

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR- ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار - عنابة

Faculté : Science de l'ingénierat
Département : Génie civil
Domaine : Science et techniques
Filière : Génie civil
Spécialité : Structure

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème :

Etude d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation
R+10

Présenté par : *Abutaha Belal*
Azaar Mohammed

Encadrant : *Athmani Allaeddine*

Université : BADJI MOKHTAR- ANNABA

Jury de Soutenance :

Djeghaba Kamel	Professeur	BADJI MOKHTAR- ANNABA	Président
Athmani Allaeddine	MCB	BADJI MOKHTAR- ANNABA	Encadrant
Menadi Souad	MCB	BADJI MOKHTAR- ANNABA	Examineur

Année Universitaire : 2019/2020



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

أُحْمَدُ لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

www

Remerciements :

Avant tout nous tenons à remercier Dieu tout puissant de nous avoir donné la force et le courage de mener à terme ce travail.

Nous remercions chaleureusement nos familles (Nous mentionnons nos chers parents en particulier) respectives pour toute l'aide et soutien moral, qu'ils nous ont apporté tout au long de nos études .Nous espérons être à la hauteur de leurs espérances et nous montrer dignes de leurs confiances et de leurs encouragements.

Nous adressons nos remerciements les plus sincères à encadreur, Dr. Athmani Allaeddine pour son accompagnement sa disponibilité, et de nous avoir dirigés tout au long de ce travail.

Nos remerciements vont aussi à l'égard des membres du jury pour avoir accepté d'examiner notre projet.

Nous adressons également nos remerciements les plus sincères à tous nos professeurs de la faculté de génie civil pour tout le savoir que nous avons acquis grâce à eux durant notre formation.

Nos remerciements vont aussi à toute la promotion 2019-2020 de génie civil de l'université.

Et pour finir, Nous remercions nos amis et ceux dont le nom n'apparaît pas dans cette page et qui nous aident d'une manière ou d'une autre.

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation

R+10 étages qui sera implantée dans la wilaya d'Annaba (El Hadjar), classée en zone II selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 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 (ETABS.17).

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).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage ROBOT EXOERT, alors que celui des voiles et a été fait manuellement avec EXCEL.

Summary

The aim of this study is the design of a structure for residential use

R + 10 floors, which will be located in the wilaya of Annaba (El Hadjar), classified in zone II according to the Algerian earthquake regulation (RPA 99 version 2003).

The stability of the structure is ensured by the beams, columns and walls.

The study and analysis of this project were established by the ETABS program.

The calculation of the dimensions and reinforcement of all the resistant elements comply with the applicable rules, namely (BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003).

The reinforcement of the load-bearing elements (columns, beams) was carried out by the reinforcement ROBOT EXOERT program, while that the walls was done manually and with EXCEL.

ملخص:

الهدف من هذه الدراسة هو تصميم هيكل للاستخدام السكني مكون من طابق ارضي و10 طوابق علوية.

يقع المبنى بولاية عنابة (الحجار)، المصنفة في المنطقة الزلزالية الثانية وفقاً للائحة الزلازل الجزائرية (RPA اصدار 2003)

يتم ضمان استقرار الهيكل من خلال الجسور والأعمدة والجدران.

تم والاعتماد في دراسة وتحليل هذا المشروع من قبل برنامج ETABS17.

يتوافق حساب الأبعاد وتقوية جميع العناصر المقاومة مع القواعد المعمول بها، وهي (BAEL91 اصدار 99، RPA99 اصدار 2003).

تم تسليح العناصر الحاملة (الأعمدة والعوارض) من خلال برنامج ROBOT EXOERT، بينما تم تنفيذ الجدران يدوياً وباستخدام برنامج EXCEL.

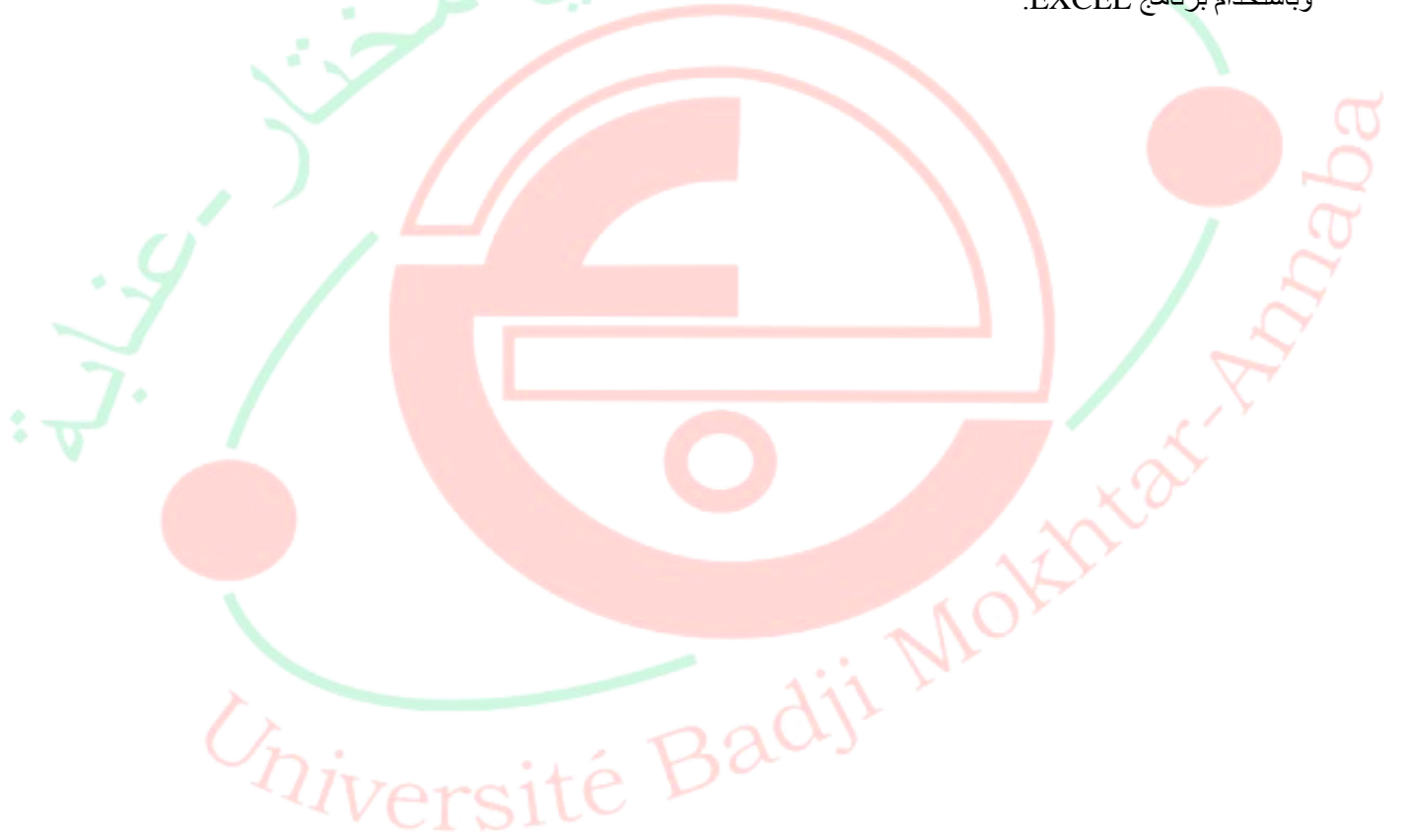


Table des matières

Remerciements :	ii
Résumé	iii
Summary	iii
ملخص	iv
Table des matières	v
Liste de tableau	viii
Liste de figure	xi
Introduction générale :	xiii
Les plans :	xiv
I. Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux	1
I.1 Introduction:	2
I.2 Présentation de l'ouvrage :	2
I.3 But :	2
I.4 Caractéristiques géométriques du bâtiment :	2
I.5 Caractéristiques géométriques du sol :	3
I.6 Caractéristique mécanique des matériaux :	3
I.6.1 Le béton :	3
I.6.2 L'acier :	4
I.7 Ossature et système constructif adopté :	5
I.7.1 Les poteaux :	5
I.7.2 Les poutres :	5
I.7.3 Les voiles :	5
I.7.4 La plancher :	5
I.7.5 Acrotères :	6
I.7.6 Escaliers :	6
II. Pré dimensionnement et descente des charges :	7
II.1 Introduction :	8
II.2 Pré dimensionnement :	8

II.2.1	Pré dimensionnement des planchers (corps creux) :	8
II.2.2	Pré dimensionnement des Balcon	9
II.2.3	Pré dimensionnement des poutres :	9
II.2.4	Pré dimensionnement les poteaux :	10
II.2.5	Pré dimensionnement des voiles :	10
II.3	Descente des charges et Evaluation des charges :	11
II.3.1	Evaluation des charges :	11
II.3.2	Descente de charges :	17
II.4	Vérification de la stabilité de forme :	19
III.	Calcul des éléments secondaires :	20
III.1	Introduction :	21
III.2	Calcul des planchers :	21
III.2.1	Planchers à corps creux :	21
III.2.2	Dalle flottante :	25
III.2.3	BALCON:	26
III.3	Etude de l'acrotère :	29
III.4	Etude d'escalier :	31
III.5	Poutre palière :	34
IV.	Etude sismique de la structure :	37
IV.1	Introduction :	38
IV.2	Choix de la méthode de calcul :	38
IV.3	La méthode statique équivalente :	39
IV.4	La méthode d'analyse modale spectrale :	39
IV.5	La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes. :	39
IV.6	Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :	39
IV.7	Conditions d'application de la méthode statique équivalente :	40
IV.8	Conditions d'application de la méthode analyse modale spectrale :	40
IV.9	Disposition des voiles :	41
IV.9.1	Spectre de réponse de calcul :	42
IV.10	La Méthode Statique Equivalente :	44
IV.10.1	Calcul de la force sismique totale :	44
IV.11	Nombre de modes à considérer :	51

IV.12	la Méthode d'Analyse Modale Spectrale :	51
V.	Etude des éléments résistants :	55
V.1	Introduction :	56
V.2	Ferraillages des Poutres :	56
V.2.1	Ferraillage des poutres principales (30*40) :	57
V.2.2	Ferraillage des poutres secondaire (30*35) :	60
V.3	Les poteaux :	62
V.3.1	Ferraillage du poteau (50×50) :	63
V.3.2	Ferraillage du poteau (40×40) :	65
V.3.3	Ferraillage du poteau (30×30) :	68
VI.	Ferraillage des voiles :	71
VI.1	Introduction :	72
VI.2	Aciers verticaux : (article 7.7.4.1.RPA99/2003).	72
VI.3	Aciers horizontaux : (article 7.7.4.2.RPA99/2003) :	73
VI.4	Méthode de calcul :	74
VI.5	Calcul ferraillage des voiles plain :	75
VI.6	Calcul ferraillage des voiles avec ouvertures :	78
VI.6.1	Ferraillage les linteaux :	78
VI.6.2	Ferraillages des trumeaux :	81
VII.	Fondations :	84
VII.1	Introduction :	85
VII.2	Etude de sol :	85
VII.3	Choix du type de fondation :	85
VII.4	Pré dimensionnement du radier nervure :	85
VII.5	Détermination du débord :	86
VII.6	Vérification de la contrainte du sol :	87
VII.7	Ferraillage du radier :	88
VII.8	Ferraillage des nervures :	90
Conclusion :		xx
Référence :		xxi
Règlement :		xxi
Livre :		xxi

Cours :	xxi
Thèse :	xxi
Outils informatiques :	xxi

Liste de tableau

Tableau I.1 Caractéristiques mécaniques des aciers	4
Tableau II.1 Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible (G)	12
Tableau II.2 Evaluation des charges du plancher terrasse accessible (G)	13
Tableau II.3 Évaluation des charges plancher étage courant (G)	13
Tableau II.4 Évaluation des charges plancher terrasse dalle plein	14
Tableau II.5 Tableau Balcon des étages courants (dalle pleine)	15
Tableau II.6 Tableau Cloisons extérieures	15
Tableau II.7 Tableau Cloisons intérieures	15
Tableau II.8 Tableau Palier de repos	16
Tableau II.9 Tableau Paillasse	16
Tableau II.10 Descente de charges	18
Tableau II.11 Vérification de la stabilité de forme	19
Tableau III.1 Dimensionnement et caractéristique des matériaux	21
Tableau III.2 Les effort	22
Tableau III.3 Calcul l'acier	22
Tableau III.4 Vérification à L'ELS	22
Tableau III.5 Vérification de l'effort tranchant	22
Tableau III.6 Armatures transversales	23
Tableau III.7 Dimensionnement et caractéristique des matériaux	26
Tableau III.8 Les effort du balcon	26
Tableau III.9 Calcul l'acier du balcon	27
Tableau III.10 La torsion du balcon	27
Tableau III.11 Vérification à L'ELS du balcon	27
Tableau III.12 La flécher du balcon	28
Tableau III.13 Vérification de l'effort tranchant du balcon	28
Tableau III.14 Dimensionnement et caractéristique des matériaux	29
Tableau III.15 Les effort du Acrotère	29
Tableau III.16 Calcul l'acier de l'Acrotère	30
Tableau III.17 Vérification acier à L'ELS de l'Acrotère	30
Tableau III.18 Vérification de l'effort tranchant du Acrotère	30
Tableau III.19 Dimensionnement et caractéristique des matériaux	32
Tableau III.20 Les effort d'escalier	32
Tableau III.21 Calcul l'acier du Palier	33
Tableau III.22 Calcul l'acier du Paillasse	33

Tableau III.23 Vérification de l'effort tranchant	33
Tableau III.24 Dimensionnement et caractéristique des matériaux	34
Tableau III.25 Les effort du Poutre palière	34
Tableau III.26 Calcul l'acier du Poutre palière	35
Tableau III.27 La triton	35
Tableau III.28 Vérification à L'ELS du Poutre palière	35
Tableau III.29 La flécher du Poutre palière	35
Tableau III.30 Vérification de l'effort tranchant	36
Tableau III.31 Armatures transversales	36
Tableau IV.1 coefficient d'accélération de zone	45
Tableau IV.2 Période caractéristique	45
Tableau IV.3 Values de ξ (%)	46
Tableau IV.4 Valeurs du coefficient CT	47
Tableau IV.5 Valeurs du coefficient de comportement R	48
Tableau IV.6 Valeurs des pénalités P_q	49
Tableau IV.7 Valeurs du coefficient de pondération β	50
Tableau IV.8 la valeur du V statique et V dynamique	51
Tableau IV.9 la valeur du V statique et V dynamique après les facteurs de correcteur	52
Tableau IV.10 Le déplacement	52
Tableau IV.11 L'effet P- Δ (Sans X)	53
Tableau IV.12 L'effet P- Δ (Sans Y)	54
Tableau IV.13 Excentricité (Sans X)	54
Tableau IV.14 Excentricité (Sans Y)	55
Tableau IV.15 Vérification l'effort normal	55
Tableau V.1 Dimensionnement et caractéristique des matériaux	57
Tableau V.2 Les effort du poutre principale	57
Tableau V.3 Les aciers de la poutre principale	58
Tableau V.4 Vérification à L'ELS de la poutre principale	58
Tableau V.5 La flécher de la poutre principale	58
Tableau V.6 Vérification de l'effort tranchant de la poutre principale	58
Tableau V.7 Armatures transversales de la poutre principale	59
Tableau V.8 Pourcentage exigé par RPA de la poutre principale	59
Tableau V.9 Dimensionnement et caractéristique des matériaux	60
Tableau V.10 Les efforts du poutres seconder	60
Tableau V.11 Les aciers du poutres seconder	60
Tableau V.12 Vérification à L'ELS du poutres seconder	60
Tableau V.13 La flécher du poutres seconder	61
Tableau V.14 Vérification de l'effort tranchant du poutres seconder	61
Tableau V.15 Armatures transversales du poutres seconder	61
Tableau V.16 Pourcentage exigé par RPA du poutre seconder	61

Tableau V.17 Dimensionnement et caractéristique des matériaux	63
Tableau V.18 Les efforts du poteaux (50×50).....	63
Tableau V.19 Les aciers du poteaux (50×50).....	63
Tableau V.20 Vérification à L'ELS du poteaux(50×50).....	63
Tableau V.21 Vérification de l'effort tranchant du poteaux (50×50)	64
Tableau V.22 Armatures transversales du poteaux (50× 50).....	64
Tableau V.23 Pourcentage exigé par RPA du poteaux (50×50).....	64
Tableau V.24 Dimensionnement et caractéristique des matériaux	65
Tableau V.25 Les effort du poteau (40×40)	66
Tableau V.26 Les aciers du poteau (40×40).....	66
Tableau V.27 Vérification à L'ELS du poteau (40×40).....	66
Tableau V.28 Vérification de l'effort tranchant du poteau (40×40)	66
Tableau V.29 Armatures transversales du poteau (40×40).....	67
Tableau V.30 Pourcentage exigé par RPA du poteau (40×40).....	67
Tableau V.31 Dimensionnement et caractéristique des matériaux	68
Tableau V.32 Les effort du poteau (30×30)	68
Tableau V.33 Les aciers du poteau (30×30).....	68
Tableau V.34 Vérification à L'ELS du poteau (30×30).....	68
Tableau V.35 Vérification de l'effort tranchant du poteau (30×30)	69
Tableau V.36 Armatures transversales du poteau (30×30).....	69
Tableau V.37 Pourcentage exigé par RPA du poteau (30×30).....	69
Tableau VI.1 Dimensionnement et caractéristique des matériaux	75
Tableau VI.2 Les efforts des voiles plains	76
Tableau VI.3 Armatures verticales des voiles plains	76
Tableau VI.4 Armatures horizontale des voiles plains	77
Tableau VI.5 Vérification de l'effort tranchant des voiles plains.....	77
Tableau VI.6 Dimensionnement et caractéristique des matériaux	79
Tableau VI.7 Les efforts	79
Tableau VI.8 La contrainte de cisaillement dans le béton.....	79
Tableau VI.9 Aciers longitudinaux.....	80
Tableau VI.10 Aciers transversaux	80
Tableau VI.11 aciers en partie courante (aciers de peau)	80
Tableau VI.12 armatures diagonales.....	80
Tableau VI.13 Dimensionnement et caractéristique des matériaux	81
Tableau VI.14 Les efforts	82
Tableau VI.15 Armatures verticales.....	82
Tableau VI.16 Armatures horizontale	82
Tableau VI.17 Vérification de l'effort tranchant	82
Tableau VII.1 Dimensionnement et caractéristique des matériaux	88
Tableau VII.2 Les efforts du radier.....	88

Tableau VII.3 L'acer du radier.....	88
Tableau VII.4 Vérification à L'ELS du radier.....	89
Tableau VII.5 Vérification de l'effort tranchant du radier.....	89
Tableau VII.6 Dimensionnement et caractéristique des matériaux.....	90
Tableau VII.7 Les efforts des nervures.....	91
Tableau VII.8 Les aciers des nervures.....	91
Tableau VII.9 Vérification à L'ELS des nervures.....	91
Tableau VII.10 Vérification de l'effort tranchant des nervures.....	91
Tableau VII.11 Armatures transversales des nervures.....	92

Liste de figure

Figure 1 FAÇADE PRINCIPALE.....	xiv
Figure 2 FACADE POSTERIEURE.....	xv
Figure 3 RDC.....	xvi
Figure 4 Etage courant.....	xvi
Figure 5 COUP A-A.....	xvii
Figure 6 Voir 3D.....	xviii
Figure 7 Voir 3D.....	xviii
Figure 8 Voir 3D.....	xix
Figure II.1 Plancher corps creux.....	8
Figure II.2 Poutrelle.....	9
Figure II.3 Poutre.....	9
Figure II.4 Pré dimensionnement des voiles.....	11
Figure II.5 schéma du plancher terrasse.....	12
Figure II.6 Plancher terrasse en dalle pleine.....	14
Figure III.1 Moment des nervures.....	21
Figure III.2 Ferrailage Poutrelle.....	23
Figure III.3 Treillis soudé.....	24
Figure III.4 Dalle flottante.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.5 Balcon.....	26
Figure III.6 Moment sur balcon.....	26
Figure III.7 Ferrailage balcon.....	28
Figure III.8 Acrotère.....	29
Figure III.9 Ferrailage l'acrotère.....	31
Figure III.10 schéma d'escalier.....	31
Figure III.11 schéma d'escalier.....	32

Figure III.12 Ferrailage d'escalier	34
Figure III.13 Ferrailage Poutre palière	36
Figure IV.1 Les voiles dans la structure (3D)	41
Figure IV.2 Les voiles dans la plan (2D)	42
Figure IV.3 Spectre de réponse.....	44
Figure V.1 moment sur Poutre	57
Figure V.2 Ferrailage poutre principale.....	59
Figure V.3 Ferrailage poutre seconder	62
Figure V.4 Ferrailage du poteau (50×50)	65
Figure V.5 Ferrailage du poteau (40×40)	67
Figure V.6 Ferrailage du poteau (30×30)	70
Figure VI.1 Voile soumis à la flexion composée	74
Figure VI.2 ferrailage voile plain	77
Figure VI.3 voiles avec ouvertures	78
Figure VI.4 Ferrailage les linteaux.....	81
Figure VI.5 Ferrailage trumeaux	83
Figure VII.1 contrainte du sol.....	87
Figure VII.2 Ferrailage du radier.....	90
Figure VII.3 Ferrailage des nervures	92
Figure VII.4 Ferrailage des nervures	93

Introduction générale :

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implanté dans une zone de moyenne sismicité, comportant un RDC et 10 étages.

Ce mémoire est constitué de 7 chapitres.

- Le Premier chapitre consiste à la présentation de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers).
- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS 17.
- 5ème chapitre calcul des ferrailages des éléments structuraux (les poutres et les poteaux)
- Dans le 6ème chapitre, nous étudions les voiles et leurs ferrailages.
- Dans le dernier chapitre, nous présentons l'étude de fondation (radier nervure) afin qu'elle puisse répartir la charge du bâtiment sur des sols à faible capacité

Les plans :



Figure 1 **FAÇADE PRINCIPALE**



Figure 2 **FACADE POSTERIEURE**

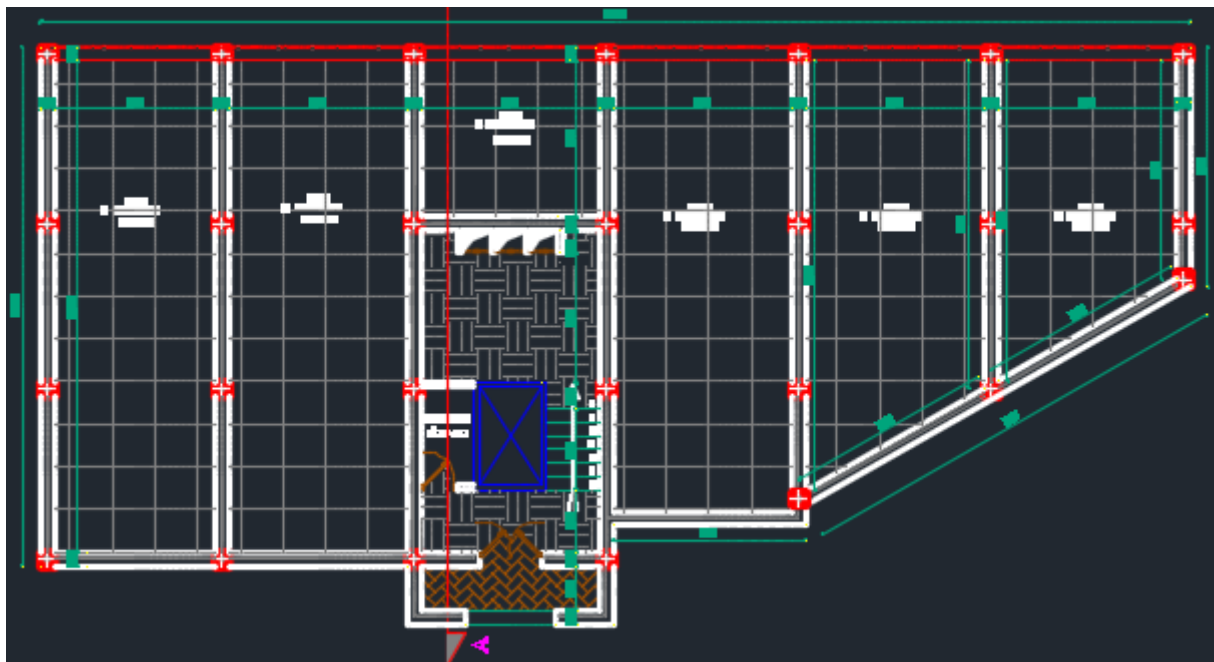


Figure 3 RDC

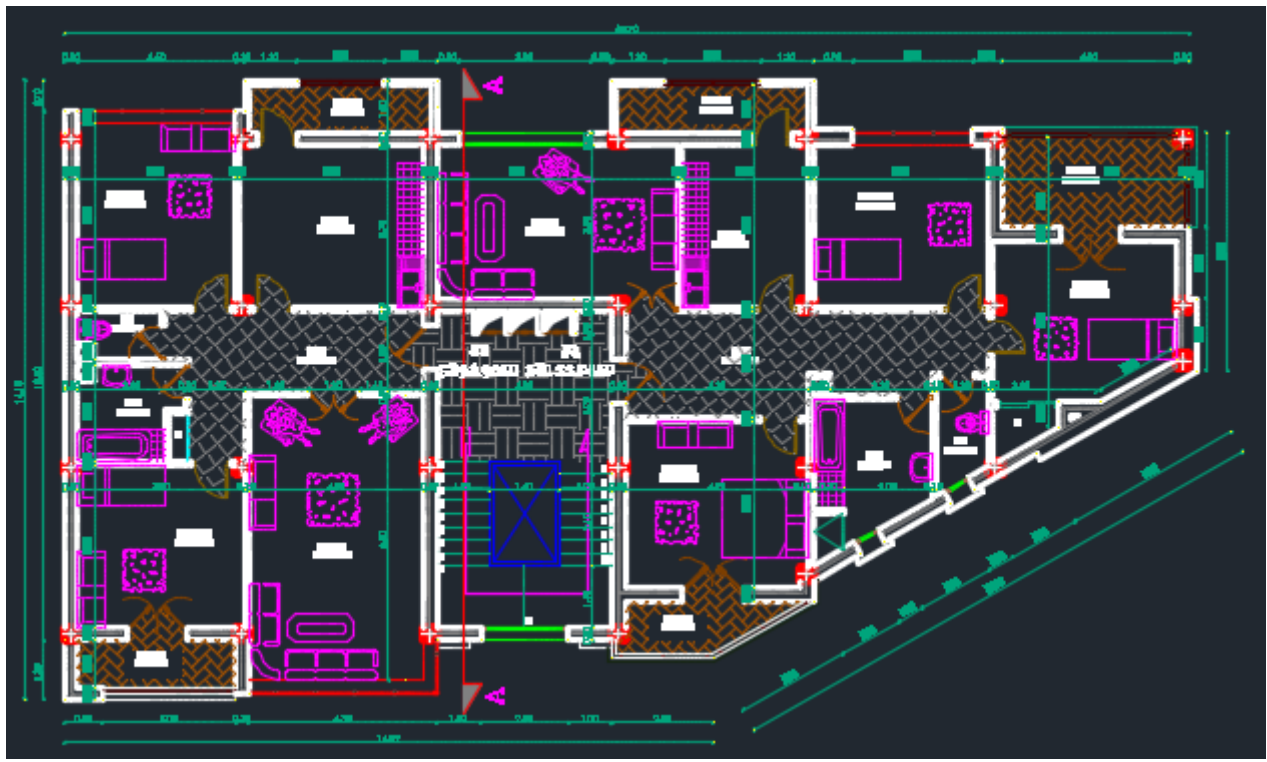
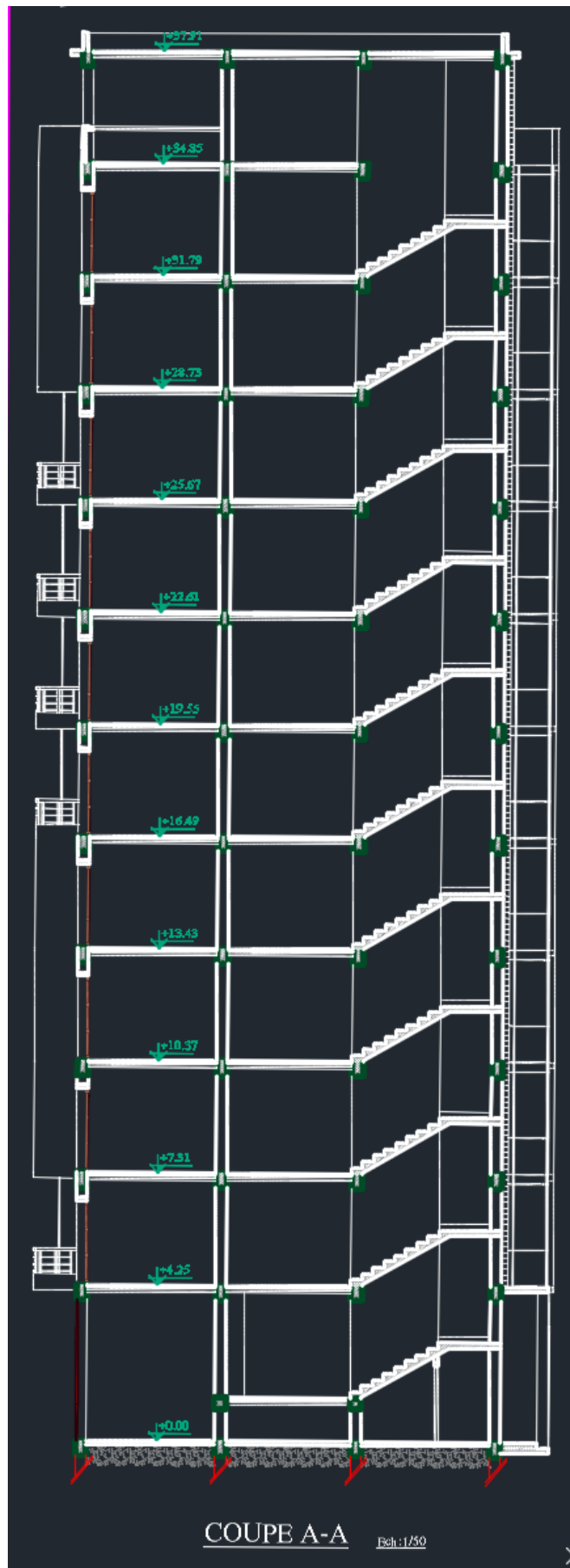


Figure 4 Etage courant

Figure 5 COUP A-A



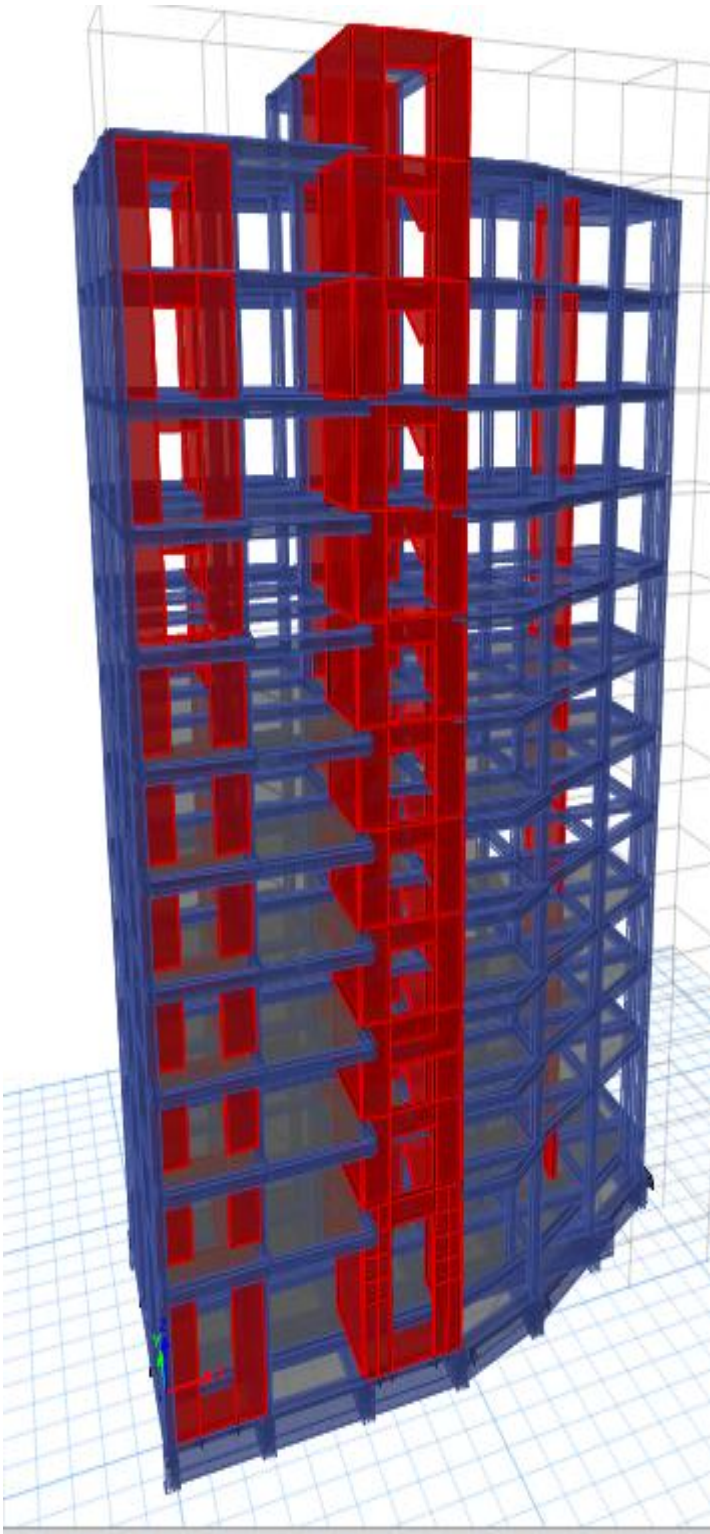


Figure 6 Voir 3D

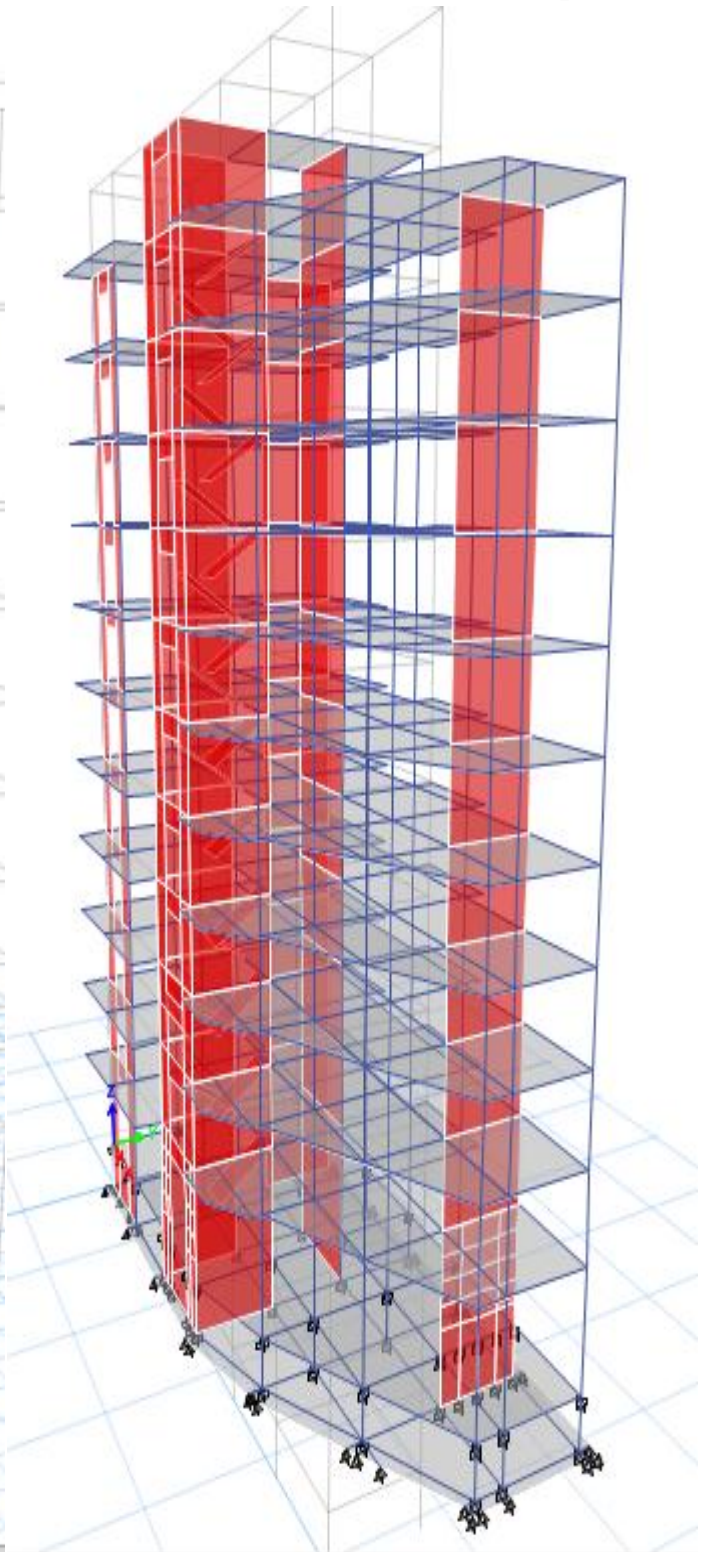


Figure 7 Voir 3D

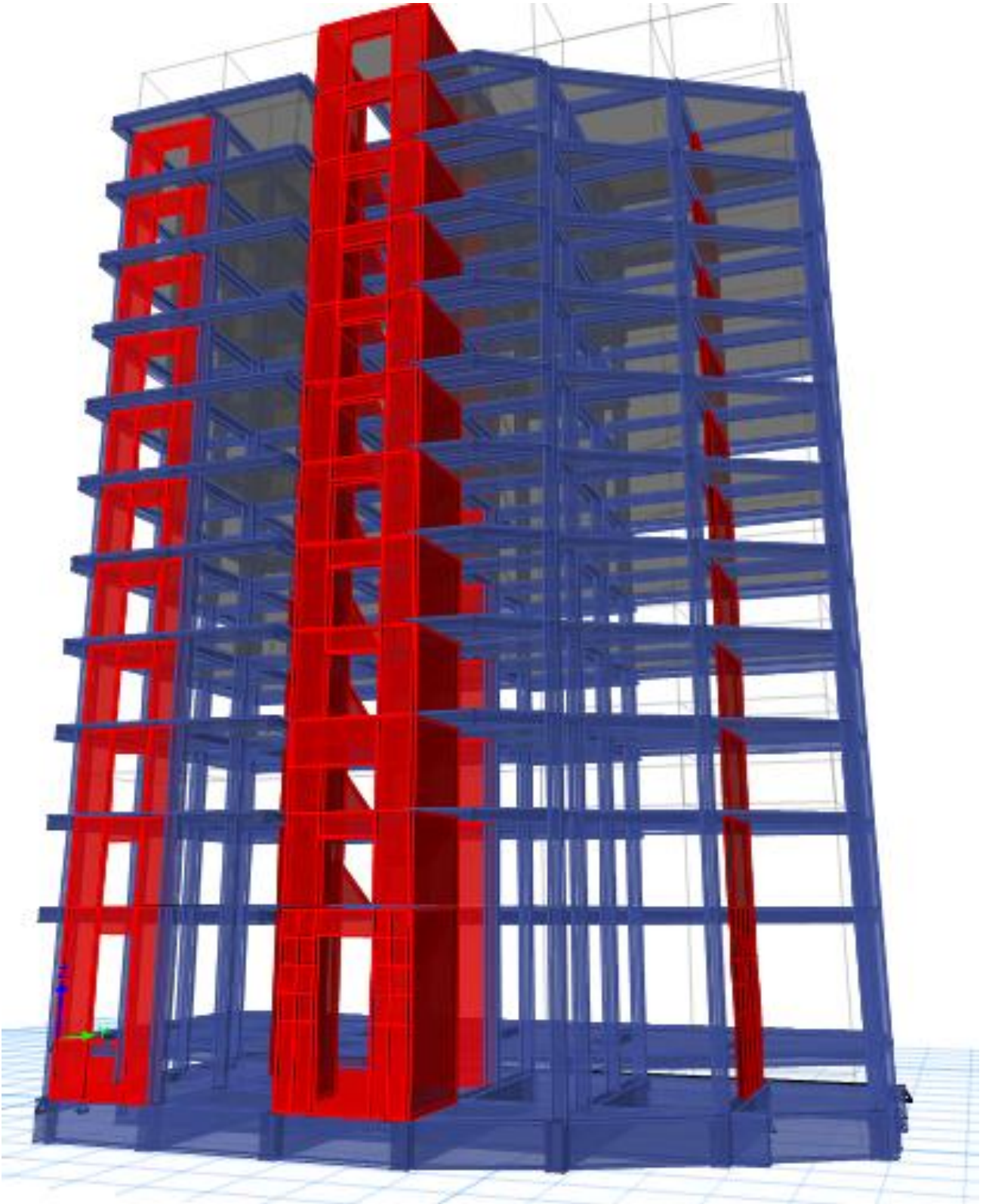


Figure 8 Voir 3D

Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Chapitre I

*1. Présentation de l'ouvrage et
caractéristique des matériaux*

I.1 Introduction:

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (**CBA 93, RPA 99 / version 2003**) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste à un bâtiment à usage d'habitation (R+10) composé de Rez de chaussée et 10 étages courants, implanté à ANNABA, Ville situé en Zone de moyenne sismicité zone II A selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 / version 2003).

I.3 But :

Construire un bâtiment conforme aux spécifications données, capable de résister aux différentes conditions qui l'entourent, pour réaliser pleinement ses travaux.

I.4 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Notre projet a une forme rectangulaire avec un décrochement, le bâtiment présente les dimensions suivantes :

- Hauteur d'étage $h_e = 3.06$ m.
- Hauteur de RDC $h_{RDC} = 4.25$ m.
- Hauteur totale de bâtiment sans acrotère $H = 34.85$ m.
- Cage d'escaliers : 4.3×3.8 m².
- Largeur du bâtiment $B = 14.15$ m.
- Longueur du bâtiment $L = 25.70$ m.

I.5 Caractéristiques géométriques du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols,

- La contrainte du sol $\sigma_{sol} = 1.8$ bars

I.6 Caractéristique mécanique des matériaux :

I.6.1 Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

Nous avons utilisé une méthode pratique dite <<Méthode de DREAUX et GORISSE>> Pour obtenir un béton normal (D=20mm) ayant une maniabilité plastique et une résistance à la compression = 25MPA.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L de sable $C_g \leq 5$ mm
- 800 L de gravillons $C_g \leq 25$ mm
- 175 L d'eau de gâchage

Résistance mécanique :

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CEM II/ A 42,5, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa),

et la caractéristique en traction à 28 jours est estimée à 2.1 MPa ($f_{t28} = 2.1$ MPa).

I.6.2 L'acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

*Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.

*Aciers durs pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000$ MPa.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e .

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ψ] scelle ment
Acier en Bare	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 (Φ<6)	T S	520	550	8‰	1,3	1

Tableau I.1 **Caractéristiques mécaniques des aciers**

I.7 Ossature et système constructif adopté :

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques, exigés par le RPA 99 / version 2003, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.7.1 Les poteaux :

Sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de poutre vers les fondations. Ils sont sollicités à la flexion composée, Le ferrailage est calculé à l'état limite ultime Sous l'effet de l'effort normal et le moment correspondant le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

I.7.2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les Poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'état limite ultime Sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

I.7.3 Les voiles :

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

Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.

Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.

I.7.4 La plancher :

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter le revêtement du sol, dont les deux fonctions principales sont :

- Fonction de résistance mécanique : le plancher doit supporter son poids propre et les surcharges
- Fonction d'isolation acoustique et thermique : Peut être assurée complètement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié

JUSTIFICATION DU CHOIX DE TYPE DE PLANCHER « CORPS CREUX »

* Dans notre structure, on utilise un plancher en corps creux pour la terrasse et les étages.

Les raisons de choix sont :

* IL présente l'avantage d'être léger et très économique.

* Bonne isolation thermique et acoustique.

* Exécution simple

* Ce type de plancher se compose de :

* Un hourdis, portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.

* Des poutrelles transmettant aux poutres principales, les charges venant du hourdis.

* Les poutrelles principales reçoivent les poutrelles et reposent sur des murs ou sur des poteaux.

I.7.5 Acrotères :

La terrasse étant accessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur égale 60 cm.

I.7.6 Escaliers :

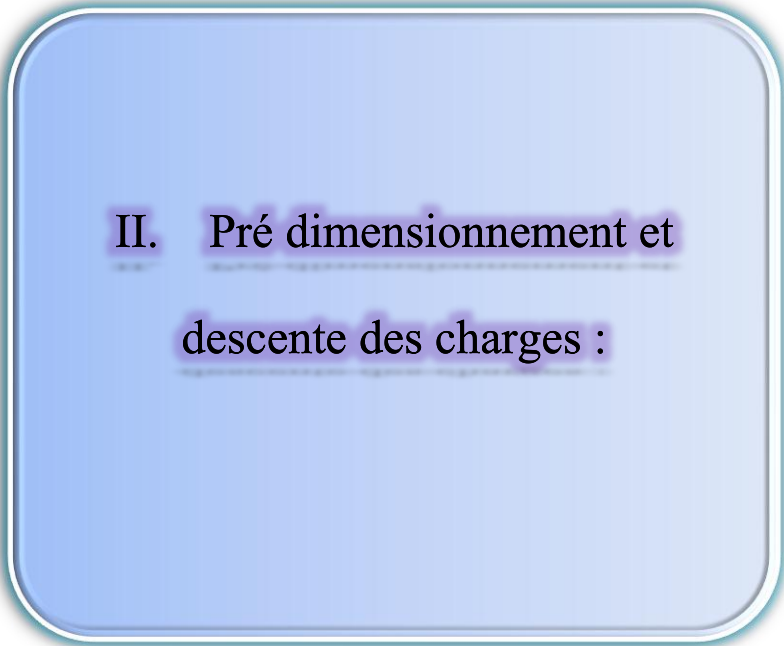
*Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volés et un palier de repos.

Maçonnerie :

- * Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- * Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (10 cm ; 10 cm).
- * Séparées par un vide de 5 cm.

Chapitre II

Pré dimensionnement et descente des charges :



**II. Pré dimensionnement et
descente des charges :**

II.1 Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles, et des autres éléments secondaires, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement, ce pré dimensionnement pour un but : détermination de l'ordre de grandeur du point de vue coffrage de chaque élément constituant l'ouvrage.

Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux, et à la fin jusqu'à la fondation.

II.2 Pré dimensionnement :

II.2.1 Pré dimensionnement des planchers (corps creux) :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, est reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

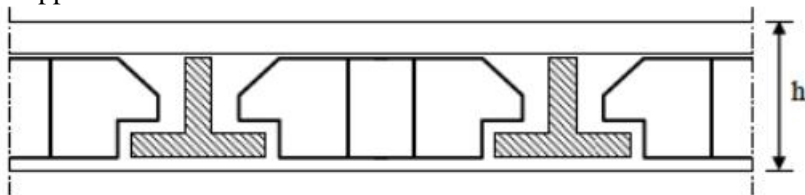


Figure II.1 **Plancher corps creux.**

L'épaisseur des planchers à corps creux et fonction de la hauteur des poutrelles (h), et des conditions d'utilisation et de résistance, on déduira donc l'épaisseur des planchers à partir des conditions ci-après :

Résistance au feu :

$e = 7$ cm pour une heure de coupe de feu.

$e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.

$e = 16$ cm pour un coupe-feu de quatre heures.

On admet : $e = 16$ cm.

Isolation phonique :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de : $e = 16$ cm.

Résistance à la flexion :

Pour le pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$\frac{L_{max}}{22.5} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{15} \rightarrow \frac{400}{22.5} \leq ht \leq \frac{400}{15} \rightarrow 17.7 \leq ht \leq 26.6$$

L : est la plus grande portée des poutrelles mesurée entre nus des appuis dans le sens des nervures.

On a: $L = 430 - 30 = 400$ cm d’ou $17.7 \text{ cm} < ht < 26.6$ cm.

Donc on adopte une épaisseur de : $ht = 20$ cm (disponibilité d’un corps creux de 16+4 au niveau du marché.

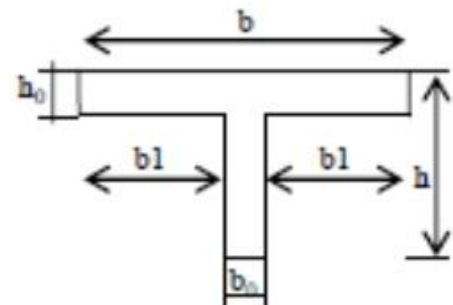


Figure II.2 Poutrelle

II.2.2 Pré dimensionnement des Balcon

Les Balcons seront pré dimensionnées conception de l’architecte et selon le RPA99/version 2003.

On prendre $ep = 15$ cm.

II.2.3 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres seront pré dimensionnées conception de l’architecte et selon le RPA99/version 2003.

Poutres (principales) :

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

- elles relie les poteaux.
- elles Supportent la dalle.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

$h = 40$ cm.

$b = 30$ cm.

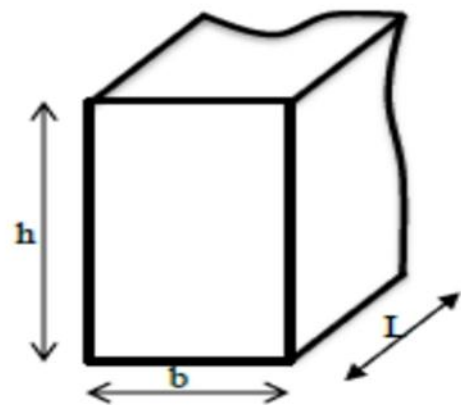


Figure II.3 Poutre

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ h/b = 1.25 < 4 \end{cases} \rightarrow \text{Vérfifiée}$$

Poutres (secondaires) :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

$h = 35 \text{ cm.}$

$b = 30 \text{ cm.}$

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ h/b = 1.25 < 4 \end{cases} \rightarrow \text{Vérfifiée}$$

II.2.4 Pré dimensionnement les poteaux :

Les poutres seront pré dimensionnées conception de l’architecte et selon le RPA99/version 2003.

$h = 30 \text{ cm.}$

$b = 30 \text{ cm.}$

$He = 375 \text{ cm}$

$$\begin{cases} \text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm} \\ \text{Min}(b, h) \geq he/20 \\ h/b < 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} h = b = 30 \geq 30 \text{ cm} \\ h = b = 30 \geq \frac{375}{20} = 18.75 \text{ cm} \\ h/b = 1 < 4 \end{cases} \rightarrow \text{Vérfifiée}$$

II.2.5 Pré dimensionnement des voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l’article 7.7 de **RPA 99**.

D’après le **RPA 99** article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition : ($L \geq 4e$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

$he = 3.75 \text{ m}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

Pour les voiles à abouts libres : $a \geq \max [he/20 ; 15 \text{ cm}]$

$$\frac{he}{20} = 375/20 = 18.75 \text{ cm}$$

$a \geq \max [18.75 ; 15 \text{ cm}] = 18.75 \text{ cm}$ on adopte : $a=20 \text{ cm.}$

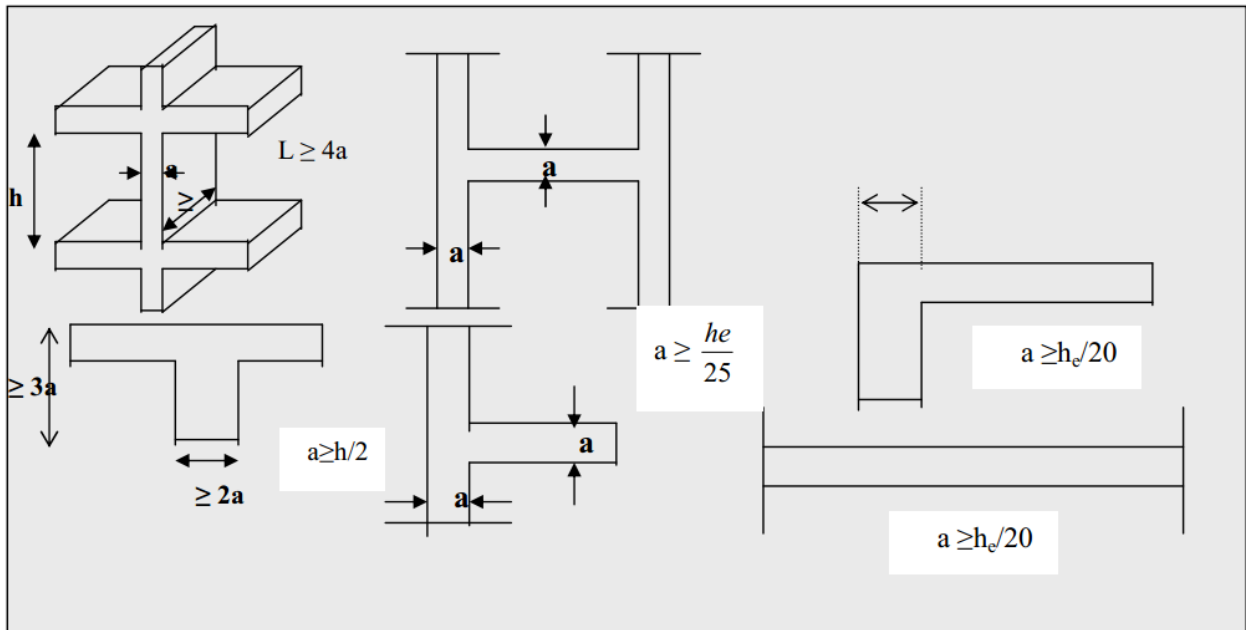


Figure II.4 Pré dimensionnement des voiles

II.3 Descente des charges et Evaluation des charges :

II.3.1 Evaluation des charges :

L'évaluation des charges consiste à déterminer la charge permanente de chaque élément, et la charge d'exploitation qui lui convienne à partir du document technique.

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations

d : la densité

II.3.1.1 Plancher terrasse (inaccessible) :

La terrasse est à une zone inaccessible et réalisée en plancher à corps creux

Surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales

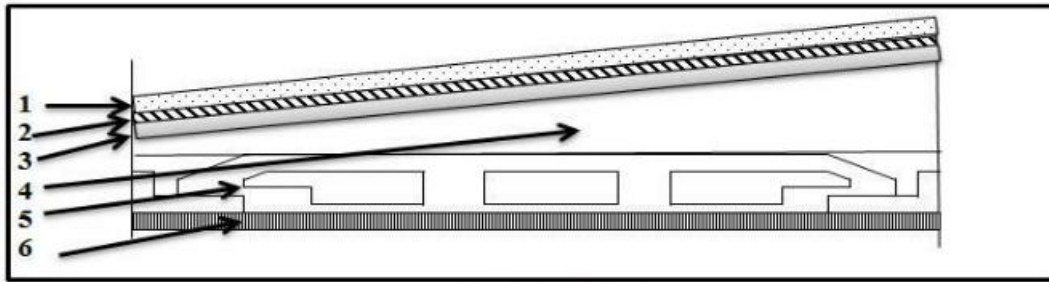


Figure II.5 schéma du plancher terrasse.

Matériaux		Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Gravier	5	20	1.00
2	Étanchéités multicouches	2	/	0.12
3	Isolation thermique en liège	4	4	0.16
4	Béton forme de pente	8	20	1.60
5	Plancher à corps creux	(16+4)	/	2.80
6	Enduit en plâtre	2	10	0.20
Total				5.88

Tableau II.1 Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible (G)

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

Charge permanente : $G = 5.88 \text{ KN/m}^2$.

II.3.1.2 Plancher terrasse (accessible) :

La terrasse est une zone accessible et réalisée en plancher à corps creux

Surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales

matériaux		Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	3	20	0.60
3	Étanchéités multicouches	2	/	0.12
4	Isolation thermique en liège	4	4	0.16
5	Béton forme de pente	10	20	2.00
6	Plancher à corps creux	(16+4)	/	2.80
7	Enduit en plâtre	2	10	0.20
Total				6.28

Tableau II.2 **Évaluation des charges du plancher terrasse accessible (G)**

Charge d'exploitation : $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$.

Charge permanente : $G = 6.28 \text{ KN/m}^2$.

II.3.1.3 Plancher étage courant :

matériaux		Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	carrelage	2	20	0.60
2	Mortier de pose	3	20	0.12
3	Cloison légère	/	/	0.16
4	Lit de sable	3	18	2.00
5	Plancher à corps creux	(16+4)	/	2.80
6	Enduit en plâtre	2	10	0.20
Total				5.88

Tableau II.3 **Évaluation des charges plancher étage courant (G)**

Charge d'exploitation : $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

Charge permanente : $G = 5.88 \text{ KN/m}^2$.

II.3.1.4 Plancher terrasse en dalle pleine (inaccessible) :

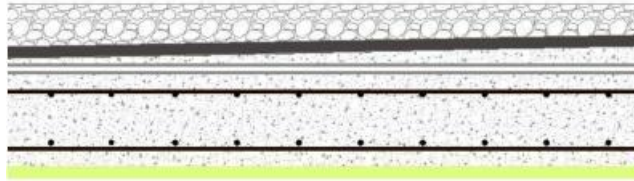


Figure II.6 **Plancher terrasse en dalle pleine**

Matériaux		Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Gravier	5	20	1.00
2	Étanchéités multicouches	2	/	0.12
3	Isolation thermique en liège	4	4	0.16
4	Béton forme de pente	8	20	1.60
5	Dalle pleine	15	25	3.75
6	Enduit en plâtre	2	10	0.20
Total				6.83

Tableau II.4 **Évaluation des charges plancher terrasse dalle plein**

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

Charge permanente : $G = 6.83 \text{ KN/m}^2$.

II.3.1.5 Balcon des étages courants (dalle pleine)

matériaux		Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	3	20	0.6
3	Lit de sable	3	18	0.54
4	Dalle pleine	15	25	3.74
5	Enduit en plâtre	2	18	0.36
Total				5.65

Tableau II.5 **Tableau Balcon des étages courants (dalle pleine)**

Charge d'exploitation : $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$.

Charge permanente : $G = 5.65 \text{ KN/m}^2$.

II.3.1.6 Cloisons extérieures :

matériaux		Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit extérieure (ciment)	2	18	0.36
2	Brique creuse	15	/	1.3
3	L'âme d'aire	5	/	/
4	Brique creuse	10	/	0.9
5	Enduit en plâtre	2	10	0.20
Total				2.76

Tableau II.6 **Tableau Cloisons extérieures**

Charge permanente : $G = 2.76 \text{ KN/m}^2$.

II.3.1.7 Cloisons intérieures :

Matériaux		Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit extérieure (ciment)	2	10	0.2
2	Brique creuse	10	/	0.9
3	Enduit en plâtre	2	10	0.20
Total				1.3

Tableau II.7 **Tableau Cloisons intérieures**

Charge permanente : $G = 1.3 \text{ KN/m}^2$.

II.3.1.8 Palier de repos:

Matériaux		Epaisseur e (cm)	(KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	3	20	0.6
3	Poids propre du palier	15	25	4.25
4	Enduit en plâtre	2	10	0.20
total				5.45

Tableau II.8 **Tableau Palier de repos**

Charge d'exploitation : $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$.

Charge permanente : $G = 5.45 \text{ KN/m}^2$.

II.3.1.9 Paillasse

matériaux		Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	3	20	0.6
3	Poids des marches	/	$0.15 \times 25 \times 0.5$	1.87
4	Poids propre du paillasse	17	$25/\cos 29.05$	3.89
5	Enduit en plâtre	2	$0.02 \times 10/\cos 29.05$	0.23
6	Gard corp	/	/	0.5
Total				7.50

Tableau II.9 **Tableau Paillasse**

Charge d'exploitation : $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$.

Charge permanente : $G = 7.50 \text{ KN/m}^2$.

II.3.2 Descente de charges :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau...), appelée surface d'influence.

*) Poutre principale (b x h) = (30 x 40)

*) poutre secondaire (b x h) = (30 x 35)

*) Hauteur de l'étage courante = 3m

*) Hauteur de RDC = 4.25 m

*) Plancher étage courante :

*) Hauteur de RDC = 4.25 m

*) Plancher étage courante :

$$G = 5,54 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

*) Plancher étage terrasse accessible :

$$G = 6,28 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

*) Plancher étage terrasse inaccessible :

$$G = 5,88 \text{ KN/m}^2$$

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

*) Le poids propre de la poutre principal

$$= 0,30 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$$

*) Le poids propre de la poutre secondaire ;

$$= 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,62 \text{ KN/ml.}$$

Niveau	$\sum NG$ (KN)	$\sum NQ$ (KN)
N0	32	3.97
N1	106.71	
N2	151.85	24.1875
N3	162.49	
N4	274.37	48.375
N5	285.01	
N6	396.89	67.45
N7	407.53	
N8	519.50	84.4
N9	530.05	
N10	641.93	99.24
N11	652.57	
N12	7644.50	111.95
N13	775.10	
N14	886.97	1122.54
N15	897.61	
N16	1009.49	133.13
N17	1020.13	
N18	1132.01	143.73
N19	1142.65	
N20	1254.53	154.32
N21	1271.155	
N22	1383.035	164.91
N23	1409.605	

Tableau II.10 **Descente de charges**

II.4 Vérification de la stabilité de forme :

Vérification de la section des poteaux selon (C.B.A.93.B.8.4.1)

Poteau (cm*cm)	(50x50)	(40x40)	(30x30)
NG (KN)	1409.605	1342.65	750
NQ (KN)	164.91	143.73	118
ELU : 1.35NG+1.5NQ (KN)	2150.33	2028.17	1189.5
I (cm ⁴)	520833.33	213333.33	67500
Section (cm ²)	2500	1600	900
L (cm)	425	425	306
Lf (cm)	297.5	297.5	214.2
<i>f</i> _{c28} (MPa)	25	25	25
<i>F</i> _e (MPa)	400	400	400
γ _s	1.15	1.15	1.15
i (cm)	14.43	11.54	8.66
λ	20.61	25.76	24.73
λ _{LIM}	50	50	50
α	0.840	0.834	0.835
Br (cm ²)	2304	1444	784
A cm ²	8	6.4	4.8
Nu Lim (KN)	3818.28	2417.75	1353.07
Nu < Nu _{Lim}	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau II.11 **Vérification de la stabilité de forme**

Calcul des éléments secondaires :

Chapitre III



III. Calcul des éléments secondaires :

III.1 Introduction :

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux comme l'acrotère, les escaliers et des éléments structuraux dans le cas des planchers.

III.2 Calcul des planchers :

III.2.1 Planchers à corps creux :

Par utilisation le logiciel ETABS 17 on trouver les résultats suivants

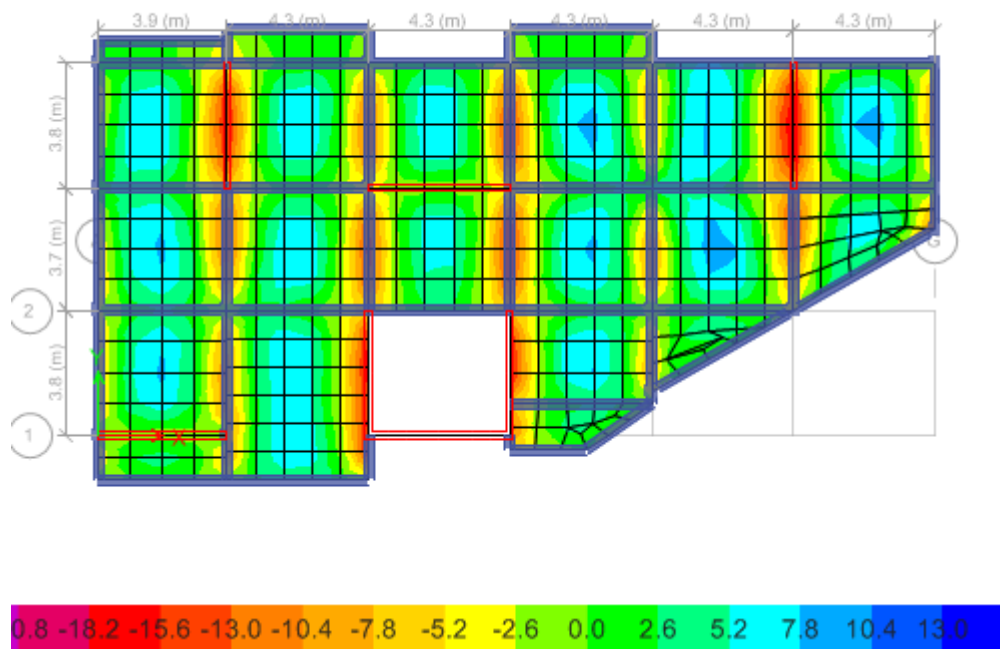


Figure III.1 **Moment des nervures**

Dimensionnement et caractéristique des matériaux :

H	h_0	b	b_0	C	C'	d	Fc28	feE400	σ_{bc}	σ_s
cm	cm	cm	cm	Cm	cm	cm	MPa	MPa	MPa	MPa
20	4	65	12	2	2	18	25	400	14.16	348

Tableau III.1 **Dimensionnement et caractéristique des matériaux**

Les efforts :

Mu a (KN.m)	Mu T (KN.m)	Ms a (KN.m)	Ms T (KN.m)	T u (KN)
-12.35	7.3	-9.88	4.58	9.5

Tableau III.2 **Les efforts**

Calcul l'acier :

	Mu KN.m	As' cm ²	As cm ²	AS _{min} cm ²	As adopt
Appuis	-12.35	0	2.25	0.26	2HA 12
Travée	7.3	0	1.18	0.26	2HA 10

Tableau III.3 **Calcul l'acier**

Vérification à L'ELS :

	As	As'	X cm	I cm ⁴	Σb MPa	$\overline{\sigma b}$ MPa	$\sigma b < \overline{\sigma b}$	Σs MPa	$\overline{\sigma s}$ MPa	$\sigma s < \overline{\sigma s}$
appuis	2.26	0	7.64	5422.24	4.192	15	vérifiée	128.20	202	Vérifiée
Travée	1.57	0	3.26	5897.31	2.7	15	vérifiée	176.35	202	vérifiée

Tableau III.4 **Vérification à L'ELS**

Vérification de l'effort tranchant :

T KN	τ Mpa	$\bar{\tau}$ MPa	$\tau \leq \bar{\tau}$
9.5	0.44	2.5	vérifiée

Tableau III.5 **Vérification de l'effort tranchant**

Armatures transversales :

D (mm ²)	As (cm ²)	Nombre brins	Espacement (cm)
8	1.01	2 brins = 1 Cadre	10

Tableau III.6 Armatures transversales

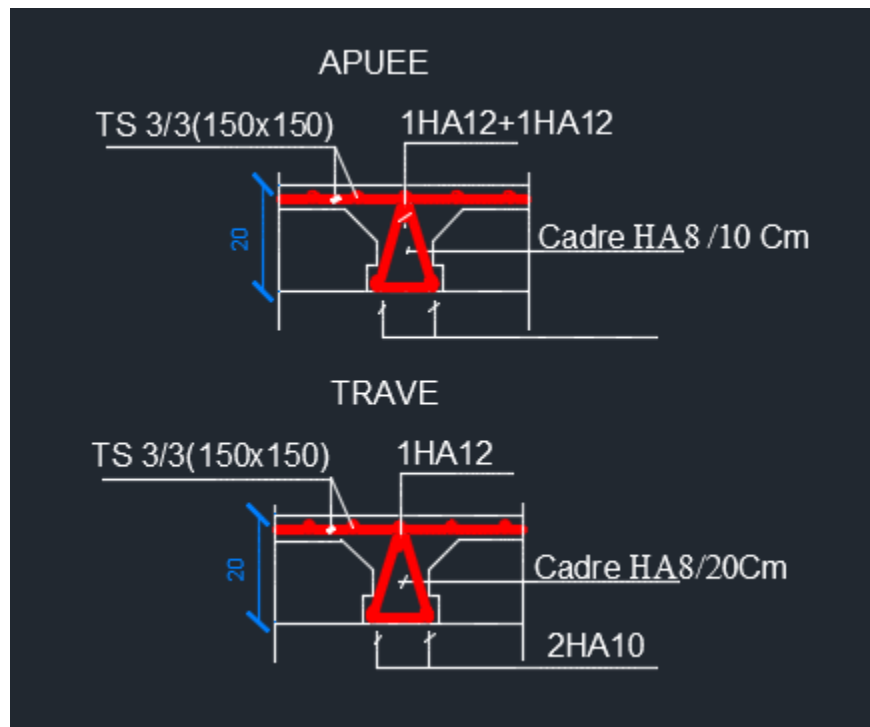


Figure III.2 Ferrailage Poutrelle

Dalle de compression :

La dalle de compression sera ferrillée dans les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrillage est en treillis soudé.

-Les conditions suivantes doivent être respectées :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures.

(A en : cm² pour mètre de nervures).

Avec : L1 : distance entre l'axe des poutrelles (L1=65 cm)

A1: diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

Pour : FeE 500 MPA (TL520 ($\Phi < 6$) Ts)

$A_t = 4 \cdot 65520 = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

5T6 $A_t = 1.41 \text{ cm}^2$

$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$

Soit 5T6 ; $A_t = 1.41 \text{ cm}^2$; $S_t = 20 \text{ cm}$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte TS $\text{Ø } 6-20 \times 20$

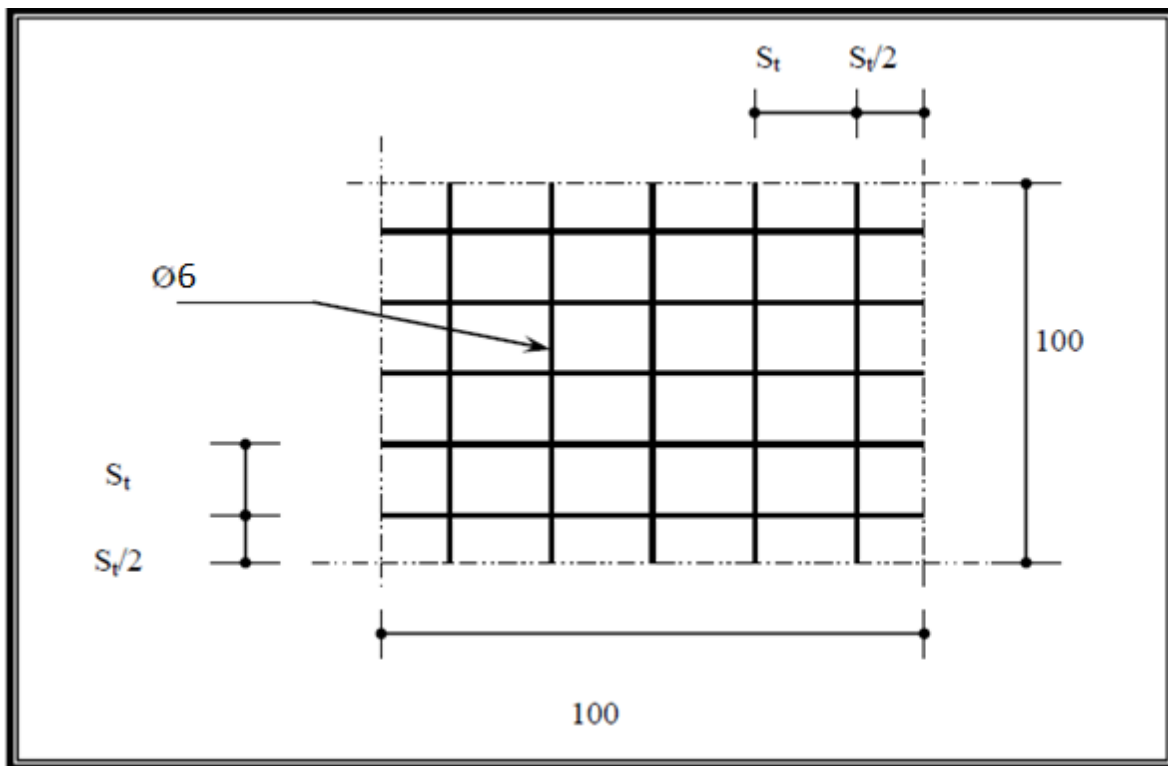


Figure III.3 Treillis soudé

III.2.2 Dalle flottante :

La dalle flottante repose uniquement sur le sol, elle n'est pas liée avec les longrines. On doit réaliser un joint sec d'épaisseur de 2cm entre la dalle flottante et les longrines.

La dalle flottante a une épaisseur de 15cm, elle repose sur le hérississage empêchant la remontée de l'eau par capillarité. Le ferrailage de la dalle est adopté forfaitairement en respectant un ferrailage minimum pour les zones tendues $A_{min}=1.5 \text{ cm}^2$.

On adopte un TS 6x200x200 placé au milieu de la dalle.

TS 6x200x200

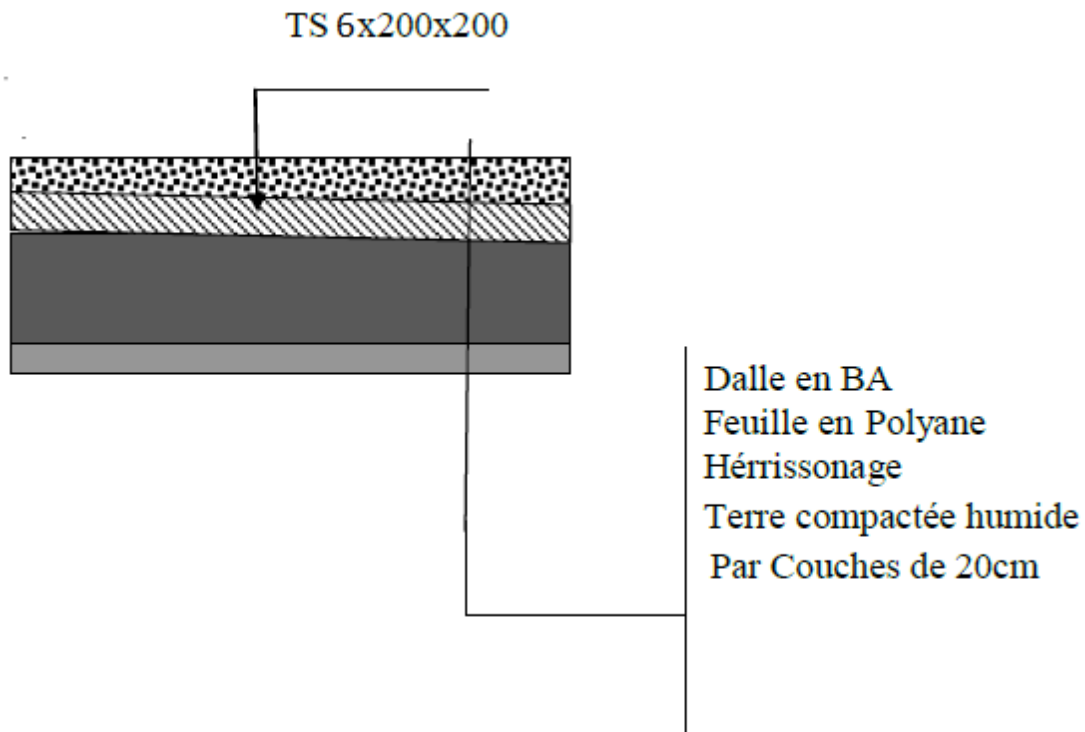


Figure III.4 **Dalle flottante**

III.2.3 BALCON:



Figure III.5 Balcon

Dimensionnement et caractéristique des matériaux :

e	b	C	C'	Fc28	feE400	σ_{bc}	σ_s
cm	cm	cm	cm	MPa	MPa	MPa	MPa
15	100	3	3	25	400	14.16	348

Tableau III.7 Dimensionnement et caractéristique des matériaux

Les efforts :

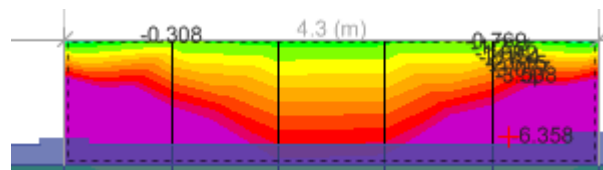


Figure III.6 Moment sur balcon

Mu a (KN.m)	Ms napp.inf	Ms a (KN.m)	Ms napp.inf	T u (KN)
-20	-2.2	-14	-1.4	14.17

Tableau III.8 Les efforts du balcon

Calcul l'acier :

	Mu KN.m	As' cm ²	As cm ²	As _{min} cm ²	As /ml adopt	Espace/1HA cm	As /ml répétition	Espace/1HA cm
Appuis Napp supp	-20	0	4.26	1.57	5 HA 12	20	5 HA 8	20
Nap infff	-2.2	0	0.5	1.57	5 HA 10	20	5 HA 8	20

Tableau III.9 **Calcul l'acier du balcon**

La torsion :

Mt KN.m	V KN	L m	At cm ² par ml	As adoptée /ml
14	50	1.2	3.6	5 HA 10

Tableau III.10 **La torsion du balcon**

Vérification à L'ELS :

	As cm ²	As' cm ²	X cm	I cm ⁴	σ _b MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	σ _b < $\bar{\sigma}_b$	σ _s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σ _s < $\bar{\sigma}_s$
Appuis Nappe sup	5.65	0	3.74	7526.07	2.48	15	vérifiée	82.3	202	Vérifiée
Nappe inf	3.93	0	3.12	5657.23	0.8	15	vérifiée	32.6	202	vérifiée

Tableau III.11 **Vérification à L'ELS du balcon**

La flécher :

As (cm ²)	As' (cm ²)	L (m)	Δf (mm)	Δf_{adm} (mm)	$\Delta f < \Delta f_{adm}$
3.93	5.65	1.2	1.3	6	vérifiée

Tableau III.12 **La flécher du balcon**

Vérification de l'effort tranchant :

T KN	T Mpa	$\bar{\tau}$ MPa	$\tau \leq \bar{\tau}$
14.17	1.1	2.5	vérifiée

Tableau III.13 **Vérification de l'effort tranchant du balcon**

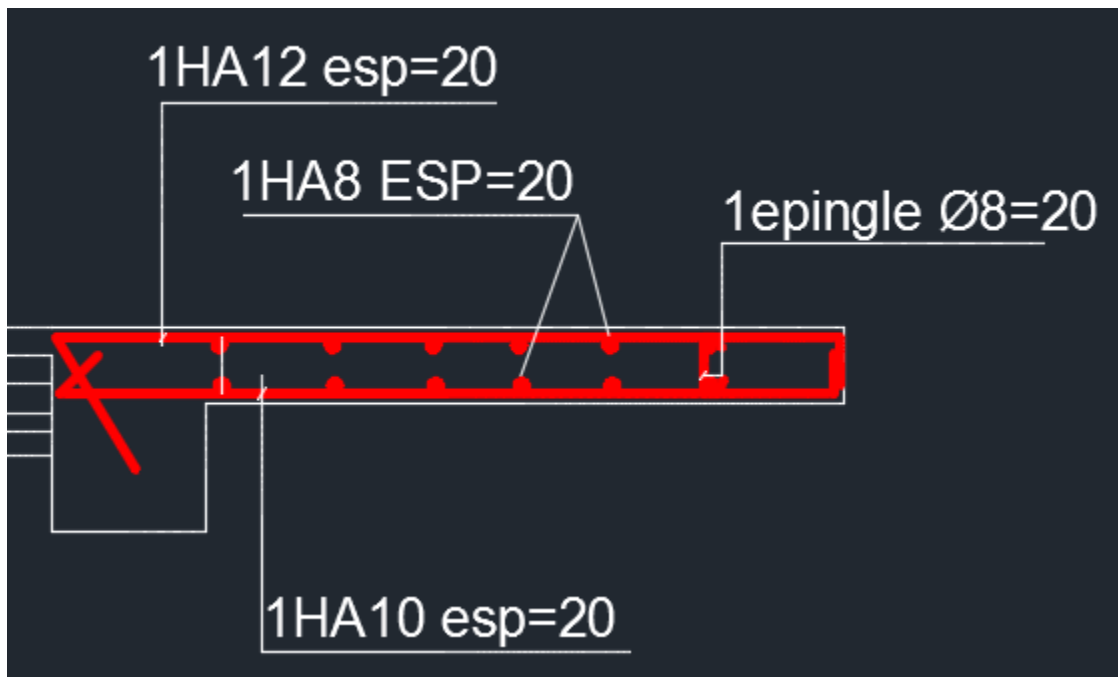


Figure III.7 **Ferrailage balcon**

III.3 Etude de l'acrotère :

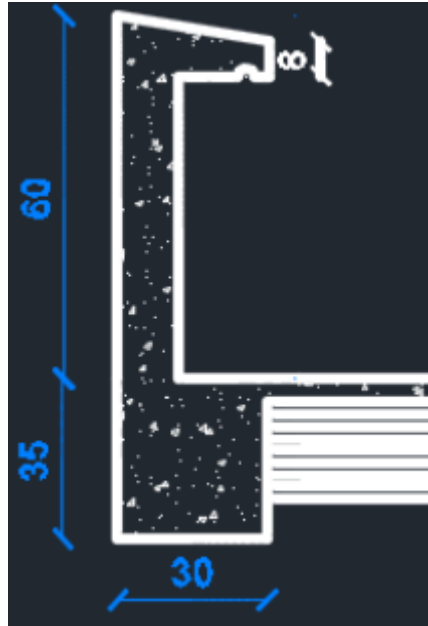


Figure III.8 **Acrotère**

Dimensionnement et caractéristique des matériaux :

H	e	Fc28	feE400	σ_{bc}	σ_s
cm	cm	MPa	MPa	MPa	MPa
60	20	25	400	14.16	348

Tableau III.14 **Dimensionnement et caractéristique des matériaux**

Les efforts :

Nu (KN)/ml	Mu (KN.m)/ml	Ns (KN)/ml	Ms (KN.m)/ml	Tu (KN)/ml
0.325	0.01	0.025	0.006	1.5

Tableau III.15 **Les efforts de l'Acrotère**

Calcul l'acier :

Mu KN.m	Nu KN	As' cm ²	As cm ²	As	Espacement /1HA (cm)	As répétition	Espacement /1HA (cm)
0.01	0.01	0	3.40	5HA10	20	4HA 8	15

Tableau III.16 **Calcul l'acier de l'Acrotère**

Calcul l'acier : Vérification à L'ELS :

	As cm ²	As' cm ²	X cm	I cm ⁴	Σb MPa	$\bar{\sigma b}$ MPa	$\sigma b < \bar{\sigma b}$	Σs MPa	$\bar{\sigma s}$ MPa	$\sigma s < \bar{\sigma s}$
appuis	3.93	0	2.5	2003.32	0.74	15	vérifiée	22.7	202	Vérifiée

Tableau III.17 **Vérification acier à L'ELS de l'Acrotère**

Vérification de l'effort tranchant :

T KN	τ Mpa	$\bar{\tau}$ MPa	$\tau \leq \bar{\tau}$
1.5	0.115	2.5	vérifiée

Tableau III.18 **Vérification de l'effort tranchant de l'Acrotère**

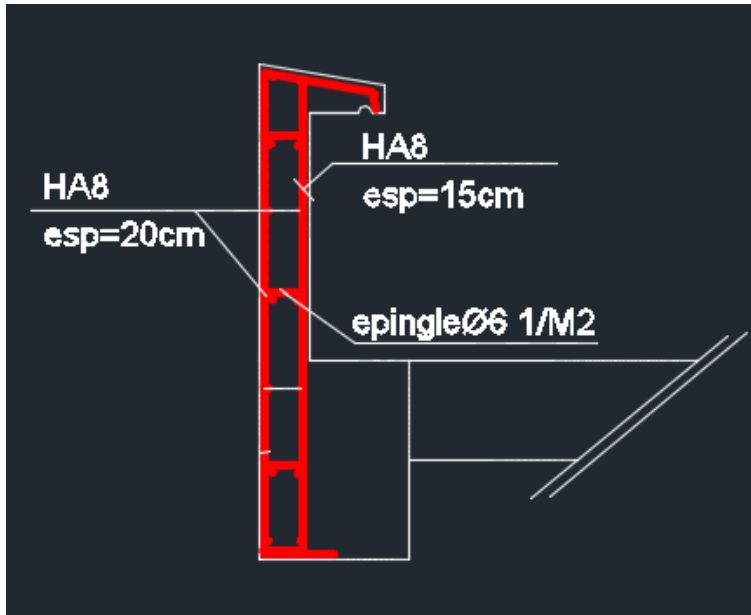


Figure III.9 Ferrailage l'acrotère

III.4 Etude d'escalier :

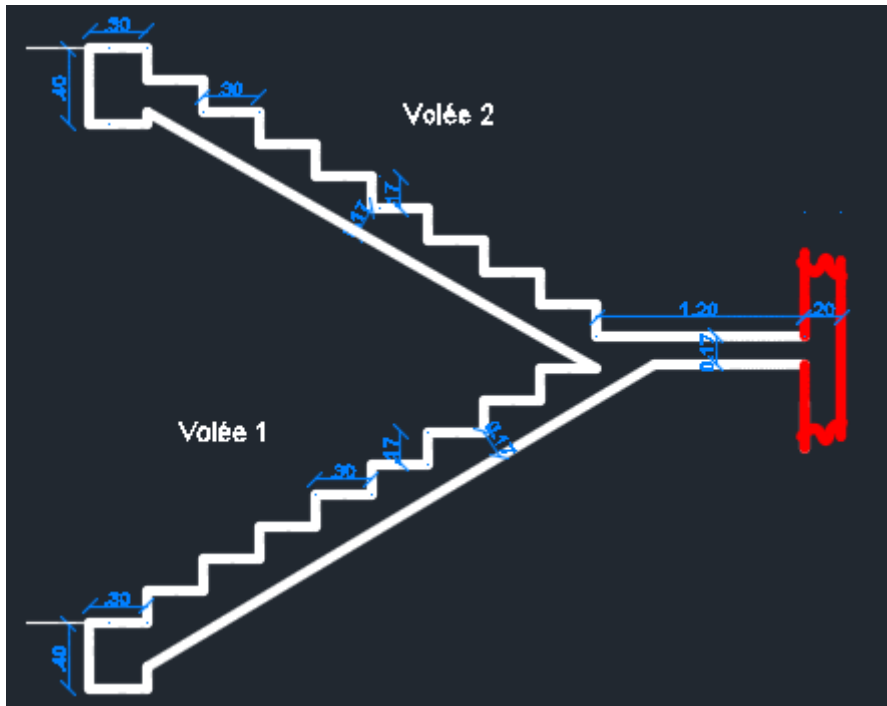


Figure III.10 schéma d'escalier

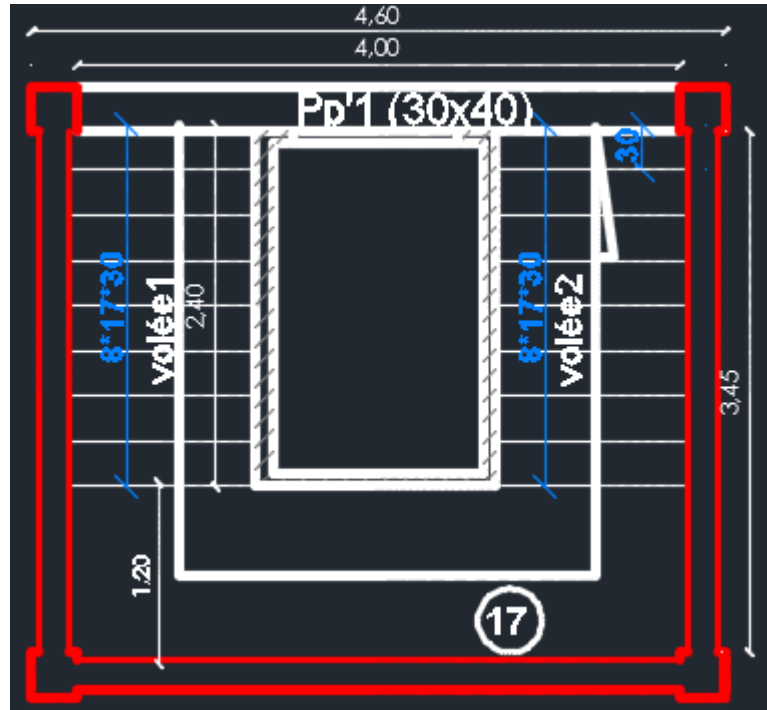


Figure III.11 schéma d'escalier

Dimensionnement et caractéristique des matériaux :

	e	b	L	Fc28	feE400	σ_{bc}	σ_s
	cm	cm	m	MPa	MPa	MPa	MPa
Palier	17	2.5	1.4	25	400	14.16	348
Paillasse	17	1.2	2.1	25	400	14.16	384

Tableau III.19 Dimensionnement et caractéristique des matériaux

Les efforts :

	Mu a (KN.m)	Mu T (KN.m)	Ms a (KN.m)	Ms T (KN.m)	T u (KN)
Palier	-8	1.2	-5.32	0.8	21.2
Paillasse	-12.8	14.25	-8.4	11.9	14.3

Tableau III.20 Les efforts d'escalier

Calcul l'acier de Palier :

Palier	Mu KN.m	As' cm ²	As cm ²	As _{min} cm ²	As / ml adopt	Espacement /1 HA (cm)	As /ml répétition	Espacement /1 HA (cm)
Appuis	-8	0	0.9	2.08	10 HA 10	10	10 HA 8	20
Travée	1.2	0	0.2	2.08	10 HA 10	10	10 HA 8	20

Tableau III.21 **Calcul l'acier du Palier**

Calcul l'acier de Paillasse:

Paillasse	Mu KN.m	As' cm ²	As cm ²	As _{min} cm ²	As/(120cm) adopt	Espacement cm	As /ml répétition	Espacement cm
Appuis	-12.8	0	2.5	2.08	8 HA 10	15	10 HA 8	20
Travée	14.25	0	2.8	2.08	8 HA 10	15	10 HA 8	20

Tableau III.22 **Calcul l'acier du Paillasse**

Vérification à L'ELS :

La fissuration est 'peu nuisible' donc la vérification n'est pas obligatoire.

Vérification de l'effort tranchant :

T	τ	$\bar{\tau}$	$\tau \leq \bar{\tau}$
KN	Mpa	MPa	
21.2	0.16	2.5	vérifiée

Tableau III.23 **Vérification de l'effort tranchant**

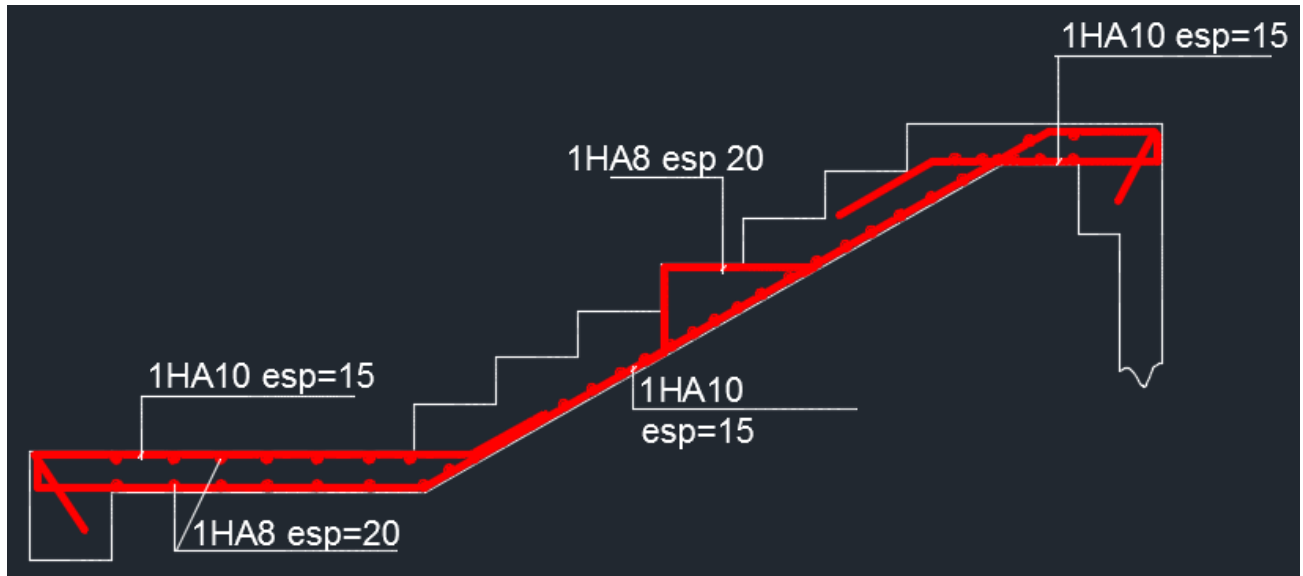


Figure III.12 Ferrailage d'escalier

III.5 Poutre palière :

Dimensionnement et caractéristique des matériaux :

H	b	C	C'	Fc28	feE400	σ_{bc}	σ_s
cm	cm	cm	cm	MPa	MPa	MPa	MPa
35	30	3	3	25	400	14.16	348

Tableau III.24 Dimensionnement et caractéristique des matériaux

Les efforts :

Mu a (KN.m)	Mu T (KN.m)	Ms a (KN.m)	Ms T (KN.m)	T u (KN)
-17	38.15	-12.18	27.4	24.22

Tableau III.25 Les efforts du Poutre palière

Calcul l'acier:

	Mu KN.m	As' cm ²	As cm ²	As _{min} cm ²	As adopt
Appuis	-17	0	1.15	1.37	5 HA 12
Travée	38.15	0	3.47	1.37	6 HA 12

Tableau III.26 **Calcul l'acier du Poutre palière**

La Triton :

Mt (KN.m)	V (KN)	L (m)	At (cm ²)	As adoptée
14	35	4	1.1	2*(1 HA 12)

Tableau III.27 **La triton**

Vérification à L'ELS :

	As cm ²	As' cm ²	X cm	I cm ⁴	σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	σ_s MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
appuis	5.65	0	8.57	32150.4		15	vérifiée	185.7	202	Vérifiée
Travée	6.78	0	11.72	57925.4	4.5	15	vérifiée	199.5	202	vérifiée

Tableau III.28 **Vérification à L'ELS du Poutre palière**

La flécher :

As (cm ²)	As' (cm ²)	L (m)	Δf (mm)	Δf_{adm} (mm)	$\Delta f < \Delta f_{adm}$
3.39	3.39	4	1.6	8	vérifiée

Tableau III.29 **La flécher du Poutre palière**

Vérification de l'effort tranchant :

T	τ	$\bar{\tau}$	$\tau \leq \bar{\tau}$
KN	Mpa	MPa	
24.22	0.22	2.5	vérifiée

Tableau III.30 **Vérification de l'effort tranchant**

Armatures transversales :

D (mm ²)	As (cm ²)	Nombre brins	Espacement nodale (cm)	Espacement courant (cm)
8	2.01	4 brins = 2 Cadre	10	20

Tableau II.31 **Armatures transversales**

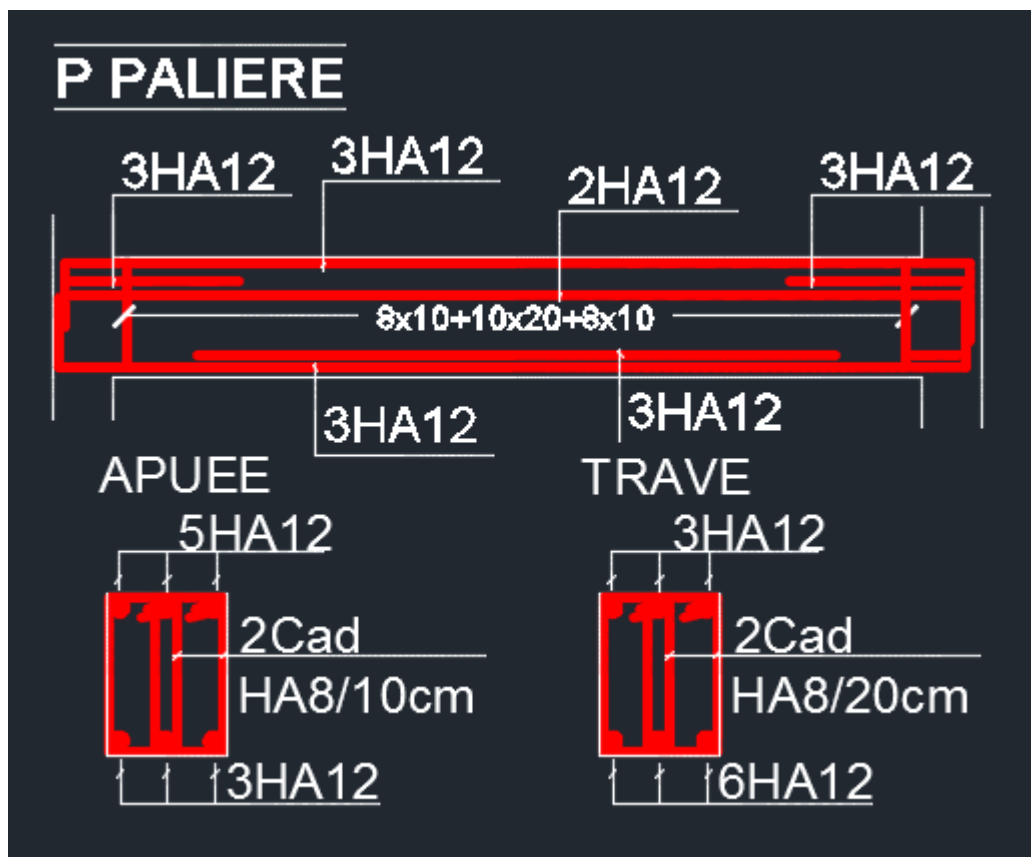


Figure III.13 **Ferrailage Poutre palière**

Etude sismique de la structure :

Chapitre IV



IV. Etude sismique de la structure :

IV.1 Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99) préconise certaines conditions relatives à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques selon leurs groupes d'usage. À ce titre, il est utile de rappeler que le RPA vise un double objectif :

* Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, par limitation sur le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.

* Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modéré

IV.2 Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

A- la méthode statique équivalente.

B- la méthode d'analyse modale spectrale.

C- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3 La méthode statique équivalente :

Définition : Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Modélisation :

- a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.4 La méthode d'analyse modale spectrale :

Définition : Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Modélisation : modèle tridimensionnel, encastré à la base.

IV.5 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes. :

Définition : La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.6 Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de ANNABA donc en zone IIA.

Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un site (S2).

IV.7 Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en à les conditions complémentaires suivantes :

- Zone II : Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

IV.8 Conditions d'application de la méthode analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Donc nous avons utilisé la méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale), on utilisant le logiciel de calcul des structures (ETABS 17).

IV.9 Disposition des voiles :

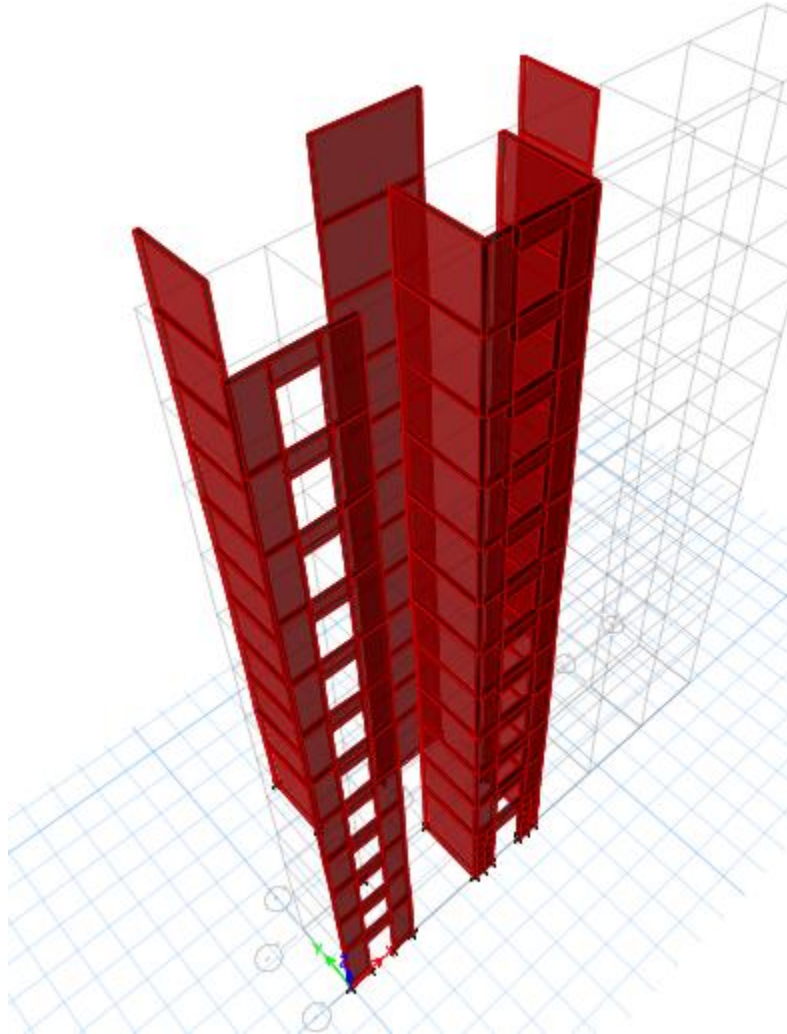


Figure IV.1 **Les voiles dans la structure (3D)**

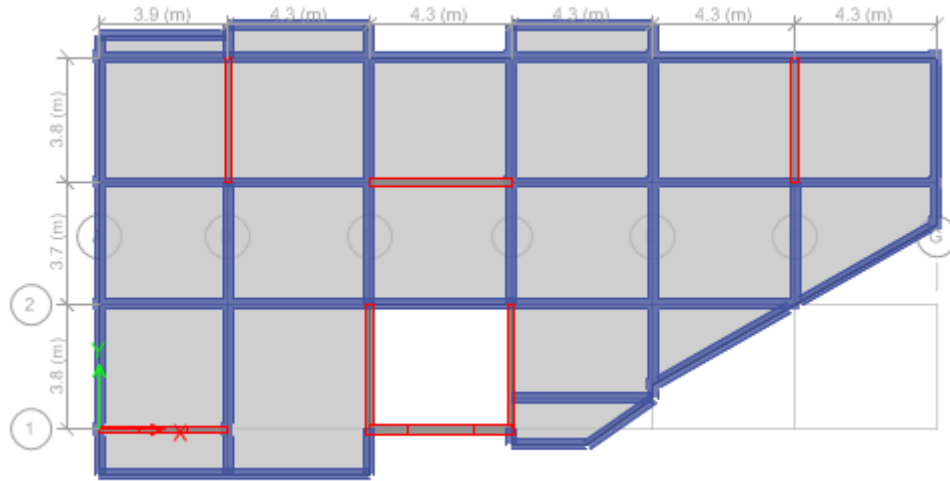


Figure IV.2 Les voiles dans le plan (2D)

IV.9.1 Spectre de réponse de calcul :

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

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

A : coefficient d'accélération de zone

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

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

Q : facteur de qualité (tableau 4.4)

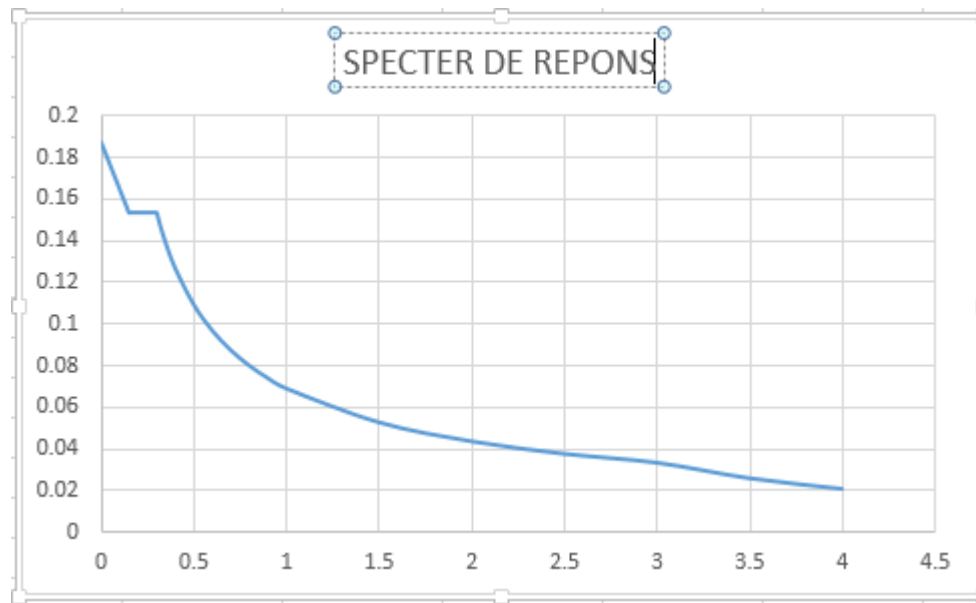


Figure IV.3 Spectre de réponse

IV.10 La Méthode Statique Equivalente :

IV.10.1 Calcul de la force sismique totale :

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

$$V = \frac{A * Q * D}{R} * W$$

A : coefficient d'accélération de zone :

Donnée par le tableau 4-1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Classification sismique de la wilaya ANNABA zone **IIa** (moyenne sismique)

Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0,15**

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau IV.1 coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$$

T1 et T2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau IV.2 Période caractéristique

«S2» → T₂= 0.40s ; T₁=0.15s

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivant :

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

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction de matériau constituait, du type de structure de l'importance des remplissage

Values de ξ (%) :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV.3 **Values de ξ (%)**

$$\xi = 10\%$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0.763 > 0.7 \text{ (Dans les deux sens).}$$

Période fondamentale (T) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$\mathbf{T=C_T*(h_N)^{3/4} \dots\dots\dots(1)}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu' dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau Tab IV.4

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau IV.4 Valeurs du coefficient C_T

$C_T = 0,05$ le cas 4.

$h_N = 34.85$ m

$T = 0.05 \cdot (34.85)^{3/4} = 0.717$ s

$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \dots (2)$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par : (1) et (2).

$L_x = 25.70$ m

$T_x = 0.09 \cdot 34.85 / \sqrt{25.7} = 0.618$ s

$L_y = 25.70$ m

$T_y = 0.09 \cdot 34.85 / \sqrt{14.15} = 0.833$ s

En prend : $T = \min (T(1) ; ((T_x), (T_y) 2)) = T_x = 0.618$ s

$$T = 0.618 \text{ s} \quad T_2 < T < 3 \text{ s}$$

$$D = 2.5 * \eta * (T_2/T)^{2/3} \quad D = 2.5 * 0.763 * (0.4/0.618)^{2/3} = 1.65$$

$$D = 1.65$$

Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée uniquement par le tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de Contreventement mixte tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA 99 / version 2003.

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient **R** la valeur la plus petite.

Dans notre structure on a un système de contreventement par des voiles en béton armé.

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau IV.5 Valeurs du coefficient de comportement R

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 4**

$R_x=R_y=4$.

Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non (Tableau 4.4 RPA)

Il dépend de conditions suivantes :

Critère q »	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau IV.6 Valeurs des pénalités P_q

$$Q = 1 + \sum P_q$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1.20$$

Poids Total de la Structure :

Nous avons pris le poids total W calculé par le logiciel ETABS 17

D'après la formule (4.5) du RPA03 : $W_i = W G_i + \beta W Q_i$.

WG(i) : Poids dû aux charges permanentes au niveau (i).

WQ(i) : Charges d'exploitation au niveau (i).

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Tableau IV.7 Valeurs du coefficient de pondération β

Dans notre cas $\beta = 0.2$.

$Q_t = 4960.86 \text{ KN} ; G_t = 33531.5841 \text{ KN}$

$W_t = W G_t + \beta W Q_t = 33531.5841 + 0.2 * 4960.86 = 34523.7561 \text{ KN}$

$V_{stx} = V_{sty} = V_{st} = \frac{A * Q * D}{R} * W = \frac{0.15 * 1.2 * 1.65}{4} * 34523.7561 = 2561.056551 \text{ KN}.$

IV.11 Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.12la Méthode d'Analyse Modale Spectrale :

* Résultats de l'Analyse Dynamique par ETABS.

$V_d x (1.25 E_x) = 1753.2331 \text{ KN}$

$V_d y (1.35 E_y) = 1662.0028 \text{ KN}$

Selon **RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6)** :

La résultante des forces sismiques à la base Obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

80% $V_{st} < V_{dy}$

Sans	V.st (KN)	80%Vst (KN)	Vdy = $\alpha \cdot E$	80% Vst < Vdy	coff correcter (α)
X	2561.05655	2048.84524	1753.2331	NO	1.168609719
Y	2561.05655	2048.84524	1662.0028	NO	1.232756792

Tableau IV.8 **la valeur du V statique et V dynamique**

N'est pas vérifier

Elle doit être augmentée V dy des facteurs de correcteur

Par x facteurs de correcteur $\alpha = 1.2$

Par y facteurs de correcteur $\alpha = 1.25$

Sans	V.st (KN)	80%Vst (KN)	Vdy = $\alpha \cdot E$	80% Vst < Vdy
X	2561.05655	2048.84524	2103.8798	OK
Y	2561.05655	2048.84524	2077.5035	OK

Tableau IV.9 la valeur du V statique et V dynamique après les facteurs de correcteur

a) Le déplacement :

Déplacement:						
Story	H (m)	1%H(mm)	dr UX (mm)		dr UY (mm)	
Roof	3.06	30.6	20.379	OK	25.307	OK
Story11	3.06	30.6	19.054	OK	23.498	OK
Story10	3.06	30.6	17.134	OK	20.884	OK
Story9	3.06	30.6	15.146	OK	18.226	OK
Story8	3.06	30.6	13.108	OK	15.551	OK
Story7	3.06	30.6	11.05	OK	12.902	OK
Story6	3.06	30.6	9.009	OK	10.33	OK
Story5	3.06	30.6	7.035	OK	7.893	OK
Story4	3.06	30.6	5.177	OK	5.654	OK
Story3	3.06	30.6	3.477	OK	3.674	OK
Story2	3.06	30.6	2.012	OK	2.035	OK
Story1	4.25	42.5	0.866	OK	0.785	OK

Tableau IV.10 Le déplacement

Justification vis à vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

D'après les résultats de ETABS 17 (on prend le déplacement relatif direct) :

Justification vis à vis de l'effet P-Δ :

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

$$\theta = \frac{Pk \cdot \Delta k}{Vk \cdot Hk} \leq 0.1$$

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

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi}) \quad (\text{Voir paragraphe 4.2.3 calcul de } W)$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k : $V_k \sum_{i=k}^n F_i$

Δk : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau k-1 (Voir paragraphe 4.2.10)

h_k : hauteur de l'étage k

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1- \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionné

Justification vis à vis de l'effet P-Δ (Sans X)						
Story	H(m)	F (KN)	dr UX (mm)	FX (kN)	teta D	
Roof	3.06	320.5651	20.379	72.4325	0.02947435	eff negligé
Story11	3.06	3365.381	19.054	479.0086	0.04374774	eff negligé
Story10	3.06	6653.6995	17.134	798.7464	0.04664355	eff negligé
Story9	3.06	9942.018	15.146	1037.0049	0.04745372	eff negligé
Story8	3.06	13230.3364	13.108	1222.3865	0.04636362	eff negligé
Story7	3.06	16518.1674	11.05	1379.8916	0.04322726	eff negligé
Story6	3.06	19808.5408	9.009	1526.1844	0.03821208	eff negligé
Story5	3.06	23126.9835	7.035	1667.559	0.03188456	eff negligé
Story4	3.06	26504.3313	5.177	1801.6949	0.02488813	eff negligé
Story3	3.06	29878.379	3.477	1922.2703	0.01766143	eff negligé
Story2	3.06	33300.6217	2.012	2022.6212	0.01082541	eff negligé
Story1	4.25	36722.8644	0.866	2103.7582	0.00355688	eff negligé

Tableau IV.11 L'effet P-Δ (Sans X)

Justification vis à vis de l'effet P-Δ (Sans Y)						
Story	H(m)	F (KN)	dr UY (mm)	FY (kN)	teta D	
Roof	3.06	320.5651	25.307	76.3891	0.03470596	eff negligé
Story11	3.06	3365.381	23.498	507.2832	0.05094402	eff negligé
Story10	3.06	6653.6995	20.884	815.8191	0.05566235	eff negligé
Story9	3.06	9942.018	18.226	1039.9499	0.05694191	eff negligé
Story8	3.06	13230.3364	15.551	1217.5827	0.05522164	eff negligé
Story7	3.06	16518.1674	12.902	1370.8602	0.05080475	eff negligé
Story6	3.06	19808.5408	10.33	1513.8842	0.04417115	eff negligé
Story5	3.06	23126.9835	7.893	1651.7713	0.03611518	eff negligé
Story4	3.06	26504.3313	5.654	1782.5103	0.02747383	eff negligé
Story3	3.06	29878.379	3.674	1900.6309	0.01887457	eff negligé
Story2	3.06	33300.6217	2.035	1999.0029	0.01107852	eff negligé
Story1	4.25	36722.8644	0.785	2077.4023	0.0032651	eff negligé

Tableau IV.12 L'effet P-Δ (Sans Y)

Excentricité accidentelle par l'ETABS par RPA :

Excentricité (Sans X):						
Story	Lx (m)	15% LX(m)	XCM(m)	XCR(m)	ex0 (m)	
Roof	25.7	3.855	10.3725	10.0885	0.284	OK
Story11	25.7	3.855	11.5361	10.0514	1.4847	OK
Story10	25.7	3.855	11.5416	10.0197	1.5219	OK
Story9	25.7	3.855	11.5416	9.9851	1.5565	OK
Story8	25.7	3.855	11.5416	9.9451	1.5965	OK
Story7	25.7	3.855	11.5502	9.8959	1.6543	OK
Story6	25.7	3.855	11.574	9.83	1.744	OK
Story5	25.7	3.855	11.598	9.7385	1.8595	OK
Story4	25.7	3.855	11.6053	9.6177	1.9876	OK
Story3	25.7	3.855	11.6332	9.4214	2.2118	OK
Story2	25.7	3.855	11.6643	9.0198	2.6445	OK
Story1	25.7	3.855	11.0973	8.0375	3.0598	OK

Tableau IV.13 Excentricité (Sans X)

Excentricité (Sans Y):						
Story	Ly (m)	15% LY(m)	YCM(m)	YCR(m)	ey0 (m)	
Roof	14.15	2.1225	4.5816	4.2924	0.2892	OK
Story11	14.15	2.1225	6.2063	4.6335	1.5728	OK
Story10	14.15	2.1225	6.2161	4.8275	1.3886	OK
Story9	14.15	2.1225	6.2161	5.054	1.1621	OK
Story8	14.15	2.1225	6.2161	5.3077	0.9084	OK
Story7	14.15	2.1225	6.2173	5.5903	0.627	OK
Story6	14.15	2.1225	6.2265	5.906	0.3205	OK
Story5	14.15	2.1225	6.2456	6.2608	0.0152	OK
Story4	14.15	2.1225	6.2566	6.6609	0.4043	OK
Story3	14.15	2.1225	6.2676	7.0994	0.8318	OK
Story2	14.15	2.1225	6.2795	7.5517	1.2722	OK
Story1	14.15	2.1225	6.0745	8.0406	1.9661	OK

Tableau IV.14 **Excentricité (Sans Y)**

Vérification spécifiques selon art 7.4.3 :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Nd (KN)	S.Beton=(cm ²)	F _{cj} (Mpa)	V	≤ 0.30
1668.25	(50*50)	25	0.26692	OK
1126.58	(40*40)	25	0.281645	OK
642.25	(30*30)	25	0.28544444	OK

Tableau IV.15 **Vérification l'effort normal**

Etude des éléments résistants :

Chapitre V



V. Etude des éléments résistants :

V.1 Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections seront mené selon les règles du calcul de béton armé (C.B.A.93 et R.P.A.99).

V.2 Ferrailages des Poutres :

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'état limite ultime Sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de RPA99/version2003

Les armatures dans la poutre :

Prescriptions données par RPA99/2003 :

A) Armature longitudinales :

*) Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0.5% de toute section.

*) Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.

*) La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II).

*) Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.

B) Armature transversales :

*) La quantité des armatures transversales est de $A_t=0.003S \times B$;

*) L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

* Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de « $h/4 ; 12\Phi$ »

* En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de « $S \leq h/2$ »

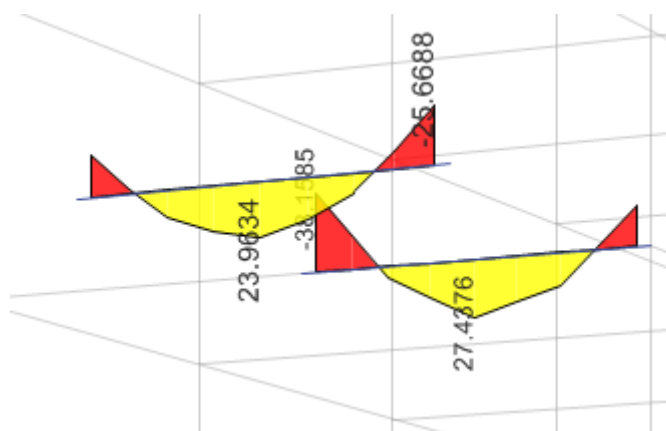
V.2.1 Ferrailage des poutres principales (30*40) :
Dimensionnement et caractéristique des matériaux :

b	h	L	C	C'	Fc28	feE400	σ_{bc}	σ_s
cm	cm	m	cm	Cm	MPa	MPa	MPa	MPa
30	40	3.5	4	4	25	400	14.16	348

Tableau V.1 **Dimensionnement et caractéristique des matériaux**

Les efforts :

Mu a (KN.m)	Mu T (KN.m)	Ms a (KN.m)	Ms T (KN.m)	T u (KN)
-45	50	-30	35	100

Tableau V.2 **Les effort du poutre principale**Figure V.1 **moment sur Poutre**

Les aciers :

	Mu KN.m	As' cm ²	As cm ²	AS _{min} cm ²	As adopt
Appuis	-45	0	2.25	0.26	4HA 14
Travée	50	0	1.18	0.26	4HA 14

Tableau V.3 **Les aciers de la poutre principale**

Vérification à L'ELS :

	As cm ²	As' cm ²	X cm	I cm ⁴	σ_b MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
appuis	6.15	0	11.2	52064.39	4.192	15	vérifiée	128.20	202	vérifiée
Travée	6.15	0	12.12	70409.56	6.44	15	vérifiée	175.6	202	vérifiée

Tableau V.4 **Vérification à L'ELS de la poutre principale**

La flécher :

As (cm ²)	As' (cm ²)	L (m)	Δf (mm)	Δf_{adm} (mm)	$\Delta f < \Delta f_{adm}$
6.15	6.15	3.5	1.6	7	vérifiée

Tableau V.5 **La flécher de la poutre principale**

Vérification de l'effort tranchant :

T	τ	$\bar{\tau}$	$\tau \leq \bar{\tau}$
KN	Mpa	MPa	
100	0.935	2.5	vérifiée

Tableau V.6 **Vérification de l'effort tranchant de la poutre principale**

Armatures transversales :

D (mm ²)	As (cm ²)	Nombre brins	Espacement nodale (cm)	Espacement courant (cm)
8	2.01	2brins = 1 Cadre	10	15

Tableau V.7 **Armatures transversales de la poutre principale**

Pourcentage exigé par RPA :

As adopte cm ²	As min cm ²	As ≤ As max	As max cm ²	As ≤ As max
4 HA 14+ 4 HA 14= 12.31	6	vérifiée	48	vérifiée

Tableau V.8 **Pourcentage exigé par RPA de la poutre principale**

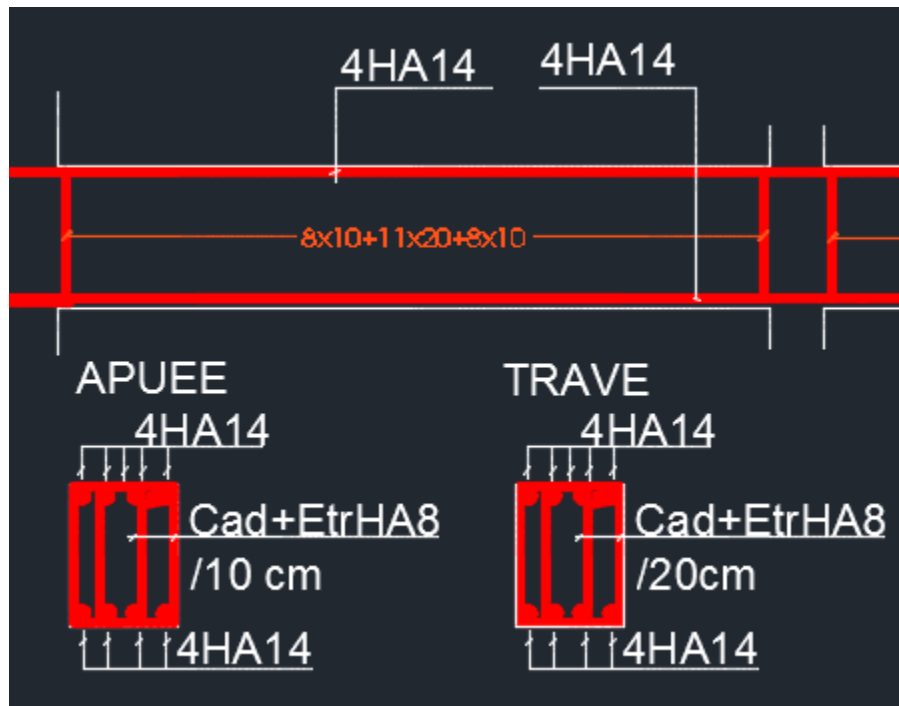


Figure V.2 **Ferrailage poutre principale**

V.2.2 Ferrailage des poutres secondaire (30*35) :
Dimensionnement et caractéristique des matériaux :

b	h	L	C	C'	Fc28	feE400	σ_{bc}	σ_s
cm	cm	m	cm	Cm	MPa	MPa	MPa	MPa
30	35	4	3	3	25	400	14.16	348

Tableau V.9 **Dimensionnement et caractéristique des matériaux**

Les efforts :

Mu a (KN.m)	Mu T (KN.m)	Ms a (KN.m)	Ms T (KN.m)	T u (KN)
- 40	30	-32	20	35

Tableau V.10 **Les efforts de la poutre secondaire**

Les aciers :

	Mu KN.m	As' cm ²	As cm ²	As _{min} cm ²	As adopt
Appuis	40	0	3.8	1.31	4 HA 12
Travée	30	0	2.8	1.31	4 HA 12

Tableau V.11 **Les aciers de la poutre secondaire**

Vérification à L'ELS :

	As cm ²	As' cm ²	X cm	I cm ⁴	σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	σ_s MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
appuis	4.52	0	9.79	39883.92	2.45	15	vérifiée	79.76	202	Vérifiée
Travée	4.52	0	9.88	41335.66	2.87	15	vérifiée	94.12	202	vérifiée

Tableau V.12 **Vérification à L'ELS de la poutre secondaire**

La flécher :

As (cm ²)	As' (cm ²)	L (m)	Δf (mm)	Δf_{adm} (mm)	$\Delta f < \Delta f_{adm}$
4.52	4.52	4	3.5	8	vérifiée

Tableau V.13 **La flécher de la poutre secondaire**

Vérification de l'effort tranchant :

T	τ	$\bar{\tau}$	$\tau \leq \bar{\tau}$
KN	Mpa	MPa	
35	0.37	2.5	vérifiée

Tableau V.14 **Vérification de l'effort tranchant de la poutre secondaire**

Armatures transversales :

D (mm ²)	As (cm ²)	Nombre brins	Espacement nodale (cm)	Espacement courant (cm)
8	2.01	2brins = 1 Cadre	10	15

Tableau V.15 **Armatures transversales de la poutre secondaire**

Pourcentage exigé par RPA :

As adopte Cm ²	As min Cm ²	As \leq As max	As max Cm ²	As \leq As max
4 HA 12 + 4 HA 12= 8.05	5.25	vérifiée	42	vérifiée

Tableau V.16 **Pourcentage exigé par RPA de la poutre secondaire**

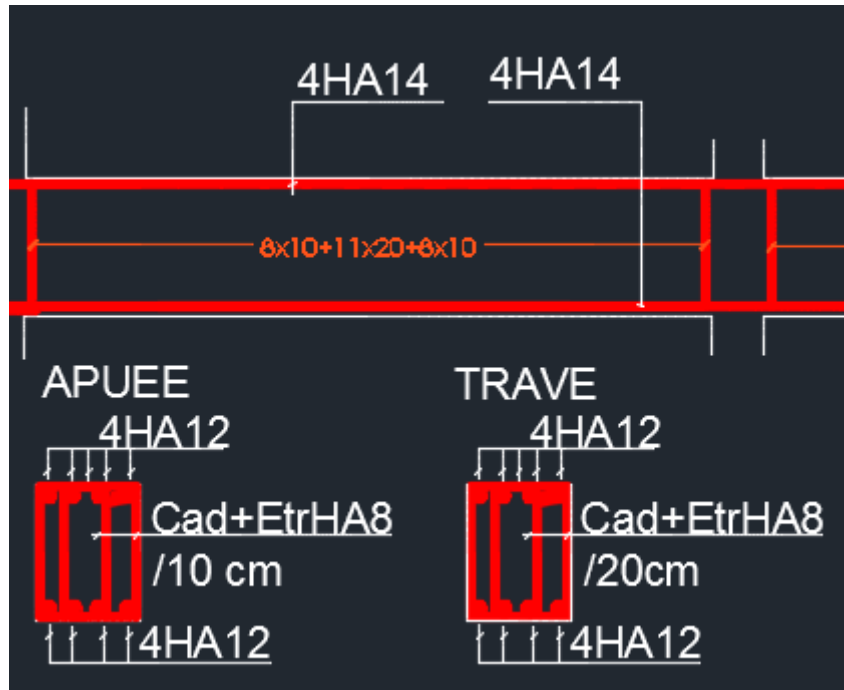


Figure V.3 Ferrailage poutre secondaire

V.3 Les poteaux :

a) Recommandations du RPA 99/version2003 :

- *) Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- *) Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de 0.8% (zone IIa).
- *) La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa)
- *) La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- *) Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- *) Le diamètre minimum est de 12 mm

V.3.1 Ferrailage du poteau (50×50) :

Dimensionnement et caractéristique des matériaux :

b	h	C	C'	Fc28	feE400	σ_{bc}	σ_s
cm	cm	cm	cm	MPa	MPa	MPa	MPa
50	50	5	5	25	400	14.16	348

Tableau V.17 **Dimensionnement et caractéristique des matériaux**

Les efforts :

Mu	Nu	Tu	Ma	Na	Ta	Ms	Ns
KN.m	KN	KN	KN.m	KN.m	KN	KN.m	KN
-0.31	2365	10.3	17.62	1445.277	4.77	0.25	1721.5

Tableau V.18 **Les efforts des poteaux (50× 50)**

Les aciers :

	As (cm ²)	As _{min} (cm ²)	As adopt
ELU	15.9	20	4 HA 20+ 4 HA 16
ELA	19.2		

Tableau V.19 **Les aciers des poteaux (50× 50)**

Vérification à L'ELS :

As1	As2	I	σ_{max}	$\bar{\sigma}_b$	$\sigma_{max} < \bar{\sigma}_b$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
cm ²	cm ²	cm ⁴		MPa					MPa	MPa	
10.3	10.3	1760034	6.12	15	Vérifiée	6.12	15	vérifiée	49.6	202	Vérifiée

Tableau V.20 **Vérification à L'ELS des poteaux (50× 50)**

Vérification de l'effort tranchant :

T	τ	$\bar{\tau}$	$\tau \leq \bar{\tau}$
KN	Mpa	MPa	
10.3	0.045	2.12	vérifiée

Tableau V.21 **Vérification de l'effort tranchant des poteaux (50× 50)****Armatures transversales :**

D (mm ²)	As (cm ²)	Nombre brins	Espacement nodale (cm)	Espacement courant (cm)
8	2.01	2brins = 1 Cadre	10	20

Tableau V.22 **Armatures transversales des poteaux (50× 50)****Pourcentage exigé par RPA :**

As adopte cm ²	As min cm ²	As ≤ As max	As max cm ²	As ≤ As max
4 HA 20+ 4 HA 16= 20.6	20	vérifiée	100	vérifiée

Tableau V.23 **Pourcentage exigé par RPA des poteaux (50× 50)**

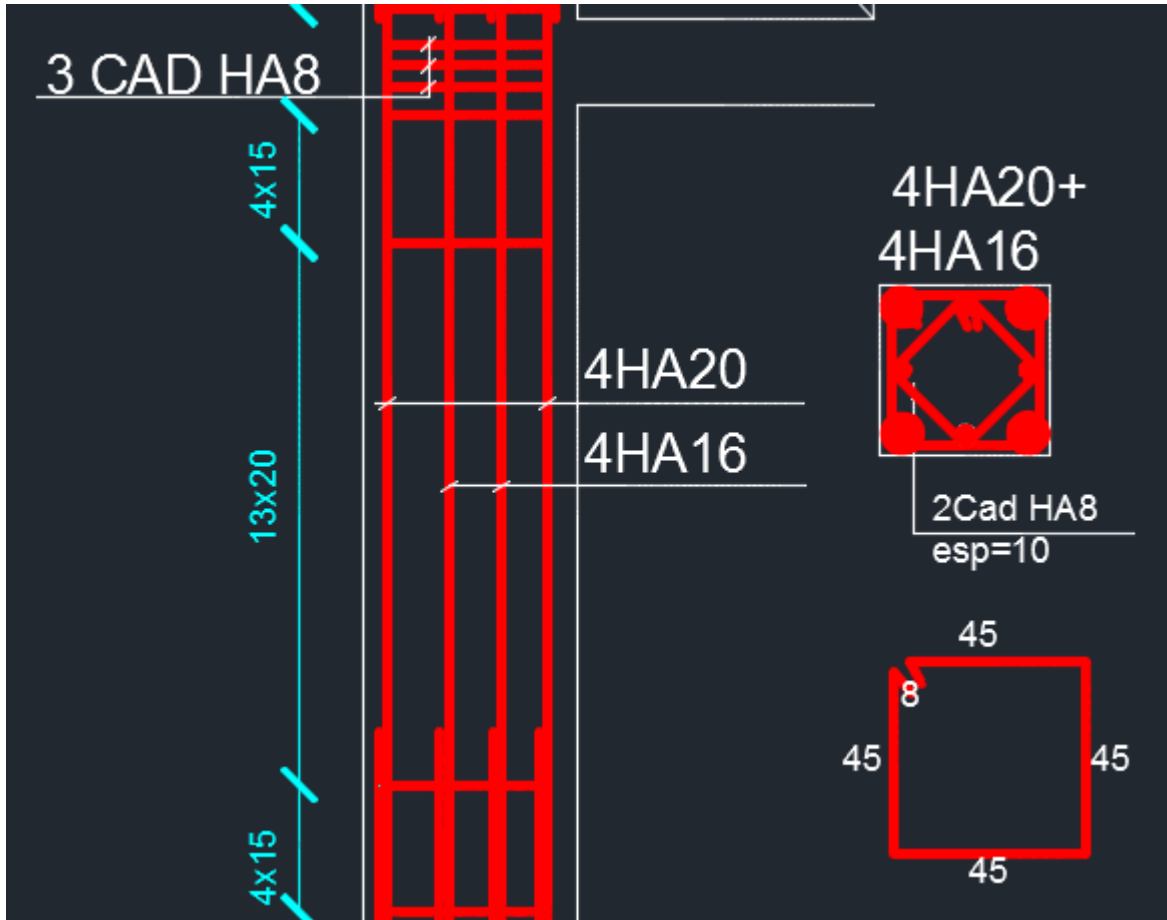


Figure V.4 Ferrailage du poteau (50×50)

V.3.2 Ferrailage du poteau (40×40) :

Dimensionnement et caractéristique des matériaux :

b	h	C	C'	Fc28	feE400	σbc	σs
cm	cm	Cm	cm	MPa	MPa	MPa	MPa
40	40	4	4	25	400	14.16	348

Tableau V.24 Dimensionnement et caractéristique des matériaux

Les efforts :

Mu KN.m	Nu KN	T u (KN)	Ma KN.m	Na KN.m	Ta KN	Ms KN.m	Ns KN
5.3	1522	5.94	18.3	1390	4.2	3.9	1107

Tableau V.25 **Les efforts du poteau (40×40)**

Les aciers:

	As (cm ²)	As _{min} (cm ²)	As adopt
ELU	9.6	16.09	8 HA 16
ELA	15.73		

Tableau V.26 **Les aciers du poteau (40×40)**

Vérification à L'ELS :

As1 cm ²	As2 cm ²	I cm ⁴	σ max	$\bar{\sigma}_b$ MPa	σmax< $\bar{\sigma}_b$	σb	$\bar{\sigma}_b$	σb< $\bar{\sigma}_b$	Σs MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σs< $\bar{\sigma}_s$
8.04	8.04	696922	6.01	15	vérifiée	6.01	15	vérifiée	77.8	202	Vérifiée

Tableau V.27 **Vérification à L'ELS du poteau (40×40)**

Vérification de l'effort tranchant :

T KN	τ Mpa	$\bar{\tau}$ MPa	τ ≤ $\bar{\tau}$
5.94	0.041	2.12	vérifiée

Tableau V.28 **Vérification de l'effort tranchant du poteau (40×40)**

Armatures transversales :

D (mm ²)	As (cm ²)	Nombre brins	Espacement nodale (cm)	Espacement courant (cm)
8	2.01	2brins = 1 Cadre	10	20

Tableau V.29 **Armatures transversales du poteau (40×40)**

Pourcentage exigé par RPA :

As adopte cm ²	As min cm ²	As ≤ As max	As max cm ²	As ≤ As max
8 HA 16 = 16.08	12.8	vérifiée	64	vérifiée

Tableau V.30 **Pourcentage exigé par RPA du poteau (40×40)**

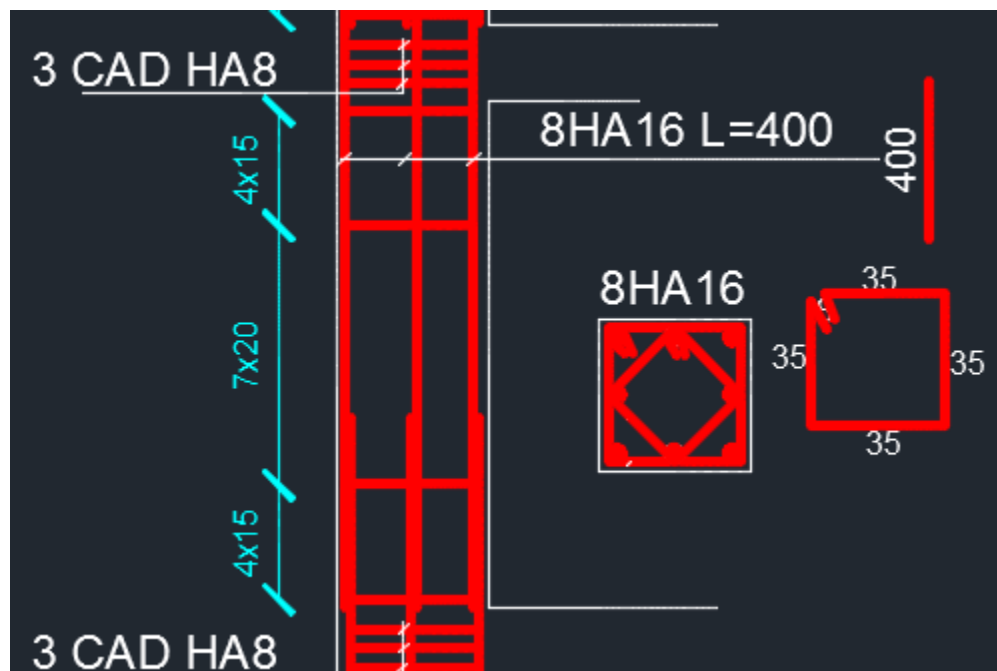


Figure V.5 **Ferrailage du poteau (40×40)**

V.3.3 Ferrailage du poteau (30×30) :

Dimensionnement et caractéristique des matériaux :

b	h	C	C'	Fc28	feE400	σ_{bc}	σ_s
cm	cm	Cm	cm	MPa	MPa	MPa	MPa
30	30	4	4	25	400	14.16	348

Tableau V.31 **Dimensionnement et caractéristique des matériaux**

Les efforts :

Mu	Nu	T u (KN)	Ma	Na	Ms	Ns
KN.m	KN		KN.m	KN.m	KN.m	KN
7	850	4.2	20	660	12	620

Tableau V.32 **Les efforts du poteau (30×30)**

Les aciers:

	As (cm ²)	As _{min} (cm ²)	As adopt
ELU	0	12.8	8 HA 16
ELA	0		

Tableau V.33 **Les aciers du poteau (30×30)**

Vérification à L'ELS :

As1	As2	I	σ_{max}	$\bar{\sigma}_b$	$\sigma_{max} < \bar{\sigma}_b$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	Σs	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
cm ²	cm ²	cm ⁴		MPa					MPa	MPa	
8.04	8.04	225568	5.43	15	vérifiée	5.43	15	vérifiée	71.1	202	Vérifiée

Tableau V.34 **Vérification à L'ELS du poteau (30×30)**

Vérification de l'effort tranchant :

T	τ	$\bar{\tau}$	$\tau \leq \bar{\tau}$
KN	Mpa	MPa	
4.2	0.054	2.12	vérifiée

Tableau V.35 **Vérification de l'effort tranchant du poteau (30×30)**

Armatures transversales :

D (mm ²)	As (cm ²)	Nombre brins	Espacement nodale (cm)	Espacement courant (cm)
8	2.01	2brins = 1 Cadre	10	20

Tableau V.36 **Armatures transversales du poteau (30×30)**

Pourcentage exigé par RPA :

As adopte cm ²	As min cm ²	As ≤ As max	As max cm ²	As ≤ As max
8 HA 16 = 16.08	7.2	vérifiée	36	vérifiée

Tableau V.37 **Pourcentage exigé par RPA du poteau (30×30)**

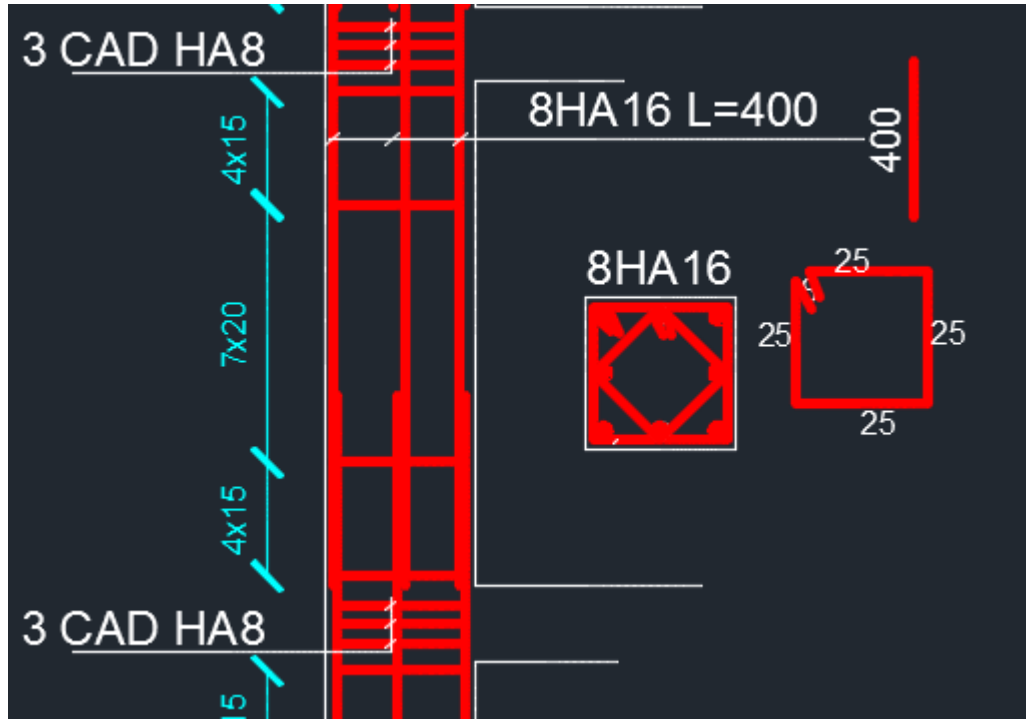


Figure V.6 Ferrailage du poteau (30×30)

Ferrailage des voiles :

Chapitre VI



VI. Ferrailage des voiles :

Chapitre VI : Ferrailage des voiles

VI.1 Introduction :

Les voiles seront sollicitées par :

Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique.

Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Dans notre cas les efforts engendrés par le séisme ont donné des bandes totalement comprimées et des bandes partiellement tendues sous l'effet des charges horizontales et verticales par conséquent le ferrailage se fera par rapport aux conditions minimales imposées par le RPA.

VI.2 Aciers verticaux : (article 7.7.4.1.RPA99/2003).

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devaient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Chapitre VI : Ferrailage des voiles

VI.3 Aciers horizontaux : (article 7.7.4.2.RPA99/2003) :

Les barres horizontales doivent être de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les déformations des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales des voiles, est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 0.15%.

En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5a$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec 4 épingle au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1.10 \cdot \sqrt{V} / f_e$.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

VI.4 Méthode de calcul :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon

R.P.A 99 sous les efforts Nmax et Mcor,

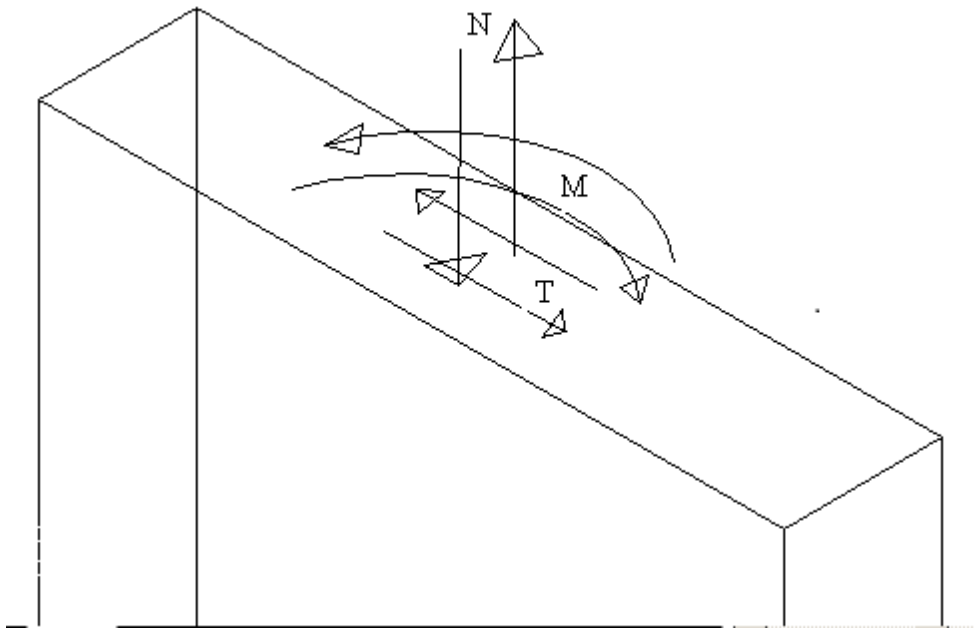


Figure VI.1 Voile soumis à la flexion composée

Etude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{g,d} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} * Y$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

Chapitre VI : Ferrailage des voiles

Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Remarque :

Si σ_g et σ_d sont des signes négatifs on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_g et σ_d sont des signes positifs on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_g et σ_d sont des signes contraires on aura une section partiellement comprimée (SPC).

La section soumise à la flexion composée :

Combinaisons de calcul :

Selon le RPA 99 les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

$$G + Q \mp aE$$

$$0.8G \mp E$$

VI.5 Calcul ferrailage des voiles plain :

Le ferrailage des voiles se fait d'après : le DTR(B.C.2.42) : le DTU (document technique unifié)

Dimensionnement et caractéristique des matériaux :

e	L	Fc28	feE400	σ_{bc}	σ_s
cm	m	MPa	MPa	MPa	MPa
20	4.3	25	400	14.16	348

Tableau VI.1 **Dimensionnement et caractéristique des matériaux**

Chapitre VI : Ferrailage des voiles

Les efforts :

sans	Voile	niveau	combinaison	F KM	M KN.m
X	3	RDC.1. 2	G+Q+EX	1360	1700
X	3	3.4.5	G+Q+EX	1200	1110
X	3	6.7.8	G+Q+EX	1000	980
X	3	9.10	G+Q+EX	400	380

Tableau VI.2 **Les efforts des voiles plains**

Armatures verticales :

sans	Voile	niveau	Band m	As calc cm ²	As min cm ²	As (cm ²)/ml Verticales /2 nappe	Espacement /1HA (cm)
X	3	RDC.1.2	1	37.02	4	20 HA 16	10
X	3	3.4.5	1	20	4	20 HA 14	10
X	3	6.7.8	1	19.5	4	20 HA 12	10
X	3	9.10	1	7.5	4	20 HA 10	10

Tableau VI.3 **Armatures verticales des voiles plains**

Chapitre VI : Ferrailage des voiles

Armatures horizontale :

sans	Voile	niveau	Band m	As (cm ²)/ml Horizontale/2 nappe	Espacement /1HA (cm)
X	3	RDC.1. 2	1	10 HA 10	20
X	3	3.4.5	1	10 HA 10	20
X	3	6.7.8	1	10 HA 8	20
X	3	9.10	1	10 HA 8	20

Tableau VI.4 Armatures horizontale des voiles plains

Vérification de l'effort tranchant :

T	τ	$\bar{\tau}$	$\tau \leq \bar{\tau}$
KN	Mpa	MPa	
150	1.23	2.5	vérifiée

Tableau VI.5 Vérification de l'effort tranchant des voiles plains

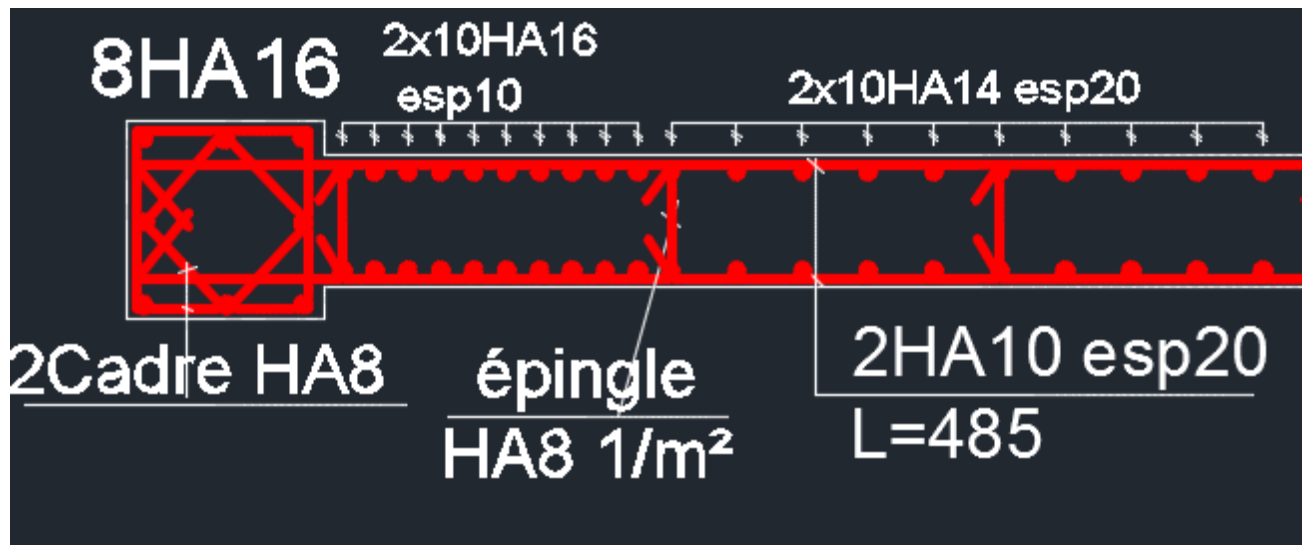
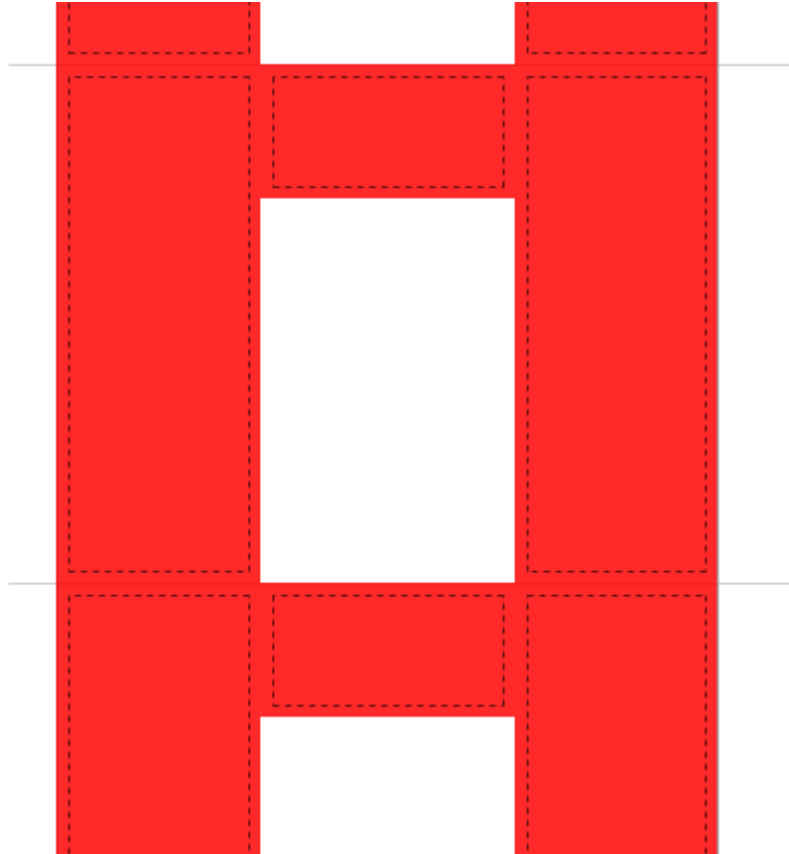


Figure VI.2 ferrailage voile plain

VI.6 Calcul ferrailage des voiles avec ouvertures :



FigureVI.3 voiles avec ouvertures

VI.6.1 Ferrailage les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M , V)

On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- des aciers transversaux (A_t)

Chapitre VI : Ferrailage des voiles

- des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c)
- des armatures diagonales (AD)

Dimensionnement et caractéristique des matériaux :

e	H	L	d'	Fc28	feE400	σ_{bc}	σ_s
cm	cm	m	cm	MPa	MPa	MPa	MPa
20	80	2	10	25	400	14.16	348

Tableau VI.6 **Dimensionnement et caractéristique des matériaux**

Les efforts :

V (KN)	\bar{V} (KN)	M (KN.m)
130	220	150

Tableau VI.7 **Les efforts**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit : $\bar{\tau} = 0.2 \cdot f_{c28} = 0.2 \cdot 25 = 5 \text{ MPa}$

T/ KN	τ_b Mpa	$\bar{\tau}$ MPa	$\tau \leq \bar{\tau}$
220	1.55	5	vérifiée

Tableau VI.8 **La contrainte de cisaillement dans le béton**

$$0.06 \cdot f_{c28} = 0.06 \cdot 25 = 1.5 \text{ MPA}$$

$\tau_b = 1.55 > 1.5$ donc dans la Deuxième cas

Chapitre VI : Ferrailage des voiles

Les aciers longitudinaux de flexion (Al) :

Voile	niveau	Al cm ² calc	Al cm ² Min	Al cm ² adoptée
1.2.3	RDC - 5	5.4	2.4	4 HA 14
1.2.3	6 - 10	2.7	2.4	4 HA 12

Tableau VI.9 **Aciers longitudinaux**

Les aciers transversaux (At) :

Voile	niveau	At cm ² calc	Espace cm	At cm ² Min	At cm ² /ml adoptée	Espace /1HA cm
1.2.3	RDC - 5	0.8	10	4	Cader HA 8	15
1.2.3	6 - 10	0.6	10	4	Cader HA 8	15

Tableau VI.10 **Aciers transversaux**

Les aciers en partie courante (aciers de peau) (Ac) :

Voile	niveau	Ac (cm ²) Min	Ac (cm ²) adoptée
1.2.3	RDC - 5	3.2	6 HA 12
1.2.3	6 - 10	3.2	6 HA 12

Tableau VI.11 **aciers en partie courante (aciers de peau)**

Les armatures diagonales (AD) :

Voile	niveau	Ad (cm ²) calc	Ad (cm ²) Min	Ad /ml adoptée
1.2.3	RDC - 5	5.65	2.4	4 HA 14
1.2.3	6 - 10	4.2	2.4	4 HA 14

Tableau VI.12 **armatures diagonales**

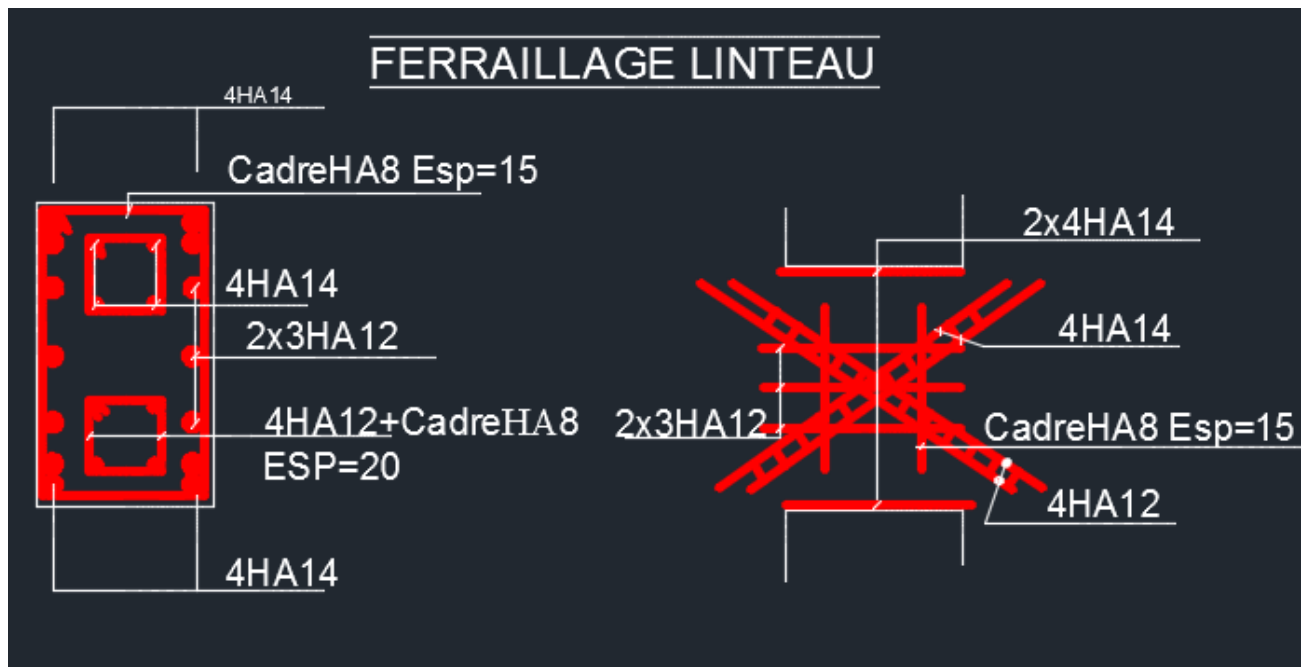


Figure VI.4 Ferrailage les linteaux

VI.6.2 Ferrailages des trumeaux :

Les trumeaux seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.

Dimensionnement et caractéristique des matériaux :

e	L	Fc28	feE400	σ_{bc}	σ_s
cm	m	MPa	MPa	MPa	MPa
20	1.2	25	400	14.16	348

Tableau VI.13 Dimensionnement et caractéristique des matériaux

Chapitre VI : Ferrailage des voiles

Les efforts :

combinaison	F KM	M KN.m
G+Q+EX	1500	170

Tableau VI.14 **Les efforts**

Armatures verticales :

As (cm ²) calc	As (cm ²) min	As (cm ²) /(120cm) Total Verticales /2 nappe	Espacement /1HA (cm)
37.5	4.8	22 HA 14	10

Tableau VI.15 **Armatures verticales**

Armatures horizontale :

As (cm ²)/ml Horizontale/2 nappe	Espacement /1HA (cm)
20 HA 10	20

Tableau VI.16 **Armatures horizontale**

Vérification de l'effort tranchant :

T	τ	$\bar{\tau}$	$\tau \leq \bar{\tau}$
KN	Mpa	MPa	
150	1.23	2.5	vérifiée

Tableau VI.17 **Vérification de l'effort tranchant**

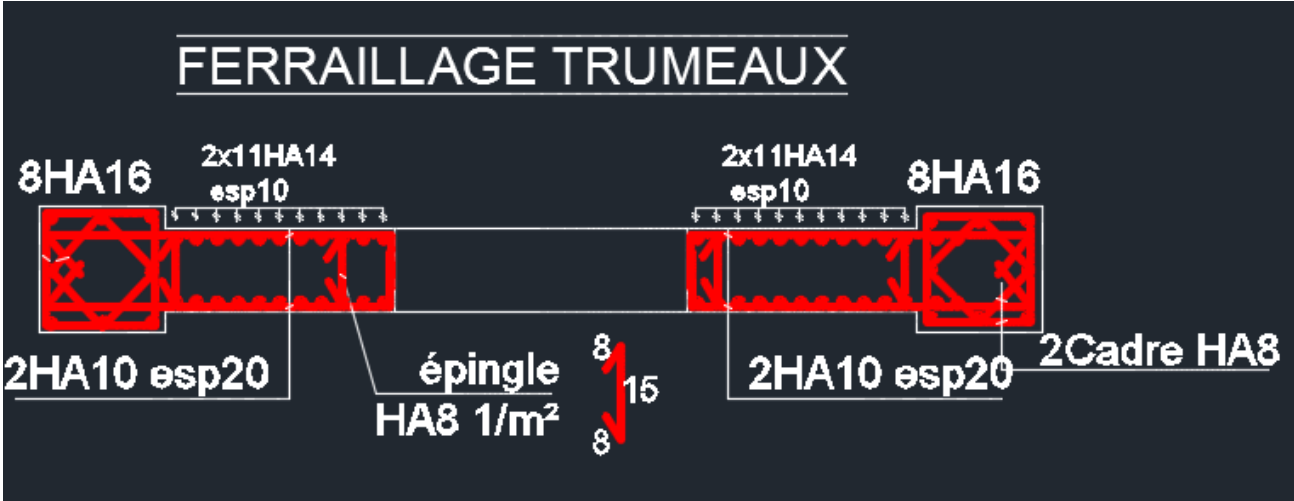


Figure VI.5 Ferrailage trumeaux

Fondations :

Chapitre VII



VII. Fondations :

VII.1 Introduction :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure. En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte. Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).

Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

On distingue deux types de fondations :

Fondation superficielles : elles sont utilisables dans le cas où le bon sol n'est pas situé à une grande profondeur, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes et radiers.

Fondations profondes : elles sont utilisées lorsque le bon sol est situé à des profondeurs importantes, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

VII.2 Etude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondages effectués au laboratoire de mécanique des sols. Une étude préalable du sol a donné la valeur de la contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.8 \text{ bar} = 0.18 \text{ MPa}$.

VII.3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres.

La nature et le poids de la superstructure.

La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.

La qualité du sol de fondation et sa profondeur.

VII.4 Pré dimensionnement du radier nervure :

Epaisseur du radier (Nervure) :

L'épaisseur (h_r) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

Formule empirique :

$$L_{max} = 4,30 \text{ m}$$

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à : $h \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{430}{10} = 43 \text{ cm}$.

Avec L_{max} = entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures

On prendre **$h = 130 \text{ cm}$** .

$b=50\text{cm}$, la largeur est celle du plus gros poteau

Condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$)

Condition de la longueur élastique :

$$L_e = [4*EI/Kb]^{1/4} \geq 2*L_{max}/\pi$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

L_{max} : entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures

E : Module d'élasticité du béton $E = 3.21 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$.

b : Largeur de la nervure du radier (largeur du poteau : 50cm)

I : Inertie de la section du radier. ($I = bhr^3/12$)

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ($K = 40\text{MPa}$) .

De la condition précédente, nous tirons h :

$$D'où : h_r \geq \sqrt[3]{L_{max}^4 * \frac{48K}{E*\pi^4}} = \sqrt[3]{4.3^4 * \frac{48*40*10^5}{3.21*10^9 *(3.14)^4}} = 0.365 \text{ m} = 36.5 \text{ cm}$$

Epaisseur de la dalle du radier :

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante : $h \geq (L_{max})/20 = 430/20 = 21.5 \text{ cm}$

Choix : On retient une épaisseur de **$h_r = 40\text{cm}$** pour la dalle du radier.

VII.5 Détermination du débord :

$$L_d \geq \max \left(\frac{h_r}{2} ; 30\text{cm} \right) = 50 \text{ cm}$$

Surface du radier :

$$S_{\text{rader}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{D}} = 260 + 30 = 290 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS} : S_{\text{rader}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{37800}{0.18} * 10^{-3} = 210 \text{ m}^2$$

VII.6 Vérification de la contrainte du sol :

A tout point du radier la contrainte à ELS doit être inférieure à la capacité du sol :

$$\sigma_{\text{ELS}} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : La capacité portante du sol = 0.18 Mpa.

σ_{ELS} : La contrainte sous radier à L'ELS.

$$\sigma_{\text{ELS max}} = 0.16 \text{ MPa} < 0.18 \text{ MPa}$$

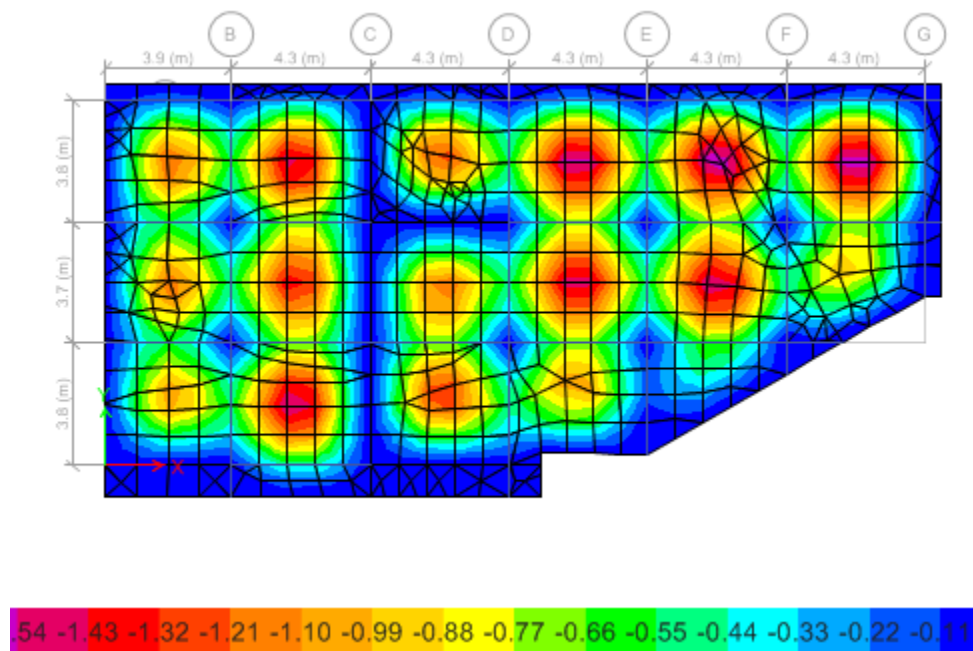


Figure VII.1 **contrainte du sol**

VII.7 Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causé par la réaction du sol.

Avec deux moments des deux directions M_x-x et M_y-y .

Le calcul se fera pour une bande de largeur $b=1m$.

Dimensionnement et caractéristique des matériaux :

H	b	C	C'	d	Fc28	feE400	σ_{bc}	σ_s
cm	cm	cm	cm	cm	MPa	MPa	MPa	MPa
40	100	7	7	33	25	400	14.16	348

Tableau VII.1 **Dimensionnement et caractéristique des matériaux****Les efforts :**

Sans	Mu a (KN.m)	Mu T (KN.m)	Ms a (KN.m)	Ms T (KN.m)	T u (KN)
X	-170	120	-110	80	300
Y	-100	80	-70	55	300

Tableau VII.2 **Les efforts du radier****Le acier :**

	Mu KN.m	As' cm ²	As /ml cm ²	AS _{min} cm ²	As /ml adopt	Espace /1HA (cm)	As /ml répétition	Espace /1HA (cm)
Appuis X	170	0	15.73	1.57	2*(10 HA 12)	10	5 HA 8	20
Travée X	120	0	10.89	1.57	10 HA 14	10	5 HA 8	20
Appuis Y	100	0	9.01	1.57	10 HA 14	10	5 HA 8	20
Travée Y	80	0	7.16	1.57	10 HA 12	10	5 HA 8	20

Tableau VII.3 **L'acier du radier**

Vérification à L'ELS :

	Ms KN.m	As	As '	X cm	σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	σ_s MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
Appuis X		22.62	0	11.95	6.43	15	vérifiée	167.59	202	Vérifiée
Travee X	80	15.39	0	10.24	5.27	15	vérifiée	175.71	202	Vérifiée
Appuis Y	70	15.39	0	10.24	4.61	15	vérifiée	153.74	202	Vérifiée
Travee Y	55	3.93	0	9.02	4.8	15	vérifiée	191.6	202	Vérifiée

Tableau VII.4 **Vérification à L'ELS du radier****Vérification de l'effort tranchant :**

T (KN)	T (Mpa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
300	1.27	2.5	vérifiée

Tableau VII.5 **Vérification de l'effort tranchant du radier**

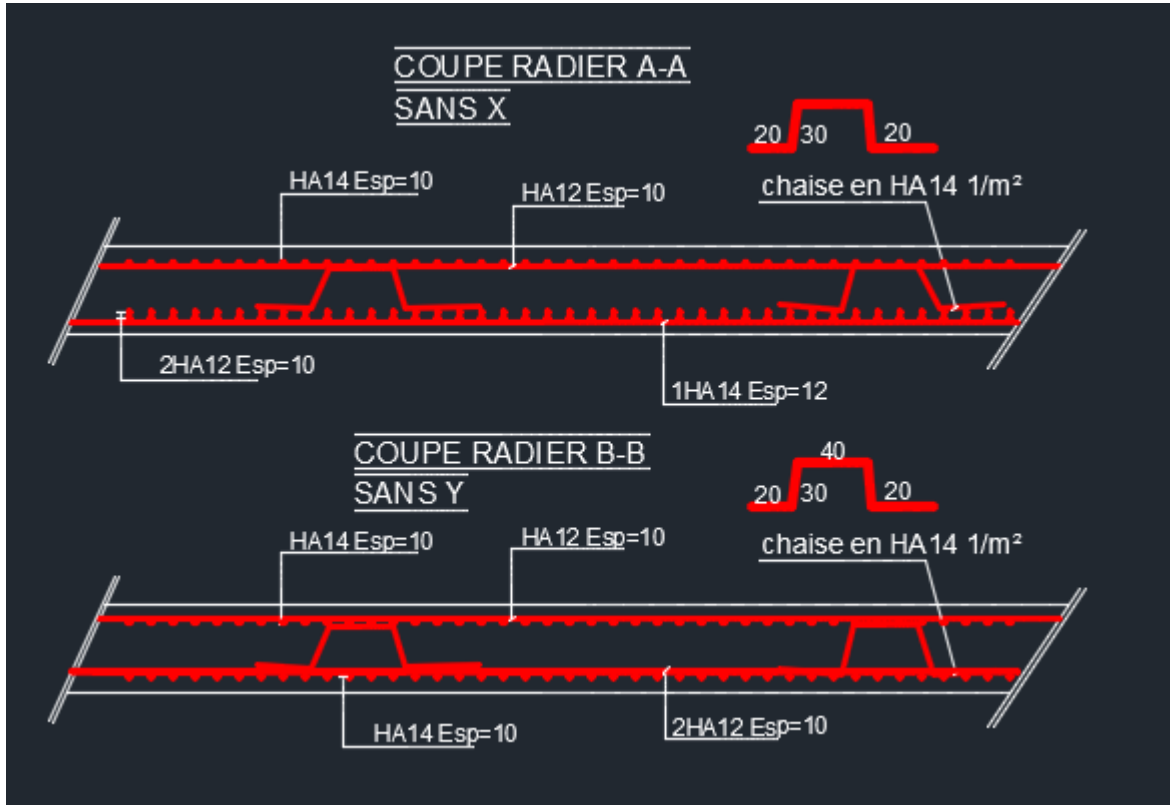


Figure VII.2 Ferrailage du radier

VII.8 Ferrailage des nervures :

Dimensionnement et caractéristique des matériaux :

H	b	C	C'	Fc28	feE400	σ_{bc}	σ_s
Cm	cm	cm	cm	MPa	MPa	MPa	MPa
130	50	13	13	25	400	14.16	348

Tableau VII.6 Dimensionnement et caractéristique des matériaux

Les efforts :

Mu a (KN.m)	Mu T (KN.m)	Ms a (KN.m)	Ms T (KN.m)	T u (KN)
-750	450	-450	300	700

Tableau VII.7 **Les efforts des nervures**

Les aciers :

	Mu KN.m	As' cm ²	As cm ²	As _{min} cm ²	As adopt
Appuis	750	0	19.20	8.12	8 HA 16 + 4 HA 14
Travée	450	0	11.32	8.12	10 HA 14

Tableau VII.8 **Les aciers des nervures**

Vérification à L'ELS :

	Ms KN.m	As	As'	X cm	σ _b MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	σ _b < $\bar{\sigma}_b$	σ _s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σ _s < $\bar{\sigma}_s$
appuis	450	24.13	0	34.55	4.93	15	vérifiée	176.79	202	Vérifiée
Travée	300	15.39	0	28.57	3.9	15	vérifiée	181.37	202	vérifiée

Tableau VII.9 **Vérification à L'ELS des nervures**

Vérification de l'effort tranchant :

T KN	T Mpa	$\bar{\tau}$ MPa	$\tau \leq \bar{\tau}$
700	1.19	2.5	vérifiée

Tableau VII.10 **Vérification de l'effort tranchant des nervures**

Armatures transversales :

D (mm ²)	As (cm ²)	Nombre brins	Espacement nodale (cm)	Espacement courant (cm)
10	3.93	5 brins = 2 Cadre+1brin	10	20

Tableau VII.11 **Armatures transversales des nervures**

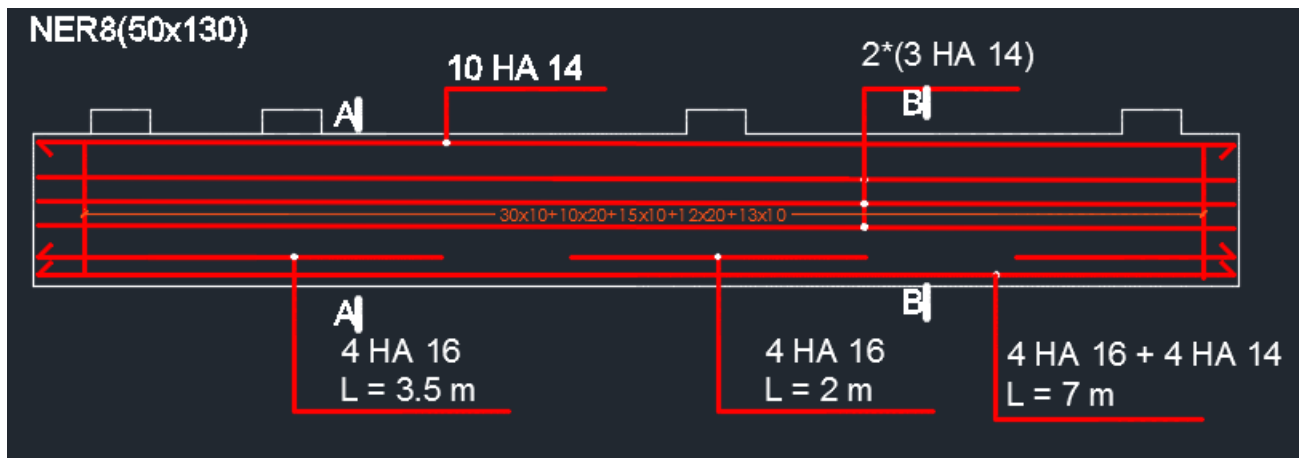


Figure VII.3 **Ferrailage des nervures**

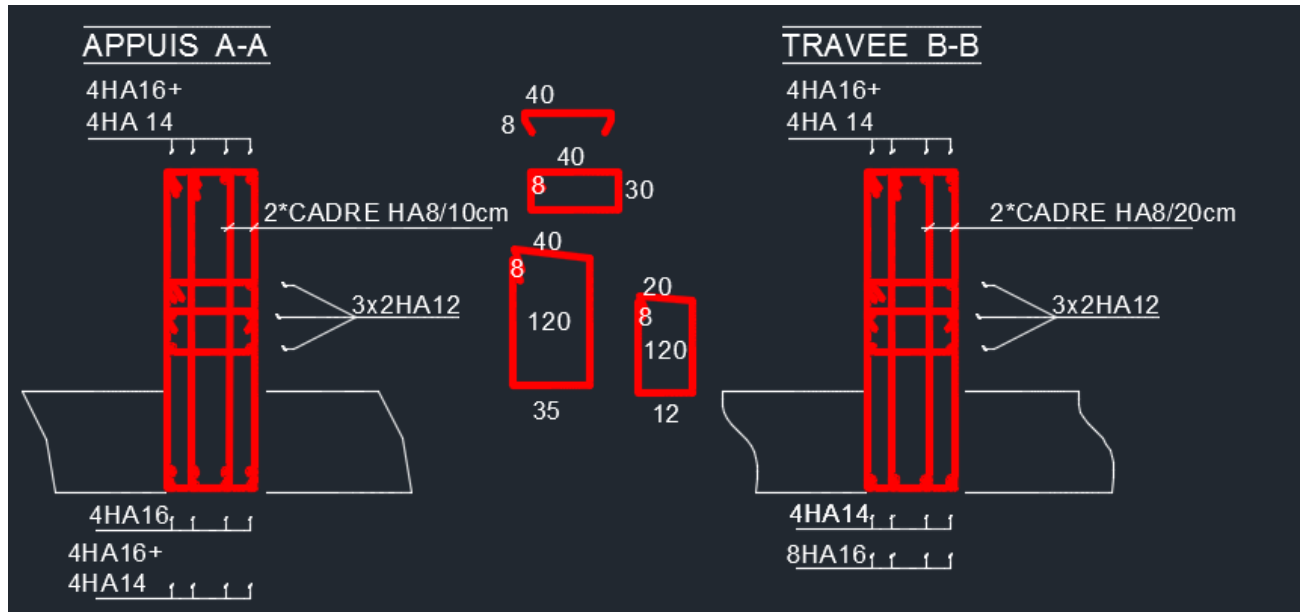


Figure VII.4 Ferrailage des nervures

Conclusion :

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en évidence les connaissances théoriques Acquis lors d'études pour analyser et étudier un vrai projet de construction.

Nous avons compris à quel point il est important d'analyser correctement une structure avant de la calculer.

L'analyse de la structure de l'entreprise est une étape très importante qui permet une Bonne conception antisismique à moindre coût.

Le but ultime est bien entendu de protéger les vies humaines lors d'un tremblement de terre majeur.

Enfin, cette étude nous a permis de matérialiser l'apprentissage théorique d'un cycle Formation d'ingénieurs, notamment pour apprendre différentes techniques arithmétiques, Concepts et réglementations qui régissent le domaine étudié.

Notez que c'est finalement ce projet, qui pour nous était une première expérience et ça a bien fonctionné Utile car l'utilisation d'un outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de Temps.

Référence :

Règlement :

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
- Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC 2.2

Livre :

- Le béton arme aux états limites .Dr. BACHIR KEBAILI

Cours :

- Cour béton armée master 1 (Mr. MERZOUDE).
- Cour béton armée master 2 (Mr. MERZOUDE).

Thèse :

- Etude d'un bâtiment « R+12+ 1S/SOL » à usage d'habitation et commercial en Béton Armé à -Annaba- UBMA
- ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION R+7 UBMA

Outils informatiques :

- Logiciel AUTOCAD 2015 (dessin).
- Logiciel d'analyse des structures ETABS17 (modélisation).
- ROBOT EXPERT 2010 (calcul).
- Word 2013 (traitement des textes).
- Excel 2013 (calcul).