

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

**Bouchiba Farid
Ben Youcef Wahib**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Structure**

Thème :

ETUDE D'UN BATIMENT R+7+SOUS SOL A USAGE MULTIPLE

Devant le jury composé de :

Mr : Djouabi H	MA	UAMOB	Président
Mr : Laib A	MC	UAMOB	Promoteur
Mr : Ouari I	MA	UAMOB	Examineur
Mr : Bakhti R	MA	UAMOB	Examineur

Année Universitaire 2017/2018

Remerciements

Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promoteur M^r LAIB ABDELGHANI pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation de master en Génie Civil.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos parents, nos familles et nos amis.

DEDICACE

*Je m'incline devant dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir
et m'a aidé à la franchir*

Je dédie ce modeste travail

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus
pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu
durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me
voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

A mon grand frère Fatah.

A mes chères sœurs et leur petite famille

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis FLMNM, LOUNIS, NOUREDINE,

MASSINISSA, MOUSTAFA, SALAH, RAFIK, MOHAMED,

ABDELLAH, ABDELHAK...

A Toute la promotion du génie civil (2017/2018)

*En fin, je remercie mon ami et mon binôme BEN YUCEF qui a
contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

A Vous.

FARID

DEDICACE

*Je m'incline devant dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir
et m'a aidé à la franchir*

Je dédie ce modeste travail

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus
pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu
durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me
voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

A mes frères FARES, ADEL, YUCEF, KOUIDER,

A mes chères sœurs et leur petite famille

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis SALAH, RAFIK, MOHAMED, ABDELLEAH,

ABDELHAK, SID ALI, HESSAN, SAMIR, FAOUZI...

A Toute la promotion du génie civil (2017/2018)

*En fin, je remercie mon ami et mon binôme BOUCHIBA FARID qui
a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

A Vous.

WAHIB

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طوابق متنوعة (تجاري, إداري, سكني) تتألف من طابق التحت ارضي + طابق ارضي سفلي + 7 طوابق, يتم انجازها بولاية البويرة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003).

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات, الأعمدة و الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (ETABS).

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبنائية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر

(BAEL 91 modifié 99, CBA 93 et RPA 99 modifié 2003)

للتحقق من نتائج التسليح استعنا بواسطة برنامج ألي SOCOTEC.

دراسة الطوابق المشكلة لقاعدة البناية مرحلة من مراحل هذا المشروع.

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage multiple (commercial, administrative et habitation) composée d'un RDC + 7 étages + sous-sol qui sera implanté dans la wilaya bouira, classée en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles de contreventement.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été menées par le logiciel ETABS.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants est conforme aux règles applicables en vigueur à savoir (CBA 93, BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003).

Pour le calcul et la vérification du ferrailage des portiques nous avons utilisées le logiciel (SOCOTEC).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

Abstract

The aim of this study is the conception of structure used for commerce, administration and residential. It compose of R + 7 stories +one underground that will be established in Bouira state which is classified in zone IIa according to the Algerians rules against of quake (RPA99 version 2003) .

The stability of the structure is ensured by the beams, columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software ETABS.

The calculations of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in famous strengths in Algeria (CBA 93, BAEL91 modified 99, RPA99 -Version 2003).

About the checking of reinforcement we used software SOCOTEC.

At the end, the study of the elements of the underground, namely the foundations, also part from this project.

Sommaire

REMERCIEMENTS

DEDICACE

RESUME

ABSTRACT

ملخص

SOMMAIRE

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

NOTATIONS ET SYMBOLES

INTRODUCTION GENERALE..... 1

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I-1- Introduction : 2

I.2. Indications générales sur les règles du (BAEL 91) : 3

I.2.1. Définition des états limites : 3

a/ Etats limites ultimes (ELU) : 3

b/ Etats limites de service (ELS) : 4

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux : 4

I.3.1 Béton : 4

a/ Résistance caractéristique du béton : 4

b/ Module de déformation longitudinale : 5

c/ Contraintes limites de calcul 6

I.3.2. Acier : 7

CHAPITRE II: pré dimensionnement des éléments et descente de charge

II.1. Introduction : 9

II.2. Hypothèse de base : 9

II.3. Evaluation des charges et des surcharges :.....	9
II.4. Pré-dimensionnement des éléments :.....	12
II.4.1. plancher en corps creux :	12
II.4.2. Poutrelles :.....	13
II.4.3. Planchers à dalles pleines :.....	14
II.4.4. Poutres Principales et secondaires :.....	15
II.4.5. Les Voiles :	15
II.4.6. Les balcons :	16
II.4.7. Acrotère :.....	16
II.4.8. L'escalier:.....	17
II.4.9. Salle machine :	19
II.4.10. Les Poteaux :	20
1/ Poteau centrale :.....	21
2/ Poteau d'angle :.....	25

Chapitre III: ferrailage des éléments secondaires

III .1. Introduction :	30
III.2. Calcul de l'acrotère terrasse inaccessible :.....	30
III.2.1. Définition :.....	30
III.2.2. Evaluation des surcharges :	31
III.2.3. Charge accidentelle due au séisme :	31
III.2.4. Calcul des sollicitations:	32
III.2.5. Calcul des armatures à L'E.L.U :	32
III.2.6. Vérification au cisaillement: (Art 5.1.1) BAEL91/99	35
III.2.7. Vérification de Contrainte d'adhérence : BAEL91 : Art A.6.1, 3	35
III.2.8. Calcul des armatures de répartition :	35
III.2.9. Vérification des espacements des barres :	36
III.2.10. Vérification à L'ELS :.....	36
III.3. Balcons :.....	39
III .3.1- Charges sollicitant le balcon :	39
III.3.2- Calcul des sollicitations :.....	39
III.3.3. Calcul des armatures longitudinales :.....	40
III.3.4. Choix des armatures de répartitions :	41
III.3.5. Vérification des contraintes à l'ELS :.....	41

III.3.6. Vérification de l'effort tranchant	42
III.3.7. Vérifications à l'adhérence :.....	42
III.4. Salle machine :	43
III.4.1. Définition :.....	43
III.4.2. Dimensionnement de la dalle:.....	43
III.4.3. Calcul des sollicitations:	44
III.4.4. Calcul du ferrailage :	46
III.4.5. Vérification à L'ELU:.....	47
III.4.6. Vérification à L'ELS:	48
III.4.7. Calcul du ferrailage :	49
III.4.8. Vérification de la flèche : BAEL91 : Art B.6.5. 1	50
III.5- Les Plancher :	51
III.5.1. Principe de la méthode :	51
III.5.2- Étude de la poutrelle :.....	52
III.5.3. Calcul des armatures à L'E.L.U :.....	59
III.6. Escalier:	67
III.6.1.1 ^{er} Volée :.....	67
III.6.2. 2 ^{ème} Volée	77
III.7. poutre palière:	85
III.7.1. Pré dimensionnement :	85
III.7.2. Calcul des armatures :.....	86

Chapitre IV: Etude dynamique et sismique

IV.1. Etude dynamique :.....	90
IV.1.1. Introduction :	90
IV.1.2. Objectif de l'étude dynamique :	90
IV.1.3. Modélisation mathématique :	90
IV.1.4. Modélisation de la structure étudiée :.....	90
IV.2 Etude sismique de bâtiment :	92
IV.2.1. Introduction :	92
IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :	93
IV.2.3. Méthode statique équivalente :	94
IV.2.4. Choix de la disposition des voiles :.....	98
1) Résultante des forces sismiques de calcul :.....	105

2) Distribution des forces sismique selon la hauteur :	107
3) Vérification des déplacements latéraux inter-étage :	108
4) Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	110
5) Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble:	111

Chapitre V: Etude des éléments principale

V.1.Introduction:	114
V.2.Ferraillage des poteaux :	114
V.2.1.Combinaison des charges :	115
V.2.2 Efforts internes durable et accidentelle.....	115
V.2.3.Calcul des armatures longitudinales :	115
V.2.4.Armatures transversales :	120
1) Espacement des cadres :	121
2) la quantité d'armatures minimale :	121
3) Vérification des contraintes :	123
V.3.Ferraillage des poutres:	125
V.3.1. Introduction :	125
V.3.2.Recommandation du RPA99/V03 en zone IIa:.....	125
V.3.3. Recommandation du BAEL 91 :	126
V.3.4. Présentation de la méthode de calcul :	127
V.3.5. Calcule du Ferraillage:	129
V.4.Ferraillage des voiles:	133
V.4.1.Les combinaisons d'action:	133
V.4.2. Procèdes de calcul :	134
V.3.3 Vérifications :	137

Chapitre VI: Etudes des fondations

VI.1.Introduction:	146
VI .2. Etude de sol :	147
VI .3. Choix du type de fondation :	147
VI .4. Etude du radier :	148
VI .5. Pré - dimensionnement du radier :	148
VI .6. Vérification du radier :	150
VI .7. Caractéristiques géométriques :	152
VI .7.1.Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :	153

VI .7.2. Vérification du soulèvement :	153
VI .7.3. Vérifications de la stabilité au renversement :.....	154
VI .7.4. Vérification de la stabilité au renversement du radier :.....	155
VI .7.5. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :.....	156
VI .8. Ferrailage du radier :	157
VI .8.1. Méthode de calcul :	157
VI .8.2. Ferrailage du débord du radier :	160
VI .8.3. Ferrailage des poutres (nervures) :	161
VI .9. Etude de voile périphérique :	168
VI .9.1. Introduction :	168
VI .9.2. Préconisation du RPA 99 :	169
VI .9.3. Dimensionnement :.....	169
VI .9.4. Détermination des sollicitations :.....	169
VI .9.5. Méthode de calcul :	170
VI .9.6. Ferrailage du voile:.....	170
CONCLUSION GENERALE.....	173
BIBLIOGRAPHIE.....	174
ANNEXE	

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau (I.1) : Caractéristiques des aciers	6
---	---

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Tableau (II.1) : Détermination des charges et surcharges.	8
Tableau (II.2) : Détermination des charges et surcharges	9
Tableau II.3) : Détermination des charges et surcharges.....	9
Tableau (II.4) : Détermination des charges et surcharges.	10
Tableau (II.5) : Détermination des charges et surcharges.	10
Tableau (II.6) : Détermination des charges et surcharges	10
Tableau (II.7) : Détermination des charges et surcharges.	11
Tableau (II.8) : Pré dimensionnement des poutres principales et secondaires.	14
Tableau (II.9) : Dimension des balcons.....	15
Tableau (II.10) : Escalier orientés a deux volées.....	17
Tableau (II.11) : Escalier orientés a trois volées.	18
Tableau (II.12) :Escalier droit.....	18
Tableau (II.13) :Poids propres des éléments.....	21
Tableau (II.14) :Dégression des charges 1.	22
Tableau (II.15) : Détermination des charges et surcharges.	23
Tableau (II.16) : Poids propres des éléments.....	24
Tableau (II.17) : Dégression des charges 2	25
Tableau (II.18) : Détermination des charges et surcharges.	26

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau (III.1) : Calcule des sollicitations.....	31
Tableau (III.2) : Calcule des armatures.	35
Tableau (III.3) : Calcule des sollicitations.....	39
Tableau (III.4) : Tableau récapitulatif des armatures longitudinales.....	40

Tableau (III.5) : Tableau récapitulatif des moments à L'ELU.	44
Tableau (III.6) : Tableau récapitulatif des moments à L'ELS.	47
Tableau (III.7) : Combinaison d'action	50
Tableau (III.8) : Combinaison d'action.	51
Tableau (III.9) : Tableau récapitulatif des coefficients..	53
Tableau (III.10) : Sollicitation à L'ELU des poutrelles de plancher stockage.	56
Tableau (III.11) : récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.	58
Tableau (III.12) : Sollicitation de calcul des armatures à L'ELU.....	59
Tableau (III.13) : Vérification de calcul des armatures à L'ELS.	61
Tableau (III.14) : Sollicitation de calcul des armatures à L'ELU.....	68
Tableau (III.15) : Vérification de calcul des armatures à L'ELS.	72
Tableau (III.16) : Sollicitation de calcul des armatures a L'ELU.....	77
Tableau (III.17) : Vérification de calcul des armatures a L'ELS.....	81
Tableau (III.18) : Evaluation de la flèche.....	82
Tableau (III.19) : Sollicitation de calcul des armatures à L'ELU.....	85

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Tableau (IV.1) : Valeurs des pénalités.	96
Tableau (IV.2) : Valeurs des paramètres	96
Tableau (IV.3) : Centre de masse et inertie des niveaux:.....	98
Tableau (IV.4) : Période mode et facteurs de participation massique:.....	99
Tableau (IV.5) : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale):.....	103
Tableau (IV.6) : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal):.....	103
Tableau (IV.7) : Combinaison des réponses modales:	104
Tableau (IV.8) : Vérification des forces sismiques:	104
Tableau (IV.9) : Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques:.....	105
Tableau (IV.10) : Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques:.....	105
Tableau (IV.11) : La disposition de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens x-x.....	106

Tableau (IV.12) : La disposition de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens y-y	107
Tableau (IV.13) : Le déplacement inter-étage dans le sens x-x	108
Tableau (IV.14) : Le déplacement inter-étage dans le sens y-y	108
Tableau (IV.15) : Vérification de l'effet P-Delta sens x-x	109
Tableau (IV.16) : Vérification de l'effet P-Delta sens y-y.	109
Tableau (IV.17) : Calcul le moment de renversement sens x-x.	110
Tableau (IV.18) : Calcul le moment de renversement sens y-y	111
Tableau (IV.19) : Centre de gravité et de torsion	111
Tableau (IV.20) : Vérification de renversement.	111
Tableau (IV.21) : Vérification des poteaux à l'effet de l'effort normal réduit.	112

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

Tableau (V.1) : Valeur des paramètres de calcule dans les déférents situations:	113
Tableau (V.2) : Les sollicitations obtenues par ETABS	114
Tableau (V.3) : Les sollicitations obtenues par ETABS	118
Tableau (V.4) : Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux	118
Tableau (V.5) : Vérification de pourcentage maximal des armatures dans les poteaux.....	119
Tableau (V.6) : Vérification des poteaux à l'ELU.	119
Tableau (V.7) : calcul des armatures transversales dans les poteaux	121
Tableau (V.8) : Vérification des contraintes.....	123
Tableau (V.9) : Sollicitations de calcule:	128
Tableau (V.10) : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres	128
Tableau (V.11) : Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU	129
Tableau (V.12) : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres	129
Tableau (V.13) : Vérification des contraintes:	130
Tableau (V.14) : Ferrailage verticale du voile type 1	139
Tableau (V.15) : Ferrailage verticale du voile type 1	139
Tableau (V.16) : Ferrailage verticale du voile type 2	140

Tableau (V.17) : Ferrailage verticale du voile type 2	140
Tableau (V.18) : Ferrailage verticale du voile type 3	141
Tableau (V.19) : Ferrailage verticale du voile type 3	141
Tableau (V.20) : Ferrailage verticale du voile type 4	142
Tableau (V.21) : Ferrailage verticale du voile type 4	142
Tableau (V.22) : Les vérifications à L'E.L.S et de contrainte de cisaillement.....	143

Chapitre VI : Etudes des fondations

Tableau (VI.1) : La surface revenant aux semelles.....	147
Tableau (VI .2) : Vérification des contraintes de sol sous le radier:.....	153
Tableau (VI .3) : Vérification de la stabilité au renversement.....	153
Tableau (VI .4) : Vérification de la stabilité au renversement.....	154
Tableau (VI .5) : Vérification de la stabilité au renversement.....	154
Tableau (VI .6) : Les moments à L'ELU:.....	157
Tableau (VI .7) : Les moments à L'ELS:.....	157
Tableau (VI .8) : Les armatures à L'ELU.....	158
Tableau (VI .9) : Vérification des panneaux de radie.....	158
Tableau (VI .10) : Choix des armatures à L'ELU.....	159
Tableau (VI .11) : Choix des armatures à L'ELS.....	159
Tableau (VI .12) : Expression de P_M	161
Tableau (VI .13) : Détermination des efforts Sens X-X.....	162
Tableau (VI .14) : Détermination des efforts Sens Y-Y.....	162
Tableau (VI .15) : Sollicitation des moments et des efforts tranchants à L'ELU:.....	162
Tableau VI .16) : Détermination des efforts Sens X-X:.....	163
Tableau (VI.17) : Détermination des efforts Sens Y-Y.....	164
Tableau (VI.18) : Sollicitation des moments et des efforts tranchants à L'ELS.....	164
Tableau (VI .19) : Calcule de ferrailage à L'ELU.....	165
Tableau (VI .20) : Vérification des contraintes à L'ELS.....	166
Tableau (VI .21) : Moment longitudinale et transversale.....	170

Tableau (VI .22) : Ferrailage du voile à L'ELU.170

Tableau (VI .23) : Vérification des contraintes à L'ELS.....171

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure (I.1) : Plan de masse	1
Figure (I.2) : Dimension en plan.....	2

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments et descente de charge

Figure (II.1) : Constituant d'un plancher terrasse.....	8
Figure (II.2) : Constituant d'un plancher terrasse.....	9
Figure (II.3) : Plancher en corps creux.	12
Figure (II.4) : Disposition des poutrelles.	12
Figure (II.5) : Poutrelle	13
Figure (II.6) : Pré dimensionnement des voiles.	15
Figure (II.7) : Schéma statique de l'escalier.	16
Figure (II.8) : Vue en plan de l'escalier a deux volées.....	17
Figure (II.9) : Vue en plan de l'escalier.....	17
Figure (II.10) : Vue en plan de l'escalier droit.	18
Figure (II.11) : Pré dimensionnement de salle machine.	18
Figure (II.12) : La section du plancher pour le poteau centrale.....	20
Figure (II.13) : Dégression verticale des surcharges.	21
Figure (II.14) : La section du plancher pour le poteau d'angle.	24

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure (III.1) : Schéma de l'acrotère terrasse inaccessible.....	29
Figure (III.2) : Section de l'acrotère.	31
Figure (III.3) : Schéma de l'acrotère terrasse inaccessible.....	31
Figure (III.4) : Schéma de ferrailage d'acrotère terrasse inaccessible.	37
Figure (III.5) : Schéma statique de balcon.....	38
Figure (III.6) : Schéma de ferrailage de balcon.....	41
Figure (III.7) : Répartition des charges sur la dalle.	43
Figure (III.8) : Diagramme des moments en travées et en appuis à L'E.L.U.....	45
Figure (III.9) : Diagramme des moments en travées et en appuis à L'E.L.S.	48
Figure (III.10) : Schéma de ferrailage de la salle machine.....	49
Figure (III.11) : Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissent à ELU.....	57
Figure (III.12) : Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissent à ELS	57

Figure (III.13) : Schéma de ferrailage des poutrelles.	64
Figure (III.14) : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	65
Figure (III.15) : Schéma statique à L'E.L.U.....	66
Figure (III.16) : Schéma statique à L'E.L.S	70
Figure (III.17) : Schéma de ferrailage de volée 01	75
Figure (III.18) : Schéma statique à L'E.L.U.....	76
Figure (III.19) : Diagramme de moment à L'E.L.U.	76
Figure (III.20) : Diagramme d'effort tranchent à L'E.L.U.....	76
Figure (III.21) : Schéma statique à L'E.L.S	79
Figure (III.22) : Diagramme de moment à L'E.L.S.....	79
Figure (III.23) : Diagramme d'effort tranchent à L'E.L.S	80
Figure (III.24) : Schéma de ferrailage de volée 02	83
Figure (III.25) : Schéma de la poutre palière.....	84
Figure (III.26) : Section de la poutre palière	84
Figure (III.27) : Schéma statique à L'E.L.U.....	84
Figure (III.28) : Schéma de ferrailage de la poutre palière	88

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Figure (IV.1) : Schéma de la structure en 3D	91
Figure (IV.2) : La disposition des voiles (vue en plan)	97
Figure (IV.3) : 1 ^{er} Mode de translation suivant le sens x x de periode $T=0.7414s$	100
Figure (IV.4) : 2 ^{eme} Mode de translation suivant le sens y y de periode $T=0.6838s$	101
Figure (IV.5) : 3 ^{eme} Mode de rotation autour de laxe Z de periode $T=0.5102s$	102
Figure (IV.6) : Spectre de réponse:.....	106

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

Figure (V.1) : Schéma de ferrailage des poteaux	123
Figure (V.2) : Schéma de ferrailage des poutres	131
Figure (V.3) : Schéma de ferrailage des voiles type V1 zone 1	143
Figure (V.4) : Schéma de ferrailage des voiles type V2 zone 1	144
Figure (V.5) : Schéma de ferrailage des voiles type V3 zone 1	144
Figure (V.6) : Schéma de ferrailage des voiles type V4 zone 1	144

Chapitre VI : Etudes des fondations

Figure (VI.1) : Type de fondations superficielles	146
Figure (VI.2) : Schéma d'un radier :.....	148

Figure (VI .3) : Schéma de transmission des charges:.....	150
Figure (VI .4) : Schéma de transmission des charges:.....	150
Figure (VI .5) : Surface du radier.....	151
Figure (VI .6) : Diagramme des contraintes.....	152
Figure (VI .7) : Le panneau le plus sollicité.....	157
Figure (VI .8) : Schéma statique du débord.....	159
Figure (VI .9) : Schéma de ferrailage de radier en appuis et en travée.....	160
Figure (VI .10) : Schéma de statique de panneau.....	161
Figure (VI .11) : Schéma de la base de la structure.....	161
Figure (VI .12) : diagrammes des moments sens X-X et Y-Y à L'ELU.....	163
Figure (VI .13) : diagrammes des moments sens X-X et Y-Y à L'ELS.....	164
Figure (VI .14) : Section de la nervure.....	165
Figure (VI .15) : Schéma de ferrailage des nervures sens x-x	167
Figure (VI .16) : Schéma de ferrailage des nervures sens y-y.....	167
Figure (VI .17) : Schéma de Dimensions du voile périphérique.....	168
Figure (VI .18) : Schéma de Ferrailage du voile périphérique	171

Notation et symboles

1. Majuscules Romaines :

A (ou A_s ou A_l) : Aire d'une section d'acier (longitudinal).

A_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

E_s : Module de Young de l'acier.

E_{ij} : Module de Young instantané à l'âge de j jours.

E_{vj} : Module de Young diffère à l'âge de j jours.

M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service.

M_u : Moment fléchissant de calcul ultime.

N_{ser} : Effort normal de calcul de service.

N_u : Effort normal de calcul ultime.

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

V_u : Effort tranchant de calcul ultime.

M_g : Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes.

M_j : Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements.

M_p : Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations.

Minuscules Romaines :

a : Largeur d'un poteau.

a_0 (et b_0) : Dimension d'une fondation.

b : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau.

b_0 : Largeur de l'âme d'une poutre.

d (et d_0) : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton.

e : Excentricité de l'effort normal, Épaisseur d'une dalle.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours.

g : Charge permanente unitaire.

h : Hauteur d'une poutre, d'une fondation.
 i : Rayon de giration d'une section.
 l : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau.
 l_s : Longueur de scellement droite.
 l_f : Longueur de flambement.
 n : Coefficient d'équivalence acier-béton.
 q : Charge permanente unitaire.
 s_t : Espacement des armatures transversales.
 u : Périmètre.
 x : Abscisse.
 y : Ordonnée

2. Minuscules Grecs :

A : Angle d'une armature avec la fibre moyenne, coefficient sans dimension en général (très utilisé) (α).

γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (γ).

γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.

ϵ_{bcma} : Déformations maximale du béton comprimé (ϵ).

ϵ_{st} : Déformations des armatures tendues.

ϵ_{sc} : Déformations des armatures comprimées.

η : Coefficient de fissuration relatif à une armature (ϵ_t).

λ : Élanement mécanique d'une pièce comprimée (λ).

μ_{ser} : Moment ultime réduit à l'ELS (μ).

μ_l : Moment ultime réduit à l'ELU.

ν : Coefficient de poisson (ν).

ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (ρ).

σ : Contrainte normale (σ).

σ_{bcmax} : Contrainte maximale du béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés.

τ : Contrainte tangente (τ).

τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.

τ_s : Contrainte d'adhérence.

Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale.

Φ_t : Diamètre d'une armature transversale.

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature (psi).

3. Unités :

Les unités utilisées en béton arme sont celles du système international (USI) et leurs multiples
m, (cm, mm) : Longueur, dimension, portée.

cm^2 : Section d'acier.

m^2 : Section.

kN, (N, MN) : Charge ponctuelle.

kNm^{-1} , (Nm^{-1} , MNm^{-1}) : Charge linéique.

kNm^{-2} , (Nm^{-2} , MNm^{-2}) : Charge surfacique.

kNm^{-3} , (Nm^{-3} , MNm^{-3}) : Charge volumique.

kN m, (N m, MN m) : Moment.

MPa, (Pa, kPa) : Contrainte.

Une conversion bien utile : $1\text{MPa} = 1\text{MNm}^{-2} = 1\text{Nmm}^{-2} = 10^6 \text{Pa}$.

INTRODUCTION

GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans...etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "**RPA99 version 2003**"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Dans notre projet en vas étudier un bâtiment R+7+sol à contreventement mixte, la structure est soumise à un spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel **ETABS 9.7.4**.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I-1- Introduction :

Notre projet consiste à l'étude d'un Bâtiment R+7+sous-sols destiné pour des Logements de fonction, L'ouvrage est de groupe d'usage 2, Il est implanté à Bouira, classé selon le Règlement Parasismique Algérien comme une zone de moyenne sismicité (zone II a).

La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2.1 \text{ bar}$

❖ L'ouvrage est limitée par :

- ✓ AU NORD : une route
- ✓ AU SUD : des Logements
- ✓ A L'EST : des Logements
- ✓ A L'OUEST : La Voie._04

❖ Il comporte :

- ✓ Le sous-sol : usage stockage.
- ✓ Le RDC : Usage commercial.
- ✓ 1^{er} étage : Usage service.
- ✓ 2 et 3 et 4 et 5 et 6 et 7^{ème} étages : Usages Habitations

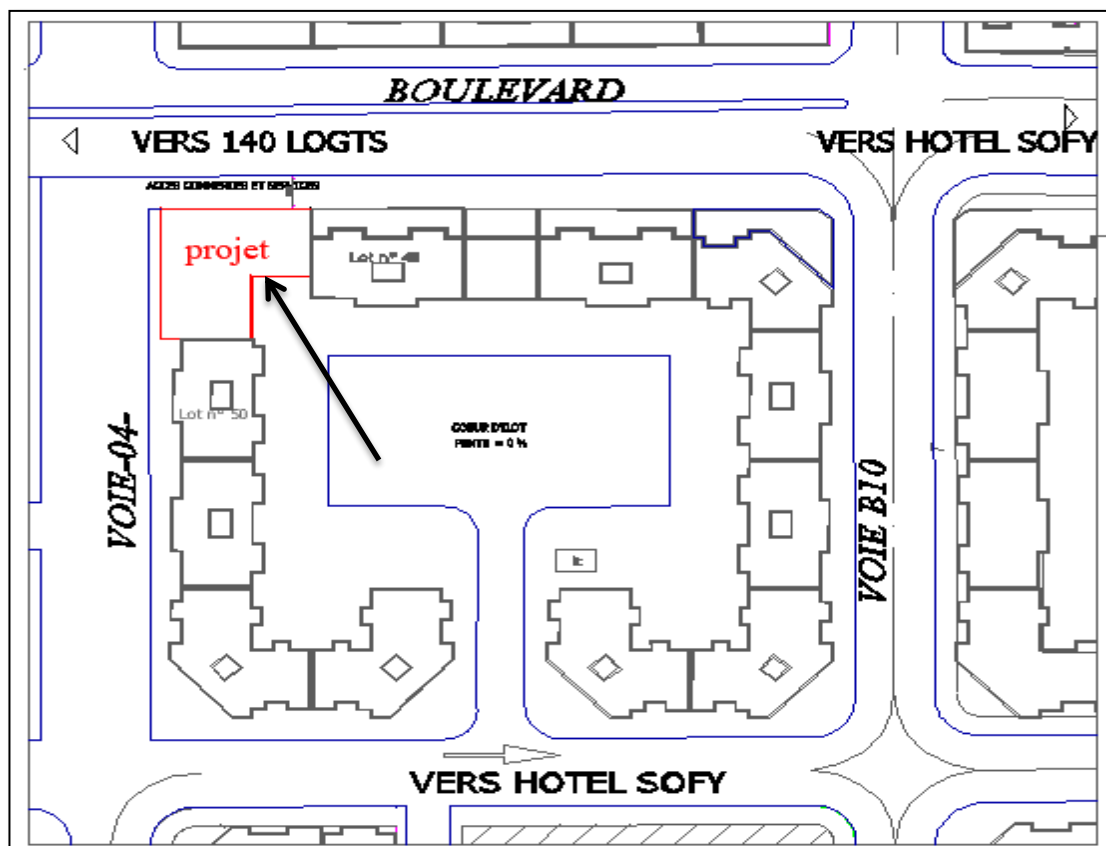


Figure (I.1) : Plan de masse.

❖ Dimension en élévation :

- ✓ hauteur totale du bâtiment : 29,04 m
- ✓ hauteur du 1^{ère} étage : 3,40 m
- ✓ hauteur de 2, 3, 4, 5, 6, 7^{ème} étage : 3,06 m
- ✓ hauteur d'un rez-de-chaussée : 4.08 m
- ✓ hauteur du sous-sol : 3.20 m

❖ Dimension en plan :

La structure présente une forme en **L** dont les dimensions en plan sont mentionnées sur la figure ci-après :

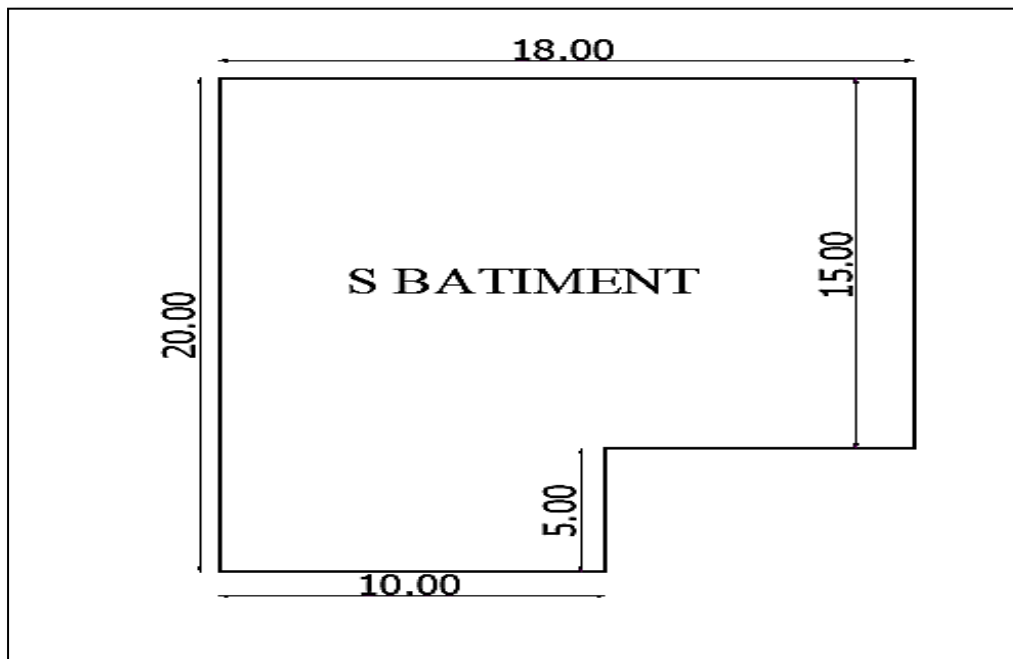


Figure (I.2) : Dimensions en plan.

I.2. Indications générales sur les règles du (BAEL 91) :

I.2.1. Définition des états limites : C'est un ensemble d'états pour lequel il convient de justifier la sécurité d'une construction, Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré est jugé inapte à remplir sa fonction. On distingue des états limites ultimes et des états limites de service :

a/ Etats limites ultimes (ELU) :

Leurs dépassements entraîneraient la ruine de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite :

- ✓ de l'équilibre statique de la construction (renversement).
- ✓ de la résistance de chacun des matériaux (rupture).
- ✓ de la stabilité de forme (flambement).

b/ Etats limites de service (ELS) :

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure, ils correspondent à :

- ✓ la valeur limite de la compression du béton ou de traction des aciers.
- ✓ la valeur limite de l'ouverture des fissures pour la sécurité de l'ouvrage.
- ✓ la valeur limite des déformations acceptables des éléments de la structure.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.3.1 Béton :

Le béton est un mélange ciment, sable, granulats, et eau, dosé à 350 kg/m³ de ciment portland composé (CPJ). La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 modifié 99 et le RPA 2003, elle sera déterminée en laboratoire de façon à avoir une résistance caractéristique de 25Mpa.

a/ Résistance caractéristique du béton :**1/ Résistance caractéristique à la compression (f_{cj}) Art A2.1, 11 B.A.E.L 91 :**

Le béton est défini par sa résistance à 28 jours, dite résistance caractéristique à la compression et notée [f_{c28}], elle est obtenue par des essais d'écrasement d'éprouvette normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur par compression axiale après 28 jours de durcissement. Lorsque la sollicitation s'exerce sur le béton à l'âge $j < 28$ jours sa résistance à la compression est calculée selon la formule ci-dessous selon **BAEL 91(Art 2-1-11)**

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de $f_{c28} = 25$ MPa.

- ✓ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa et $f_{c28} > 40$ MPa :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{J}{4,76+0,83J} f_{c28} \quad \text{si } J < 60 \text{ jours (I.1)} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } J > 60 \text{ jours (I.2)} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{J}{1,4+0,95 J} f_{c28} \quad \text{si } J \leq 28 \text{ jours (I.3)} \\ f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } J > 28 \text{ jours (I.4)} \end{array} \right.$$

- ✓ Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa :

Pour le présent projet on adoptera : **$f_{c28} = 25$ MPa**

2 / La résistance caractéristique du béton à la traction « ftj » Art A2.112 BAEL91 :

La résistance caractéristique à la traction à j (jour) noté ftj est conventionnellement, définie en fonction de la résistance à la compression par la formule suivante:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c_j} \text{ en Mpa}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPa} \longrightarrow f_{t28} = 2,1\text{MPa}$.

b/ Module de déformation longitudinale :

Selon la durée des sollicitations on distingue deux types de modules :

1 / Module de déformation longitudinale instantané du béton (Art : A2.1, 21 BAEL) :

la durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}} \longrightarrow (\text{BAEL 91, art A.2.1, 21})$$

Pour : $f_{c_j} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$.

2/ Module de déformation longitudinale différée du béton (Art : A2.1, 22 BAEL) :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, nous prendrons un module égal :

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c_j}} \text{ en MPa.}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_v = 10818,86 \text{ MPa}$.

3/ Module d'élasticité transversale (§3.2.3) CCM 97 :

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \text{ en MPa.}$$

μ : coefficient de poisson , E : module de YOUNG.

4/ Coefficient de poisson (Art : A2.1, 3 BAEL) :

Le coefficient de Poisson ν est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative.

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0,20 \longrightarrow \text{pour le calcul des déformations (ELS).} \\ \nu = 0 \longrightarrow \text{pour le calcul des sollicitations (ELU):} \end{array} \right. \Longrightarrow (\text{BAEL91 Art A2.1.3})$$

c) Contraintes limites de calcul :**1/ Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) : (Art A4.3. 41) BAEL91/99 :**

La contrainte limite que le béton pourra supporter est donnée par la formule :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \text{ en Mpa} \quad (\text{Art 4.5.2 BAEL 91})$$

2/ Contraintes limite de résistance à la compression « f_{bu} » :

Celle -ci est donnée par la formule ci-dessous Art A4.3. 41 BAEL91 :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \text{ en Mpa}$$

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto \text{situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

θ : coefficient de durée d'application dès l'action considérée,

$\theta=1$: si la durée d'application est $>24h$,

$\theta=0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta=0.85$: si la durée d'application est $< 1h$,

Pour $\gamma_b=1.5$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$

Pour $\gamma_b=1.15$ et $\theta=0.85$, on aura $f_{bu} = 21.74 \text{ MPa}$.

3/ Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) (Art : A4.5, 2) B.A.E.L 91/99:

C'est l'état au-delà du quel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité. Cette limite vise à empêcher l'ouverture de fissures parallèles à la fibre neutre.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ en Mpa}$$

à 28 jours

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

4/ Contrainte de cisaillement de béton à l'ELU : (Art : A5.1, 21 BAEL) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} ; \text{ Avec } V_u : \text{effort tranchant dans la section étudiée.}$$

b : largeur de la section cisillée.

d : hauteur utile.

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

I.3.2. Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface. Dans le présent projet, on utilisera 3 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivants :

Tableau (I.1) : caractéristiques des aciers.

Type d'aciers	nomination	symbol e	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (ψ)
Aciers en barres	Haute adhérence FeE400	AH	400	480	14‰	1.6	1.5
	Ronds lisses FeE240	RL	235	410-490	22‰	1	1
Aciers en treillis	Treillis soudé(TS) TL520 ($\Phi < 6\text{mm}$)	TS	550	550	8‰	1.3	1

❖ **Module de déformation longitudinal :**

Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier $E_s=200000$ MPa

❖ **Contraintes limites :**

1/**Contrainte limite ultime** : La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule

suivante : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

f_e : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que : $\begin{cases} \gamma_s = 1.5 \mapsto \text{situation courante} \\ \gamma_s = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle} \end{cases}$

$\bar{\sigma}_{st} = 347.83$ MPa pour les HA.

2/ Contrainte limite de service:

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

❖ **Fissurations peu nuisibles :**

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) : $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

❖ **Fissurations préjudiciables :**

Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères $\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$

❖ **Fissurations très préjudiciables :**

Dans ce cas-là, on note :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1.6$ pour les adhérence (HA) de diamètre $\geq 6\text{mm}$.

$\eta= 1.3$ pour les HA<6mm

$\eta=1.0$ pour les aciers ronds lisses.

CHAPITRE II

PRE DIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGE

Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour objet le calcul des coffrages des sections en béton des différents éléments structuraux, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter surplus d'acier et du béton.

II.2. Hypothèse de base :

- ❖ RPA 99/ version 2003
- ❖ BAEL 91
- ❖ CBA 93
- ❖ RNV 99
- ❖ DTRBC.C22

II.3. Evaluation des charges et des surcharges :

A/ Charges d'exploitations :

Tableau (II.1) : Détermination des charges et surcharges.

Nature des locaux	Valeurs (KN/m ²)
Plancher terrasse accessible	1.5
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher courant à usage d'habitation	1.5
Plancher courant à usage bureau	2.5
Plancher RDC	2.5
Sous-sol stockage	4
Balcon	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	0.6

B/ Charges permanentes :

➤ Plancher terrasse (inaccessible) :

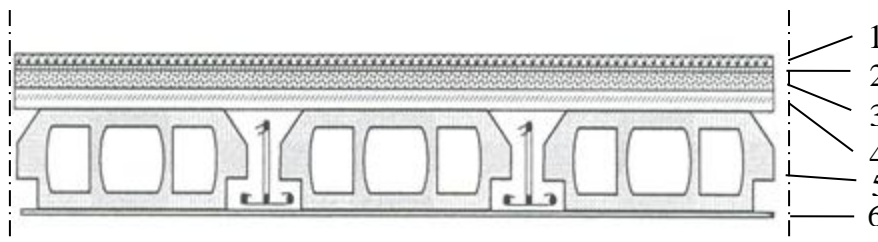


Tableau (II.1) : Constituant d'un plancher terrasse.

Tableau (II.2) : Détermination des charges et surcharges.

Plancher	P (KN/m ²)
1. Gravillon de Protection (4 cm).	0,96
2. Etanchéité Multicouche (2 cm).	0,12
3. Béton en Forme de Pente (1%).	2,20
4. Isolation thermique en liège (4cm)	0,16
5. Corps Creux (16+4).	2,80
6. Enduit en plâtre	0,27
G_{totale}	6,51

➤ **Plancher courant :**

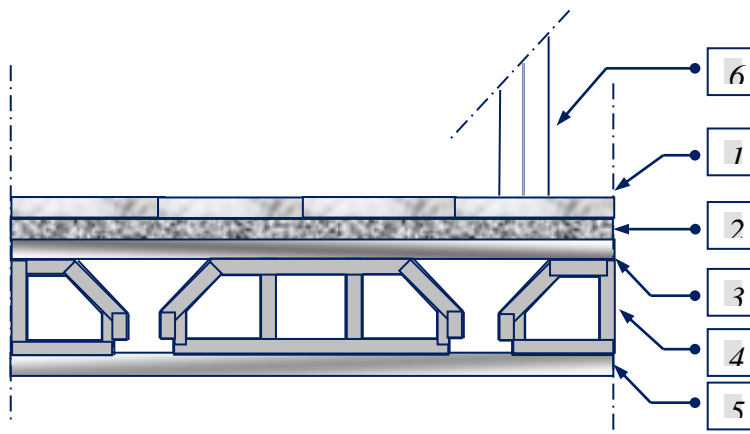


Figure (II.2) : Constituant d'un plancher courant.

Tableau (II.3) : Détermination des charges et surcharges.

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Chape de mortier	2	20	0.4
Lit de sable	3	18	0.54
Plancher corps creux (16+4)	20	/	2.8
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Cloison de séparation	/	/	1
TOTAL			= 5.38

➤ Balcon :

Tableau (II.4) : Détermination des charges et surcharges.

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Chape de mortier	2	20	0.4
Lit de sable	3	18	0.54
Dalle en B A	15	25	3.75
Enduit de ciment	2	18	0.36
Garde corps	/	/	1
TOTAL	/	/	6.49

➤ Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses) :

Tableau (II.5) : Détermination des charges et surcharges.

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Briques creuses	10	/	0.9
Lame d'air	5	0	0
Briques creuses	10	/	0.9
Revêtement de ciment	2	20	0.4
TOTAL			2.4

➤ Murs intérieurs :

Tableau (II.6) : Détermination des charges et

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Briques creuses	10	/	0.9
Revêtement de ciment	2	20	0.4
TOTAL	/		1.5

➤ Escalier :

Tableau (II.7) : Détermination des charges et surcharges.

Désignation des éléments	Palier (KN/m ²)	Paillasse (KN/m ²)
Poids propre de Palier	3.75	/
Poids de Paillasse	/	4.5
Poids des marches	/	1,87
Lit de sable	0.36	0.36
Carrelage	0.44	0.44
Mortier de pose	0.4	0.4
Mortier de ciment	0.4	0.4
Garde-corps	/	1
Total	= 5.35	= 8,97

C/ Charges accidentelles :

- charge sismique :

- Zone sismique : Zone IIa
- Classe de l'ouvragegroupe 2

II.4. Pré-dimensionnement des éléments :

Pour pouvoir pré dimensionner les éléments, On tiendra compte de prescription apportée par règlement RPA 2003

II.4.1. plancher en corps creux :

Ils sont composés de corps creux (hourdis) et d'une dalle de compression ferrillée par treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens le plus petit, L'épaisseur des planches est déterminée à partir de la condition de rigidité :

$$e \geq \frac{\min (Lx_{\max}, Ly_{\max})}{22,5}$$

Avec : e : épaisseur de la dalle

L : longueur max prise entre nue d'appui

On a Condition RPA 2003

Pour les poteaux ➡ min (b, h) ≥ 30cm

On prend b=h=40cm

Alors L = 4 - 0,4 = 3,60m.

Donc : e ≥ 360/22.5= 16cm

On prend des hourdis de 16cm et une dalle de compression de 4cm

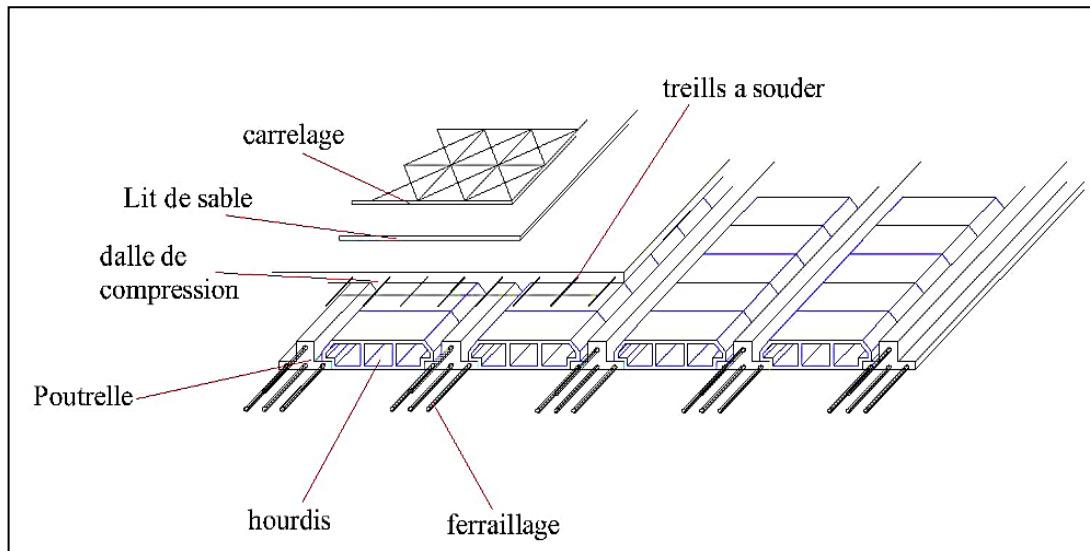


Figure (II.3) : Plancher en corps creux.

II.4.2. Poutrelles :

❖ Définition :

Ce sont des éléments préfabriqués ou coulés sur place en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

Pour notre projet les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

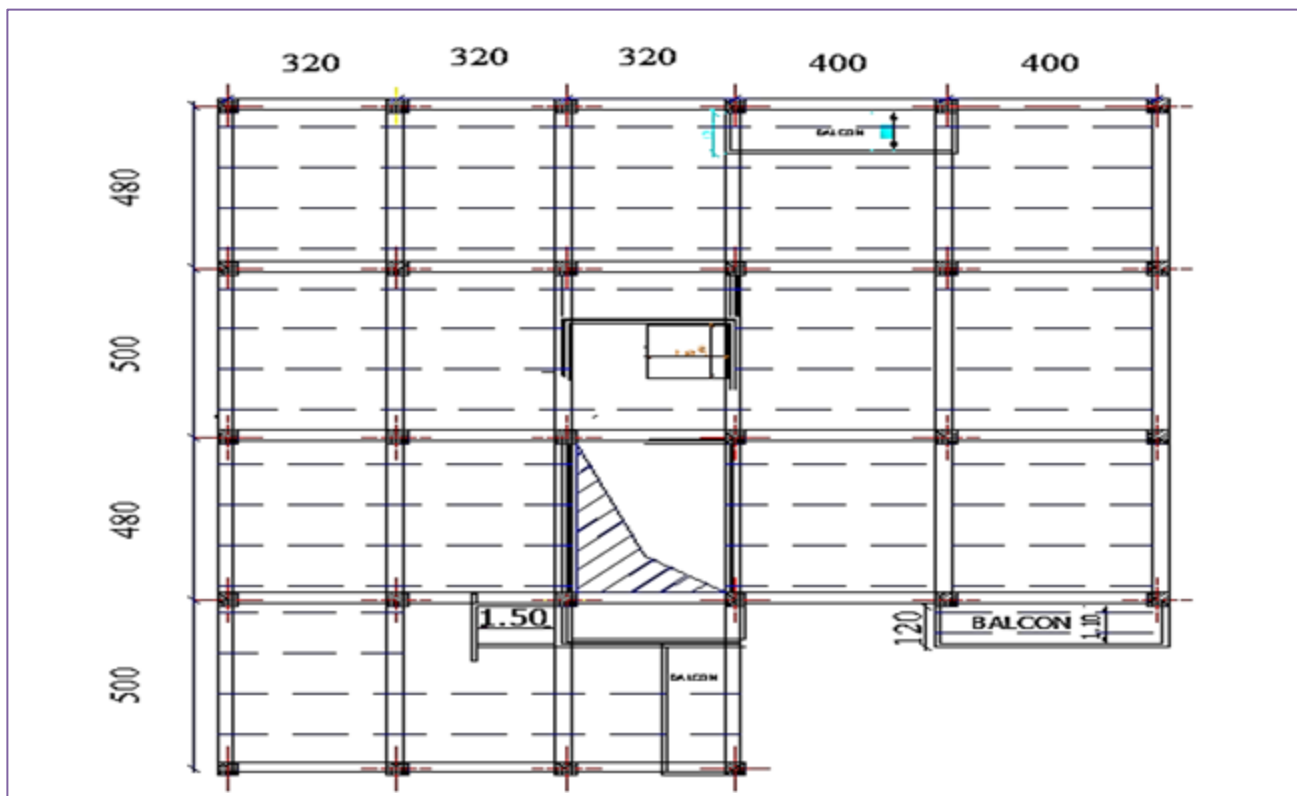


Figure (II.4) : Disposition des poutrelles.

Les poutrelles sont calculées comme des sections en "Té" dont les dimensions sont montrées sur la figure II.5

La longueur efficace de la dalle de compression "b" est déterminée par la relation suivante :
 $(b-b_0) \leq \text{Min} (L_1/2, L/10)$.

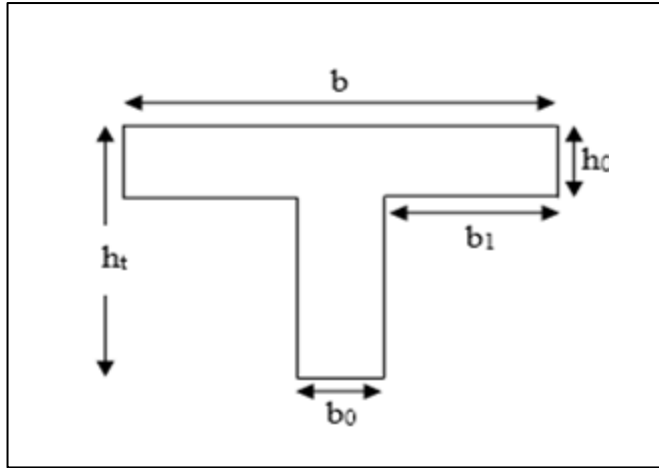


Figure (II.5) : poutrelle.

$b_0 = 8 \text{ à } 12\text{cm}$

Soit $b_0 = 10\text{cm}$

L_1 : distance entre nus d'appuis des deux poutrelles, si 65cm entre axes des poutrelles

$$L_1 + 65 - 10 = 55\text{cm} \implies L_1 = 55\text{cm}.$$

L_2 : distance entre nus d'appuis des poutres selon la disposition des poutrelles.

$$L_2 = 3,2 - 0,4 = 2,80\text{m}$$

$$(b-b_0) / 2 \leq \min (55/2 , 280/10)$$

$$(b-b_0) / 2 \leq 27,5 \implies (b-b_0) \leq 55\text{cm}$$

$$b \leq 55 + b_0 \implies b \leq 65\text{cm}$$

On fixe **$b = 65\text{cm}$**pour toute les poutrelles.

II.4.3.Planchers à dalles pleines :

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé, le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

a) Critère de résistance :

- Cas de dalle sur 1 seul appui $e \geq L_x/20$
- Cas de dalle sur 02 appuis..... $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$
- Cas de dalles sur 03 ou 04 appuis..... $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$

b) Critère de résistance au feu.

- $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu
- $e \geq 11\text{cm}$ pour 02 heures de coupe-feu

Avec :

L_x : la plus petite dimension du panneau de dalle de l'entre nus d'appuis

On opte pour $e=15\text{cm}$.

II.4.4.Poutres Principales et secondaires :

Tableau (II.8) : Pré dimensionnement des poutres principales et secondaires.

Règle	Formule	Poutres	Poutres
		Porteuses	Non porteuses
		$L_{\max} = 4,6$	$L_{\max} = 3,6$
BAEL 99	Hauteur $\frac{L_{\max}}{15} < h < \frac{L_{\max}}{10}$	$h = 40 \text{ cm}$	$h = 35 \text{ cm}$
	Largeur $0,3h \leq b \leq 0,7h$	$b = 30 \text{ cm}$	$b = 30 \text{ cm}$
RPA99/V2003	La vérification		
	$h \geq 30\text{cm}$	Ok	Ok
	$b \geq 20\text{cm}$	Ok	Ok
	$h/b \leq 4$	$1,33 \leq 4$	$1,4 \leq 4$

➤ L_{\max} : portée libre maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré

➤ h : la hauteur de la poutre

II.4.5. Les Voiles :

➤ **Voile de contreventement :**

Le pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par (l'article 7.7.1 du RPA99) ces murs servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Donc les dimensions doivent satisfaire ces conditions

$$e \geq \max (h_e / 25, h_e / 22, h_e / 20)$$

$$e \geq h_e / 20 = (4,08 - 0,2) / 20$$

On adopt: $e = 20 \text{ cm}$

➤ **Voile de périphérique :**

Pour les voiles de périphérique on a :

$$h/25 \implies 320/20 = 16\text{cm}$$

$e = 20 \text{ cm}$

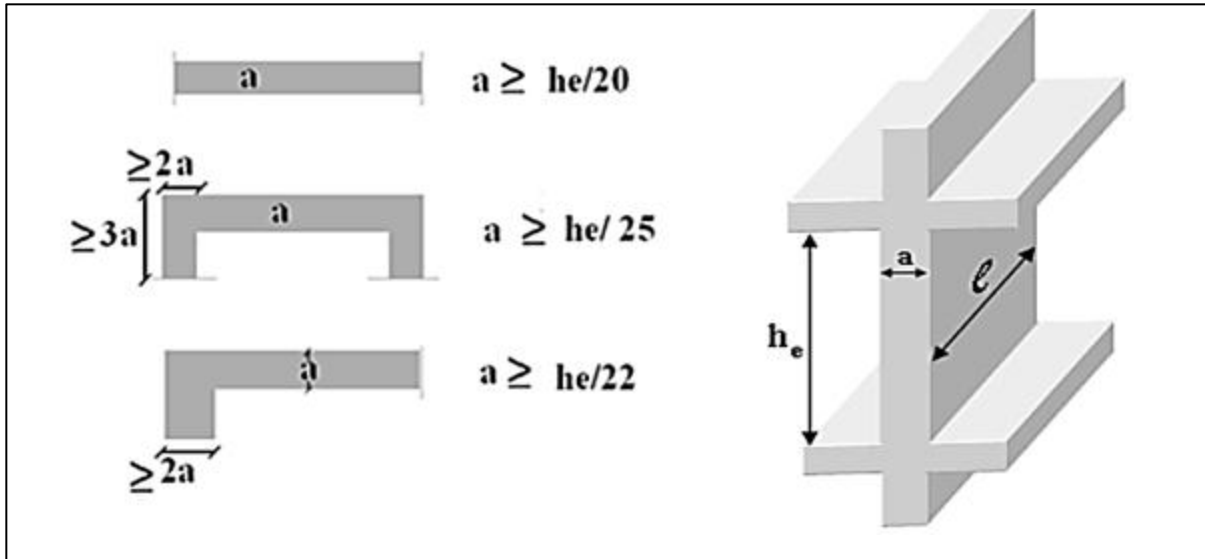


Figure (II.6) : Pré dimensionnement des voiles.

II.4.6. Les balcons :

Les balcons sont encastrés dans les planchers, ils sont donc

Calculer comme étant des consoles

Selon BAEL : $e \geq L/10$

Tableau (II.9) : Dimension des balcons.

Longueur (L) cm	130	140
(e) adopté cm	13	14

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

II.4.7. Acrotère :

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de :

$$G = \rho \times S$$

S : la surface transversale totale de l'acrotère

ρ : le poids volumique tel que $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

$$S = (0,7 \times 0,1) + (0,15 \times 0,1) - 0,05 \times \frac{0,03}{2} = 0,0843\text{m}^2$$

D'où :

Le poids des éléments en béton armé : $G_1 = 25 \times 0,0843 = 2,1075\text{kN/ml}$

Le poids du revêtement : $G_2 = 18 \times 0,02 \times 1,78 = 0,64\text{kN/ml}$

$G = G_1 + G_2 = 2,75 \text{ KN / ml}$

II.4.8.L'escalier:

Les escaliers sont des éléments permettant le passage d'un niveau à un autre dans un bâtiment.

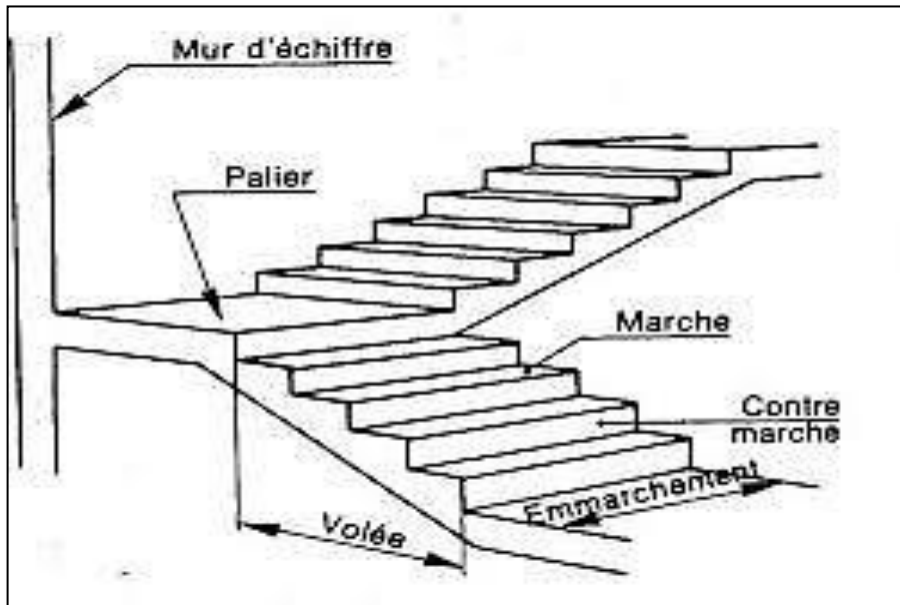


Figure (II.7) : Schéma statique de l'escalier.

✓ **Caractéristique technique** : un escalier est caractérisé par :

- g : largeur de la marche(GIRON).
- ep : épaisseur de la paillasse.
- h : hauteur de la contre marche.
- L : largeur de la volée.
- N : nombre de marche

• **Le pré dimensionnement** :

Pour le pré dimensionnement des marches(g) et contre marches(h) on utilise la formule de BLONDAL.

$$\begin{cases} 59 \leq (g+2h) \leq 66\text{cm} \\ 16,5 \leq h \leq 17,5 \end{cases}$$

-Le nombre de marche n : $n=H/h$; avec H : hauteur d'étage.

-Hauteur de la paillasse : $h'=h \times n$.

-La longueur projetée de la paillasse : $l=g (n-1)$.

-L'inclinaison de la paillasse : $\text{tg} \alpha = h'/l$.

-La largeur de la paillasse : $lv=h'/\sin \alpha$.

-L'épaisseur de la paillasse $L/30 \leq e \leq L/20$.

➤ Type 01 : escalier 2 volées:

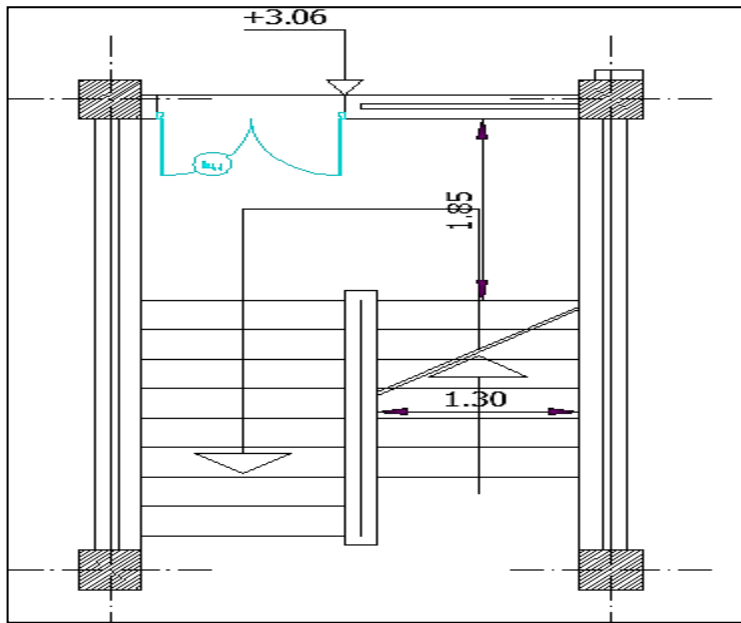


Figure (II.8) : Vue en plan de l'escalier a deux volées.

Tableau (II.10) : Escalier orientés a deux volées.

h (cm)	g(cm)	n	h' (cm)	l (cm)	$\alpha(^{\circ})$	lv (cm)	L (cm)
17	30	7	119	180	33.46	216	4.76
17	30	9	153	240	32.51	284	4.69

➤ Type 02 : escalier droit constitué de deux paliers intermédiaires :

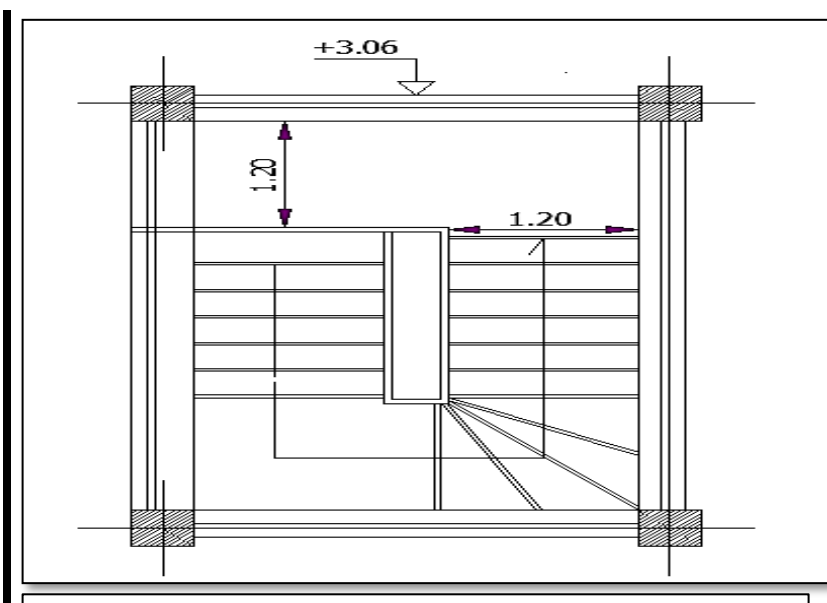


Figure (II.9) : Vue en plan de l'escalier.

Tableau (II.11) : Escalier orientés à trois volées.

h (cm)	g(cm)	n	h' (cm)	l (cm)	$\alpha(^{\circ})$	lv (cm)	L (cm)
17	30	7	119	180	33.46	216	336
17	30	4	68	130	27.61	147	302
17	30	7	119	180	33.46	216	336

➤ Type 03 : escalier droit :

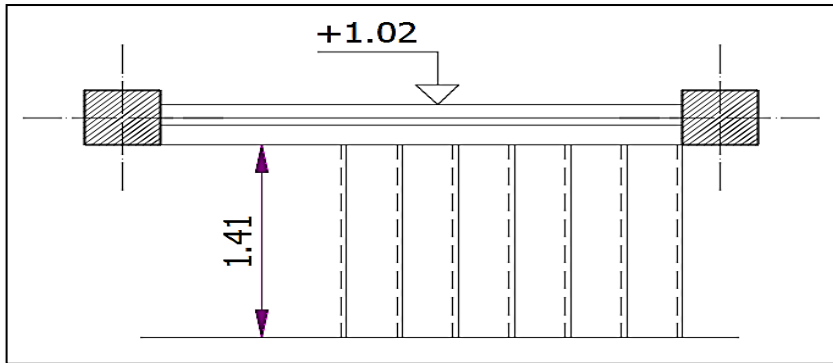


Figure (II.10) : Vue en plan de l'escalier droit.

Tableau (II.12) : Escalier droit.

h (cm)	g(cm)	n	h' (cm)	l (cm)	$\alpha(^{\circ})$	lp (cm)	L (cm)
17	30	6	102	144	35.3	177	476

On adopte pour l'ensemble des escaliers : $e=15\text{cm}$

II.4.9. Salle machine :

Notre immeuble est constitué d'une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$, la surface de la cabine est de $1,60 \times 1,60=2,56\text{m}^2$ pouvons chargés 6 personnes, la charge total que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 7,5 t (par chaque cabine).

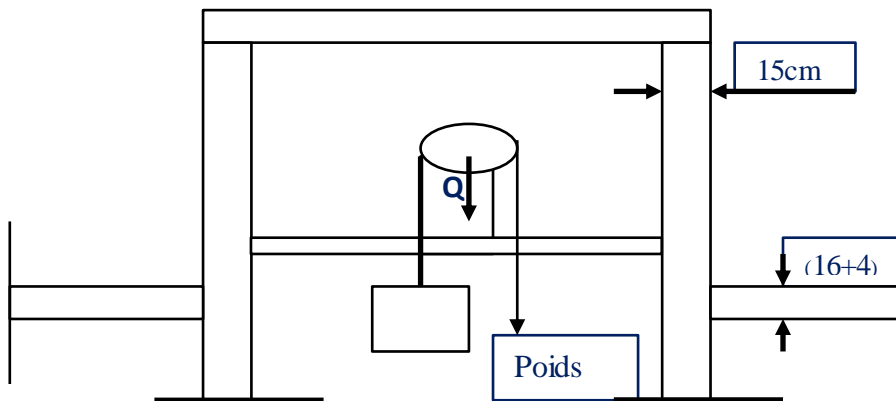


Figure (II.11) : Pré - dimensionnement de salle machine.

II.4.10. Les Poteaux :

a/ Principe : Le calcul de la section du béton sera fait en compression simple, uniquement basé sur la descente des charges.

- **Les étapes de calcul :**

- On considère le poteau le plus sollicité.
- On calcule la surface reprise par le poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.

On mènera le calcul à L'ELU (**BAEL 91**) et la vérification d'après (**RPA99/V2003**).

$$Br \geq \frac{\beta \times Nu}{\left[\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,0085 f_e}{\gamma_s} \right]}$$

Avec : **Br** : la section réduite de poteau et $Br = (a-2cm) \times (b-2cm)$

Nu : l'effort normal ultime et $Nu = 1.35G + 1.5Q$

β : c'est un coef reducteur en fonction de l'elancement λ tel que :

$$B = \begin{cases} 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ 1,2 & \text{pour } \lambda = 50 \\ \frac{0,85 * \lambda^2}{1500} & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases},$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{combinaison accidentelle} \\ 1,5 & \text{combinaison fondamentale} \end{cases} \Rightarrow \gamma_b = 1.5$$

- Pour les poteaux rectangulaires (**a < b**) il est préférable de prendre $\lambda \leq 35 \Rightarrow \beta = 1,2$

On aura : $a = \sqrt{\frac{12}{35}} \times l_f \Rightarrow a = \frac{l_f}{10}$, Tel que l_f la longueur de flambement.

NB : si on trouve (**b < a**) on peut prendre un poteau carré.

b) Loi de dégression :

d'après le **DTRBC2.2 5**

Soit q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse courant du bâtiment $Q_1, Q \dots Q_n$, les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2...n numérotées à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toiture..... Q_0

Sous dernier étage..... $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inf

Etage (2) $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

Etage (3)..... $Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Etage (n) ... $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

• Vérification selon RPA 99 V 2003 :

➤ Pour la zone II :

- Min (b, h) ≥ 25 cm
- Min (b, h) $\geq h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

c/ Application :

1/ Poteau centrale :

➤ Surface d'influence :

❖ Surface du plancher revenant au poteau

$$S = 1.80 (2.30 + 2.20) + 1.80 (2.20 + 2.30) = 16.20 \text{ m}^2$$

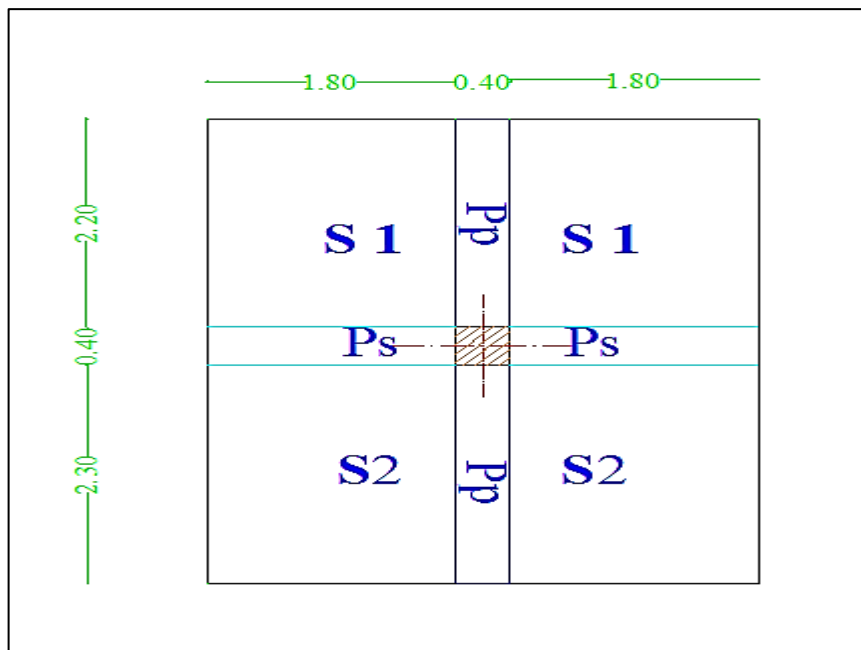


Figure (II.12) : La section du plancher pour le poteau centrale.

Tableau (II.13) : Poids propre des éléments.

Poids éléments(KN)	Plancher		Poutre		Poteaux		S sol
	terrasse	Etage Courant	Principale	Secondaire	Etage courant	Rdc	
Application	16,20 × 6,51	16,20 × 5,38	(0,3 × 0,4) × 4,5×25	(0,35 × 0,30) 3.6×25	(0,4 × 0,4) × 3,06 × 25	(0,4x0,4) × 4,08 × 25	(0,4x0,4) × 3.20 × 25
Resultats	105,5 KN	87,16 KN	12,3 KN	9.45 KN	12 ,24 KN	16,32 KN	12.8 KN

➤ Poids propre des éléments :

1.2/ Surcharge d’exploitation :

- ❖ Plancher terrasse inaccessible : $1 \times 16,20 = 16,20$ KN.
- ❖ Planche à usage d’habitation : $1.5 \times 16,20 = 24.30$ KN.
- ❖ Plancher à usage bureau : $2.5 \times 16,20 = 40.5$ KN.
- ❖ Plancher à usage stockage : $4 \times 16,20 = 64.80$ KN.

Niveau	7	6	5	4	3	2	1	0	Ssol
Coeff	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0.714	0.687

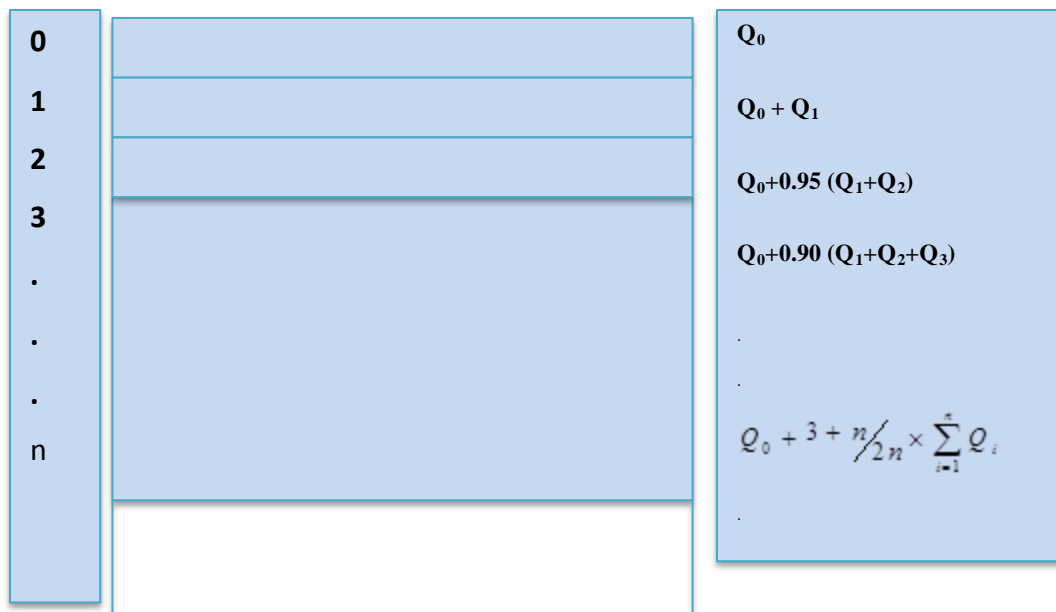


Figure (II.13) : Dégression vertical des surcharges.

Avec : $Q_0 = 1 \times 16.2 = 16.20 \text{KN}$.

- ❖ $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots \dots \dots Q_6 = 1,5 \times 16,20 = 24.30 \text{KN}$
- ❖ $Q_7 = Q_8 = \dots \dots \dots = 2,5 \times 16.20 = 40.5 \text{KN}$.
- ❖ $Q_{\text{sol}} = \dots \dots \dots = 4 \times 16,20 = 64.80 \text{KN}$

Tableau (II.14) : Dégression des charges 1.

Niveaux	Opération	Résultats
7	Q_0	16.20 KN
6	$Q_0 + Q_1 = 16,20 + 24.30$	40.5 KN
5	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	62.37KN
4	$Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	81,81 KN
3	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	98,82 KN
2	$Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_5)$	113,4KN
1	$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6)$	125.55 KN
RDC	$Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7)$	149.22 KN
S _{sol}	$Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8)$	172 KN

Application :

Les résultat de calcule sont groupés dans le tableau suivant :

d/ Tableau récapitulatif de la descente de charge :

Tableau (II.15) : Détermination des charges et surcharges.

NIVEAU	Charges permanentes [kN]			Surcharges d'exploitation [kN]				Efforts normaux		Nu Majoré	Section du poteau [cm ²]			V
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G _{total}	G _{cumulé}	Q _i	Q _C	N _u =1,35G + 1,5Q	1,1Nu	Section réduite (Br)	a (cm)	b (cm)	(Axb)	
T	105,5	21,75	/	127,3	/	16,2	/	/	/	/	/	/	/	/
7	87,16	21,75	12,24	121,2	127,3	24,3	16,20	196,155	215,77	122,6	21,4	13,75	40 40	0,05
6	87,16	21,75	12,24	121,2	248,5	24,3	40,50	396,225	435,85	249,08	21,4	18,70	40 40	0,11
5	87,16	21,75	12,24	121,2	369,7	24,3	62,37	592,65	651,92	373,24	21,4	22,43	40 40	0,16
4	87,16	21,75	12,24	121,2	490,9	24,3	81,81	785,43	863,97	495,12	21,4	25,51	45 45	0,17
3	87,16	21,75	12,24	121,2	612,1	24,3	98,82	974,565	1072,02	614,71	21,4	28,19	45 45	0,21
2	87,16	21,75	12,24	121,2	733,3	24,3	113,4	1160,055	1276,06	732,03	21,4	30,58	50 50	0,20
1	87,16	21,75	12,24	121,2	854,5	40,5	125,55	1341,9	1476,09	847,07	21,4	32,74	50 50	0,24
R D C	87,16	21,75	16,32	125,3	975,5	40,5	149,22	1540,755	1694,83	972,92	28,56	34,93	55 55	0,22
S S	/	/	12,8	12,8	1100,8	64,8	172	1744,08	1918,49	1101,82	21,4	37,04	55 55	0,25

2/ Poteau d'angle :

➤ Surface d'influence :

❖ Surface du plancher revenant au poteau :

$$S_p = 2,30 \times 1,40 = 3,22 \text{ m}^2$$

❖ Poids propre des éléments :

poids de l'acrotère :

$$G_{ac} = (1,8 + 2,7) \times 25 \times 0,0843 = 9,48 \text{ KN}$$

Tableau (II.16) : Poids propre des éléments.

Poids éléments(KN)	Plancher		Poutre		Poteaux		S sol
	terrasse	Etage Courant	Principale	Secondaire	Etage courant	Rdc	
Application	3,22× 6,51	3,22× 5,38	(0,3 × 0,4) × 2,3×25	(0,35 × 0,30) 1.4×25	(0,4 × 0,4) × 3, 06 × 25	(0,4x0,4) × 4,08 × 25	(0,4x0,4) × 3.20 × 25
Resultats	20,96 KN	17,32 KN	6,9 KN	3,67 KN	12 ,24KN	16,32KN	12.8KN

✓ poids de murs extérieur:

- Etage courant 1, : $G_{mur} = 2,4 \times (1,4 + 2,30) \times (3,40 - 0,4) = 26,64 \text{ KN}$
- Etage courant 2,3,4,5,6,7 : $G_{mur} = 2,4 \times (1,4 + 2,30) \times (3,06 - 0,4) = 23,72 \text{ KN}$
- Rdc: $G_{mur} = 2,4 \times (1,4 + 2,30) \times (4,08 - 0,4) = 32,68 \text{ kN}$

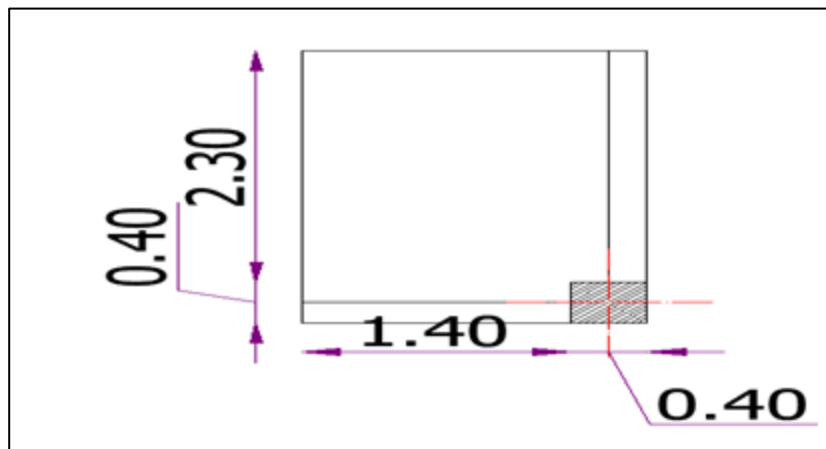


Figure (II.14) : La section du plancher pour le poteau d'angle.

➤ Surcharge d'exploitation :

- ❖ Plancher terrasse inaccessible : $1 \times 3,22 = 3,22 \text{ KN}$.
- ❖ Plancher à usage d'habitation : $1.5 \times 3,22 = 4,83 \text{ KN}$.
- ❖ Plancher à usage bureau : $2.5 \times 3,22 = 8,05 \text{ KN}$.
- ❖ Plancher à usage stockage : $4 \times 3,22 = 12,88 \text{ KN}$.
- ❖ L'acrotère : $0,6 \times 3,7 = 2,22 \text{ KN}$

avec : $Q_0 = 1 \times 3,22 = 3,22 \text{ KN}$.

- ❖ $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots \dots \dots Q_6 = 1,5 \times 3,22 = 4,83 \text{ KN}$
- ❖ $Q_7 = Q_8 = \dots \dots \dots = 2,5 \times 3,22 = 8,05 \text{ KN}$.
- ❖ $Q_{\text{Ssol}} = \dots \dots \dots = 4 \times 3,22 = 12,88 \text{ KN}$

Tableau (II.17) : Dégression des charges 2.

Niveaux	Opération	Résultats
7	Q_0	3,22 KN
6	$Q_0 + Q_1 = 3,22 + 4,83$	8,05 KN
5	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	12,40 KN
4	$Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	16,26 KN
3	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	19,64 KN
2	$Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_5)$	22,54 KN
1	$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6)$	24,95 KN
Rdc	$Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7)$	29,66 KN
Ssol	$Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8)$	34,19 KN

Application :

Les résultats de calcul sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau (II.18) : Détermination des charges et surcharges.

NIVEAU	Charges permanentes [KN]							Surcharges d'exploitation [kN]			Efforts normaux		Br	Section du poteau [cm ²]			v	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	Poids de mur	Poids d'arc	G _{total}	G _{cum}	Q _c	Q _c acr	Q _c total	Q _c ml	1,1Nu		N=G _c +Q _c [kN]	b cm	a Cm		axb
T	20,96	10,57	/	/	9,5	40,4	/	/	2,2	2,2 2	/	/	/		/	/	/	
7	17,32	10,57	12,2	23,7	/	63,2	40,4	3,22	2,2	5,4 4	2,2 2	57,9	63,65	40,74	8,38	21	30X30	c v
6	17,32	10,57	12,2	23,7	/	63,2	104	8,05	2,2	10, 3	7,6 6	151	166,5	106,8	12,3	21	30X30	c v
5	17,32	10,57	12,2	23,7	/	63,2	167	12,4	2,2	14, 6	17, 9	252	277,4	177,5	15,3	21	30X30	c v
4	17,32	10,57	12,2	23,7	/	63,2	230	16,2 6	2,2	18, 5	32, 6	359	395,4	253,1	17,9	21	30X30	c v
3	17,32	10,57	12,2	23,7	/	63,2	293	19,6	2,2	21, 9	51	473	519,8	332,7	20,2	21	35X35	c v
2	17,32	10,57	12,2	23,7	/	63,2	357	22,5 4	2,2	24, 8	72, 9	591	649,8	415,9	22,3	21	35X35	c v
1	17,32	10,57	12,2	26,6	/	66,2	420	24,9	2,2	27, 2	97, 7	713	784,6	502,1	24,4	21	35X35	c v
R D C	17,32	10,57	16,3	32,7	/	76,3	486	29,6	2,2	31, 9	125	843	927,7	593,7	26,3	29	40X40	c v
S S	/	/	12,8	/	/	12,8	562	34,2	2,2	36, 4	157	994	1094	699,9	28,4	21	40X40	c v

Conclusion :

➤ **D’où les sections adoptées sont :**

- Sous-sol, RDC : ⇒ (55 × 55) cm²
- Niveau 1, 2^{ème} étage : ⇒ (50 × 50) cm²
- Niveau 3,4^{ème} étage : ⇒ (45 × 45) cm²
- Niveau 5,6,7^{ème} étage : ⇒ (40 × 40) cm²

➤ **Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1) :**

- a). Min (b₁, h₁) ≥ 25 cm en zone IIa.
- b). Min (b₁, h₁) ≥ $\frac{h_e}{20}$
- c). $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$ avec : h_e hauteur libre du poteau.

a) min (b₁, h₁) = 40cm > 25 cm.

b.1) Poteaux S Sol $\frac{h_e}{20} = \frac{320}{20} = 16cm \Rightarrow \min(b_1, h_1) = 55cm \geq \frac{h}{20} = 16cm$.

b.2) Poteaux RDC $\frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20,4cm \Rightarrow \min(b_1, h_1) = 55cm \geq \frac{h}{20} = 20,4cm$.

b.3) Poteaux d’étages (1) $\frac{h_e}{20} = \frac{340}{20} = 17cm \Rightarrow \min(b_1, h_1) = 50cm \geq \frac{h}{20} = 17cm$

b.3) Poteaux d’étages (2) $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3cm \Rightarrow \min(b_1, h_1) = 50cm \geq \frac{h}{20} = 15.3cm$

b.3) Poteaux d’étages (3,4) $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3cm \Rightarrow \min(b_1, h_1) = 45cm \geq \frac{h}{20} = 15.3cm$

b.4) Poteaux d’étages (5,6, 7) $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3cm \Rightarrow \min(b_1, h_1) = 40cm \geq \frac{h}{20} = 15.3cm$

- c.1) Pour le S Sol, RDC : $1/4 < b/h = 55/55 = 1 < 4$ ➡ Condition vérifiée.
- c.2) Pour le 1, 2 étage : $1/4 < b/h = 50/50 = 1 < 4$ ➡ Condition vérifiée.
- c.3) Pour le 3, 4, étage : $1/4 < b/h = 45/45 = 1 < 4$ ➡ Condition vérifiée.
- c.4) Pour le 5, 6,7 étage : $1/4 < b/h = 40/40 = 1 < 4$ ➡ Condition vérifiée

Conclusion : Les sections des poteaux sont conformes aux exigences du RPA.

d/ Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

Avec : λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{ab^3}{12} \quad \text{Avec : } I : \text{Moment d'inertie.}$$

$B = ab$ = Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12}} \sqrt{\frac{1}{ab}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

- ✓ Poteau du sol (55×55) cm², $L_0 = 3,20\text{m} \Rightarrow \lambda = 14.10 < 35$ vérifiée
- ✓ Poteau du RDC (55×55) cm² $L_0 = 4,08 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 17.98 < 35$vérifiée.
- ✓ Poteaux du 1^{eme} étage (50×50) cm², $L_0 = 3,40 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 16.50 < 35$vérifiée
- ✓ Poteaux du 2^{eme} étage (50×50) cm², $L_0 = 3.06 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 14.84 < 35$vérifiée
- ✓ Poteau du 3,4^{eme} étage (45×45) cm², $L_0 = 3.06 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 16.48 < 35$vérifiée.
- ✓ Poteau du 5, 6,7^{eme} étage (40 × 40) cm², $L_0 = 3.06 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 18.55 < 35$vérifiée

❖ Conclusion :

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance.

Les conditions étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III .1.Introduction :

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

III.2. Calcul de l'acrotère terrasse inaccessible :

III.2.1.Définition :

L'acrotère est calculé comme une console encastree au niveau de la dalle.

Le calcul se fera pour une bande de 1m, sollicitée à la flexion composée qui est due à l'effort normal (poids propre de l'acrotère) et à un moment fléchissant M tel que :

$$M = (\max (M (f_p), M (q))).$$

$M (f_p)$: le moment fléchissant dû à l'effort horizontal (f_p).

$M(q)$: le moment fléchissant dû à la main courante q qui est une surcharge d'exploitation.

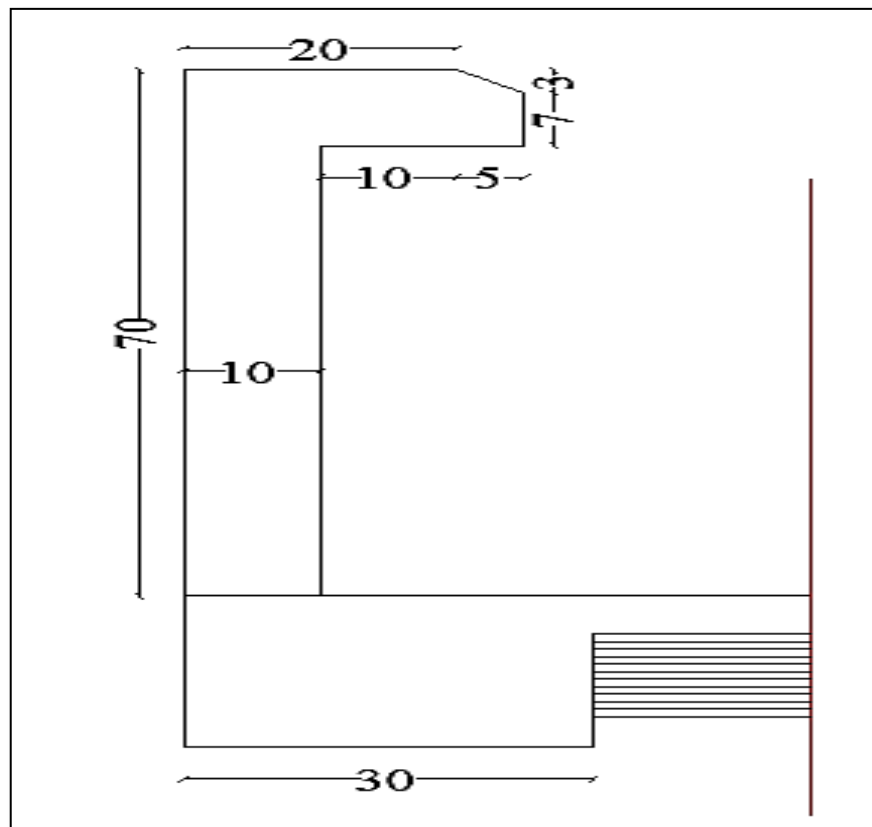


Figure (III.1) : Schéma de l'acrotère terrasse inaccessible.

III.2.2. Evaluation des surcharges :**➤ Poids propre :**

$$G_{acr} = G_{BETON} + G_{enduit}$$

✓ Calcul du périmètre P:

$$P = (0,7+0,2+0,058+0,07+0,15+0,6)=1,78 \text{ m}$$

$$S = (0,7 \times 0,1) + (0,15 \times 0,1) - (0,05 \times 0,03 / 2) = 0,0843 \text{ m}^2$$

Poids de béton:

$$G_b = \rho_b \times S = 25 \times 0,0843 = 2,11 \text{ KN/m}$$

Poids d'enduit TQ : e=2 cm

$$G_{en} = 1,78 \times 0,02 \times 18 = 0,64 \text{ KN/m}$$

$$\text{Donc: } G_{acr} = 0,64 + 2,11 = 2,75 \text{ KN/m}$$

La surcharge d'exploitation due à la main courante est : $Q = 0,6 \text{ KN/m}$.

III.2.3. Charge accidentelle due au séisme :

D'après le RPA99/2003, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante : < **Ch. 06 § 6.2.3** > RPA 99/2003

$$F_p = 4 \times A \times c_p \times w_p \quad (\text{D-T-R B.C 2.2.7.7})$$

Dans notre cas on a :

Zone **IIa** : wilaya de Bouira. Groupe **2**

Donc : (A = 0.15) tq : **A** : Coefficient d'accélération de zone

$C_p = 0,8$. tq **Cp** : Facteur de force horizontale

$W_P = G_{acr} = 2,75 \text{ KN/ml}$ (poids de l'acrotère)

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 2,75 \times 0,8 \times 0,15 = 1,32 \text{ KN/ml}$$

$$F = \max (Q, F_p) = 1,32 \text{ KN/ml}$$

On prendre F_p comme charge horizontale

$$G = 2,75 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,35 \text{ KN/ml}$$

III.2.4. Calcul des sollicitations:

$$M (F_p) = 1.35 \times G = 1.35 \times 2,75 = 3,71 \text{ KN}$$

$$M (q) = 1.5 \times Q \times H = 1,5 \times 1,32 \times 0,7 = 1,39 \text{ KN}$$

$$N (G) = 2,75 \text{ KN}$$

Tableau (III.1) : Calcul des sollicitations.

	E.L.U	E.L.S
Sollicitation	1.35G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	3,71	2,75
M (KN*M)	1,39	1,32

Le ferrillage se fera en flexion composée avec une section $S = (70 \times 10) \text{ cm}^2$.

III.2.5. Calcul des armatures à L'E.L.U :

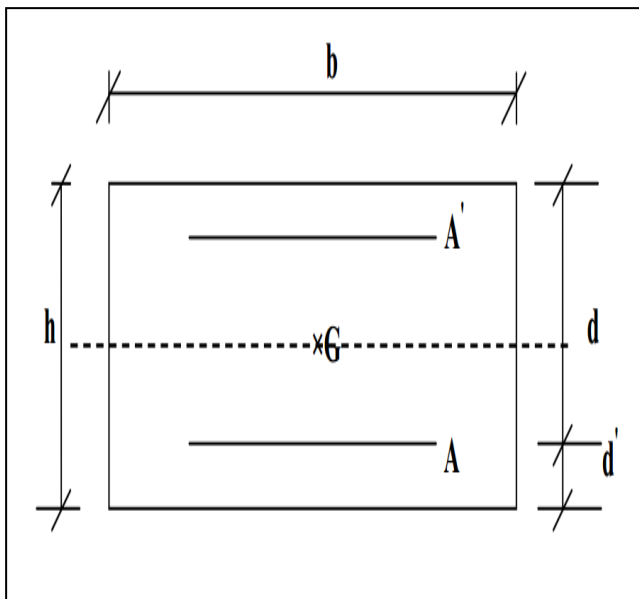


Figure (III.2) : Section de l'acrotère.

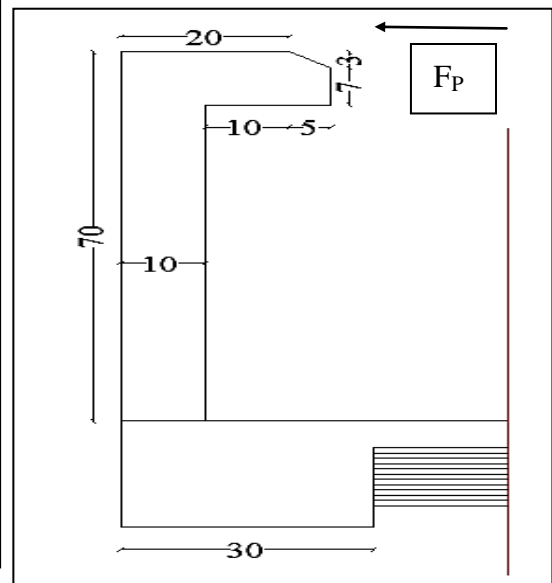


Figure (III.3) : Schéma de l'acrotère de la terrasse inaccessible.

Avec :

h : Epaisseur de la section : 10 cm

b : Largeur de la section : 70 cm

c et **c'** : Enrobage : 2cm

d = 0.9h : Hauteur utile = 9cm

-Acier: F_e E 400 ; $F_{c28} = 25$ MPA.

$\gamma_s = 1.15$; $F_{t28} = 2.1$ Mpa ; $M_u = 1,39$ KN.m ; $N_u = 3,71$ KN.

a) Calcul de l'excentricité:

$$-e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,39 \times 10^2}{3,71} = 37,5 \text{ cm} = 38 \text{ cm}$$

$$e \notin [A_s, A'_s] = [-6, +6] \text{ cm}$$

$N_u > 0$ alors N est un effort de compression.

$$e_0 = 0,71 \text{ m} > \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,017 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{h}{6}$ Donc la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$e_a = e_{0+} \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,38 + \left(\frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,41 \text{ m}$$

$$M_{ua} = N_u \times e_a = 3,71 \times 0,41 = 1,52 \text{ KN.m}$$

b) Moment réduit (μ_u):

$$\mu_u = \frac{M_1}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \mu_u = 0,013$$

$$\mu_u < 0,186 \longrightarrow (A_s' = 0)$$

✓ Calcul de μ_1 :

On a : f_e E400

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}}$$

Tel qu'à la flexion simple ou composée avec des armatures tendues le calcul se fait au pivot B donc :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$$

Et d'autre parte on a :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \varepsilon_{se} E \Rightarrow \varepsilon_{se} = \frac{f_e}{E\gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74\text{‰}$$

$$\text{D'où : } \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.67$$

$$\text{donc : } \mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.392 \Rightarrow \mu_u = 0.013 < \mu_1$$

La section est armée par des armatures inférieures (tendus).

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \mu_u = 0.032 \Rightarrow \alpha = 0,016$$

$$\beta_u = 0,8 \times \alpha = 0.013$$

$$\text{D'où } A_s = 0,5 \text{ cm}^2$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = A'_s = 0$$

$$A_2 = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,4 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1) BAEL91

$$A_{s\min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{s\min} = \max \left\{ \frac{70 \times 10}{1000}, 0.23 \times 70 \times 9 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$\Rightarrow A_{s\min} = 0,76 \text{ cm}^2$$

Avec :

f_{t28} : la résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0,6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_s = 0,5 \text{ cm}^2 < A_{s\min} = 0,76 \text{ cm}^2, \text{ donc on prend } A_{s\min}$$

$A_{S\min}=0,76 \text{ cm}^2$ qui correspond à **4T8** avec $A_S=2.01 \text{ cm}^2$

Donc on adopte $A_s = 4 \times \text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

III.2.6. Vérification au cisaillement: (Art 5.1.1) BAEL91/99

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

Donc : $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$

Et : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

V_u : l'effort tranchant à l'ELU

$V_u = 1.5Q = 1,5 \times 1,32 = 1,98 \text{ kN/ml}$

Donc : $\tau_u = \frac{1,98 \times 10}{100 \times 9} = 0.031 \text{ MPa}$

D'où $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ **condition vérifié**

Donc pas besoin d'armatures transversales.

III.2.7. Vérification de Contrainte d'adhérence : BAEL91 : Art A.6.1, 3

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

On a $\bar{\tau}_{su} = \Psi_s^- f_{t28}$

$\Psi_s^- \geq 1,5$ on prend $\Psi_s^- = 1.5$

D'où $\bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

et on a $\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$

$\sum U_i$: La somme des périmètres des armatures tendues.

Donc :

$\sum U_i = 4 \times 2 \times \pi \times R = 100.48 \text{ mm}$.

$\tau_{su} = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa}$ **condition vérifiée**

III.2.8. Calcul des armatures de répartition :

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A = 4 \times \text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de 15 cm.

Tableau (III.2) : Calcul des armatures.

A_u (cm ²)	$A_{s_{min}}$ (cm ²)	A_{ado} (cm ²)	Choix (ml)	A_t (cm ²)	Choix (ml)
0,22	0,76	2.01	4HA8	2.01	4HA8

III.2.9. Vérification des espacements des barres :**a) Armature principale :**

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

avec h: hauteur de la section = 15 cm

b) Armature transversal :

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.2.10. Vérification à L'ELS :

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_{ser} y_{ser}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{y_2 N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e; \text{Max} \left(0.5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right] = 201.6 \text{ MPa}$$

$\eta = 15$; c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.

Pour une section partiellement comprimée on a :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48 \text{ cm}$$

$e > \frac{h}{4} = 17,5 \text{ cm}$: il ya de forte chance que la section soit partiellement comprimée

$$C = \frac{h}{2} - e \quad \text{D'où } C = -43 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = C + y_2$$

y_2 est définie par l'équation du 3^{ème} degré suivante :

$$y_2^3 + Py_2 + q = 0$$

Avec :

$$P = -3C^2 - \frac{90A_1}{b}(C - C') + \frac{90A_2}{b}(d - C) = -5520,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et : } q = -2C^3 - \frac{90A_1}{b}(C - C')^2 - \frac{90A_2}{b}(d - C)^2 = 157623,37 \text{ cm}^3$$

$$\text{D'où } \Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27} = -0,76 \cdot 10^8 \text{ cm}^6$$

$\Delta < 0$ donc :

$$y_{2,1} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$y_{2,2} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right)$$

$$y_{2,3} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 85,79 \text{ cm}$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2P} \sqrt{\frac{-3}{P}}\right) = 3,09 \text{ rad}$$

$$\text{Donc : } y_{2,1} = 44,17 \text{ cm}$$

$$y_{2,2} = -85,78 \text{ cm}$$

$$y_{2,3} = 41,61 \text{ cm}$$

Parmi les 3 solutions de l'équation on prend qui vérifie la relation suivante :

$$0 < y_{2,i} + C < d$$

La 1^{ère} solution vérifie la relation :

$$0 < 44,17 - 43 = 1,17 < 9$$

$$\text{D'où } y_2 = 44,17 \text{ cm}$$

$$\text{Et } y_{\text{ser}} = 1,17 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de moment d'inertie :**

$$I = \frac{by_{\text{ser}}^3}{3} + nA_2(d - y_{\text{ser}})^2 + nA_1(y_{\text{ser}} - C')^2 = 1885,83 \text{ cm}^4$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_{ser} y_{ser}}{I} = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{y_2 N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 75,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié}$$

$\sigma_{st} > 0 \Rightarrow$ Donc la section effectivement partiellement comprimée.

❖ Conclusion :

On prend comme valeur de section des armatures inférieur ($A_2 = 2,01 \text{ cm}^2$) et pour des raisons pratique et car Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armatures pour la zone supérieur ($A_1 = 2,01 \text{ cm}^2$).

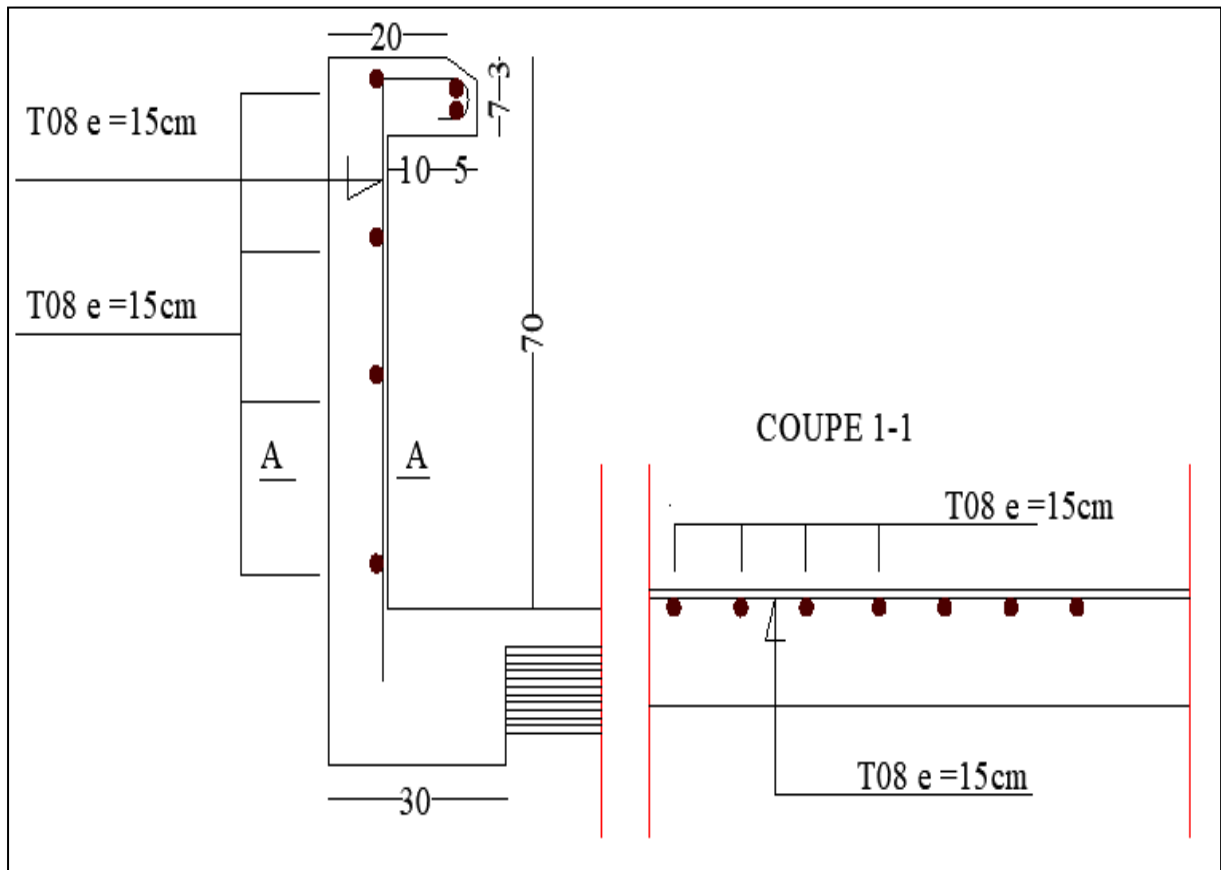


Figure (III.4) : Schéma de ferrailage d'acrotère terrasse inaccessible.

III.3. Balcons :

Les balcons sont assimilés à une console encastrée à la poutre porteuse, le calcul se fait pour une bande d'1m de largeur d'un élément de console soumise à la flexion simple.

III .3.1-Charges sollicitant le balcon :**a-charges permanentes :**

Poids propre du balcon $6.49 \times 1\text{m}=6.49\text{KN/m}$.

Poids du garde-corps $P_1=1\text{KN/m}$.

$G=6.49\text{KN/m}$.

b- surcharge d'exploitation :

Surcharge du balcon $3.50 \times 1\text{m}=3.50\text{KN/m}$.

Force ponctuelle due à la main courante $P_2=1\text{KN/m}$.

c- schéma statique du balcon:

$G=6.49\text{KN} / \text{m}$.

$P_1=1\text{KN} / \text{m}$.

$Q=3.50\text{KN} / \text{m}$.

$P_2=1\text{KN} / \text{m}$.

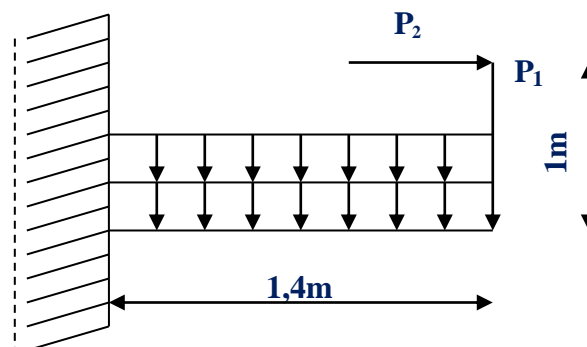


Figure (III.5) : Schéma statique de balcon.

III.3.2-Calcul des sollicitations :**➤ ELU :**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 14 \text{KN/ml.}$$

$$Q_u = 1.5 \times p_2 = 1.5 \text{KN.}$$

$$\text{On a : } M_{u-} = (q_u \times l^2 / 2) + q_{pu} \times l = 14.72 \text{KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l + p = 20.6 \text{KN.}$$

ELS:

$$q_s = G + Q = 9.99 \text{ KN/ml}$$

$$P = 1 \text{ KN}$$

$$M = (q_s \times l^2 / 2) + q_{ps} \times l = 11.19 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s \times l + p = 14.99 \text{ KN}$$

Tableau (III.3) : Sollicitation de calcul.

Combinison	M(KN.m)	V(KN)
ELU	14.72	20.6
ELS	11.19	14.99

III.3.3. Calcul des armatures longitudinales :

On calcul les armatures en flexion simple à l'ELU.

On a:

- $b_0 = 100 \text{ cm}$.
- $h = 15 \text{ cm}$.
- $c = 1.5 \text{ cm}$.

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \theta \times \gamma_b = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = M_u / b_0 d^2 f_{bu} = 14.72 \times 10^3 / 1 \times (13.5)^2 \times 14.17 \times 10^2$$

$$\mu_{bu} = 0.057$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 14.72 / 11.19 = 1.32$$

$$10^4 \mu_{lu} (\theta = 1) = 3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050 \dots \text{FeE400.}$$

$$\mu_{lu} = 0.27$$

$$\mu_{bu} = 0.057 < \mu_{Lu} = 0.27 \dots \text{Armatures simples.}$$

Donc: $A' = 0$.

$$\mu_{bu} = 0.057 < 0.27 \text{ (méthode simplifié).}$$

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 13.04 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_{st}}$$

avec $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA.}$

$$A = 14.72 \times 10^6 / 130.4 \times 348 \times 10^2 = 3.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2 < A = 3.20 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armatures longitudinales:**

On adopte: $A = 5 \times HA10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$S_t = 20 \text{ cm}$.

Tableau (III.4) : Tableau récapitulatif des armatures longitudinales.

MA(KN.m)	Mbu	μ_l	Zb(cm)	A(cm ²)	A' (cm ²)
14.72	0.057	0.27	13.04	3,20	0

III.3.4.Choix des armatures de répartitions :

$$A_r = A / 4 = 0.98 \text{ cm}^2.$$

On adopte:

$$A_r = 5 \times HA8 = 2.51 \text{ cm}^2.$$

$S_t = 20 \text{ cm}$.

III.3.5.Vérification des contraintes à l'ELS :

On a:

$$b = 100 \text{ cm}; d = 13.5 \text{ cm}; c = 1.5 \text{ cm}; M_{\text{e\text{er}}} = 11.19 \text{ KN.m}; A = 3,93 \text{ cm}^2.$$

➤ **La position de l'axe neutre:**

La position de l'axe neutre pour une section rectangulaire est donnée par la formule suivante :

$$Y = \frac{15(A+A')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA-d'A')}{7.5(A+A')^2}} - 1 \right]$$

$$Y = 3.44 \text{ cm}.$$

➤ **Moment d'inertie :**

Le moment d'inertie pour une section rectangulaire est donné par la formule suivante

$$I = by^3 / 3 + 15[A(d-y)^2 + A'(y-d')^2]$$

$$I = 7322.87 \text{ cm}^4$$

Soit:

$$K = M_{\text{ser}} / I = 11.19 \cdot 10^5 / 7322.87 = 152.8 \text{ N/cm}^3.$$

➤ **La contrainte maximale dans le béton comprimée:**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 152.8 \times 3.44 = 5.26 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 5.26 \text{ MP} < \sigma'_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

La contrainte maximale dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = 15K(d-y) = 15 \times 152.8(13.5 - 3.44)$$

$$\sigma_s = 230.6 \text{ MPa} < \sigma'_{st} = 348 \text{ MPa}.$$

III.3.6. Vérification de l'effort tranchant : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = V_u / b_0 d = 20.6 \times 10 / 100 \times 13.5 = 0,15 \text{ MPa.}$$

F.P.P..... $\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,113 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

III.3.7. Vérifications à l'adhérence :

$$\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su} \quad \tau_{su} = V_u / 0,9 d \Sigma \mu_i$$

$\Sigma \mu_i$: La somme des périmètres des barres. $\Sigma \mu_i = n \pi \varnothing$ **n** : nombre des barres.

$$\tau_{su} = 20.6 \times 10^3 / 0,9 \times 135 \times 5 \times 3.14 \times 10 = 1.08 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{su} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{su} = 1.08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la flèche (BAEL91/ArtB.6.5,2) :**

Nous avons une fissuration non préjudiciable **donc** aucune vérification n'est nécessaire.

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0,11 > 0,0625 \quad \text{..... condition vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,11 > \frac{11.19}{10 \times 11.19} = 0.1 \quad \text{..... condition vérifiée.} \\ \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 13.5} = 0,0029 < 0.0105 \quad \text{..... condition vérifiée} \end{array} \right.$$

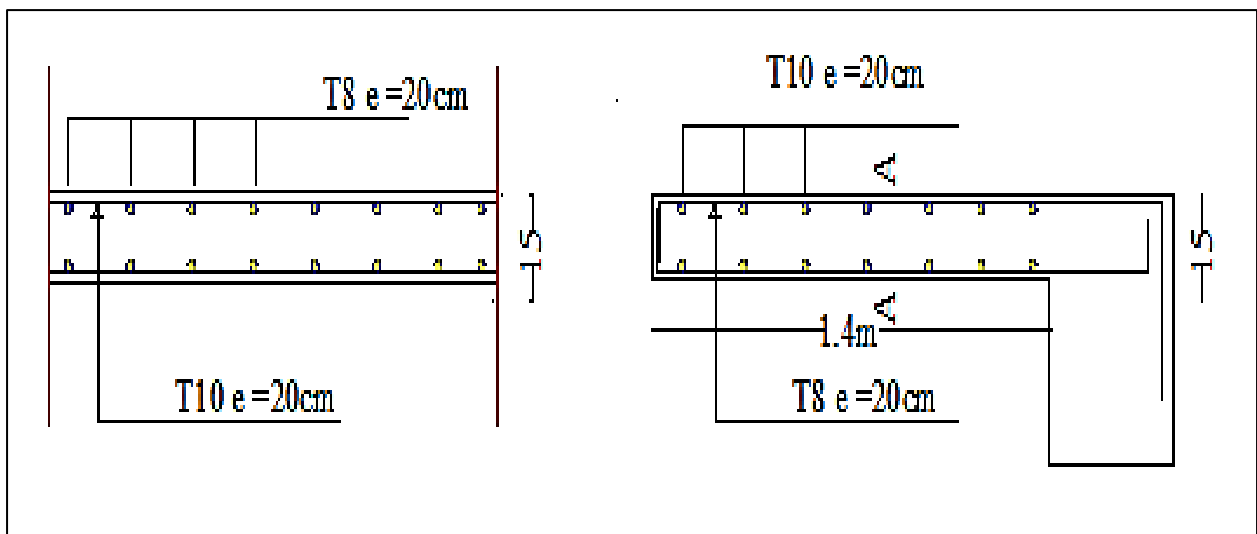


Figure (III.6) : Schéma de ferrailage de balcon.

III.4. Salle machine :

III.4.1. Définition :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 7,5 t (par chaque cabine).

III.4.2. Dimensionnement de la dalle :

L'étude des dalles s'effectue au moyen des abaques de **PIGEAUD** qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

La dalle repose sur les voiles.

L'épaisseur (h_0) sera prise comme suite :

$$h_0 \geq \frac{L_x}{30} = \frac{150}{30} = 50 \text{ cm}$$

- D'autre part la limite de l'épaisseur minimale d'une dalle pleine est de 12 cm

$h_0 \geq 12 \text{ cm}$, donc: $h_0 = 15 \text{ cm}$ (**RPA 99 version 2003**).

➤ Calcul de la dalle :

Étant donné que la dalle repose sur 4 cotés, et elle est soumise à des charges localisées, l'étude s'effectue au moyen des abaques de **PIGEAUD** qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{155} = 0,97 \text{ cm} \longrightarrow 0,4 < a < 1 \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$U = a + 2h_r + h_0$$

$$V = b + 2h_r + h_0.$$

Avec : h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$)

h_r : épaisseur du revêtement ($h_r = 4 \text{ cm}$)

D'où :

$$a = 100 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 100 + 2 \times 4 + 15 = 119 \text{ cm} \\ V = 100 + 2 \times 4 + 15 = 119 \text{ cm} \end{array} \right.$$

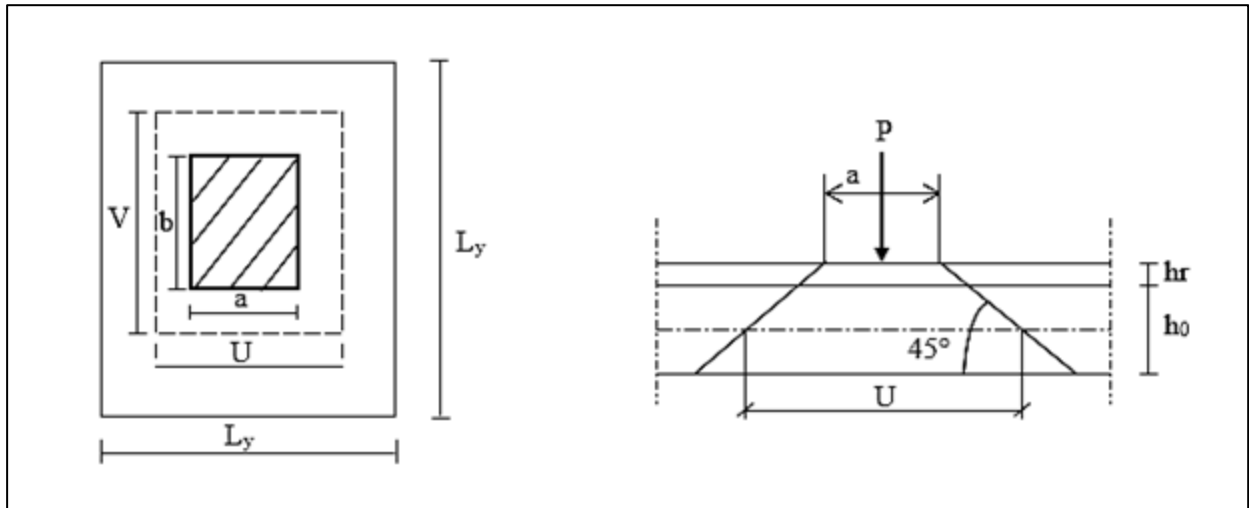


Figure (III.7) : Répartition de charge localisée sur la dalle.

III.4.3. Calcul des sollicitations:

➤ Les moments M_{X1} , M_{Y1} du système de levage :

$$M_{X1} = (M_1 + \nu M_2) q$$

$$M_{Y1} = (M_1 + \nu M_2) q$$

Avec :

$$\nu : \text{Coefficient de Poisson} \rightarrow \begin{cases} \nu = 0 & \text{à L'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à L'ELS} \end{cases}$$

M_1 ; M_2 : Coefficients donnés en fonction de $(\rho, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD

$$\left[\begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.97 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{138}{155} = 0.79 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{198}{215} = 0.77 \end{array} \right] \rightarrow (M_1=0,062 ; M_2=0,049)$$

➤ À L'ELU :

On a :

$$\begin{cases} M_{X1} = M_1 \times q_u \\ M_{Y1} = M_2 \times q_u \end{cases}$$

Avec : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 75 + 1.5 \times 0 = 101.25 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_{X1} = 101.25 \times 0.062 = 6,3 \text{ KN.m} \\ M_{Y1} = 101.25 \times 0.049 = 4,96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Evaluation des moments M_{x1} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$\rho=0.97 \rightarrow \left[\begin{array}{l} \mu_x = 0.0393 \\ \mu_y = 0.934 \end{array} \right]$$

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

$$M_{x1} = \mu_x q_u l_x^2 \text{ et } M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

Donc :

$$\left[\begin{array}{l} G=25 \times 0.15 + 22 \times 0.02 = 4.19 \text{ KN.m}^2 \\ Q=1 \text{ KN/m}^2 \quad \text{(dalle)} \\ Q_u = 1.35 \times 4.19 + 1.5 \times 1 = 7.16 \text{ KN/m}^2 \\ \left[\begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0393 \times 7.16 \times (1.50)^2 = 0.63 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.934 \times 0.63 = 0.59 \text{ KN.m} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

➤ Superposition des moments :

$$M_x \text{ (total)} = M_{x1} + M_{x2} = 6.3 + 0.63 = 6.93 \text{ KN.m}$$

$$M_y \text{ (total)} = M_{y1} + M_{y2} = 4.96 + 0.59 = 5.55 \text{ KN.m}$$

➤ Diagramme des moments :

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0.85 en travée et 0.3 Aux appuis.

Tableau (III.5) : Tableau récapitulatif des moments à L'ELU.

Zone	Sens	M_u (KN.m)
Aux appuis	L_x	$0,3 \times 6,93 = -2,08$
	L_y	$0,3 \times 5,55 = -1,67$
En travée	L_x	$0,85 \times 6,93 = 5,89$
	L_y	$0,85 \times 5,55 = 4,72$

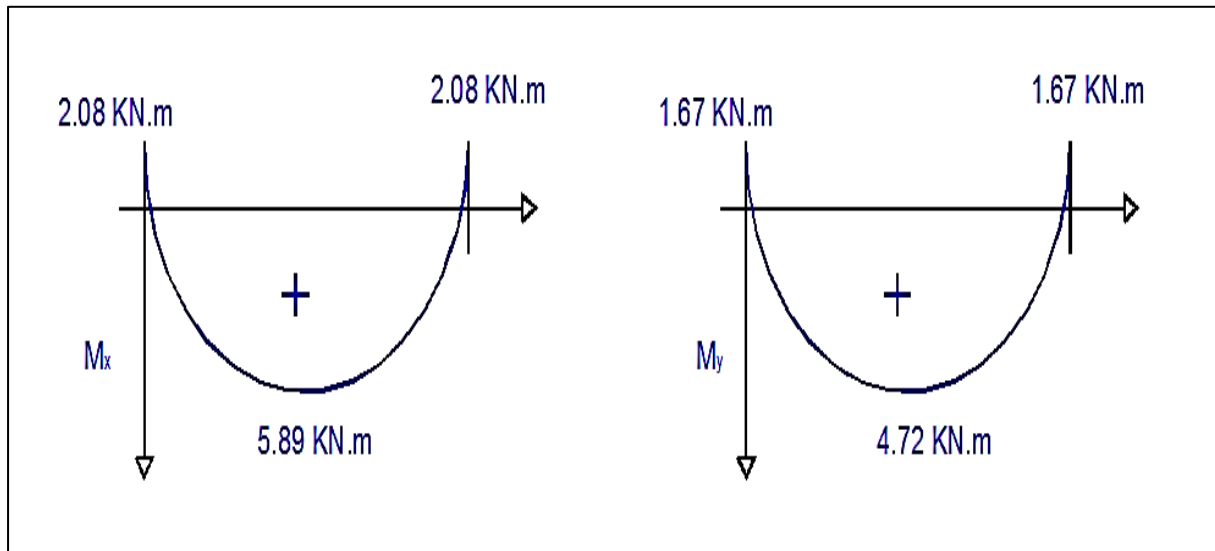


Figure (III.8) : Digramme des moments en travées et en appuis à L'ELU.

III.4.4. Calcul du ferraillage :

❖ En travée :

✓ Ferraillage dans le sens x-x

$$M_{tx} = 5,89 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 0,9h \longrightarrow d = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0,022 < \mu_{Lu} = 0,196 \longrightarrow A' = 0 ;$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] \longrightarrow Z_b = 13,32 ;$$

$$A_{tx} = 1,27 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } \mathbf{4T8} \text{ avec } A_s = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2}$$

✓ Ferraillage dans le sens y-y :

$$M_{ty} = 4,72 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0,018 < \mu_{Lu} = 0,196 \longrightarrow A' = 0 ;$$

$$Z_b = 13,35 \text{ cm} ; A_{ty} = 0,28 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } \mathbf{4T8} \text{ avec } A_s = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2}$$

❖ En appui :

✓ Ferraillage dans le sens x-x

$$M_{px} = 2,08 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0,008 < \mu_{Lu} = 0,196 \longrightarrow A' = 0 ;$$

$$Z_b = 13,43 \text{ cm} ; A_{px} = 0,44 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } \mathbf{4T8} \text{ avec } A_s = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2}$$

✓ Ferraillage dans le sens y-y :

$$M_{py} = 1,67 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0,006 < \mu_{Lu} = 0,196 \longrightarrow A' = 0 ;$$

$$Z_b = 13,45 \text{ cm} ; A_{py} = 0,36 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } \mathbf{4T8} \text{ avec } A_s = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2}$$

III.4.5.Verification à L'ELU:

❖ **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :**

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec} \quad \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction ; } \rho_0 = 0.8\%$$

$$A_{st} \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{150}{155} \right) = 1.22 \text{ cm}^2$$

Aux appuis $A_{up} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{st}$

En travée $A_{ut} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{st}$

Cette condition est vérifiée pour les deux sens(x-x), et (y-y).

❖ **Diamètres des barres:**

$$\Phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$\Phi_{max} = 8 \leq 15 \text{ mm}$condition vérifier.

❖ **Écartement des barres (Art A.8.2.42 BAEL91) :**

On doit vérifier :

$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm})$ condition vérifiée.

$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$ condition vérifiée.

❖ **Condition de non poinçonnement (Art A.5.2.42 BAEL91) :**

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à L'ELU

h_{ot} : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$U_c = 2(U+V) = 2(1.19+1.19) = 4,76 \text{ m}$

$q_u = 1.35 \times 75 = 101.25 \leq 0.045 \times 4,76 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 535,5 \text{ KN/ml}$condition vérifiée.

❖ **Vérification des contraintes tangentielles :**

✓ Sens x-x :

✓ $V_x = q_u \cdot \frac{l_x}{2} \cdot \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} \quad V_x = 101,25 \times \frac{1.50}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0,97}{2}} \quad V_x = 51.14 \text{ KN}$

✓ Sens y-y :

✓ $V_y = q_u \cdot \frac{l_y}{3} \leq V_x \quad V_y = 101,25 \cdot \frac{1.5}{3} = 50,6 \text{ KN} \leq V_x$

Ainsi on aura : $\tau = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{50.6 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.37 \text{ MPa}$

$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 ; 5) = 3.33 \text{ MPa}$

On remarque que $\tau < \bar{\tau}$ Condition est vérifiée.

III.4.6.Verification à L'ELS:**❖ Moment engendrés par le système de levage :**

✓ $v = 0.2$

✓ ; $M_1 = 0.062$

✓ $M_2 = 0.049$

$M_{x1} = 75(0.062+0.2 \times 0.049) = 5,38 \text{ KN.m}$

$M_{y1} = 75(0.2 \times 0.062+0.049) = 4,61 \text{ KN.m}$

❖Moment engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0467. \\ \mu_y = 0,954. \end{cases}$$

$q_s = 4.19+1 = 5.19 \text{ KN/ml}$

$M_{x2} = 0.0467 \times 5.19 \times (1.5)^2 = 0.55 \text{ KN.m}$

$M_{y2} = 0.954 \times 0,55 = 0.52 \text{ KN.m}$

❖Superposition des moments:

$M_x (\text{total}) = M_{x1} + M_{x2} = 5,38 + 0.55 = 5.53 \text{ KN.m}$

$M_y (\text{total}) = M_{y1} + M_{y2} = 4,61 + 0.52 = 5,13 \text{ KN.m}$

Tableau (III.6) : Tableau récapitulatif des moments à L'ELS.

Zone	Sens	M_s (KN.m)
Aux appuis	L_x	$0,3 \times 5.53 = -1.66$
	L_y	$0,3 \times 5,13 = -1,54$
En travée	L_x	$0,85 \times 5.53 = 4.7$
	L_y	$0,85 \times 5,13 = 4,4$

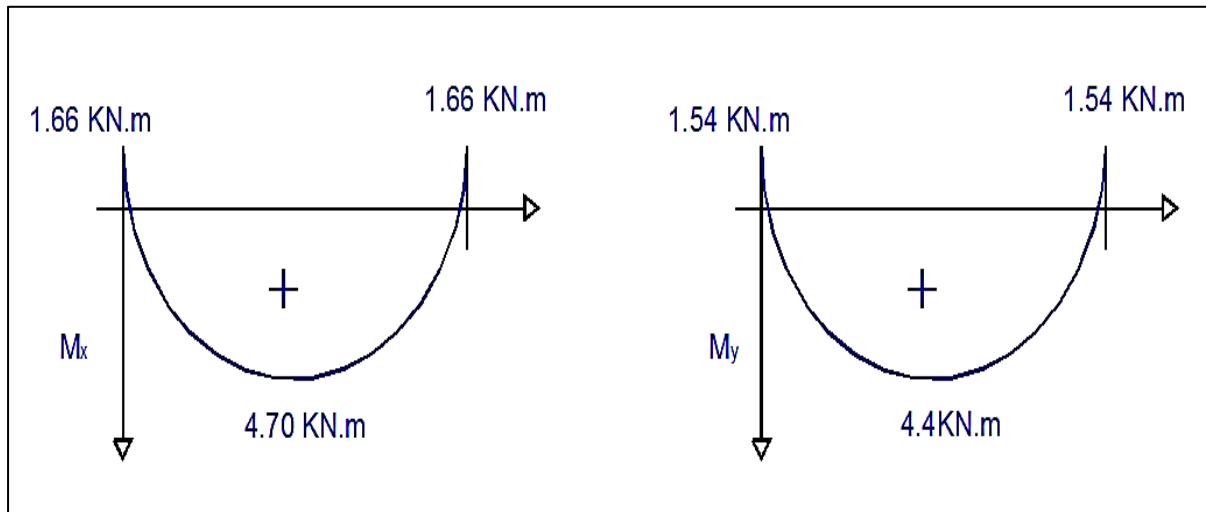


Figure (III.9) : Diagramme des moments en travées et en appuis à L'ELS.

III.4.7. Calcul du ferraillage :

On a une fissuration préjudiciable \longrightarrow vérification de la contrainte du béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

❖ **En travée :**

✓ **Ferraillage dans le sens x-x**

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$M_{tx} = 4.7 \text{ KN.m}$$

$$y = \frac{15 (A_s + A_s')}{b} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A_s')}{7.5 (A_s + A_s')^2}} - 1 \right];$$

$$Y = 2,57 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A_s' (y - d')^2];$$

$$I = 4167,68 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4,7 \times 10^6}{4167,68 \times 10^4} \times 25.5 = 2.87 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

❖ **En appui :**

✓ **Ferraillage dans le sens x-x**

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$M_{px} = 1.669 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times d = 0 \quad \longrightarrow \quad y = 2.55 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 \times A(d - y) \quad \longrightarrow \quad I = 4167.78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.669 \times 10^6}{4167.87 \times 10^4} \times 25.5 = 1.02 \text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

✓ Etat limite d'ouverture des fissures :

Puisque la condition de non fragilité est satisfaite donc aucune vérification à effectuer.

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

III.4.8. Vérification de la flèche : BAEL91 : Art B.6.5. 1

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_f}{L} \right) \geq \left(\frac{1}{16} \right) \Rightarrow (0.12 > 0.0625) \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_f}{L} \right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{ser0}} \right) \Rightarrow (0.12 > 0.085) \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \left(\frac{A_s}{b \times d} \right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e} \right) \Rightarrow (0.0016 < 0.0084) \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

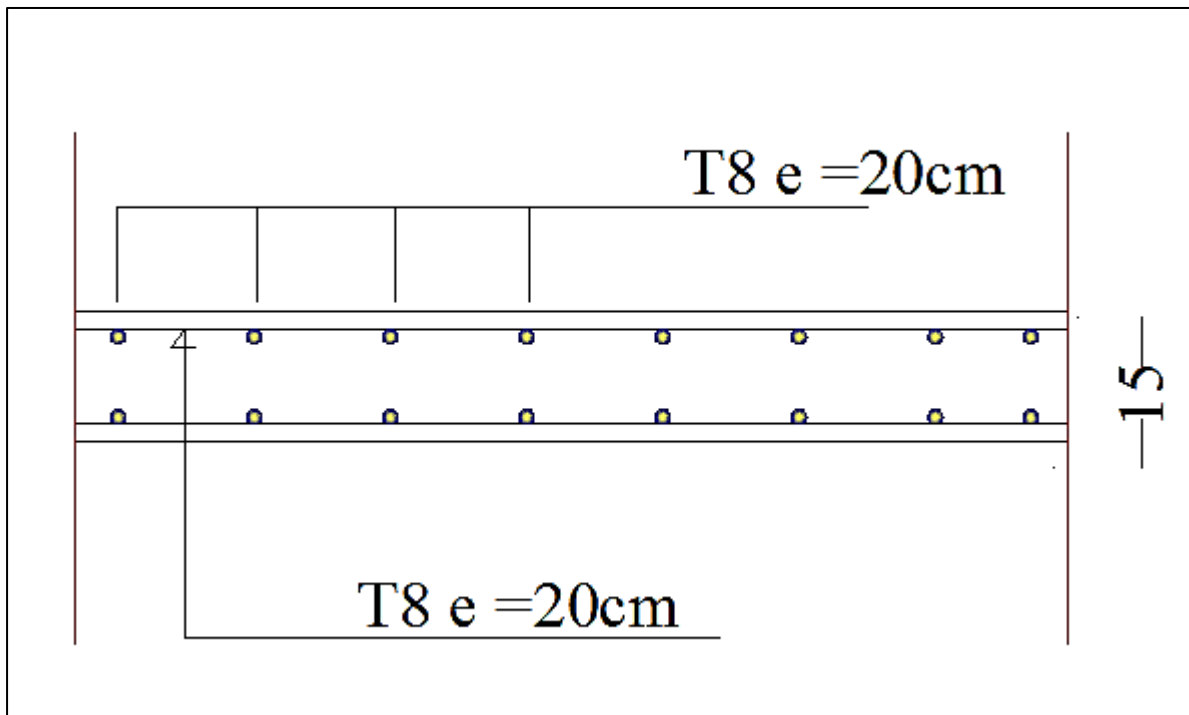


Figure (III.10) : Schéma de ferrailage de la salle machine.

III.5-Les Plancher :

Les planchers sont des éléments en plan horizontaux qui ont le rôle de :

- ✓ Résister aux charges, Permettre une isolation thermique
- ✓ Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux

La structure comporte un plancher à corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux..

III.5.1.Principe de la méthode :

A.1-Calcul avant coulage :

Avant le coulage de la dalle de compression, les poutrelles sont supposées reposant sur deux appuis simples soumis sous des charges.

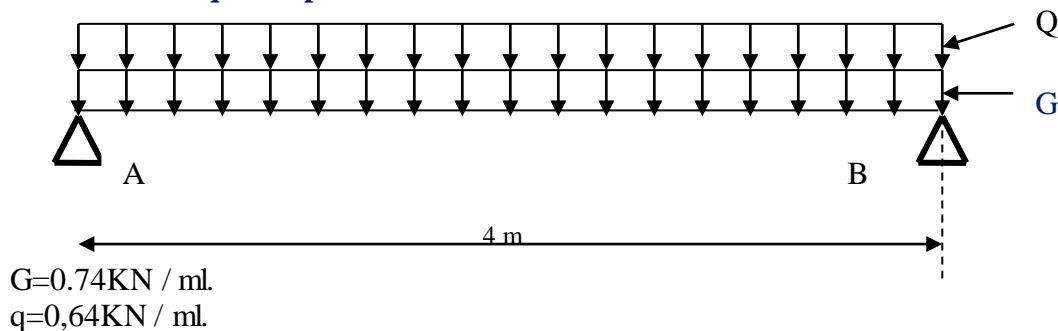
a-charges permanentes :

Poids du corps creux0,65x0.95=0.62KN/ml.
 Poids propre de la poutrelle0.12x0.04x25=0.12KN/ml. **G=0.74KN/ml.**

b- surcharges d’exploitations :

Surcharge de l’ouvrier **q=1KN/ml.**

c-schéma statique du plancher :



d-Combinaisons d’actions:

Tableau (III.7) : Combinaison d’action.

Combinaison des charges:	Moments	Efforts tranchants :
$q_u = 1.35G + 1.5Q$ $q_u = 1.35(0.74) + 1.5(0.65)$ $q_u = 1,97\text{KN/ml.}$	$M_u = q_u \cdot l^2 / 8$ $M_u = 1,97(4)^2 / 8$ $M_u = 3,94\text{KN.m.}$	$T_u = q_u \cdot l / 2$ $T_u = 1,97 \times 4 / 2$ $T_u = 3,94\text{KN.}$ $\mu_{bu} = M_u / b_0 d^2 \sigma_{bc}$ $\mu_{bu} = 3,94 \times 10^6 / 100.180^2 \cdot 14,17$ $\mu_{bu} = 0.086$ $\mu_{lu} = 0.299 >$ $\mu_{bu} = 0.098 \dots \dots \dots A \neq 0.$

A.2-Calcul après coulage :

Après le coulage de la dalle de compression la forme de poutrelle est (T).

$b_1=27,5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=10\text{cm}$.

III.5.2-Etude de la poutrelle :

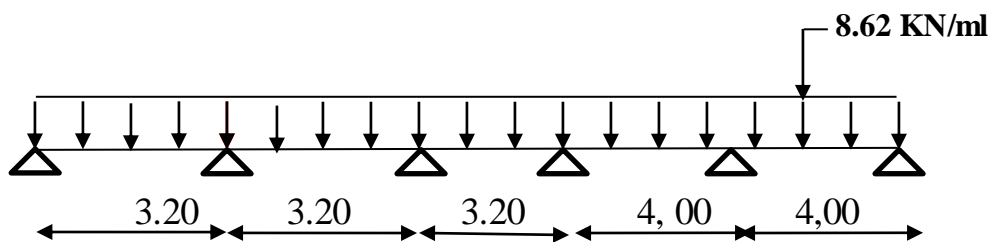
1) Charges revenants aux poutrelles :

✓ L'ELU : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$

✓ L'ELS : $q_u = (G + Q) \times b$

Tableau (III.8) : Combinaison d'action.

Niveau	G (KN /m ²)	Q (KN /m ²)	b (m)	Combinaison d'action	
				ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
commercial	5.38	4	0.65	8.62	6.10
Bureau	5.38	2.5	0.65	7.16	5.12
Etage courant	5.38	1.5	0.65	6.18	4.47
Terrasse inaccessible	6.51	1	0.65	6,69	4.88



2) Détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant :

a) Vérification des conditions d'application de la méthode Forfaitaire

* $q \leq \max(2g, 5\text{KN/m}^2) \dots 1,5 < 2(0,74) = 1,48\text{KN/m}^2$. et $4 < 5\text{KN/m}^2 \dots$ **condition vérifiée.**

* les sections transversales sont les même dans les différent travées en continuité, donc les moments d'inertie sont les mêmes.....**condition vérifiée.**

* les fissurations sont considère comme peu préjudiciable**condition vérifiée.**

* les portées successives sont dans le rapport entre 0,8 et 1,25.

$0,8 \leq l_i / l_{(i+1)} \leq 1,25 \dots 0,8 \leq 4 / 3,20 = 1,25 \leq 1,25 \dots$ **condition vérifiée.**

Donc la méthode Forfaitaire est applicable.

⇒ Alors cette méthode est applicable.

On doit respecter les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max \{1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive.}$$

Avec :

M_w et M_e sont les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (W) et de droite(e) dans la travée considérée.

M_t le moment maximal en travée dans la travée considérée.

On retiendra les coefficients suivants :

1) Calcul des moments :

➤ Moment sur travées :

✓ L'ELU :

✓ Travée 1-2 : (L=3.20 m)

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8.62(3.20)^2}{8} = 11.03 \text{ KN.m}$$

✓ Travée 2-3 et 3-4 = travée 1-2 = 11,03KN.m

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8.62(3,20)^2}{8} = 11.03 \text{ KN.m}$$

✓ Travée 4-5 = travée 5-6 (L=4m)

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8.62(4.00)^2}{8} = 17.24 \text{ KN.m}$$

✓ L'ELS :

✓ Travée 1-2 :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.10(3,20)^2}{8} = 7,81 \text{ KN.m}$$

✓ Travée 2-3 et 3-4 :

$$\text{Travée 2-3} = \text{3-4} = \text{1-2} = 7,81 \text{ KN.m}$$

✓ Travée 4-5 = travée 5-6 :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.10(4)^2}{8} = 12,2 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur appuis :**a) **Appuis de rive :**

$M_1=M_6=0$; sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égale à $0.15M_0$.

b) **Appuis voisin de rive :**✓ **L'ELU :**

$$\begin{cases} M_2 = -0,5 M_{2-3} = -0,5 \times 11,03 = -5,52 \text{KN.m} \\ M_5 = -0,5 M_{5-6} = -0,5 \times 17,24 = -8,62 \text{KN.m} \end{cases}$$

c) **Appuis intermédiaires :**

$$\begin{cases} M_3 = -0,4 \max (M_{2-3}, M_{3-4}) = -0,4 \max(11,3) = -4,52 \text{KN.m} \\ M_4 = -0,4 \max (M_{3-4}, M_{4-5}) = -0,4 \max(17,24, 11,03) = -6,9 \text{KN.m} \end{cases}$$

d) **Appuis voisin de rive :**✓ **L'ELS:**

$$\begin{cases} M_2 = -0,5 M_{2-3} = -0,5 \times 7,81 = -3,91 \text{KN.m} \\ M_5 = -0,5 M_{5-6} = -0,5 \times 12,2 = -6,1 \text{KN.m} \end{cases}$$

e) **Appuis intermédiaires :**

$$\begin{cases} M_3 = -0,4 \max (M_{2-3}, M_{3-4}) = -0,4 \max(7,81) = -3,12 \text{KN.m} \\ M_4 = -0,4 \max (M_{3-4}, M_{4-5}) = -0,4 \max(7,81, 12,2) = -4,88 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment sur travées :**➤ **Calcul des coefficients :**

Tableau (III.9) : Tableau récapitulatif des coefficients.

Coefficients / plancher	stockage
$\alpha = Q/G + Q$	0,43
$(1+0,3\alpha)$	1,129
$(1,2+0,3\alpha) / 2$	0,66

✓ **L'ELU :****- Travée 1-2:**

$$\begin{cases} M_t \geq 1,29 \times 11,03 + \frac{-5,52}{2} = 9,69 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,66 \times 11,03 = 7,23 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Travée 2-3:

$$\begin{cases} M_t \geq 1,129 \times 11,03 + \frac{-5,52 - 4,52}{2} = 7,43 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,66 \times 11,03 = 7,23 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Travée 3-4:

$$\begin{cases} M_t \geq 1,129 \times 11,03 + \frac{-4,52 - 6,9}{2} = 6,74 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,66 \times 11,03 = 7,23 \text{KN.m} \end{cases}$$

Travée 4-5:

$$\begin{cases} M_t \geq 1,129 \times 17,24 + \frac{-6,9 - 8,62}{2} = 11,70 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,66 \times 17,24 = 11,38 \text{KN.m} \end{cases}$$

-Travée 5-6:

$$\begin{cases} M_t \geq 1,129 \times 17,24 + \frac{-8,62}{2} = 15,15 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,66 \times 17,24 = 11,38 \text{KN.m} \end{cases}$$

✓ L'ELS:**- Travée 1-2 :**

$$\begin{cases} M_t \geq 1,129 \times 7,81 + \frac{-3,91}{2} = 6,86 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,66 \times 7,81 = 5,15 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Travée 2-3 :

$$\begin{cases} M_t \geq 1,129 \times 7,81 + \frac{-3,91 - 3,12}{2} = 5,30 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,66 \times 7,81 = 5,15 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Travée 3-4:

$$\begin{cases} M_t \geq 1,129 \times 7,81 + \frac{-3,12 - 4,88}{2} = 4,82 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,66 \times 7,81 = 5,15 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Travée 4-5:

$$\begin{cases} M_t \geq 1,129 \times 12,2 + \frac{-4,88 - 6,1}{2} = 8,28 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,66 \times 12,2 = 8,05 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Travée 5-6:

$$\begin{cases} M_t \geq 1,129 \times 12,2 + \frac{-6,1}{2} = 10,72 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,66 \times 12,2 = 8,05 \text{KN.m} \end{cases}$$

2) Calcul d'efforts tranchant :✓ **L'ELU:****- Travée 1-2 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_1 = \frac{(8.62 \times 3.20)}{2} = 13.792 \text{KN} \\ V_2 = 1.15 \times V_1 = 15.86 \text{KN} \end{array} \right.$$

- Travée 2-3:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_2 = 1.15 \times \frac{(8.62 \times 3.20)}{2} = 15.86 \text{KN} \\ V_3 = 1.15 \times V_2 = 18.24 \text{KN} \end{array} \right.$$

- Travée 3-4:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_3 = 1.15 \times \frac{(8.62 \times 3.20)}{2} = 15.86 \text{KN} \\ V_4 = 1.15 \times V_3 = 18.24 \text{KN} \end{array} \right.$$

- Travée 4-5:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_4 = 1.15 \times \frac{(8.62 \times 4.00)}{2} = 19.83 \text{KN} \\ V_5 = 1.15 \times V_4 = 22.80 \text{KN} \end{array} \right.$$

- Travée 5-6:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_5 = 1.15 \times \frac{(8.62 \times 4.00)}{2} = 19.83 \text{KN} \\ V_6 = \frac{(8.62 \times 4.00)}{2} = 17.24 \text{KN} \end{array} \right.$$

✓ **L'ELS:****- Travée 1-2:**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_1 = \frac{(6.10 \times 3.20)}{2} = 9.76 \text{KN} \\ V_2 = 1.15 \times V_1 = 11.224 \text{KN} \end{array} \right.$$

- Travée 2-3:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_2 = 1.15 \times \frac{(6.10 \times 3.20)}{2} = 11.224 \text{KN} \\ V_3 = 1.15 \times V_2 = 12.90 \text{KN} \end{array} \right.$$

Travée 3-4:

$$\begin{cases} V_3 = 1.15 \times \frac{(6.10 \times 3.20)}{2} = 11.224 \text{KN} \\ V_4 = 1.15 \times V_3 = 12.90 \text{KN} \end{cases}$$

Travée 4-5:

$$\begin{cases} V_4 = 1.15 \times \frac{(6.10 \times 4.00)}{2} = 14.03 \text{KN} \\ V_5 = 1.15 \times V_4 = 16.13 \text{KN} \end{cases}$$

- Travée 5-6:

$$\begin{cases} V_5 = 1.15 \times \frac{(6.10 \times 4.00)}{2} = 14.03 \text{KN} \\ V_6 = \frac{(6.10 \times 4.00)}{2} = 12.20 \text{KN} \end{cases}$$

Tableau (III.10) : Sollicitation à L'ELU des poutrelles de plancher stockage

Travée	L(m)	q _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _e (KN.m)	M _w (KN.m)	M _t (KN.m)	V _e (KN)	V _w (KN)
1-2	3.20	8.62	11.03	0	-5.52	9,69	13.792	15.86
2-3	3.20	8.62	11.03	-5,52	-4.52	7,43	15.86	18.24
3-4	3.20	8.62	11.03	-4.52	-6.9	7,23	15.86	18.24
4-5	4.00	8.62	17.24	-6.9	-8.62	11.70	19.83	15.86
5-6	4.00	8.62	17.24	-8.62	0	15.15	19.83	17.24

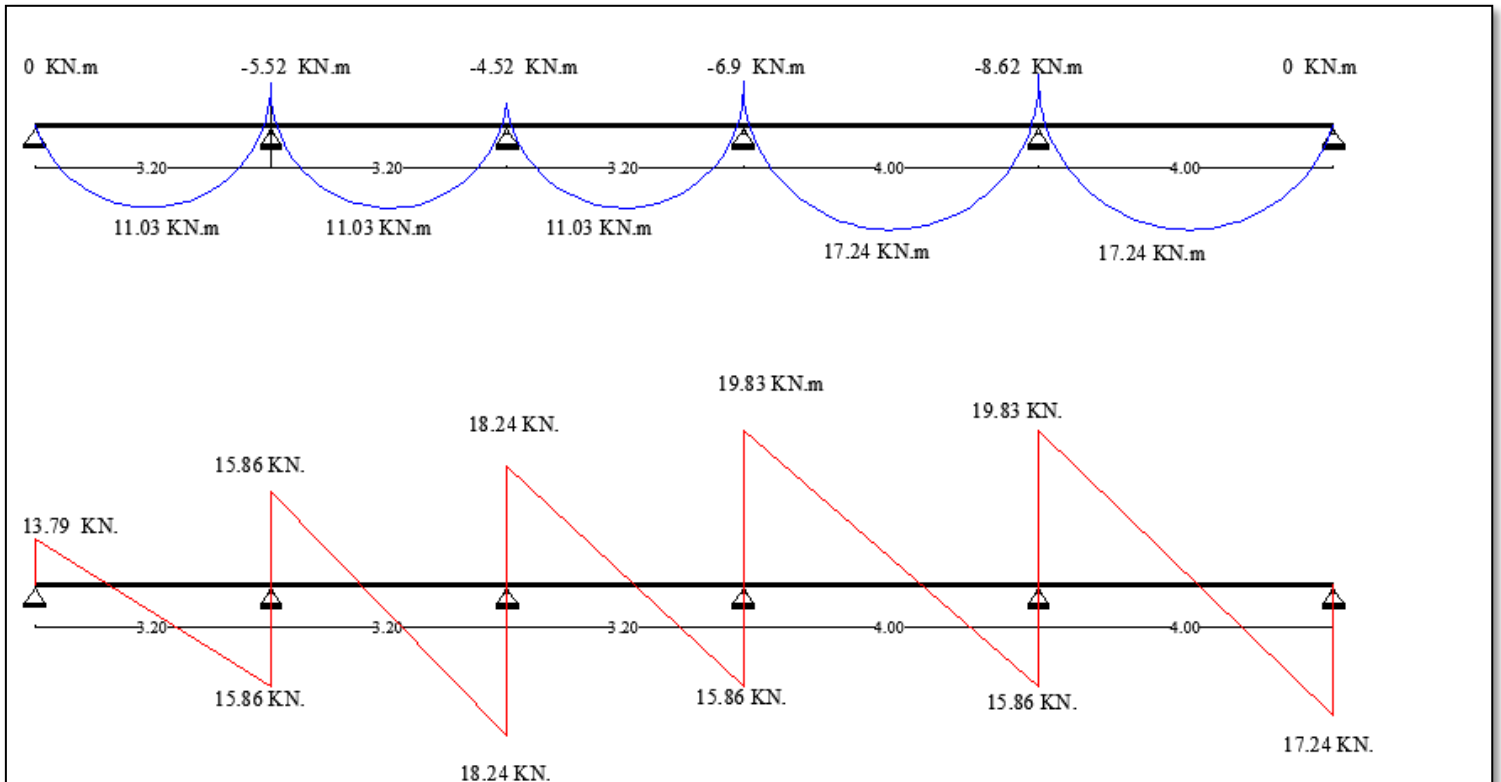


Figure (III.11) : Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à ELU

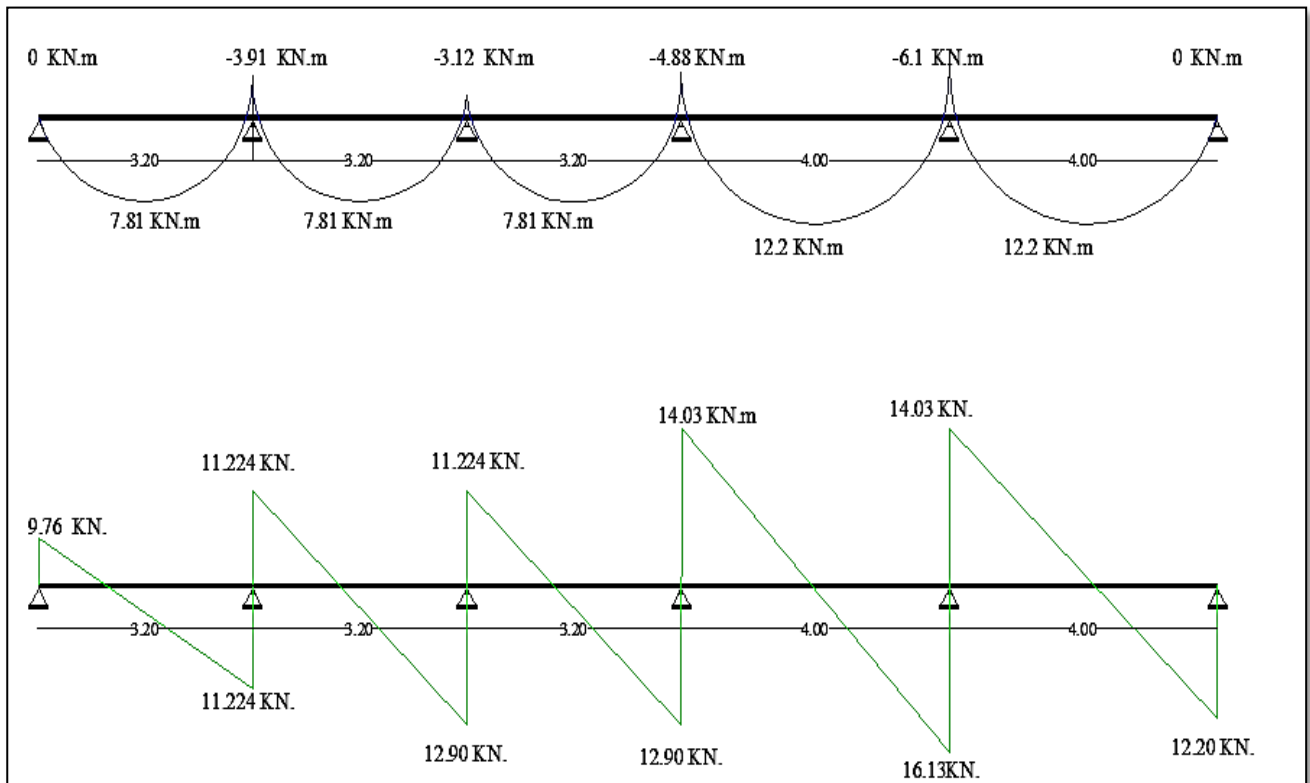


Figure (III.12) : Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à ELS

Tableau (III.11) : récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.

Type de plancher	Solicitations	ELU			ELS		
		M^{\max}_{ape} (KN.m)	M^{\max}_{trav} (KN.m)	V^{\max} (KN)	M^{\max}_{appui} (KN.m)	M^{\max}_{trav} (KN.m)	V^{\max} (KN)
Plancher de commercial		8.62	15.15	19.83	6.1	10.72	16.13

III.5.3.calcul des armatures à L'E.L.U :

A / en travée :

$M_{u\max} = 15.15 \text{ KN.m}$, $M_{ser\max} = 10.72 \text{ KN.m}$ et $\longrightarrow b \neq b_0$.

D'après l'organigramme de flexion simple nous trouvons les résultats suivants.

$F_{bc} = b \times h_0 \times F_{bu}$

$F_{bc} = 650 \times 40 \times 14.17 \times 10^{-3} = 368.42 \text{ KN}$

$Z_b = d - \frac{h_0}{2}$

Avec $d = 0.9h = 0.9 \times 20 = 18$

$Z_b = d - \frac{h_0}{2} = 0.9h - \frac{h_0}{2} = 16 \text{ cm}$

$M_{tu} = F_{bc} \times Z_b = 368.42 \times 0.16 = 58.95 \text{ KN.m}$

$M_{tu} > M_u \Rightarrow$ l'axe neutre passe dans la table de compression, nous considérons une section rectangulaire de largeur ($b = 65 \text{ cm}$).

- le ferrailage est calculé à la flexion simple.

$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15.15 \times 10^3}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.17 \times 10^6} = 0.051$

$10^4 \mu_{lu} = 3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050$ et $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.41$

$\mu_{lu} = 0.303 > \mu_{bu} = 0.051 \longrightarrow A' = 0$

Méthode simplifiée

$Z_b = d [1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}]$

$A = \frac{M_u}{Z_b F_{ed}}$

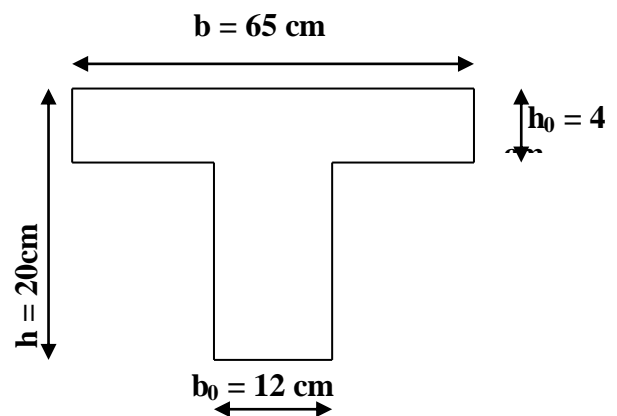


Tableau (III.12) : Sollicitation de calcul des armatures à L'ELU.

	M_u (KN.m)	μ_{bu}	μ_{lu}	A' (cm ²)	Z_b (cm)	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A adoptée
Travée	15.15	0.051	0,303	0	17.45	2.5	1.41	3HA12
								3,39cm ²
Appui	8.62	0.029	0.303	0	17.69	1.4	0.26	2HA10
								1,57cm ²

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 12\right) \Rightarrow \phi \leq 0.57 \text{ cm}$$

On prend $\phi = 6 \text{ mm}$ on adopte **2HA6** avec $A_t = 0.56 \text{ cm}^2$

Espacement :

D'après RPA99/V2003

-dans la zone modale : $S_t = \min\left(\frac{h}{40}, 12\phi\right) \Rightarrow S_t = \min(5.12) \Rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$

-En dehors de la zone modale : $S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Vérification :

1) **Vérification à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{-Sur appui} \quad A_{min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Sur travée} \quad A_{min} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \times d} \leq \tau_{u \lim} \quad \text{Pour des fissurations peu préjudiciables ; on a :}$$

$$\tau_{u\text{lim}} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,20 \times \frac{25}{1,5} = 3,33 \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_{u\text{lim}} \leq 3,33 \text{ MPa} \quad \text{On prend : } \tau_{u\text{lim}} = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \times d} = \frac{19,83}{120 \times 180} \times 10^3 = 0,92 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0,92 \text{ MPa} < \tau_{u\text{lim}} = 3 \text{ MPa} \dots$$

—————> **Condition vérifié.**

➤ **Vérification de Contrainte d'adhérence : BAEL91 : Art A.6.1, 3**

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{\text{su}} \leq \bar{\tau}_{\text{su}}$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{\text{su}} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\Psi_s \geq 1,5 \quad \text{on prend } \Psi_s = 1,5$$

$$\text{D'où } \bar{\tau}_{\text{su}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a } \tau_{\text{su}} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: La somme des périmètres des armatures tendus.

Donc :

$$\sum U_i = 3 \times 2 \times \pi \times R = 113,04 \text{ mm.}$$

$$\tau_{\text{su}} = 1,29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{\text{su}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'ancrage des barres :**

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont encrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} \quad , \quad l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

➤ **Espacement :**

$$S_t \leq \min (0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)**

On doit vérifier que : $V_u^{\text{max}} \leq 0,267 b_0 \times a \times f_{c28}$ avec $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times 25 = 129,76 \text{KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,76 \text{KN}$$

- Appuis de rive :
 $V_{\max} = 19.83 \text{KN} < 129,76 \text{KN} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**
- Appuis intermédiaires :
 $V_{\max} = 8.62 \text{KN} < 129,76 \text{KN} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

2) Vérification à l'ELS:

➤ **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

➤ **La position de l'axe neutre:**

La position de l'axe neutre pour une section rectangulaire est donnée par la formule suivante :

$$Y = \frac{15(A+A')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA-d'A')}{7.5(A+A')^2}} - 1 \right]$$

➤ **Moment d'inertie :**

Le moment d'inertie pour une section rectangulaire est donné par la formule suivante :

$$I = by^3 / 3 + 15[A(d-y)^2 + A'(y-d')^2]$$

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

Tableau (III.13) : Vérification de calcul des armatures à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (KN/cm ³)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	condition
travée	10.72	3.39	11239.46	4.58	0.95	4.35	15	Condition vérifié
appuis	6.1	3.39	11239.46	4.58	0.54	2.66	15	Condition vérifié

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

➤ **Vérification de la flèche (BAEL91/ArtB.6.5,2) :**

Nous avons une fissuration non préjudiciable **donc** aucune vérification n'est nécessaire.

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_{St}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul de la flèche :**

Avec : $h_t = 20 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $L = 4.00 \text{ m}$; $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

$M_{\text{ser, travée}} = 10.72 \text{ kN.m}$; $f_c = 400 \text{ MPa}$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

Donc on doit vérifier la flèche comme suit :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

Avec :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{pour : } L \leq 5.00 \text{ m}$$

$$L = 4.00 \text{ m} \rightarrow \bar{f} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm.}$$

-Calcul du moment d'inertie de la section non fissurée (I_0) :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + n \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$\rightarrow I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \left[3.39 \times \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2 \right] = 46587.73 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul du facteur (λ) :**

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016$$

$$\rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.016 \times (2 + 3 \times 0.185)} = 2.57$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i$$

✓ **Calcul des moments :**

1. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_g) :

$$M_g = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{5.38 \times 4.00^2}{8} = 10.76 \text{ KN.m}$$

2. Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j):

$$M_j = \frac{j \times L^2}{8} = \frac{3.8 \times 4.00^2}{8} = 7.6 \text{ KN.m}$$

3. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation :

$$M_p = M_t^{\text{ser}} = 10.72 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\begin{aligned} * \sigma_{sg} &= \frac{15 M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 10.76}{11239.46} (18 - 4.58) \Rightarrow \sigma_{sg} = 192.71 \text{ MPa} \\ * \sigma_{sj} &= \frac{15 M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 7.6}{11239.46} (18 - 4.58) \Rightarrow \sigma_{sj} = 136.12 \text{ MPa} \\ * \sigma_{sp} &= \frac{15 M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 10.72}{11239.46} (18 - 4.58) \Rightarrow \sigma_{sp} = 191.99 \text{ MPa} \end{aligned}$$

✓ **Calcul des paramètres (μ) :**

$$\begin{aligned} * \mu_g &= 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 192.71 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.75 \\ * \mu_j &= 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 136.12 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.63 \\ * \mu_p &= 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 191.99 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.74 \end{aligned}$$

✓ Calcul de l'inertie fissurée :

$$* I_{fv}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + 0.4\lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + 0.4 \times 2.57 \times 0.75} \Rightarrow I_{fv}^g = 28936.5 \text{ cm}^4$$

$$* I_{fi}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + 2.57 \times 0.63} \Rightarrow I_{fi}^g = 19566.5 \text{ cm}^4$$

$$* I_{fi}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + 2.57 \times 0.74} \Rightarrow I_{fi}^i = 17660.3 \text{ cm}^4$$

$$* I_{fi}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + 2.57 \times 0.799} \Rightarrow I_{fi}^p = 16783.25 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul des flèches :

$$* f_{gv} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = \frac{14.79 \times 469^2 \times 10^3}{10 \times 10818.86 \times 28936.5} \Rightarrow f_{gv} = 1.04 \text{ cm}$$

$$* f_{gi} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = \frac{14.79 \times 469^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 19566.5} \Rightarrow f_{gi} = 0.52 \text{ cm}$$

$$* f_{ji} = \frac{M_{tj} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = \frac{10.44 \times 469^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 17660.3} \Rightarrow f_{ji} = 0.57 \text{ cm}$$

$$* f_{pi} = \frac{M_{tp} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = \frac{14.18 \times 469^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 16783.25} \Rightarrow f_{pi} = 0.58 \text{ cm}$$

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

$$\text{Donc } \Delta f_t = (1.04 - 0.57 + 0.58 - 0.52) = 0.53 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.63 \text{ cm} < \bar{f} = 0.8 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifier}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

❖ Conclusion : ferrailage adopté

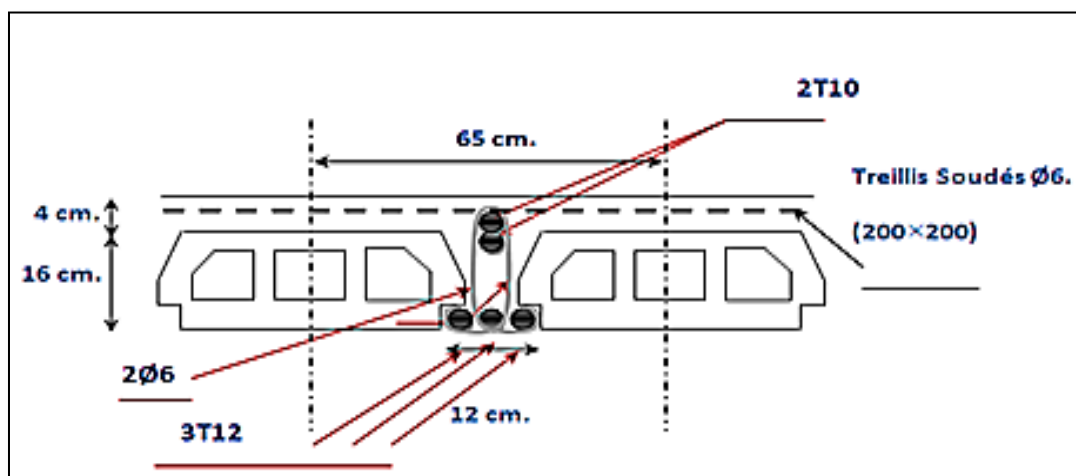


Figure (III.13) : Schéma de ferrailage des poutrelles.

➤ **Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression sera armée par des treillis soudé continue, totalement ancrés dans les appuis de rive.

➤ **Les armatures perpendiculaires :**

Selon le CBA 93 (A.6.8.4.2.3)

$$A^{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

➤ **Les armatures parallèles:**

$$A^{\parallel} = \frac{A^{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte :

$A^{\perp} = 5\text{HA6} = 1.41 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm

$A^{\parallel} = 5\text{HA6} = 1.41 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm

On prend un treillis soudé de **HA6 (200*200)**

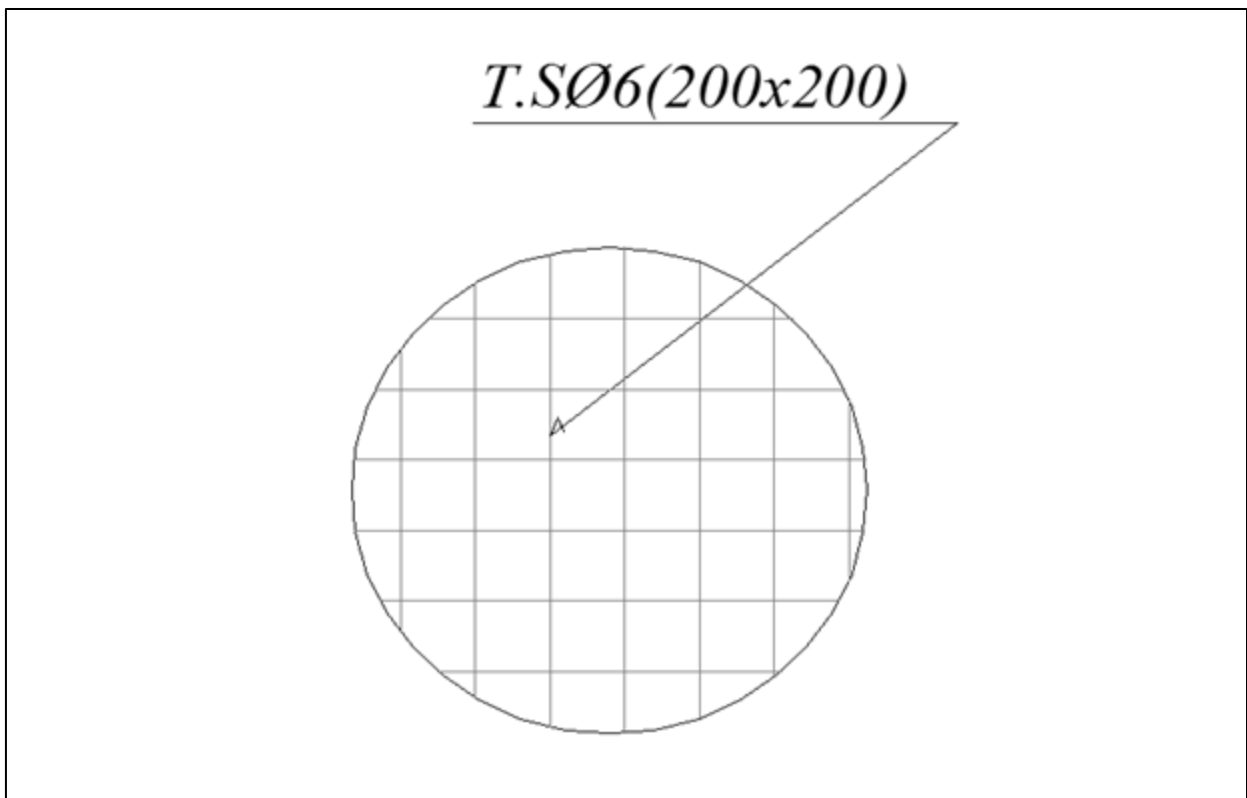


Figure (III.14) : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.6.Escalier:

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession régulière des plans horizontaux qui permettent l'axée aux différents niveaux. Il peut être en béton armée ou en bois.

III.6.1.1^{er}Volée :**a) Détermination des sollicitations de calcul :****➤ Charges permanentes :****✓ Paillasse :**

$$G_{\text{paillasse}} = 8.97 \text{KN/m}^2$$

✓ Palier :

$$G_{\text{palier}} = 5.35 \text{KN/m}^2$$

➤ Surcharge d'exploitation :

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

➤ Combinaison des charges et surcharges :**1) État limite ultime : ELU**

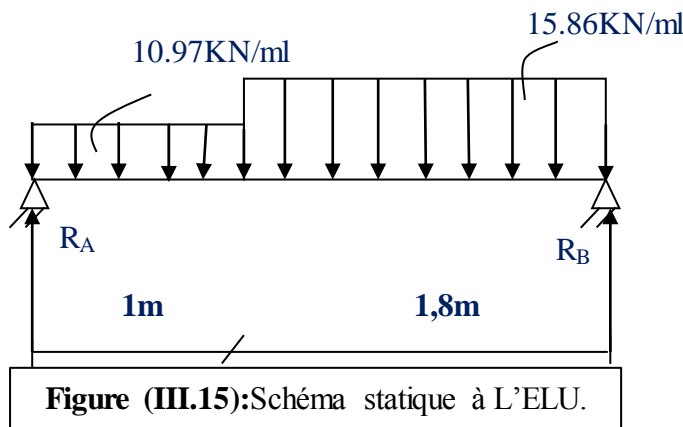
$$q_{u \text{ paillasse}} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 8.97 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 15.86 \text{KN/ml}$$

$$q_{u \text{ palier}} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.97 \text{KN/ml}$$

2) État limite de service : ELS

$$q_s \text{ paillasse} = (G + Q) \times 1 = 11.47 \text{KN/ml}$$

$$q_s \text{ palier} = (G + Q) \times 1 = 7.85 \text{KN/ml}$$

**❖ Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 39.52 \text{ KN.}$$

$$R_A = 18.18 \text{ KN}$$

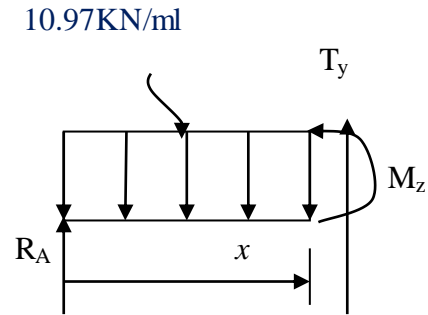
$$R_B = 21.34 \text{ KN.}$$

b) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1 \text{ m}$:

$$T_y = 10.97x - 18.18 \Rightarrow \begin{cases} T_{y(0)} = -18.18 \text{ KN} \\ T_{y(1)} = -7.2 \text{ KN} \end{cases}$$

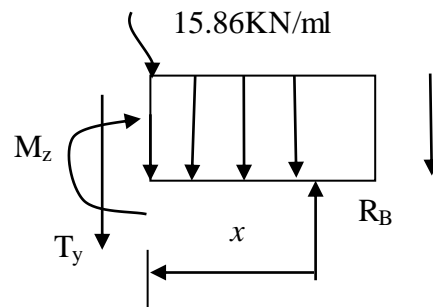
$$M_z = -10.97 \frac{x^2}{2} + 18.18 x \Rightarrow \begin{cases} M_{z(0)} = 0 \\ M_{z(1)} = 12.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$



➤ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.8 \text{ m}$:

$$T_y = -15.86x + 21.34 \Rightarrow \begin{cases} T_{y(0)} = 21.34 \text{ KN} \\ T_{y(1.8)} = -7.22 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_z = -15.86 \frac{x^2}{2} + 21.34x \Rightarrow \begin{cases} M_{z(0)} = 0 \\ M_{z(1.8)} = -12.97 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -15.86x + 21.34 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.34 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1.34 \text{ m}$.

Donc :

$$M_z^{\max} = -15.86 \frac{(1.34)^2}{2} + 21.34(1.34)$$

$$M_z^{\max} = 14.36 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{uapp} = -0.3 M_z^{\max} = -4.31 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_{utra} = 0.85 M_z^{\max} = 12.21 \text{ KN.m}$

d) Calcul des armatures :

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

$$M_{uapp} = 4.31 \text{ KN.m}, M_{utra} = 12.21 \text{ KN.m}, d = 13.5 \text{ m}, C = 1.5 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}, f_{bu} = 14, 17 \text{ MP.}$$

1) Armatures principales :

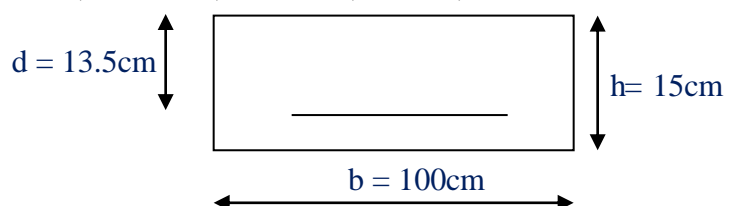


Tableau (III.14) : Sollicitation de calcul des armatures à L'ELU.

	μ_{bu}	γ	μ_{lu}	Z_b	$A_{calculé}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	$S_t(cm)$
Appui	0.017	1.35	0.29	13.36	0.93	4HA10=3.14cm ²	25
Travée	0.047	1.38	0.29	13.12	2.67	4HA12=4.52cm²	25

2) Armatures de répartition :

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calculer les armatures de répartition avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse

✓ **En appui :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ Cm}^2$$

On opte pour 4HA8 ($A_{rt} = 2.01 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

✓ **En travée:**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ Cm}^2$$

On opte pour 4HA8 ($A_{rt} = 2.01 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

3) Vérification à l'ELU :

a-Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1):

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ Cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$condition vérifier
- En travées : $A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$condition vérifier

❖ **Espacement des barres :**

➤ **Armatures principales :**

- Aux appuis : $e = 25 \text{ cm}$
 - En travées : $e = 25 \text{ cm}$
- } $< \text{Min} \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

➤ **Armatures de répartition :**

- Aux appuis : $e = 25 \text{ cm}$
 - En travées : $e = 20 \text{ cm}$
- } $< \text{Min} \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$ condition vérifiée.

b-Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91, Art-5.1.2.1) :

$$V_{u \max} = 21.34 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{bd} = \frac{21340}{1000 \times 135} = 0.16 \text{MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.16 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} = \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

c-Justification des sections d'appuis (Art 5-1-3) :

$$A_s \geq \frac{V_{u \max}}{f_{su}} = \frac{21340}{348 \times 100} = 0.61 \text{cm}^2$$

$$A_a = 3.14 \text{cm}^2 > 0.61 \text{cm}^2 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

d-Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3) :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times 1 = 12.56 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{21340}{0.9 \times 135 \times 125.6} = 1.4 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.4 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

e-Ancrage des barres (A-6-1-23) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{sU}} \quad \text{Avec : } \tau_{sU} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.21 \text{cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4L_s$

$$L_a = 0.4 \times 35.21 = 14.08 \text{cm} \Rightarrow L_a = 15 \text{cm}$$

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (Art A.5.1.3-21/BAEL 91 modifié 99) :

$$V_{u \max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} d \times b \times 0,9 \quad \text{Avec } a \leq 0,9 d$$

$$V_{u \max} = 21.34 \text{KN} < 0,4 \frac{25 \times 10}{1,5} \times 0,9 \times 13.5 = 810 \text{KN} \quad \dots \text{Condition vérifiée.}$$

g) Influence de l'effort tranchant sur les armateurs longitudinaux (BAEL91/Art .A.5.1, 3,13) :

On doit vérifier que: $A_a \geq \frac{\gamma_s \times \left(V_{u \max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)}{f_e}$

$$A_a \geq \frac{1,15}{40} \left[21.34 - \frac{4.31 \times 100}{0,9 \times 13.5} \right] = 0,05 \text{cm}^2$$

$$A_a = 3.14 \text{cm}^2 > 0.05 \text{cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

4) Calcul à l'état limite de service : ELS

$$q_s \text{ paillasse} = 11.47 \text{KN/ml}$$

$$q_s \text{ palier} = 7.85 \text{KN/ml}$$

a-Calcul des réactions aux appuis :

$$R_A + R_B = 28.5 \text{KN}$$

$$R_A = 13.08 \text{KN}$$

$$R_B = 15.42 \text{KN}$$

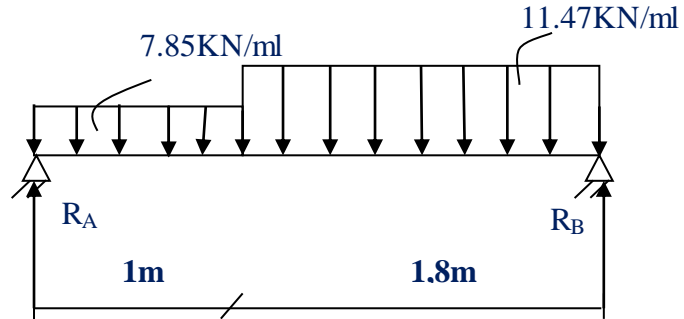


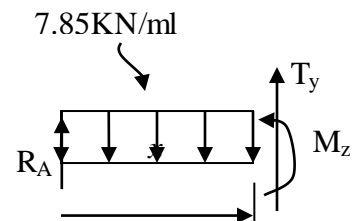
Figure (III.16) : Schéma statique à L'ELS.

b- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x < 1 \text{m}$

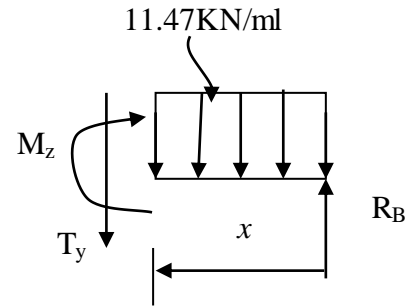
$$T_y = 7.85x - 13.08 \Rightarrow \begin{cases} T_{y(0)} = - 13.08 \text{ KN} \\ T_{y(1)} = - 5.23 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_z = -7.85 \frac{x^2}{2} + 13.08x \Rightarrow \begin{cases} M_{z(0)} = 0 \\ M_{z(1)} = 9.16 \text{KN.m} \end{cases}$$



➤ 2^{ème} tronçon : $0m \leq x \leq 1.8m$:

$$T_y = -11.47x + 15.42 \Rightarrow \begin{cases} T_{y(0)} = 15.42\text{KN} \\ T_{y(1.8)} = -5.23\text{KN} \end{cases}$$



$$M_z = -11.47 \frac{x^2}{2} + 15.42x \Rightarrow \begin{cases} M_{z(0)} = 0 \\ M_{z(1.8)} = 9.17\text{KN.m} \end{cases}$$

Point de moment Maximal :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -11.47x + 15.42 = 0 \Rightarrow x = 1.34\text{m}$$

Le moment est max pour la valeur : 1.34 m

D'où :

$$M_s^{\max} = -11.47 \times \frac{1.34^2}{2} + 15.42 \times 1.34 \Rightarrow M_s^{\max} = 10.34\text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on aura :

- Aux appuis : $M_s^{\text{app}} = -0.3M_s^{\max} = -3.102\text{KN.m}$
- En travées : $M_s^{\text{tra}} = 0.85M_s^{\max} = 8.79\text{KN.m}$

3) Vérification à l'ELS :

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

➤ **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

$$\checkmark K = \frac{M_{ser}}{I} \quad n = 15$$

➤ **La position de l'axe neutre:**

La position de l'axe neutre pour une section rectangulaire est donnée par la formule suivante :

$$Y = \frac{15(A+A')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA-d'A')}{7.5(A+A')^2}} - 1 \right]$$

➤ **Moment d'inertie :**

Le moment d'inertie pour une section rectangulaire est donné par la formule suivante :

$$I = by^3 / 3 + 15[A (d-y)^2 + A' (y-d')^2]$$

Tableau (III.15) : Vérification de calcul des armatures à L'ELS.

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (KN/cm ³)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	condition
Appui	3.102	3.14	6087.13	3.13	0.051	1.6	15	Condition vérifié
Travée	8.79	4.52	8199.03	3.65	0.11	3.91	15	Condition vérifié

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

➤ **Vérification de la flèche (BAEL91/ArtB.6.5,2) :**

Nous avons une fissuration non préjudiciable **donc** aucune vérification n'est nécessaire.

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{15}{280} = 0,0536 < 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,0536 < \frac{9.89}{10 \times 14.36} = 0.0612 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.} \\ \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0,003 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Avec:

h_t = 15 cm ; b = 100 cm ; d = 13.5 cm ; L = 2.8 m ; A_s = 4.52 cm²

M_{ser, travée} = 8.79 kN.m; M_{0ser} = 10.34 kN.m; f_e = 400 MPa

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 1100000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

Donc on doit vérifier la flèche comme suit :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

Avec :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{pour : } L \leq 5.00\text{m}$$

$$L = 2.80\text{m} \rightarrow \bar{f} = \frac{280}{500} = 0.56 \text{ cm.}$$

✓ **Calcul du moment d'inertie de la section non fissurée (I_0) :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + n \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$\rightarrow I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \left[4.52 \times \left(\frac{15}{2} - 1.5 \right)^2 \right] = 30175.95 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul du facteur (λ) :**

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0.0033$$

$$\rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0033 \times (2 + 3 \times 1)} = 6.27$$

$$\lambda_v = 0.4 \quad \lambda_i = 2.5$$

✓ **Calcul des moments :**

1. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_g) :

$$M_g = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{8.97 \times 2.80^2}{8} = 8.80 \text{ KN.m}$$

2. Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j):

$$M_j = \frac{j \times L^2}{8} = \frac{6.37 \times 2.80^2}{8} = 6.24 \text{ KN.m}$$

3. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation :

$$M_p = M_t^{\text{ser}} = 8.79 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul des contraintes :

$$* \sigma_{sg} = \frac{15 M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 8.80}{8199.03} (13.5 - 3.65) \Rightarrow \sigma_{sg} = 158.60 \text{ MPa}$$

$$* \sigma_{sj} = \frac{15 M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 6.24}{8199.03} (13.5 - 3.65) \Rightarrow \sigma_{sj} = 112.45 \text{ MPa}$$

$$* \sigma_{sp} = \frac{15 M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 8.79}{8199.03} (13.5 - 3.65) \Rightarrow \sigma_{sp} = 158.40 \text{ MPa}$$

✓ Calcul des paramètres (μ) :

$$* \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0033 \times 158.60 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.123$$

$$* \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0033 \times 112.45 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.025$$

$$* \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0033 \times 158.40 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.123$$

✓ Calcul de l'inertie fissurée :

$$* I_{fv}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + 0.4\lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 30175.95}{1 + 0.4 \times 6.27 \times 0.123} \Rightarrow I_{fv}^g = 25367.94 \text{ cm}^4$$

$$* I_{fi}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 30175.95}{1 + 6.27 \times 0.123} \Rightarrow I_{fi}^g = 18740.6 \text{ cm}^4$$

$$* I_{fi}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 30175.95}{1 + 6.27 \times 0.025} \Rightarrow I_{fi}^i = 28695.52 \text{ cm}^4$$

$$* I_{fi}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 30175.95}{1 + 6.27 \times 0.123} \Rightarrow I_{fi}^p = 18740.6 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul des flèches :

$$* f_{gv} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = \frac{8.80 \times 280^2 \times 10^3}{10 \times 10818.86 \times 25367.94} \Rightarrow f_{gv} = 0.25 \text{ cm}$$

$$* f_{gi} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = \frac{8.80 \times 280^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 18740.6} \Rightarrow f_{gi} = 0.08 \text{ cm}$$

$$* f_{ji} = \frac{M_{tj} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = \frac{6.24 \times 280^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 28695.52} \Rightarrow f_{ji} = 0.05 \text{ cm}$$

$$* f_{pi} = \frac{M_{tp} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = \frac{8.79 \times 280^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 18740.6} \Rightarrow f_{pi} = 0.08 \text{ cm}$$

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

Donc $\Delta f_t = (0.23 - 0.05 + 0.104 - 0.104) = 0.2\text{cm}$

$\Delta f_t = 0.2\text{cm} < \bar{f} = 0.56\text{cm}$ condition vérifier.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Conclusion : ferraillage adopté.

Calcul de la flèche

$$f = \frac{5q_s L^4}{348 E_v I}$$

Avec :

$q_s = \max(\text{palier, volée}) = (5.45 \text{ KN/ml, } 9.63 \text{ KN/ml}) = 9.63 \text{ KN/ml}$

E_v : Module de déformation différée = 10818,86[MPa].

I : module d'inertie de la section homogénéisée.

S_{xx} : moment statique de la section homogène par rapport à (x x).

B_0 : aire de la section homogène.

$B_0 = B + Nh = b \times h + 15A = 100 \times 15 + 15 \times 7.91 = 1618.65 \text{ cm}^2$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15(cA' + Ad) = \frac{bh^2}{2} + 15A_s d$$

➤ $S_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 7.91 \times 13.5 = 12851.78 \text{ cm}^3$

$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12851.78}{1618.65} = 7.94 \text{ cm}$ $V_2 = h - V_1 = 15 - 7.94 = 7.06 \text{ cm}$

$I = \frac{b}{3} [V_1^3 - V_2^3] + 15[A_1(V_2 - c)^2] = \frac{100}{3} [7.94^3 - 7.06^3] + 15[7.91(7.06 - 1.5)^2]$

$I = 8623.57 \text{ cm}^4$

➤ Tapez une équation ici. $f = \frac{5 \times 9.63 \times (4.87)^4}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 8623.57 \times 10^{-8}} = 0.76 \text{ cm}$

✓ **La flèche admissible :**

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{487}{500} = 0.97 \text{ cm}$$

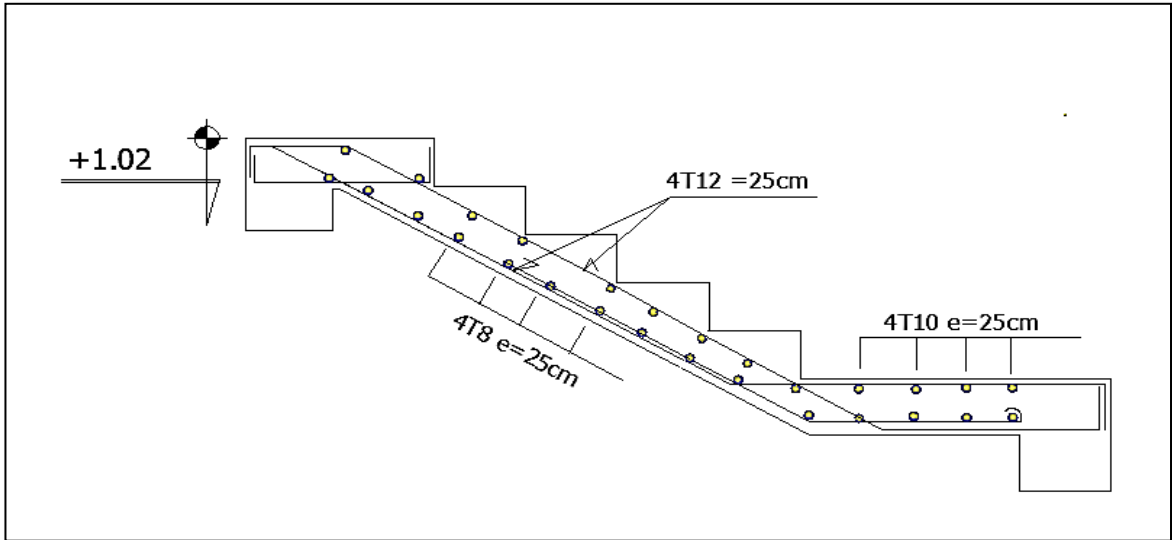


Figure (III.17) : Schéma de ferrailage de volée 01.

III.6.2. 2^{ème} Volée :

✓ ELU :

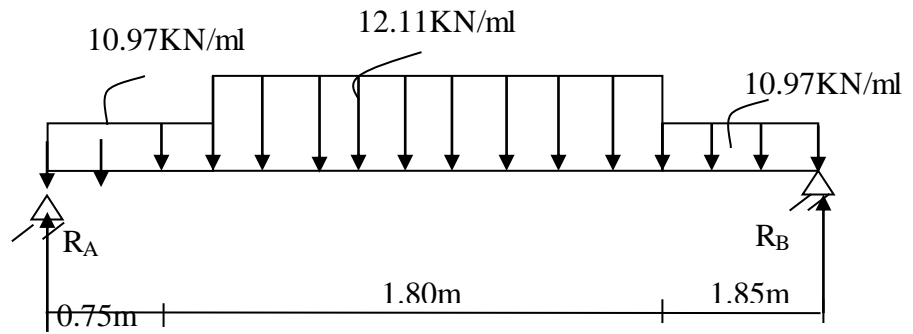


Figure (III.18) : Schéma statique à L'ELU.

Les résultats suivante sont établi à l'aide de logicielle RDM6.

➤ Calcul de moment :

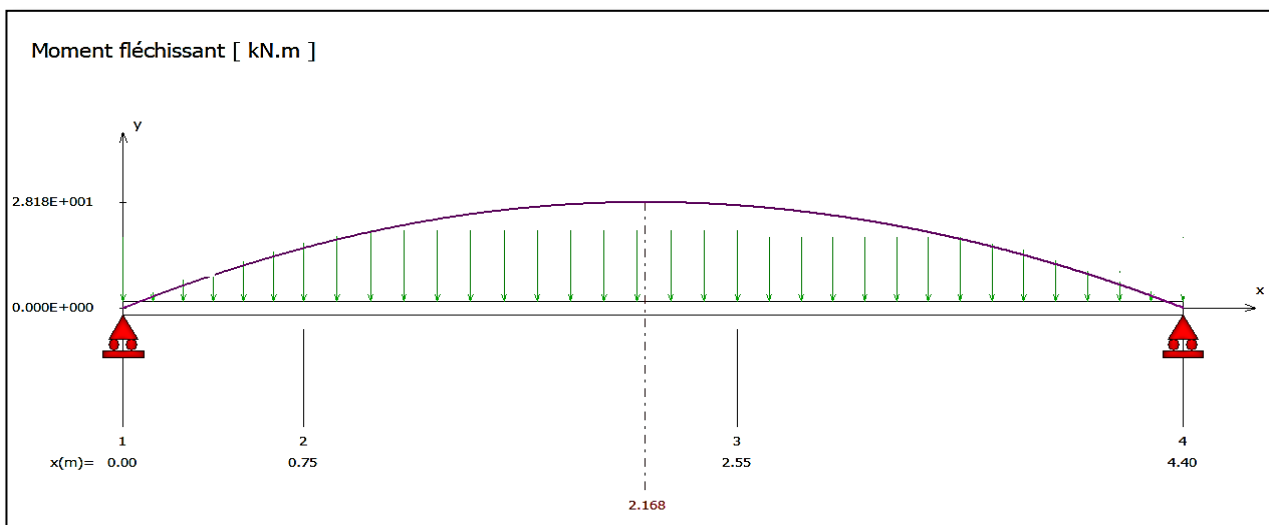


Figure (III.19) : Digramme de moment à l'ELU.

➤ Calcul de l'effort tranchant :

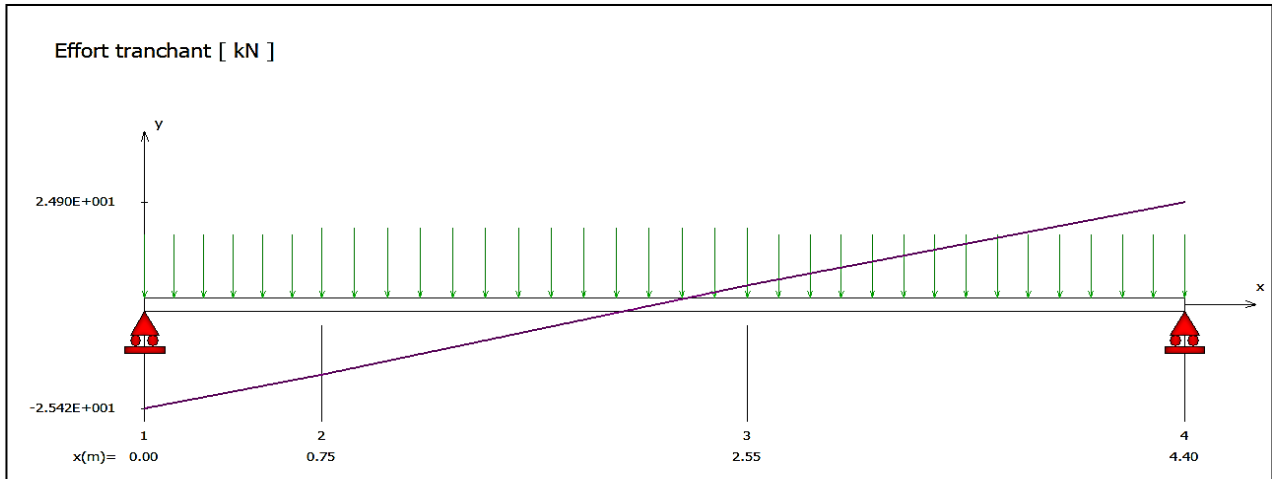


Figure (III.20) : Digramme d'effort tranchant à l'ELU.

- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -8.45 \text{KN.m}$
- en travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 23.95 \text{KN.m}$

1) Calcul des armatures :

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

$M_{ut} = 23.95 \text{KN.m}$, $M_0 = 28.18 \text{KN.m}$, $d = 13.5 \text{m}$, $C = 1.5 \text{cm}$, $b = 100 \text{cm}$

$f_{bu} = 14,17 \text{MP}$.

➤ Armatures principales :

Tableau (III.16) : Sollicitation de calcul des armatures a L'ELU.

	μ_{bu}	γ	μ_{lu}	Z_b	$A_{calculé}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
appui	0.093	1.17	0.219	12.75	1.9	4HA10=3.14cm ²	25
travée	0.093	1.17	0.219	13.24	5.13	5HA12=5.65cm²	20

➤ Armatures de répartition :

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calculer les armatures de répartition avec les armatures maximales pour les paliers et la pailasse.

✓ **En appui :** $A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$

On opte pour 4HA8 ($A_{rt} = 2.01 \text{cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{cm}$.

✓ **En travée:** $A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.412 \text{ Cm}^2$

On opte pour 4HA8 ($A_{rt} = 2.01 \text{cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{cm}$.

2) Vérification à l'ELU :

a-Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1):

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$ condition vérifier
- En travées : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$ condition vérifier

❖ **Espacement des barres :**

➤ **Armatures principales :**

- Aux appuis : $e = 25 \text{ cm}$
 - En travées : $e = 20 \text{ cm}$
- } $< \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

➤ **Armatures de répartition :**

- Aux appuis : $e = 25 \text{ cm}$
 - En travées : $e = 20 \text{ cm}$
- } $< \text{Min} \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$ condition vérifiée.

b-Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91, Art-5.1.2.1) :

$V_{u \max} = 25.42 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{bd} = \frac{25420}{1000 \times 135} = 0.19 \text{ MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable: $\tau_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.19 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u$ condition vérifiée.

c-Justification des sections d'appuis (Art 5-1-3) :

$$A_s \geq \frac{V_{u \max}}{f_{su}} = \frac{25420}{348 \times 100} = 0.83 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > 0.73 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

d-Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3) :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times (1) = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{25420}{0.9 \times 135 \times 125.6} = 1.67 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1.67\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

e-Ancrage des barres (A-6-1-23) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{sU}} \quad \text{Avec : } \tau_{sU} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21\text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40 \cdot \Phi = 40 \times 1 = 40\text{cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend :

$$L_a = 0.4L_s \longrightarrow L_a = 0.4 \times 35.21 = 14.085\text{cm} \quad \Rightarrow L_a = 15\text{ cm}$$

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (Art A.5.1.3-21/BAEL 91 modifié 99) :

$$Vu_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} d \times b \times 0,9 \quad \text{Avec } a \leq 0,9 d = 0,9 \times (13.5) = 12.15$$

$$Vu_{\max} = 25.42\text{ KN} < 0,4 \frac{25 \times 10}{1,5} \times 12.15 = 810\text{KN} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

g) Influence de l'effort tranchant sur les armateurs longitudinales (BAEL91/Art .A.5.1, 3,13)

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s \times \left(Vu_{\max} + \frac{Ma}{0,9 \cdot xd} \right)}{f_e}$

$$A_a \geq \frac{1,15}{40} \left[25.42 - \frac{8.45 \times 100}{0,9 \times 13.5} \right] = 1.26\text{cm}^2$$

$$A_a = 3.14\text{cm}^2 > 1.26\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

-ELS :

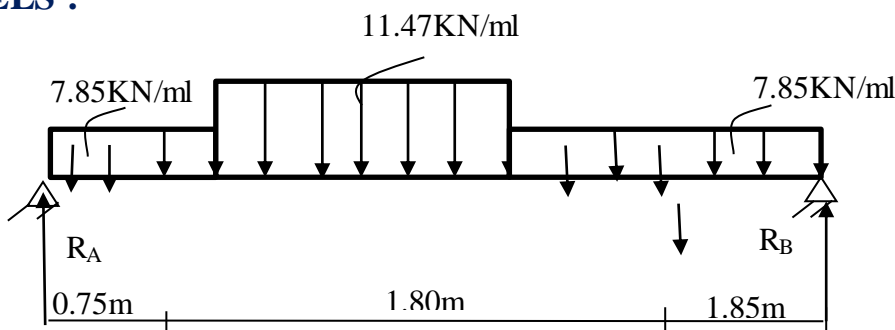


Figure (III.21) : Schéma statique à L'ELS.

➤ Calcul de moment :

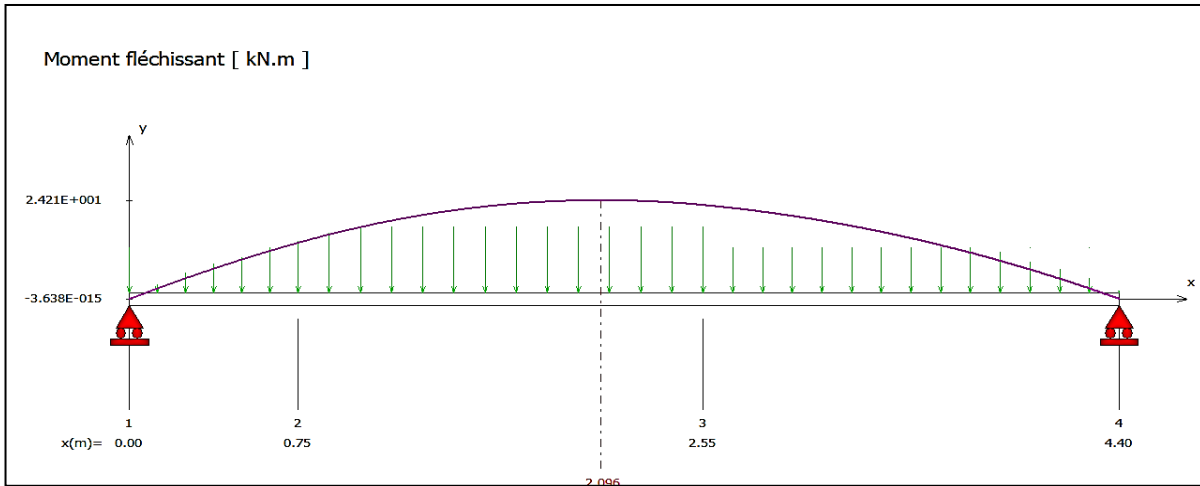


Figure (III.22) : Digramme de moment à l'ELS.

➤ Calcul de l'effort tranchant :

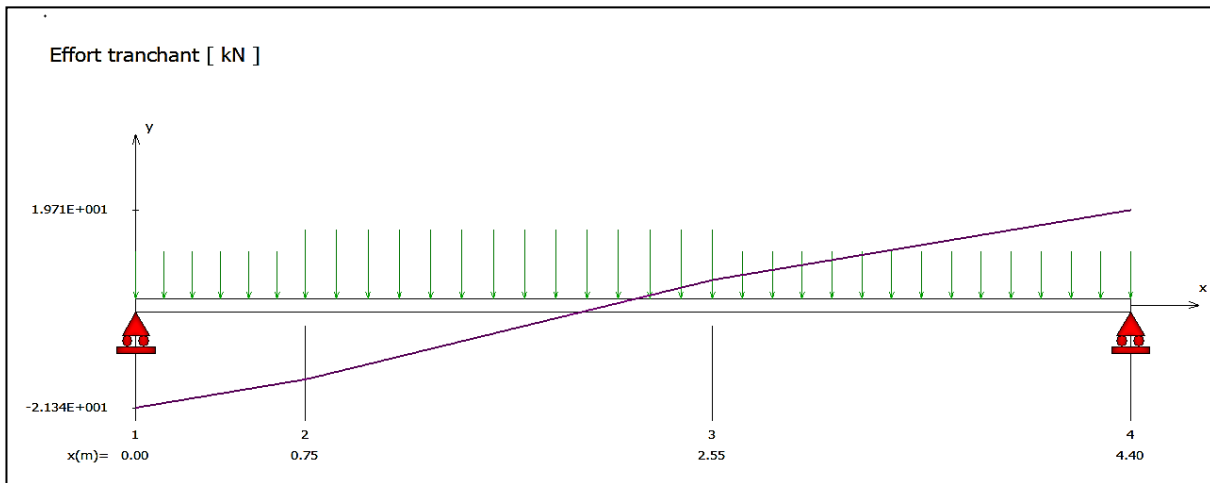


Figure (III.23) : Digramme d'effort tranchant à l'ELS.

-Aux appuis : $M_s^a = -0.3M_s^{max} = -7.26KN.m$

-En travées : $M_s^t = 0.85M_s^{max} = 20.58KN.m$

3) Vérification à l'ELS :

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

➤ Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

$$\checkmark K = \frac{M_{ser}}{I} \quad n = 15$$

➤ **La position de l'axe neutre :**

La position de l'axe neutre pour une section rectangulaire est donnée par la formule suivante :

$$Y = \frac{15(A+A')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA-d'A')}{7.5(A+A')^2}} - 1 \right]$$

➤ **Moment d'inertie :**

Le moment d'inertie pour une section rectangulaire est donné par la formule suivante :

$$I = by^3 / 3 + 15[A(d-y)^2 + A'(y-d')^2]$$

Tableau (III.17) : Vérification de calcul des armatures a L'ELS.

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (KN/cm ³)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	condition
Appui	7.26	3.14	6100.897	3.126	0.067	3.72	15	Condition vérifié
Travée	20.58	5.65	9781.97	4.01	0.118	8.45	15	Condition vérifié

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

➤ **Vérification de la flèche (BAEL91/ArtB.6.5,2) :**

Nous avons une fissuration non préjudiciable **donc** aucune vérification n'est nécessaire.

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{15}{440} = 0,034 > 0,0625 \dots \text{condition non vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,034 > 0,28 \dots \text{condition non vérifiée.} \\ \frac{A_{st}}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0041 < 0,0105 \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Avec : h_t = 15 cm ; b = 100 cm ; d = 13.5 cm ; L = 4.40 m ; A_s = 5.65 cm²

M_{ser, travée} = 20.58 kN.m ; M_{0, ser} = 24.21 kN.m ; f_e = 400 MPa

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

✓ Calcul de la flèche (Art-A.2.1, 21 et A.2.1, 22/BAEL91

Tel que : $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \implies L < 5 \text{ m.}$$

$$f_i = \frac{L^2 \cdot M_{ser}}{10 \cdot E_{ij} \cdot I_{fi}} \quad , \quad f_v = \frac{L^2 \cdot M_t}{10 \cdot E_{vj} \cdot I_{fv}}$$

: La flèche admissible.

\bar{f} : La flèche admissible.

E_{vj} : Module de déformation différé. $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPA.}$

E_{ij} : Module de déformation instantanée. $E_{ij} = 32164,20 \text{ MPA.}$

I_{fi} : Moment d'inertie total de la section droite homogénéisée par rapport au CDG de la section.

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($\eta = 15$) par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + \eta \cdot A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 5.65 \times \left(\frac{15}{2} - 1.5\right)^2 \implies I_0 = 31176 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d - y) = \implies \sigma_s = 15 \times 0,118 \times (135 - 40.1) = 267.97 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

✓ Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{5,65}{100 \cdot 13,5} \implies \rho = 0.0042$$

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0\right)$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0042 \times 267,97 + 2,1} ; 0\right) \implies \mu = \max(0,444 ; 0) \implies \mu = 0,44.$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,0042} \implies \lambda_i = 5$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_i} = \frac{1,1 \times 31176}{1 + 5 \times 0,44} = 10661.08 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{L^2 \cdot M_{ser}}{10 \cdot E_{ij} \cdot I_{fi}} = \frac{440^2 \times 20,586 \times 100}{32164,20 \times 10661.08} = 1.16 \text{ cm.}$$

$$\lambda_v = 0,4 \cdot \lambda_i \implies \lambda_v = 0,4 \times 5 = 2 \text{ cm.}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot 0,4 \cdot \lambda_i} = \frac{1,1 \times 31176}{1 + 0,44 \times 2} = 18241.28 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{L^2 \cdot M_t}{10 \cdot E_{vj} \cdot I_{fv}} = \frac{440^2 \times 20.58 \times 100}{10818,86 \times 18241.28} = 2.02 \text{ cm.}$$

Avec : $\implies \bar{f} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm}$

$$\Delta f = f_v - f_i = 2.02 - 1.6 = 0.42 \text{ cm}$$

Donc :

$$\Delta f = 0.42 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,88 \text{ cm} \implies \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Tableau (III.18) : Evaluation de la flèche.

F_{t28} (Mpa)	Portée (cm)	Largeur (cm)	Hauteur (cm)	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f_{gv} (cm)	f_i (cm)	Δf_t (cm)
2.1	440	100	15	31176	10661.08	18241.28	2.02	1.6	0.42

Conclusion : ferrailage adopté

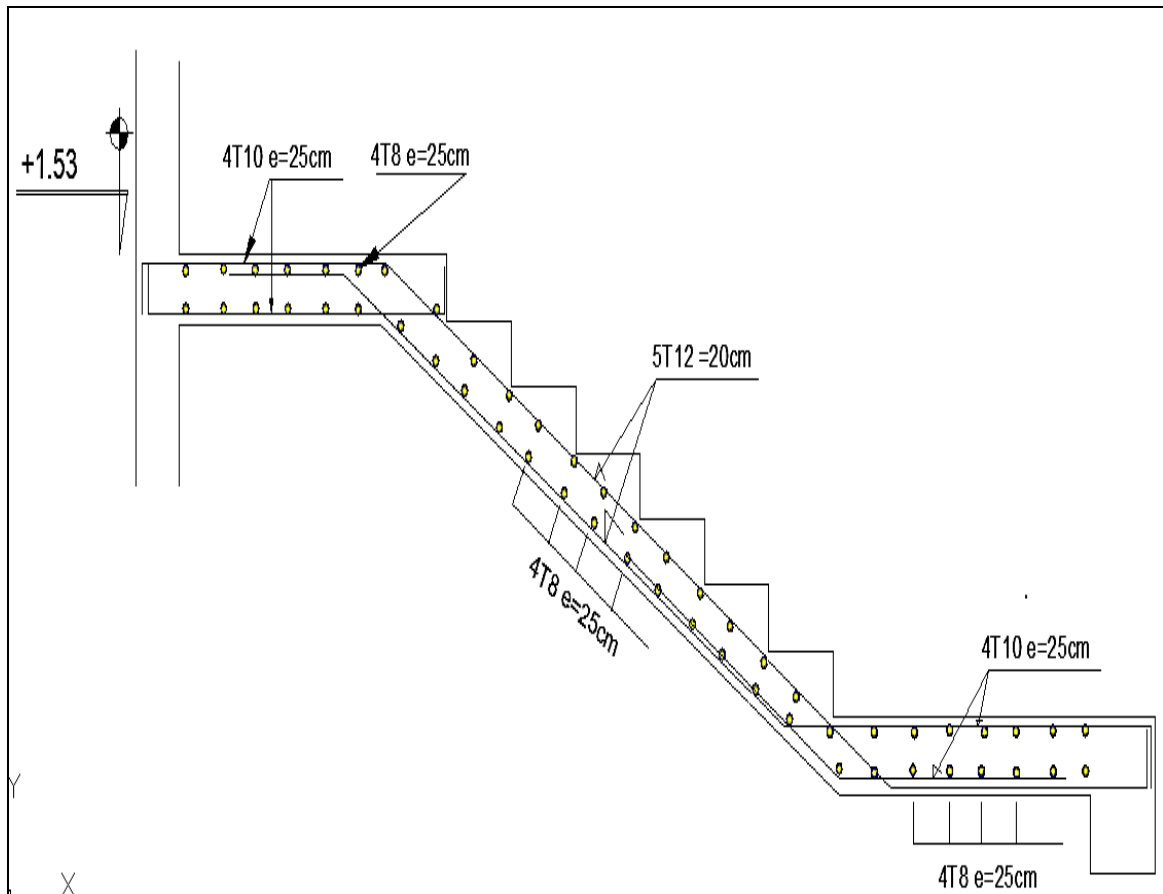


Figure (III.24) : Schéma de ferrailage de volée 02.

III.7. poutre palière:

III.7.1. Pré dimensionnement :

1-Hauteur :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de 3.20m.

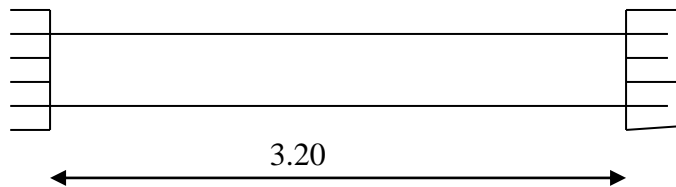


Figure (III.25) : Schéma de la poutre palière.

b) Pré dimensionnement

➤ La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10} \quad l : \text{longueur libre entre nus d'appuis} \\ \frac{320}{15} \leq h_t \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21.33\text{cm} \leq h_t \leq 32\text{cm} \end{array} \right.$$

On prend $h_t = 30\text{cm}$

➤ La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,3h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 9 \leq b \leq 21\text{cm}$$

On prend $b = 25\text{cm}$

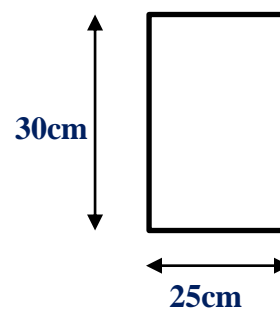


Figure (III.26) : section de la poutre palière.

-Recommandations de RPA (Art 7.5.1) ;

$$b \geq 25\text{cm} , h \geq 30\text{cm} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Notre poutre a pour dimension $(b \times h) = (25 \times 30) \text{cm}^2$

c) Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875 \text{ KN/ml}$
- poids du mur $G_M = 1.5 \times 2.8 = 4.2 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 21.34 \text{ KN}$
- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 15.42 \text{ KN}$

d) Calcul à l'ELU :

- Calcul des efforts internes :

$$q_u = 1.35G + R_u$$

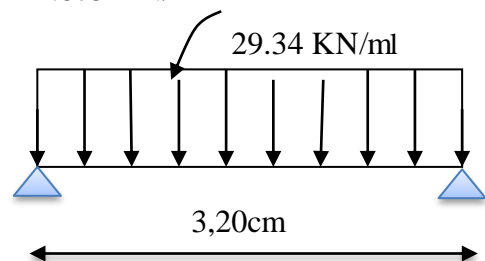


Figure (III.27) : Schéma statique à l'ELU.

$$q_u = 1.35 \times (1.875 + 4.2) + 21.34 = 29.54 \text{ KN/ml}$$

- **Moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{29.34 \times 3.20^2}{8} = 37.56 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{29.34 \times 3.20}{2} = 46.94 \text{ KN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0.3M_u = -11.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0.85M_u = 31.93 \text{ KN.m}$$

III.7.2. Calcul des armatures :

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

$$M_{uap} = 11.27 \text{ KN.m}, M_{ut} = 31.93 \text{ KN.m}, d = 27 \text{ cm}, C = 2 \text{ cm}, b = 25 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

- **Armatures principales :**

Tableau (III.19) : Sollicitation de calcul des armatures à l'ELU.

	μ_{bu}	γ	μ_{tu}	Z_b	$A_{calculé}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$	St (cm)
appui	0.044	1.37	0.287	26.29	1.23	3HA12=3.39cm ²	25
travée	0.123	1.37	0.287	25.01	3.66	3HA14=4.62cm²	25

f) Vérification à l'ELU :

- ❖ **Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL):**

$$A_{min} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

a) **En travée :** $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,815 \text{ cm}^2$

b) **Aux appuis :** $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,815 \text{ cm}^2 \Rightarrow \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$

- ❖ **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{46.94 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.7 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.7 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL):**

a) **Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(46.94 \times 10^3 - \frac{11.27 \times 10^6}{0.9 \times 270} \right) = 0.016 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.016 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

❖ **Influence sur le béton :**

$$T_{u_{\max}} \leq 0.4b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 270 \times \frac{25}{1.5} = 405 \text{ KN} > T_u = 46.94 \text{ KN} \text{ ..Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'adhérence aux appuis :**

$$\tau_u = \frac{T_{u_{\max}}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_u = \frac{46.94 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 11.304 \times 10} = 1.71 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 1.71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \dots \text{Condition est vérifiée}$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

❖ **Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 8.6 ; 25 \} = 8.6 \text{ mm}$$

$$\text{On prend un cadre et un étrier en HA8} \quad A_t = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Ecartement des barres :**

D'après le RPA2003 Art (7.5.2.2), l'espacement est donné selon deux zones :

a) **En zone nodale :**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{4.62}{0.003 \times 25} = 61.6 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 7.5 \text{ cm} ; 12 \text{ cm} \}$$

On prend: $S_t = 7.5 \text{ cm}$

b) En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ **Ancrage des barres (A-6-1-2) :**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$.

f) **Calcul à l'ELS :**

1-Combinaison des charges :

$$q_s = G + T_s$$

$$q_s = 1.875 + 4.794 + 15.42 = 22.1 \text{ KN/ml}$$

- **Le moment isostatique :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{22.1 \times 3.20^2}{8} = 28.3 \text{ KN}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{22.1 \times 3.20}{2} = 35.36 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$$M_{sa} = -0.3M_s = -8.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_s = 24.055 \text{ KN.m}$$

2-Vérification de la flèche :

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.30}{3.20} = 0.094 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.30}{3.10} = 0.094 > \frac{24.055}{10 \times 28.3} = 0.085 \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{27 \times 25} = 0.007 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

-Etat limite de déformation :

La fissuration étant peu nuisible \Rightarrow la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

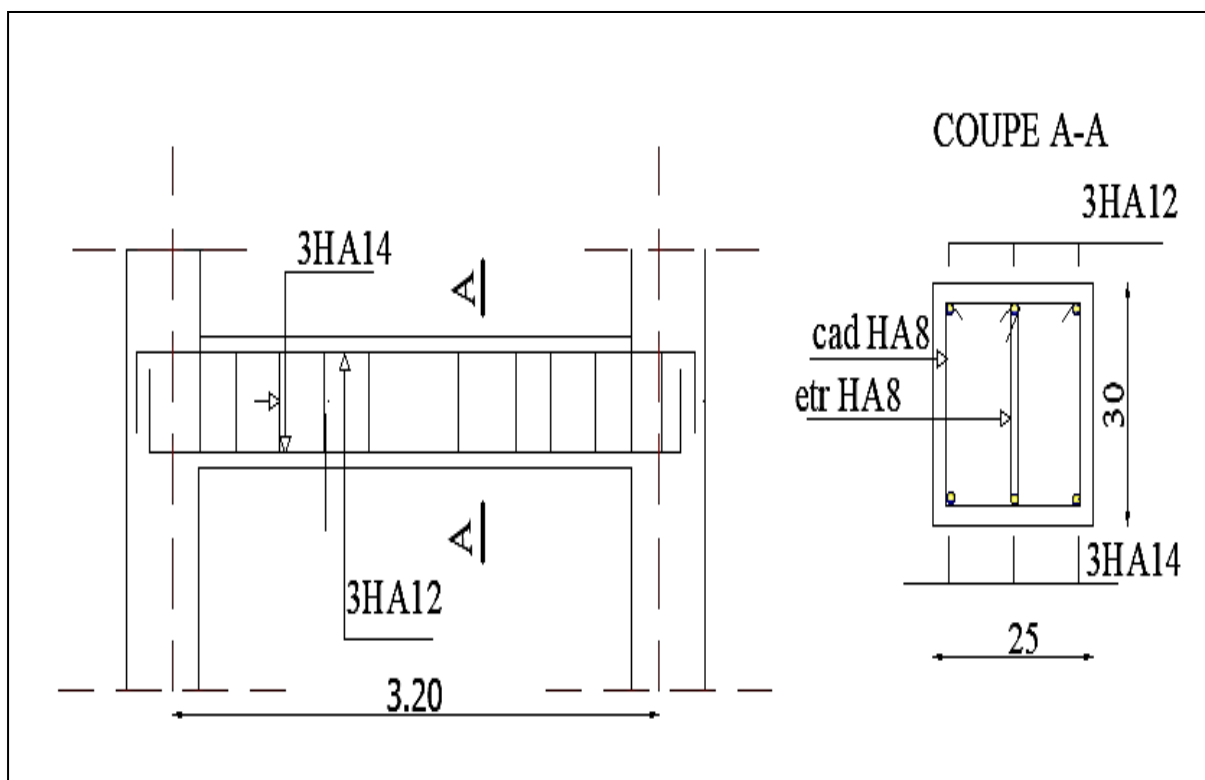


Figure (III.28) : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1. Etude dynamique :**IV.1.1. Introduction :**

La structure en question est sujette à l'action du séisme. Les secousses telluriques engendrent dans les constructions des accélérations qui peuvent être d'un ordre de grandeur de telle sorte à influencer négativement sur la stabilité de celle-ci. Il en résulte des efforts importants pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.

Notre structure se trouvant dans une zone sismique, une étude dynamique s'impose dans le but de limiter dans la mesure du possible, les dégâts sur éléments structuraux et éviter l'effondrement de la structure.

IV.1.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.1.3. Modélisation mathématique :

La modélisation mathématique revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

IV.1.4. Modélisation de la structure étudiée :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (moments, efforts normaux,...), dans les éléments structuraux, les calculs sont faits on utilisant le logiciel ETABS.

a/ Description du logiciel ETABS :

ETABS (Extended 3D Analysis of Building Systems) est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde.

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.)

ETABS permet également le transfert des données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

b/Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portiques (poutres, poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles introduit selon l'orientation qu'on choisit.

c/Modélisation de la masse :

Selon le RPA 99/V2003, la masse des planchers est calculée d'une manière à inclure la quantité βQ avec $\beta=0.2$ correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

❖ Présentation de la vue en 3D :

La modalisation de notre structure à partir de logiciel ETABS 9.7.4 nous à donner la vue en 3D suivante :

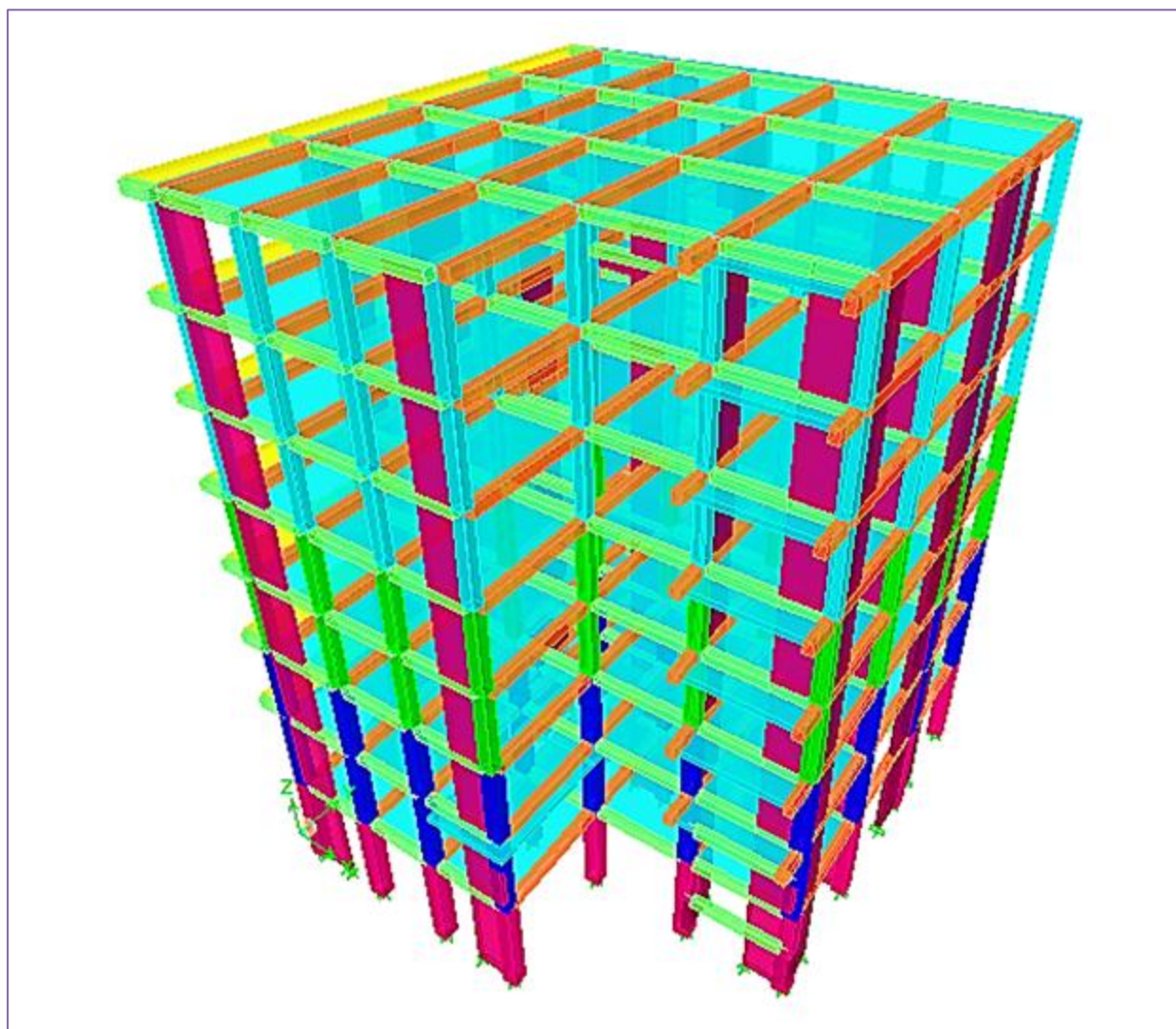


Figure (IV.1) : Schéma de la structure en 3D.

IV.2 Etude sismique de bâtiment :

IV.2.1. Introduction :

Le nord du territoire Algérien est soumis à une activité sismique très importante, le but de cette étude est de déterminer à chaque niveau de la structure les sollicitations engendrées par un éventuel séisme.

➤ Choix de la méthode de calcul :

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

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

Pour notre bâtiment on a une irrégularité en plan, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

➤ Condition d' RPA99/Version 2003 :

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99 / Version 2003 (article 4.3.6)** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

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

IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

a) Principe :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des efforts maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par :

- ✓ La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.
- ✓ Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.
- ✓ Le comportement de la structure pour ces fréquences particulières est appelé mode de vibration.
- ✓ Le comportement global peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.
- ✓ cette méthode peut être appliquée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- ✓ méthode statique équivalente n'est pas permise.

b) Application :

On a la formule suivante : $V_t = S_a/g \times \alpha_i \times W$

Avec: V_t : l'effort tranchant modal à la base

α_i : coefficient de participation du mode i

W : poids total de la structure

1) Spectre de réponse de calcul :

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

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

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

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

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

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

IV.2.3. Méthode statique équivalente : RPA (Article 4.2) :

a) Principe :

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à 65 m en zone II à 30 m en zone III et IIb.
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, toutes les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23..m.

Groupe d'usage 1B.....	$H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.
Groupe d'usage 1A.....	$H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.
Zone III : Groupe d'usage 2 et 3.....	$H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.
Groupe d'usage 1B.....	$H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

b) Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule

suivante:
$$V = \frac{ADQ}{R} W_T$$

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

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement.

W_T : poids total du bâtiment

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

Il est donné par le tableau (4.1 R.P.A 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment: Pour la zone (IIa) et groupe d'usage 2 ⇒ **A = 0.15**

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \dots\dots\dots T \geq 3.00s \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique dépendant du site: pour un site meuble (S₃).

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

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0.7 = \mathbf{0.816} \dots\dots\dots \text{(Article 4.2 R.P.A 2003)}.$$

ξ: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissages..... (Tableau 4-2 R.P.A 2003).

On prend le cas le plus défavorable pour ξ = 8,5%.

c) Estimation de la période fondamentale :

- La période fondamentale $T = 0.7414s$ inférieure à celle calculée par les formules empiriques données par le RPA99 :

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

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 R.P.A 2003) :

Pour une structure dont le contreventement est assuré partiellement par des voiles en béton armé \Rightarrow . $C_T = 0,05$

$$h_N = 25.84m.$$

$$D'où : T = 0,05(25.84)^{3/4} = 0.573s$$

$$\text{Alors : } 1.3 \times 0.573 = 0.745$$

$$T = 0.745s$$

Dans le cas où la structure est contreventes par des voiles en béton armé, on peut également utiliser la formule suivante:

$$T = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{d}}$$

d : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

b) sans longitudinale : $dx = 17.6 m \longrightarrow T = 0.554 s.$

a) sens transversale : $dy = 19.6 m \longrightarrow T = 0.525 s.$

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

$$\text{Dunc: } \begin{cases} T_x = 0.554 s. \\ T_y = 0.525 s. \end{cases}$$

$$\text{On a : } T_2 = 0.5 s$$

$$\checkmark T_2 = 0.5 s < T_x < 3.0 s \quad \text{donc } D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$\checkmark T_2 = 0.5 s < T_y < 3.0 s \quad \text{donc } D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

\checkmark D'où:

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.554}\right)^{2/3} = 1,905 \\ D_y = 2,5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.525}\right)^{2/3} = 1.97 \end{cases}$$

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

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 de RPA 99/ Version 2003), en fonction du système de contreventement ; R=3.5 (notre structure est contreventée par des voiles porteurs).

❖ **Facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

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

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

Tableau (IV.1) : Valeurs des pénalités.

Critère	P _q (S. long)	
	Obs	N/Obs
Condition minimale sur les files de	0	/
Redondance en plan	0	/
Régularité en plan	/	0.05
Régularité en élévation	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
Contrôle de la qualité d'exécution	/	0.1
Q (totale)	1.20	

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

Pour chaque niveau « i » on aura : W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99, β =0,20 (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés)

W_{gi} : poids dû aux charges permanentes. ; W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitations.

Tableau (IV.2) : Valeurs des paramètres.

A	D _X	D _Y	Q	R	T(S)	W(KN)
0.15	1.905	1.97	1.2	3.5	0.745	27258,6232

d) 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.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

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

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K .

Le nombre de modes à considérer est : 12modes. (Participation modale de mode 12; 90.20 %).

IV.2.4. Choix de la disposition des voiles :

On a pris en considération le plan d'architecture en prévoyant un nombre minimal des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

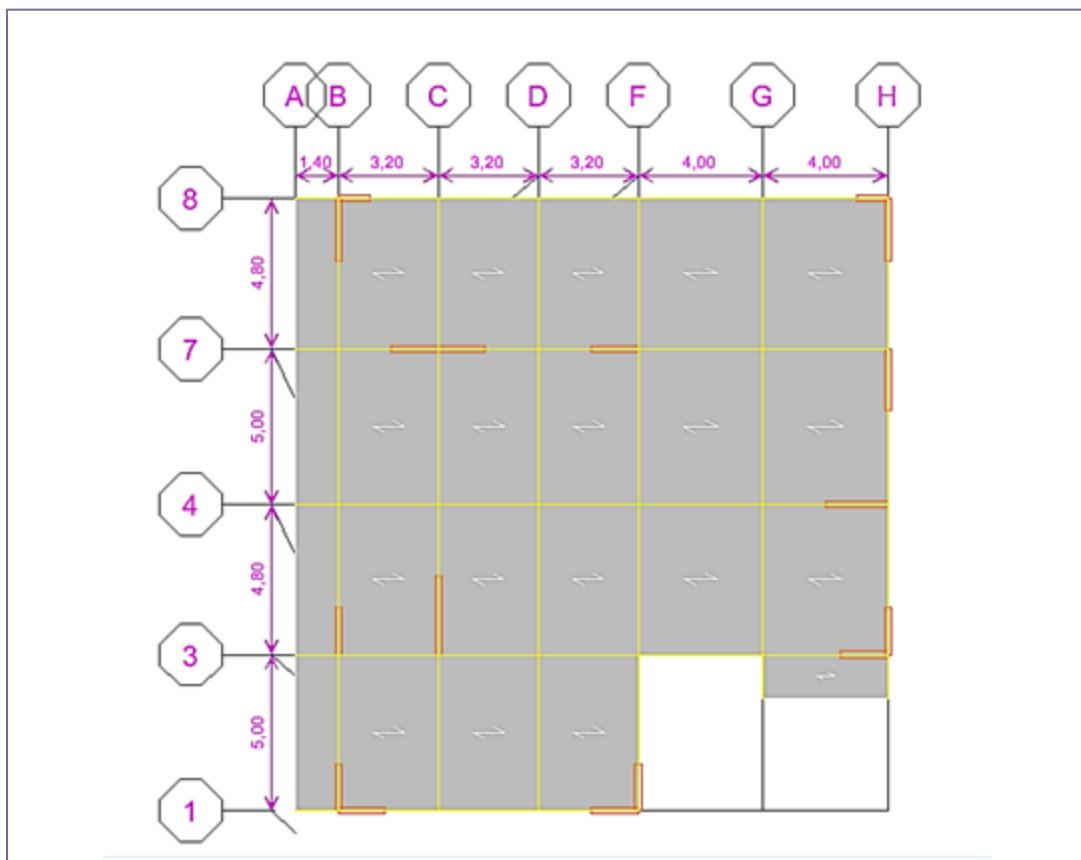


Figure (IV.2) : La disposition des voiles (vue en plan).

❖ **Caractéristiques géométriques et massique de la structure :**

➤ **Détermination des masses et centre de masse par étages :**

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

Les coordonnées du centre de masse sont données par

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

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ;

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

➤ **Caractéristiques massiques :**

Tableau (IV.3) : Centre de masse et inertie des niveaux.

Story	Position de centre de masse			Position de centre de torsion		excentricité	
	Mass(t)	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	EX(m)	EY(m)
STORY1	349,3429	9,411	10,402	9,621	9,902	0,21	0,5
STORY2	329,0991	8,949	10,628	9,613	9,876	0,664	0,752
STORY3	339,5138	9,026	10,548	9,594	9,955	0,568	0,593
STORY4	335,0194	9,022	10,548	9,561	10,04	0,539	0,508
STORY5	330,3779	9,018	10,548	9,54	10,12	0,522	0,428
STORY6	326,4295	9,014	10,547	9,533	10,195	0,519	0,352
STORY7	326,4295	9,014	10,547	9,535	10,266	0,521	0,281
STORY8	333,2332	9,092	10,508	9,54	10,325	0,448	0,183
SOMME	2669,4453						

(X_{CR}, Y_{CR}) : coordonnées de centre de torsion (ou de rigidité)

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

$$e_{acc} = \pm 0.05 \max (l_x, l_y) = \pm 0.05 \max (17.6, 19.6) = 0.98 \text{ m}$$

$$e_{acc} = 1 \text{ m} ; \quad e_{réel} = \max (e_x, e_y) = 0,752 \text{ m}$$

$$\text{Donc } e_x = \max (e_{acc} ; e_{réel}) = 0.98 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_x = 0.98 \text{ m} \\ W_t = M_t \times g = 2669,4453 \times 9.81 = \mathbf{26187,25839 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc on a : } \left\{ \begin{array}{l} V = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{x \text{ stat}} = \mathbf{2565,603115 \text{ KN}} \\ V = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{y \text{ stat}} = \mathbf{2653,143379 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

❖ Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires :

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

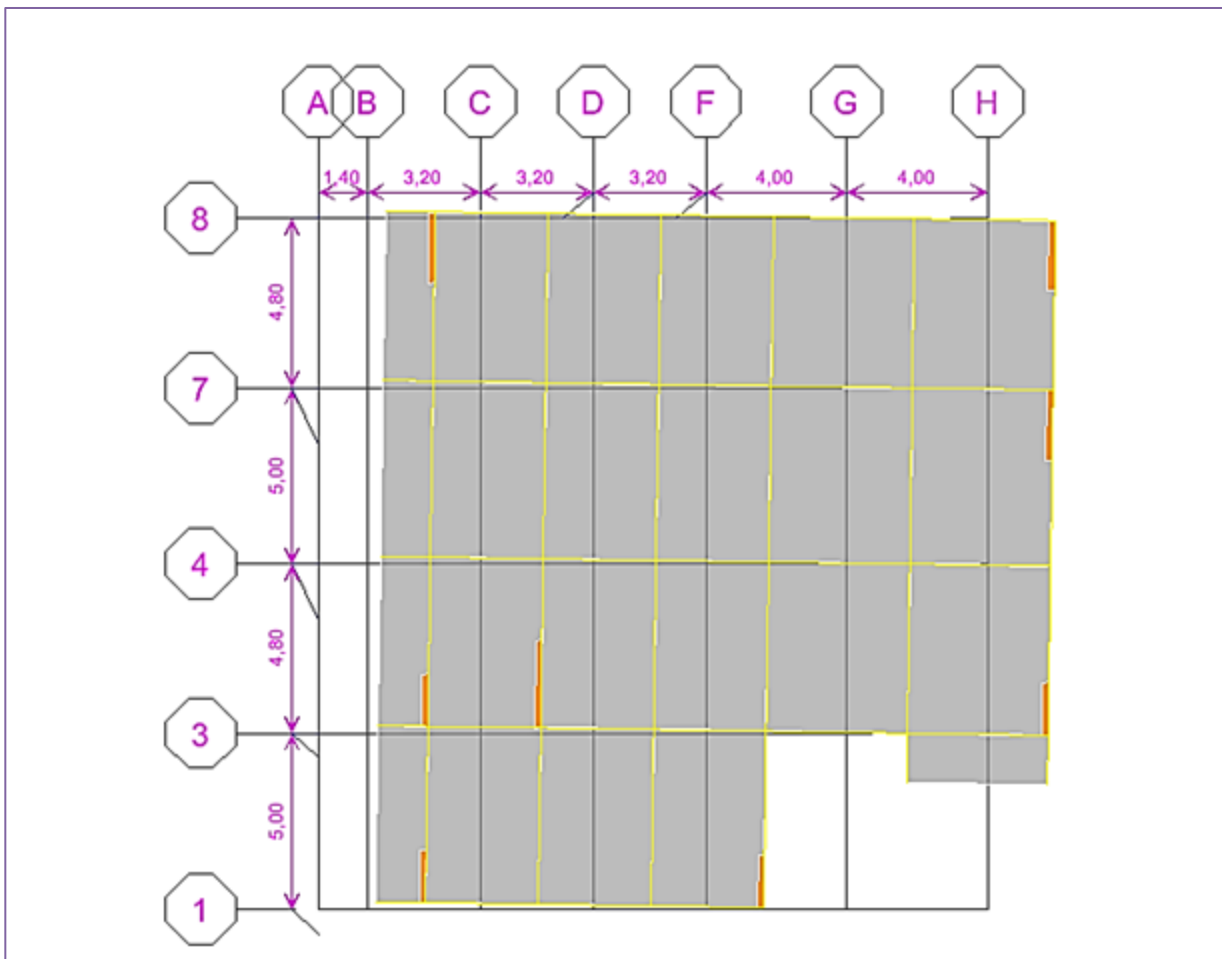
Après l'analyse automatique par le logiciel **ETABS 9.7.4**, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau.

Tableau (IV.4) : Période mode et facteurs de participation massique.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ	Nature
1	0,739668	75,1039	0,1263	75,1039	0,1263	0,4429	0,4429	Translation X
2	0,717588	0,2022	73,9388	75,3061	74,065	1,2189	1,6618	Translation Y
3	0,600478	0,298	1,1549	75,6041	75,2199	73,5052	75,167	Rotation Z
4	0,209191	13,5832	0,0301	89,1873	75,2501	0,0717	75,2387	/
5	0,195781	0,0311	13,5949	89,2184	88,845	0,2576	75,4963	/
6	0,162312	0,1363	0,2514	89,3546	89,0964	13,8833	89,3796	/
7	0,09447	5,0762	0,0381	94,4308	89,1345	0,0369	89,4165	/
8	0,086028	0,0274	5,255	94,4582	94,3895	0,0823	89,4988	/

➤ **Modes de vibrations obtenus :**

• **Premier mode de vibration : Translation suivant X**



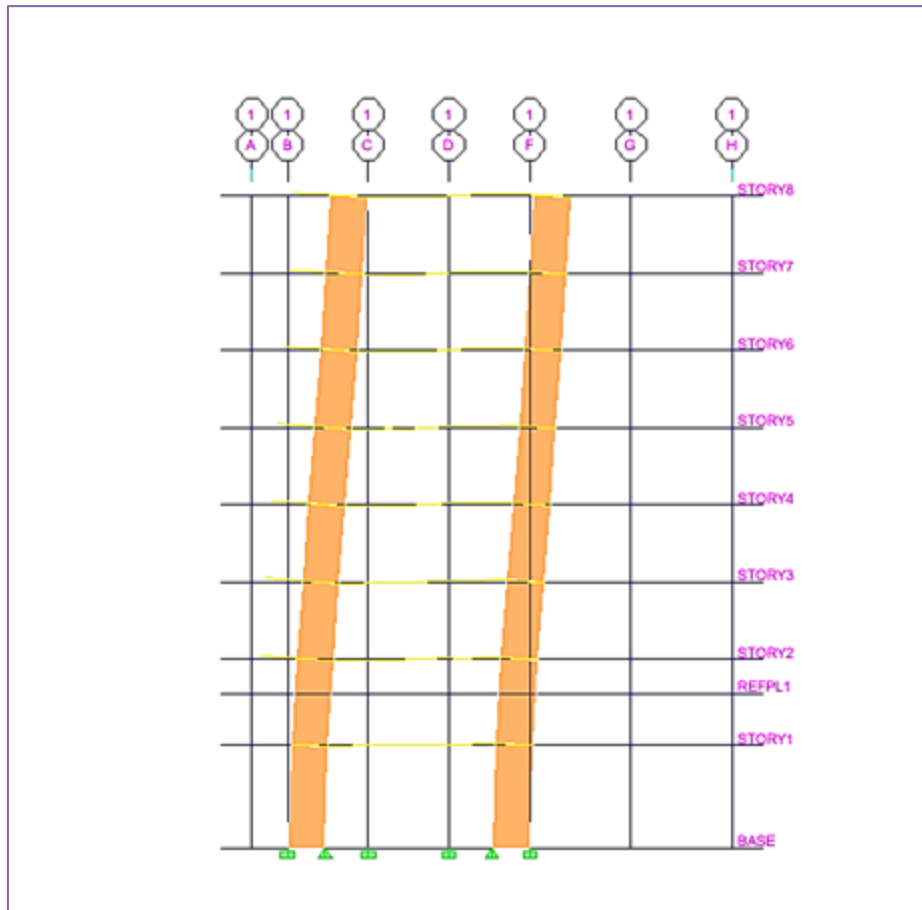
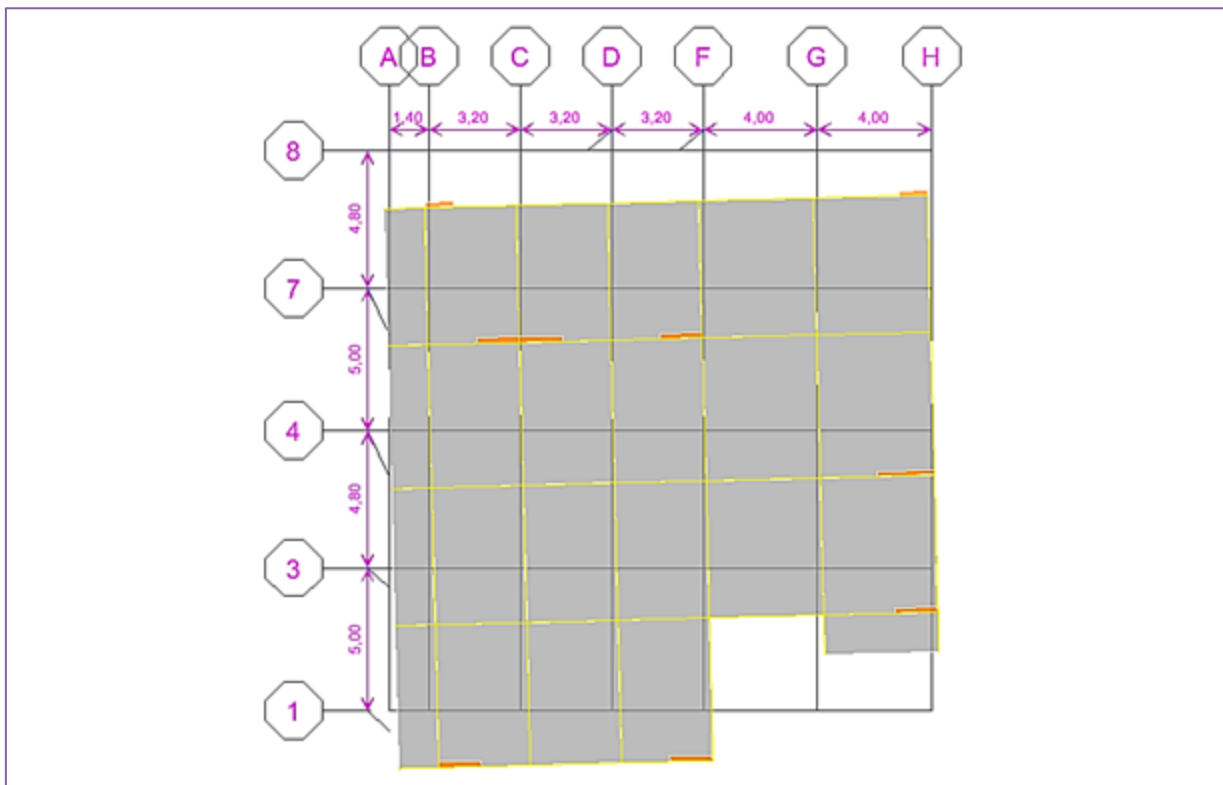


Figure (IV.3) : 1^{er} Mode de translation suivant le sens x x de periode $T = 0.7396s$.

- Deuxième mode de vibration : Translation suivant Y



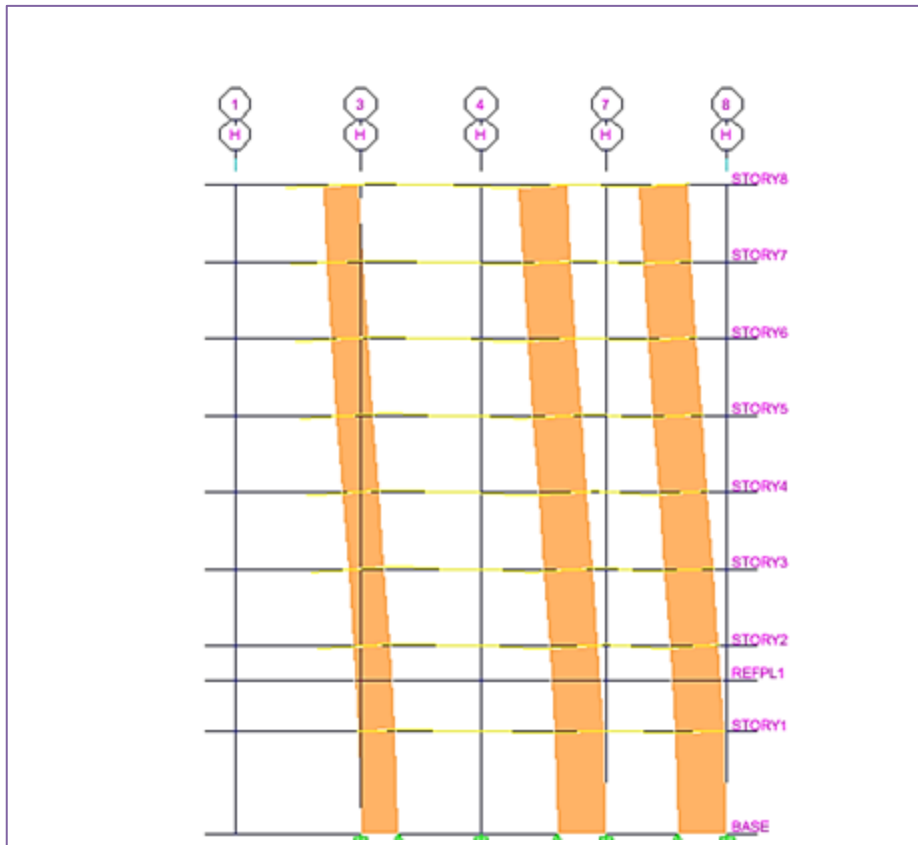
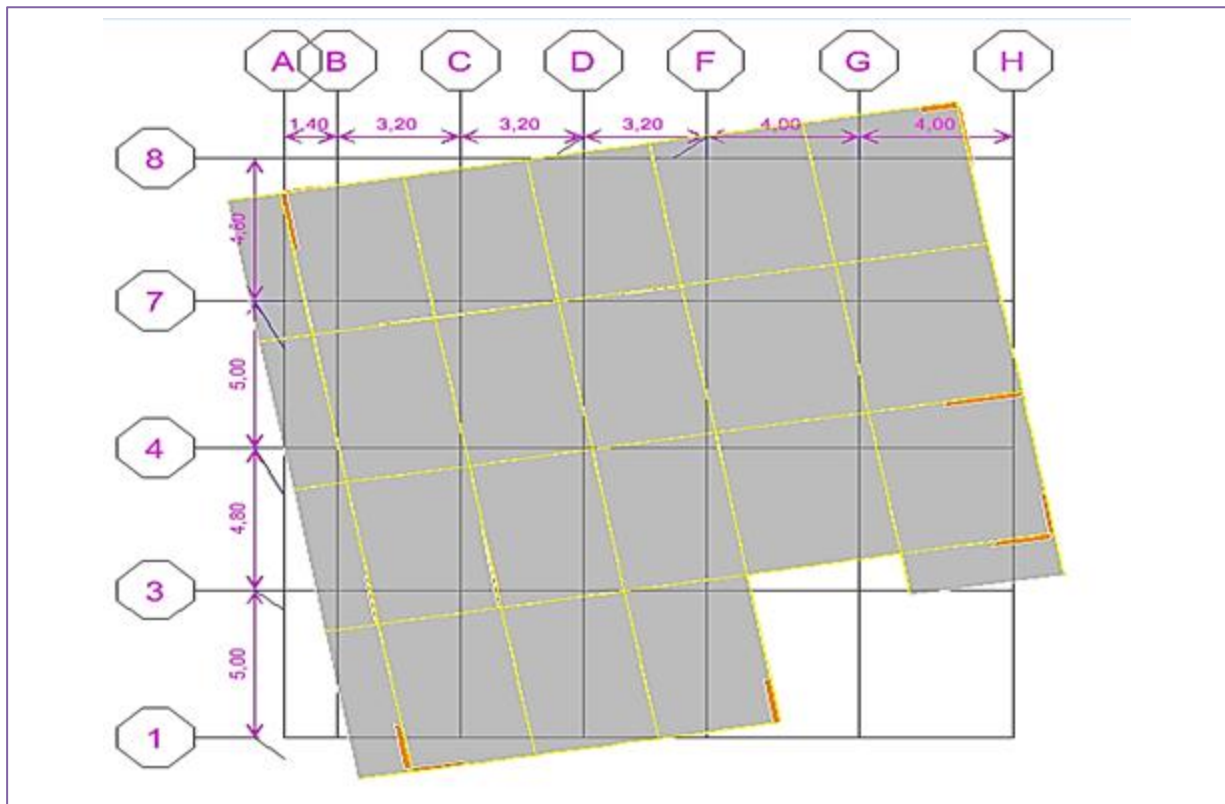


Figure (IV.4) : 2^{ème} Mode de translation suivant le sense y y de periode T =0.7175s.

- Troisième mode de vibration : rotation suivant Z



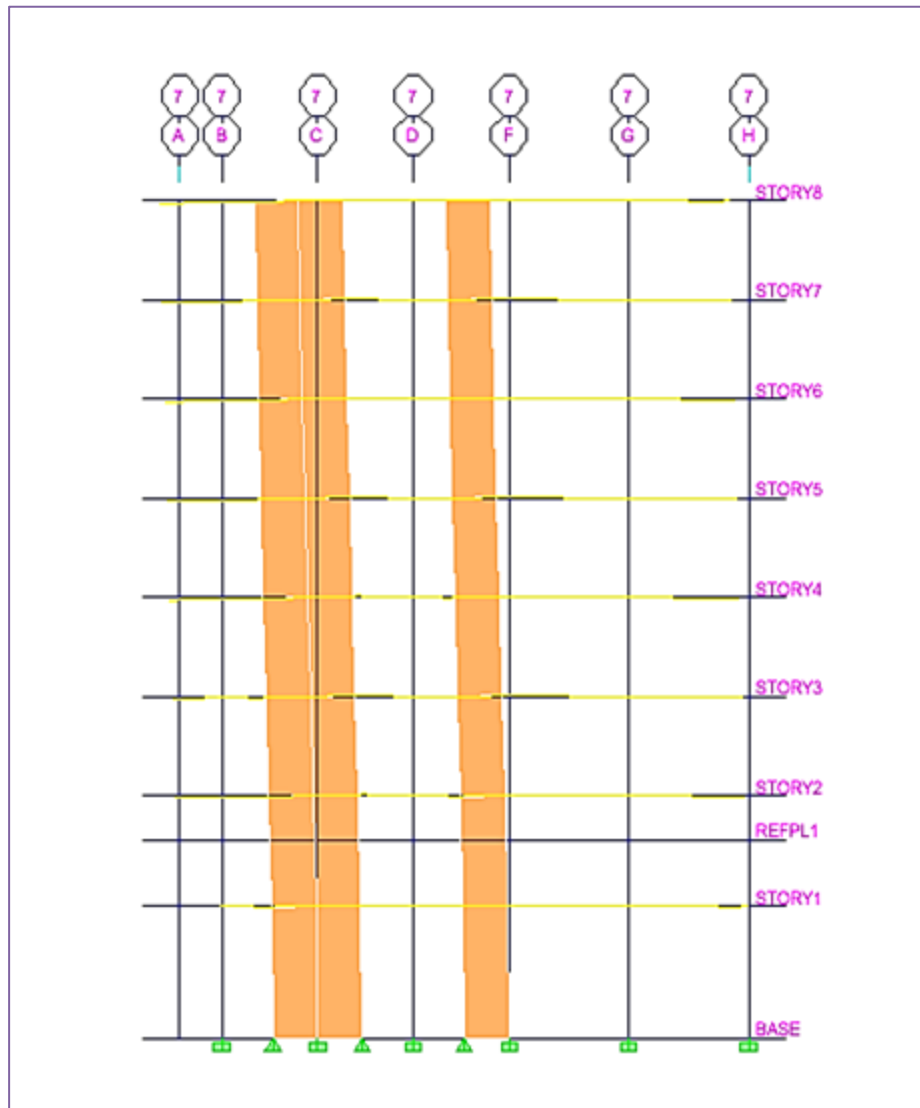


Figure (IV.5) : 3^{ème} Mode de rotation autour de laxe Z de periode T=0.6004s.

D’après le RPA99 Version 2003, la valeur de T_E calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T=0.7368s < T = 0.573 \cdot 1.30 = 0.745s \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

➤ **Calcul de l’effort tranchant modal à la base :** D’après le (RPA99v03):

$$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec :

V_i : l’effort tranchant à la base.

α_i : coefficient de participation i.

W : poids total de la structure.

Les résultats sont dans les tableaux suivants :

❖ Sens longitudinal (X_X) :

Tableau (IV.5) : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale).

Mode	Période	ai(%)	Sa/g	W(KN)	Vt
1	0,739668	0,751039	0,101	26187,2584	1986,432889
2	0,717588	0,002022	0,1031	26187,2584	5,459210622
3	0,600478	0,00298	0,116	26187,2584	9,052411484
4	0,209191	0,135832	0,1311	26187,2584	466,3315732
5	0,195781	0,000311	0,1311	26187,2584	1,067709518
6	0,162312	0,001363	0,1311	26187,2584	4,679382872
7	0,09447	0,050762	0,152	26187,2584	202,0562769
8	0,086028	0,000274	0,1552	26187,2584	1,113607926

➤ Sens transversal (YY):

Tableau (IV.6) : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal).

Mode	Période	ai(%)	Sa/g	W(KN)	Vt
1	0,739668	0,001263	0,101	26187,2584	3,340525243
2	0,717588	0,739388	0,1031	26187,2584	1996,27835
3	0,600478	0,011549	0,116	26187,2584	35,08265108
4	0,209191	0,000301	0,1311	26187,2584	1,033378022
5	0,195781	0,135949	0,1311	26187,2584	466,7332517
6	0,162312	0,002514	0,1311	26187,2584	8,630938035
7	0,09447	0,000381	0,152	26187,2584	1,516556508
8	0,086028	0,05255	0,1552	26187,2584	213,5769946

➤ **Combinaisons des réponses modales :** (RPA99/VERSION2003.Art.4.3.5)

Si toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

E : l'effet de l'action sismique considéré.

E_{di} : valeur modale de E selon le mode i.

K : nombre de mode retenue.

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E₁ et E₂ par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \dots \dots \dots (2)$$

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T₁, T_j et d'amortissement ζ_i, ζ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport r vérifie la relation

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{\left(10 + \sqrt{\zeta_i \zeta_j}\right)} = 0,54 \text{ avec : } T_i \leq T_j$$

➤ **Combinaisons des réponses modales :**

Tableau (IV.7) : Combinaison des réponses modales.

Mode	Période T(s)	r=Ti/Tj	Observation
1 ^{ème} Mode	0,739668	0,970148769	C. N. Vérifiée
2 ^{ème} Mode	0,717588	0,836800504	C. N. Vérifiée
3 ^{ème} Mode	0,600478	0,348374129	C. Vérifiée
4 ^{ème} Mode	0,209191	0,935895904	C.N. Vérifiée
5 ^{ème} Mode	0,195781	0,829048784	C .N .Vérifiée
6 ^{ème} Mode	0,162312	0,582027207	C .N. Vérifiée
7 ^{ème} Mode	0,09447	0,910638298	C .N. Vérifiée
8 ^{ème} Mode	0,086028	/	C. N .Vérifiée

➤ **Remarque :**

Les modes ne sont pas indépendants 2 à 2 donc on applique la formule (2) :

$$E_x = 2174,6718 \text{ KN} \quad ; \quad E_y = 2046,9121 \text{ KN}$$

➤ **Vérification des exigences de RPA99/2003 :**

1) Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99ver.03** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t 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.

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

Tableau (IV.8) : Vérification des forces sismiques.

	V_{statique} (KN)	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	$0.8 V_{\text{statique}}$	$0.8 V_s < V_{\text{dyn}}$
Sens X-X	2565,603	2055,732	2052.482	C. Vérifiée
Sens Y-Y	2653,143	2064,761	2122.514	C.N. Vérifiée

La résultante des forces obtenues à la base par la combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% des résultantes des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente dans le sens Y-Y donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse par un coefficient de majoration dans la direction considérée qui égale à :

$$\frac{0.8V_{y,sta}}{V_{y,dyn}} = \frac{0.8 \times 2653.143}{2046,761} = 1.03$$

❖ **Justification du système de contreventement :**

Pour le choix du système de contreventement, selon les définitions données par le RPA99 version 2003

On doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales représenté par les portiques et les voiles, comme présente les tableaux ci-dessous :

✓ **Sous charges horizontales :**

Tableau (IV.9) : Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.

Niveau	Voile		Portique		(%) voile		(%) Portique	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Niv 1	17,75	121,53	17,82	2,08	49,9	98,3	50,1	1,68

✓ **Sous charges verticales :**

Tableau (IV.10) : Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.

Niveau	Voile	Portique	(%) voile	(%)Portique
	F3	F3	F3	F3
Niveau 1	13639,93	29514,18	31,61	68,39

Avec :

F3 : la charge verticale reprise par l'élément.

F1 : la charge horizontale suivant X

F2 : la charge horizontale suivant Y

➤ **Conclusion :**

On remarque dans les résultats que les voiles reprennent plus de 20% de l'effort vertical et la totalité de l'effort horizontal donc notre système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, d'où le coefficient. (R=3,5)

➤ Spectre de réponse :

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel **Spectre 99 V 2003**

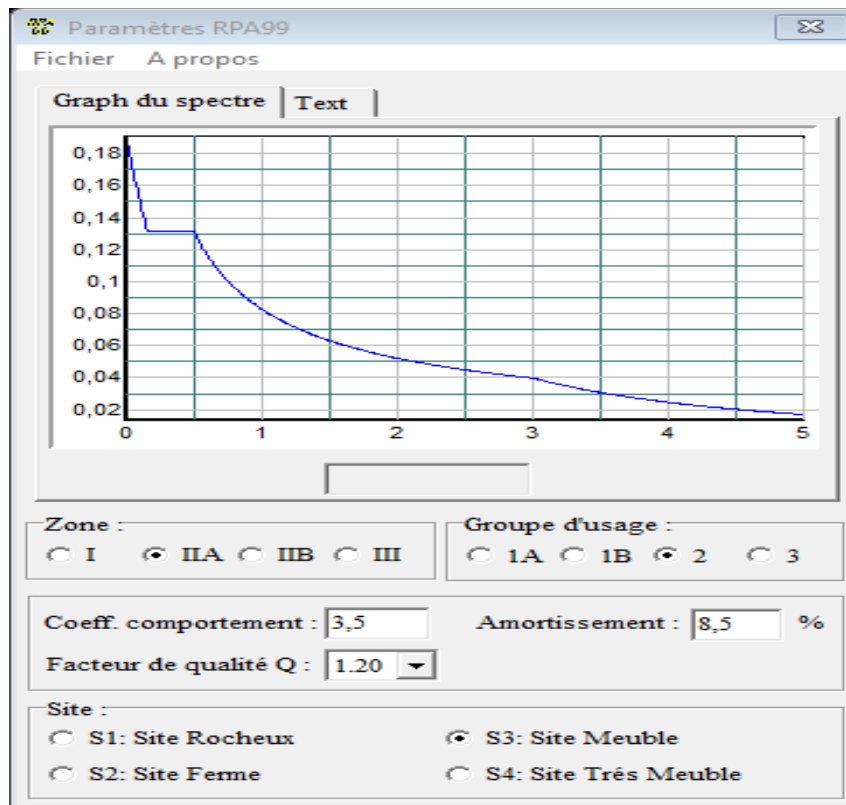


Figure (IV.6) : Spectre de réponse .

2) Distribution des forces sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivante : (Art 4.2.5) RPA99/2003

Sens xx : $V_x = 2055,7316 \text{KN}$

Tableau (IV.11) : La disposition de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens x-x.

Niveau	W(KN)	Hi(m)	W*hi*V	$\sum W*hi$	Fi(KN)
Niveau 1	3427,053	4,08	28743987,52	392496,2856	73,23
Niveau2	3228,462	7,48	49643650,75	392496,2856	126,48
Niveau 3	3330,630	10,54	72166137,5	392496,2856	183,86
Niveau 4	3286,540	13,6	91884928,98	392496,2856	234,10
Niveau 5	3241,007	16,66	110999597,6	392496,2856	282,80
Niveau6	3202,273	19,72	129817048,1	392496,2856	330,75
Niveau 7	3202,273	22,78	149961072,8	392496,2856	382,07
Niveau 8	3269,017	25,84	173650561,6	392496,2856	442,43

Sens yy : $V_y = 2064,7613 \text{KN}$

Tableau (IV.12) : La disposition de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens y-y.

Niveau	W(KN)	Hi(m)	W*hi*V	$\sum W*hi$	Fi(KN)
Niveau 1	3427,053	4,08	28870244,07	392496,2856	73,56
Niveau2	3228,462	7,48	49861708,04	392496,2856	127,04
Niveau 3	3330,630	10,54	72483123,71	392496,2856	184,67
Niveau 4	3286,540	13,6	92288529,02	392496,2856	235,13
Niveau 5	3241,007	16,66	111487157,9	392496,2856	284,05
Niveau6	3202,273	19,72	130387263,1	392496,2856	332,20
Niveau 7	3202,273	22,78	150619769,5	392496,2856	383,75
Niveau 8	3269,017	25,84	174413313,1	392496,2856	444,37

3) Vérification des déplacements latéraux inter-étage :

D'après l'article (**Art 5.10**) du **RPA99**, les déformations relatives latérales d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

a) Principe de calcul : (Art 4.43)

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

$$\delta_K = R \delta_{eK}$$

Avec :

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

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le déplacement admissible est :

$$\Delta_{k \text{ adm}} = 1\%h_0$$

Avec :

h_0 :est la hauteur d'étage

Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal:**

Tableau (IV.13) : Le déplacement inter-étage dans le sens xx.

SENS X-X							
Niveau	δ_{ek} (m)	R	$\delta k(m)$	δ_{k-1}	Δ_k (x)	Δ_k adm	Observation
Niveau 8	0,0188	3,5	0,0658	0,05915	0,00665	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 7	0,0169	3,5	0,05915	0,05145	0,0077	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 6	0,0147	3,5	0,05145	0,04235	0,0091	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 5	0,0121	3,5	0,04235	0,0329	0,00945	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 4	0,0094	3,5	0,0329	0,0231	0,0098	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 3	0,0066	3,5	0,0231	0,01365	0,00945	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 2	0,0039	3,5	0,01365	0,0049	0,00875	0.0340	C. Vérifiée
Niveau 1	0,0014	3,5	0,0049	-	0,0049	0.0408	C. Vérifiée

➤ **Sens transversal:**

Tableau (IV.14) : Le déplacement inter-étage dans le sens yy.

Sens Y-Y								
Niveau	δ_{ek} (m)	R	$\delta_{ek} * 1,03$	δk (m)	δ_{k-1}	Δ_k (y)	Δ_k adm	Observation
Niveau 8	0,018	3,5	0,0185	0,0649	0,0580	0,0068	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 7	0,0161	3,5	0,0166	0,0580	0,0505	0,0076	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 6	0,014	3,5	0,0144	0,0505	0,0415	0,0090	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 5	0,0115	3,5	0,0118	0,0415	0,0321	0,0094	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 4	0,0089	3,5	0,0092	0,0321	0,0224	0,0097	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 3	0,0062	3,5	0,0064	0,0224	0,0130	0,0094	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 2	0,0036	3,5	0,0037	0,0130	0,0047	0,0083	0.0340	C. Vérifiée
Niveau 1	0,0013	3,5	0,0013	0,0047	-	0,0047	0.0408	C. Vérifiée

➤ **Conclusion :**

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

4) Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ : RPA 99 [art5-9]

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

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K)

Tel que : $P_k = \sum^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$

V_K : l'effort tranchant d'étage^{gk} au niveau K

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K : hauteur d'étage K.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal :

Tableau (IV.15) : Vérification de l'effet P-Delta sens x-x.

Niveau	P_k	V_x	H_k	Δ_k	θ_{kx}	<0,1
Niveau8	3269,017	442,43	3,06	0,00665	0,0161	C.Vérifiée
Niveau7	3202,273	824,5	3,06	0,0077	0,0098	C.Vérifiée
Niveau6	3202,273	1155,25	3,06	0,0091	0,0082	C.Vérifiée
Niveau5	3241,007	1438,05	3,06	0,00945	0,0070	C.Vérifiée
Niveau4	3286,54	1672,15	3,06	0,0098	0,0063	C.Vérifiée
Niveau3	3330,63	1856,01	3,06	0,00945	0,0055	C.Vérifiée
Niveau2	3228,462	1982,49	3,4	0,00875	0,0042	C.Vérifiée
Niveau1	3427,053	2055,72	4,08	0,0049	0,0020	C.Vérifiée

➤ Sens transversal :

Tableau (IV.16) : Vérification de l'effet P-Delta sens y-y.

Niveau	P_k	V_x	H_k	Δ_k	θ_{ky}	<0,1
Niveau8	3269,017	444,37	3,06	0,0068	0,0163	C.Vérifiée
Niveau7	3202,273	828,12	3,06	0,0076	0,0096	C.Vérifiée
Niveau6	3202,273	1160,32	3,06	0,0090	0,0081	C.Vérifiée
Niveau5	3241,007	1444,37	3,06	0,0094	0,0069	C.Vérifiée
Niveau4	3286,54	1679,5	3,06	0,0097	0,0062	C.Vérifiée
Niveau3	3330,63	1864,17	3,06	0,0094	0,0055	C.Vérifiée
Niveau2	3228,462	1991,21	3,4	0,0083	0,0040	C.Vérifiée
Niveau1	3427,053	2064,77	4,08	0,0047	0,0019	C.Vérifiée

❖ Conclusion :

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à 0,1.

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

5) Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble:➤ **vérification au renversement** : (RPA99/VERS03 Art.5.5.)

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$) avec :

M_s : moment stabilisant.

M_r : moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

$$\checkmark M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$\checkmark M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$$

b : la distance au centre de gravité selon la direction xx et yy (XG, YG)

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

❖ Sens xx :

Tableau (IV.17) : Calcul le moment de renversement sens x-x.

Niveau	Di(m)	Fxi(KN)	Fxi*di(KN.m)
Niveau1	4,08	73,23	298,7784
Niveau2	7,48	126,48	946,0704
Niveau3	10,54	183,86	1937,8844
Niveau4	13,6	234,10	3183,76
Niveau5	16,66	282,80	4711,448
Niveau6	19,72	330,75	6522,39
Niveau7	22,78	382,07	8703,5546
Niveau8	25,84	442,43	11432,3912
			$\Sigma=37736,277$

Sens yy :

Tableau (IV.18) : Calcul le moment de renversement sens y-y.

Niveau	Di(m)	Fyi(KN)	Fyi*di(KN.m)
Niveau1	4,08	73,56	300,1248
Niveau2	7,48	127,04	950,2592
Niveau3	10,54	184,67	1946,421
Niveau4	13,6	235,13	3197,768
Niveau5	16,66	284,05	4732,273
Niveau6	19,72	332,20	6550,984
Niveau7	22,78	383,75	8741,825
Niveau8	25,84	444,37	11482,520
			$\Sigma=37902,1766$

➤ Calcul de centre de gravité de la structure :

Tableau (IV.19) : Centre de gravité et de torsion.

Niveau	xi (m)	Yi (m)	Mi (t)	Mi. Xi	Mi. Yi	XG (m)	YG (m)
1	9,411	10,402	349,3429	3287,666032	3633,864846	9,07	10,53
2	8,949	10,628	329,0991	2945,107846	3497,665235		
3	9,026	10,548	339,5138	3064,451559	3581,191562		
4	9,022	10,548	335,0194	3022,545027	3533,784631		
5	9,018	10,548	330,3779	2979,347902	3484,826089		
6	9,014	10,547	326,4295	2942,435513	3442,851937		
7	9,014	10,547	326,4295	2942,435513	3442,851937		
8	9,092	10,508	333,2332	3029,756254	3501,614466		
Σ	72,546	84,276	2669,4453	24213,74565	28118,6507		

$$\left\{ \begin{array}{l} b_x = L_x - X_G \\ b_y = L_y - Y_G \end{array} \right.$$

b : les points les plus éloigné par rapport au centre de gravité pour les deux directions.

Tableau (IV.20) : Vérification de renversement.

Sons	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	M _s /M _r
Sens longitudinal	26187,25839	9,93	247508,27	37736,277	6,89
Sens transversal	26187,25839	9,47	247993,337	37902,1766	6,54

➤ **Conclusion :**

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$).

6) Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige la vérification prescrite 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 :

$$V = \frac{N}{B f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

F_{c28} : résistance caractéristique du béton.

➤ **Poteaux:**

On a fait un essai avec les poteaux pré-dimensionnés la condition n'était pas satisfaite les résultats sont dans ce tableau :

Tableau (IV.21) : Vérification des poteaux à l'effet de l'effort normal réduit.

Niveau	poteau	section	N(KN)	V	Remarque
Niveau 1	C15	55x55	1743,73	0.23	C. Vérifiée
Niveau2	C15	50x50	1512,03	0.24	C. Vérifiée
Niveau 3	C15	50x50	1321,63	0.21	C. Vérifiée
Niveau 4	C15	45x45	1089,79	0.22	C. Vérifiée
Niveau 5	C15	45x45	867,46	0.17	C. Vérifiée
Niveau6	C15	40x40	648,6	0.16	C. Vérifiée
Niveau 7	C15	40x40	436,59	0.11	C. Vérifiée
Niveau 8	C20	40x40	229,43	0.06	C. Vérifiée

CONCLUSION :

L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires (RPA99 VERSION 2003, C.B.A 93 et BAEL 91 modifiée 99...ext.)

Les conditions sont satisfaites.

CHAPITRE V

ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPALE

ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPALE

V.1.Introduction:

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/Ver2003).

V.2.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, le ferraillage se fera en flexion composée et les armatures seront déterminées sous les couples de sollicitations suivants :

$$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{corr}}$$

$$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{corr}}$$

$$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corr}}$$

L'effort normal de calcul est un effort global du aux charges verticales, pour ferrailler les poteaux. On choisit les poteaux les plus sollicités et on adoptera le ferraillage trouvé pour les poteaux similaires.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

Tableau (V.1) : Valeur des paramètres de calcul dans les différents situations.

Matériaux (MPa)		Situation durable	Situation accidentelle
Béton	f_{c28}	25	25
	γ_b	1.5	1.15
	f_{bu}	14.17	21,74
acier	f_e	400	400
	γ_s	1.15	1
	σ_s	348	400

V.2.1. Combinaison des charges :

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

- ✓ **Selon BAEL 91** (situation durable)
 - ELU 1,35 G + 1,5 Q
 - ELS G + Q
- ✓ **Selon RPA 99** (situation accidentelle)
 - G + Q ± E
 - 0,8G ± E

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par **ETABS** :

V.2.2 Efforts internes durable et accidentelle :

Tableau (V.2) : Les sollicitations obtenues par ETABS.

ZONE	combinaison	N ^{max} compression(KN)	N ^{max} traction(KN)	M _{max}
poteaux (55x55)	combinaison	ELU	08GEY MAX	GQEY MIN
	N(KN)	1743.73	-846.35	1575.34
	M ^{corr} (KN.m)	7.712	71.777	110.86
poteaux (50x50)	combinaison	ELU	08GEY MAX	GQEY MIN
	N(KN)	1512.03	-741.39	1125.96
	M ^{corr} (KN.m)	19.121	57.01	158.247
poteaux (45x45)	combinaison	ELU	08GEX MAX	GQEY MIN
	N(KN)	1089.79	-535.06	667.24
	M ^{corr} (KN.m)	5.348	52.726	134.842
poteaux (40x40)	combinaison	ELU	08GEY MAX	GQEY MIN
	N(KN)	648.6	-322.41	116.82
	M ^{corr} (KN.m)	3.176	38.294	104.219

V.2.3. Calcul des armatures longitudinales :

Pour le calcul d'une section soumise à la flexion composée, 3 cas peuvent se présenter :

- ✓ Section entièrement comprimée (SEC).
- ✓ Section entièrement tendue (SET).
- ✓ Section partiellement comprimée (SPC).

a) Ferrailage minimum d'après le CBA93 :

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_0 - 0.45 \times d}{e_0 - 0.185 \times d}$$

b) Recommandations du RPA 99/version2003 : (Article 7-4-2-1)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%** (zone IIa).
- ✓ Ferrailage maximum sera de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm (RPA99/version2003)
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ en zone IIa.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 30 cm en zone IIa (RPA99/version2003).

❖ Exemple de calcul :

➤ Section partiellement tendue : $N_u > 0$ On prend comme titre d'exemple un poteau de (55×55) (cm²) :

$$\left\{ \begin{array}{l} C=C'=3\text{cm} \\ =55 \times 55 \text{ (cm}^2\text{)} \\ L=408\text{cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{\text{corr}}=1743.73\text{KN} \\ M_{\text{cor}}=7.712\text{KN.m} \\ M_{\text{ser}}= 4, 85 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} MG=18.60\text{KN.m} \\ \\ MQ=7.95\text{KN.m} \end{array} \right.$$

 e_a : excentricité additionnelle

$$e_1 = e_0 + e_a$$

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ 1/250 \end{array} \right. \longrightarrow e_a = 2\text{cm.}$$

e_1 : excentricité due aux effets du premier ordre.

$$e_1 = e_0 + e_a$$

$$e_1 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{cor}}} + e_a = \frac{7.712}{1743.73} + 0.02 = 0.024 \text{ m}$$

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left(15, \frac{20 \times e_1}{h} = 0.87 \right) \implies \text{pas de risque de flambement.}$$

L_f : Longueur de flambement du poteau.

h : La hauteur de la section droite dans le plan de flexion.

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.7 l_0}{h} = 5.19 \leq \text{Max} \left(15, \frac{20 \times e_1}{h} \right) \dots \dots \dots \text{C .Vérifiée}$$

Donc le calcul se fait en flexion composée en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité de second ordre.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec :

α : Le rapport du moment du premier ordre, d'aux charges permanentes t quasi-permanentes, au moment du premier ordre, ces moment étant pris avant application des coefficients γ .

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_{\text{ser}}} \right) \text{ Ou } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{18.60}{18.60 + 7.95} = 0.7$$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantané sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée seront :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.42^2}{10000 \times 0.6} (2 + 0.68 \times 2) = 0.015$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.024 + 0.015 = 0.039$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée seront :

$$M_u = N_u \times e = 1743.73 \times 0.039 = 68.23 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 1743.73 \text{ KN} \\ M_{u\text{cor}} = 68.23 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{ua} = M_{ucor} + N_u \times (d-h/2) = 68.23 + 1743.73 \times (0.495 - 0.55/2) = 451.85 \text{ KN.m}$$

Les sollicitations corrigées à L'ELS:

$$N_{ser} = 1268.92 \text{ KN}$$

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{4.85}{1268.92} = 0.004 \text{ m}$$

$$e_a = e_{0ser} + (d-h/2) = 0.224 \text{ m}$$

$$M_{sera} = N_{ser} \times e_a = 284.24 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \theta \cdot \gamma_b = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = M_{ua} / b_0 d^2 f_{bu} = 451.85 \times 10^3 / 55 \times (54)^2 \times 14.17 \times 10^2$$

$$\mu_{bu} = 0.24$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \left[1 - 0.4 \times \frac{h}{d} \right] \frac{h}{d}$$

$$\mu_{bc} = 0.49 \longrightarrow \mu_{bu} < \mu_{bc} \dots \dots \dots \text{section partiellement comprimée.}$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 7.712 / 4.85 = 0.29$$

$$10^4 \mu_{lu} (\theta=1) = 3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050 \dots \dots \dots \text{FeE400.}$$

$$\mu_{lu} = 0.36$$

$$\mu_{bu} = 0.28 < \mu_{Lu} = 0.36 \dots \dots \dots \text{Armatures simples.}$$

Donc: $A' = 0$.

$$\mu_{bu} = 0.28 < 0.36 \text{ (méthode simplifié) .}$$

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 42.37 \text{ cm}$$

$$A = M_u / Z_b \cdot \sigma_{st} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 347.83 \text{ MPa.}$$

$$A = 634.01 \times 10^6 / 449.3 \times 347.83 \times 10^2 = 30.64 \text{ cm}^2$$

✓ **Les armatures en flexion composée :**

$$A' = A'_{fs} = 0 ;$$

$$A' = A'_{fs} - \left(\frac{N_u}{f_{ed}} \right) = 30.64 - \left(\frac{1743.73 \times 10}{348} \right) = -19.47 \text{ cm}^2 < 0$$

✓ Section minimale selon RPA :

$$A_{min,RPA} = 0.8\%B = 24.2 \text{ cm}$$

✓ Section maximal selon RPA :

$$A_{max,RPA} = 3\%B = 90.75 \text{ cm}^2 \text{ En zone courante}$$

$$A_{max,RPA} = 6\%B = 181.55 \text{ cm}^2 \text{ En zone de recouvrement}$$

On a calculé les sections par le logicielle SOCOTEC.

Les résultats trouvés pour les autres cas sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau (V.3) : Les sollicitations obtenues par ETABS.

Poteau	N (KN)	M (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{CNF} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)
55x55	$N_{max}=1743.73$	$M_{cor} = 7.712$	0	1.89	24.2
	$N_{min}=-846.35$	$M_{cor} = 71.777$	16.78		
	$N_{cor} =1575.34$	$M_{max}=110.86$	0		
50x50	$N_{max}=1512.03$	$M_{cor} =19.121$	0	1.86	20
	$N_{min} =-741.39$	$M_{cor} = 57.01$	14.05		
	$N_{cor} =1125.96$	$M_{max}=158.247$	0		
45x45	$N_{max}=1089.79$	$M_{cor} = 5.348$	0	1.8	16.2
	$N_{min} = -535.06$	$M_{cor} = 52.726$	11.43		
	$N_{cor} = 667.24$	$M_{max} = 134.842$	0		
40x40	$N_{max}=648.6$	$M_{cor} = 3.176$	0	1.71	12.8
	$N_{min} = -322.41$	$M_{cor} = 38.294$	7.81		
	$N_{cor} = 116.82$	$M_{max} = 104.219$	0		

Tableau (V.4) : Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux.

Poteau	$A_{s,cal}$	Choix d'armature	$A_{s,ado}$	A_{CNF}	$A_{min.RPA}$	Observation
55x55	16.78	4HA20+8HA16	28.64	1.89	24.2	$A_{s,ado} > A_{min}$
50x50	14.05	12HA16	24.12	1.86	20	$A_{s,ado} > A_{min}$
45x45	11.43	4HA16+8HA14	20.36	1.80	16.2	$A_{s,ado} > A_{min}$
40x40	7.81	12HA12	13.56	1.71	12.8	$A_{s,ado} > A_{min}$

Vérification de pourcentage maximal d'armature :

Pour éviter l'éclatement de béton on réalise le recouvrement des deux nappes d'armature de la même face de poteau dans des zones décalés, et on fait la vérification de pourcentage maximal d'armature, les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau (V.5) : Vérification de pourcentage maximal des armatures dans les poteaux.

Poteau	$A_{s,adop,ZC}$	$A_{max,ZC}$	Obs.	$A_{s,adop,ZR}$	$A_{max,ZR}$	Obs.
55x55	28.64	99.75	$A_{s,ado} < A_{max}$	28.64	181.5	$A_{s,ado} < A_{max}$
50x50	24.12	75.00	$A_{s,ado} < A_{max}$	24.12	150	$A_{s,ado} < A_{max}$
45x45	20.36	60.75	$A_{s,ado} < A_{max}$	20.36	121.5	$A_{s,ado} < A_{max}$
40x40	18.48	60.75	$A_{s,ado} < A_{max}$	18.48	96.00	$A_{s,ado} < A_{max}$

✓ **Vérification des poteaux à l'ELU :**

Pour faire les vérifications à l'ELU on prend l'effort tranchant maximal la fissuration est considéré peu nuisible :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{su}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 5 \text{ MPa (Situation accidentelle)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = \Psi_s f_{t28}$$

Tableau (V.6) Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU.

Poteau	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence		
	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	τ_{su} (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
55x55	51.55	0.19	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1.83	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
50x50	136.47	0.61	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	2.06	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
45x45	122.29	0.67	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	2.05	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
40x40	84.46	0.59	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1.59	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

V.2.4. Armatures transversales :

Ces aciers sont disposés de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois des poteaux, leur but essentiel :

- ✓ Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- ✓ Empêcher le déplacement transversal du béton.

Selon RPA (**l'article 7.4.2.2**) Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide

de la formule suivante :
$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_U : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

t : est l'espacement des armatures transversales

$\rho_a = 2,5$ Si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ Si l'élançement géométrique $\lambda_g \leq 5$

1) Espacement des cadres :

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- ✓ Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi_1, 15\text{cm})$ en zone I et II
- ✓ Dans la zone courante : $t \leq 15 \phi_1$ en zone I et II

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de **10cm** en zone nodale et **10cm** en zone courante.

2) la quantité d'armatures minimale :

❖ Exemple de calcul :

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$0,3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0,8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t$ minimum.

Pour le SS+RDC :

$$I_f = 0,7 \times 4.08 = 2.856\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 4.08}{55} = 5.1 \implies \lambda_g = 5.1 \text{ Donc } \rho_a = 2.5$$

• **Zone courante:**

$$A_t = 0.1 \frac{2.5 \times 51.55 \times 10}{0.55 \times 400} = 0.59 \text{ cm}^2$$

Soit : 3.02 cm², 6HA8

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t \cdot b$ en % est donnée comme suit :

On a $\lambda_g = 5.1 > 5 \implies$ la section minimale est $\frac{A_t}{t \times b} > 0,3\%$ (RPA99/V2003 l'article 7.4.2.2)

$$\frac{3.02}{55 \times 10} = 0.55\% > 0,3\% \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

• **Zone nodale:**

$$A_t = 0.1 \frac{2.5 \times 51.55 \times 10}{0.55 \times 400} = 0.59 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 0.79 \text{ cm}^2$

Soit : 3.02 cm², 6HA8

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t \cdot b$ en % est donnée comme suit : On a

$\lambda_g = 5.1 > 5 \implies$ la section minimale est $\frac{A_t}{t \times b} > 0,3\%$ (RPA99/V2003).

$$\frac{3.02}{55 \times 10} = 0.55\% > 0,3\% \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

Tableau (V.7) : Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales dans les poteaux.

Poteau	V_u (kN)	λ	ρ_a	A_{tc} (cm ²)	A_t (cm ²)	Choix
55x55	51.55	5.1	2.5	0.79	3.02	4φ8
50x50	136.47	4.7	3.75	2.5	3.02	4φ8
45x45	122.29	4.7	3.75	2.08	3.02	4φ8
40x40	84.46	5.3	2.5	1.32	3.02	4φ8

3) Vérification des contraintes :

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton.

Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

- **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour une section entièrement comprimée la vérification à l'ELS s'effectue comme suit :

a) Calcul de l'aire de la section homogène :

$$S = bh + 15(A_1 + A_2)$$

b) Calcul de la position de l'axe neutre :

$$X_G = 15 \frac{A_1 \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_2 \left(d - \frac{h}{2} \right)}{bh + 15(A_1 + A_2)}$$

c) Calcul de l'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A_1 \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_2 \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

d) Calcul des contraintes dans le béton :

Donc les contraintes dans la fibre inférieure et supérieure de béton sont :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} (e_{\text{ser}} - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} (e_{\text{ser}} - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I}$$

Avec : $e_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}}$

Pour les poteaux la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc la seule vérification à faire est la contrainte du béton :

$$\sigma_{\text{inf}} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0.6f_{\text{c}28}$$

$$\sigma_{\text{sup}} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0.6f_{\text{c}28}$$

On fait les vérifications avec les deux combinaisons les plus défavorable ($N_{\text{ser,max}}; M_{\text{ser,corr}}$) et ($M_{\text{ser,max}}; N_{\text{corr}}$), on distingue que la sollicitation la plus défavorable est de ($N_{\text{ser,max}}; M_{\text{ser,corr}}$), les résultats obtenue sont résumer dans le tableau suivant :

Tableau (V.8) : Vérification des contraintes.

	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN. m)	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
55x55	1268.92	26.27	2.07	5.63	15	Vérifiée
50x50	1101,28	32.56	1.75	6.41	15	Vérifiée
45x45	793,81	31.37	1.03	6.31	15	Vérifiée
40X40	572.9	32.17	1.35	4.7	15	Vérifiée

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

D'où le ferrailage choisit satisfait tous les vérifications, voici le schéma de ferrailage dans le figure suivant :

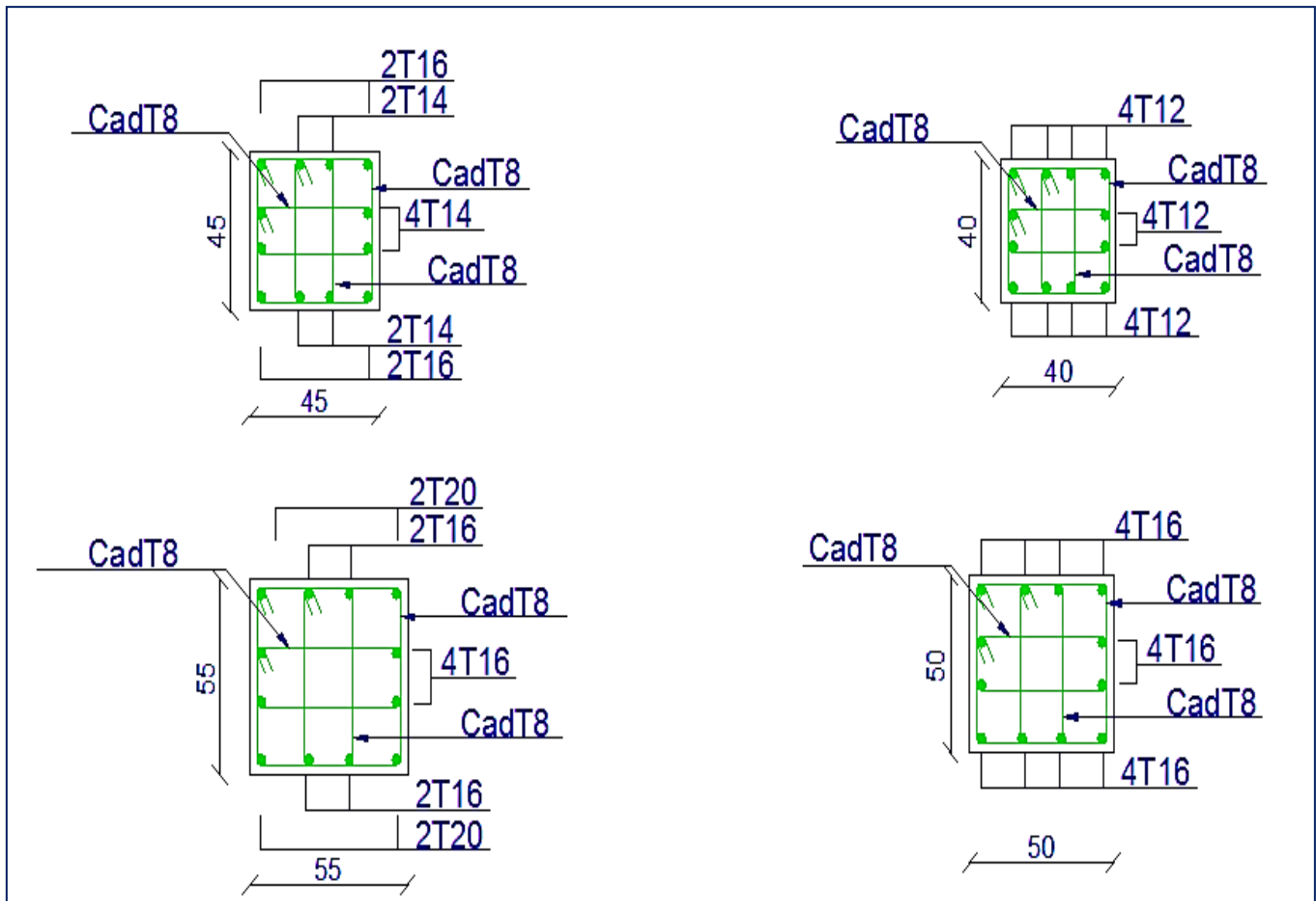


Figure (V.1) : Schéma de ferrailage des poteaux.

V.3.Ferraillage des poutres:

V.3.1. Introduction :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'ETABS, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présentées par le RPA99/V03 et le BAEL 91 :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferraillage on doit respecter le pourcentage minimal des armatures imposé par le RPA99 en zone Ia.

V.3.2.Recommandation du RPA99/V03 en zone IIa:

a/ Armatures longitudinales :

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

✓ le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :....(Art 7.5.2.1).

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa

b/ Armatures transversales : (art 7.5.2.1).

✓ La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b.$$

✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_{\min}\right)$ Dans la zone nodale.

- $S_t \leq \frac{h}{2}$ En dehors de la zone nodale.

✓ La valeur du diamètre ϕ_{\min} des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

V.3.3. Recommandation du BAEL 91 :

a/ Armatures longitudinales :

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante :

$$A_{t\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✓ L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d; 40cm) \dots\dots\dots (\text{Art A.5.1.22}). \\ S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} \dots\dots\dots (\text{Art A.5.1.22}). \\ S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij})} \dots\dots\dots (\text{Art A.5.1.23}). \end{array} \right.$$

b/ Armatures transversales :

✓ Volume relatif d'armatures :

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0,9 f_e / \gamma_s} \quad \text{Avec : } A_t \text{ Droites } \alpha = 90^\circ \quad \Rightarrow \quad \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

- $\tau_0 = 0,3 f_{ij}^* k$ et $f_{ij}^* = \text{Min}\{f_{ij}; 3,3MPa\} = 2,1 \text{ MPa}$

- $\tau_0 = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63MPa$

D'où le volume relatif d'armature vaut : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij}^*}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$

• **Section minimale d'armature d'âme :**

✓ Volume minimal d'armatures : $\rho_{t\min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4MPa \right\}$

✓ Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\min} \right\}$.

✓ Espacement : $S_t = \frac{A_t}{\rho_t \cdot b_0}$

✓ Espacement maximale : $S_{t\max} = \text{Min}\{0,9d; 40cm\}$.

V.3.4. Présentation de la méthode de calcul :**a) Calcul de ferrailage longitudinal :**

Le calcul se fait en travée et en appuis :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

μ_u : Moment réduit

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

Et : $d = h - C$; $C = 2 \text{ cm}$ (Enrobage)

Si $\mu_u < \mu_l = 0.371$ La section est armée par des armatures tendue.

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.83 \text{ MPa}$$

Si $\mu_u > \mu_l = 0.371$ La section est armée par des armatures tendue et des armatures comprimées.

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$A'_s = \beta'_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

Si $\mu > 0.667$ dans ce cas les calculs conduisent généralement à des section d'armatures qu'il est très difficile de placer dans la section de béton qui est ainsi trop petit pour supporter correctement le moment de flexion, il est donc beaucoup plus judicieux d'augmenter la section de béton pour que le moment réduit devienne inférieur à 0.667.

b) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1) BAEL91/99

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

f_{t28} : La résistance caractéristique e béton à la traction.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

c) Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1) BAEL91/99

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$; La fissuration comme étant peu nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : L'effort tranchant

a) Vérification de Contrainte d'adhérence :

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\Psi_s \geq 1.5 \text{ on prend } \Psi_s = 1.5$$

$$\text{D'où } \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: La somme des périmètres des armatures tendues.

b) Vérification à L'ELS :

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

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

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

c) Armature transversales :

✓ **Selon le BAEL 91/99 :**

Dans le cas courant de la flexion simple avec des armatures droites ($\alpha=90^\circ$), les armatures transversales sont calcul à partir de la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28}^*}{0.9 \sigma_s}; \rho_{t,\min} \right\} \quad (\text{Art A5.1.2.3}) \text{BAEL91/99}$$

Avec :

$$f_{t28}^* = \text{Min} \{ f_{t28}; 3.3 \text{ MPa} \}$$

$\rho_{t,\min}$: La condition de non fragilité dans les armatures transversales.

$$\rho_{t,\min} = \frac{1}{f_e} \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\}$$

$$S_t \leq \text{Min} \{ 0.9d; 40 \text{ cm} \} \quad (\text{Art 5.1.2.2}) \text{BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} \quad (\text{Art 5.1.2.2}) \text{BAEL91/99}$$

✓ Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0 \quad ; \quad S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} \text{ en zone nodale} \quad ; \quad S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante.}$$

Avec :

A_t : Section des armatures transversales.

S_t : Espacement entre les armatures transversales.

V.3.5. Calcul du Ferrailage :

Dans notre structure on a deux types de poutre :

Tableau (V.9) : Sollicitations de calcul.

poutre	étage	Sur appuis		en travée	Vmax
		sup	inf		
Poutre (40x30)	Rdc+ssol+1+2	106,25	92.8	64.8	96.18
	3+4+5+6+7	101.98	100.77	72.45	106.8
poutre (35x30)	Rdc+ssol+1+2	74.54	71.06	24.24	58.95
	3+4+5+6+7	78.59	74.25	25.36	59.07

a) Calcul de ferrailage longitudinal :

Le ferrailage des poutres est calculé par un programme de calcul (**SOCOTEC**), les résultats par nappe sont présentés dans le tableau ci- après.

Tableau (V.10) : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres.

Type des poutres	Section (cm ²)	Localisation	C _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{dopté} (cm ²)	Nombre de barre
Poutre principale	(30x40)	Sur appuis	9.2	1.34	6.00	9.24	6HA14
		En travée	6.07	1.34	6.00	9.24	6HA14
Poutre secondaire	(30x35)	Sur appuis	7.88	1.15	5.25	9.24	6HA14
		En travée	2.38	1.15	5.25	9.24	6HA14

✓ Vérification à l'ELU :

Pour faire les vérifications à l'ELU on prend l'effort tranchant maximal la fissuration est considéré peu nuisible :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{su}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (Situation accidentelle)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = \Psi_s f_{t28}$$

Tableau (V.11) : Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU.

Poutre	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	V _u (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	OBS	ΣU _i (mm)	τ _{su} (MPa)	τ̄ _{su} (MPa)	OBS
30x40	106.8	0.96	3.33	τ _u < τ̄ _u	263.89	1.21	3.15	τ _{su} < τ̄ _{su}
30x35	59.07	0.61	3.33	τ _u < τ̄ _u	263.89	0.78	3.15	τ _{su} < τ̄ _{su}

Calcul de ferrailage transversal:

Tableau (V.12) : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres.

Poutre	Localisation	A _t calculé (cm ²)	A _t min (cm ²)	Choix	A _t adopté (cm ²)	S _t adopté (cm)
Poutre x-x	Z. nodale	0.9	1,35	4φ8	2,01	10
	Z. courante	1.35			2,01	15
Poutre y-y	Z. nodale	0.9	1,35	4φ8	2,01	10
	Z. courante	1.35			2,01	15

✓ **Vérification à l'ELS:**

La vérification à l'ELS est calculée par un programme de calcul (SOCOTEC), les résultats par nappe sont présentés dans le tableau ci- après :

Tableau (V.13) : Vérification des contraintes.

poutres	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
30x40	96.18	46.53	5.47	15	Vérifiée
30x35	23.86	18.38	2.59	15	Vérifiée

b) Vérification de La flèche : (Art B.6.5, 1) BAEL91/99

➤ **Poutre principale:**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.08 > 0.0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.08 > 0.065) \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0083 < 0.0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec :

$$h_t = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 37 \text{ cm} ; L = 5 \text{ m} ; A_s = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 46.53 \text{ KN.m} ; M_{0, ser} = 71.5 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Poutre secondaire:**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.0857 > 0.0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.0875 > 0.051) \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0096 < 0.0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec :

$$h_t = 35 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 32 \text{ cm} ; L = 4 \text{ m} ; A_s = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser, travée}} = 18.38 \text{ kN.m} ; M_{0,\text{ser}} = 36.02 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Conclusion :**

le ferrailage choisit satisfait tous les conditions de la résistance et de stabilité de forme, le détail de ferrailage est représenté dans les figures suivantes :

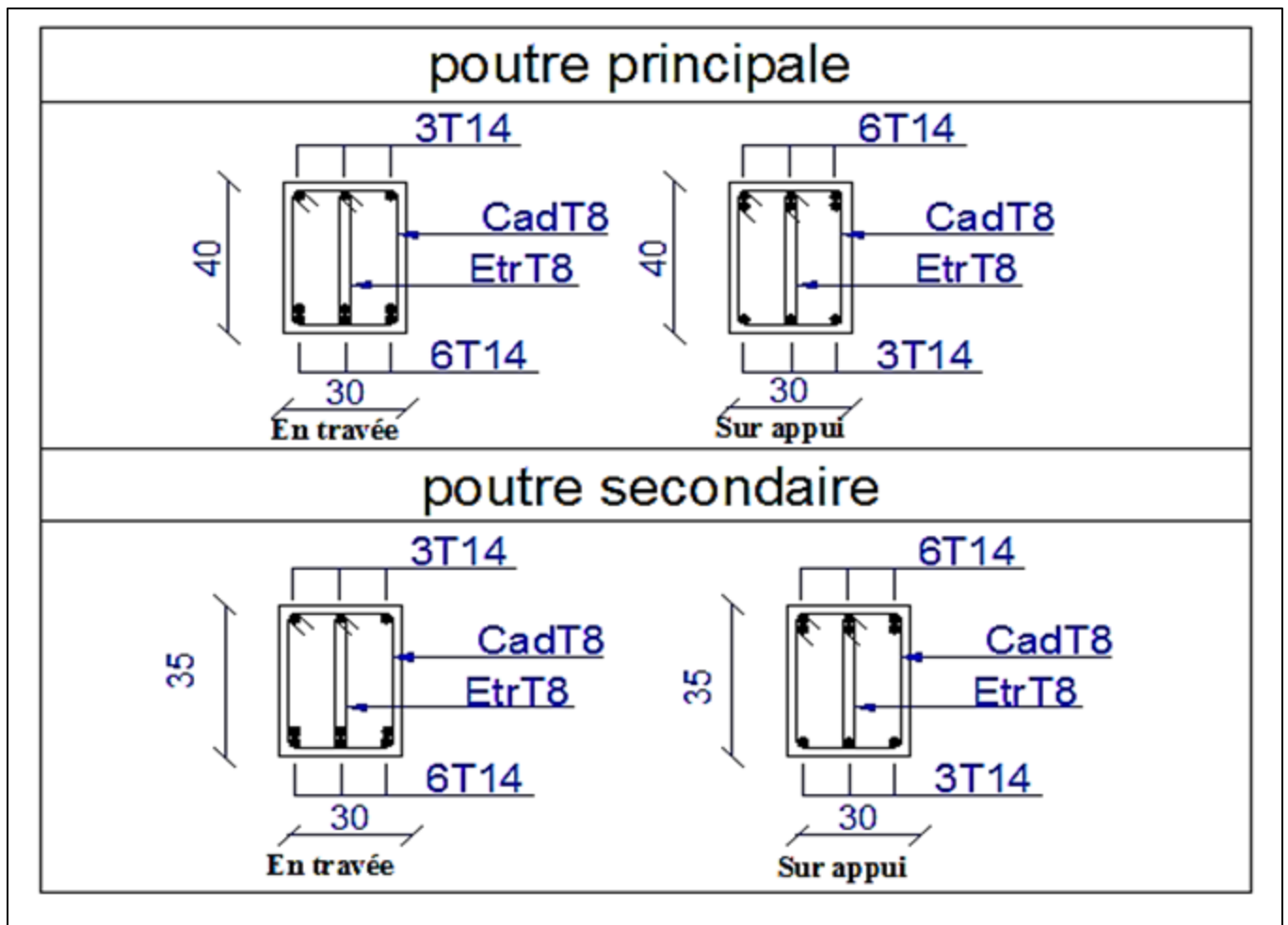


Figure (V.2) : Schéma de ferrailage des poutres.

V.4.Ferraillage des voiles:

Les sollicitations appliquées sur les voiles sont dues aux charges permanentes, surcharges d'exploitation et aux forces sismiques.

Ces forces provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant.

Donc le calcul des sections d'armatures se fera en flexion composée.

On calcul alors trois types d'armatures :

- ❖ Armatures verticales.
- ❖ Armatures horizontales.
- ❖ Armatures transversales.

Pour cela on a divisé la structure en trois zones de calcul :

Zone I : SS+ RDC.

Zone II : 1^{er} étage et 2^{ème} étage.

Zone III : 3^{ème} étage et 4^{ème} étage.

Zone IV : 5^{ème} étage et 6^{ème} étage et 7^{ème} étage

V.4.1.Les combinaisons d'action:

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après:

La réglementation en vigueur **BAEL et RPA99/ V2003** exige les combinaisons ci-contre

➤ **Etat limite ultime :**

Situation durable et transitoire :

$$✓ 1,35 G + 1,5 Q$$

Situation accidentelle :

$$✓ G + Q \pm E$$

$$✓ 0,8G \pm E$$

➤ **Etat limite de service :**

$$✓ G + Q$$

Les voiles pleins en situation durable ou transitoire sont sollicités par un effort de compression centré mais dans le cas d'une situation accidentelle ils sont sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant dû aux charges horizontales et un effort de compression dû aux charges verticales. Ces trois efforts nous donnent un calcul à la flexion composée en se basant sur les règles **BAEL91** et les recommandations du **RPA99**.

Le ferraillage se fera en FPN.

V.4.2. Procèdes de calcul :

b-1) Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical est déterminé suivants les étapes de calcul définies ci-dessous :

✓ On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et cela en utilisant les formules classiques de la RDM.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M V}{I} \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M V}{I}$$

Avec :

- ✓ **S** : section du béton.
- ✓ **V** : bras de levier (distance entre axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée).

$$V = \frac{L_v}{2}$$

- ✓ **L_v** : longueur du voile y compris les deux poteaux voisins.
- ✓ On détermine les efforts agissant dans chaque bande.

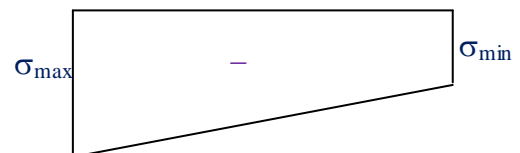
Suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués, la section peut-être :

- Section entièrement tendue **SET**.
- Section partiellement comprimée **SPC**.
- Section entièrement comprimée **SEC**.

1^{ère} cas : Section entièrement tendue (S.E.T)

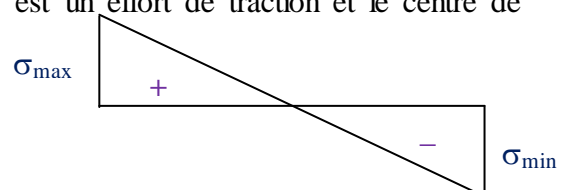
Une section est dite entièrement tendue si « N » est un effort normal de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures.

$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] \cdot L_t \cdot e$$



2^{ème} cas : Section partiellement comprimée (S.P.C)

Une section est dite partiellement comprimée si « N » est un effort de traction et le centre de pression se trouve en dehors des armatures.

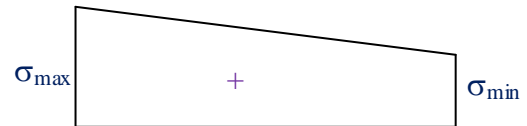


$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] L_t \cdot e$$

3^{ème} cas : Section entièrement comprimée (S.E.C)

Une section est dite entièrement comprimée si « N » est un effort de compression.

$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] L_c \cdot e$$



La plupart de nos voiles sont des sections partiellement comprimées (S.P.C) le 2^{ème} cas

b-2) Ferrailage horizontal :

La section d'armature est donnée par la plus élevée des deux relations suivantes :

- ✓ Selon le BAEL91 : $A_H \geq \frac{A_v}{4}$
- ✓ Selon le RPA99 : $A_H \geq 0,0015 \cdot b \cdot L_{voil}$
- A_v : section d'armature verticale.

Ces barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une Longueur de **10φ**, et doivent être disposés de telle manière à servir de cadre retenant les armatures verticales.

b-3) Armatures constructives :

Ces aciers sont généralement des épingles, elles sont perpendiculaires aux forces des refends et relient les deux nappes d'armatures verticales

b-4) Ferrailage minimale :

- ✓ **Compression simple :**

La section d'armatures verticales doit respecter les conditions suivantes :

- ❖ $A \geq 4\text{cm}^2 / \text{ml}$. (longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures). (A.8.1.2.1.BAEL91)
- ❖ $0.2\% \leq \frac{A}{S} \leq 0.5\%$ (S : section du béton comprimé)

✓ **Traction simple :**

$$\diamond A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \quad (\text{A.4.2.1.BAEL91})$$

Selon le **RPA99** / version **2003** :

❖ Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%** de la section du béton tendu (**Art 7.7.4.1 page 61**).

❖ Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile égale à **0.15%**. (**Art7.7.4.3 page 61**)

❖ En zone courante égale à **0.10%**

b-5) Espacement :

D'après l'**Art 7.7.4.3 du RPA 2003**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

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

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

b-6) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- ❖ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ❖ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

b-7) Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

V.3.3 Vérifications :

a) **Vérification à L'ELS** : Pour cet état, il considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

b) **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

✓ **D'après le RPA 2003**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,\text{calcul}}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

✓ **D'après le BAEL** : Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement ; $\tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$; Pour la fissuration préjudiciable

✓ Exemple d'application:

1/ Voiles (1m) :

Zone(1)

$$L = 1\text{m} \quad , \quad e = 0.20\text{ m}$$

N .M sont donnes par (ETABS)

$$V = 0.5\text{m}$$

$$N = 842.47\text{KN}$$

$$M = 871.8\text{ KN/m}$$

$$S = 0,2 \times 1 = 0,2\text{m}^2$$

$$I = (bh^3/12) = 0.017\text{m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} = 29853.5\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I} = -21428.83\text{KN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = 0.42$$

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b = 900.01\text{KN}$$

❖ Armature verticale

$$A_v = \frac{F}{f_e} = 22.50\text{ cm}^2$$

❖ Armature minimale :

- Vérifications vis à vis du RPAV2003 (art : 7.7.4.1) :

$$A_{\min \text{ RPA}} = \max \left(0.2\% b L_t, \frac{B f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \mathbf{b} : \text{épaisseur du voile.} \\ \mathbf{L_t} : \text{longueur de la section tendue.} \end{cases}$$

$$0.2\% b L_t = (0.2 \times 0.2 \times 0.42) / 100 = 1.68\text{ cm}^2$$

$$\frac{B f_{t28}}{f_e} = \frac{0.2 \times 1 \times 2.1}{400} = 10.5\text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = \max (1.68\text{cm}^2, 10.5\text{cm}^2)$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 10.5\text{ cm}^2$$

La longueur minimal d'après l'article **7.7.4.3 Du RPA99V2003** :

Zone d'about : $(100/10) = 10$ cm. Avec $S_t = 10$ cm

Zone courante 324 cm. Avec $S_t = 20$ cm

Nous adoptons alors le même type de ferrailage sur toute la surface du voile

❖ **Armature horizontale :**

D'après le BAEL91: $A_H = A_V / 4 = 27.43 / 4 = 6.86 \text{ cm}^2$

D'après le RPA :

$A_H \geq 0.15\% \cdot B = 0.15\% \cdot 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$;

Soit donc : **11HA10+2HA12** /nappe avec $S_t = 20$ cm

❖ **Armature transversale:**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre

(4) Epingles au mètre carré, soit : **4 HA8**.

Remarque:

Les espacements dans tous les voiles sont:

La zone d'about $S_t = 10$ cm

La zone courante $S_t = 15$ cm

❖ **Ferrailage des voiles :**

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

- ✓ $\sigma_1 ; \sigma_2$ (kN/m^2) : les contraintes de béton.
- ✓ **Lt (m)** : Longueur de la zone tendue.
- ✓ **N (kN)** : Effort de traction.
- ✓ **As (cm^2)** : Section d'armature.
- ✓ **Amin (cm^2)** : Section d'armature minimale.
- ✓ **A_H (cm^2)** : Section d'armatures horizontales.
- ✓ **A_t (cm^2)** : Section d'armatures transversales.

On va ferrailer les voiles selon leurs zones et leurs types :

❖ **Sens longitudinale** : Il y'a un type de voile.

1/ Les voiles type (1m) :

Tableau (V.14) : Ferrailage verticale du voile type 1.

Zone	sollicitation	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Nature	L _c (m)	L _T (m)	F (kN)	Av (cm ²)
Zone I	N ^{min}	-842,47	-871,8	-30366,35	21941,65	SPC	1,32	0,42	920,39	27,43
	N ^{max}	-411,4	-366,59	-13054,70	8940,70	SPC	0,59	0,41	363,42	11,18
	M ^{max}	-842,5	-871,8	-30366,50	21941,50	SPC	0,58	0,42	920,37	27,43
Zone II	N ^{min}	-775,09	-818,37	-28426,55	20675,65	SPC	0,58	0,42	870,60	25,84
	N ^{max}	-328,64	-340,4	-11855,20	8568,80	SPC	0,58	0,42	359,50	10,71
	M ^{max}	-729,19	-841,56	-28892,75	21600,85	SPC	0,57	0,43	924,07	27,00
Zone III	N ^{min}	-590,07	-669,12	-23023,95	17123,25	SPC	0,57	0,43	730,33	21,40
	N ^{max}	-225,85	-240,39	-8340,95	6082,45	SPC	0,58	0,42	256,50	7,60
	M ^{max}	-548,76	-703,45	-23847,30	18359,70	SPC	0,57	0,43	798,63	22,95
Zone IV	N ^{min}	-374,73	-408,6	-14131,65	10384,35	SPC	0,58	0,42	439,85	12,98
	N ^{max}	-38,56	-40,16	-1397,60	1012,00	SPC	0,58	0,42	42,50	1,27
	M ^{max}	-333,42	-442,52	-14942,70	11608,50	SPC	0,56	0,44	507,54	14,51

NB : Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{max} ; N^{min} ; M^{max}.

Tableau (V.15) : Ferrailage verticale du voile type 1.

Choix des barres / nappe												
Zone	Av (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	choix	St (cm)
I	27.43	10.5	27.43	32.16	4HA16	15	4HA16	10	8.04	15.7	20HA10	20
II	27.00	10.5	27.00	32.16	4HA16	15	4HA16	10	8.04	13.35	17HA10	20
III	22.95	10.5	22.95	24.64	4HA14	15	4HA14	10	6.16	11.78	15HA10	20
IV	14.51	10.5	14.51	18.08	4HA12	15	4HA12	10	4.52	11.78	15HA10	20

2/ Les voiles de type (1.5m):

Tableau (V.16) : Ferrailage verticale du voile type 2.

Zone	sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Nature	L _c (m)	L _T (m)	F (kN)	A _v (cm ²)
Zone I	N ^{min}	-1829,6	-1638,66	-27947,7	15750,06	SPC	0,96	0,54	851,52	21,29
	N ^{max}	341,35	-206,718	-1618,41	3894,07	SPC	0,44	1,06	412,62	10,32
	M ^{max}	675,84	1490,645	22128,07	-17622,4	SPC	0,84	0,66	1171,88	29,30
Zone II	N ^{min}	-1446,1	-682,901	-13925,8	4284,88	SPC	1,15	0,35	151,23	3,78
	N ^{max}	61,82	782,594	10640,65	-10228,5	SPC	0,76	0,74	751,99	18,80
	M ^{max}	478,51	1059,666	15723,91	-12533,8	SPC	0,83	0,67	833,92	20,85
Zone III	N ^{min}	-877,22	-516,209	-9806,85	3958,72	SPC	1,07	0,43	170,77	4,27
	N ^{max}	-183,49	101,428	740,74	-1964,01	SPC	0,41	1,09	213,92	5,35
	M ^{max}	357,38	931,882	13616,36	-11233,8	SPC	0,82	0,68	761,76	19,04
Zone IV	N ^{min}	-556,7	-220,462	-4795,16	1083,83	SPC	1,22	0,28	29,97	0,75
	N ^{max}	21,11	223,716	3053,25	-2912,51	SPC	0,77	0,73	213,29	5,33
	M ^{max}	121,2	603,276	8447,68	-7639,68	SPC	0,79	0,71	544,20	13,60

NB : Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{max} ; N^{min} ; M^{max}.

Tableau (V.17) : Ferrailage verticale du voile type 2.

Choix des barres / nappe												
Zone	A _v (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	choix	St (cm)
I	29.74	15.75	29.74	33.88	7HA14	15	4HA14	10	8.74	15.7	20HA10	20
II	21.55	15.75	21.55	28.14	7HA12	15	4HA14	10	7.04	13.35	17HA10	20
III	19.45	15.75	19.45	24.86	7HA12	15	4HA12	10	6.22	11.78	15HA10	20
IV	13.97	15.75	15.75	24.86	7HA12	15	4HA12	10	6.22	11.78	15HA10	20

❖ **Sens Transversale** : Il y'a deux type de voile.
 1/ **Les voiles de type (2m):**

Tableau (V.18) : Ferrailage verticale du voile type 3.

Zone	Sollici Tations	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Nature	L _c (m)	L _T (m)	F (kN)	Av (cm ²)
Zone I	N ^{min}	-3878,7	-2176,51	-26021	26020,6	SPC	1,59	0,41	269,04	6,73
	N ^{max}	302,24	622,348	5423,21	5423,21	SPC	1,16	0,84	327,87	8,20
	M ^{max}	2686,36	4205,19	38254,8	38254,8	SPC	1,21	0,79	1953,72	48,84
Zone II	N ^{min}	-2232,51	-1357,59	-15763	15763,2	SPC	1,55	0,45	207,88	5,20
	N ^{max}	-506,52	249,588	605,61	605,61	SPC	0,32	1,68	526,11	13,15
	M ^{max}	1306,71	2864,33	24749,2	24749,2	SPC	1,15	0,85	1544,57	38,61
Zone III	N ^{min}	-1927,68	-1940,77	-19375	19375	SPC	1,33	0,67	651,30	16,28
	N ^{max}	124,24	51,411	696,18	696,18	SPC	1,81	0,19	1,46	0,04
	M ^{max}	239,73	1816,26	14221,3	14221,3	SPC	1,04	0,96	1244,97	31,12
Zone IV	N ^{min}	-1578,82	-1597,05	-15925	15924,9	SPC	1,33	0,67	538,44	13,46
	N ^{max}	400,43	162,982	2223,44	2223,44	SPC	1,82	0,18	4,01	0,10
	M ^{max}	25,11	986,105	7458,56	7458,56	SPC	1,01	0,99	727,08	18,18

NB : Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{max} ; N^{min} ; M^{max}.

Tableau (V.19) : Ferrailage verticale du voile type 3.

Choix des barres / nappe												
Zone	Av (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	choix	St (cm)
I	51.79	21	51.79	54.66	9HA16	15	6HA16	10	13.66	15.7	20HA10	20
II	42.01	21	42.01	46.2	9HA14	15	6HA14	10	11.55	13.35	17HA10	20
III	34.75	21	34.75	38.82	9HA12	15	6HA14	10	9.7	11.78	15HA10	20
IV	21.13	21	23.13	33.9	9HA12	15	6HA12	10	8.47	11.78	15HA10	20

2/ Les voiles de type (2.5m):

Tableau (V.20) : Ferrailage verticale du voile type 4.

Zone	sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Nature	L _c (m)	L _T (m)	F (kN)	A _v (cm ²)
Zone I	N ^{min}	-1703,7	-1967,8	-12852,6	6037,84	SPC	1,70	0,80	482,46	12,06
	N ^{max}	489,77	1997,42	10567,14	-8608,06	SPC	1,38	1,12	966,07	24,15
	M ^{max}	-724,16	2027,08	8281,65	-11178,3	SPC	1,06	1,44	1605,27	40,13
Zone II	N ^{min}	-1515,8	24,308	-2914,82	-3148,18	SET	1,20	1,30	1515,80	37,90
	N ^{max}	223,81	498,34	2839,65	-1944,41	SPC	1,48	1,02	-1055,79	-26,4
	M ^{max}	-1021,7	1032,65	2913,3	-7000,1	SPC	0,73	1,77	1235,74	30,89
Zone III	N ^{min}	-1140,9	-17,821	-2367,32	-2196,24	SET	1,30	1,20	1140,90	28,52
	N ^{max}	-141,37	558,741	2399,22	-2964,7	SPC	1,12	1,38	409,66	10,24
	M ^{max}	-511,7	579,492	1758,16	-3804,96	SPC	0,79	1,71	650,61	16,27
Zone IV	N ^{min}	-792,32	-251,33	-2791,02	-378,26	SET	2,20	0,30	792,32	19,81
	N ^{max}	25,33	66,794	371,27	-269,95	SPC	1,45	1,05	28,41	0,71
	M ^{max}	-73,54	561,933	2550,2	-2844,36	SPC	1,18	1,32	374,93	9,37

NB : Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{max} ; N^{min} ; M^{max}.

Tableau (V.21) : Ferrailage verticale du voile type 4.

Choix des barres / nappe												
Zone	A _v (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	choix	St (cm)
I	40.7	26.25	40.7	45.6	12HA12	15	6HA14	10	11.4	15.7	20HA10	20
II	37.90	26.25	37.90	40.68	12HA12	15	6HA12	10	8.57	13.35	17HA10	20
III	28.52	26.25	28.52	40.68	12HA12	15	6HA12	10	7.5	11.78	15HA10	20
IV	19.81	26.25	26.25	40.68	12HA12	15	6HA12	10	7.5	11.78	15HA10	20

Tableau (V.22) : Les vérifications à L'ELS de contrainte de cisaillement.

		Vérification de contraintes de cisaillement							vérification à l'ELS			
voile	Zone	V	τ_b	$\bar{\tau}_b$	OBS	τ_u	$\bar{\tau}_u$	OBS	Ns	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Type 01	I	1,76	0.0033	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.002	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	627.4	2.58	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	11,34	0.026	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.02	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	606.62	2.49	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	11,22	0.028	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.02	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	506.32	2.15	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	IV	16,76	0.042	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.03	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	318.42	1.42	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 02	I	11,4	0.021	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.02	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	892,47	2,54	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	18,18	0.042	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.03	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	834,24	2,44	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	10,75	0.028	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.02	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	638,14	1,89	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	IV	9,69	0.025	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.02	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	408,01	1,21	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 03	I	76,57	0.15	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.03	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	96.91	3,15	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	88,54	0.20	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.15	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	531.4	3,06	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	94,34	0.24	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.17	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	197.49	2,34	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	IV	128,73	0.33	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.24	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	161.15	1,35	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type04	I	14,87	0.028	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.02	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1213,93	3,30	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	26,32	0.060	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.04	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1105,03	3,06	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	6,64	0.02	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.014	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	832,58	2,31	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	IV	14,86	0.038	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.03	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	529,04	1,47	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

NB : Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique pour tous les voiles, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle de l'action sismique.

Le ferrailage obtenu est représenté dans les figures suivantes :

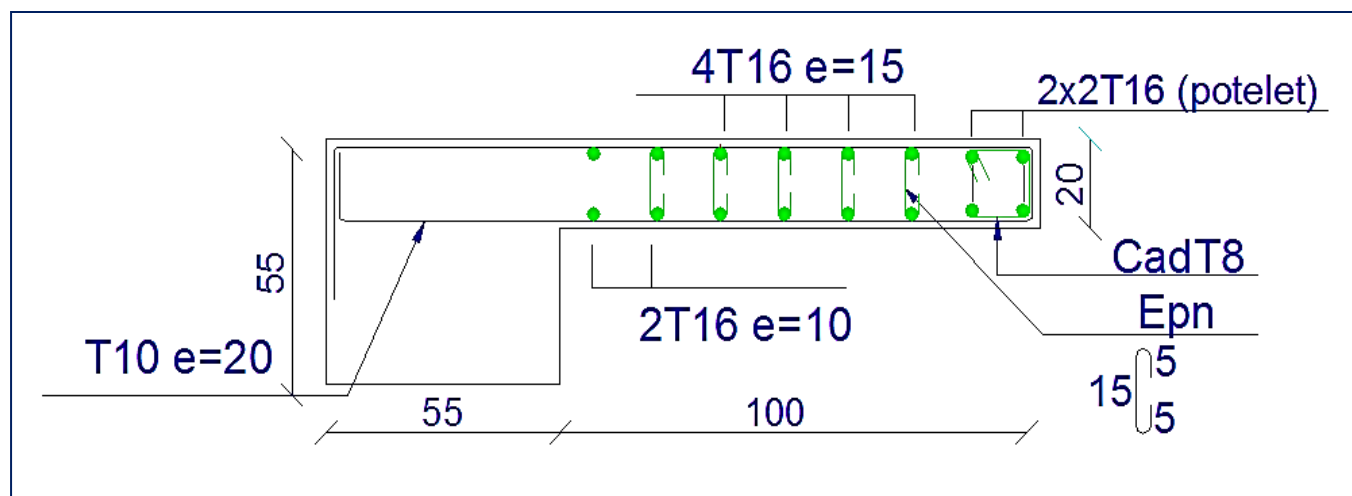


Figure (V.3) : Schéma de ferrailage des voiles type V1 zone 1.

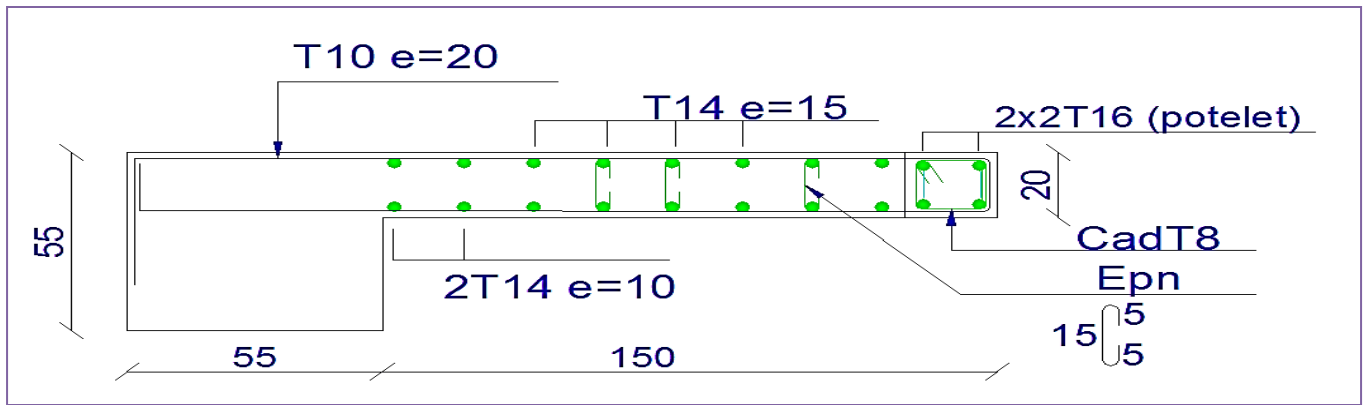


Figure (V.4) : Schéma de ferrailage des voiles type V2 zone 1.

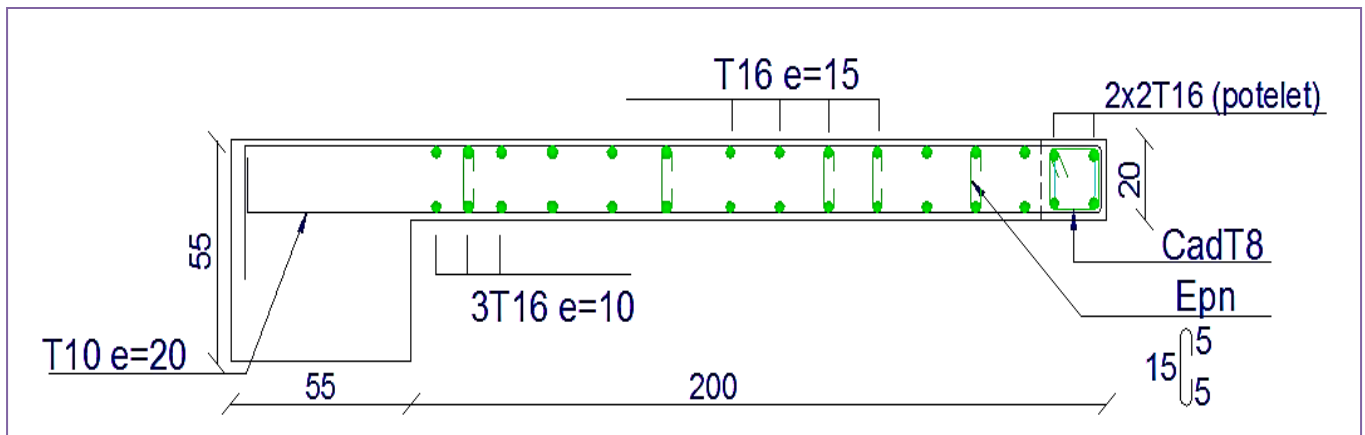


Figure (V.5) : Schéma de ferrailage des voiles type V3 zone 1.

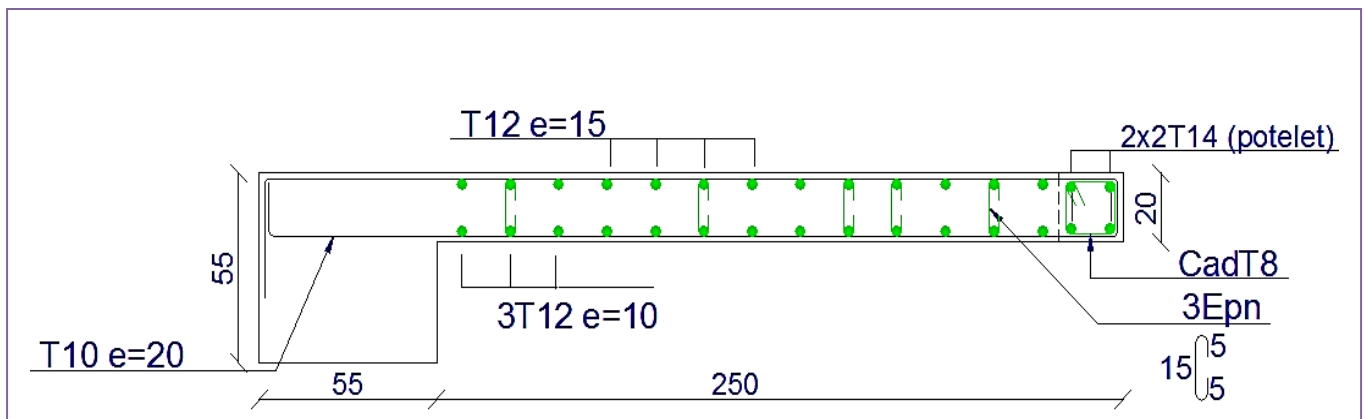


Figure (V.6) : Schéma de ferrailage des voiles type V4 zone 1.

❖ Conclusion :

Le bon choix des armatures pour les éléments résistants nous permet d'éviter le redimensionnement de la structure et d'augmenter la section du béton, ce qui n'est pas bon sur le plan économique.

CHAPITRE VI

ETUDE DES FONDATIONS

VI.1.Introduction:

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol. Leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations :

➤ Fondations superficielles :

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

➤ Fondation semi-profonde :

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

➤ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environs

➤ Fondations surfacique ou radier :

Il existe quatre (04) types de radiers :

- 1) Le radier dalle pleine (le plus courant).
- 2) Le radier nervuré.
- 3) Le radier champignon sous poteau.
- 4) Le radier voûte.

L'emploi d'un radier se justifie lorsque :

- ✓ La contrainte admissible à la compression du sol est faible.
- ✓ Quand le bon sol est situé en trop grande profondeur.
- ✓ Les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées.
- ✓ L'aire totale des semelles est supérieure à la moitié de l'aire occupée par le bâtiment.
- ✓ Les charges apportées par l'ensemble du bâtiment ne risquent pas d'entraîner des tassements différentiels incompatibles.

Types de fondations superficielles courants:

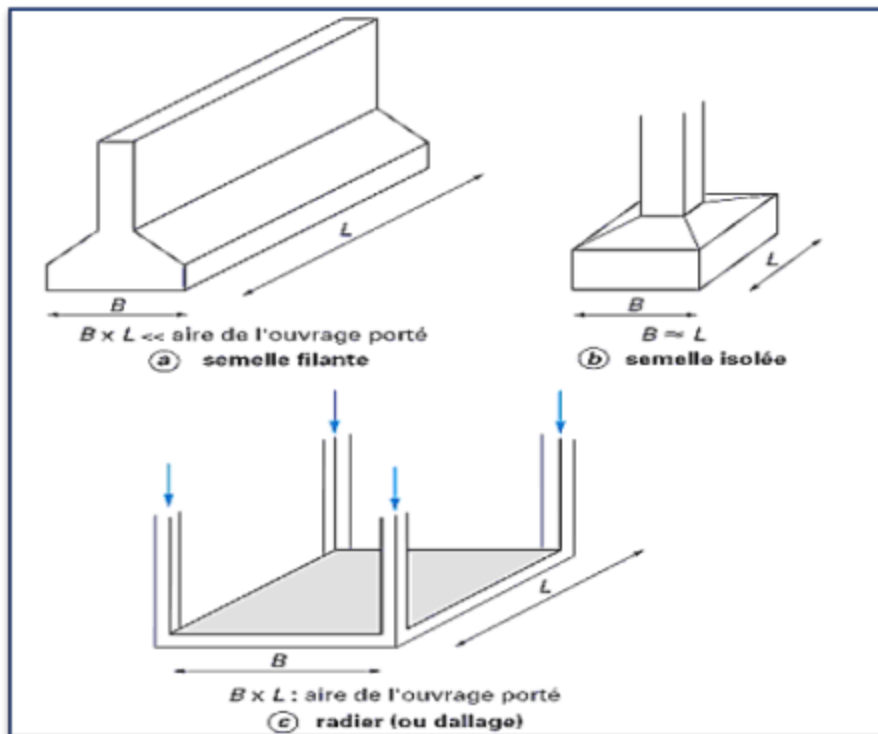


Figure (VI.1) : Type de fondations superficielles.

VI .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 sont déjà réalisés, soit à partir des résultats de sondage effectués à laboratoire de mécanique des sols.

Une étude préalable du sol à donner la valeur 2.1 bars pour la contrainte admissible du sol σ_{sol} .

VI .3. Choix du type de fondation :

- Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :
 - ❖ La résistance du sol.
 - ❖ Le tassement.
 - ❖ Le mode constructif.
 - ❖ Stabilité totale de l'ouvrage.
- Pour le cas de notre ouvrage, nous avons le choix entre les semelles filantes et le radier, en fonction des résultats du dimensionnement, on adaptera le type de semelle convenable :

➤ **Semelle isolée :**

Pour assurer la validité de la semelle isolée on choisit un poteau le plus sollicitée et on doit vérifier que : $\sigma = \frac{N}{A.B} \leq \sigma_{sol}$

Et puisque notre structure contient des voiles périphériques donc on n'a pas à prendre en considération la vérification pour les semelles isolées.

❖ **Calcul de surface revenant à la semelle :**

Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées sur les tableaux suivants :

Tableau (VI.1) : La surface revenant aux semelles.

N_s (KN)	σ_{sol} (KN/m ²)	Surfaces
1268.92	210	6.042

$$S_s = 6.042 \times 28 = 169.19 \text{ m}^2 ; S_t = 320 \text{ m}^2.$$

Donc : $S_s/S_t = 169.19/320 = 52.87\% \geq 50\% \Rightarrow$ La surface des semelles calculée dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le **radier nervuré**.

VI .4. Etude du radier :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on adoptera un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les éléments verticaux, poteaux et voiles.

VI .5. Pré - dimensionnement du radier :

a) L'épaisseur du radier :

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

a.1) Condition forfaitaire:

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{max} = 5.00m$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où : $62.5cm \leq h_r \leq 100cm$ (1)

a.2) condition de rigidité :

$$L_e = \frac{2L_{max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec : } I = \frac{bh^3}{12}$$

L_{max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen ; $K=40000 \text{ KN/m}^3$

I : inertie d'une bande d'un de radier.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 5^4}{32164200 \times \pi^4}} \geq 0.73m \dots\dots\dots (2)$$

Finalement : d'après (1), (2) on opte : **$h_r = 80cm$**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$h_r = 80 \text{ cm}$.

Vu que la hauteur est très importante, Donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré.

➤ **Condition de coffrage :**

➤ **Pour la nervure :**

$$h_n \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{500}{10} = 50cm$$

➤ **Pour la dalle**

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{20} = \frac{500}{20} = 25cm$$

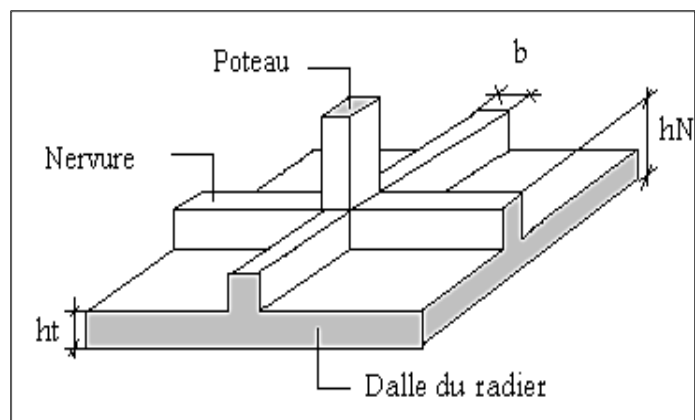


Figure (VI.2) : Schéma d'un radier.

✓ D'après les conditions précédentes, Nous optons pour une dalle de **40 cm** et des nervures de **40 cm**.

1) Calcul du débordement (D) :

$$D \geq \text{Max} (hr/2, 30\text{cm}) = 40\text{cm}$$

Soit : $D = 40\text{cm}$

$$D' \text{ où : } S_r = S + D \times (\text{périmètre}) = 320 + 0,4 \times (76) = 350,4 \text{ m}^2$$

S_r : Surface de radier.

S : Surface totale de bâtiment.

Alors la surface de radier est $S_r = 350,4 \text{ m}^2$.

2) Calcul des sollicitations :

$$G_{\text{Superstructure}} = 27561,82 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{Superstructure}} = 4269,88 \text{ KN}$$

$$G_{\text{radier}} = 25 \times 0,4 \times 350,4 + 0,2 \times 76 \times 3,2 \times 25 + 1056 = 5776 \text{ KN}$$

$$G_{\text{serv}} = (0,4 \times 0,55 \times 25 (20 \times 4 + 15 \times 2 + 18 \times 4 + 10)) = 1056 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{radier}} = 2,5 \times S_{\text{bloc}} = 350,40 \times 2,5 = 876 \text{ KN}$$

Les combinaisons de calcul :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(G_{\text{sup}} + G_{\text{rad}}) + 1,5(Q_{\text{sup}} + Q_{\text{rad}})$$

$$N_u = 52724,877 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = G + Q = (G_{\text{sup}} + G_{\text{rad}}) + (Q_{\text{sup}} + Q_{\text{rad}})$$

$$N_{\text{ser}} = 38483,7 \text{ KN}$$

3) Vérification de la surface de radier :

$$\text{➤ ELU : } S_{\text{radier}} = 350,4 \text{ m}^2 > N_u / (1,35 \sigma_{\text{sol}}) = 188,8 \text{ m}^2$$

$$\text{➤ ELS : } S_{\text{radier}} = 350,4 \text{ m}^2 > N_{\text{ser}} / \sigma_{\text{sol}} = 183,3 \text{ m}^2$$

VI .6. Vérification du radier :

➤ **Condition de cisaillement** : L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, d'après le règlement CBA93 (Art A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Pour une fissuration préjudiciable.}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul vis -à-vis l'ELU.

$$V_u = \frac{qL}{2}$$

q : La charge sur le radier uniformément une bande de 1 mètre.

$$q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}} = \frac{1743,73 \times 1}{350,4} = 4,98 \text{ kN/ml}$$

$$\text{donc : } V_u = \frac{4,98 \times 5}{2} = 12,45 \text{ kN}$$

D'où : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{V_u}{b \times 0.9h} \Rightarrow h \geq \frac{V_u}{0.9b\bar{\tau}_u} = \frac{12.45 \times 10^{-1}}{0.9 \times 1 \times 2.5} = 0.55 \text{ cm.}$

$\tau_u = 0.017 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots$ (Condition de résistance au cisaillement est vérifiée).

➤ **Condition de non poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour

✓ **Sous voiles :**

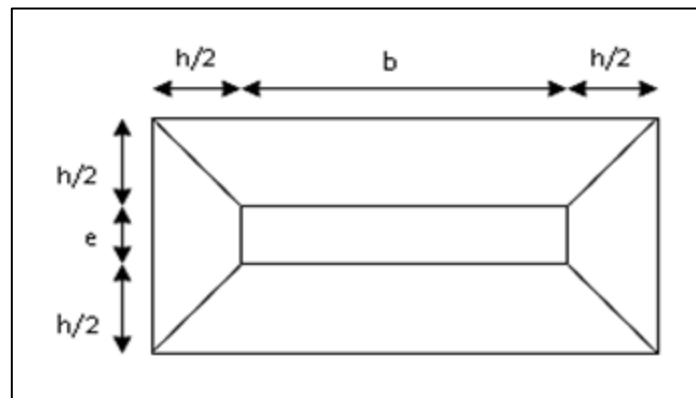


Figure (VI.3) : Schéma de transmission des charges.

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (V_3) de longueur $L=2\text{m}$.

$N_{u,voil} = 3878,7\text{kN}$ Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0.2 + 2 + 2h) = (3.77 + 4h) \text{ m}$

On obtient : $3000h^2 + 3300h - 3878.7 = 0$; D'où : $h \geq 71 \text{ cm}$.

✓ **Sous poteaux :**

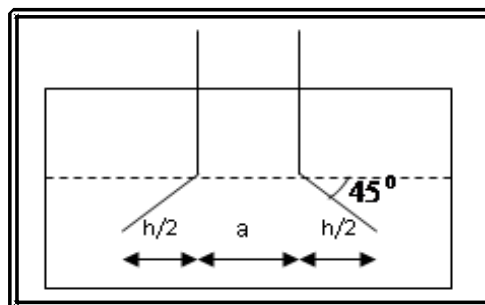


Figure (VI.4) : Schéma de transmission des charges.

$N_{u,pot} = 1743.73\text{kN}$ Effort Normal ultime de poteau le plus sollicité

$\mu_c = 4(a + h) = 4(0.55 + h) = (2.2 + 4h) \text{ m}$

On obtient : $3000h^2 + 1650h - 1743.73 = 0$

D'où : $h \geq 53.47 \text{ cm}$

➤ **Conclusion :**

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier :

$$h = 0.80 \text{ m.}$$

Vu que la hauteur est importante on opte pour un radier nervuré.

VI.7. Caractéristiques géométriques :

➤ **Du radier :**

-Centre de masse du radier :

$$X_r = 8.38m ;$$

$$Y_r = 10.49m;$$

$$\text{-L'inertie: } \begin{cases} I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 9385.4m^4 \\ I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = 8381.7m^4 \end{cases}$$

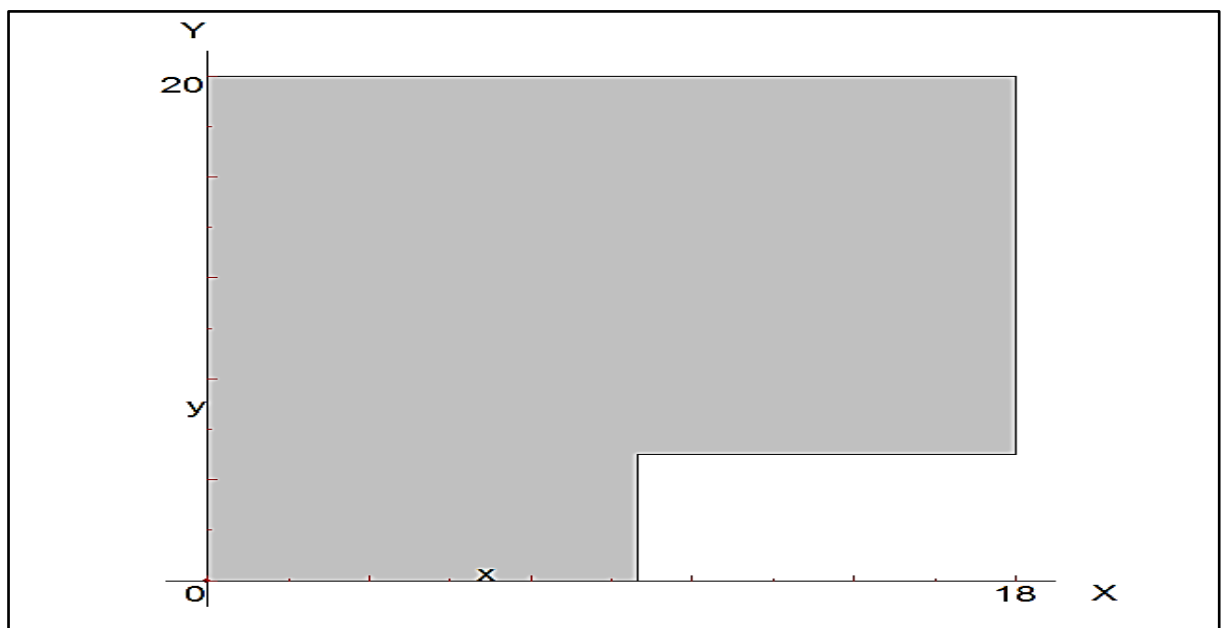


Figure (VI.5) : Surface du radier.

➤ **De la structure :**

a/ Centre de masse :

$$X_G = 9.07m ; \quad Y_r = 10.53m$$

b/ L'excentricité :

$$e_x = | X_r - X_G | = 0.69m$$

$$e_y = | Y_r - Y_G | = 0.04m$$

VI .7.1.Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{adm} = 1.33 \times \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \dots \text{(RPA99 art10.1.4.1)}$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \times V}{I}$$

N : effort normal dû aux charges verticales

M : Moment dus aux charges verticales excentrées

VI .7.2. Vérification du soulèvement :

Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M₀ : Moment sismique à la base de la structure.

T₀:L'effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'infrastructure. h = 3.2 m.

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison 0,8G ± E.
- Aux contraintes de compression (tassement) maximales avec la combinaison G + Q + E

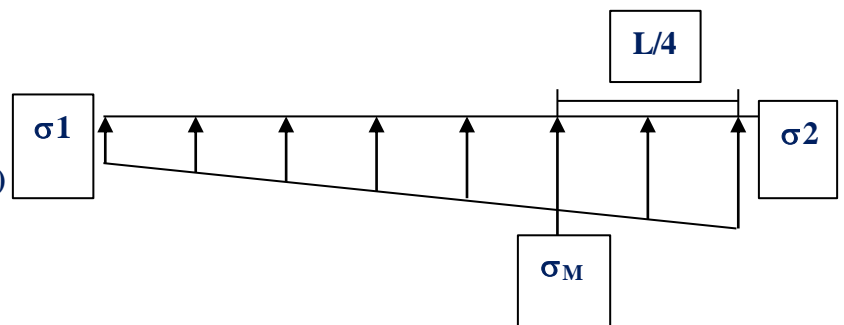


Figure (VI.6) : Diagramme des contraintes.

Tableau (VI.2) : Vérification des contraintes de sol sous le radier.

	0.8G ± E		G + Q + E	
	Longitudinal	Transversale	longitudinal	Transversale
N (KN)	21419.05	21419.05	30956.45	30956.45
M_{rad} (kN.m)	15654.165	9547.319	25500.8	13938,153
V (m)	9.62	9.51	9.62	9.51
I (m⁴)	9385.4	8381.7	9385.4	8381.7
S (m²)	350.4	350.4	350.4	350.4
σ₁ (kN/m²)	77.17	71.96	114.15	104.16
σ₂ (kN/m²)	45.08	50.29	62.21	72.54
σ_{moy} (kN/m²)	69.15	66.54	101.16	96.26
σ_{adm} (kN/m²)	279.3	279.3	279.3	279.3
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VI.7.3. Vérifications de la stabilité au renversement :

D'après le RPA l'article 10.1.5. Le radier reste stable si : $e = M/N \leq B/4$

e : excentricité de la résultante des charges verticales

M : moment du au séisme ; Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.3) : Vérification de la stabilité au renversement.

	0,8G ± E		G+Q+E	
	Longitudinal	Transversale	Longitudinal	Transversale
N(KN)	21419.05	21419.05	30956.45	30956.45
M(KN.m)	15654.165	9547.319	25500.8	13938,153
e = M/N(m)	0.73	0.45	0.82	0.45
L/4(m)	4.5	5	4.5	5
La condition	Vérifié	vérifié	Vérifié	vérifié

✓ La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

➤ A ELU et ELS :

Tableau (VI.4) : Vérification de la stabilité au renversement.

	ELU		ELS	
	Longitudinal	Transversale	longitudinal	Transversale
N (KN)	52724,877	52724,877	38483,7	38483,7
M_{rad} (kN.m)	36380,16513	2108,99508	26553,753	1539,348
V (m)	9,62	9,51	9,62	9,51
I (m⁴)	9385,4	8381,7	9385,4	8381,7
S (m²)	350,4	350,4	350,4	350,4
σ₁ (kN/m²)	187,76	152,86	137,05	111,57
σ₂ (kN/m²)	113,18	148,08	82,61	108,08
σ_{moy} (kN/m²)	169,12	151,67	123,44	110,70
σ_{adm} (kN/m²)	279.3	279.3	279.3	279.3
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau (VI.5) : Vérification de la stabilité au renversement.

	ELU		ELS	
	Longitudinal	Transversale	Longitudinal	Transversale
N(KN)	52724,877	52724,877	38483,7	38483,7
M(KN.m)	36380,16513	2108,99508	26553,753	1539,348
e= M/N(m)	0,69	0,04	0,69	0,04
L/4(m)	4.5	5	4.5	5
La condition	Vérifié	vérifié	Vérifié	vérifié

VI .7.4.Vérification de la stabilité au renversement du radier :

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux

Le rapport $\frac{M_s}{M_r}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_r : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$M_r = M_0 + V \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure calculé dans le chapitre IV.

V : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'infrastructure dans notre cas c'est l'épaisseur de radier = 0.80m

$$M_{Sta,x} = 0.8 \times W \times b_x = 0.8 \times 26187,25 \times 9.93 = 208031.51 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sta,y} = 0.8 \times W \times b_y = 0.8 \times 26187,25 \times 9.47 = 198394.6 \text{ kN.m}$$

Et :

$$M_{Ren,x} = 37736,277 + 2055,72 \times 0.8 = 39380.85 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ren,y} = 37902,1766 + 2064,77 \times 0.8 = 39553.92 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 5.28 > 1.5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = 5.01 > 1.5$$

Conclusion :

le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1.5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

VI .7.5.Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S \quad \text{avec :}$$

W : poids total du bâtiment à la base du radier :

$$W = W_{\text{rad}} + W_{\text{voile}} + W_{\text{bât}}$$

$$W = 33803.25 \text{ KN}$$

F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s = 1,5$.

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$).

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 3.20 \text{ m}$).

S : surface du radier ($S = 350.4 \text{ m}^2$).

$$\Rightarrow F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 3.2 \times 350.4 = 16819.2 \text{ KN}$$

Donc : $W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$ Condition vérifiée.

VI .8. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

VI .8.1. Méthode de calcul :

Le radier est assimilé à un plancher renversé chargé par la réaction uniforme du sol, il est composé de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés.

Le calcul se fera en flexion simple, en considérant la fissuration préjudiciable.

Les moments isostatiques seront déterminés à partir de la méthode proposée par les règles de BAEL 91.

a. Détermination des moments isostatiques :

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

$0 < \alpha < 0.4 \Rightarrow$ la dalle porte sur un sens.

$0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle porte sur deux sens.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

- si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

-Moment en travée : $(M_{tx}=0,75.M_x ; M_{ty}=0,75.M_y)$

-Moment sur appuis : $(M_{ax}=0,5.M_x ; M_{ay}=0,5.M_x)$

- si le panneau considéré est un panneau de rive

-Moment en travée : $(M_{tx}=0,85.M_x ; M_{ty}=0,85.M_y)$

-Moment sur appuis : $(M_x=0,3.M_x ; M_y=0,3.M_x)$

-Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans la figure ci-jointe, où L_x est la plus petite dimension.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à 0,40

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25M_0 \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$$

b- Évaluation des charges et surcharges :

➤ à L'ELU : $v=0$

$$Q_u = N_U / S_{rad} = 52724,877 / 350.4 = 150.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 150.5 \text{ KN/m}^2$$

➤ à L'ELS : $v = 0,2$

$$Q_{ser} = N_{ser} / S_{rad} = 38483.7 / 350.4 = 109.83 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ser} = 109.83 \text{ KN/m}^2$$

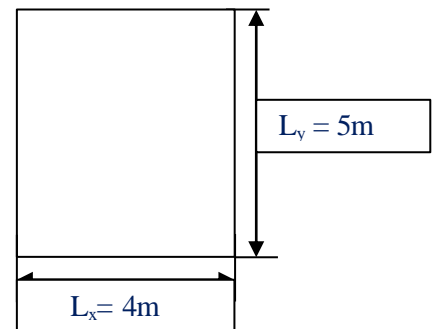


Figure (VI.7) : Le panneau le plus sollicité.

Si : $0 < \rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.

$$M_x = q L_x^2 / 8$$

$$M_y = 0$$

Si : $0,4 < \rho < 1$; la dalle porte dans deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

1. Calcul des moments :

➤ **ELU** : $v = 0$; $Q_u = 150.5 \text{ KN/m}^2$:

Tableau (VI.6) : Les moments à L'ELU.

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	ρ	μ_x	μ_y	M_{ox} (KN. m)	M_{oy} (KN. m)
P	4	5	0.8	0.0561	0.5959	135.09	80.5

ELS : $v = 0,2$; $Q_{ser} = 109.83 \text{ KN/m}^2$:

Tableau (VI.7) : Les moments à L'ELS.

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	ρ	μ_x	μ_y	M_{ox} (KN. m)	M_{oy} (KN. m)
P	4	5	0.8	0.0628	0.7111	110.4	78.5

➤ **Pourcentage minimal :**

Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23.b. d. f_{t28}/f_e = 3.26 \text{ cm}^2$

➤ **Escarpeement maximal :**

$$S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}, 3hr) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}, 4hr) \Rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$$

• **Calcul des armatures à L'ELU :**

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec:

$$b = 100 \text{ cm}, h = 40 \text{ cm}, d = 0.9h = 36 \text{ cm}, f_{un}=14.17\text{MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.8) : Les armatures à L'ELU.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_u (KN.m)	114.83	40.53	93.84	33.12
μ_{bu}	0,0632	0,022	0,0510	0,018
$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	oui	Oui	oui	oui
A_s (cm ² /ml)	9.52	3.28	7,73	2,67
A_{smin} (cm ² /ml)	3.26	3.26	3.26	3.26
Choix des Ø	5HA20	5HA16	5HA16	5HA16
A_s adopté	15,70	10,05	10,05	10,05
Espacement	20	20	20	20

✓ **Vérification à l'ELS :**

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.6 \text{ MPa Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau (VI.9) : Vérification des panneaux de radier.

	Sens	M_{ser} (kN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	Observation
Appuis	XX	32.34	7,64	71367,34	2,17	97,53	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
	YY	27.47	7,64	71367,34	1,85	82,84	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
Travée	XX	91.63	10,43	128056,61	5,43	201,13	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
	YY	66.72	9,17	100570,69	4,48	201,22	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

VI .8.2. Ferrailage du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L=0.40$ m, le calcul de Ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un 1 mètre.

$h=0,30m, b=1m, d=0,9h=0,27m$

Le ferrailage sera fait en flexion simple et en Fissuration préjudiciable.

Pourcentage minimal :

Condition de non fragilité :

$A_{min} = 0.23.b. d. f_{t28}/f_e = 4.35 \text{ cm}^2$

➤ L'ELU :

$M_{max} = q_u L^2 / 2 = 150.5 \times (0.40)^2 / 2$

$M_{max}=12.04 \text{ kN.m}$

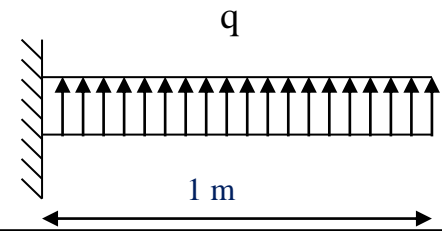


Figure (VI.8) : Schéma statique du débord.

Tableau (VI.10) : Choix des armatures à L'ELU.

M_u (kN.m)	A_s (cm ² /ml)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ² /ml)	choix	A_s adopté (cm ²)	S_t (cm)	A_r (cm ²)
12.04	0.96	4.35	5HA12	5.65	20	1.09

L'ELS : (fissuration préjudiciable)

$M_{max} = q_s L^2 / 2 = 109.83 \times (0.40)^2 / 2$

$M_{max}=8.65 \text{ kN.m}$

Tableau (VI.11) : Choix des armatures à L'ELS.

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ² /ml)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ² /ml)	choix	A_s adopté (cm ²)	S_t (cm)	A_r (cm ²)
8.78	0.70	4.89	5HA12	5.65	20	1.22

NB : Le ferrailage du débord sera fait par prolongement des armatures adoptées pour les panneaux.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$\tau_b = \frac{Vu}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\},$

$V_u = q_u .L= 150.5 \times 0.4 = 60.2KN.$

$$\tau_u = \frac{v_{u\max}}{bd} = \frac{67840}{1000 \times 360} = 0.19 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 0.19 \text{ MPA} < 2.5 \text{ MPA} = \bar{\tau}_u$ condition vérifiée.

⇒ Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires. Le débord est coulé sans reprise du bétonnage donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

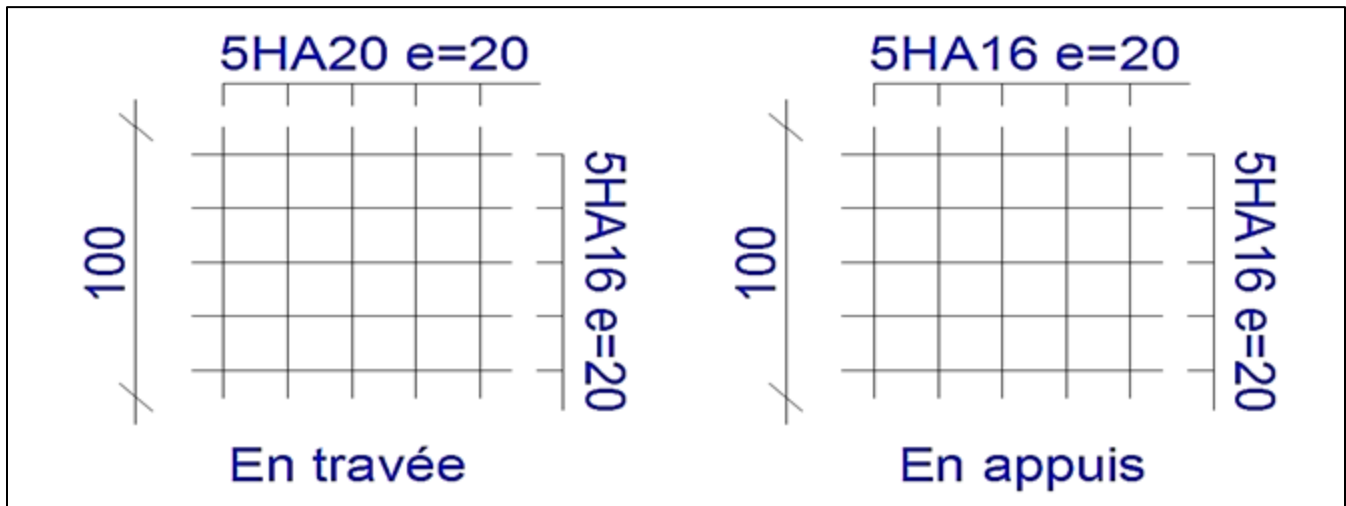


Figure (VI.9) : Schéma de ferrailage de radier en appuis et en travée.

VI .8.3. Ferrailage des poutres (nervures) :

Ce sont des poutres disposées le long de radier, elles servent pour but de reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

Les dimensions de ces poutres sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 80\text{cm} \\ b = 55\text{cm} \end{array} \right.$$

Tel que la largeur du poteau le plus large est de 55cm,

Pour calculer ces poutres on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens ainsi pour déterminer les sollicitations en utilisons la méthode des lignes de rupture.

1) Transmission des charges des dalles aux poutres :

Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastré sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes droites) se composent de tronçons :

- formant un angle de 45° avec les rives du panneau
- ou parallèles à son grand coté.

On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres :

P_M : produisant le même moment fléchissant à mi-travée de la poutre de référence par la dalle, pour un panneau les expressions de P_M sont les suivants :

Tableau (VI.12) : Expression de P_M .

	Élément	Trapèze	Triangle
$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.8$	P_M	$\left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \frac{PL_x}{2}$	$\frac{PL_x}{3}$

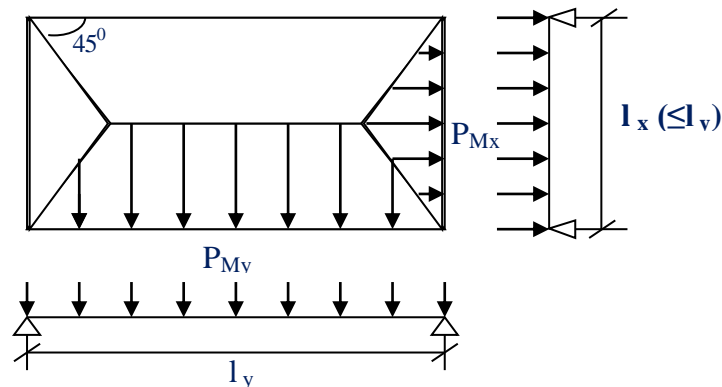


Figure (VI.10) : Schéma de statique de panneau.

Remarque : pour deux panneaux, de part et d'autre de la poutre considérée, les charges réparties déterminées précédemment pour chacun des panneaux contigus s'additionnent.

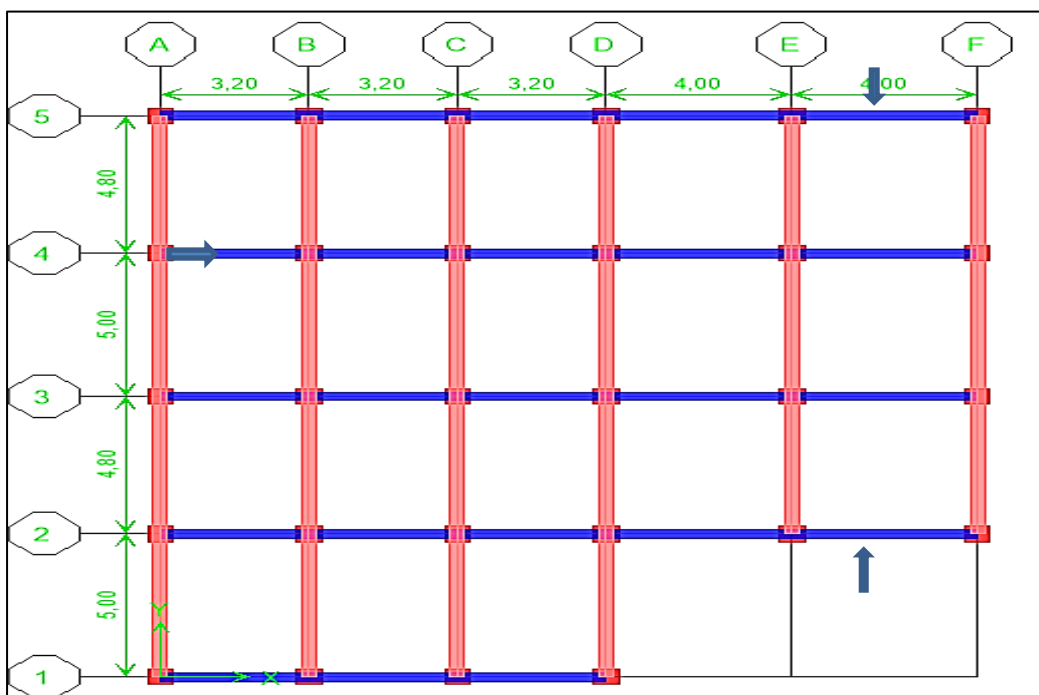


Figure (VI.11) : Schéma de la base de la structure.

❖ ELU :

1/Sens X-X :

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file 4

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau (VI.13) : Détermination des efforts Sens X-X.

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
A—B	0.67	0.64	150.5	80.27	80.27	160.53
B—C	0.67	0.64	150.5	80.27	80.27	160.53
C—D	0.67	0.64	150.5	80.27	80.27	160.53
D-E	0.83	0.80	150.5	100.33	100.33	200.67
E—F	0.83	0.80	150.5	100.33	100.33	200.67

Sens Y-Y :

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file E

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau (VI.14) : Détermination des efforts Sens Y-Y.

travée	α_1	A ₂	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
1-2	0.83	0.83	150.5	115.94	115.94	230.88
2-3	0.80	0.80	150.5	118.39	118.39	236.7
3-4	0.83	0.83	150.5	115.94	115.94	230.88

A partir de logiciel RDM 6 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :

Tableau (VI.15) : Sollicitation des moments et des efforts tranchants à L'ELU.

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M _u (KN.m)	353.6	244	560.2	414.3
T _u (KN)	489.77	442	670.8	670.8

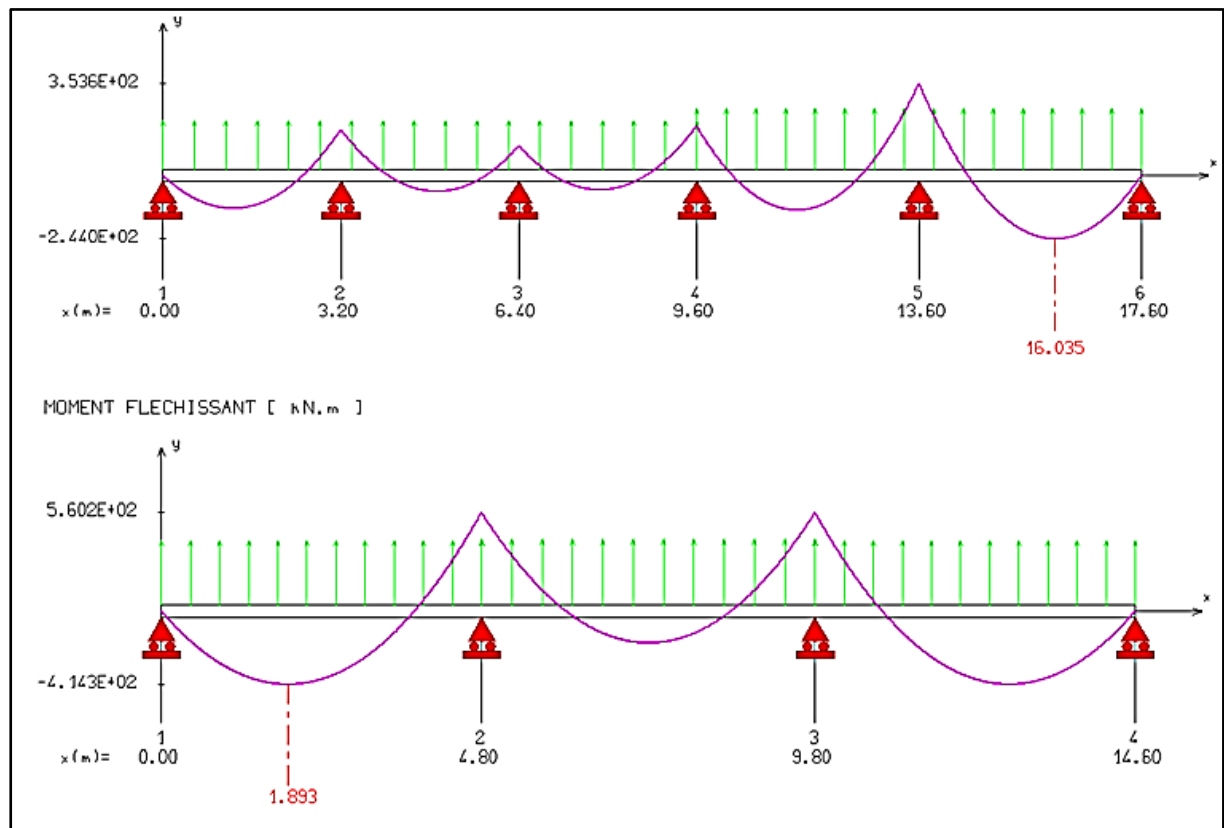


Figure (VI.12) : diagrammes des moments sens X-X et Y-Y à L'ELU.

❖ **ELS :**

1/Sens X-X :

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file 4.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau (VI.16) : Détermination des efforts Sens X-X.

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
A—B	0.67	0.64	109.83	58.58	58.58	117.152
B—C	0.67	0.64	109.83	58.58	58.58	117.152
C—D	0.67	0.64	109.83	58.58	58.58	117.152
D-E	0.83	0.80	109.83	73.22	73.22	146.44
E—F	0.83	0.80	109.83	73.22	73.22	146.44

Sens Y-Y :

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file E.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau (VI.17) : Détermination des efforts Sens Y-Y.

travée	α_1	A_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
1-2	0.83	0.83	109.83	84.61	84.61	169.2
2-3	0.80	0.80	109.83	86.4	86.4	172.8
3-4	0.83	0.83	109.83	99.91	99.91	169.2

A partir de logiciel RDM 6 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :

Tableau (VI.18) : Sollicitation des moments et des efforts tranchants à L'ELS.

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M _{ser} (KN. m)	258.1	178.1	409.7	304
T _{ser} (KN)	322.6	357.4	491.4	491.4

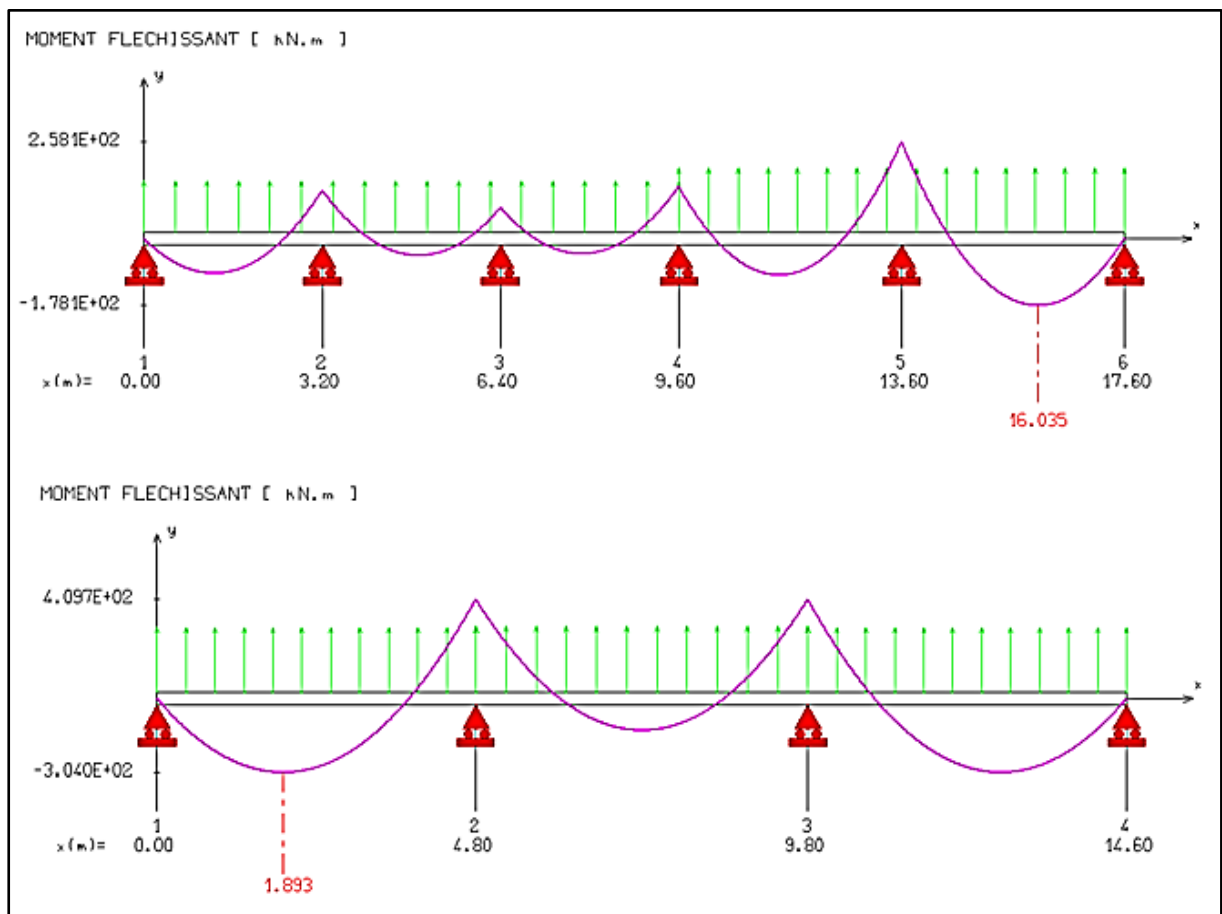


Figure (VI.13) : diagrammes des moments Sens X-X et Y-Y à L'ELS.

❖ Dimensionnement des nervures :

La section de la nervures est considérée comme une section en T avec :

$$b_1 \leq \left(\frac{L_y}{10}; \frac{L_x}{2}\right) \rightarrow b_1 \leq \left(\frac{5}{10}; \frac{4}{2}\right) \rightarrow b_1 = 0,40 \text{ m} \rightarrow b = 2b_1 + b_0 = 1.35 \text{ m}$$

$$h = 80 \text{ cm}; h_0 = 30 \text{ cm}; b_0 = 55 \text{ cm}; C = 2 \text{ cm}; d = 0,9h = 72\text{cm}$$

▪ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 11.74\text{cm}^2$$

2) Calcul du ferrailage :

❖ Armatures longitudinales :

➤ A l'ELU :

Les résultats sont cités sur le tableau suivant :

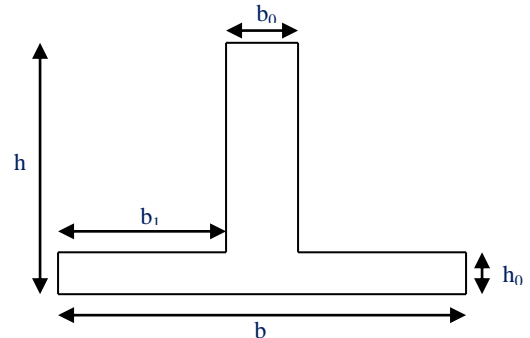


Figure (VI.14) : Section de la nervure.

Tableau (VI.19) : Calcule de ferrailage à L'ELU.

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (KN.m)	353.6	244	560.2	414.3
Section	Rect (b × h)	Rect (b × h)	Rect (b × h)	Rect (b × h)
μ_{lu}	0.316	0.289	0.289	0.289
μ_{bu} < μ_{lu}	0,036 ≤ 0.316	0,025 ≤ 0.289	0,056 ≤ 0.289	0,042 ≤ 0.289
Z (m)	0.71	0.72	0.69	0.71
A_s (cm²)	14.42	9.88	23.14	16.96
A_{min} (cm²)	11.74	11.74	11.74	11.74
Choix des barres	10 HA16	10HA16	10HA20	5HA20 + 5HA16
As adopté (cm²)	20.10	20.10	31.40	25.75
espacement (cm)	10	10	10	10

❖ Armatures transversales :

➤ Diamètre des armatures transversal:

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{\phi_{20}}{3} = 6.66 \text{ mm} \text{ On choisit 3 cadre de } \phi 8 \text{ sens x-x et sens y-y.}$$

➤ Espacement minimal :

Selon le BAEL91 : $S_t \leq \min (0,9d, 40\text{cm}) = 40\text{cm}$

Selon le RPA 2003 : - En zone nodale et en travée $S_t \leq \min (h/4, 12\phi_L) = 24\text{cm}$

- En dehors de la zone nodale $S_t \leq h/2 = 40\text{cm}$

On prend : - En zone nodale et en travée $S_t = 15\text{cm}$

-En dehors de la zone nodale $S_t = 20\text{cm}$

❖ Vérification :

✓ A l'ELU :

1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e) \Rightarrow A_{\min} = 11,74 \text{ cm}^2$$

$$A_L = A_T = 33,18 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

2) Vérification de l'effort tranchant :

$$(T_U = 670,8 \text{ KN}). \text{ donc il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec}$$

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

$$\tau_u = 0,7 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ A l'ELS :

1) Vérification des contraintes: fissuration préjudiciable

▪ Dans le béton : On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot K \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

▪ Dans l'acier : On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau (VI.20) : Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (kN. m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st}	Observation
Appuis	X-X	258.1	15,84	1129760,10	3,62	192,46	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}
	Y-Y	409.7	19,20	1631577,53	4,82	198,89	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}
Travée	X-X	178.1	15,84	1129760,10	2,50	132,80	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}
	Y-Y	304	17,64	1388378,87	4,32	199,69	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}

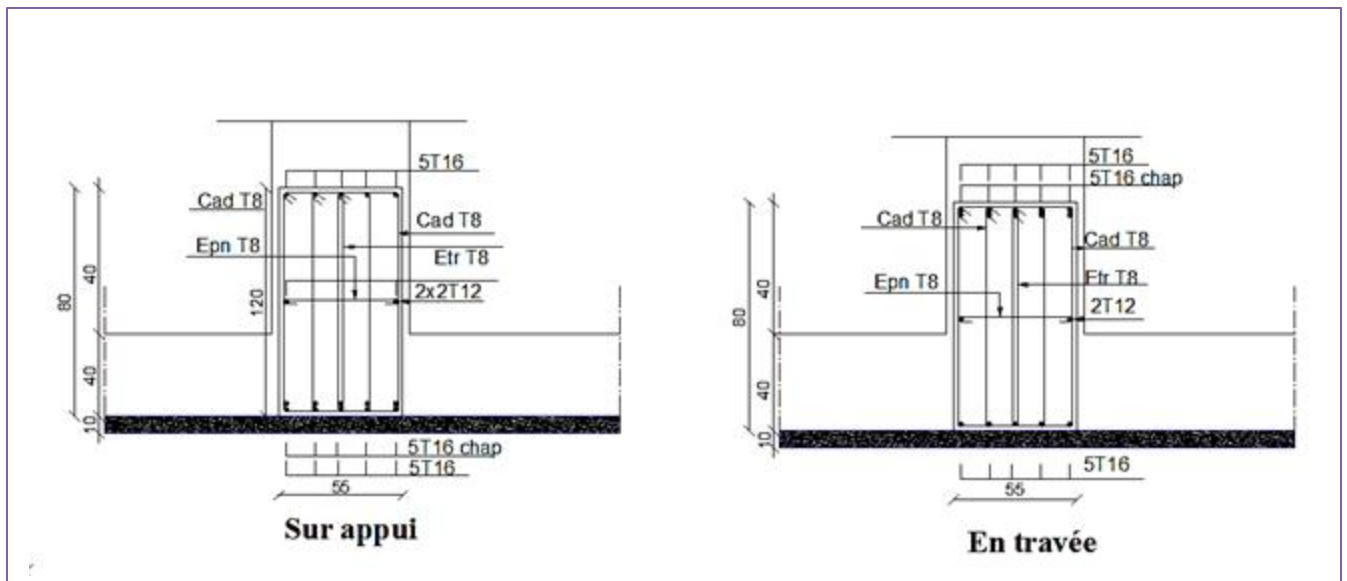


Figure (VI.15) : Schéma de ferrailage des nervures sens x-x.

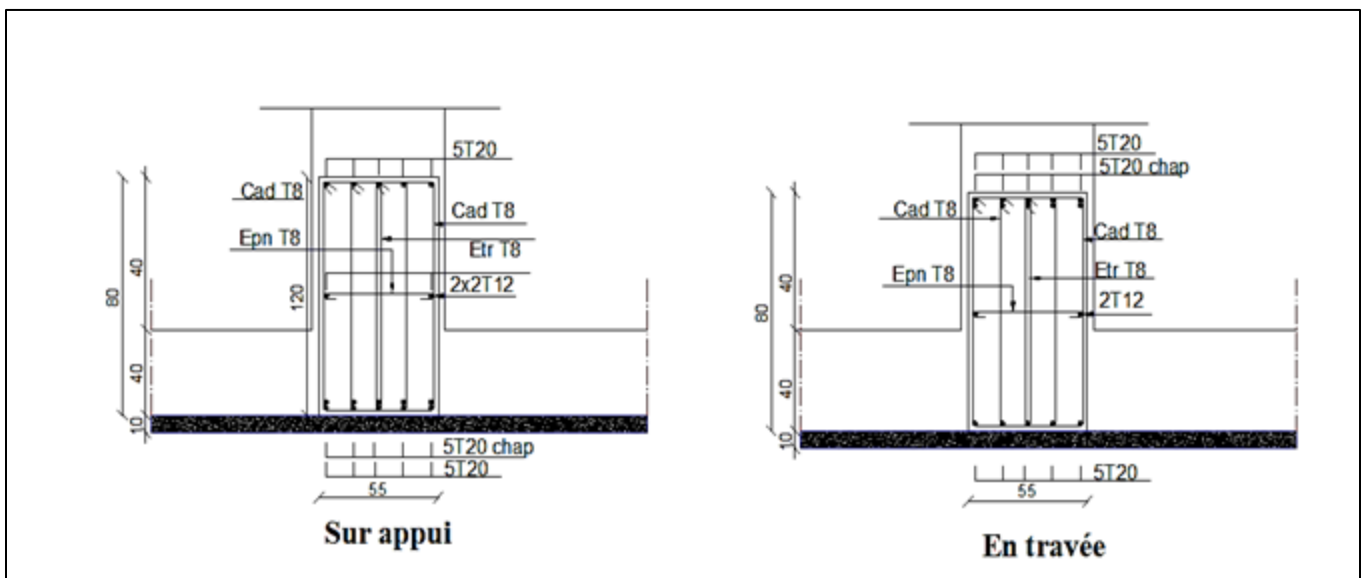


Figure (VI.16) : Schéma de ferrailage des nervures sens y-y.

VI.9. Etude de voile périphérique :

VI.9.1. Introduction :

Comme notre ouvrage est situé en zone **IIa** et conformément à l'article **10.1.2** du **RPA2003**, il doit comporter donc un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau de base.

Le voile périphérique est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectué sur une profondeur de 3.06 m, il assure à la fois un bon encastrement et bonne stabilité de l'ouvrage ainsi qu'il limite les tassements différentielle a une valeur acceptable.

VI .9.2. Préconisation du RPA 99 : (Art-10-1-2)

D'après l'article 10.1.2 du RPA2003, le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15 cm.
- Les armatures sont constituées de 2 nappes
- Le pourcentage minimum est de 0,1 % dans les deux sens
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI .9.3. Dimensionnement :

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- Épaisseur de 20 cm
- Hauteur de 3.2 m
- Longueur de 76 m

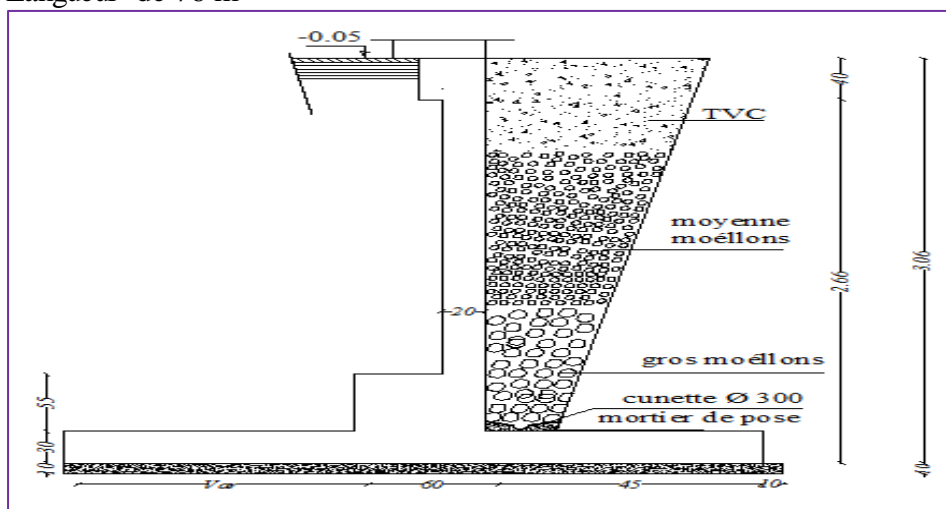


Figure (VI.17) : Dimension du voile périphérique.

VI .9.4. Détermination des sollicitations :

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres. Le voile périphérique est conçu de telle façon à retenir la totalité des poussés des terres.

a) Données :

Poids volumique : $\gamma = 18 \text{ kN /m}^3$.

Angle de frottement interne : $\varphi = 15^\circ$

La charge éventuelle : $q = 5 \text{ KN/m}^2$

b) Poussée due aux terres :

$$\sigma_h = K_0 \cdot \gamma_h \cdot H$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres au repos

$$K_0 = \operatorname{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0.589$$

$$H=0\text{m} \quad \sigma_h = 0\text{kN/m}^2$$

$$H=3.06\text{m} \quad \sigma_h = 33.93 \text{ kN/m}^2.$$

c) Poussée due aux surcharges :

Une contrainte éventuelle d'exploitation $q = 5\text{KN/m}^2$

$$\sigma_q = K_0 \cdot q = 0.589 \times 5 = 2.94 \text{ KN/m}^2.$$

VI .9.5. Méthode de calcul :

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calculé comme étant une dalle appuyée sur quatre côtes.

✓ Contrainte totale :

$$\text{➤ ELU : } \sigma_u = 1.35\sigma_{h(0)} + 1.5\sigma_q = 4.41 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{\min}$$

$$\sigma_u = 1.35\sigma_{h(3.2)} + 1.5\sigma_q = 50.21 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{\max}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 27.31 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{➤ ELS : } \sigma_{\text{ser}} = \sigma_{h(0)} + \sigma_q = 2.94 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{\min}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \sigma_{h(3.2)} + \sigma_q = 36.87 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{\max}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 19.90 \text{ kN/m}^2$$

VI .9.6. Ferrailage du voile:

Le ferrailage sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple avec une fissuration préjudiciable, le calcul se fait pour une bande de 1 m.

$$L_x = 3.20\text{m} \quad L_y = 5\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.64 ; 0.4 \leq \alpha \leq 1 \text{ Le panneau porte sur les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times \sigma_{\text{moy}} \times l_x^2 \quad \text{Dans le sens de la petite portée.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \quad \text{Dans le sens de la grande portée}$$

Les valeurs de μ_x , μ_y .sont données par le BAEL.

Ventilation des moments $\begin{cases} M_t = 0.85M_0 \\ M_{app} = 0.3M_0 \end{cases}$

✓ Ferrailage minimal:

- Selon le RPA2003 (Art. 10.1.2), le pourcentage minimal des armatures et de 0.1% dans les deux sens et en deux nappes ce qui nous donne :

$$A_{RPA} = 0,1.b.h/100 = 0,1.20.100/100 = 2,00\text{cm}^2/\text{ml}$$

- Selon le **BAEL 91**, le ferrailage minimal est de :

$$A_{min} = 0,0008.b.h = 1,6\text{cm}^2/\text{ml}$$

✓ Evaluation des moments :

Tableau (VI.21) : Moment longitudinale et transversale.

	L_x (m)	L_y (m)	A	μ_x	μ_y	σ (KN/m ²)	M_x (KN.m)	M_y (MN.m)
ELU	3.20	5	0.64	0.0765	0.3472	27.31	21.40	7.43
ELS	3.20	5	0.64	0.0819	0.5117	19.90	16.70	8.54

❖ **Calcul des armatures :**

- à l'ELU :

Tableau (VI.22) : Ferrailage du voile à L' ELU.

	Sens XX (vertical)		Sens YY (horizontal)	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
Armatures longitudinales				
M_u (kN.m)	6.42	18.18	2.23	6.32
A_v (cm ² /ml)	1.04	2.97	0.36	1.02
A_{smin} (cm ² /ml)	2	2	2	2
Choix de Φ	5HA12	5HA12	5HA10	5HA10
A_s adopté (cm ²)	5.65	5.65	3,93	3,93
Armatures transversales				
A_H (cm ²)	1.41	1.41	0.98	0.98
Choix de Φ	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
A_H adopté (cm ²)	2.51	2.51	2.51	2.51

VI.9.6.1. Vérification des contraintes tangentielles à l'ELU :

✓ Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{P_i.L}{2} = \frac{27.31 \times 3.2}{2} = 43.67 \text{ kN}$$

$$\tau_u \leq \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; \quad \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3,33\text{MPa} \\ 5\text{MPa} \end{cases} \quad ; \quad \tau_u = V_u/b_0.d$$

❖ Armatures transversales :

Aucune armature transversale n'est requise car:

- la dalle est coulée sans reprise de bétonnage
- la contrainte de cisaillement conventionnelle vérifiée la condition suivant :

$$\tau_u = \frac{43.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0.243 \text{ MPa} \leq \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,15} = 1.52 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VI.9.6.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau (VI.23) : Vérification des contraintes à l'ELS.

	position	M _{ser} (kN.m)	A (cm ²)	σ _b (Mpa)	σ _b (Mpa)	σ _s (Mpa)	σ _s (Mpa)
Sens XX	Appuis	5.01	5.65	1,29	15	54,00	201.6
	Travée	14.20	5.65	3,65	15	153,06	201.6
Sens YY	Appuis	2.56	3,93	0,76	15	39,13	201.6
	Travée	7.26	3,93	2,15	15	110,96	201.6

- Le ferrailage obtenu est représenté dans la figure suivante :

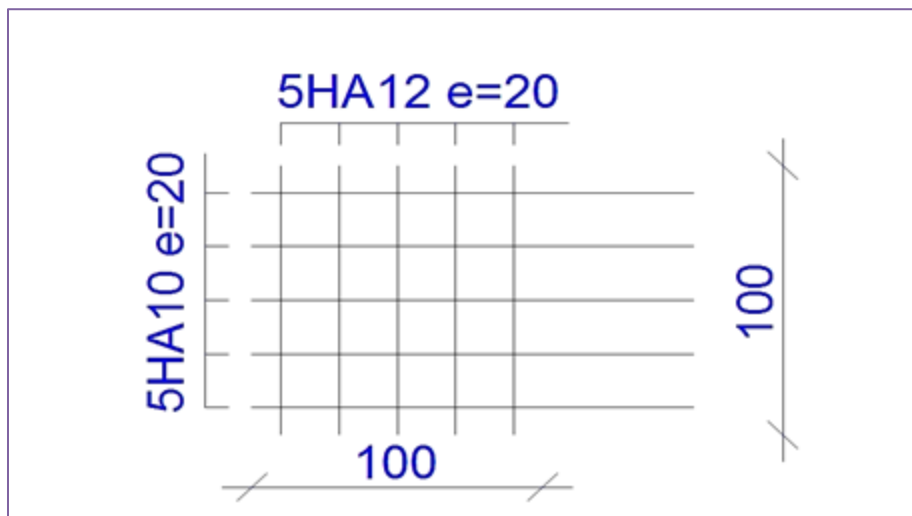


Figure (VI.18) : Schéma Ferrailage de voile périphérique.

❖ Conclusion :

- ✓ la reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite trancher sur le type de fondation.
- ✓ le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges prévenant de la structure.

CONCLUSION

CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Après avoir étudié ce projet, on a constaté que :

- ✓ Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et le calcul de la structure.
- ✓ L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires (**RPA99 version 2003, C.B.A 93 et BAEL 91 modifiée 99**)
- ✓ Pour le contreventement et la disposition des voiles, on a constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile à placer dans une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.
- ✓ La reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour ensuite trancher sur le type de fondation.
- ✓ Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges provenant de la structure.
- ✓ L'utilisation des méthodes numériques tel que le logiciel **ETABS**, **SOCOTEC** et le programme **EXCEL** permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, néanmoins, pour **L'ETABS**, la fiabilité de leur résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

en fin, ce mémoire nous a donné la possibilité de récapituler nos connaissances acquises durant le cursus universitaire, de les améliorer et de les enrichir par des nouvelles.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

❖ Documentation :

- ✓ B.A.E.L91 Béton Armé à l'état limite.
- ✓ Pratique de B.A.E.L91 cours avec exercices corrigés.
- ✓ Cours de l'université.
- ✓ Mémoires de fin d'études.
- ✓ Code de béton armé (CBA93).

❖ Livres :

- ✓ Calcul dynamique des structures en zones sismiques.....ALAIN CAPRA.
- ✓ Conception et calcul des structures de bâtiment..... HENRY THONIER.
- ✓ Construction en zone sismique.....VICTOR DAVIDOVICI.
- ✓ Pratique du BAEL91 (Cours avec exercices corrigés).....Jean Perchat –Roux

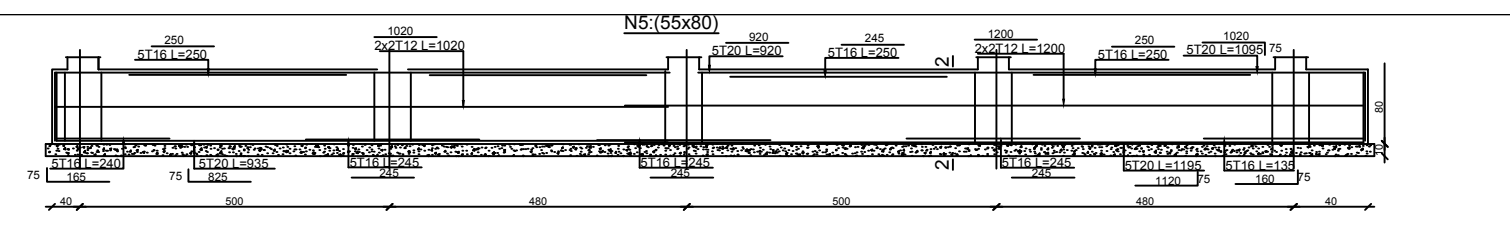
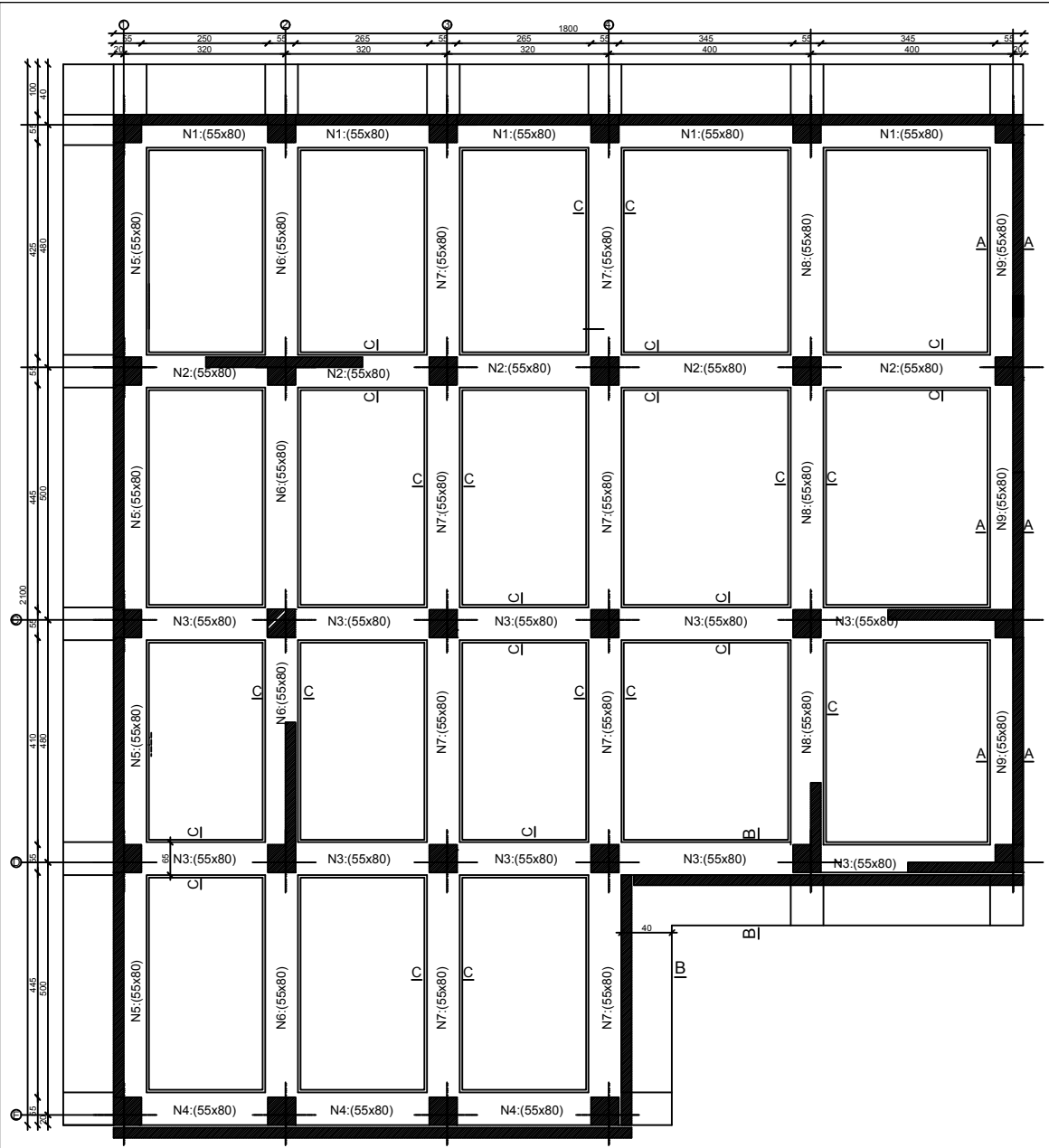
❖ Règlements utilisés :

- ✓ Document technique réglementaire (DTR Bc 22 : Charges et surcharges).
- ✓ Règlement Parasismique Algérien RPA99 (version 2003).
- ✓ Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.
- ✓ Document technique réglementaire (DTR Bc2.331 : règles de calcul des fondations superficielles).
- ✓ Norme : NF P94-056.1996, NFP-94-093.

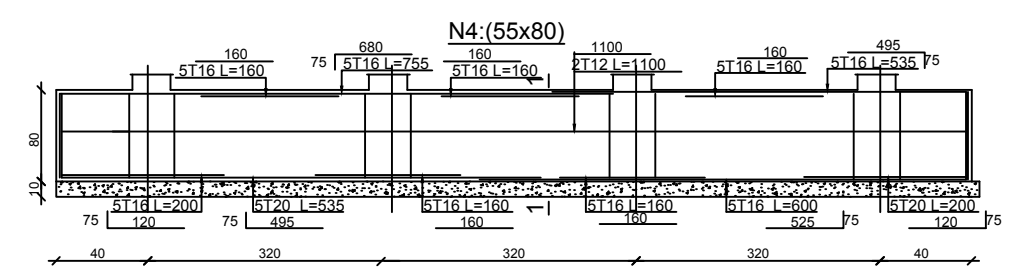
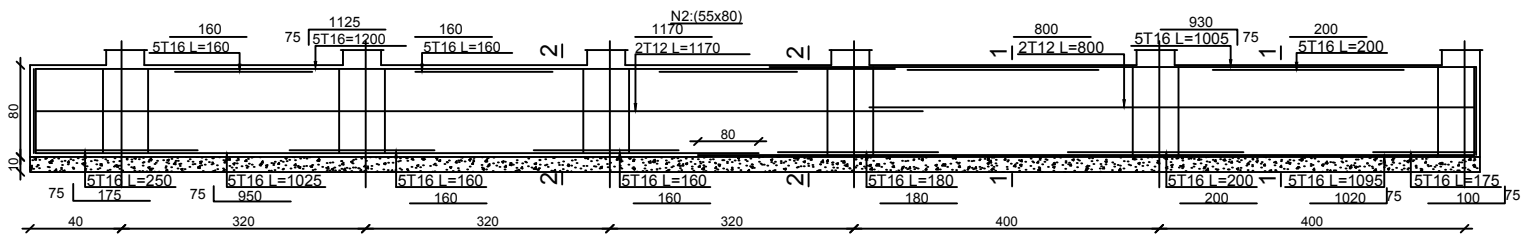
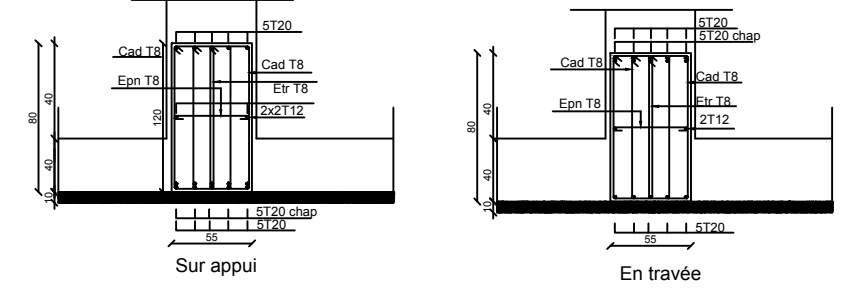
❖ Logiciels utilisés :

- ✓ CSI ETABS V 9.7.4
- ✓ SOCOTEC
- ✓ AutoCAD 2011
- ✓ Microsoft Word 2010
- ✓ Microsoft Excel 2010
- ✓ RDM 6

ANNEXES

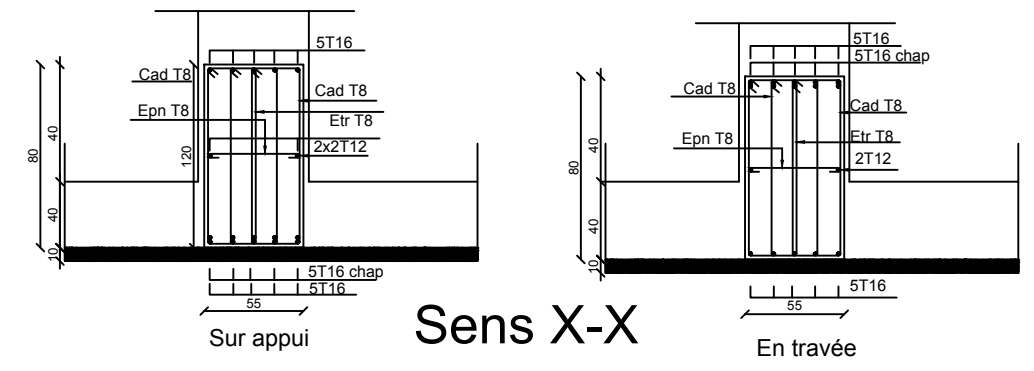


Sens Y-Y



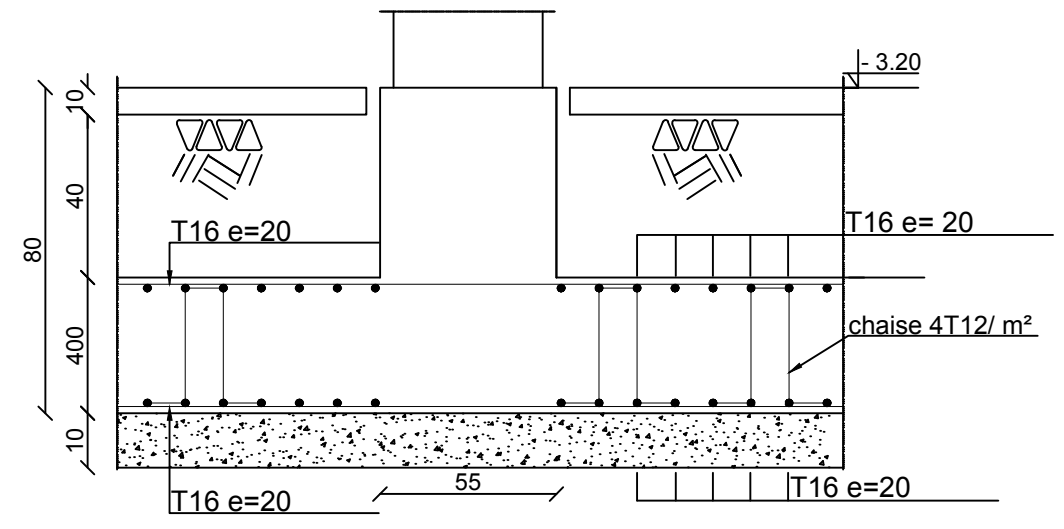
2-2

1-1

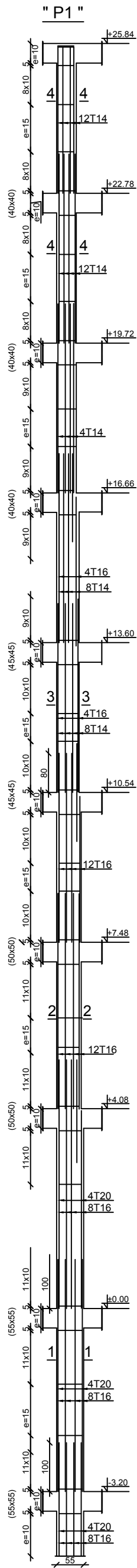


Sens X-X

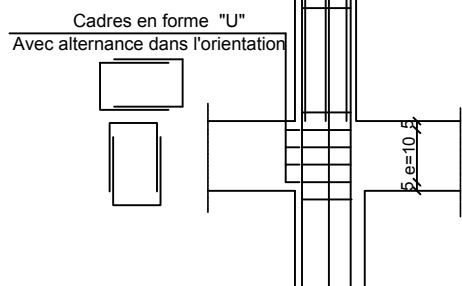
C - C



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE AKLI MOHAN OULHADJ DE BOUIRA FACULTE DE DES SCIENCES ET DES SCIENCES APPLIQUEES DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR: MR: BEN YUCEF WAHIB MR: BOUCHIBA FARID	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+7+SOUS-SOL) A USAGE MULTIPLE IPLANTE SUR UN SOL ARGILEUX	ECHELLE: 1/50
DIRIGE PAR MR :LAIB	TITRE DE LA PLANCHE: FERAILLAGE DES FONDATIONS	DATE: OCT 2018

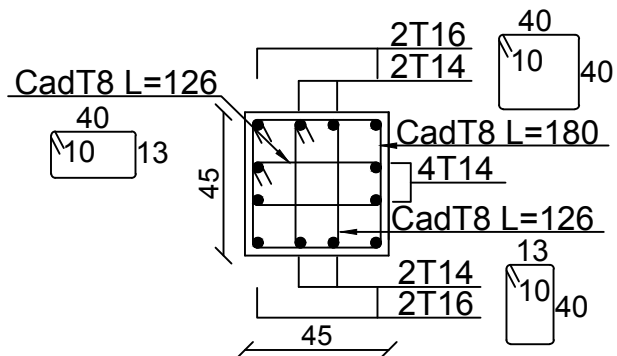


DETAIL DES BARRES DANS LES ZONES NODALES

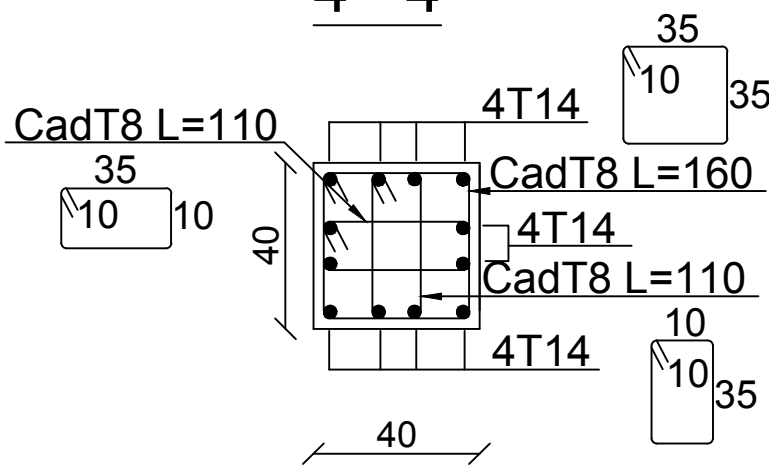


NOTA: Le ferrailage de la zone nodale est constitué par 2U enT8 l'espacement de ces U est de 10cm alternés.

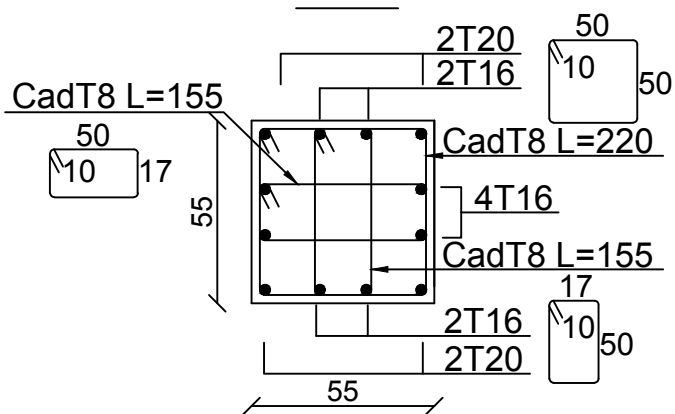
3 - 3



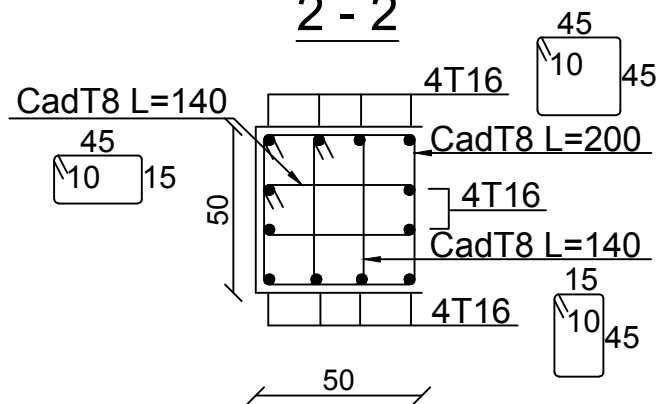
4 - 4



1 - 1



2 - 2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ AKLI MOHAN OULHADJ DE BOUIRA
FACULTE DE DES SCIECES ET DES SCIENCES APPLIQUEES
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
MR: BEN YUCEF WAHIB
MR: BOUCHIBA FARID

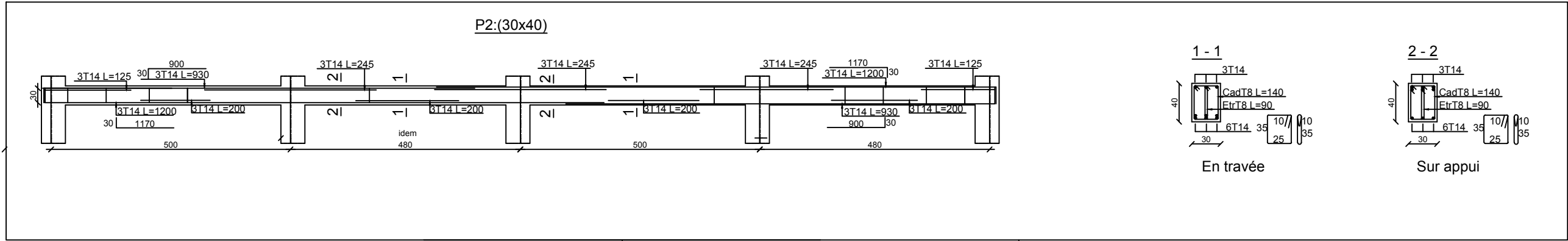
PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT
(R+7+SOUS-SOL) A USAGE MULTIPLE
IPLANTE SUR UN SOL ARGILEUX

ECHELLE:
1/50

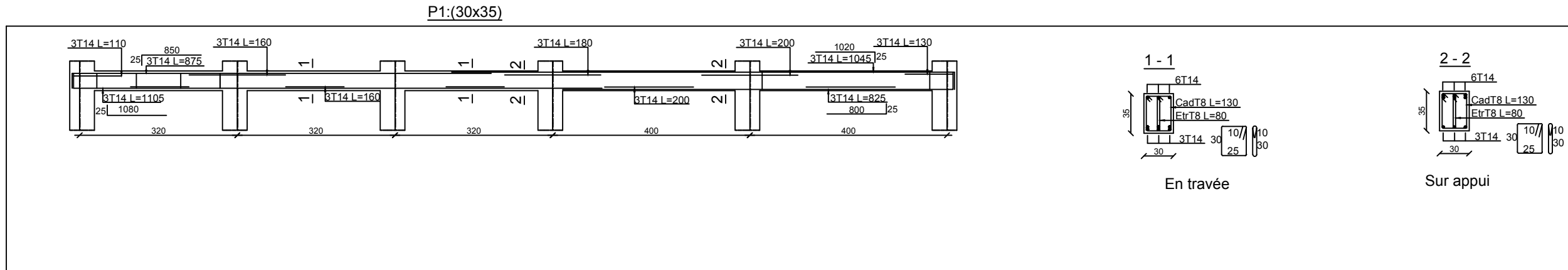
DIRIGÉ PAR:
MR :LAIB

TITRE DE LA PLANCHE:
FERAILLAGE DES POTEAUX

DATE:
OCT 2018

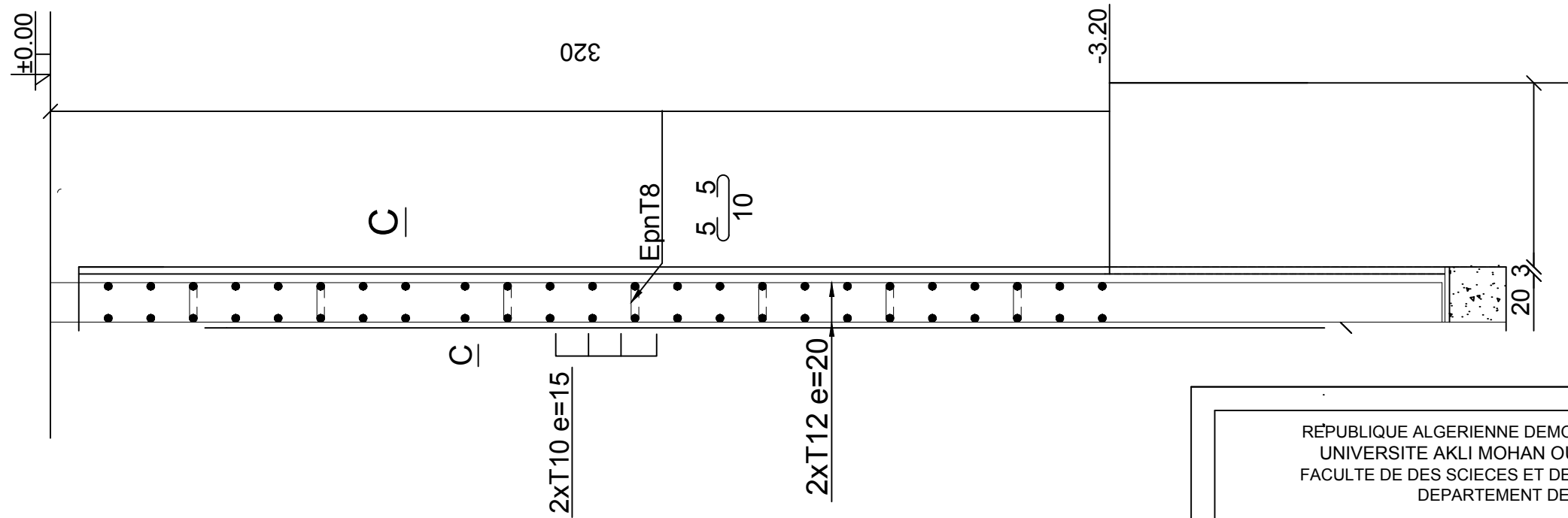
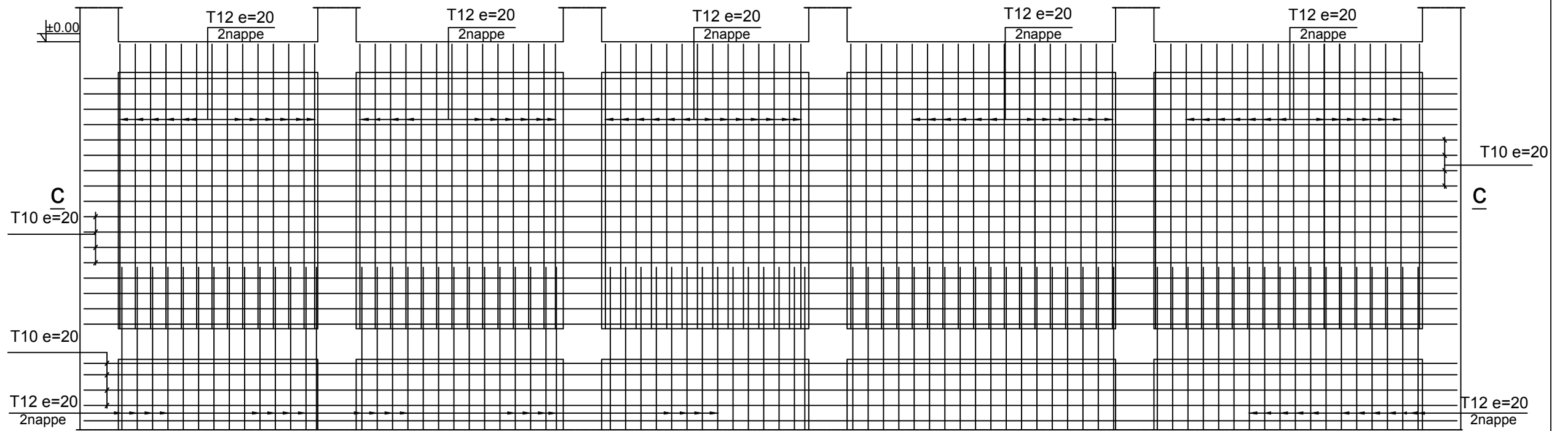


poutre principale



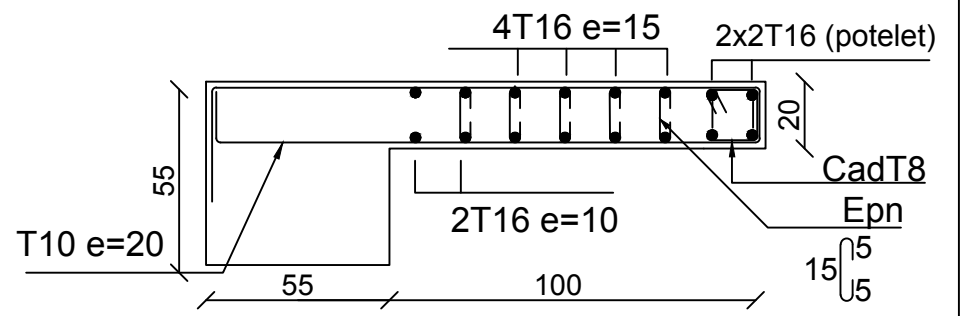
poutre secondaire

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE AKLI MOHAN OULHADJ DE BOUIRA FACULTE DE DES SCIENCES ET DES SCIENCES APPLIQUEES DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR: MR: BEN YUCEF WAHIB MR: BOUCHIBA FARID	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+7+SOUS-SOL) A USAGE MULTIPLE IPLANTE SUR UN SOL ARGILEUX	ECHELLE: 1/50
DIRIGE PAR MR :LAIB	TITRE DE LA PLANCHE: FERAILLAGE DES POUTERS	DATE: OCT 2018

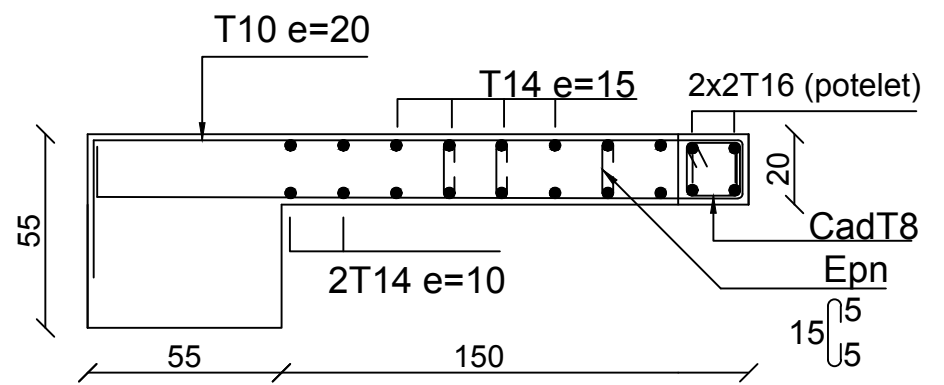


RÉPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE AKLI MOHAN OULHADJ DE BOUIRA FACULTE DE DES SCIENCES ET DES SCIENCES APPLIQUEES DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR: MR: BEN YUCEF WAHIB MR: BOUCHIBA FARID	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+7+SOUS-SOL) A USAGE MULTIPLE IPLANTE SUR UN SOL ARGILEUX	ECHELLE: 1/50
DIRIGE PAR MR :LAIB	TITRE DE LA PLANCHE: FERAILLAGE DE VOILE PRPHERIQUE	DATE: OCT 2018

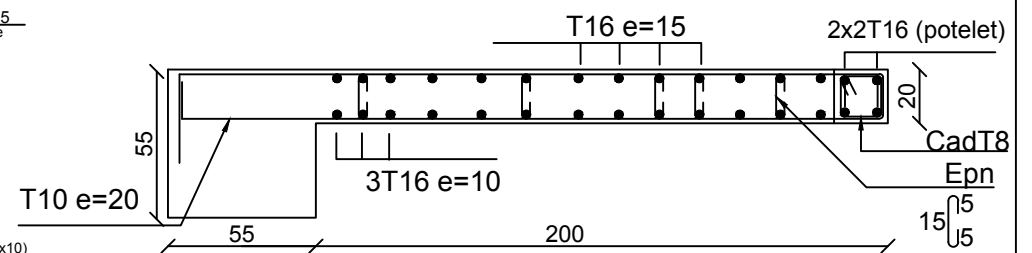
V1



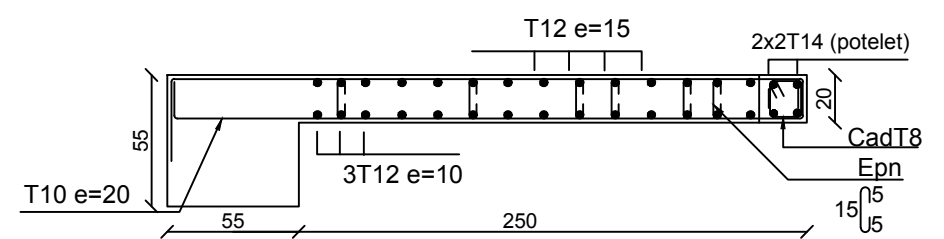
V2



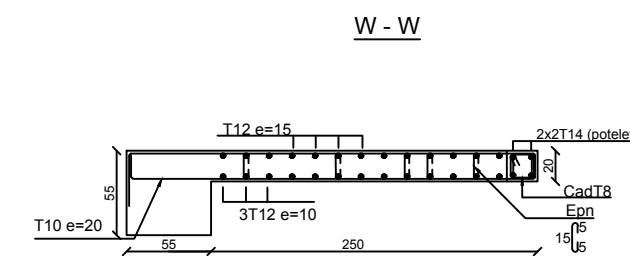
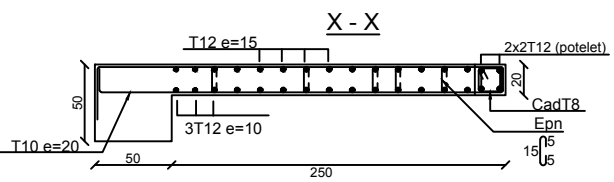
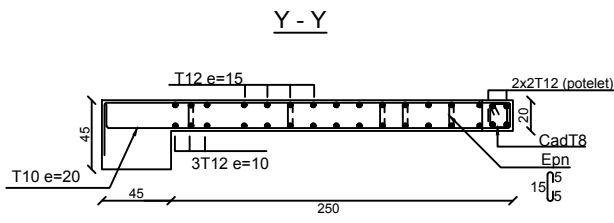
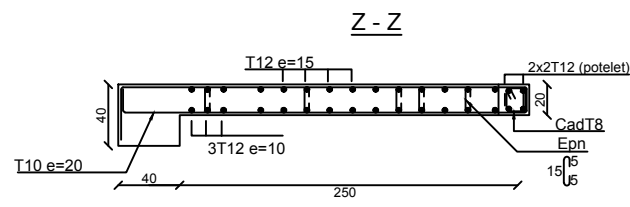
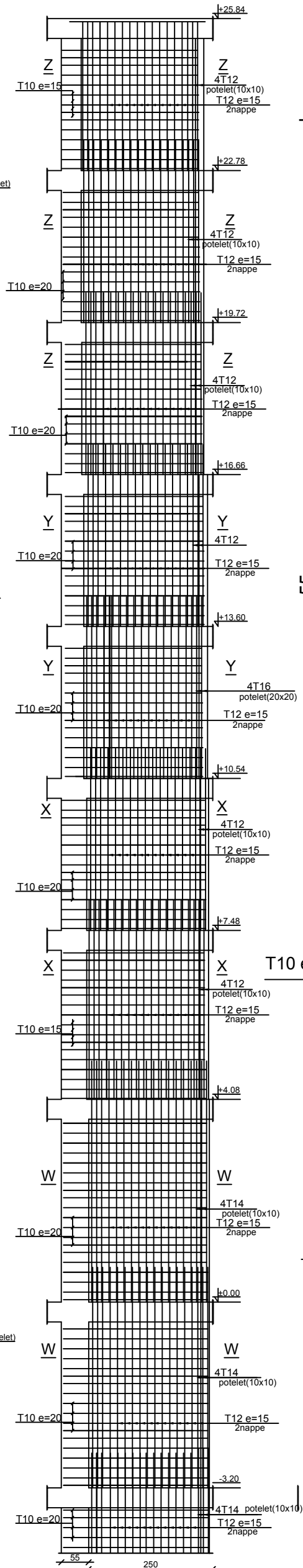
V3



V4



VOILE : V4



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ AKLI MOHAN OULHADJ DE BOUIRA
 FACULTE DE DES SCIENCES ET DES SCIENCES APPLIQUEES
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
 MR: BEN YUCEF WAHIB
 MR: BOUCHIBA FARID

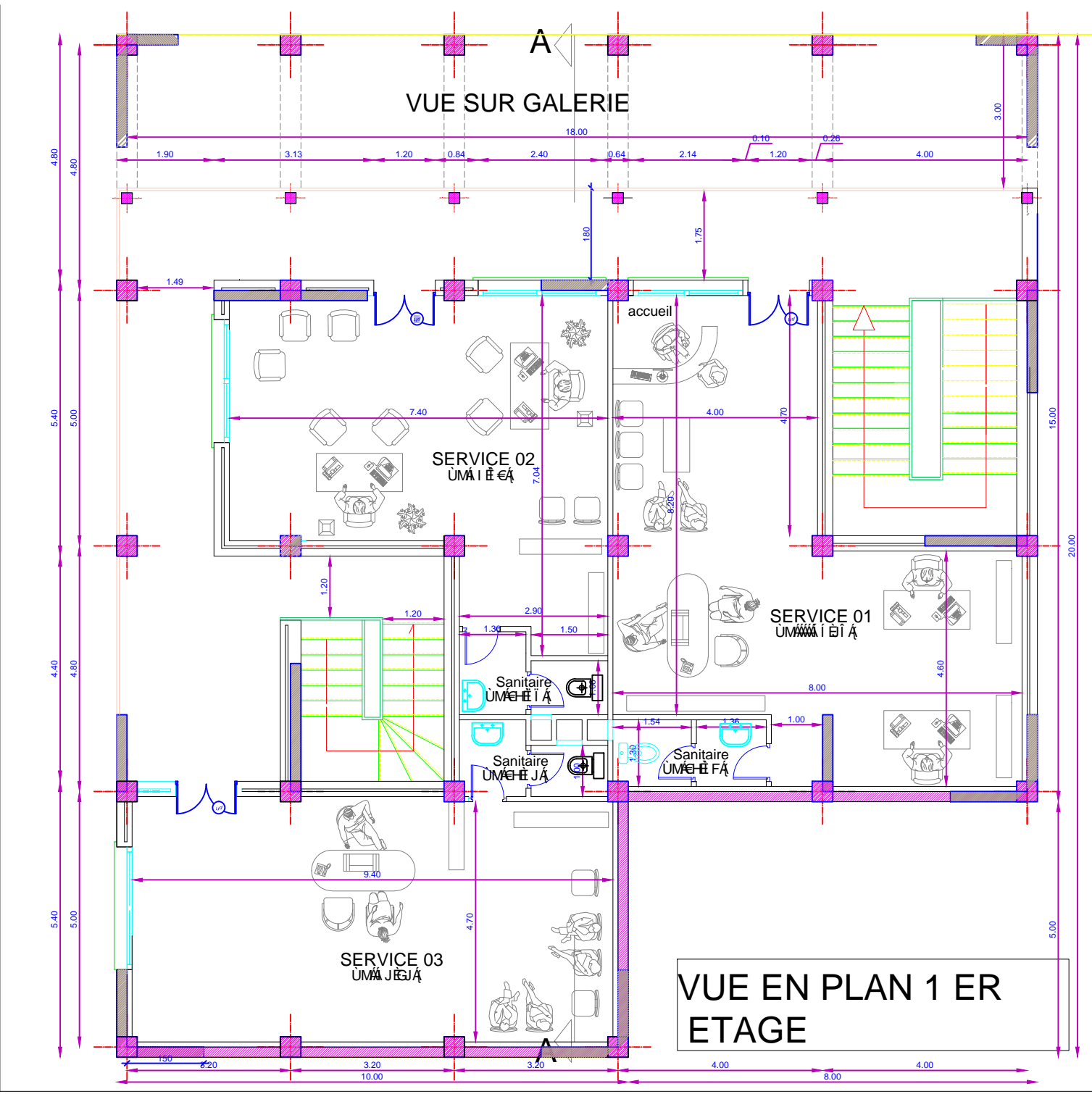
PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT
 (R+7+SOUS-SOL) A USAGE MULTIPLE
 IPLANTE SUR UN SOL ARGILEUX

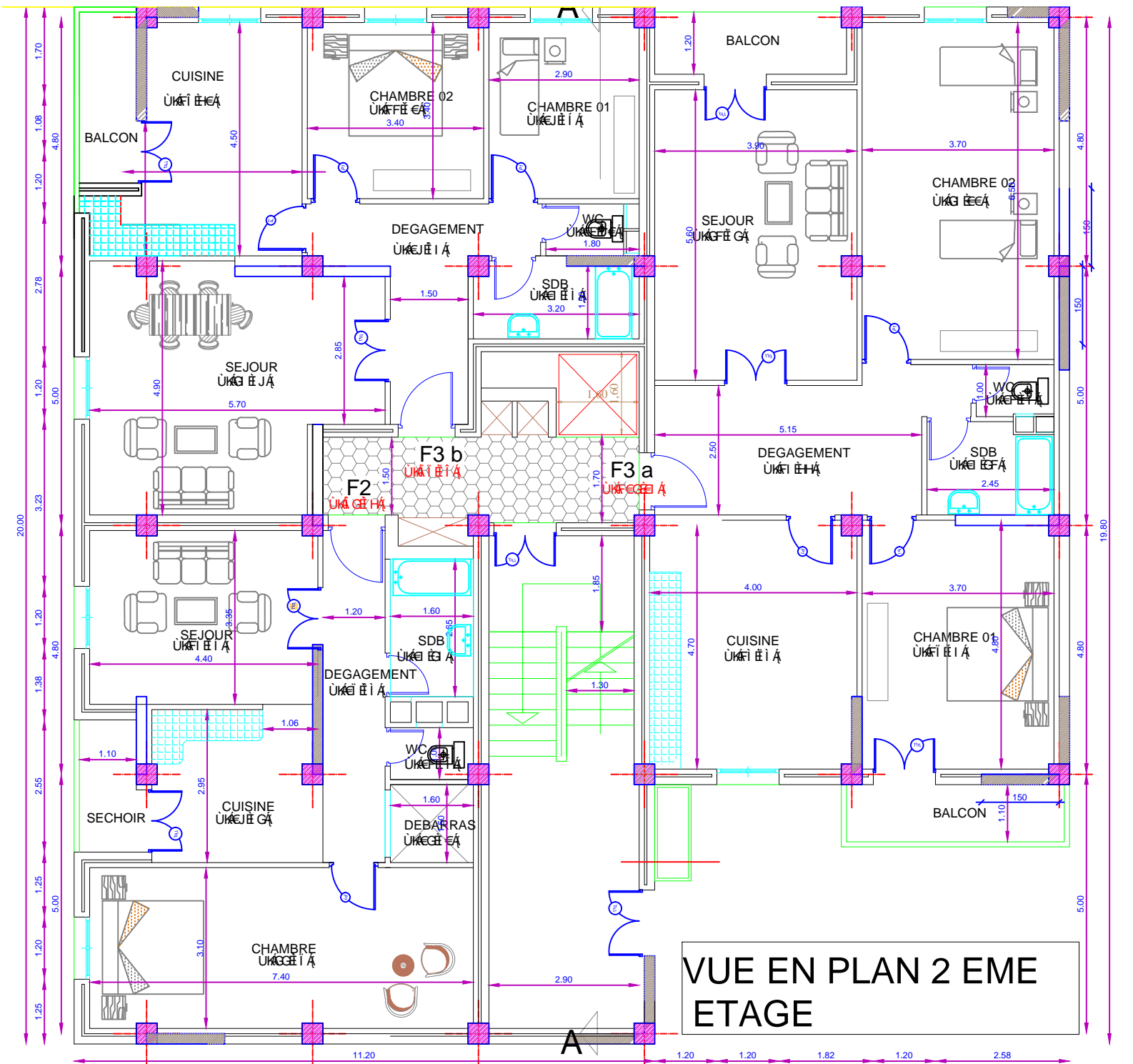
ECHELLE:
 1/50

DIRIGÉ PAR:
 MR :LAIB

TITRE DE LA PLANCHE:
 FERRAILLAGE DES VOILES

DATE:
 OCT 2018





VUE EN PLAN 2 EME ETAGE

20.00
1.70
1.08
4.80
1.20
2.78
5.00
1.20
3.23
1.20
4.80
1.38
2.55
1.25
5.00
1.20
1.25

4.80
4.50
5.00
19.80
5.00
4.80
5.00

11.20
1.20
1.20
1.82
1.20
2.58

CUISINE
٠١٢٣٤٥٦٧٨٩

CHAMBRE 02
٠١٢٣٤٥٦٧٨٩

CHAMBRE 01
٠١٢٣٤٥٦٧٨٩

BALCON

BALCON

DEGAGEMENT
٠١٢٣٤٥٦٧٨٩

SEJOUR
٠١٢٣٤٥٦٧٨٩

CHAMBRE 02
٠١٢٣٤٥٦٧٨٩

SEJOUR
٠١٢٣٤٥٦٧٨٩

WC
٠١٢٣٤٥٦٧٨٩

SDB
٠١٢٣٤٥٦٧٨٩

WC
٠١٢٣٤٥٦٧٨٩

SDB
٠١٢٣٤٥٦٧٨٩

F2
٠١٢٣٤٥٦٧٨٩

F3 b
٠١٢٣٤٥٦٧٨٩

F3 a
٠١٢٣٤٥٦٧٨٩

DEGAGEMENT
٠١٢٣٤٥٦٧٨٩

SEJOUR
٠١٢٣٤٥٦٧٨٩

DEGAGEMENT
٠١٢٣٤٥٦٧٨٩

WC
٠١٢٣٤٥٦٧٨٩

DEBARRAS
٠١٢٣٤٥٦٧٨٩

CUISINE
٠١٢٣٤٥٦٧٨٩

CHAMBRE 01
٠١٢٣٤٥٦٧٨٩

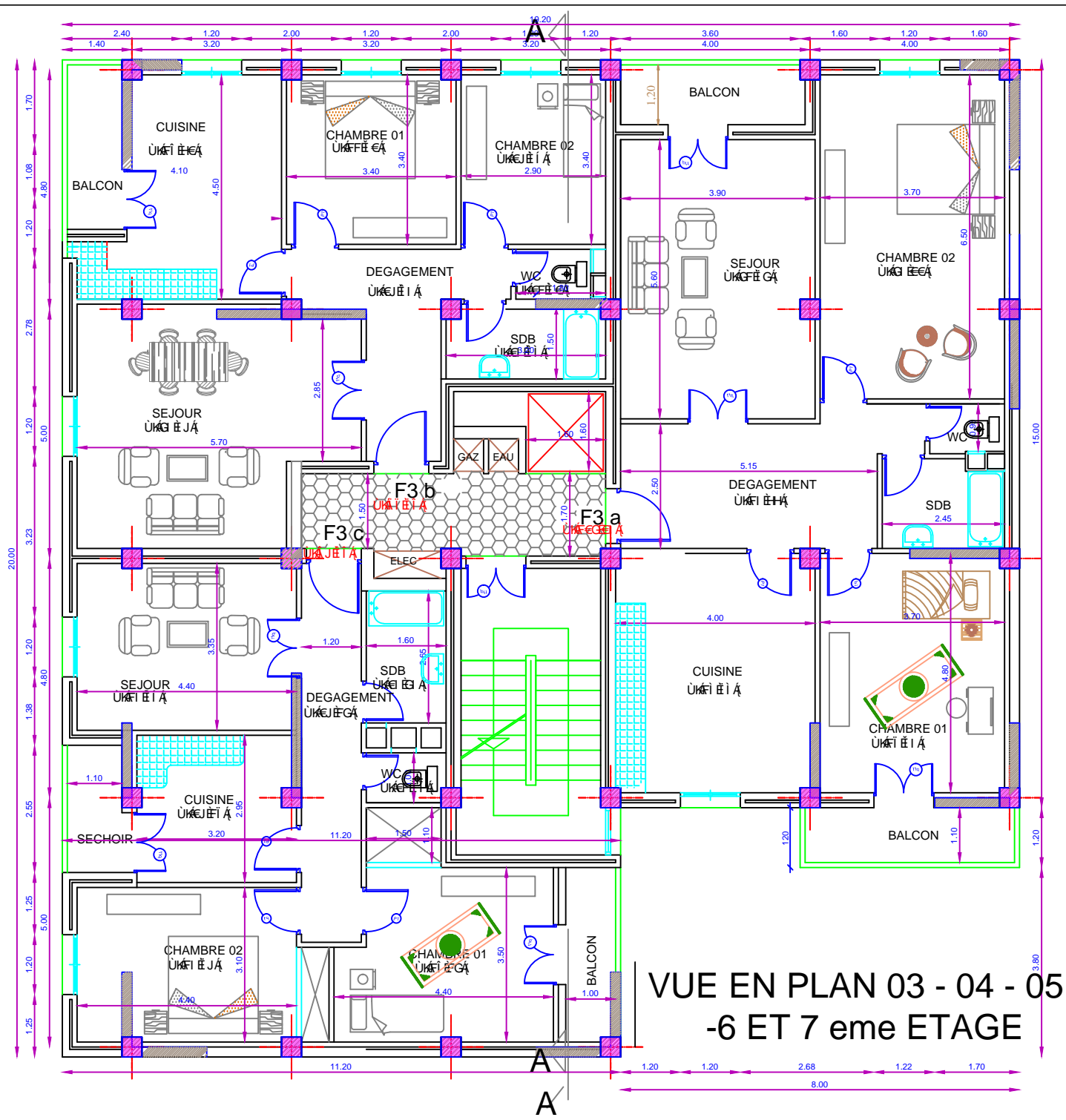
SECHOIR
٠١٢٣٤٥٦٧٨٩

CUISINE
٠١٢٣٤٥٦٧٨٩

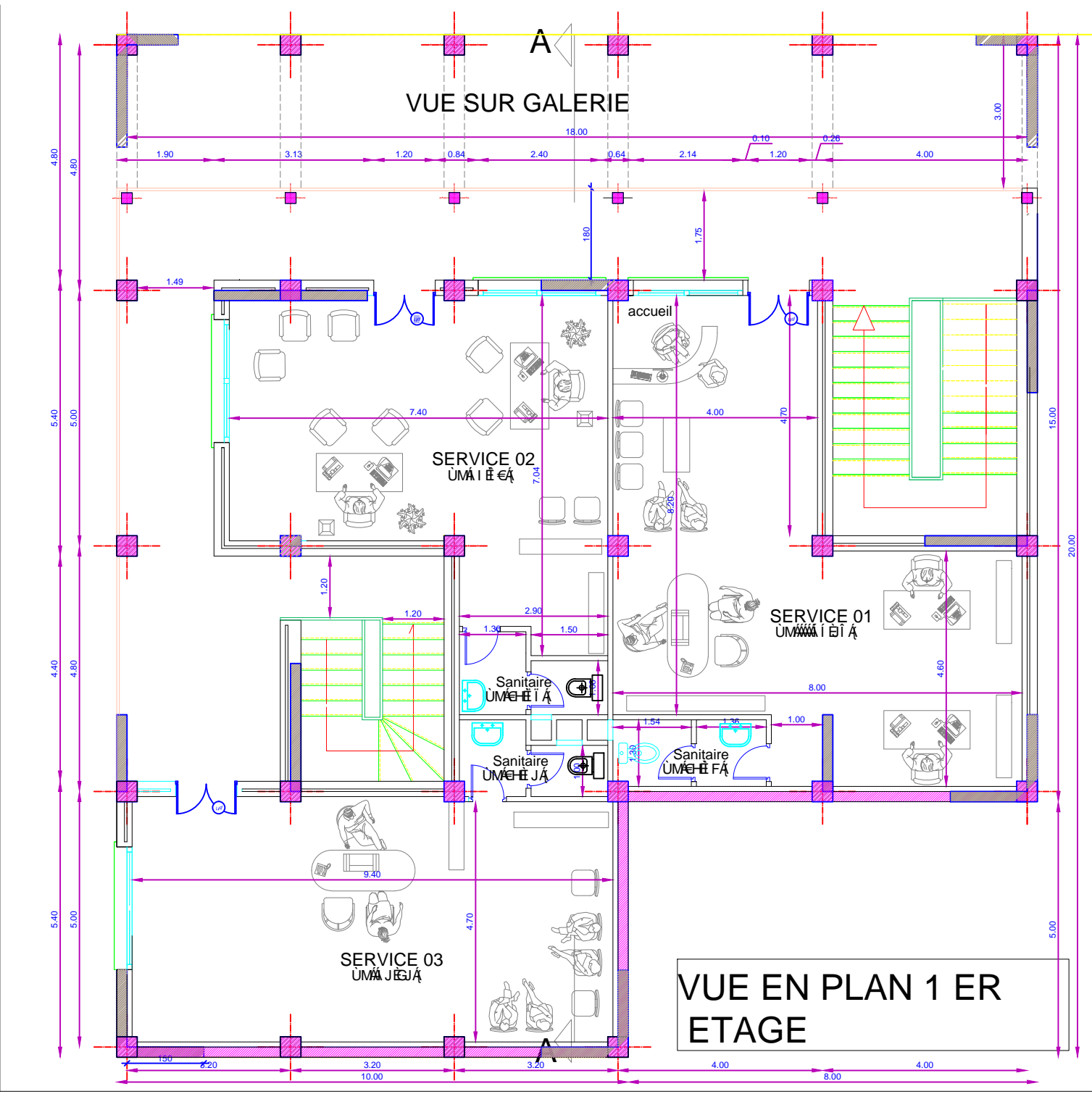
BALCON

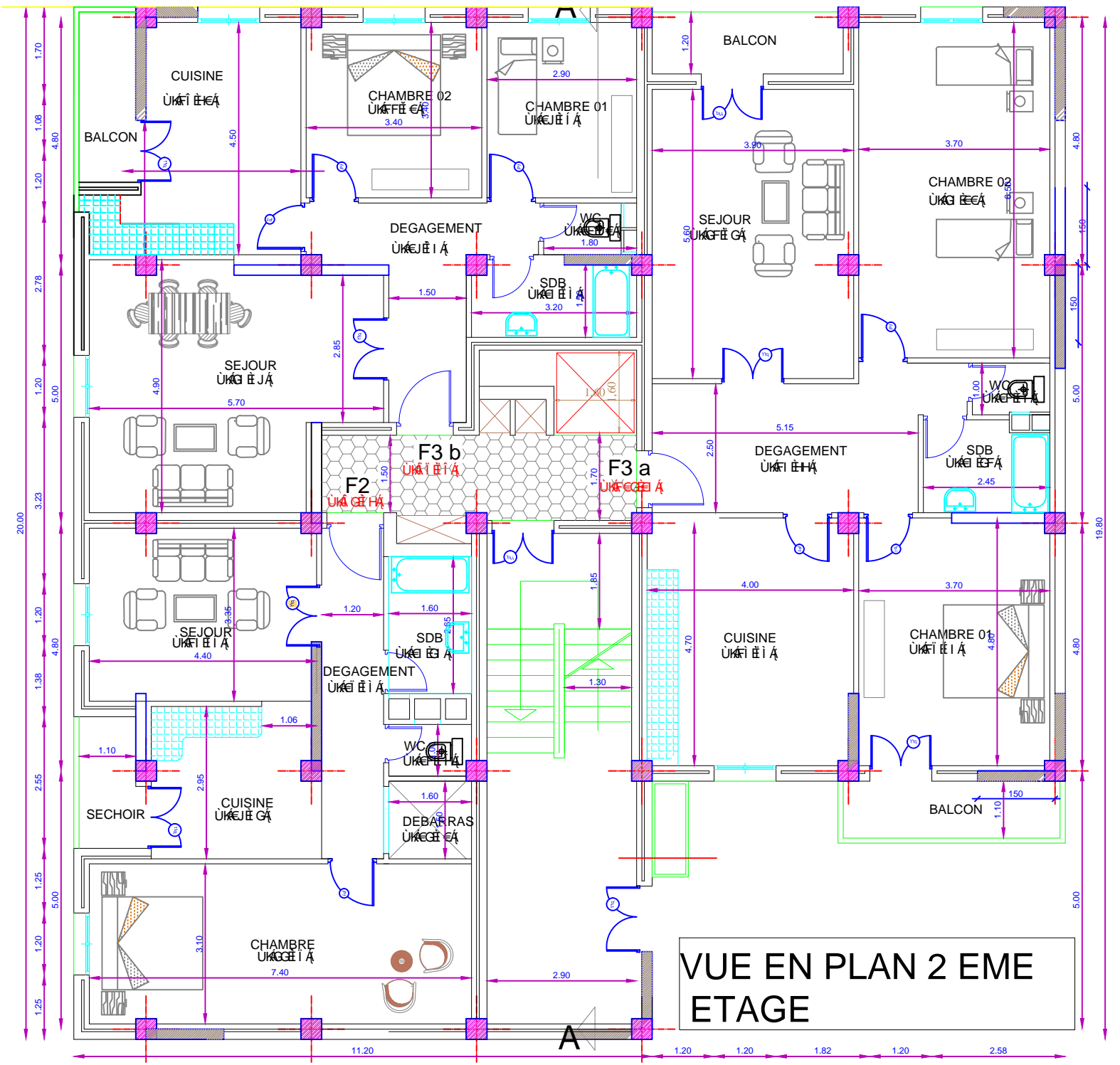
CHAMBRE
٠١٢٣٤٥٦٧٨٩

A

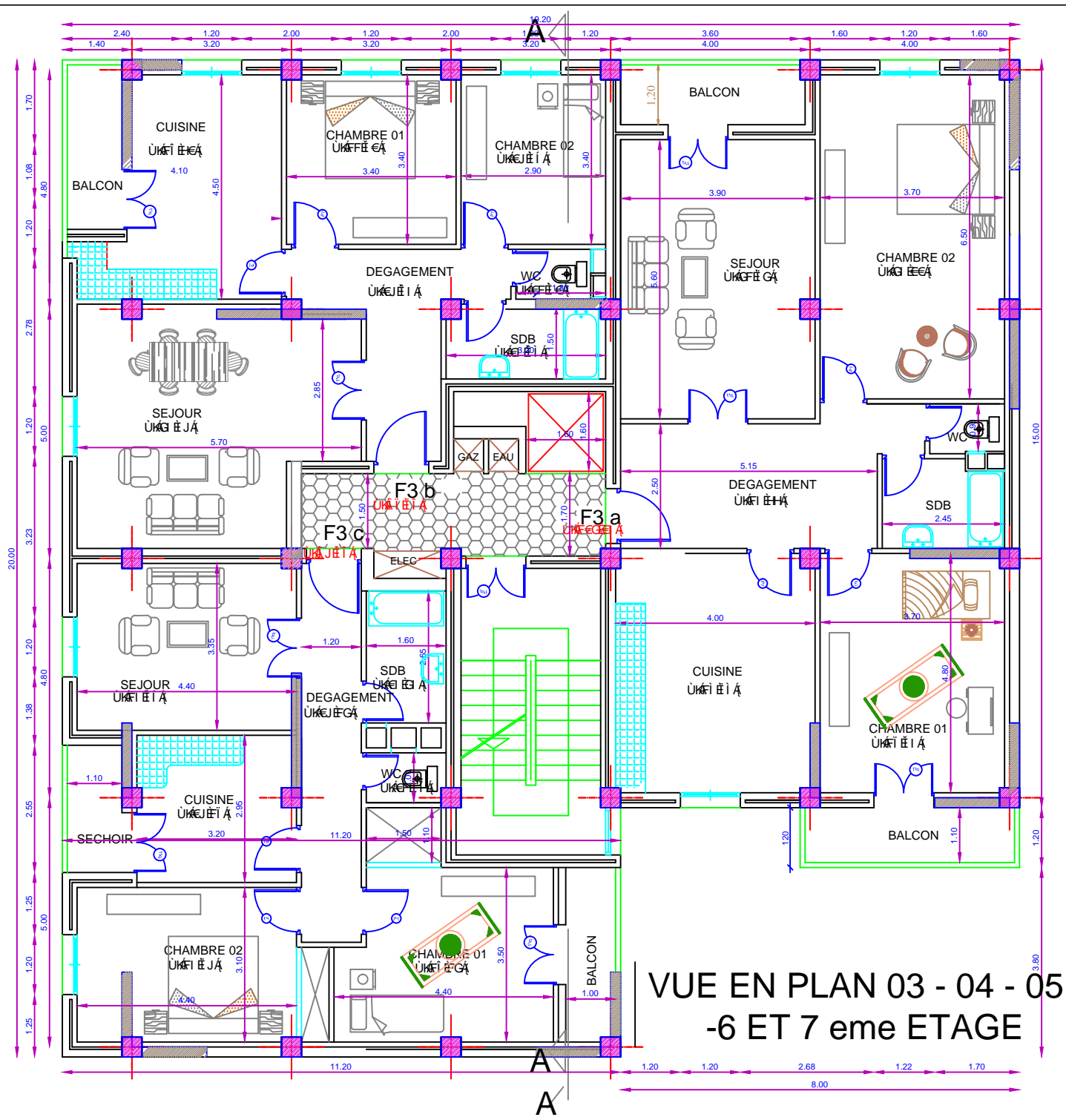


VUE EN PLAN 03 - 04 - 05
-6 ET 7 eme ETAGE

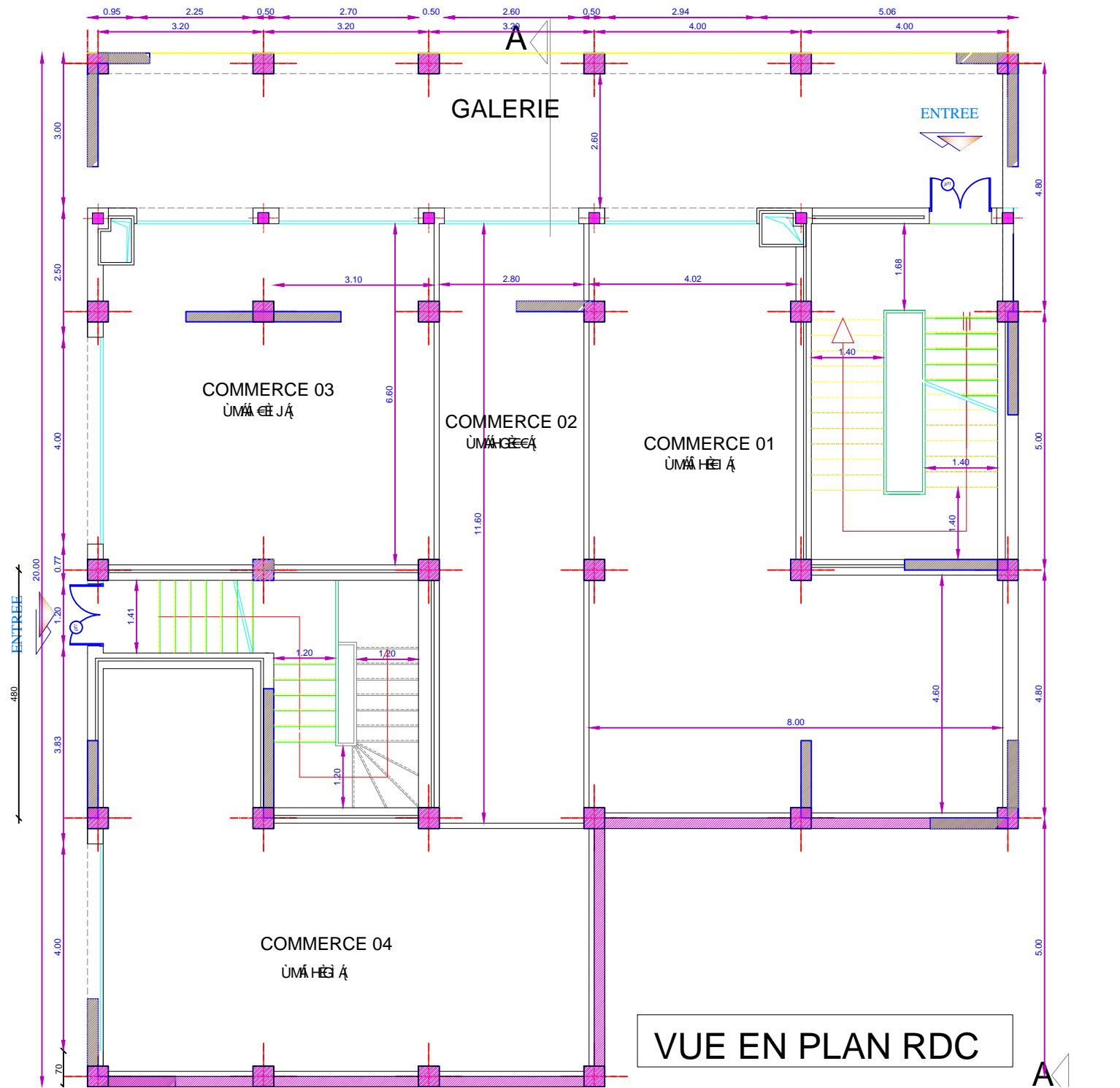


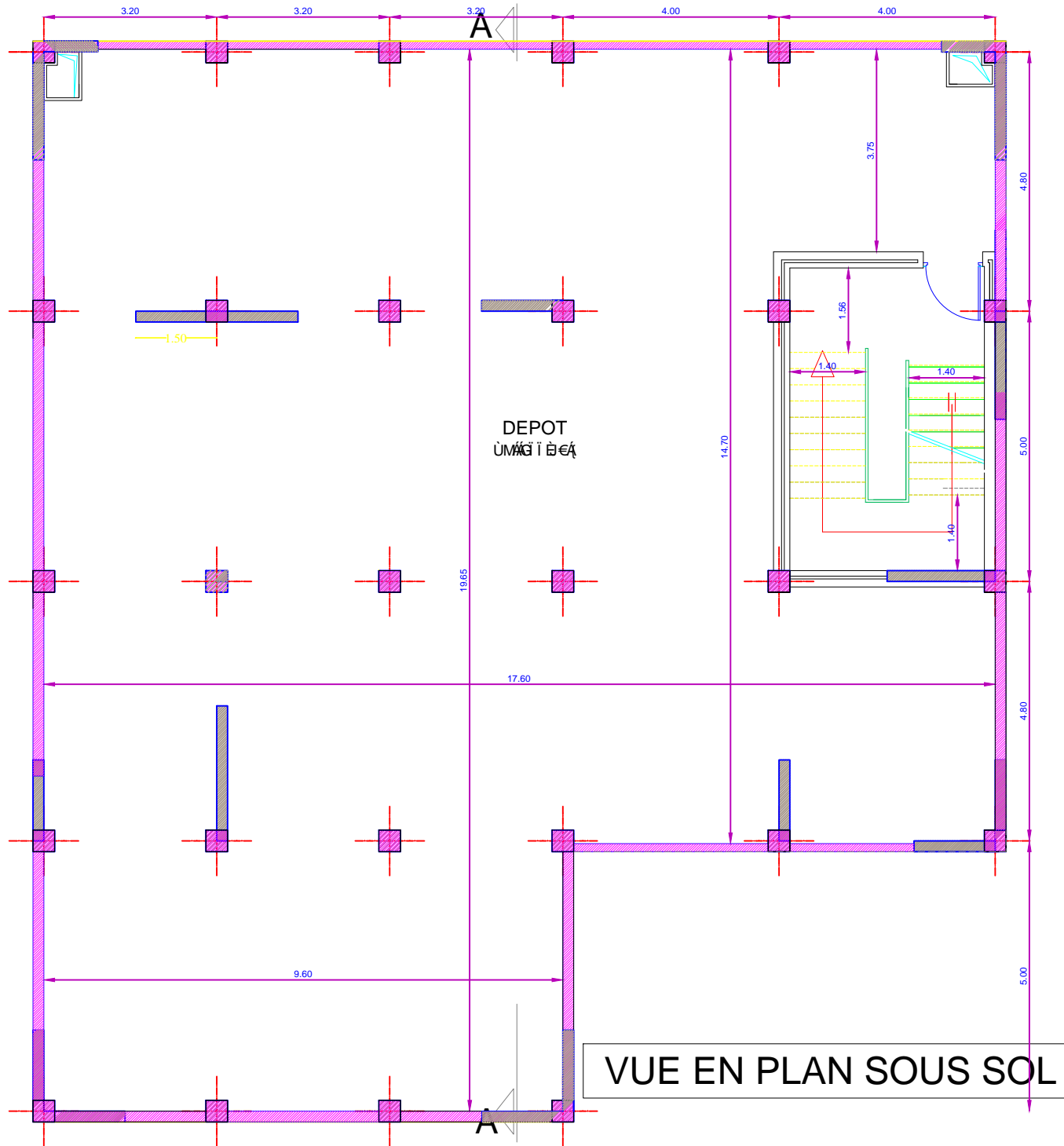


VUE EN PLAN 2 EME ETAGE



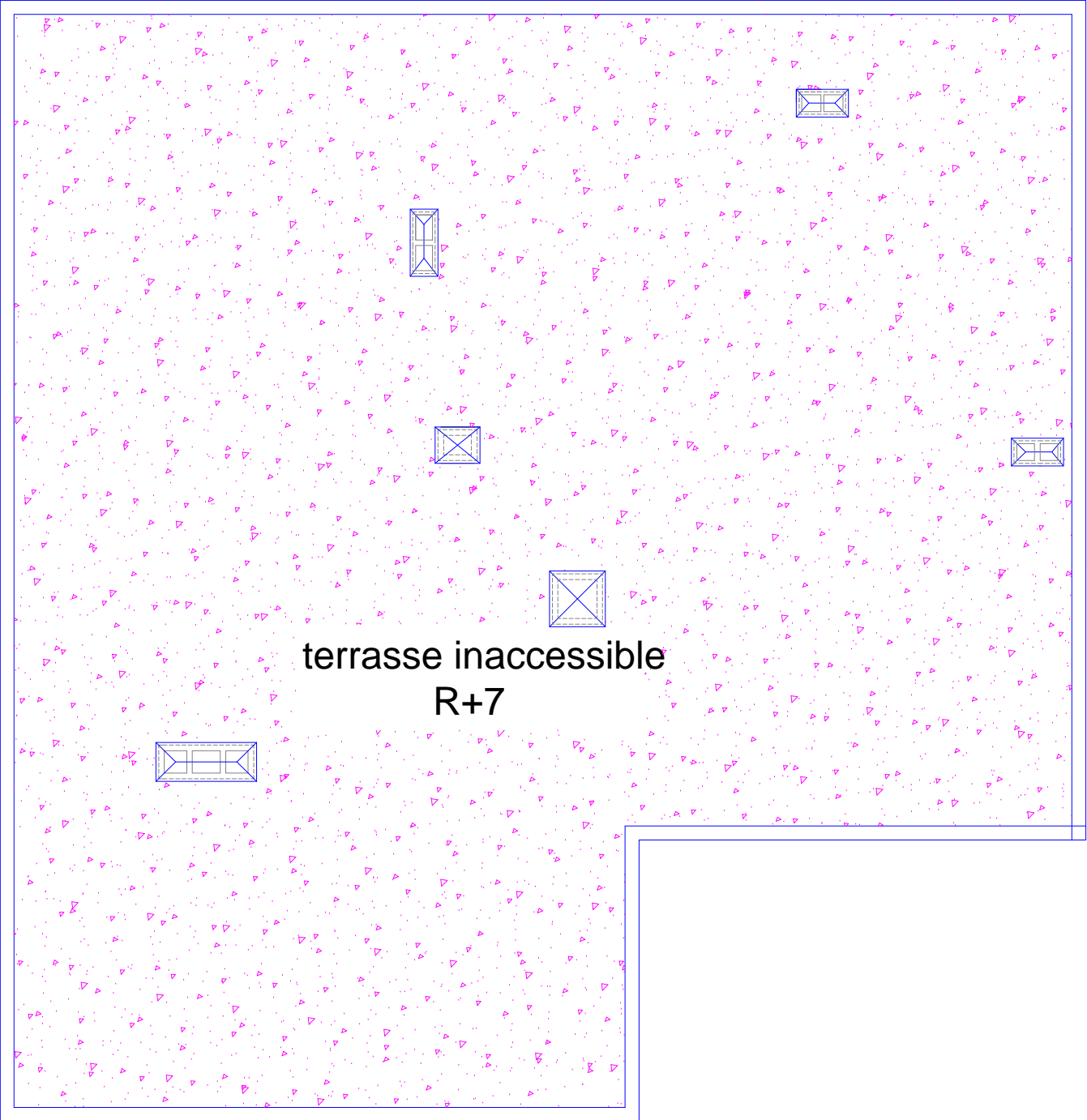
VUE EN PLAN 03 - 04 - 05
-6 ET 7 eme ETAGE



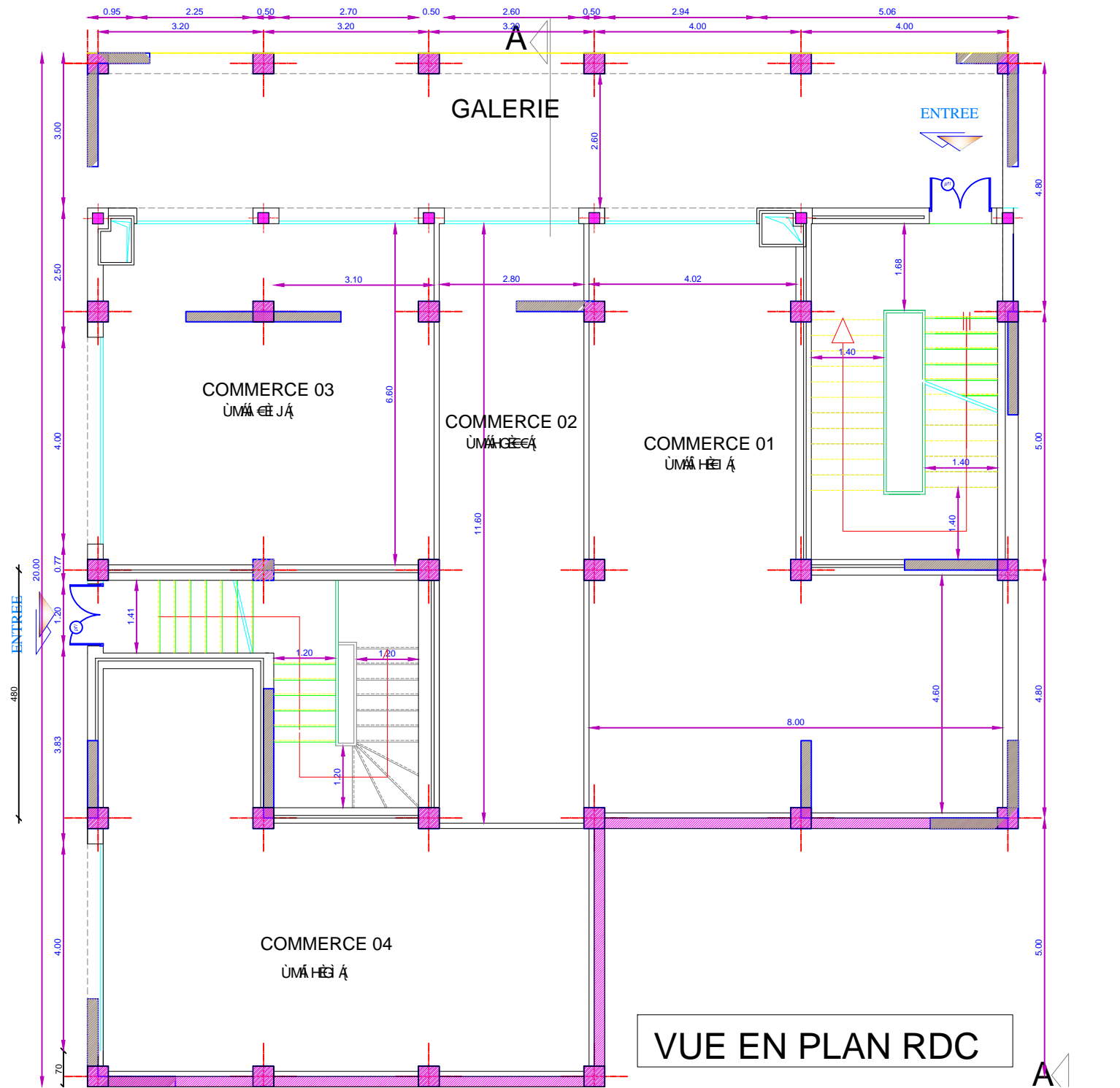


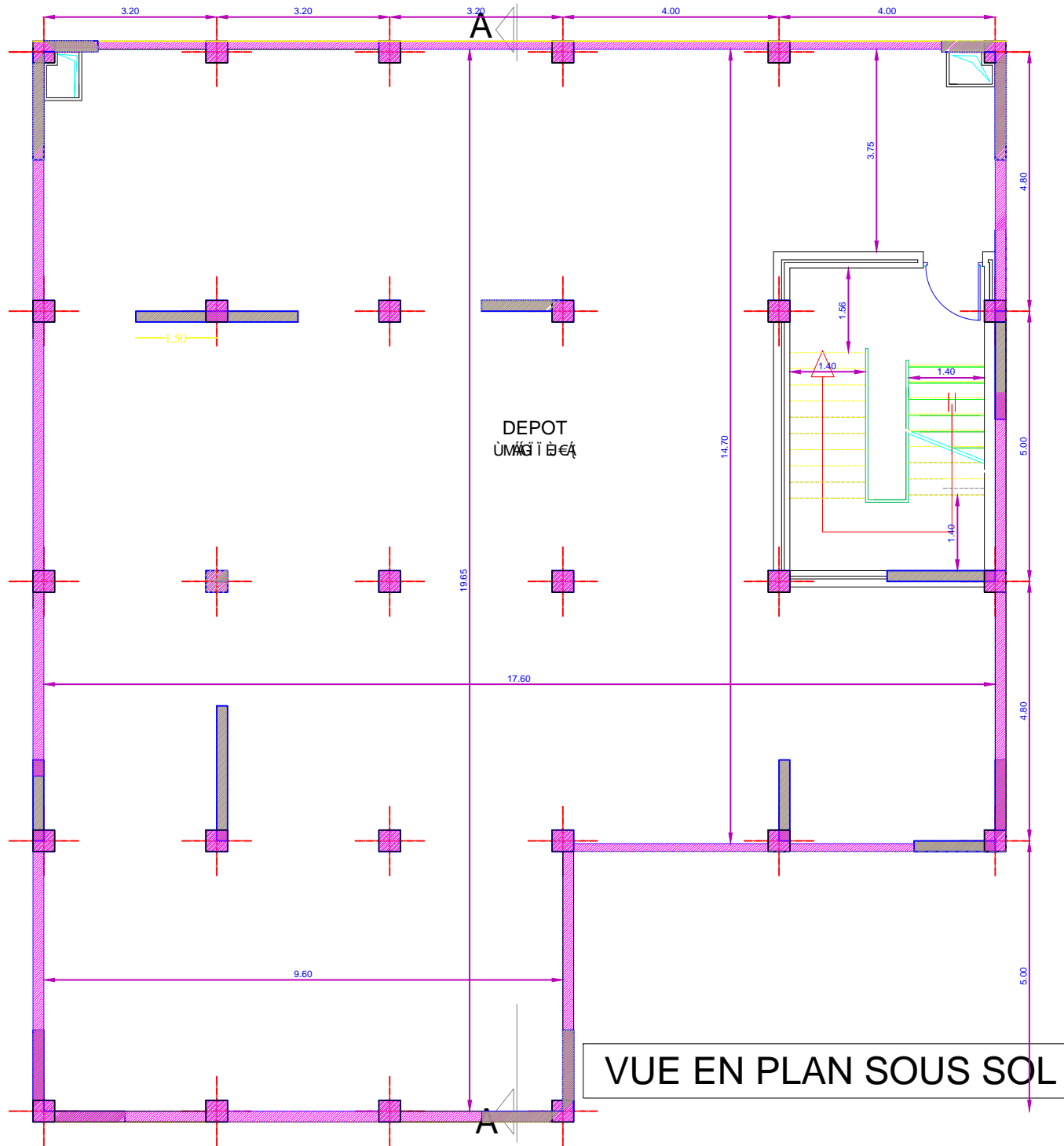
VUE EN PLAN SOUS SOL

ENTREE
480



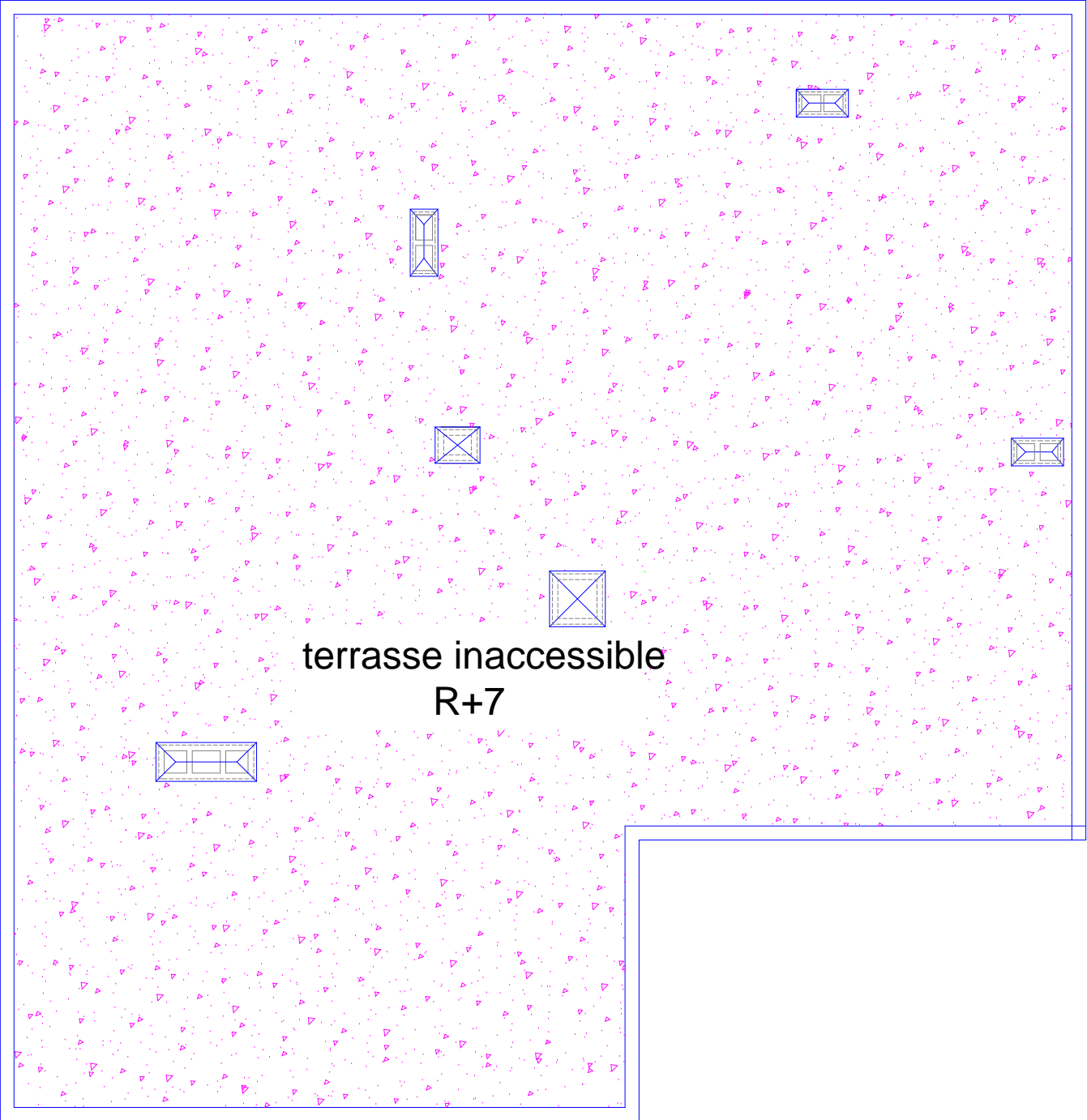
terrace inaccessible
R+7





VUE EN PLAN SOUS SOL

ENTREE
480



terrasse inaccessible
R+7