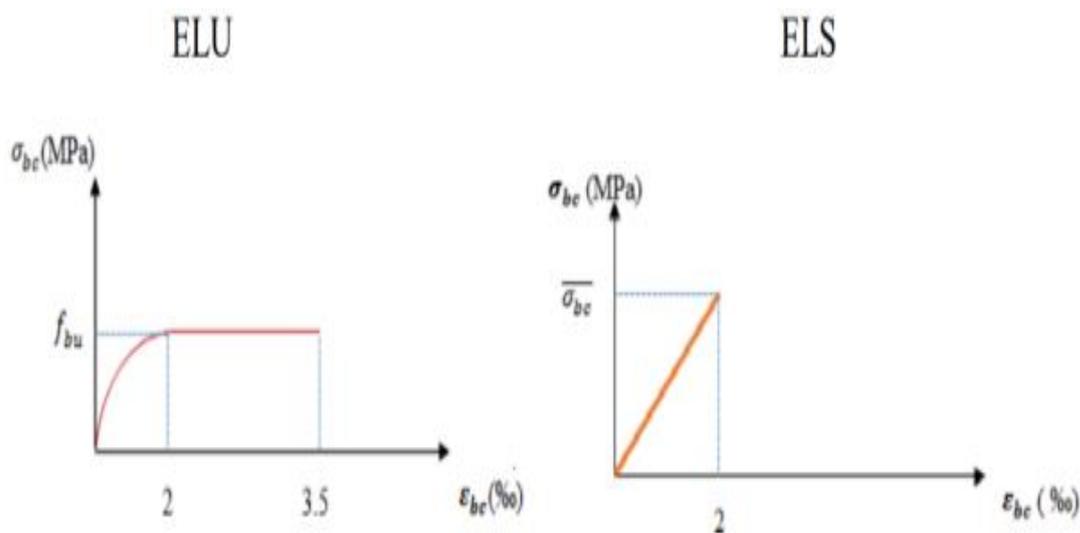


Tableau I 1: Caractéristiques mécaniques du béton.

Paramètre	Formule	Valeur	Unité
Résistance à la compression	/	25	(Mpa)
Résistance à la traction	$f_{tj}=0,6+ 0,06 f_{cj}$	2.1	(Mpa)
Module d'élasticité instantané	$E_{i,j} 11000^3 \sqrt{f_{c28}}$	32164.20	(Mpa)
Module d'élasticité différé	$E_{v,j} = 3700^3 \sqrt{f_{c28}}$	10818.86	(Mpa)
Contrainte limite à l'ELU	$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$	14.2	(Mpa)
Contrainte du béton à l'ELS	$\sigma_{bu} = 0,6.f_{c28}$	15	(Mpa)
Contrainte de cisaillement (FPN)	$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$	3.33	(Mpa)
Contrainte de cisaillement (FN)	$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$	2.5	(Mpa)
Coefficient de poisson (ELU)	/	0	/
Coefficient de poisson (ELS)	/	0.2	/

I.2.2 **acier :**

L'acier est un alliage de fer et de carbone, reconnu pour sa résistance à la traction et à la compression, ce qui en fait un matériau fiable. Lorsqu'il est incorporé dans du béton, il est appelé armature. Les aciers jouent un rôle crucial en supportant les charges que le béton ne peut pas supporter seul, particulièrement les forces de traction.

Pour notre projet, nous avons identifié deux types d'acier, chacun caractérisé par des propriétés spécifiques essentielles, comme indiqué dans le tableau ci-dessous.

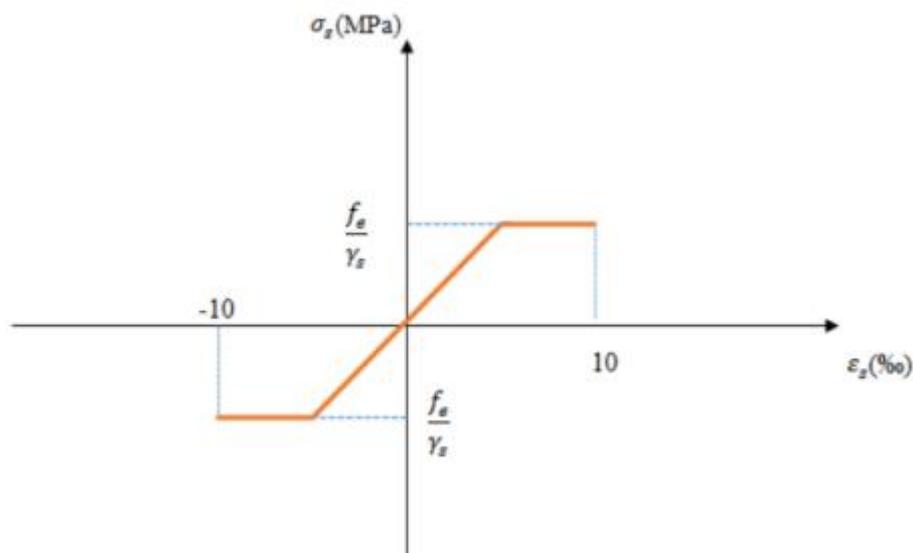
Figure I 12: Diagramme de calcul contraintes-déformations de l'acier.

Tableau I 2: Les Caractéristiques Mécaniques de L'acier.

<i>Paramètres</i>	<i>Valeur (Mpa)</i>
Limite d'élasticité (fe)	400
Module de déformation longitudinale Es	2.10 ⁵
Contrainte d'acier (FPP)	Aucune limite
Contrainte d'acier (FP)	201.63

I.2.3 **Le sol :**

En se référant au rapport de sol disponible, nous avons recensé et résumé les différents types d'essais réalisés sur le sol comme suit :

- Six (6) sondages carottés, numérotés Sc01 à Sc06, répartis à travers le site selon les indications de la Figure.
- Huit (8) essais de pénétration dynamique également répartis à l'échelle du site.
- Une série d'expériences en laboratoire incluant des tests physico-mécaniques et des analyses chimiques approfondies du sol.

Sur le plan morphologique:

Le terrain initialement présente une pente moyenne et est situé en aval d'une colline basse, dans une région caractérisée par une topographie régulière. Après aménagement, le site destiné à la construction d'un bâtiment R+8+1SS à DAR EL BEIDA est localement plat et présente une stabilité sans aucun doute.

Sur le plan lithologique :

La lithologie du site se compose, de haut en bas, principalement d'un dépôt superficiel d'alluvions anciennes recouvrant un socle naturel de micaschiste et de gneiss compact à induré.

Elaboration de la coupe géotechnique :

Le sol sous-jacent du site est classifié comme un sol de catégorie S3 selon la réglementation RPA99/2003, avec une contrainte admissible de 2 bars et un tassement maximal de 2.41cm.

Tableau I 3: les Caractéristiques mécaniques du sol.

Désignation		Caractéristiques Physiques				Caractéristiques Physiques			
Sg n°	Profondeur(m)	W(%)	γ(t/m²)	γ_d(t/m²)	Sr(%)	Cu(bar)	Ψ(°)	Cc(%)	Cg(%)
Sg n° 1	3/4	14.52	1.58	1.81	48	0.408	23	18.2	2.6
	4/5	14.19	1.56	1.81	34	0.839	28	14.7	1.9
Sg n° 2	3/4	15.73	1.79	1.57	37	0.524	26	15	2
	4/5	15.78	1.82	1.57	39	0.634	24	14.9	2.1

I.2.4 **Règlements suivis :**

- DTR BC-2.48 : RPA99/Version2003 (Règles parasismiques algériennes).
- BAEL91 : Béton armé aux états limites .
- DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- DTR BC-2.41 : Règles de conception et de calcul des structures en béton Armé (CBA93).
- RPA99 VERSION 2003.

I.2.5 **Logiciels utilisés :**

- AUTOCAD 2024: Dessin et conception des plans.
- AUTODESK ROBOT 2024: Analyse de la structure. Calcul des efforts internes.
- AUTODESK EXPERT: Calcul de ferrailage.
- SKETCH UP 2018 : Dessin 3D.
- WORD 2010 : Traitement de texte.
- EXCEL 2010 : Calcul des masses et des rigidités.

CHAPITRE II :

PRÉ-DIMENSIONNEMENT

DES ÉLÉMENTS.

II. Chapitre 2 : Pré-dimensionnement des éléments

Introduction :

L'objectif du pré-dimensionnement est de déterminer les dimensions des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent supporter efficacement les différentes forces et contraintes qui leur sont appliquées.

II.1 Pré-dimensionnement des planchers :

Ces éléments sont composés de :

Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.

Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé.

Poutrelles : éléments résistants du plancher.

Treillis soudé.

Figure II 1: Vue en 3D plancher corps creux.

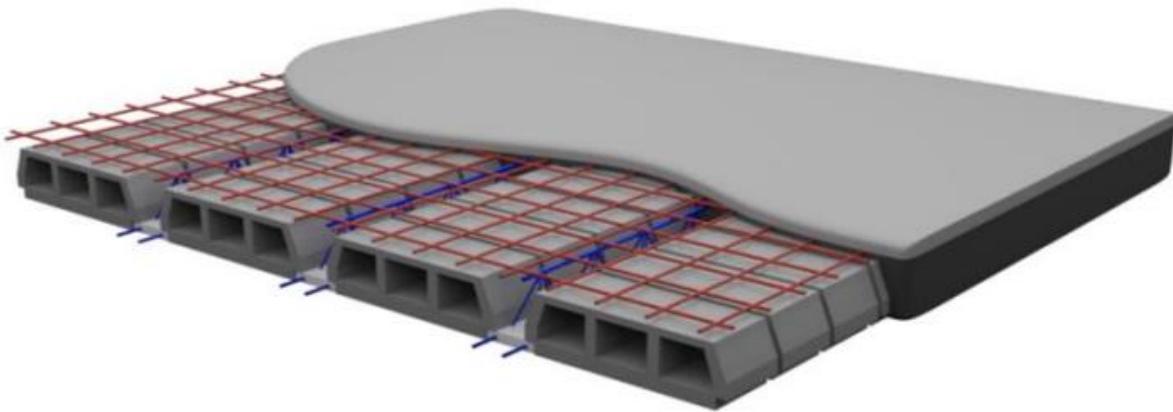
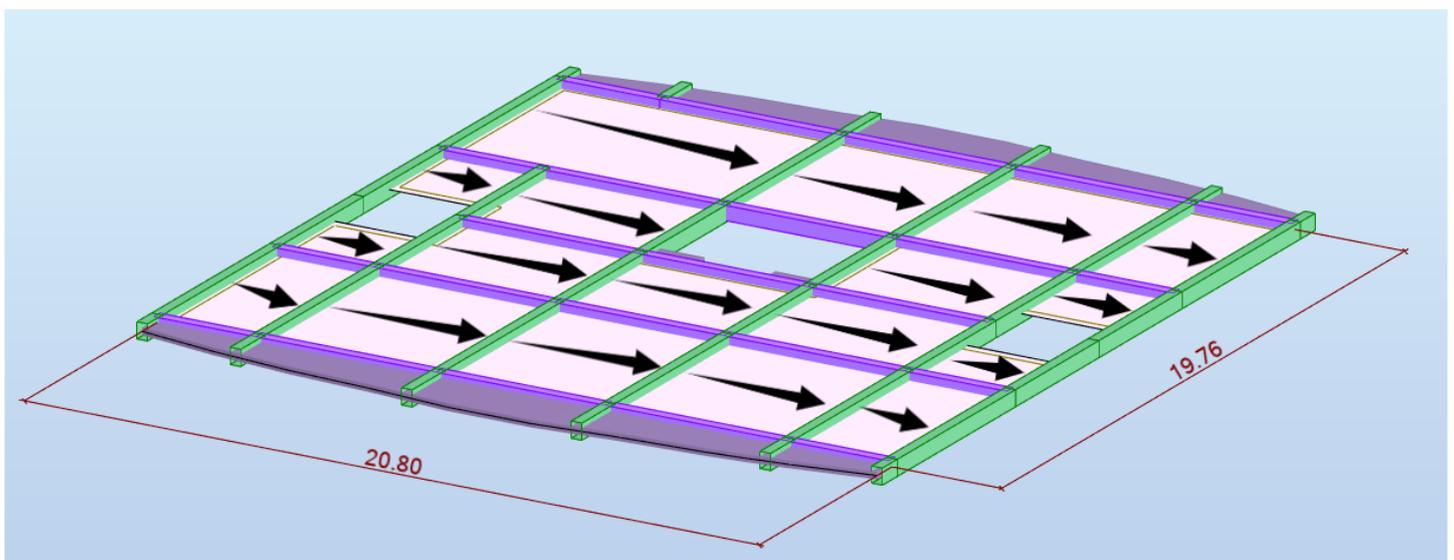


Figure II 2: Sens porteurs.



Le pré-dimensionnement est basé sur le critère de la rigidité: $h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

Avec: $L_{max} = 5.10m$

$$h_t \geq \frac{5.10}{22.5} = 0.23m$$

Donc : On adopte un plancher de $h_t = 25 \text{ cm}$

Vérification :

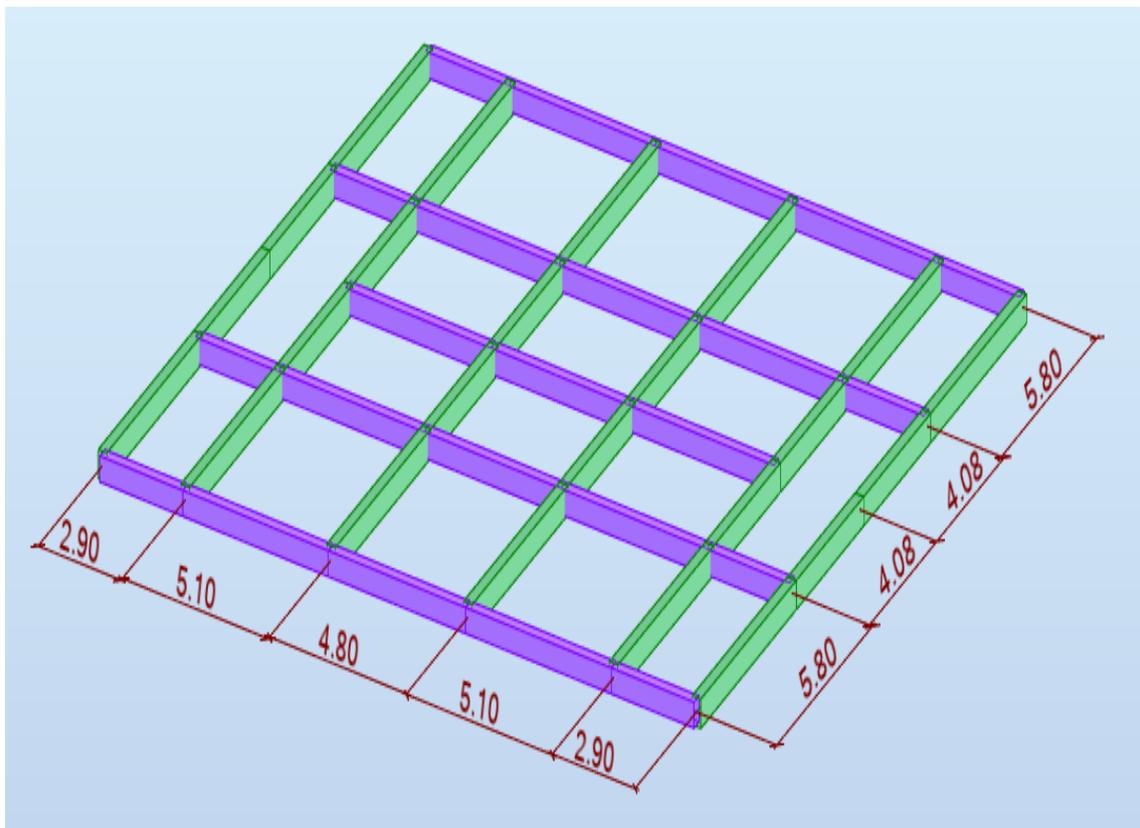
Tableau II 1.1: Vérification des conditions.

<i>Épaisseur</i>	<i>Résistance au feu (BAEL91)</i>	<i>Isolation phonique</i>	<i>Observation (CBA93)</i>
<i>25 cm</i>	<i>$e=25cm > 17.5cm$</i>	<i>$e=25cm > 13cm$</i>	<i>Condition vérifiée</i>

II.2 Pré-dimensionnement des poutres:

Une poutre est souvent employée dans divers types de structures pour sa longueur notablement plus grande par rapport à ses autres dimensions.

Figure II 3: Vue en 3D des poutres principales et secondaires.



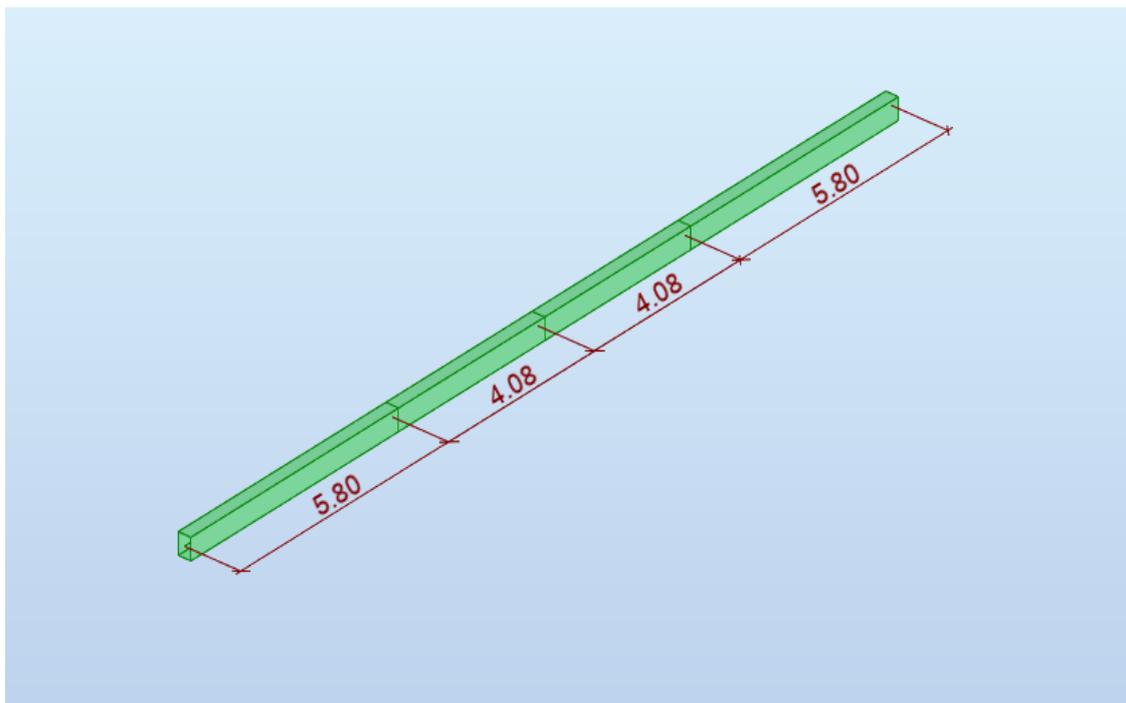
II.2.1 Pré-dimensionnement des poutres principales :

La longueur maximal des portées : $l_{max} = 5.80m$

Tableau II 2: Pré-dimensionnement des poutres principales.

	BAEL91		RPA99 /V2003			Après calcul
	Hauteur h	Largeur B	Hauteur h	Largeur b	h/b	
Poutre principale $l_{max} = 5.80m$	$L/15 \leq h \leq L/10$ $38.67 \leq h \leq 58$ 45cm	$0.3d \leq b \leq 0.7d$ $12.15 \leq b \leq 16.2$ 30cm	$H \geq 30cm$	$B \geq 20cm$	$h/b \leq 4$	$b=30cm$ $h=45cm$

Figure II 4: Vue en 3D poutre principale.



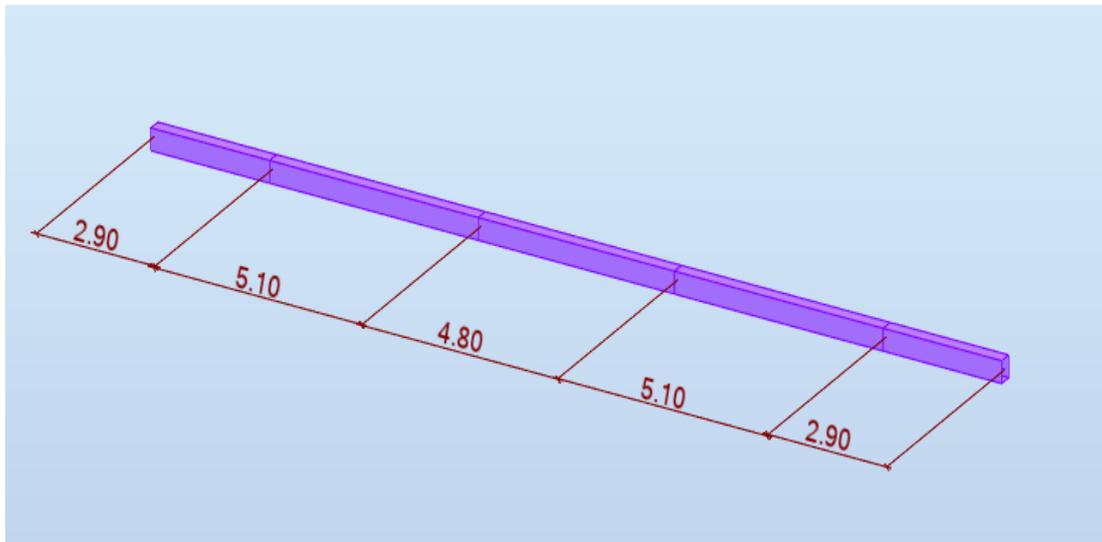
II.2.2 Pré-dimensionnement des poutres secondaires :

$$l_{max} = 5.10m$$

Tableau II 3: Pré-dimensionnement des poutres secondaires.

	BAEL91		RPA99/V2003			
	Hauteur h	Largeur b	Hauteur h	Largeur b	h/b	Après calcul
Poutre Secondaire $l_{max}=4.60m$	$L/15 \leq h \leq L/10$ $34 \leq h \leq 51$ 40cm	$0.3d \leq b \leq 0.7d$ $10.89 \leq b \leq 25.2$ 30cm	$H \geq 30cm$	$B \geq 20cm$	$h/b \leq 4$	$b=30cm$ $h=40cm$

Figure II 5: Vue en 3D poutre secondaire.



II.3 Pré-dimensionnement des poteaux :

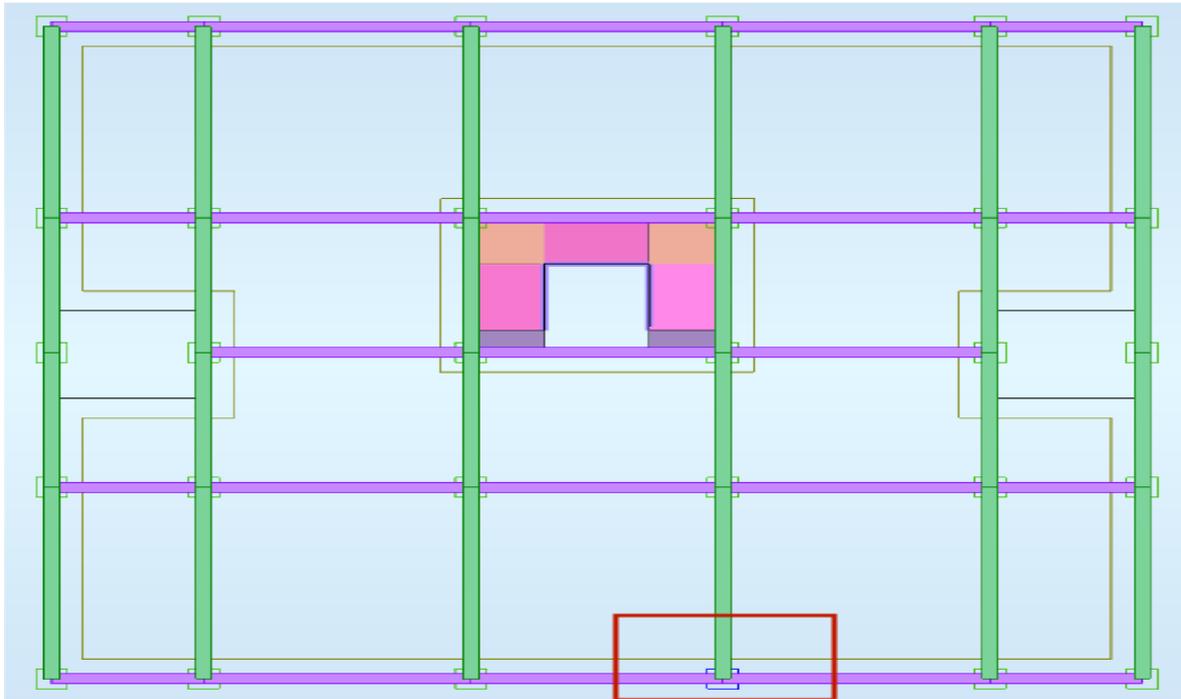
Ces éléments en béton armé, de forme carrée, rectangulaire ou circulaire, sont destinés à transférer les charges vers les fondations. Leur dimensionnement préliminaire est effectué en tenant compte de la compression centrée, conformément aux normes du CBA93 (Article B.8.1). En plus de vérifier la résistance à la compression, ces poteaux doivent également respecter les critères de stabilité de forme stipulés par le RPA.

La surface revenant au poteau le plus sollicité est :

$$S = \left(\frac{3.83}{2} + \frac{5.55}{2}\right) \times \left(\frac{4.85}{2} + \frac{4.55}{2}\right) = 22.05 \text{ m}^2$$

$$S = 22.05 \times 1.1 = 24.26 \text{ m}^2$$

Figure II 6: Poteau le plus sollicité.



II.4 Calcul des charges permanentes :

Tableau II 4: Charges permanentes des éléments.

	étage	Terrasse	Palier	Palliasse	Mur	Balcon
<i>Charge permanente (KN/m²)</i>	5.18	6.62	5.25	8.25	2.81	7.36
<i>Charge d'exploitation</i>	Table II.6	1	2.5	2.5	/	3.5

Tableau II 5: Charges permanentes revenant aux poteaux.

	Terrasse			Sous-sol+ RDC + étage		
	G (KN/m ²)	S (m ²)	NG (kN)	G (KN/m ²)	S (m ²)	NG (kN)
PLANCHER CORPS CREUX	6.62	24.26	160.6	5.18	24.26	125.67
Poutre principale	25	0.14	3.5	25	0.14	3.5
Poutre secondaire	25	0.12	3	25	0.12	3
Total			167.1			132.17

II.5 Calcul des charges d'exploitation :

Tableau II 6: Dégression des charges d'exploitation

	charge q (KN/m ²)	Σ Surcharges	Σ Surcharges (KN/m ²)	surface (m ²)	Nq
terrasse	1	$\Sigma 0 = Q_0$	1	24.26	24.26
8	1.5	$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$	2.5	24.26	60.25
7	1.5	$\Sigma 2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3.85	24.26	93.401
6	1.5	$\Sigma 3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05	24.26	122.513
5	1.5	$\Sigma 4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_4)$	6.1	24.26	147.986
4	1.5	$\Sigma 5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_5)$	7	24.26	169.82
3	1.5	$\Sigma 6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6)$	7.75	24.26	188.015
2	1.5	$\Sigma 7 = Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7)$	8.45	24.26	204.997
1	1.5	$\Sigma 8 = Q_0 + 0,67(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8)$	9.48	24.26	229.985
RDC	4	$\Sigma 9 = Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9)$	11.23	24.26	272.44
SS	2.5	$\Sigma 10 = Q_0 + 0,64(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{10})$	13.43	24.26	325.812

Tableau II 7: Section transversale des poteaux.

Niveau	NG (KN)	NG cumulé	NQ (KN)	NQ comulé	Nu (KN)	Br (cm ²)	A=B	AxB
terasse	192.95	192.95	147.99	147.99	326.560	1233.92	35.301	45x45
8	158.02	889.97	153.95	301.94	660.632	1356.62	37.349	45x45
7	158.02	983.05	169.82	471.76	2479.760	1557.39	39.651	45x45
6	158.02	667.01	175.84	647.6	1486.209	1721.68	41.531	45x45
5	158.02	1141.07	188.02	835.62	3024.645	1899.48	43.108	45x45
4	158.02	983.05	196.82	1032.44	2479.760	2023.57	45.443	50x50
3	158.02	1299.09	204.99	1137.43	3597.549	2259.26	47.563	50x50
2	158.02	1361.90	218.99	1211.12	3928.09	2465.95	49.512	50x50
1	158.02	1457.11	229.96	1341.137	4211.68	2644.94	51.409	55x55
RDC	158.02	1539.95	248.65	1513.577	4497.62	2849.84	53.429	55x55
SS	158.02	1686.64	269.52	1839.389	4687.12	3050.90	54.953	55x55

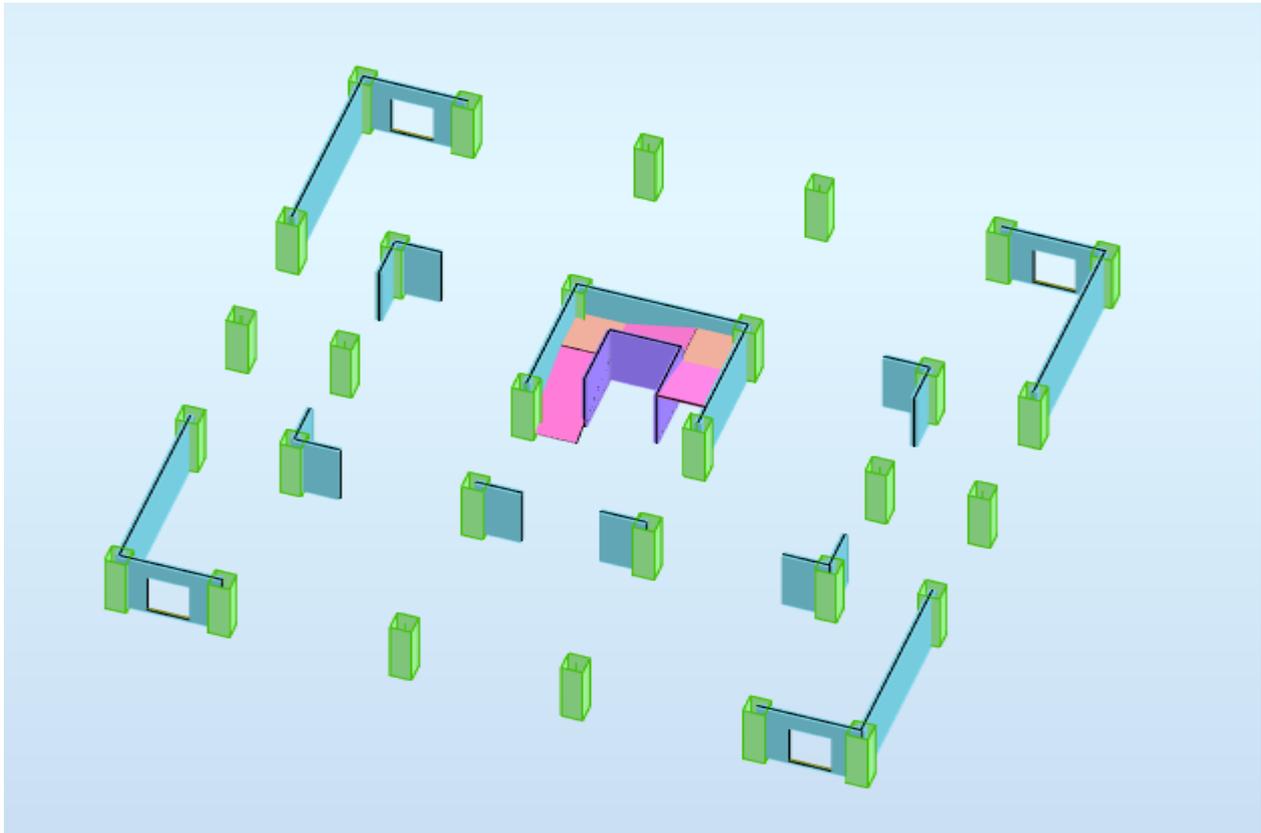
Br = 0.628Nu (cm²)

Nu = 1,1 (1,35G+1,5Q)

II.6 Pré-dimensionnement des voiles:

Les voiles ont deux fonctions principales : ils assurent la stabilité latérale de la structure en résistant aux forces horizontales telles que les séismes, et ils supportent une partie des charges verticales qu'ils transmettent aux fondations.

Figure II 7: Vue en 3D disposition des voiles.



L'épaisseur de voiles est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

$$e \geq (15\text{cm} ; h/25 ; h/22 ; h/20)$$

e : épaisseur du voile.

he : hauteur d'étage.

h : hauteur libre d'étage.

Tableau II 8: Pré-dimensionnement des voiles.

	he (cm)	h (cm)	$e \geq h/25(\text{cm})$	$e \geq h/22 (\text{cm})$	$e \geq h/20 (\text{cm})$	e min RPA (cm)
SOUS-SOL	3.4	2.95	0.12	0.13	0.15	0.15
RDC	3.91	2.46	0.10	0.11	0.12	0.15
Etage courant	3.4	2.95	0.12	0.13	0.15	0.15

Pour uniformiser l'épaisseur du voile sur la hauteur du bâtiment on prend pour tous les niveaux une épaisseur $e = 20$ cm.

Vérification:

On doit vérifier que : $L_{min} \geq 4e$.

On a: $L_{min} = 120$ cm.

Alors: $L_{min} = 120$ cm $\geq 4 \times 20 = 80$ cm .

CHAPITRE III :

FERRAILLAGE DES

ÉLÉMENTS NON

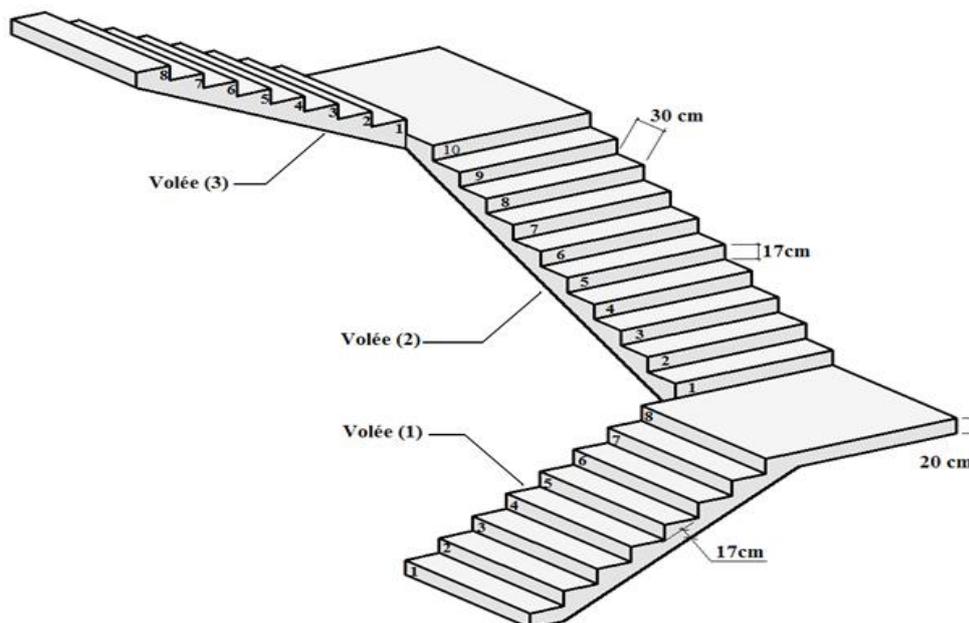
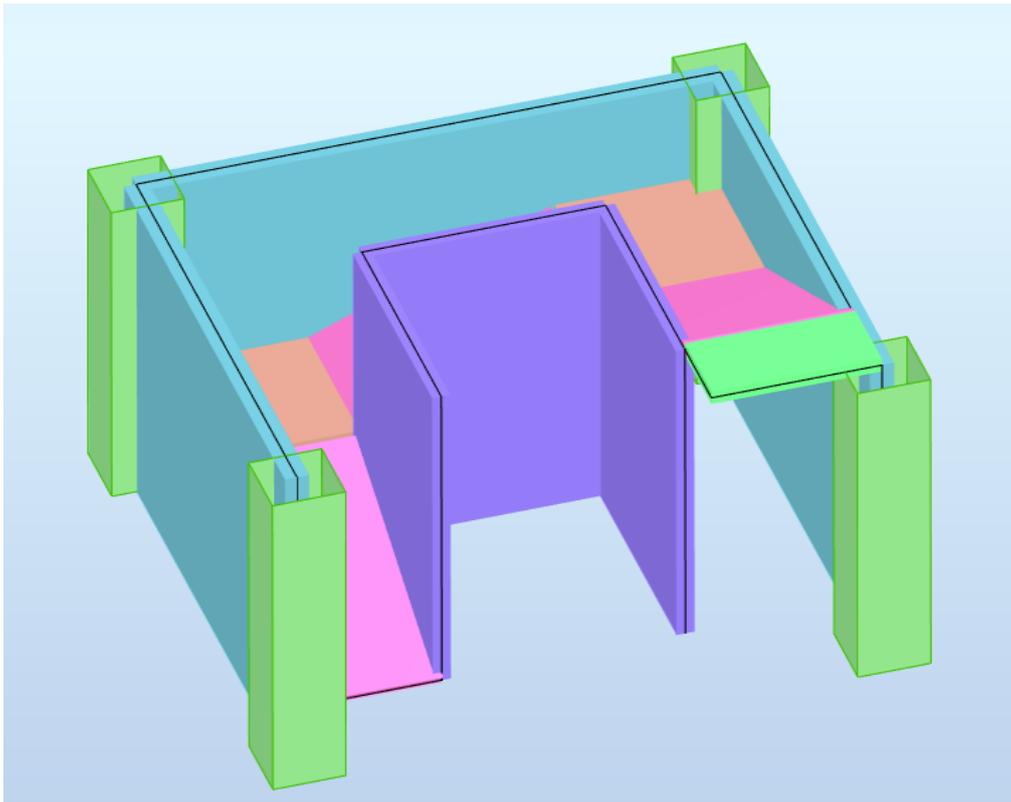
STRUCTURAUX.

III. Chapitre 3 : Ferrailage des éléments non structuraux

III.1 Etude d'escaliers :

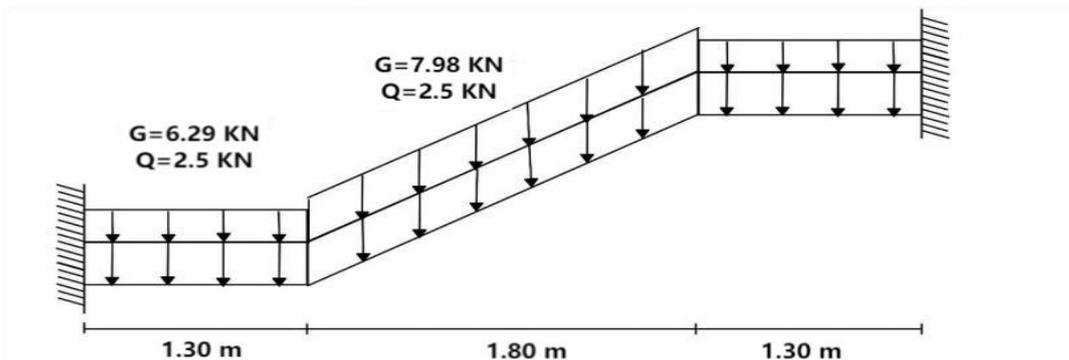
Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armé coulés sur place, ils sont constitués de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques. L'escalier est calculé à la flexion simple et puisqu'il n'est pas exposé aux intempéries les fissurations sont considérées peu préjudiciables.

Figure III 1:Vue 3D de l'escalier.



III.1.1 Schéma statique :

Figure III 2: Schéma statique.

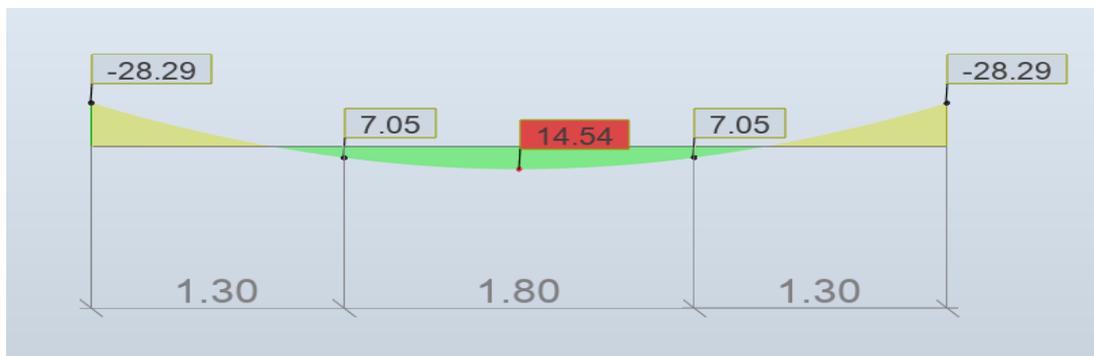


III.1.2 calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

Nous avons utilisé un logiciel de calcul (robot structural analysis professionnel) pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants.

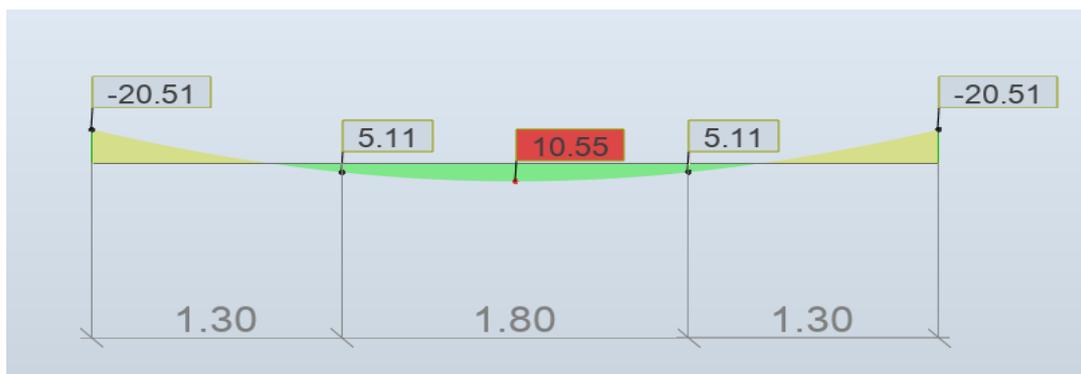
III.1.2.1 les moments fléchissant :À ELU

Figure III 3: les moments fléchissant À ELU.



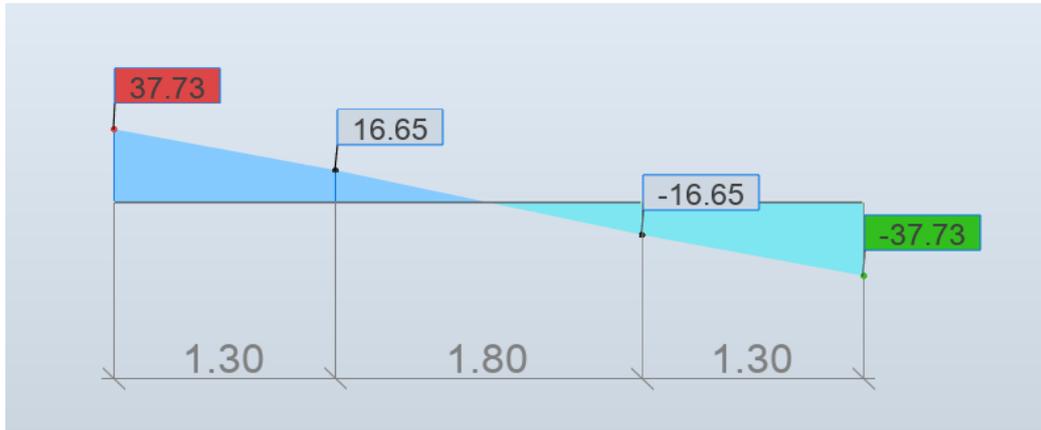
III.1.2.2 les moments fléchissant :À ELS

Figure III 4: les moments fléchissant À ELS.



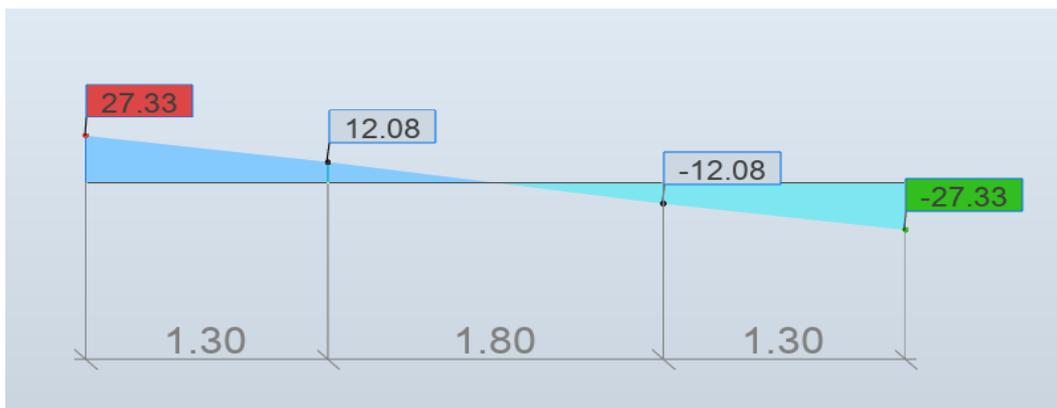
III.1.2.3 les efforts tranchants: À ELU

Figure III 5: les efforts tranchants À ELU.



III.1.2.4 les efforts tranchants:À ELS

Figure III 6: les efforts tranchants À ELS.



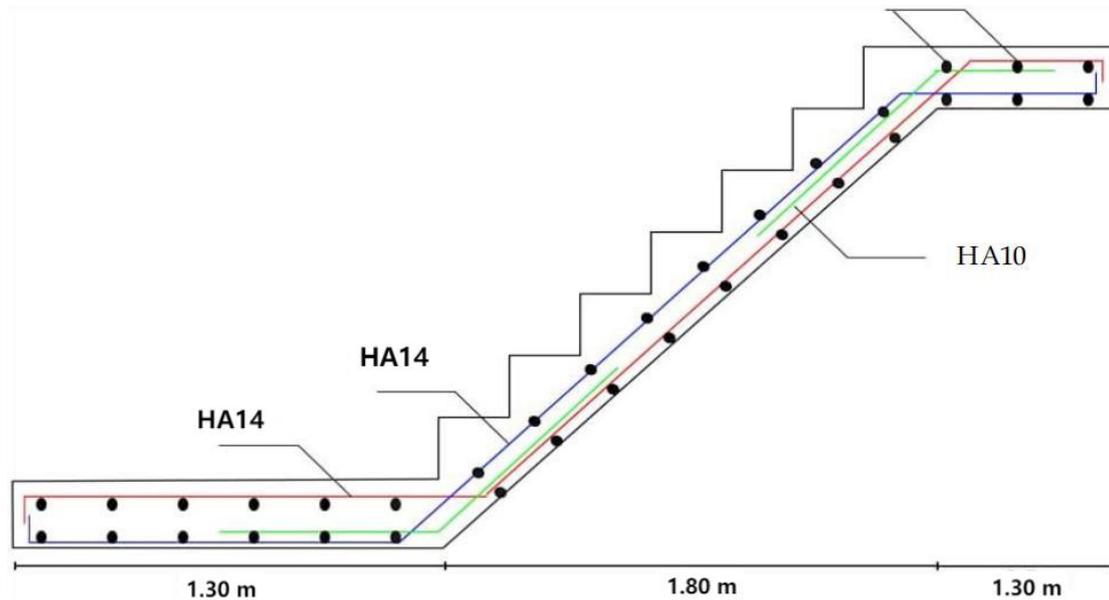
III.1.3 .Ferrailage :

Tableau III 1: Calcul des armatures.

	Armatures Longitudinales					Armatures Transversales				
	Acal (cm ²)	Choix (mm)	Aadp (cm ²)	Amin (cm ²)	St (cm)	Acal (cm ²)	Choix (mm)	Aadp (cm ²)	Amin (cm ²)	St (cm)
Travée	6.90	7HA12	7.92	1,53	15	2,51	7HA10	5.50	1,57	15
appuis	1,53	7HA10	5.50	1,57	15	0,79	7HA10	5.50	1,57	15

III.1.4 Schéma de ferrailage :

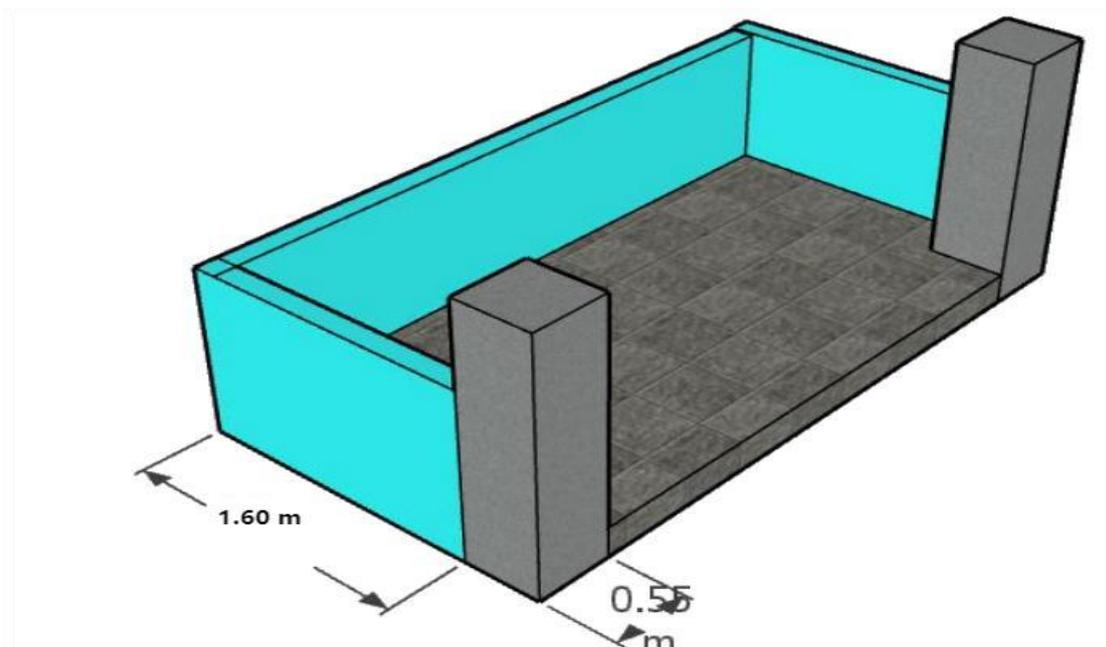
Figure III 7: Schéma de ferrailage escaliers 2D.



III.2 Calcul du balcon :

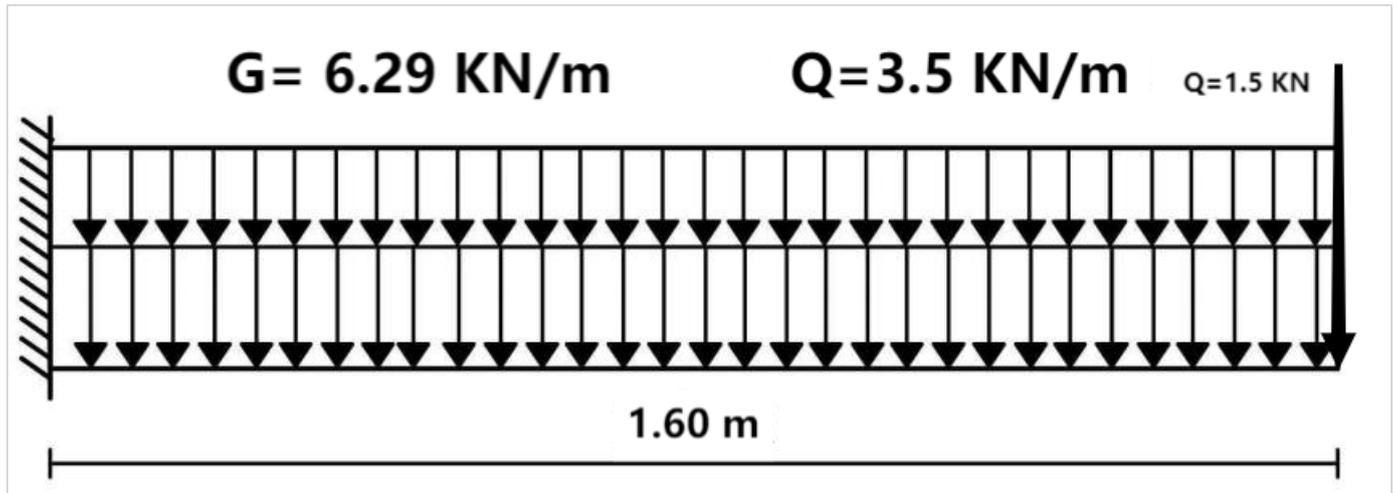
Le bâtiment comprend des balcons en dalles pleines de 20cm d'épaisseur. Elles sont de type console (dalle pleine encastree au niveau du plancher).

Figure III 8: : Model 3D du balcon.



III.2.1 schéma statique :

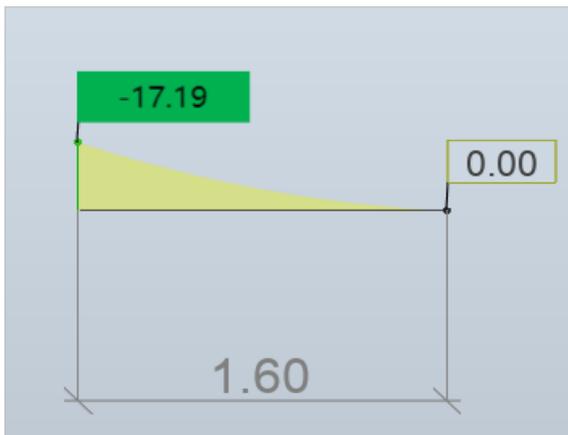
Figure III 9: Schéma statique de balcon.



III.2.2 calcul de moment et de l'effort tranchant :

- Moment fléchissant :

Figure III 10: Diagrammes des moment.



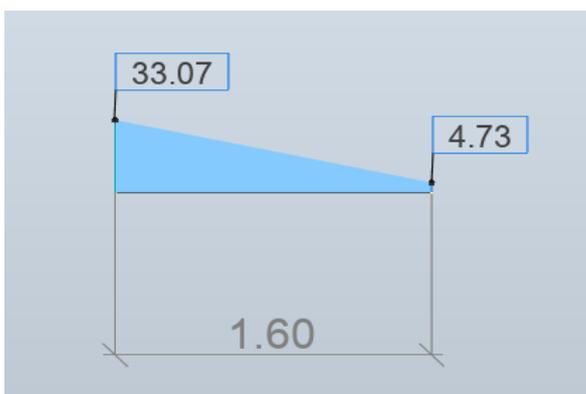
ELU



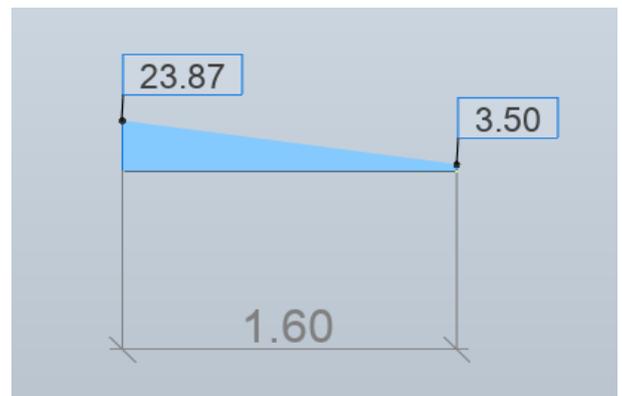
ELS

- Effort tranchant :

Figure III 11: Diagrammes des efforts tranchants.



ELU



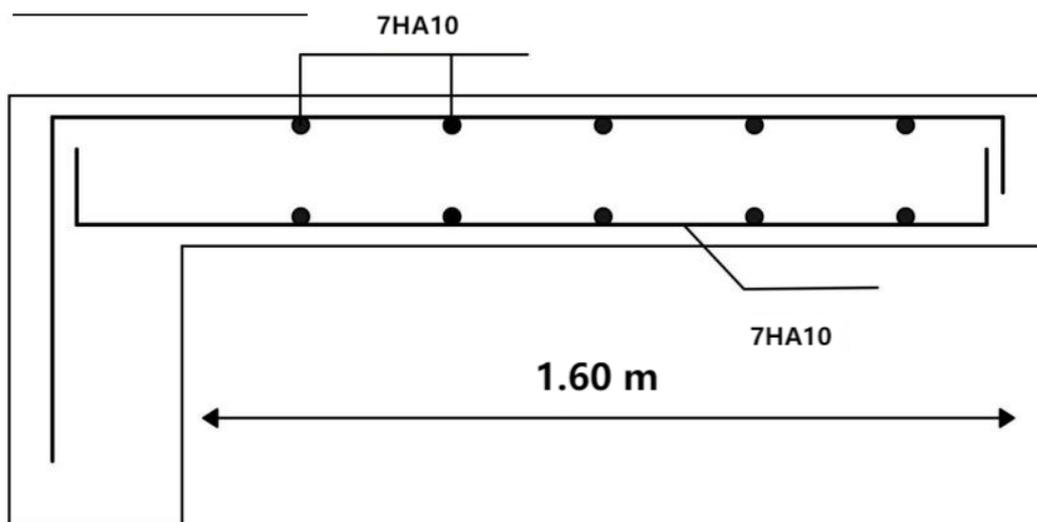
ELS

III.2.3 Ferrailage :

Tableau III 2: Calcul des armatures.

	Armatures longitudinales					Armatures transversales				
	Acal (cm ²)	Choix (mm)	Aadp (cm ²)	Amin (mm)	St (cm)	Acal (cm ²)	Choix (mm)	Aadp (cm ²)	Amin (mm)	St (cm)
Balcon	2.1	7HA10	5.50	1.3	15	0.98	7HA10	5.50	1.3	15

III.2.4 Schéma de ferrailage :



III.3 Calcul de Plancher :

III.3.1 Dalle de compression :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigide dans leur plan. Ils ont pour rôle :

1-transmettre les charges aux éléments porteurs.

2-Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

.Les plancher de notre bâtiment sont en corps creux (20+5) associée à des poutrelles préfabriquées sur chantier.

La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de 5cm.

Cette dalle est ferrillée d'un quadrillage d'armateurs constitué d'une nappe de treilles soudés (TLE 520) dont les dimensions ne doivent excéder :

-20cm pour les armateurs perpendiculaire.

-33cm pour des armateurs parallèles aux poutrelles.

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

1)- si l'écartement entre nervures est inférieur à 50 cm la section des armateurs perpendiculaire aux nervures exprimées en cm^2 par mètre linéaire (cm^2/ml)

$$(A \geq 200/f_e) \quad f_e \text{ en cm}$$

2)-si l'écartement entre nervures est compris entre 50 et 80cm la section A_s :

$$(A_s \geq 4 L/f_e) \quad " L \text{ en cm} "$$

- Les armatures perpendiculaire aux nervures doit être égale à :

$$A_{\perp} = \frac{4.b}{f_e} = \frac{4.65}{235} = 1,1\text{cm}^2 / \text{ml}. \Rightarrow \text{On adopte : } A_{\perp} = 5\phi 6 / \text{ml} = 1,41\text{cm}^2.$$

- Les armatures parallèles aux nervures (armatures de répartitions) :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,55\text{cm}^2 / \text{ml}. \Rightarrow \text{On adopte : } A_{//} = 5\phi 6 / \text{ml} = 1,41\text{cm}^2.$$

Donc on prend un treillis soudé T_s de $\phi 6$ (200 x 200).

III.3.2 Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

1^{ère} étape : avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids de l'ouvrier et le poids du corps creux.

Charges et surcharges :

.Poids propre de poutrelle

$$0.04 \times 0.12 \times 2500 = 0,12 \text{ KN/ml}$$

.poids de corps creux d'épaisseur (20cm)

$$0.65 \times 95 = 0,6175 \text{ KN/ml}$$

$$\text{D'où : } G = 0,6175 + 0,12 = 0,7375 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation :

$$\text{Surcharge due à l'ouvrier : } Q = 1 \text{ KN/ml}$$

◆ Ferrailage à l'ELU

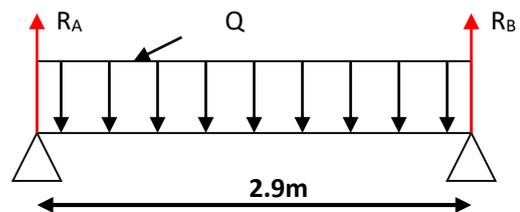
La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$1.35(0.7375) + 1.5(1.00) = 2,4956 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 2,50 \text{ KN/ml}$$

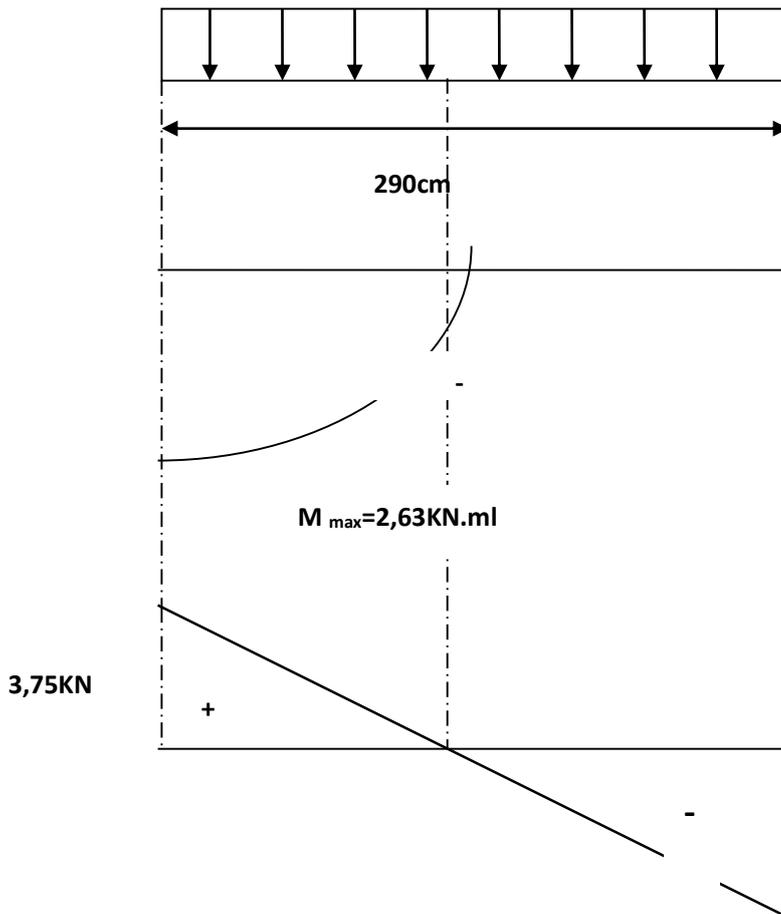
$$R_A = R_B = 3,75 \text{ KN/ml}$$



III.3.2.1 Calcul de moment max en travée :

$$M_0 = M_{\max} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 8.41}{8} = 2.63 \text{ KN.m}$$

On a \$T_{\max} = 3,75 \text{ KN/ml}\$

Diagramme de moment M_{\max} et l'effort T_{\max} Figure III 12: Diagramme de moment M_{\max} et l'effort T_{\max} .

*Calcul des armatures :

$$d = h - 2 = 2 \text{ cm} \quad \gamma_b = 1.5$$

D'après l'organigramme de flexion simple on a :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 d^2 F_{bc}}$$

$$F_{bc} = \frac{0.85 F_{C28}}{\theta \gamma_b} = 16.8 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 4.125$$

D'après le tableaux $\mu_{lu} = 0.392$

$$\mu_{bu} > \mu_{lu} \Leftrightarrow 4.125 > 0.392$$

\Rightarrow La section est doublement armée ($A' \neq 0$)

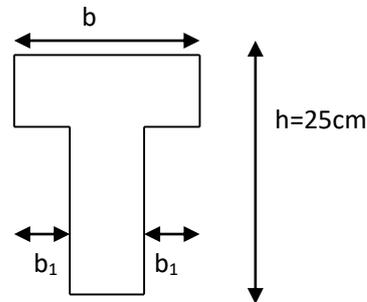
La section des nécessite des armature qui résiste à la compression et comme la section de la poutrelle est très réduite (4cm) pour placer les armatures, donc en doit faire un coffrage intermédiaire pour aider en quelque sorte la poutrelle à supporter les charges avant et même après le coulage de la dalle de compression

2^{ème} étape : après coulage de la dalle de compression

Une fois la dalle de compression coulée, la poutrelle devient solidaire de la dalle et sera alors considérée comme une poutre en T, avec une hauteur correspondant à l'épaisseur totale du plancher et reposant sur plusieurs appuis. Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre du plancher
- Surcharges d'exploitation

◆ Détermination de la table de compression :



$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{a}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$

a : distance entre deux faces voisines de nervures

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65-12)}{2} = 26.5cm \\ b_1 \leq \frac{290}{10} = 29cm \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{cases}$$

D'où: $b = 2b_1 + b_0 = 65cm$

Le cas le plus défavorable c'est le cas de RDC : $q_u = 12,755KN/m^2$

Donc on va travailler avec $G = 5,50KN/m^2$ et $Q = 3,50KN/m^2$

◆ **Calcul des charges et surcharges**

$$G=5.18*0.65 = 3,367\text{KN/ml}$$

$$Q=4*0.65 =2,6\text{KN/ml}$$

$$Q_u=1.35(3.367) +1.5(2.6) =8,45\text{KN/ml}$$

$$Q_s=3.367+2.6=5,97\text{KN/ml}$$

◆ **Méthode de calcul :**

Pour ce type de calcul on utilisera la méthode forfaitaire

➤ **Condition d'application de la méthode forfaitaire :**

1)- $Q \leq \max (2G, 500\text{KN/m}^2)$

$$\text{Max } (2*5.18\text{KN/m}^2) =10.36\text{KN/m}^2$$

$$Q=3,50\text{KN/m}^2$$

Donc $Q \leq \max (2G, 500 \text{ KN/m}^2) \Rightarrow$ condition vérifier

2)- les sections des poutres sont constantes \Rightarrow condition vérifier

$$I_1=I_2=\dots\dots\dots=I_n$$

3)

$$- 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$L_i=L_{i+1}$$

$0.8 \leq 1 \leq 1.25 \Rightarrow$ **condition non vérifier** .

4)- fissuration est considère peu préjudiciable.

➤ **Méthode de Caquot :**

Elle s'applique pour les planchers à surcharge élevée. Elle est basée sur la méthode des trois moments, que Caquot a légèrement modifié pour prendre en considération les propriétés hétérogènes et non parfaites du béton armé.

Moments aux appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_i = - \frac{q_G \times l'_G{}^3 + q_D \times l'_D{}^3}{8.5(l'_G + l'_D)} \quad \dots \text{ sous charge répartie .} \\ M_i = - \frac{k_G \times P_G \times l'_G{}^2 + k_D \times P_D \times l'_D{}^2}{l'_G + l'_D} \quad \dots \text{ sous charge concentrée.} \end{array} \right.$$

l'_G et l'_D : longueurs fictives à gauche et à droite, respectivement.

q_G et q_D : charges uniformes à gauche et à droite, respectivement.

p_G et p_D : charges concentrées à gauche et à droite, respectivement.

Avec :

$$\begin{cases} l' = 0.8 \times l & \text{pour une travée intermédiaire.} \\ l' = l & \text{pour une travée de rive.} \end{cases}$$

$$k_{G,D} = \frac{1}{2.125} \times x_{G,D} \times (1 - x_{G,D}) \times (2 - x_{G,D})$$

$$x_{G,D} = \frac{a_{G,D}}{l'_{G,D}}$$

$a_{G,D}$: C'est la distance qui sépare la charge et l'appui concerné.

Moments en travées :

$$M(x) = M_0(x) + M_G \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_D \times \frac{x}{l}$$

$$\text{Avec : } M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l - x)$$

$$M_t^{max} = M(x_0)$$

$$\frac{dM_t(x)}{d(x)} = 0 \Rightarrow x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_G - M_D}{l_i}$$

L'effort tranchant :

$$V_i = V_0 + \frac{M_G - M_D}{l_i}; \text{ Avec } V_0 \text{ est l'effort tranchant isostatique : } V_0 = \pm \frac{P_u \times l}{2}$$

Cette méthode consiste à minorer la charge permanente et prendre ($G' = \frac{2}{3} G$).

- La charge G' est utilisée pour le calcul des moments au niveau des appuis seulement par cette méthode.
- Le calcul des moments en travée se fait par la charge total G et non pas G' .

Les charges et surcharges revenants aux poutrelles :

Le calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles se fait comme suit :

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q \text{ et } P_u = l_0 \times q_u$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q \quad \text{et } P_s = l_0 \times q_s$$

$$\text{Avec : } l_0 = 0.65 \text{ m}$$

III.3.2.2 Calcul des moments et des efforts tranchants :

a- calcul des moments:

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux ci-après :

• **Moment a L'ELU**

Tableau III 3: Moment a L'ELU.

travée	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M ₁ (KN.m)	M ₂ (KN.m)	M _t (KN.m)
1.5	0	20.38	14.5	3.95	3.95
2.4	20.38	24.02	14.5	14.97	14.97
3	24.02	24.02	14.5	8.89	8.89

• **Moment a L'ELS :**

Tableau III 4: Moment a L'ELS.

travée	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M ₁ (KN.m)	M ₂ (KN.m)	M _t (KN.m)
1.5	0	14.58	9.62	2.83	2.85
2.4	14.58	17.18	9.62	10.71	10.71
3	17.18	17.18	9.62	6.36	6.36

b- Calcul des efforts tranchants :

$$V_i = V_0 + \frac{M_G - M_D}{l_i}; \text{ Avec } V_0 \text{ est l'effort tranchant isostatique : } V_0 = \pm \frac{P_u \times l}{2}$$

• **à l'ELU :**

Tableau III 5: efforts tranchants à ELU.

travée	a (m)	b (m)	V _w (KN)	V _e (KN)
1	1.38	1.62	-9.45	23.60
2	1.53	1.47	-28.42	29.85
3	1.5	1.5	-27.42	27.42
4	1.47	1.53	-29.85	28.42
5	1.62	1.38	-23.60	9.45

- à l'ELS :

Tableau III 6: efforts tranchants à ELS.

travée	a (m)	b (m)	V_w (KN)	V_e (KN)
1	1.38	1.62	-6.83	16.88
2	1.53	1.47	-20.33	21.36
3	1.5	1.5	-19.62	19.62
4	1.47	1.53	-21.36	20.33
5	1.62	1.38	-16.88	6.83

III.3.2.3 **Diagrammes des moments et l'effort tranchants:**

- A l'ELU:

Figure III 13: Diagramme des moments fléchissant à ELU.

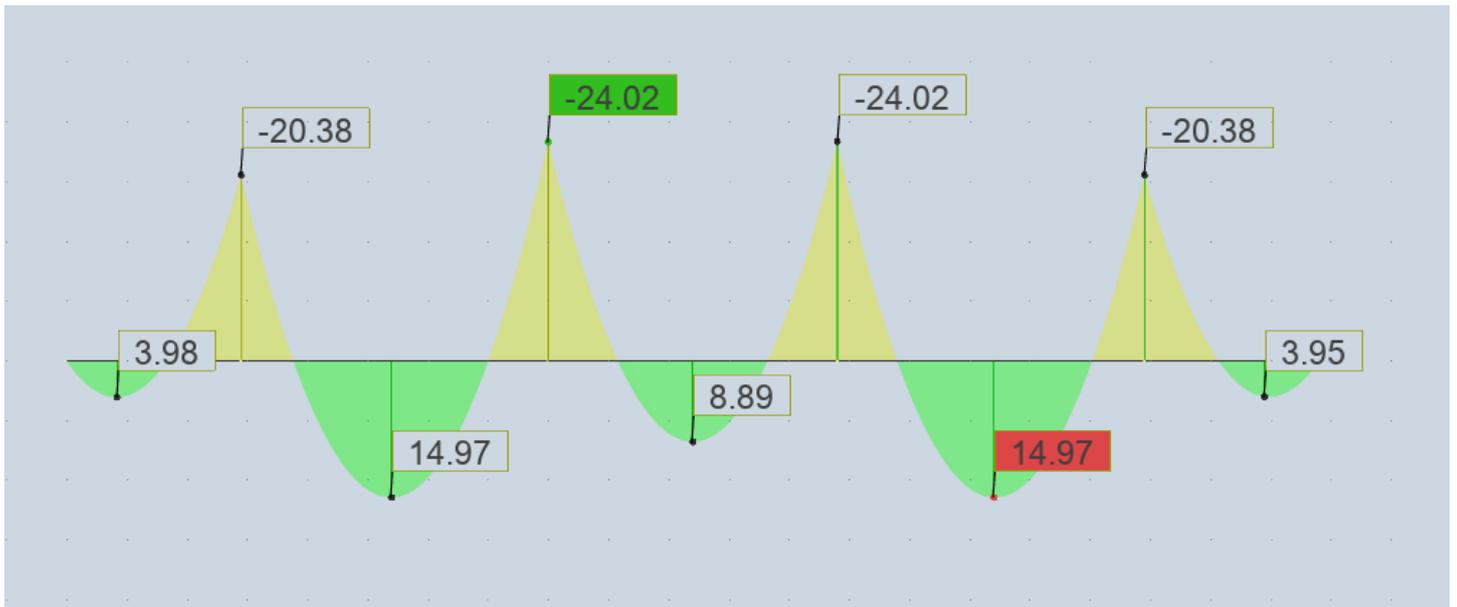
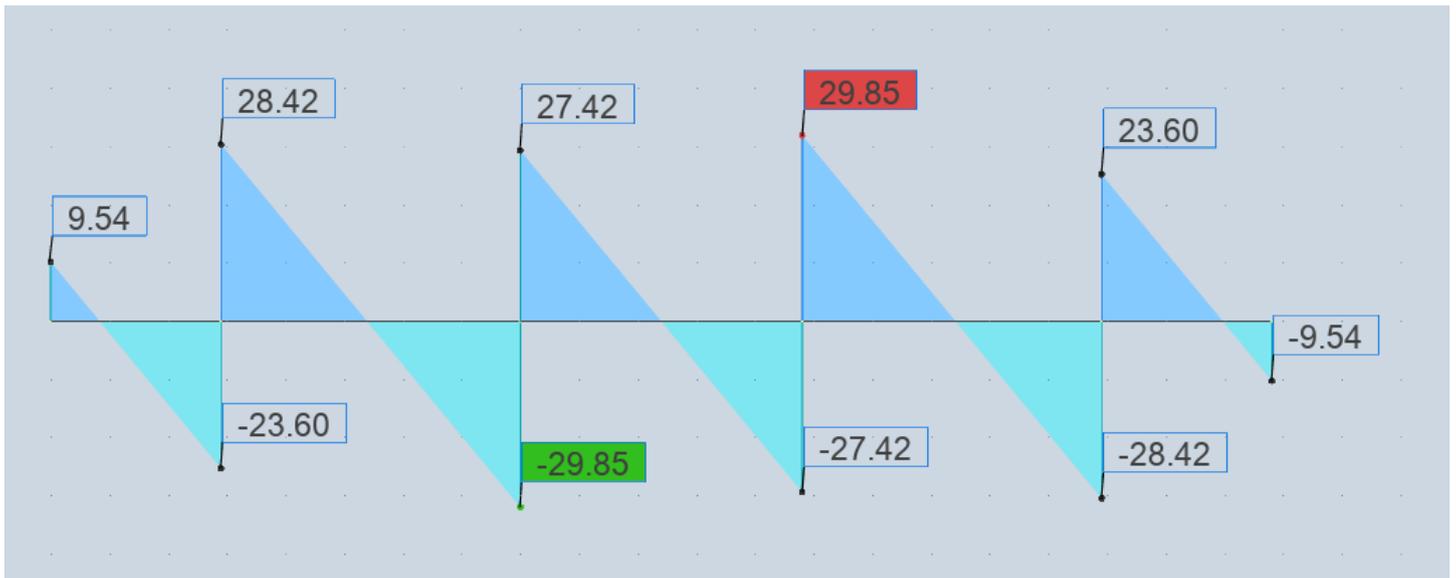


Figure III 14: Diagramme des efforts tranchants à ELU.



- **A'ELS:**

Figure III 15: Diagramme des moments fléchissant à ELS.

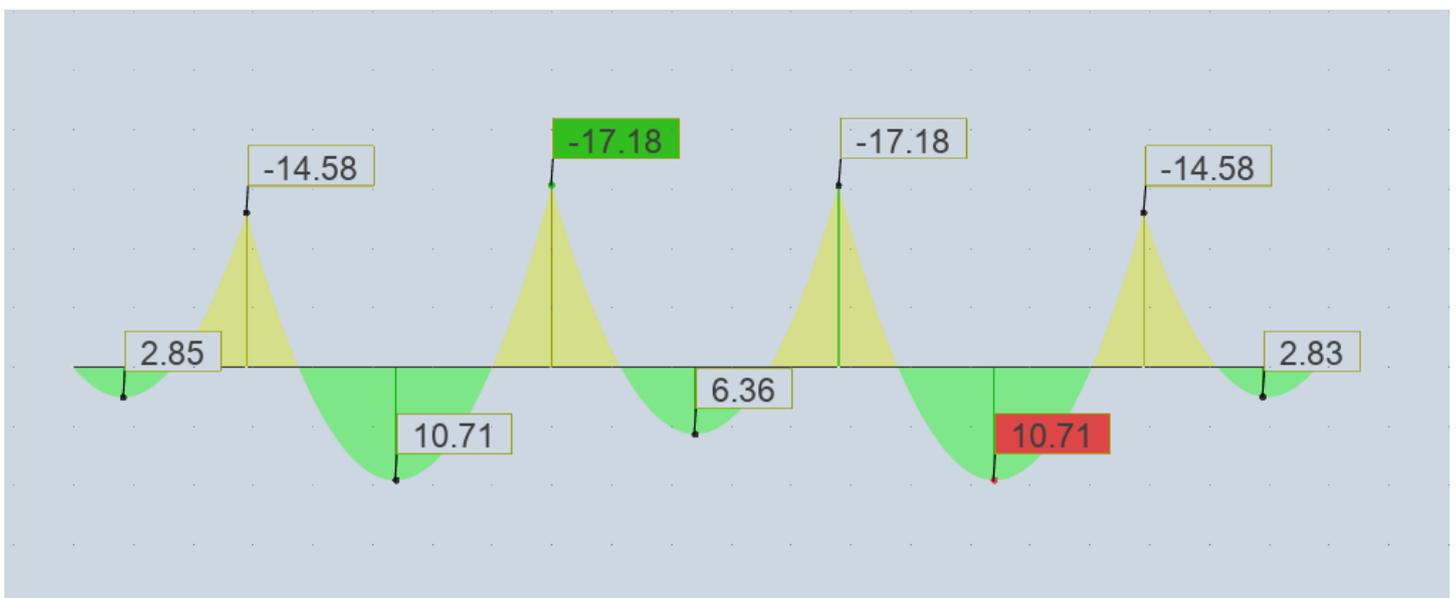
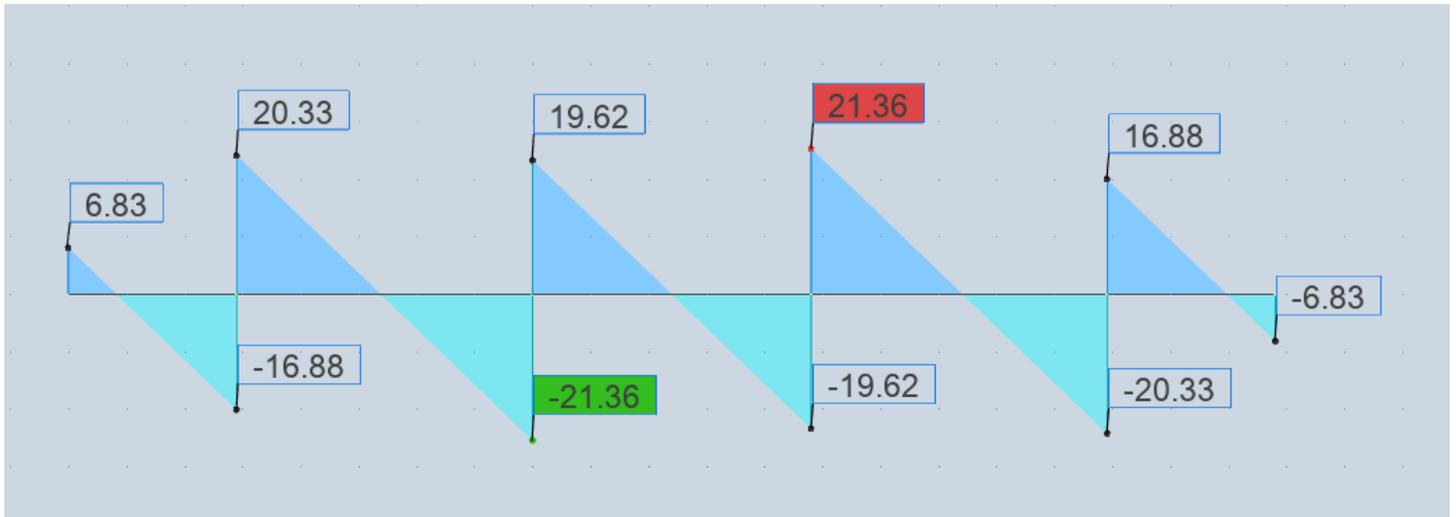


Figure III 16: Diagramme des efforts tranchants à ELS.



III.3.2.4 Calcul des armatures:

1) A l'ELU:

Calcul des armatures longitudinales :

- En travée:

Les calculs des armatures s'effectue comme une poutre

12cm

De section en T.

$$M_{t \max} = 7,34 \text{ kN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression:

$$M_0 = b h_0 F_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad , \quad F_{bc} = \frac{0.85 F_{c28}}{1.5} = 16.8 \text{ MPa}$$

$$b = 0.65 \text{ m} \quad h_0 = 0.05 \text{ m}$$

$$d = 20 - d' = (20 - 2) 10^{-2} = 0.18 \text{ m}$$

$$M_0 = 16.8 * 0.65 * 0.05 * \left(0.18 - \frac{0.05}{2} \right) 10^3 = 84.63 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = 8463 \text{ kg.m}$$

Donc

$M_{t\max} < M_0 \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en **T** sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions **(b*h)**, **b=65cm** et **h=25 cm**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 F_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{7.3405 * 10^3}{65 * 18^2 * 16.8} = 0.0207$$

$$\mu_{bu} = 0.0207 < \mu_{lu} = 0.392 = 0.3$$

La section est simplement armée $\Rightarrow (A' = 0) \Rightarrow$ méthode simplifiée

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 18(1 - 0.6(0.0207))$$

$$Z_b = 17.735 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z_b F_{ed}} = \frac{7.3405 * 10^3}{17.735(348)}$$

$$A_s = 1.19 \text{ cm}^2$$

Soit : **2HA10=1,57cm²**

- **Sur appuis:**

$$M_{\max} = 4,63 \text{ KN.m}$$

La table entièrement tendue la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire avec **d=23cm** et **b₀=12cm**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 d^2 F_{bc}} = \frac{463.447 * 10}{0.12(180^2) 16.8}$$

$$\mu_{bu} = 0.084 < \mu_{lu} = 0.3$$

$\Rightarrow A' = 0 \Rightarrow$ Section, simplement armée

$\mu_{bu} = 0.084 < 0.275 \Rightarrow$ On utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d(1 - 0.6(0.084))$$

$$Z_b = 17.09 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{463.41 * 10}{17.09(348)} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Soit : **1HA12=1.13cm²**

Calcul des armatures transversales:

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{20}{35}, 1, \frac{12}{10}\right)$$

$$\phi_t \geq 0.57 \text{ cm}$$

On utilise des aciers ronds lisse soit $\emptyset 6$ de nuance **FeE235**.

III.3.2.5 Espacement des armatures transversales:

$$\rho_0 = \frac{A_t}{b_0 S_t}$$

$$\rho_0 = \frac{\tau_u - \tau_0}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad \rho : \text{Pourcentage d'armature transversale dans lame}$$

Avec : $\rho_0 = 0.3 F_{t28} K$

$K=1$, fissuration peu préjudiciable (**FNP**)

$$\tau_0 = 0.3(2.4)1 = 0.72 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{(0)}}{b_0 d}$$

$$T_{(0)} = T_{\max} - \frac{5}{6h} q_u$$

$$q_u = 8.24 \text{ KN/ml}$$

$$T_{\max} = 14.78 \text{ KN}$$

$$q_u = 6.29 \text{ KN/ml}$$

$$T_{(0)} = 14.78.345 - 1.37.31 = 13.41 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1341.03}{120(180)} = 0.62 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 90 \Rightarrow \sin \alpha = 1, \cos \alpha = 0$$

$$\rho_0 = \frac{0.723 - 0.62}{0.9x\left(\frac{2.35}{1.15}\right)x1} = 5.43x10^{-5}$$

$$\rho_{t \min} = \text{Max}\left(0.5 \frac{\tau_u}{f_e}, \frac{0.4}{f_e}\right)$$

$$f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$\rho_{t \min} = \text{Max}(1.32x10^{-3}, 1.7x10^{-3}) = 1.70x10^{-3}$$

$$\rho_t = \text{Max}(\rho_{t \min} - \rho_0)$$

$$\rho_t = \text{Max}(5.43x10^{-5}, 1.7x10^{-3}) = 1.7x10^{-3}$$

◆ **Calcul de S_t :**

$$S_t = \frac{A_t}{\rho_t b_0}$$

$$A_t = 2\phi_6 = 0.56\text{cm}^2$$

$$S_t = \frac{0.56}{1.7 \times 10^{-3}(12)} = 27.45\text{cm}$$

◆ **Calcul de S_t max:**

$$S_{t \max} = \min(0.9d, 40\text{cm})$$

$$S_{t \max} = \min(16.2, 40\text{cm}) = 16.2\text{cm}$$

$$S_{t \max} = 16.2\text{cm}$$

$$S_t > S_{t \max}$$

Donc on prend $S_t = 15\text{cm}$

III.3.3 **Vérification :**• **A'ELU :**1) **condition de non fragilité:** (Art AA2.BAEL91)

$$A_{\min} = 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{t}{400} = 0.293\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.293\text{cm}^2$$

$$A_{st} = 1.57\text{cm}^2 > A_{\min} \dots \text{ok}$$

$$A_a = 1.13\text{cm}^2 > A_{\min} \dots \text{ok}$$

$$A_t = 0.56\text{cm}^2 > A_{\min} \dots \text{ok}$$

2) **Contrainte tangentielle:**

(Art:5-1.2BAEL91)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2F_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,636 < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée}$$

3) influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

On doit vérifier :

$$T_u \leq 0.4 \frac{F_{c28}}{\gamma_b} \times b_0 \times a$$

$$T_u \leq 0.267 F_{c28} b_0 d$$

• **appuis de rive:**

$$T_u = 12,65 \text{KN} \quad a = 0.9d = 16.2 \text{cm}$$

$$T_u \leq 0.267 \times 162 \times 120 \times 25 \times 10^{-1}$$

$$T_u \leq 129,76 \text{KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **appuis intermédiaires:**

$$T_u = 28,92 \text{KN}$$

$$T_u < 129,76 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

4) contrainte d'adhérence pour l'entraînement des barres :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi F_{t28} \quad \psi = 1.5 \text{ pour Fe 400}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.4 = 3.6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

$$\left\{ \sum u_i = n\pi\phi \quad \text{Sommes des périmètres utiles des barres} \right.$$

$$\tau_{se} = \frac{1478.345}{0.8 \times 180 \times 3.14 \times 12 \times 1} = 2.42 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.6 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

AL'ELS:

1) Contrainte de compression dans le béton:

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{Mpa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$K = \frac{M_{SER}}{I}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K Kg/cm ³	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Travée	5,21	2,35	2,35 10 ³	1,43	5,35	0,765	18	Vérifiée
Appui	3,29	1,13	3,3 10 ³	5,86	9,79	5,84	18	Vérifiée

2) Vérification de l'état d'ouverture des fissures:

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

3) Vérification de l'état limite de déformation (la flèche):

On doit vérifier que:

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} Mpa$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est

pas vérifié Avec:

L: la portée entre nus d'appuis (L=2.9m)

M_t: moment maximum en travée

M₀: moment isostatique

A_s: section d'armateur tendu correspondante

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{290} \geq \frac{1}{16}$$

0.086 \geq 0.0625condition vérifiée

$$2) \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots\text{condition non vérifiée}$$

Donc il est indispensable de calculer la flèche et vérifiée celle-ci avec la flèche admissible

◆ **Section homogénéisée:**

$$B_0 = (b_0 h + (b - b_0) h_0) + 15 A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 15 \times (2.35) = 487,25 \text{ cm}^2$$

◆ **Moment statique de la section homogène par rapport à x-x :**

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d$$

$$S_{/xx} = 3458.5 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = S_{/xx} / B_0 = 7.1 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) h_0 (V_1 - 0.5 h_0)^2 + 15 A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = 2 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

◆ **Calcul de la flèche :**

$$\text{a) } f_i = \frac{M_s x l^2}{10 E_i I_{fi}} \leq \frac{l}{500} \quad \text{b) } f_v = \frac{M_s x l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \frac{l}{500}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad , \quad I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

f_i : la flèche sous charge de faible durée d'application

f_v : la flèche sous charge de longue durée d'application

E_i : module de déformation instantanée du béton

I_0 : moment d'inertie de la section totale homogène

I_{fi} , I_{fv} : module d'élasticité fictif

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \delta} : \text{Coefficient pour la déformation instantanée.}$$

$\lambda_v = 0,4 \cdot \lambda_i$: Coefficient pour la déformation différée.

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \delta \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3,42 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$E_i = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 1,15 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

D'où : $f_i = 0,2 \text{ cm} < \frac{l}{500} = 0,6 \text{ cm}$ vérifiée

$f_v = 0,35 \text{ cm} < \frac{l}{500} = 0,6 \text{ cm}$ Vérifiée

III.3.4 Schéma de ferrailage:

Figure III 17: Schéma de ferrailage de la Poutrelle.

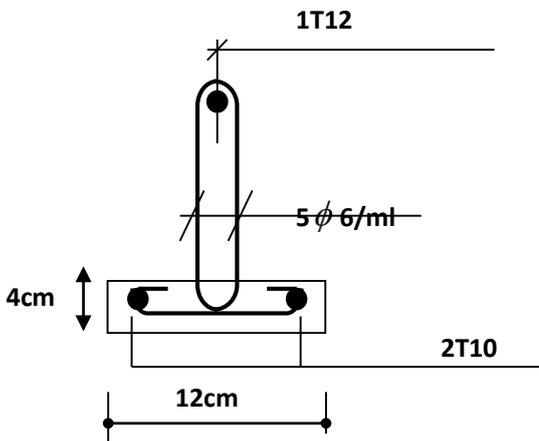
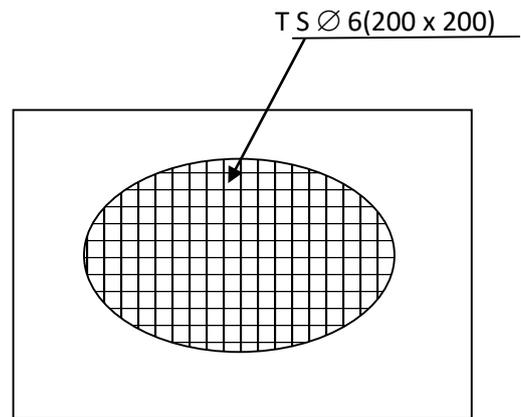


Figure III 18: Schéma de ferrillage de la Dalle de compression.



CHAPITRE IV :

ETUDE DYNAMIQUE

ET SISMIQUE.

IV. Chapitre 4 : Etude dynamique et sismique

Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles touchant la surface terrestre, les séismes figurent parmi celles ayant le plus d'impact sur les structures dans les zones urbanisées. Face à ce risque imprévisible, la meilleure prévention reste probablement la construction parasismique. Étant donné que notre ouvrage est situé dans une zone de forte sismicité, le système de contreventement doit inclure des voiles pour absorber les efforts horizontaux causés par le séisme. Notre conception doit également respecter les exigences du règlement parasismique algérien, qu'elle soit régulière ou irrégulière. L'expérience montre en effet que l'application de ces règles réduit significativement l'ampleur des dégâts sismiques.

La meilleure approche pour concevoir des structures parasismiques consiste à établir des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

IV.1 Etude dynamique:

IV.1.1 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif principal de l'étude dynamique d'une structure est d'identifier ses caractéristiques vibratoires intrinsèques. Cette démarche, souvent complexe dans le cas de notre structure actuelle, nécessite généralement des modélisations afin de simplifier les problèmes et faciliter l'analyse.

IV.1.2 Modélisation de la structure étudiée :

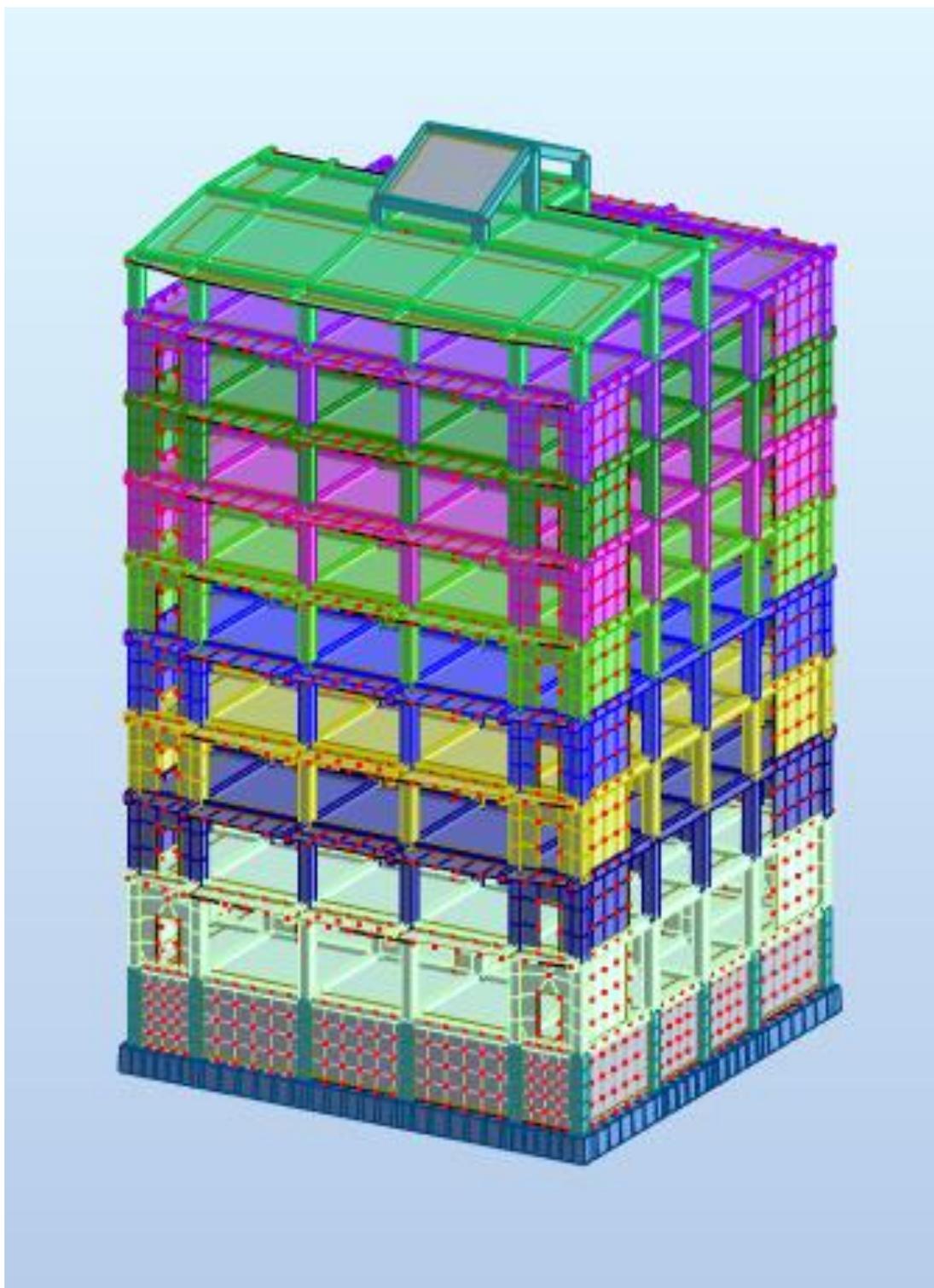
En raison de la complexité et des difficultés liées au calcul manuel des efforts internes, tels que les moments et les forces normales dans les éléments structuraux, le logiciel ROBOT STRUCTURAL est utilisé pour réaliser ces calculs.

IV.1.3 Présentation du logiciel Robot Structural Analysis :

Robot Structural Analysis est un logiciel de calcul de structures développé par Autodesk, utilisé pour modéliser, analyser et dimensionner diverses structures (bâtiments, ponts, etc.). Il offre des fonctionnalités avancées d'analyse statique, dynamique et sismique, en supportant de nombreuses normes internationales. Le logiciel s'intègre avec d'autres outils comme Revit, et génère automatiquement des rapports et documents. Son interface intuitive et ses capacités de modélisation 3D en font un outil flexible et fiable pour les ingénieurs, optimisant le processus de conception et assurant la précision des résultats.

La modalisation de notre structure à partir de logiciel **Robot Structural Analysis** nous permis d'obtenir cette vue en 3D suivante :

Figure IV 1: schéma de la structure en 3D.



IV.2 Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires :

- **Mode de vibrations et taux de participation des masses :**

Après l'analyse automatique effectuée par le logiciel **Robot Structural Analysis** les résultats obtenus sont présentés dans le tableau

Tableau IV 1: périodes, modes et facteurs de participation massique.

Mode	Period	SumUX	SumUY	UX	UY
1	0,73	70,82	0,00	70,82	0,00
2	0,66	0,00	72,78	70,82	72,78
3	0,47	1,44	0,00	72,25	72,78
4	0,20	11,34	0,01	83,59	72,79
5	0,20	0,01	10,93	83,60	83,72
6	0,16	4,22	0,00	87,82	83,73
7	0,14	1,79	0,00	89,61	83,73
8	0,13	0,00	8,31	89,61	92,03
9	0,12	0,34	0,00	89,95	92,03
10	0,11	2,46	0,00	92,40	92,03

- **Modes de vibrations obtenus :**

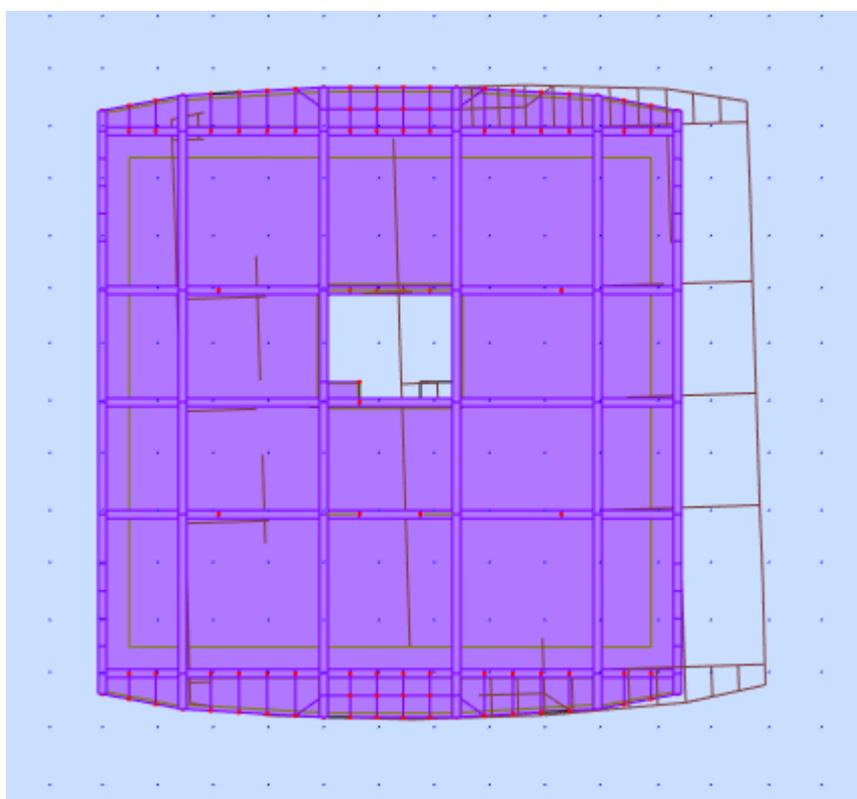
Figure IV 2: 1er Mode de translation suivant l'axe X-X de période $T=0.73s$.

Figure IV 3: 2ème Mode de translation suivant l'axe Y-Y de période $T=0,66s$.

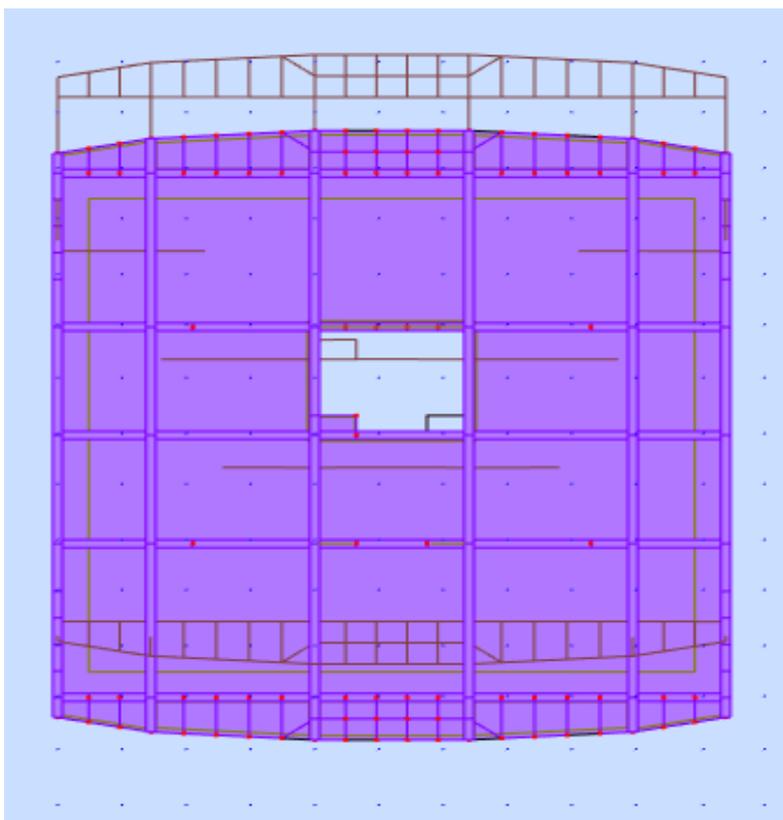
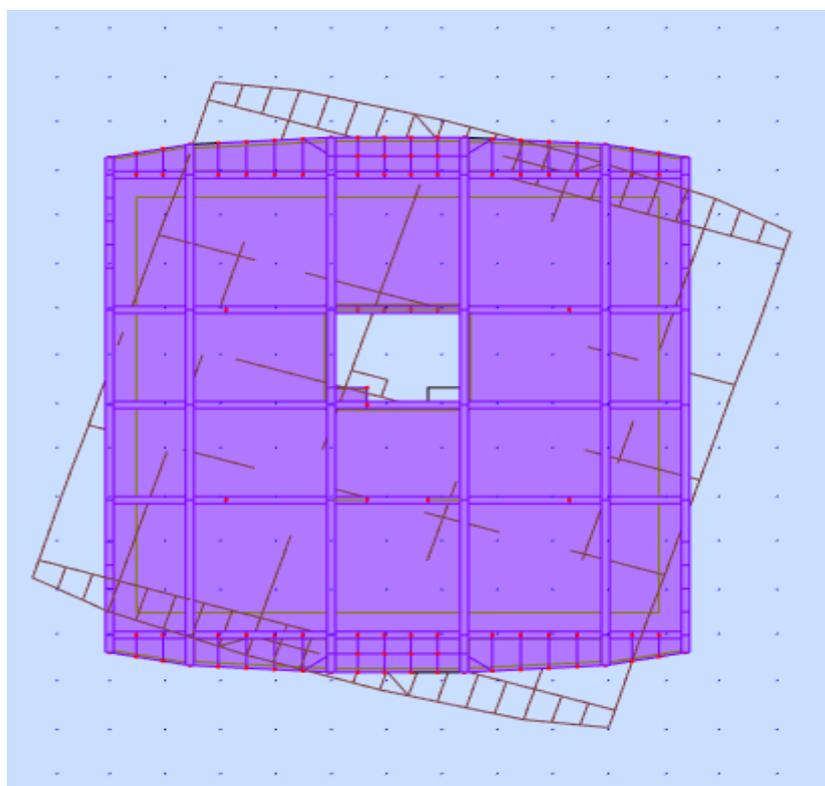


Figure IV 4: 3ème Mode de rotation autour de l'axe Z de période $T=0,47s$.



IV.3 Etude sismique de bâtiment :

IV.3.1 Choix de la méthode de calcul :

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

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Condition d'RPA99/Version 2003 :

Une des vérifications recommandées par le **RPA99/Version 2003 (article 4.3.6)** porte sur la résultante des forces sismiques. Il est stipulé que la résultante des forces sismique à la base, notée V_t et obtenue par la combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de celle calculée en utilisant la méthode statique équivalente, notée V .

$V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moment ...) Si dans le rapport : $r = 0.8V / V_t$.

IV.3.2 Analyse modale spectrale

- **Principe :**

Le principe consiste à identifier les effets maximums induits dans la structure par les forces sismiques, représentés par un spectre de réponse de calcul, pour chaque mode de vibration. Ces effets sont ensuite combinés afin d'obtenir la réponse globale de la structure.

- ◆ **Calcul de la force sismique totale :**

- a. **Spectre de réponse:**

Selon le **RPA99/version 2003 (Art 4.3.3)** Le spectre de réponse de calcul est défini par les relations suivantes :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \Rightarrow 0 \leq T \leq T_1 \\ 1.25A \times 2.5\eta \times \frac{Q}{R} \Rightarrow T_1 \leq T \leq T_2 \\ 1.25A \times 2.5\eta \times \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0_s \\ 1.25A \times 2.5\eta \times \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \Rightarrow T > 3.0_s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

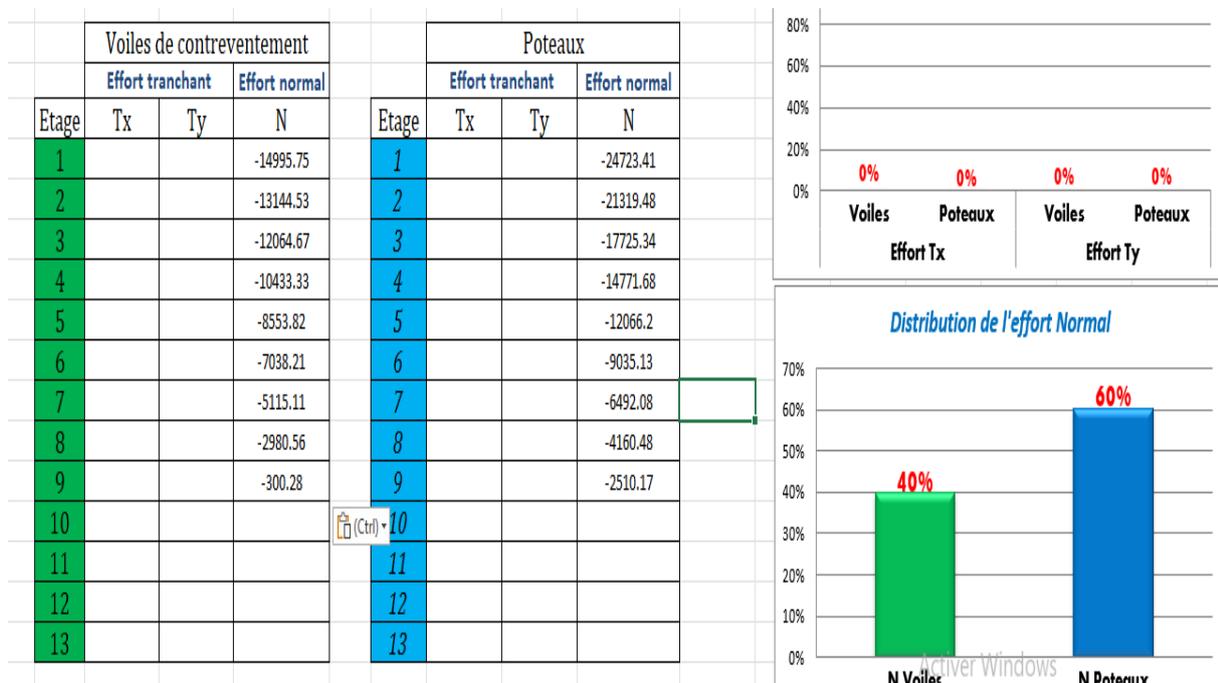
R : coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

Dans cette approche, la méthode RPA propose de remplacer les forces dynamiques réelles générées par un séisme par un ensemble de forces statiques fictives. Ces forces fictives sont conçues pour reproduire les mêmes effets et sont appliquées séparément selon les deux directions correspondant aux axes principaux de la structure. La structure étudiée sera située dans la ville d'Alger, considérée comme une zone de forte sismicité (zone III) selon le règlement parasismique algérien (RPA99 / Version 2003), et appartient au groupe d'usage 2 avec une hauteur excédant 17 mètres. Toutefois, toutes les conditions nécessaires à l'application de la méthode statique équivalente ne sont pas remplies. Il est donc indispensable d'adopter la méthode dynamique modale spectrale, en se basant sur le spectre de réponse défini dans le RPA99 (version 2003). Les différents paramètres utilisés pour calculer l'effort tranchant à la base sont les suivants :

Tableau IV 2: Coefficient de comportement R.



- Groupe d'usage : 2
- Coefficient d'accélération de zone : zone III $\Rightarrow A = 0.25$
- Coefficient de comportement : **R = 3.5**
- Coefficient d'amortissement : $\xi = 7\%$
- Facteur de qualité : Q = 1.15

- Couche d'assise : site de catégorie (S3) $\Rightarrow T_1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,50 \text{ sec}$.

D : coefficient d'amplification dynamique.

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule suivant : $V = \frac{ADQ}{R} W_t$

A : coefficient d'accélération de zone, en fonction de la zone et du groupe d'usage.

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement.

W_t : poids total du bâtiment.

▪ **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Il est donné par le tableau (4.1 R.P.A 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment: Pour la **Zone III** et groupe d'usage 2 $\Rightarrow A = 0.25$

▪ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots \dots \dots T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

T_2 : période caractéristique dépendant du site : pour un site meuble (S3).

$$\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{cases} \dots \dots \dots \text{(Tableau 4.7 RPA 2003)}.$$

η : Facteur de correction d'amortissement, il est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 = 0.764 \quad \text{(Article 4.2 RPA 2003)}$$

ξ : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissages

On prend le cas le plus défavorable pour $\xi = 7\%$

♦ **Estimation de la période fondamentale :**

La période fondamentale $T = 0.50s$ inférieure à celle calculée par les formules empiriques données par le RPA99 :

$$T = C_T h_N^{3/4} \dots \dots \dots \text{(ART 4-2-4 RPA99/VER2003)}.$$

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage.

Pour une structure où le contreventement est partiellement assuré par des voiles en béton armé

$$C_T = 0.05 \quad ; \quad H_n = 31.11 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } T = 0.05 \times (31.11)^{\frac{3}{4}} = 0.66 \text{ s}$$

$$T_1 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

Après la majoration de 30% :

$$T = 0.66 \times 1.3 = 0.85 \text{ s}$$

$$T_1 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$T = 0.09 \frac{H_n}{\sqrt{D}}$$

a) sens longitudinale : $dX = 20.80 \text{ m}$ $T = 0.61 \text{ s}$. après maj $T = 0.79 \text{ s}$

b) sens transversale : $dY = 19.76 \text{ m}$ $T = 0.63 \text{ s}$. après maj $T = 0.82 \text{ s}$

D'après le **RPA99/version 2003**, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$\text{On a : } T_2 = 0.50 \text{ s} \quad \begin{cases} T_2 < T_x < T_2 \text{ s} & \text{donc: } D_x = D_y = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \\ T_2 \leq T_y \leq 3.0 \text{ s} & \text{donc: } D_y = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.764 \times \left(\frac{0.5}{0.73}\right)^{\frac{2}{3}} = \mathbf{1.48} \\ D_y = 2.5 \times 0.764 \times \left(\frac{0.5}{0.66}\right)^{\frac{2}{3}} = \mathbf{1.59} \end{cases}$$

◆ **Coefficient de comportement global (R) :**

La valeur est déterminée par le tableau (4.3 de RPA99/version 2003), en fonction du système de contreventement.

Dans notre cas, nous considérons le système (2) (voiles porteurs).

■ **Facteur de qualité Q :**

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \dots\dots\dots (\text{Art 4.4 R.P.A 2003}).$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 R.P.A 2003).

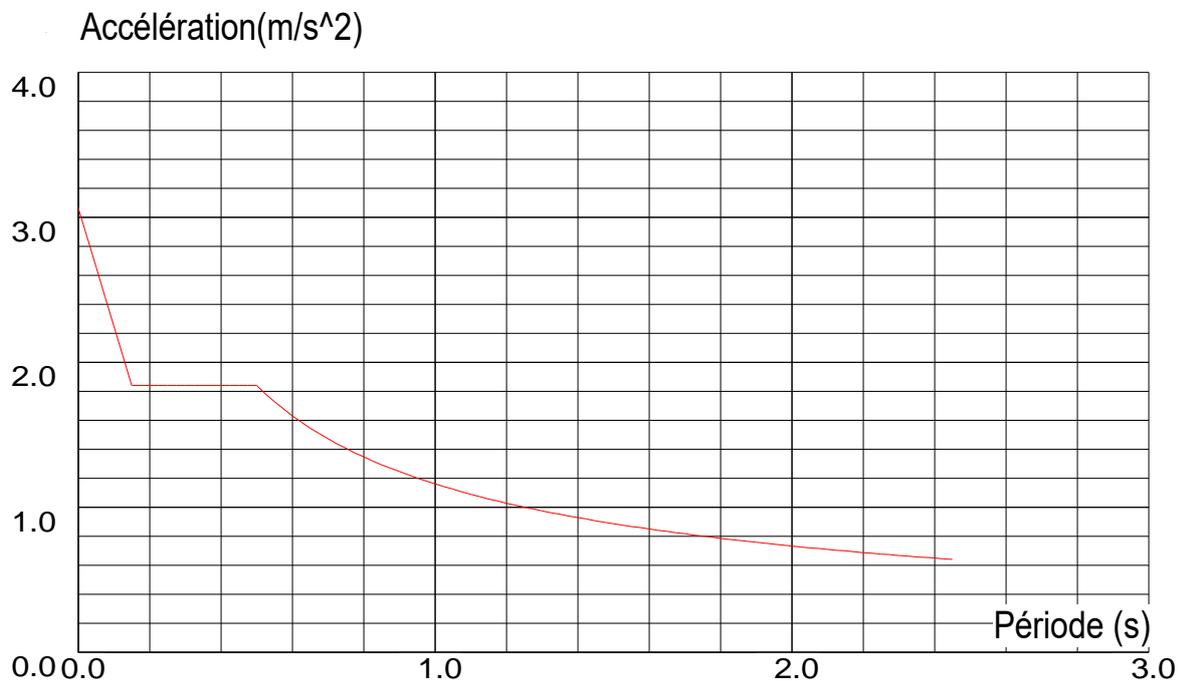
Tableau IV 3: Facteur de qualité.

Critère	P _q (s. long)		P _q (s. trans)	
	Obs	N/Obs	Obs	N/Obs
Condition minimale sur les files de Contreventement	/	0.05	0	0.05
Redondance en plan	0	0.05	/	0.05
Régularité en plan	0	/	0	/
Régularité en élévation	0	0.05	0	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	/	0	/
Contrôle de la qualité d'exécution	0	/	0	/
Q (totale)	1.15		1.15	

partir du tableau 4.4 de **RPA99/version2003** on trouve : **Q=1.15**

✧ **Spectre de réponse :**

Pour le calcul de réponse on utilise le **spectre RPA99** :



▪ **Poids total de la structure, W :**

W : poids de l'étage considéré.

W est égal à la somme des poids.

W_i , calculés à chaque niveau (i) : $W = \sum W_i$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : charges d'exploitation
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. $\beta = 0.20$

$$W_t = 41859.92 \text{ KN}$$

▪ **Nombre de modes à considérer :**

Pour les structures modélisées en plan dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à prendre en compte dans chaque direction d'excitation doit respecter les critères suivants :

- La somme des masses modales effectives des modes retenus doit être au moins égale à 90 % de la masse totale de la structure.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure doivent être inclus pour déterminer la réponse globale de la structure.
- Un minimum de trois (3) modes doit être retenu dans chaque direction analysée.
- Si ces conditions ne peuvent être respectées en raison d'une influence significative des modes de torsion, le nombre minimal de modes (k) à retenir doit être ajusté en conséquence.

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20 \text{ sec} \quad (\text{article 4-14 RPA/2003})$$

Où :

- N représente le nombre de niveaux au-dessus du sol.
- T_k est la période du mode k.

Constatation :

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0.73 \text{ s}$.

2°/ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.

3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

4°/ On doit retenir les 10 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% (selon le RPA99).

D'après le RPA99/version 2003, les valeurs de T_E obtenues par les formules de Rayleigh ou par des méthodes numériques ne doivent pas excéder de plus de 30% celles estimées par les formules empiriques appropriées.

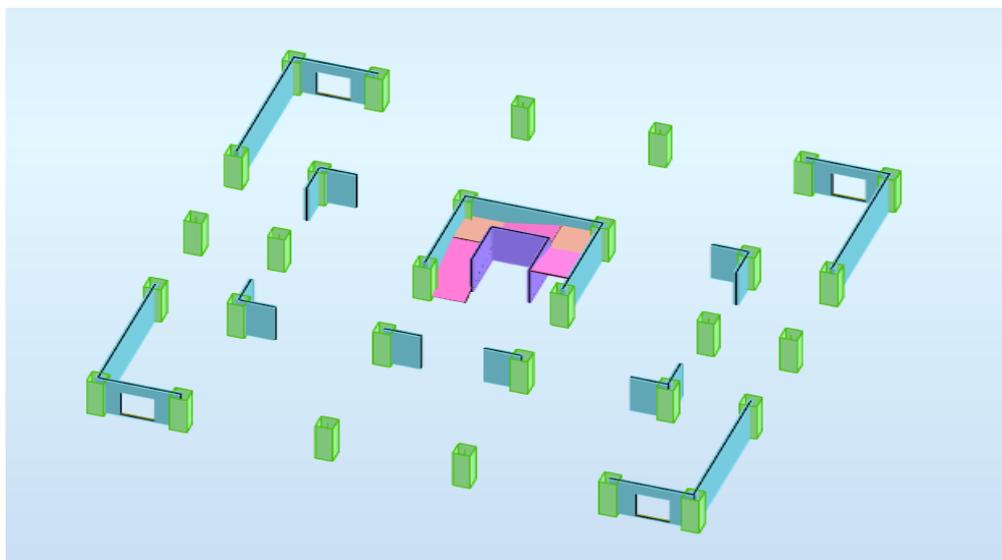
$$T = 0.50 \text{ s} < T = 0.61 * 1.30 = 0.79 \text{ s} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

1) Choix de la disposition des voiles :

Le plan d'architecture a été pris en compte en prévoyant un nombre minimal des voiles dans chaque direction pour déterminer une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

- ❖ La disposition des voiles adoptée est indiquée sur la figure suivante :

Figure IV 5: Disposition et nomination des voiles (vue en plan).



2) Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

Centre de masse:

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure.

Les coordonnées du centre de masse sont données par

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i .

X_i, Y_i : les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère global.

1. **L'excentricité accidentelle :** (article 4.2.7 RPA99/Version 2003)

$$e_{acc} = \pm 0.05 \max (l_x, l_y) = \pm 0.05 \max (19.76 ; 20.80) = 1.04\text{m}$$

$$e_{acc} = 1.04 \text{ m}$$

Donc : $e_x = \max (e_{acc} ; e_{réel}) = 1.04 \text{ m}$.

$$e_x = 1.04\text{m}.$$

IV.3.3 Vérification des exigences de RPA99/2003 :

IV.3.3.1 Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications suggérées par le (RPA99/version2003) porte sur la résultante des forces sismiques. En effet, la résultante des forces sismique à la base, V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, doit représenter au moins 80% de celle déterminée par la méthode statique équivalente V pour une période fondamentale définie par la formule empirique appropriée.

Si $V_{dy} < 0.8 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $r = 0.8V/V_t$

$$V_{stat} = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

Sens	A	D	Q	R	W	V_s	$0.8V_s$	E dyn
X-X	0.25	1.48	1.15	3.5	41859.92	5088.97	4071.18	4452.57
Y-Y	0.25	1.59	1.15	3.5	41859.92	5467.20	4373.76	5054.38

Tableau IV 4: Vérification des forces sismique.

IV.3.3.2 Distribution des forces sismique selon la hauteur:

✚ Principe de calcul : (Art 4.43)

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

- ✓ R : coefficient de comportement.
- ✓ δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques.
- ✓ Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le déplacement admissible est : $\Delta_{k adm} = 1\% h_0$

Avec :

h_0 : hauteur d'étage

❖ Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

Sens longitudinal :

Tableau IV 5: Déplacement inter-étage dans le sens x-x.

Etage i	R	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k1}$	1%h	Obs
8 ^{ème} ETAGE	3.5	1.227	3.4	CV
7 ^{ème} ETAGE	3.5	1.173	3.4	CV
6 ^{ème} ETAGE	3.5	1.226	3.4	CV
5 ^{ème} ETAGE	3.5	1.249	3.4	CV
4 ^{ème} ETAGE	3.5	1.228	3.4	CV
3 ^{ème} ETAGE	3.5	1.169	3.4	CV
2 ^{ème} ETAGE	3.5	1.051	3.4	CV
1 ^{er} ETAGE	3.5	0.866	3.4	CV
RDC	3.5	0.758	3.91	CV

Sens transversal :

Tableau IV 6: Déplacement inter-étage dans le sens y-y.

Etage i	R	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k1}$	1%h	Obs
8 ^{ème} ETAGE	3.5	1.098	3.4	CV
7 ^{ème} ETAGE	3.5	1.053	3.4	CV
6 ^{ème} ETAGE	3.5	1,105	3.4	CV
5 ^{ème} ETAGE	3.5	1,142	3.4	CV
4 ^{ème} ETAGE	3.5	1,136	3.4	CV
3 ^{ème} ETAGE	3.5	1,102	3.4	CV
2 ^{ème} ETAGE	3.5	1,01	3.4	CV
1 ^{er} ETAGE	3.5	0.838	3.4	CV
RDC	3.5	0.73	3.91	CV

Commentaire :

Nous constatons que les déplacement inter-étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'article 5.10 du RPA/Version 2003 est vérifiée.

IV.3.3.3 **Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ : RPA 99 [art5-9]**

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1$$

Avec :

P_k : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au dessus du niveau K. Tel que :

$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{di})$$

V_k : l'effort tranchant d'étage au niveau K

Δ_k : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K-1).

H_k : hauteur d'étage K.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

 **Sens (X X) :**

Tableau IV 7: Vérification de l'effet P-Delta suivant X-X.

Etage i	Pk (KN)	Δk (m)	Vk (KN)	HK (m)	θk	Obs
8 ^{ème} ETAGE	-2873.75	1.227	774.23	3.4	0.013395059	CV
7 ^{ème} ETAGE	-7362.03	1.173	1588.4	3.4	0.015990307	CV
6 ^{ème} ETAGE	-11986.7	1.226	2309.69	3.4	0.018713653	CV
5 ^{ème} ETAGE	-16611.4	1.249	2896.99	3.4	0.021064118	CV
4 ^{ème} ETAGE	-21316.7	1.228	3379.96	3.4	0.022778601	CV
3 ^{ème} ETAGE	-26060.2	1.169	3778.68	3.4	0.023712275	CV
2 ^{ème} ETAGE	-30803.8	1.051	4096.64	3.4	0.023243396	CV
1 ^{er} ETAGE	-35636.3	0.866	4325.63	3.4	0.020983707	CV
RDC	-41050.6	0.758	4452.56	3.91	0.017873177	CV

Sens Y-Y :

Tableau IV 8: Vérification de l'effet P-Delta suivant Y-Y.

Etage i	Pk (KN)	Δk (m)	Vk (KN)	HK (m)	θ_k	Obs
8 ^{ème} ETAGE	-2873.8	1.098	886.54	3.4	0.010468250	CV
7 ^{ème} ETAGE	-7362	1.053	1757.18	3.4	0.012975700	CV
6 ^{ème} ETAGE	-11987	1,105	2594.16	3.4	0.015017143	CV
5 ^{ème} ETAGE	-16611	1,142	3281.37	3.4	0.017003516	CV
4 ^{ème} ETAGE	-21317	1,136	3841.17	3.4	0.018541935	CV
3 ^{ème} ETAGE	-26060	1,102	4297.84	3.4	0.019653060	CV
2 ^{ème} ETAGE	-30804	1,01	4658.34	3.4	0.019643319	CV
1 ^{er} ETAGE	-35636	0.838	4914.91	3.4	0.017870724	CV
RDC	-41051	0.73	5054.38	3.91	0.015163425	CV

Commentaire :

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à 0,1.

Donc : l'effet P-Delta peut etre négligé pour le cas de notre structure.

Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble

IV.3.3.4 renversement:

Sens X-X :

Tableau IV 9: Vérification de Renversement suivant X-X.

Etage	Vx (KN)	h(m)	W(KN)	Xg(KN)	Mr(KN)	Ms(KN)
RDC	4452.56	3.91	41859.92	10.4	496.3	435343.17
1	4325.63	7.31			1673.9	
2	4096.64	10.71			3405.4	
3	3778.68	14.11			5625.9	
4	3379.96	17.51			8456.8	
5	2896.99	20.91			12280.4	
6	2309.69	24.31			17534.6	
7	1588.4	27.71			22560.7	
8	774.23	31.11			24086.3	
Somme					96120.3	OK

+ **Sens Y-Y :**
Tableau IV 10: Vérification de Renversement suivant Y-Y.

<i>Etage</i>	<i>V_x (KN)</i>	<i>h(m)</i>	<i>W(KN)</i>	<i>Y_g(KN)</i>	<i>Mr(KN)</i>	<i>Ms(KN)</i>
<i>RDC</i>	<i>5054.38</i>	<i>3.91</i>	<i>41859.92</i>	<i>9.97</i>	<i>545.33</i>	<i>417343.2</i>
<i>1</i>	<i>4914.91</i>	<i>7.31</i>			<i>1875.53</i>	
<i>2</i>	<i>4658.34</i>	<i>10.71</i>			<i>3860.96</i>	
<i>3</i>	<i>4297.84</i>	<i>14.11</i>			<i>6443.61</i>	
<i>4</i>	<i>3841.17</i>	<i>17.51</i>			<i>9802.10</i>	
<i>5</i>	<i>3281.37</i>	<i>20.91</i>			<i>14369.60</i>	
<i>6</i>	<i>2594.16</i>	<i>24.31</i>			<i>20347.00</i>	
<i>7</i>	<i>1757.18</i>	<i>27.71</i>			<i>24125.40</i>	
<i>8</i>	<i>886.54</i>	<i>31.11</i>			<i>27580.30</i>	
<i>Somme</i>					<i>108950</i>	<i>OK</i>

 IV.3.3.5 **Vérification de l'effort normal réduit : (N_{réd})**

L'article (7-4-3-1) du RPA 2003 exige la vérification prescrire par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

- N_d : L'effort normal maximal
- B_c : L'aire de la section
- F_{c28} : La résistance Caractéristique de béton

 + **Poteau le plus sollicité :**
Tableau IV 11: Vérification des poteaux à l'effet normal réduit.

Poteau	Section	N (KN)	Fc28(KN/m2)	V	Obs
55X55	0.3025	2520,82	30000	0.28	CV
50X50	0.25	1917,01	30000	0.26	CV
45X45	0.2025	1063,40	30000	0.18	CV

 IV.4 **Conclusion:**

On peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes RPA99/Version 2003 notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

CHAPITRE V :
FERRAILLAGE DES
ÉLÉMENTS PRINCIPAUX.

V. Chapitre 5 : Ferrailage des éléments principaux

V.1 Introduction :

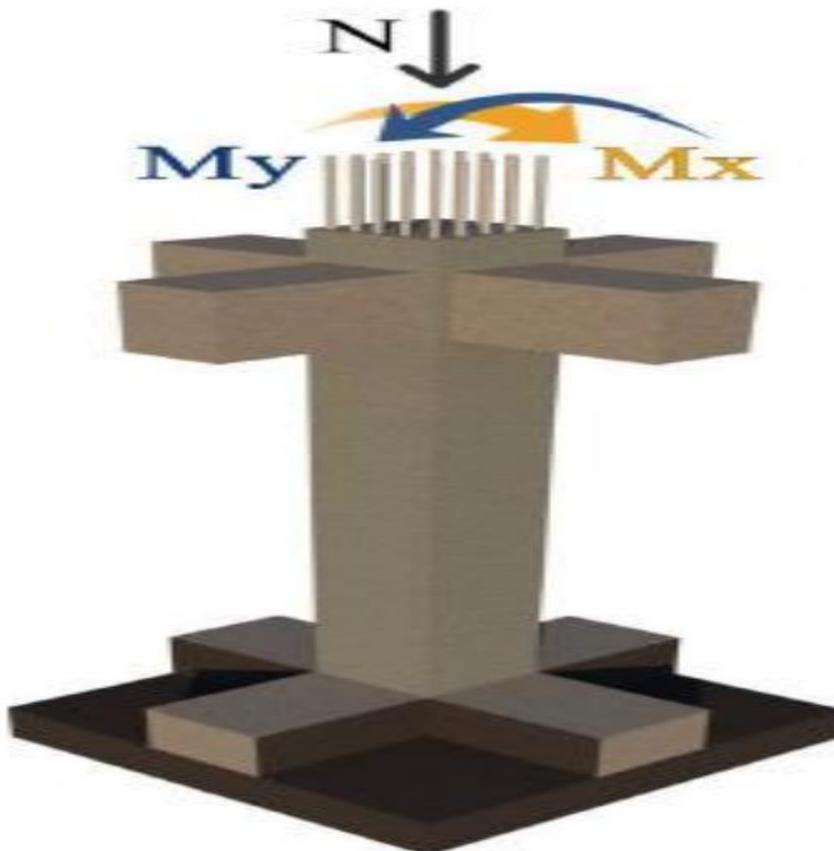
Une construction en béton armé doit rester résistante avant et après un séisme grâce à ses éléments principaux. Par conséquent, ces éléments doivent être correctement armés et bien disposés pour pouvoir supporter toutes sortes de sollicitations. Les sollicitations à considérer pour le calcul du ferrailage sont définies par le BAEL91 et le RPA99 V 2003, afin de prendre en compte les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure devra résister.

V.2 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal

« N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Figure V 1: Sollicitations du poteau en 3D.



V.2.1 **Combinaison des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Tableau V1: Combinaison des charges.

BAEL	RPA99/V2003
Situation durable	Situation accidentelle
ELU.....1.35G+1.5Q	G+Q±E
ELS.....G+Q	0.8G±E

V.2.2 **Ferrailage :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en zone III Leur pourcentage maximal sera de 3% en zone courante 6% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40 φ en zone III

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
25 cm en zone III

- Nmax et My correspondant et Mz correspondant .
- Nmin et My correspondant et Mz correspondant .
- Mymax et N correspondant et Mz correspondant .
- Mzmax et N correspondant et My correspondant.

Les sollicitations internes d'élément sont données par le logiciel :

Tableau V 2: Calcul des armatures longitudinales.

Section	N(KN)	My(KN.m)	Mz(KN.m)	Aca (cm ²)	Acnf (cm ²)	Arpa (cm ²)	Adop (cm ²)	Choix des barres
(55*55)	2520.82	2.11	88.72	1096.	3.45	27.22	28.6	8HA16+4HA20
	1777.63	91,92	63,99					
	-376,22	20,86	168,53					
	-653,93	10,10	86,67					
(50*50)	1917,00	10,29	30,76	12.81	2.71	22.5	24.1	12HA16
	946,39	111,45	27,64					
	-58,11	34,88	184,78					
	-443,00	21,72	148,48					
(45*45)	1063,39	16,88	24,50	6.54	2.20	18.22	24.1	12HA16
	174,05	111,09	50,82					
	16,36	54,10	164,82					
	-116,93	29,51	135,88					

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par **ROBOT**.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes.

Le ferrailage des poteaux se fait suivant les sollicitations suivantes :

V.2.3 Exemple de calcul :

D'après les efforts obtenus par le logiciel ROBOT, et à partir de la combinaison la plus défavorable, le poteau le plus sollicité.

Tableau V 3: Exemple de calcul des armatures longitudinales.

Étape de calcul	Indice	Formule	Valeurs	Unités
Excentricités et sollicitations	ea	$\text{Max}(2\text{cm}; L/250)$	0.02	m
	e1	$(\text{Mu}/\text{Nu})+ea$	0.068	m
	α	$\text{Mu}/(\text{Mu}+\text{Ms})$	0.75	/
	e2	$(\frac{3lf^2}{10000h})(2 + \alpha\phi)$	0.018	m
	Mu corr	$\text{Nu} . e$	121.38	KN.m
	Mua	$\text{Mu corr} + (\text{Nu}(d - h/2))$	10436.42	m
	μ_{bu}	$\frac{\text{Mua}}{b . d^2 . f_{bu}}$	0.486	/
armatures longitudinales	μ_u	$10^{-4}(3440\theta\gamma+49(\frac{f_{c28}}{\theta} - 3050))$	0.29	/
	μ_{bu}	$0.8\frac{h}{d}(1-0.4\frac{h}{d})$	0.37	/
	Zb	$d(1 - 0.6\mu_{bu})$	0.38	m
	Au	$\frac{\text{Mua}}{\text{Zb}\sigma_s}$	7.2	Cm ²
	A flexion composé	$Au - (\frac{\text{Nu}}{f_{ed}})$	3.3	Cm ²

V.2.4 Recommandations :

Les recommandations données par RPA99/VERSION2003 et BAEL et CBA sont résumées dans les tableaux suivants:

Tableau V 4: Recommandation de calcul.

CBA	RPA		BAEL	
A _{cnf}	A _{min}	A _{max}	A _{min}	A _{max}
$A_{cnf} \geq \frac{0.23.b.d.ft28}{f_e}$	0.9%B	Z _{cou} = 3%B Z _{rec} =6%B	$\text{Max}(\frac{4\text{cm}^2}{ml}; \frac{2B}{1000})$	$\frac{5B}{100}$

- B : section du béton=b x h.
- d=0.9.h

V.2.5 **Ferrailage transversal :**

Selon le RPA article 7.42.2 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante:

Tableau V 5: Recommandations de calcul.

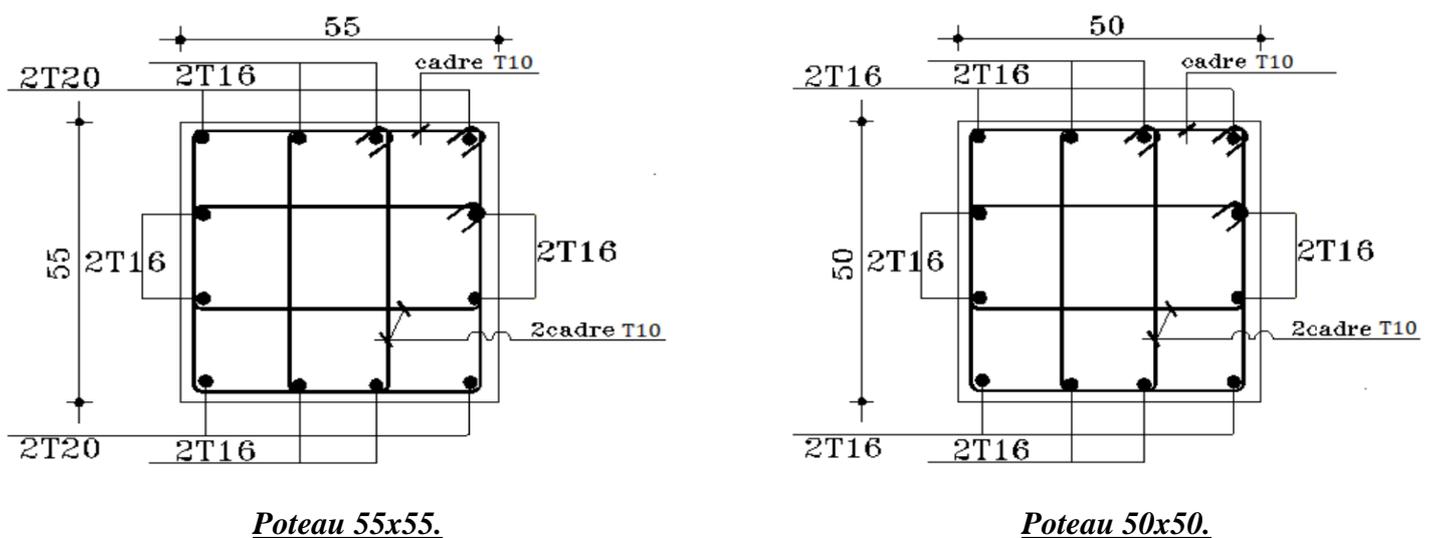
Armatures transversales (cm ²)	L'épaisseur des cadres (cm)		La quantité d'armatures transversales Minimales (%)		
	Zone de recouvrement	Zone courant	$\lambda_g \geq 5$	$\lambda_g \leq 3$	$3 < \lambda_g < 5$
$\frac{A_t}{t} = \frac{pavu}{htfe}$	$t \leq 10\text{cm}$	$t' \leq \min(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_{lmin})$	/	/	interpolation

Tableau V 6: Calcul des armatures transversales.

Section	Zone	$\lambda_g = \frac{L_f}{h}$	$\lambda_g > 5\text{mpa}$	At (cm ²)	choix	Aadp (cm ²)	RPA (%)	St (cm)	obs
55x55	Zcour	4.97	2.5	2.7	5Ø10	3.92	0.3	15	CV
	Zrec			1.8				10	CV

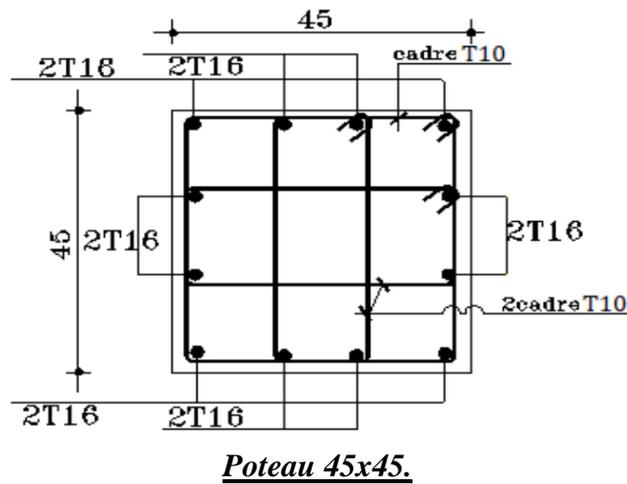
V.2.6 **Shéma de ferrailages des poteaux:**

Figure V 2: Shéma de ferrailages des poteaux.



Poteau 55x55.

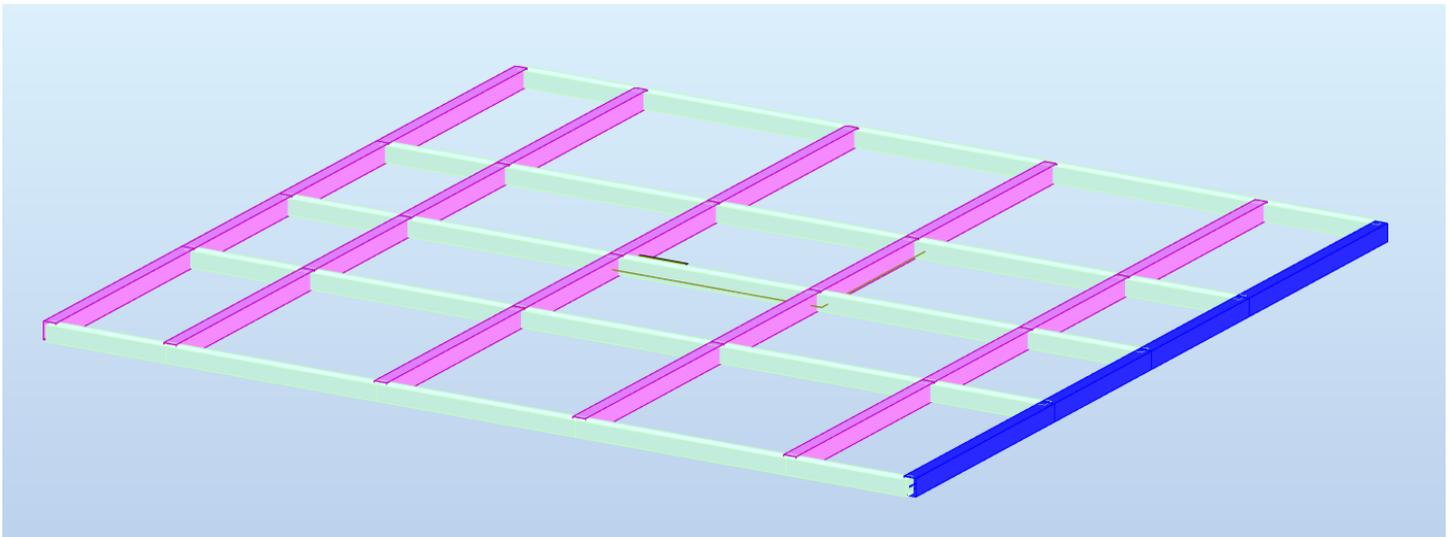
Poteau 50x50.



V.3 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui transfèrent les charges vers les poteaux et sont soumises à des moments de flexion et à des efforts tranchants. Pour leur dimensionnement, on prend en compte le moment maximal aux appuis ainsi qu'en travée afin de calculer la section d'acier nécessaire.

Figure V 3: Disposition de la poutre principale.



V.3.1 Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :✚ Calcul des moments fléchissant :*Figure V 4: Diagramme des moments fléchissant a l'ELU.**Figure V 5: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.*

calcul de l'effort tranchant :

Figure V 6: Diagramme des efforts tranchants a l'ELU.

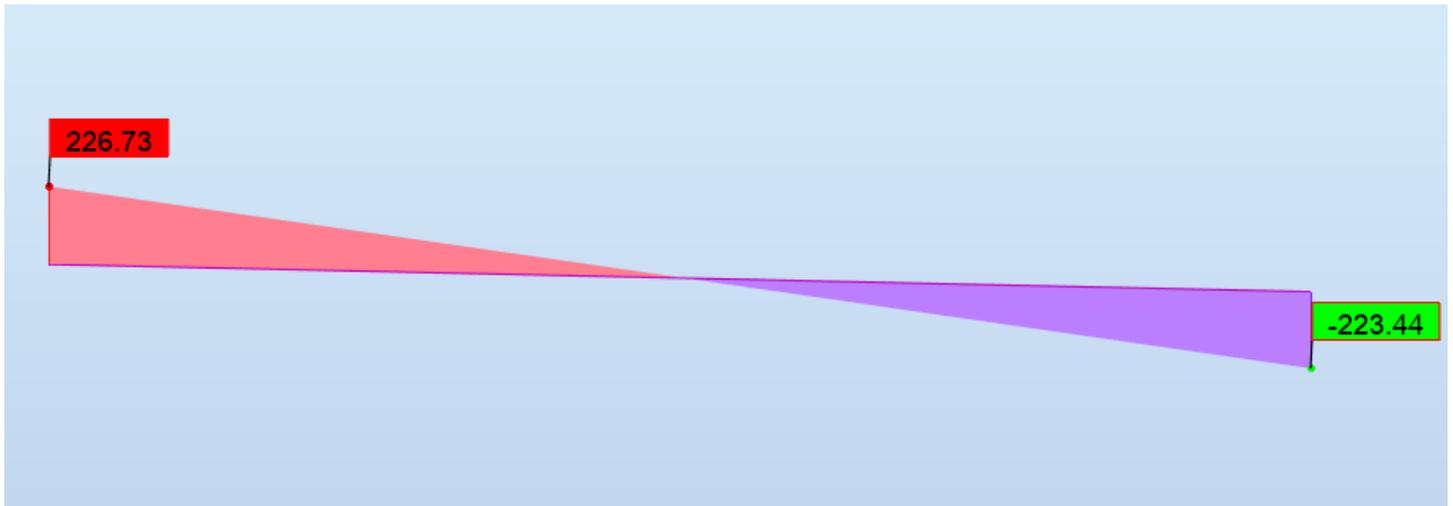


Tableau V 7: Sollicitations de calcul.

	Section (cm x cm)	M appuis (KN.m)	M travée (KN.m)
Poutre principale	30 x 45	216.45	114.69

V.3.2 Armatures longitudinales:

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

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Tableau V 8: Calcul des armatures longitudinales.

	Acal (cm ²)	Amin(cm ²)	Amax(cm ²)	Choix des barres	Aadp(cm ²)	St (cm)
ZONE COURANTE	17.2	6	48	6HA20	18.85	10
ZONE DE RECOUVREMENT	8.40	6	72	6HA14	9.24	10

V.3.3 Armature transversal :

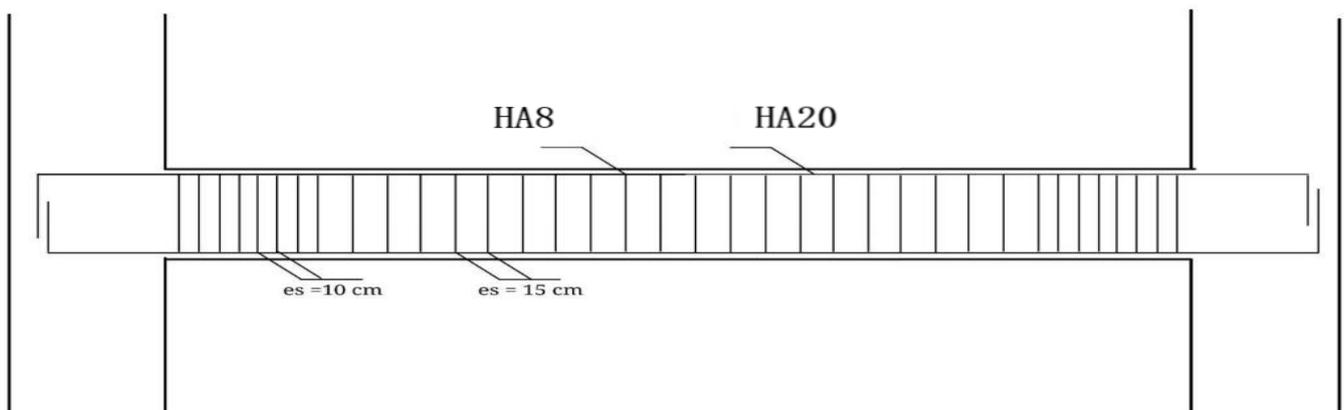
Selon le BEAL91	Selon le RPA99V2003		Choix des barres
	Zone nodale	Zone courante	
$St \leq (0.9d ; 40cm)$ $St = 15 cm$	$St \leq \min(h/4 ; 12\phi l; 30cm)$ $St = 10cm$	$St \leq h/2$ $St = 15cm$	$St = 15 cm$ $\phi t = 8mm$
$At \leq \frac{(0.4 . b . St)}{f_e}$ $At = 0.6cm^2$	$At = 0.003 . s . b$ $At = 1.8 cm^2$		
$\phi t \leq \min (35 h ; 10 b ; \phi l)$ $\phi t = 8mm$			

+ Calcul d'armatures transversales :

Tableau V 9: Calcul des armatures transversales.

Acal(cm ²)	Amin(cm ²)	choix	Aadp(cm ²)	st
1.4	0.6	6HA8	3.02	10

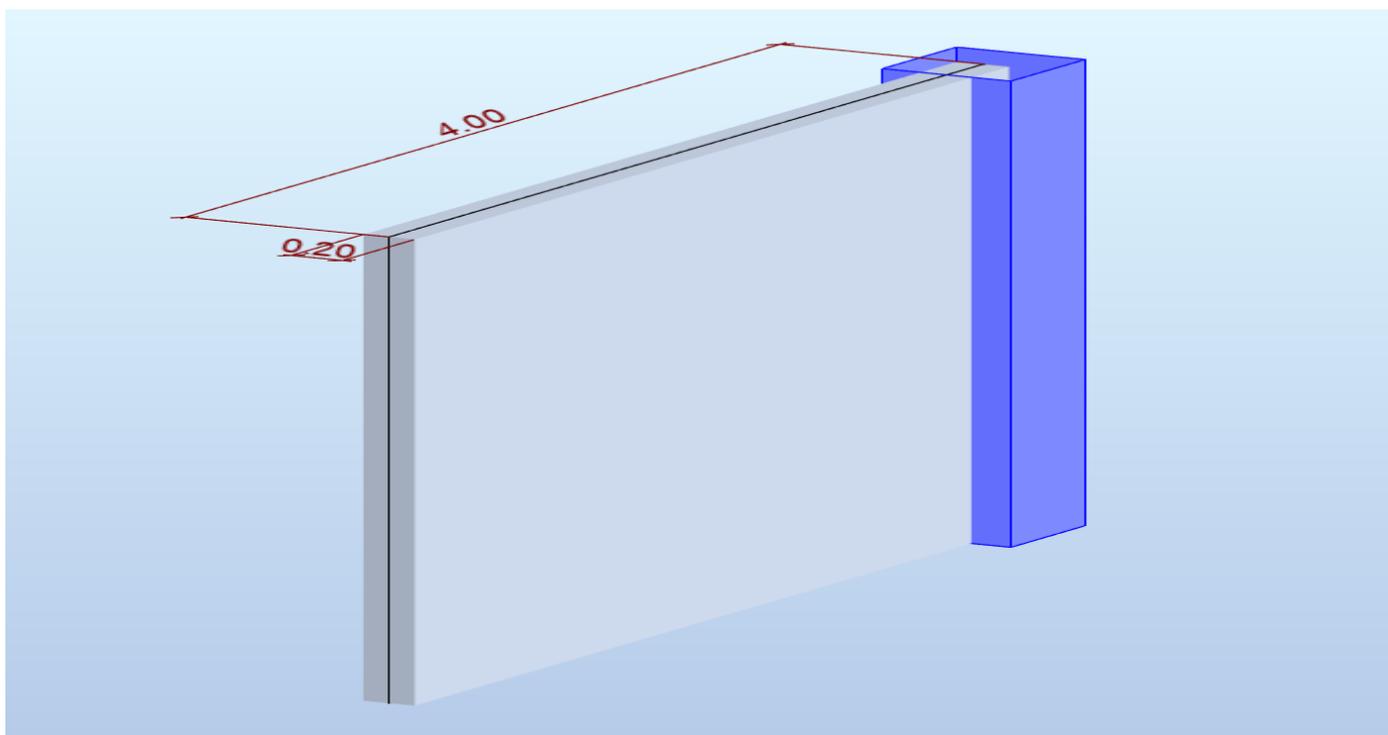
Figure V 7: Schéma de ferrailage poutre.



V.4 Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Le ferrailage des voiles consiste donc à déterminer les armatures nécessaires pour résister à la flexion composée, sous l'effet des sollicitations verticales provenant des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation (Q), ainsi que des sollicitations dues aux séismes.

Figure V 8: Sollicitation du voile en 3D.



V.4.1 Les combinaisons d'action :

Tableau V 10: Combinaison des charges.

<u>BAEL91</u>	<u>RPA99 V2003</u>
ELU.... $1.35G+1.5Q$ ELS.... $G+Q$	$G+Q\pm E$

Le ferrailage des voiles se fait suivant les sollicitations ci-après :

- Mmax (M2max, M3max)
- N correspondant

M(KN.m)	N(KN)
7643.24	5303.06

V.4.2 Calcul des armatures longitudinales :

Tableau V 11: armatures longitudinales.

	Paramètres	Valeurs	Unité
Contrainte de compression	σ_{max}	24.18	MPA
Contrainte de traction	σ_{min}	-7.95	MPA
Longueur de la Partie comprimée	Lt	1.13	m
Longueur de la Partie tendue	Lc	2.77	m
Effort nécessaire pour le ferrailage vertical	N	2.81	KN
d	d	2.14	m
B	B	0.78	cm ²
Section d armateur vertical	Av	4.67	cm ²

Tableau V 12: Recommandation de calcul.

	BAEL	RPA
Recommandation	$A_{min}(cm^2)$ $\max(0.005B; \frac{B.ft}{f_e})$	$A_{min}(cm^2)$ $0.2\%.e.Lt$

Tableau V 13: Calcul des armatures longitudinales.

σ_{max} (kn. m ²)	σ_{min} (kn. m ²)	Acal /nappe (cm ²)	ABAEL (cm ²)	ARPA (cm ²)	Aadp/nappe (cm ²)	Choix (mm)	St (cm)
24180	-7950.3	5.45	40.42	16.1	43.10	28HA14	15

V.4.3 Calcul des armatures transversales :

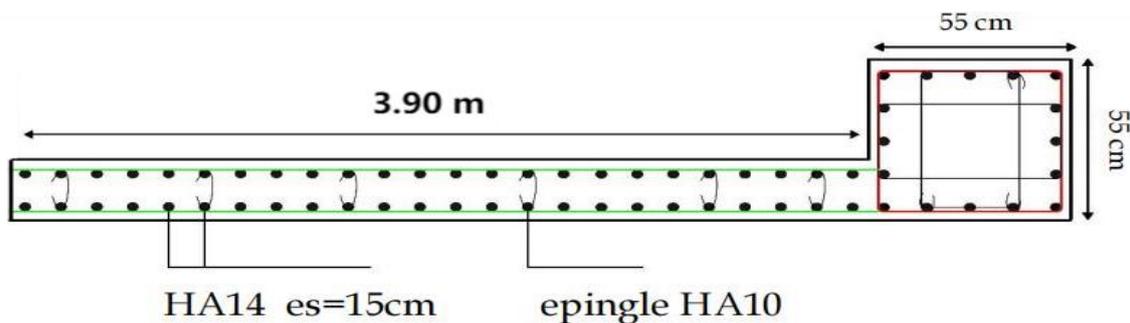
Dans le ferrailage des voiles il faut ajouter des épingles qui relient les 2 nappes d'armatures verticales, leur rôle est d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'action de la compression.

Tableau V 14: Recommandation de calcul.

	BAEL	RPA
Recommandation	A_t (cm ²) $A_v/4$	A_t (cm ²) 0.15%?

Tableau V 15: Calcul des armatures transversales.

ABAEL cm ²	ARPA cm ²	Aadp/nappe cm ²	Choix (mm)	ST (cm)
13.56	11.55	<u>15.71</u>	20HA10	15

Figure V 9: Schéma de ferrailage voile.


CHAPITRE VI :

CONCEPTION ET CALCUL DE

L'INFRASTRUCTURE.

VI. Chapitre 6 : Conception et calcul de l'infrastructure**Introduction :**

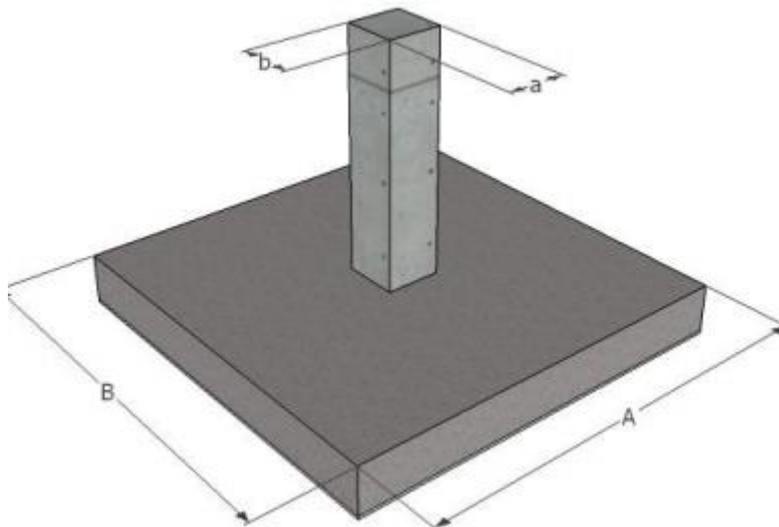
La fondation est un élément architectural fondamental d'un bâtiment, garantissant la transmission et la répartition des charges (poids du bâtiment, forces climatiques, et surcharges d'utilisation) vers le sol. Elle permet d'éviter les tassements et les infiltrations. En fonction de la capacité portante du sol, des forces exercées et des tassements admissibles, on distingue plusieurs types de fondations : superficielles, semi-profondes et profondes, chacune ayant des caractéristiques et un mode de fonctionnement spécifiques.

VI.1 Choix du type de fondation :VI.1.1 Semelle isolée :

-Pour assurer la validité de la semelle isolée on choisit un poteau le plus sollicitée et on doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}}$$

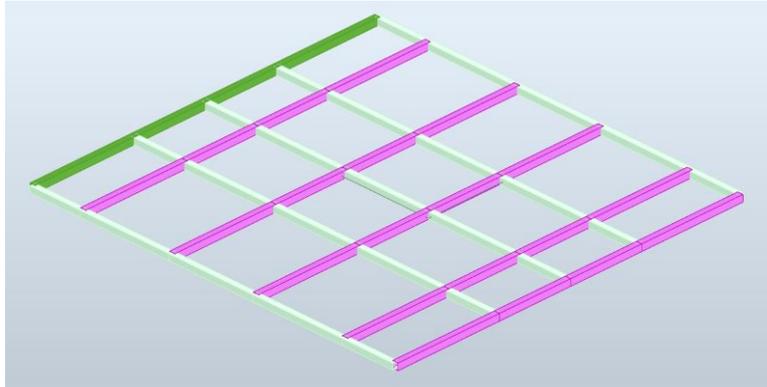
Figure VI 1: Semelle isolée.



-Étant donné que notre structure comprend des voiles périphériques, il n'est pas nécessaire de vérifier les semelles isolées.

VI.1.2 **Semelles filantes** : La surface du la semelle sera déterminer en vérifiant la condition :

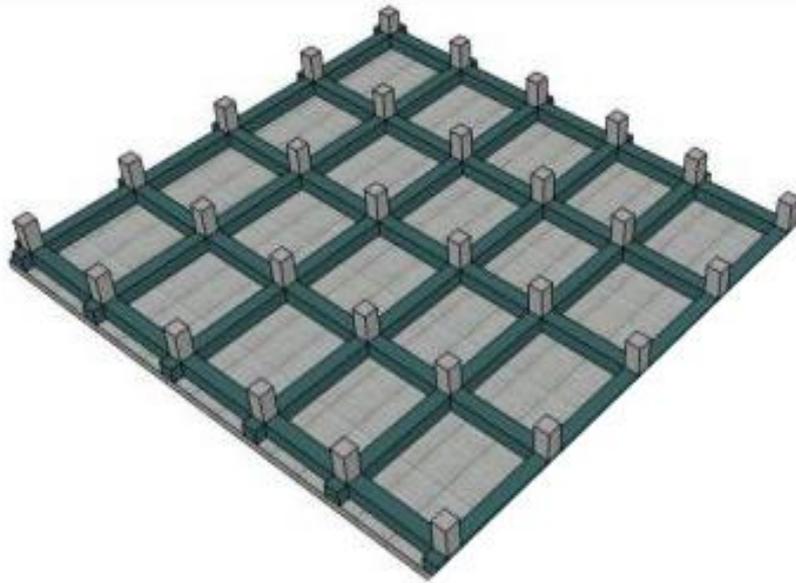
Figure VI 2: Semelles filantes.



	M	N	M/N	L/4	M/N < L/4
SFH	43862.38	9119.43	4.81	4.75	CNV

VI.2 **Etude du radier** :

Le radier est une fondation qui fonctionne comme un plancher inversé, avec des appuis formés par les poteaux de la structure. Il est soumis à la réaction du sol, réduite par son propre poids.

Figure VI 3: Radier de la structure.

VI.2.1 Pré-dimensionnement du radier :

$$L_{\max}=580 \text{ cm} \quad N_u=2335,26 \text{ KN}$$

Tableau VI 1: Pré-dimensionnement du radier.

Conditions	Formules	Résultats (cm)
condition forfaitaire	$L_{\max}/8 \leq hr \leq L_{\max}/5$	90
condition de non cisaillement	$hr = d/0.9$	70
condition de rigidité	$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$	0.78
condition de non poinçonnement	$hr \leq \frac{Nu}{0.045 \times \mu c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}$	45
conclusion	$hr = \text{MAX} [hr]$	90
dimensionnement de nervure	$hp = \frac{L_{\max}}{10}$	60
largeur de nervure	$bp = \frac{hp}{2}$	60
dimensionnement de la dalle	$h_{\text{dalle}} = \frac{L_{\max}}{20}$	30
détermination de débord	$d(\text{débord}) \geq \text{MAX} [h/2 ; 30\text{cm}]$	50
détermination de la surface du radier	$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}}$	473.86 m ²

VI.2.2 Calcul des charges et surcharges :

Tableau VI 2: Calcul des charges et surcharges.

	Formule et recommandation	Résultats	Unité
A la base	$G_{dalle} = S_{radier} \times h_{dalle} \times \rho_b$	3553.95	kN
	$G_{nervure} = b \times (h_r - h_d) \times \rho_b \times L$	1956.37	kN
	$G_{radier} = G_{dalle} + G_{nervure}$	5510.32	kN
Remblayage	$G_{remblé} = S_{remblai} \times b_{remblai} \times 18$	2351.02	kN
	$G_{plateforme} = S_{remblai} \times b_{plateforme} \times 25$	816.325	
Surcharge	$Q_{radier} = S_{remblé} \times Q_{ss}$	816.325	kN

Avec :

$$S_{radié} = 473.86m^2$$

$$S_{remblé} = 326,53m^2$$

$$L = 250.3m$$

On résume les résultats obtenu dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI 3: Résultats de calcul des charges et des surcharges.

	Bâtiment	Radier	Remblai	Plateforme	Total (kN)
G	58762,96	5510.32	2351.02	816.325	67440.63
Q	7865,49	816.325	/	/	8681.82
ELU	$N_u = 1.35G + 1.5Q$				104067.58
ELS	$N_s = G + Q$				76122.45

VI.3 Vérifications :

VI.3.1 Surface minimale du radier :

La surface du radier doit être calculée de manière à satisfaire la condition suivant :

Tableau VI 4: vérification de la surface minimale du radier.

	Formule	Résultats (m ²)	S _{batiment}	S _{batiment} ≥ S _{radier} _{max}
ELU	$S_{radier} = \frac{N_U}{1.33\sigma_{sol}}$	412.97	431.31	cv
ELS	$S_{radier} = \frac{N_U}{\sigma_{sol}}$	302.07	431.31	/

VI.3.2 Évaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Les contraintes exercées par la structure sur le radier ne doivent pas dépasser la contrainte admissible.

- $\sigma_{sol} = 2.52 \text{ bar}$

Les vérifications se feront avec une contrainte moyenne. Nous devons vérifier que :

- $\sigma_m \leq 1.33 \sigma_{sol}$ À L'ELU

• $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$ À L'ELS Calcul du centre de gravité :

Contrainte	Formule
Contrainte Minimal	$\sigma_{MIN} = \frac{N}{S} - \left(\frac{M}{I}\right)V$
Contrainte Maximal	$\sigma_{MAX} = \frac{N}{S} + \left(\frac{M}{I}\right)V$
Contrainte Moyenne	$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$

VI.3.3 Calcul du centre de gravité :

Tableau VI 5: Centre de gravité et moment d'inertie de la structure.

	Centre de gravité		Moments d'inerties		Excentricité	
	$x_G(m)$	$y_G(m)$	$I_x(m^4)$	$I_y(m^4)$	$e_x(m)$	$e_y(m)$
Radier	11.15	10.63	16968.61	27144.95	0.35	0.23
Superstructure	10.95	10.28				

Tableau VI 6: Vérification des contraintes.

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N(kN)	76122.45	76122.45	104067.58	104067.58
e(m)	0.20	0.35	0.20	0.35
M (kN.m)	30604.15	10827.3	38123.63	13678.62
V (m)	11.15	10.63	11.15	10.63
I(m⁴)	16968.61	27144.95	16968.61	27144.95
σ_{max} (Mpa)	0.16	0.14	0.22	0.2
σ_{min} (Mpa)	0.11	0.13	0.14	0.17
σ_{moy} (Mpa)	0.15	0.14	0.2	0.19
σ_{adm} (Mpa)	0.25	0.25	0.33	0.33
Observation	CV	CV	CV	CV

VI.4 Ferrailage du radier :

VI.4.1 Ferrailage de la dalle :

La dalle de radier est considérée comme une plaque rectangulaire encastrée sur ses quatre côtés et soumise à une charge uniforme.

Deux cas de figure peuvent se présenter à nous :

- $P_x = I_x/I_y < 0.4$ La dalle travaille dans un seul côté
- $0.4 \leq P_x \leq 1$ La dalle travaille dans les deux cotés

Le radier est constitué de plusieurs plaques encastrées sur leurs quatre côtés. Pour simplifier le ferrailage, nous adopterons la même section d'armature en fonction de la dalle la plus sollicitée.

Dans notre cas : $P_x = \frac{5.10}{5.80} = 0.88$

Notre dalle travaille dans les deux cotés.

Figure VI 4: Dalle la plus sollicitée.

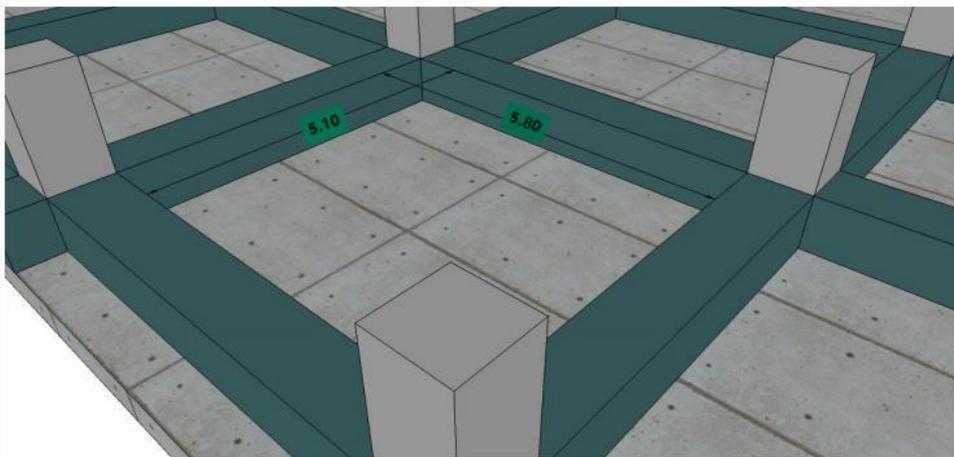


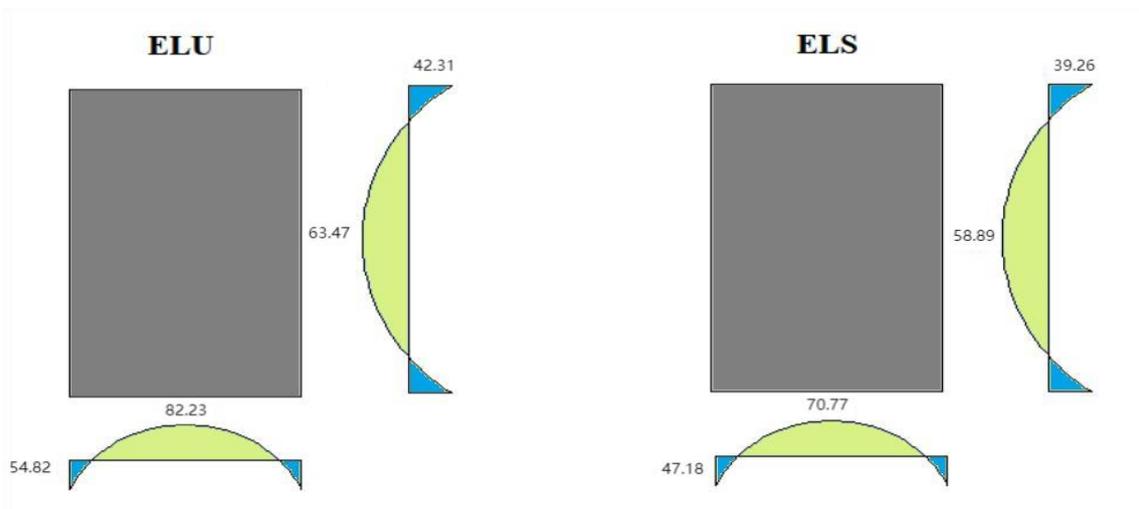
Tableau VI 7: Évaluation des moments.

	Q (kN/m²)	M_x (kN/m)	M_y (kN/m)	M_{Ax} (kN/m)	M_{Tx} (kN/m)	M_{Ay} (kN/m)	M_{Ty} (kN/m)
Formule ELU	$\frac{N_U}{S_{radier}}$	$\mu_x \times q_u \times L_x^2$	$\mu_y \times M_x$	$0.5 M_x$	$0.75 M_x$	$0.5 M_y$	$0.75 M_y$
Résultat	206.05	109.64	84.62	54.82	82.23	42.31	63.47
Formule ELS	$\frac{N_s}{S_{radier}}$	$\mu_x \times q_s \times L_x^2$	$\mu_y \times M_x$	$0.5 M_x$	$0.75 M_x$	$0.5 M_y$	$0.75 M_y$
Résultat	150.66	94.36	78.52	47.18	70.77	39.26	58.89

Avec :

	Formules	ELU	ELS
μ_x	$\frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)}$	0.0466	0.0537
μ_y	$\frac{1}{8(1 + 2\alpha^3)}$	0.76	0.84

Figure VI 5: Évaluation des moments à L'ELU et L'ELS.



Les sections d'armatures, calculées avec le logiciel SOCOTEC, sont présentées dans le tableau ci-dessous pour une bande de 1 mètre.

Tableau VI 8: Ferrailage de la dale.

	(X-X)		(Y-Y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_u(kN.m)$	54.82	82.23	42.31	63.47
$A_s(cm^2)$	5.43	7.65	3.86	5.92
$A_s min(cm^2)$	3.78	3.78	3.78	3.78
Choix des barres	6HA16	6HA16	6HA16	6HA16
$A_{adopté}(cm^2)$	12.06	12.06	12.06	12.06
Espacement	15	15	15	15

VI.4.2 Vérification à L'ELS:

Tableau VI 9: Vérification à L'ELS.

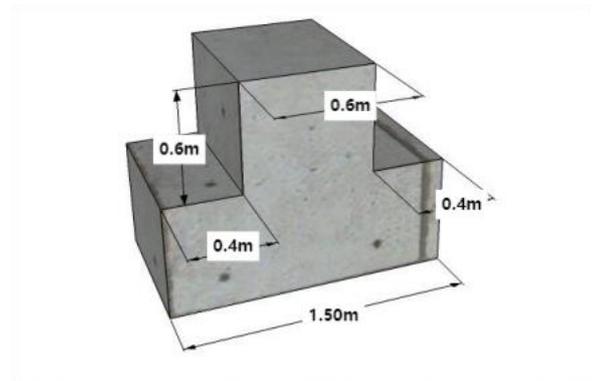
Sens	Zone	$M_{ser}(kN.m)$	$A_{adopté}(Mpa)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$	$\bar{\sigma}_s(Mpa)$	Obs
X-X	Appuis	47.18	12.06	3.52	15	154.8	348	Cv
	Travée	70.77	12.06	5.78	15	232.2	348	cv
Y-Y	Appuis	39.26	12.06	3.65	15	129.7	348	Cv
	Travée	58.89	12.06	4.75	15	195.6	348	cv

VI.4.3 Ferraillage de la nervure :

a). Armatures longitudinales :

La section des nervures est considérée comme une section en T en travée et rectangulaire en appuis. Les dimensions de la nervure la plus sollicitée sont les suivantes :

Figure VI 6: Dimension de la nervure.

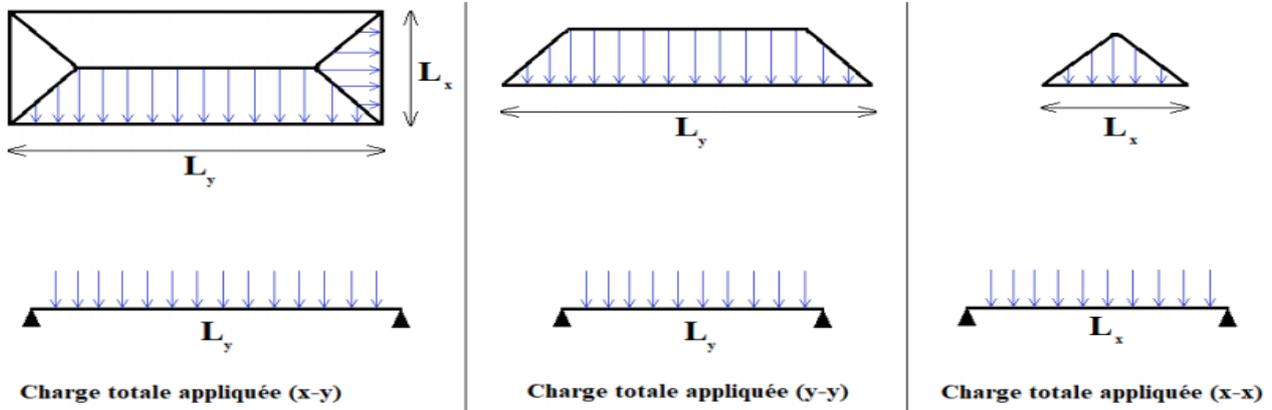


$$B1 < \begin{cases} \frac{Lx}{2} = \frac{510}{2} = 255 \\ \frac{Ly}{10} = \frac{580}{10} = 58 \end{cases}$$

• Évaluation des charges

Les charges équivalentes répartie linéairement sur les travées des nervures sont évaluée par la méthode des lignes de rupture

Figure VI 7: Transmission des charges des dalles au nervure.



La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires). Les charges correspondantes sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau VI 10: Évaluation des charges.

	Triangulaire	Trapézoïdale
q_m	$q_{eq} = q \frac{ly}{3}$	$q_{eq} = q \frac{lx}{2} (1 - \frac{\alpha^2}{3})$

Les sections d'armatures sont calculées à l'aide du logiciel SOCOTEC et affichées dans le tableau suivant :

Tableau VI 11: Section d'armatures adoptées.

Sens	$M_u(kN.m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{s\ min}(cm^2)$	Choix	$A_{adp}(cm^2)$
Y-Y	Travée 264.59	10.91	5.22	4T16+4T16	16.08
	Appuis 529.18	22.63	5.22	4T20+4T20	25.14

Tableau VI 12: Vérification à L'ELS.

Sens	Zone	M_{ser}	A_s	Choix	$Y (cm)$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Obs
Y-Y	Travée	191.04	7.81	4T16+4T16	0.19	3.51	15	165.8	348	cv
	Appuis	382.08	16.01	4T20+4T20	0.22	5.53	15	213.4	348	cv

VI.4.4 Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

$T_u \max = 716.43 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{v_u \max}{b_0 \times d}$	$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa)$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
1.87	4	C.V

VI.4.5 Ferrailage du débord :

Le calcul du débord est assimilé à une console de largeur $l=40\text{cm}$, on considère que la fissuration est préju-diciable.

Tableau VI 13: Effort appliqués sur le débord.

	Dalle			nerveur			unite
	Formule	ELU	ELS	Formule	ELU	ELS	
Moment	$\frac{q_x l^2}{2}$	18.5	13.7	0.5	9.2	6.7	KN.m
Effort tranchant	$q_x l^2$	86	67	0.5	46	34	KN

	M_u	A_s calculé	A_s min	Obs
Dalle	18.5	0.67	5.26	$M_u < M_t$
Nervure	9.2	0.34	5.26	$M_u < M\alpha$

Conclusion :

Nous observons que le moment M_u est inférieur à ceux obtenus aux panneaux et aux appuis du radier (M_a , M_t), ce qui conduit à une armature insuffisante. En conséquence, nous proposons de renforcer le débord en prolongeant les armatures des panneaux de rive du radier jusqu'à l'extrémité du débord, afin de garantir une bonne adhérence des armatures.

• **Schéma de ferrailage :**

Figure VI 8: Ferrailage de la dalle.

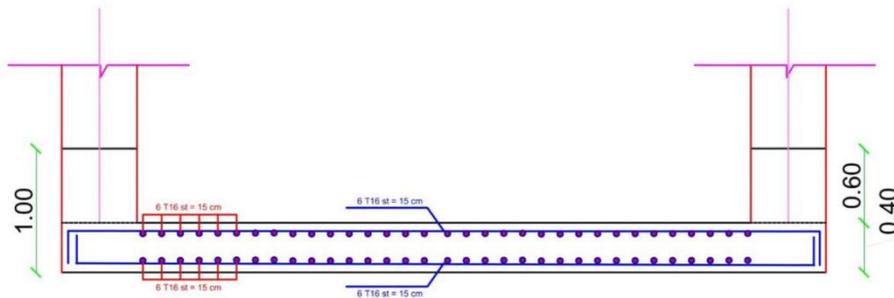


Figure VI 9: Disposition des cadres de la nervure.

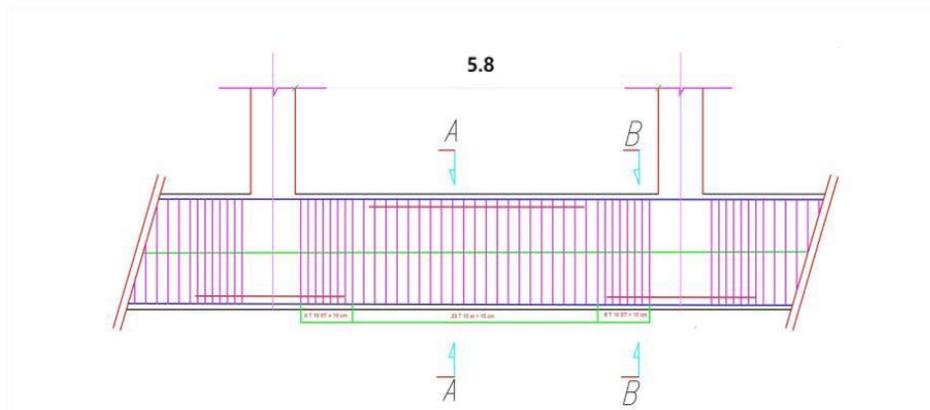
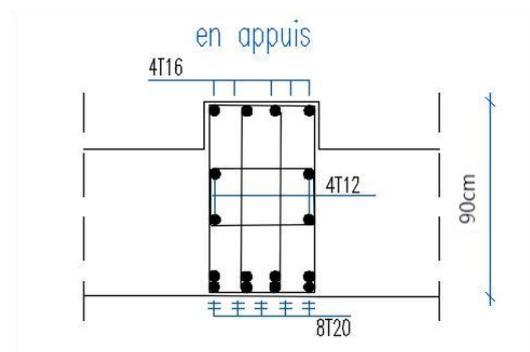
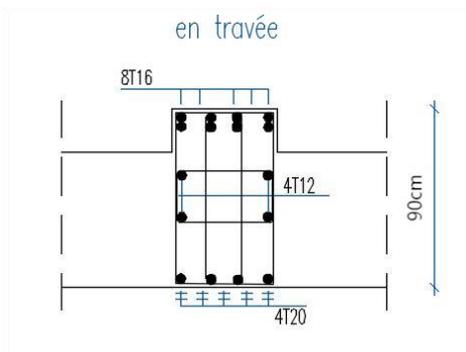


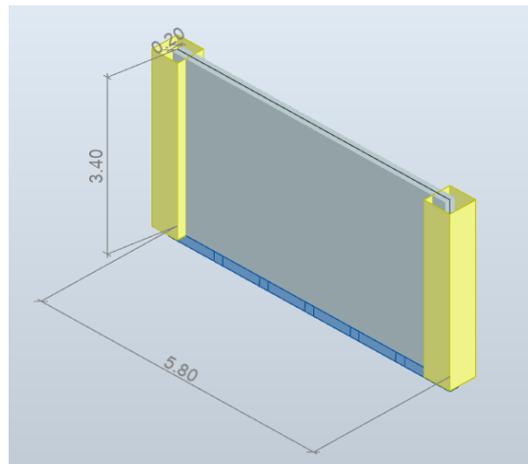
Figure VI 10: Disposition des cadres de la nervure.



VI.5 Etude des voiles périphérique :

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé qui entoure partiellement ou totalement le bâtiment, conçu pour résister aux poussées. Il ne fait pas partie du système de contreventement. Un voile périphérique continu sera mis en place entre le niveau des fondations (radier) et le plancher du sous-sol, afin d'assurer un bon chaînage du bâtiment.

Figure VI 11: Schéma statique du voile périphérique.



$q = 5 \text{ KN}$
 $y = 18.1 \text{ kN.m}^3$
 $\phi = 28$
 $C = 0$

VI.5.1 Etude de voile périphérique :

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité du l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées.

a) Méthode de calcul :

Tableau VI 14: méthode de calcul.

	Formule et recommandation	Valeur
Epaisseur Caractéristique du remblai	$e \geq 15 \text{ cm}$	20 cm
	γ	18.1 kN.m ³
	ϕ	28
La poussée active statique	$Ka = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2} \right)$	0.39
	$Pi = \frac{Kp \cdot \gamma \cdot h^2}{2}$	52,7 kN.m
Efforts	$Qu = 1.35 \cdot Pi$	71.15 kN.m
	$Qs = pi$	52.7 kN.m

b).Calcul de ferrailage :

Tableau VI 15: Sollicitations de calcul.

	$0.4 \leq \alpha \leq 1$	Ux	Uy	Mx (kN.m)	My (kN.m)	MAx (kN.m)	MTx (kN.m)	MAy (kN.m)	MTy (kN.m)
ELU	0.99	0.0481	0.9863	39.65	38.76	19.95	29.99	19.88	29.32
ELS	0.99	0.0063	0.9847	35.26	34.73	18.13	26.69	17.86	26.29

VI.5.2 **Ferraillage du voile périphérique :**

- **Calcul des armatures longitudinales :**

Tableau VI 16: Calcul des armatures.

Sens	Zone	M (kN.m)	Acalculé (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix	Aadopté (cm ²)	St (cm)
X-X	Travée	29.12	3.92	2	5HA12	5.65	20
	Appuis	20.13	2.64	2	5HA12	5.65	20
Y-Y	Travée	29.14	3.83	2	5HA12	5.65	20
	Appuis	18.95	2.56	2	5HA12	5.65	20

VI.5.3 **Vérification nécessaires :**

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Tableau VI 17: Vérification à l'ELS.

Sens	Zone	Mser (kN.m)	As (kN.m)	Choix	Y (cm)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Obs
X-X	Travée	26.75	5.65	5HA12	4	5.84	15	286.5	348	cv
	Appuis	18.16	5.65	5HA12	4	4.12	15	196.2	348	cv
Y-Y	Travée	26.75	5.65	5HA12	4	5.89	15	182.1	348	cv
	Appuis	17.82	5.65	5HA12	4	4.02	15	191.5	348	cv

Conclusion

Générale

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'études nous a offert l'occasion de mettre en pratique l'ensemble des connaissances acquises au cours de notre formation, d'approfondir nos savoirs en nous appuyant sur des documents techniques et réglementaires, ainsi que de mettre en œuvre des méthodes de calcul récentes. Cela nous a permis de souligner les principes fondamentaux à respecter dans la conception des structures de bâtiments.

Ce travail a détaillé les différentes étapes de calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ses éléments, ce qui constitue la base de la conception de l'ouvrage. Les récents progrès de l'analyse numérique, facilités par les avancées informatiques, ont considérablement influencé les méthodes de calcul actuelles.

L'analyse sismique représente une étape clé dans la conception parasismique des structures, pouvant entraîner des ajustements dans le système de contreventement. Dans notre cas, une structure auto-stable a été prédimensionnée, et l'étude sismique nous a conduit à opter pour un système de contreventement mixte (voile + portique).

Les systèmes mixtes, alliant portiques et voiles, offrent une grande résistance grâce aux voiles, tandis que les portiques contribuent à une bonne dissipation de l'énergie. L'objectif de cette étude est de déterminer une configuration optimale de la structure, notamment en minimisant le nombre de voiles tout en maintenant une efficacité structurelle, comme démontré dans les cas étudiés dans ce mémoire.

D'après l'étude réalisée, il est essentiel de souligner que, pour garantir une conception parasismique efficace, une collaboration étroite entre l'ingénieur civil et l'architecte dès le début du projet est cruciale. Cela permet d'intégrer les contraintes structurelles avec l'architecture proposée, tout en assurant une sécurité maximale sans engendrer de coûts supplémentaires significatifs.

En conclusion, l'objectif principal du concepteur est de minimiser le risque sismique tout en facilitant l'exécution de l'ouvrage, en adoptant une conception optimisée qui répond aux exigences architecturales et sécuritaires.