

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DU TOURISME ET L'ARTISANAT**

**Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil**

En vue d'obtention du diplôme master professionnelle en génie civil.

Option : construction civil et industriel.

C.C.I

Thème

Calcule d'une structure d'un bâtiment (R+6+S/Sol)

**A usage administratif contreventé par des voiles
porteurs**

Présenté et soutenue publiquement

M^{me} BEGHDAI Nora

Le 24/12/2019

Encadré par :

M. MERAKEB

REMERCIEMENTS

Au terme de ce modeste travail, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements :

- ✚ Avant tout, je remercie DIEU pour m'avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.
- ✚ A ma mère et mes deux sœurs qui m'avaient toujours encouragé et soutenu durant toutes mes études.
- ✚ A mon mari Rachid et mes enfants Amel, M^{ed} Yanis, Nida et Rayane.
- ✚ A mon promoteur Mr MERAKEB SEDDIK, pour avoir accepté de me guider sur le bon chemin de travail.
- ✚ Aux Ingénieurs CTC Centre (Boumerdes).
- ✚ A tous les enseignants du département Génie Civil.
- ✚ A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Nora

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail

A mon défunt père.

A ma mère.

A ma petite famille.

A mes deux sœurs.

Ainsi que tous mes amis et proches.

Nora

Tables de matieres

Chapitre I Généralités	3
Introduction	3
I.1. Présentation du projet	3
I.2. Définition des éléments de l'ouvrage	4
I.3. L'infrastructure	6
I.4. Indications générales sur les règles du (BAEL 91).....	7
I.4.1 Définition des états limites :	7
I.4.2.Principe d'application des règles (BAEL 91) :.....	8
I.4.3.Actions et sollicitations.....	9
I.5. Les caractéristiques des matériaux	10
I.5.1. Béton :	10
I.5.2. Aciers :	12
I.5. 3.Diagramme contraintes déformation	13
I.5.4. Contraintes de calcul.....	14
Conclusion	16
Chapitre II Pré-dimensionnement	17
Introduction	17
II.1. Règlement de calcul	17
II.2 Prédimensionnement des éléments.....	17
II.3 Evaluation des charges et des surcharges.....	26
II.4. Vérifications au flambement	32
Conclusion	34
Chapitre III Calcul des éléments secondaires	35
Introduction.....	35
III.1. Calcul de l'acrotère	35
III.1.1. Définition	35
III.1.2.Evaluation des surcharges	37
III.1.2. 1. Poids propre	37
III.1.2.2. Charge accidentelle due au séisme.....	37
III.1.2.3. Calcul des sollicitations	37
III.1.2.4. Calcul des armatures à L'E.L.U.....	38
III.1.2.5. Condition de non-fragilité	39
III.1.2.6. Vérification de l'effort tranchant	40
III.1.2.7. Vérification à l'adhérence	41
III.1.2.8. Vérification à L'ELS.....	41
III.1.2.9. Calcul des contraintes	42
Conclusion	42

III.2 Calcul des escaliers	44
III.2.1 Epaisseur de la paillasse:.....	44
III.2.2.1 charge et surcharge.....	45
III.2.2.3 ferrailage de l'escalier.....	46
III.2.2.4 Verification	49
III.2.2.5 Volée (b) et (c)	53
III.2.2.6 Calcul de ferrailage	54
III.2.2.7 Verification à l'état limite ultime.....	54
III.2.2.8 Vérification à L'ELS.....	56
III.3 Calcul des planchers.....	59
III.3.1. Etude des poutrelles	59
III.3.2 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire	59
III .3.2.1Calcul du moment en travée.....	61
III .3.2.2 Calcul des efforts tranchants	61
III .3.2.3 calcul des armatures à L'E.L.U	64
III .3.2.4 Vérification des contraintes à L'E.L.S	65
III.4 Etude de l'ascenseur.....	69
III.4.1 Etude de la salle machine.....	70
III.4.1.1 Dimensionnement de la dalle	70
III.4.1.2 Calcul de la dalle.....	71
III.4.1.3 Calcul des Sollicitations.....	71
III.4.1.4. Calcul du ferrailage.....	73
Chapitre IV Modélisation et Vérification au RPA.....	80
Introduction.....	80
IV .1. Etude Dynamique (Vibrations libres)	80
IV .1. 1. Objectif de l'étude dynamique	80
IV .1.2. Présentation du logiciel de calcul ETABS V17.0 .1:.....	80
IV .1.3. Modélisation	81
IV.1.4. Choix de disposition des voiles	84
IV.1.5.Caractéristiques géométriques du bâtiment	84
IV.1.6 Modes de vibration et facteurs de participation massique	86
IV.2 Etude Sismique (Vibrations forcées)	91
IV.2.1.Méthode statique équivalente	91
IV.2.2.Méthode modale spectrale	97
IV.2.2.4. Coefficient d'accélération de zone (A)	98
IV.2.2.5. Facteur de qualité (Q)	98
IV.2.2.6. Choix de coefficient de comportement R	99
IV.2.3. Calcul de l'effort tranchant à la base	101

IV.2.3.1. Résolution Des Forces Sismiques De Calcul.....	102
IV.2.3.2. Vérification des déplacements latéraux inter-étage	103
IV.2.3.3. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ « RPA 99 [art5-9] »	105
conclusion	106
IV.2.3.4. Vérification vis à vis de l'équilibre d'ensemble : (RPA99/VERS03 Art.5.5.)	107
IV.2.3.5. vérification de l'effort normal réduit	107
Conclusion	108
Chapitre V Vérification des éléments structuraux	109
Introduction.....	109
V.1. Ferrailage des poteaux.....	109
V.1.1. Combinaison des charges :.....	110
V.1.3. Calcul des armatures longitudinales :.....	111
V.1.4 Vérifications :.....	119
V.2. Ferrailage des poutres	122
V.2.1. Recommandation du RPA99/V03 en zone III	122
V.2.2. Recommandation du BAEL 91	123
V.2.3. Application.....	124
V.2.4. Vérification.....	126
V.3. Ferrailage des voiles.....	128
V.3.1. Les combinaisons d'action.....	129
V.3.2. Procèdes de calcul	129
V.3.3.Vérifications	132
CHAPITRE VI Etudes des fondations.....	141
Introduction.....	141
VI.1. Type de fondation	141
VI.2. Etude géotechnique du sol	142
VI.3. Choix du type de fondation :.....	142
VI.4. Dimensionnement des semelles	143
VI .5. Ferrailage du radier	155
VI.5.1. Méthode de calcul.....	156
VI .5.2. Ferrailage du débord du radier.....	158
VI.5.3. Ferrailage des poutres (nervures).....	160
VI .6. Etude de voile peripherique	166
VI .6.1. Préconisation du RPA 99 : (Art-10-1-2).....	166
VI .6.2. Dimensionnement	166
VI.6.3. Détermination des sollicitations.....	167
VI.6.4. Ferrailage du voile	168
VI.6.5. Vérification des contraintes tangentielles à l'ELU	170
VI.6.6. Vérification des contraintes à l'ELS	170

Liste des figures

Figure I.1 : Plancher à corps creux.....	4
Figure I.2 : briques creuses.....	5
Figure I.3 : Schéma d'un escalier.....	6
Figure I.4: Aciers.....	13
Figure I.5 :Treillis soudés.....	13
Figure II.1: Schéma de plancher en corps creux	18
Figure II.2: Coupe de voiles en élévation et en plan.....	20
Figure II.3: Loi de dégression des charges.....	22
Figure II.4: La section du plancher pour le poteau central.....	23
Figure II.5 : Constituant d'un plancher terrasse	26
Figure II.6 : Constituant d'un plancher terrasse.....	27
Figure II.7 : Constituant d'un plancher courant	28
Figure III.1 : Coupe transversale sur l'acrotère.....	36
Figure III- 1: Diagramme des efforts internes.....	38
Figure III.2 : « Ferrailage de l'acrotère »	43
Figure III.3 : Schéma d'escalier	44
Figure III.4 : schéma ferrailage du plancher	68
Figure III.5: Ascenseur électrique	69
Figure III.6 : Schéma de la salle machine	70
Figure III.7 : Répartition de charge localisée sur la dalle.....	71
Figure III.7 : Schéma de ferrailage de la dalle de la salle machine.....	79
Figure IV.1 : Vue en 3 D de la structure modélisée	83
Figure IV.2 : Disposition des voiles.....	84
Figure IV.3 : Premier mode de vibration : Translation X	88
Figure IV.4 : Deuxième mode de vibration : Translation Y.....	89
Figure IV.5 : Troisième mode de vibration : Rotation	90
Figure IV.5 : Spectre de réponse de calcul	98
Figure V.1 : Ferrailage maximale et minimale.....	111
Figure VI.1 : Dimensionnement d'une fondation.....	143
Figure VI.2: Distribution des sollicitations	145
Figure.VI.3 : Schéma d'un radier	148
Figure.VI.4 : Schéma de transmission des charges	150
Figure.VI.5: Schéma de transmission des charges	150
Figure .VI.4 : Dimensionnements de la nervure.....	163
Figure .VI.5 : Schémas de ferrailage des nervures.....	165
Figure.VI.6 : répartition des charges de voile périphérique	167
Figure.VI.7.Schéma de ferrailage du voile périphérique	171

Liste des diagrammes

Diagramme I.1 : Diagramme des deformations limite de la section	08
Diagramme I.2 : Diagramme contraintes déformations du béton	11
Diagramme I.3 : Diagramme contraintes déformation	13
Diagramme III.1 : Diagramme des moments	46
Diagramme III.2 : Diagrammes de l'effort tranchant	46
Diagramme III.3 : Diagramme des moments	47
Diagramme III.5 : Diagramme des moments à l'ELU	61
Diagramme III.6 : Diagramme des efforts tranchants l'ELU	62
Diagramme III.6 : Diagramme des moments à l'ELS	63
Diagramme III.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS	63
Diagramme III.8 : Diagramme des moments	74
Diagramme III.8 : Diagramme des moments	77
Diagramme IV.1 : Diagramme de la force sismique	95
Diagramme IV.2 : Diagramme des moments fléchissant	96
Diagramme IV.3 : Diagramme des efforts tranchants	96
Diagramme VI.1 : Diagramme des contraintes	152
Diagramme VI.2 : Diagramme de Transmission des charges des dalles aux poutres	161

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Les caracteristiques des aciers	12
Tableau II.1 : Règlement de calcul	17
Tableau II.2 : Dimensionnement Poutres Principales et secondaires	19
Tableau II.3 : Calcul de l'épaisseur des voiles.....	20
Tableau II.4 : Descente des charges et Section des poteaux	24
Tableau II.5 : Vérification des poteaux selon les recommandations du RPA 99(Art 7.4.1).....	25
Tableau II.6 : Charges d'exploitations	26
Tableau II.7 : Charges permanentes Plancher terrasse.....	27
Tableau II.8 : Charges permanentes Plancher terrasse.....	28
Tableau II.9 : Charges permanentes Plancher étage courant	29
Tableau II.10 : Charges permanentes Balcon	29
Tableau II.11 : Charges permanentes murs extérieurs	30
Tableau II.12 : Charges permanentes murs intérieurs.....	30
Tableau II.13 : Charges permanentes Escalier	31
Tableau II.14: Vérification au flambement.....	33
Tableau III.1 : Calcul des sollicitations.....	38
Tableau III.2 : Recap des calculs en travée.....	51
Tableau III.3 : Recap des calculs aux appuis	52
Tableau III.4 : Vérification à L'ELS	56
Tableau III.5 : Moments et efforts tranchants a l'ELS.....	62
Tableau III.6 : Ferrailage adopté.....	65
Tableau III.7 : Calcul des moments	73
Tableau III.7 : Calcul des moments	76
Tableau IV.1 : Centre de masse et de torsion.....	85
Tableau IV.2 : Modes de vibration et facteurs de participation massique	86
Tableau IV.3 : Résumé des résultats	94
Tableau IV.4 : Résumé des résultats	95
Tableau IV.5 : Valeurs des pénalités.....	99
Tableau IV.6 : Pourcentage des charges verticales.....	99
Tableau IV.7 : Pourcentage des chargeshorizontales.....	100
Tableau IV.8 : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale)	101
Tableau IV.9 : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal)	102
Tableau IV.10 : Vérification de résultantes des forces sismiques	103
Tableau IV.11 : Déplacement inter-étage dans le sens xx	104
Tableau IV.12 : Déplacement inter-étage dans le sens 'yy'	104
Tableau IV.13 : Vérification de l'effet P-Delta sens 'xx'	105
Tableau IV.14 : Vérification de l'effet P-Delta sens 'yy'	106

Tableau IV.15 : Vérification vis à vis de l'équilibre d'ensemble	107
Tableau IV.16 : Vérification de l'effort normal réduit	108
Tableau.V.1 : Les sollicitations obtenues par ETABS V17.0.1	110
Tableau. V.2 : Ferrailage longitudinal	114
Tableau. V.3 : Armature transversale (Zone courante).....	119
Tableau. V.4 : Armature transversale (Zone nodale).....	120
Tableau. V.5 : Résumé des résultats obtenus	121
Tableau. V.6 : Résumé des résultats obtenus	121
Tableau. V.7 : Sollicitation de calcul	124
Tableau. V.8 : Ferrailage des poutres - Armatures longitudinales.....	125
Tableau. V.9 : Ferrailage des poutres - Armatures transversales.....	125
Tableau. V.10 : Vérification de Contrainte de compression dans le béton	127
Tableau. V.11 : Vérification de l'adhérence	127
Tableau.V.12 : Vérification des conditions liées au calcul de la flèche	128
Tableau. V.13 : Ferrailage des voiles : A1 ;A4 ;B1 ;B4	136
Tableau. V.14 : Ferrailage des voiles : A2 ;A3 ;B2 ;B3:.....	138
Tableau. V.15 : Ferrailage des voiles : C1 ;C2 ;D1 ;D2:.....	139
Tableau. V.16 : Ferrailage du Voile salle machine.....	140
Tableau.VI.1 : Les surfaces des semelles et les charges appropriées	146
Tableau.VI.2 : Les surfaces des semelles et les charges appropriées	146
Tableau VI. 3 : Vérification des contraintes sous le radier	153
TableauVI.4 : Vérification de soulèvement	154
TableauVI.5 : Vérifications de la stabilité au renversement	154
Tableau VI.6 : Calcul des armatures à L'ELU	158
Tableau VI.7 : Calcul des armatures à L'ELS	158
Tableau VI.8 : Choix des armatures à L'ELU	159
Tableau VI.9 : Choix des armatures à L'ELS	159
Tableau VI.10: Détermination des efforts Sens X-X.....	161
Tableau VI.11 : Détermination des efforts Sens Y-Y	162
Tableau VI.12 : Détermination des efforts Sens X-X	162
Tableau VI.13 : Détermination des efforts Sens Y-Y	162
Tableau VI.14 : choix de ferrailage sens x-x.	163
Tableau VI.15 : choix de ferrailage sens y-y.	163
Tableau VI.16 : Vérification des contraintes à l'ELS (sens transversal)	165
Tableau VI.17 : Vérification des contraintes à l'ELS (sens longitudinal).	165
Tableau V.18 : Moment longitudinal et transversal.....	169
Tableau V.19 : Ferrailage du voile à l'ELU.....	169
Tableau V.20 : Vérification des contraintes à l'ELS	170

INTRODUCTION

Un ingénieur en génie civil s'occupe de la conception, de la réalisation et de la réhabilitation d'ouvrages, de construction et d'infrastructures urbaines. Il assure aussi la gestion afin, de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'intensité des forces sismiques, agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée, non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique mais, aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Lors d'un tremblement de terre sévère, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mais à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis, des charges verticales, les voiles (ou murs de contreventements) en béton armé correctement dimensionnés et positionnés, peuvent être particulièrement efficace pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Le séisme de 21 mai 2003 , de magnitude 6,7 sur l'échelle de RICHTER, qui a eu lieu en Algérie (Alger et Boumerdes) a causé d'important dégâts et de nombreuses victimes à l'est d'Alger (notamment Boumerdes, et Zemmouri) dues à l'effondrement total ou partielle des bâtisses, notamment les structures en portiques, et par conséquent l'Algérie a changé ce système, de construction par, des systèmes plus fiables qui s'adaptent à ce genre de phénomène, dans les zones sismiques par exemple la construction en voiles.

Dans le cadre de ma préparation de mon mémoire de fin d'étude, ils ma a été confié l'étude d'un bâtiment en R+6+S/S à usage administratif, présentant une structure mixte, ce bâtiment est implanté dans une région à forte séismicité (zone III).

Pour le calcul de la structure j'avais utilisé le logiciel de calcul (ETABS) adopté essentiellement aux calculs des ossatures. L'utilisation d'un tel logiciel permet une rapidité d'exécution et des résultats fiables.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, j'ai utilisé le code national « règlement parasismique algérien **RPA99/V2003** ».

Chapitre I

Généralités

Introduction

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

I.1. Présentation du projet

Notre projet consiste à la réalisation d'un Bâtiment (R+6) à usage administratif comportant (42) bureaux et 2 logements ; sa durée de réalisation est estimée à 18 mois sur une surface d'une superficie de 500m^2 dans un espace total de 1500m^2 au lieu-dit « DELLYS » wilaya de Boumerdes.

- Limitée par :
 - Au Nord : par une voie d'accès.
 - Au Sud : par le reste du projet de construction « HANGARS DE STOKAGE ».
 - A l'Est : par un surplus de terrain.
 - A l'Ouest : par une propriété privée.
- il comporte :
 - Le sous-sol : Un parking de voitures.
 - Le RDC et 5 étages : Usage administratif (des bureaux).
 - L'étage 6 : Logements de fonction.
- Dimension en élévation et en plans :
 - Longueur totale $L_{\text{long}} = 30,60\text{m}$.
 - Largeur totale $L_{\text{trans}} = 15,60\text{m}$.
 - Hauteur totale $H = 26,48\text{m}$
 - Hauteur d'étage sous-sol $h = 2,7\text{m}$.
 - Hauteur de RDC et étage courant $h = 3,57\text{m}$.
 - Hauteur d'étage d'habitation $h = 3,06\text{m}$.

I.2.Définition des éléments de l'ouvrage

a/ **Ossature** : Pour que cet ouvrage en béton armé résiste au séisme, le RPA exige que pour toutes structure dépassant une hauteur de 11mètre en zone III, un contreventement mixte (voile – portique).

- **Voiles** : les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place .Ils sont destinés à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.
- **portiques** : ils sont en béton armé, constitués de poutres et de poteaux capable de reprendre essentiellement les surcharges verticales.

b/ **Plancher** : le plancher est une partie horizontale de la construction ,c'est une aire plane de séparation des niveaux successifs du bâtiment.

-il supporte son poids propre et les charges d'exploitations, les transmet aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).

-il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

-le plancher terrasse est inaccessible comportant un système complexe d'étanchéité et une pente de (1%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

Dans notre bâtiment, nous avons deux types de plancher :

- **Plancher en corps creux** : ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Fig I.1 : Plancher à corps creux

- **Plancher à dalle pleine** : sont des planchers en béton armé plus résistant et plus lourds par rapport aux corps creux.

C / Maçonnerie : La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses, il existe deux types de murs :

1. **Murs extérieurs** : les façades extérieures sont réalisées en doubles cloisons de deux briques creuses, 15 cm d'épaisseur pour la cloison externe et de 10 cm pour la cloison interne avec une lame d'air de 5cm.
2. **Murs intérieurs** : Ils sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

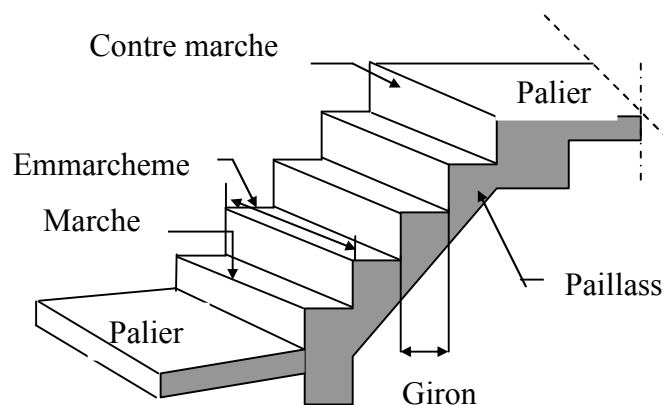
FigI.2 : briques creuses

d/ Les revêtements :Sont réalisés en

- Enduits en ciment de 1 ,5 cm d'épaisseur pour les murs extérieurs.
- Enduits en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds des chambres, .des séjours et les couloirs intérieurs.
- Carrelage pour les planchers courants et les escaliers.
- Céramique pour les sanitaires et une partie de la cuisine.

E/ L'ascenseur :c'est un dispositif mobil permettant le déplacement vertical sur un axe prédéfini au sein d'une construction, il est composé essentiellement de la cabine et de la machinerie.

F/ Escalier :Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre de type « Escalier 3 volés » réalisé en béton armé et coulé sur place.



FigI. 3 : Schéma d'un escalier

I.3. L'infrastructure

- **Les fondations** : sont des éléments situés à la base de la structure, elles assurent la transmission des charges et surcharges au sol par liaison directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

- **Le système de coffrage :** le coffrage est destiné à contenir un matériau de construction (béton) utile pour maintenir ce matériau en place, en attendant sa prise puis son durcissement. Les coffrages utilisés sont :
 - Le coffrage classique en bois pour les portiques.
 - Un coffrage métallique pour les voiles.

I.4.Indications générales sur les règles du (BAEL 91)

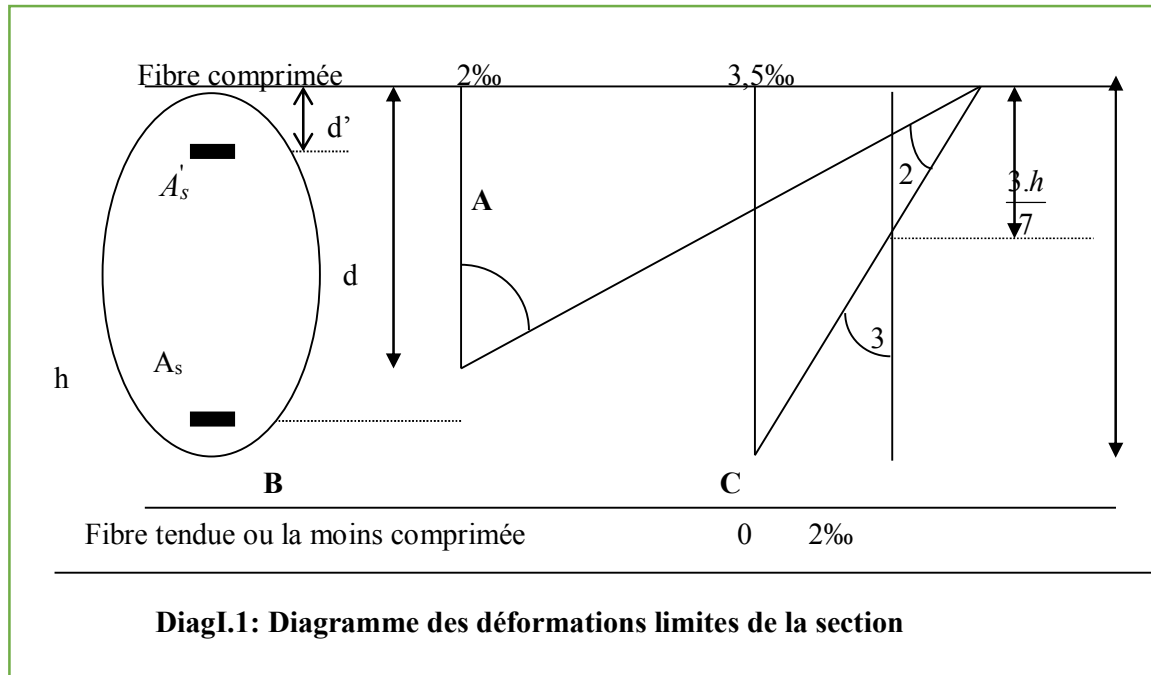
I.4.1 Définition des états limites : C'est un ensemble d'états pour lequel il convient de justifier la sécurité d'une construction, Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la Construction ou l'élément de structure considéré est jugé inapte à remplir sa fonction. On distingue des états limites 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)
 - **Hypothèse de calcul à l'ELU**
- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est limitée à 3,5‰ en flexion simple et 2 ‰ en compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10 ‰.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- **Pivot A :** les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B :** les pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C :** les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.



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.

- **Hypothèses de calcul à l'ELS**

- les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures. Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport n du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou le coefficient d'équivalence qui égale à 15.

I.4.2.Principe d'application des règles (BAEL 91) : Le principe consiste à vérifier la condition suivante : $S1 \leq S2$, tel que :

S1 : sollicitations agissantes de calcul.

S2 : sollicitations résistantes de calcul.

I.4.3. Actions et sollicitations

a/ définition des actions : Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, charges permanentes, climatiques et d'exploitations) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, variation de température, tassement d'appuis...) qui entraînent des déformations de la structure.

Les actions sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition :

- **Actions permanentes (G) :** Ce sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- le poids propre de la section.
- le poids des équipements fixes.
- le poids des poussées de terre ou les pressions des liquides.
- les déformations imposées à la structure.

On note :

- ❖ $G_{\max}$: actions permanentes défavorables.
- ❖ $G_{\min}$: actions permanentes favorables.

- **Actions variables (Qi) :** Ce sont les actions dont l'intensité est plus ou moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes on distingue :

- Les charges d'exploitation.
- Les actions dues à la température.
- Les actions appliquées en cours d'exécution.
- Les actions climatiques.

On note :

- ❖ Q : action variable de base.

- **Actions accidentelles (FA) :** Ce sont des actions rarement appliquées pour un temps très court tel que : les chocs violents, les séismes et les explosions.

I.5. Les caractéristiques des matériaux

I.5.1. Béton : Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (**BAEL**), ainsi qu'aux règlements appliqués en Algérie. Le béton est un mélange complexe composé de pâte pure (ciment + eau + sable), de matériaux pierreux (graviers) qui après prise et durcissement résiste mieux à la compression qu'à la traction, c'est pourquoi on l'associe à l'acier qui est un matériau qui développe une grande résistance à la traction.

a/ Résistances du béton

1°/Résistance à la compression (f_{cj}) : Pour l'établissement des objets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifique), celle-ci, notée f_{c28} , cette résistance est mesurée sur des éprouvettes cylindriques ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm, écrasée en compression centre. On peut admettre la résistance à l'âge (j) jours notée f_{cj} avec la formule suivante :

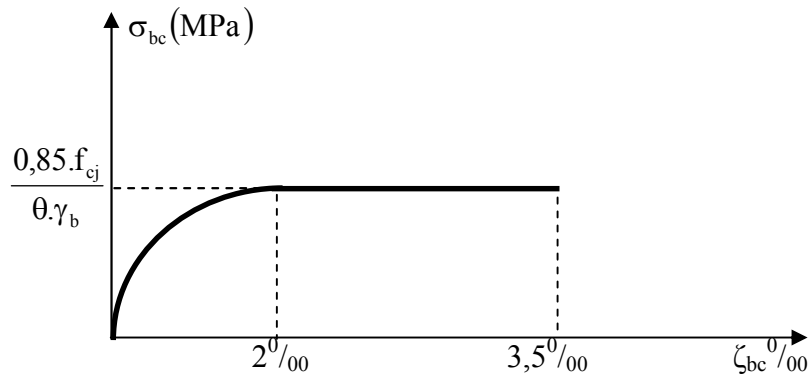
$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4,76 + 0,83 \cdot j} \dots\dots\dots \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPa} \dots\dots\dots (1). \\ f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{1,40 + 0,95 \cdot j} \dots\dots\dots \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{MPa} \dots\dots\dots (2). \end{array} \right.$$

-Pour le choix de f_{c28} on peut considérer que :

- (20 MPa) sont facilement atteints sur des chantiers convenablement outillés.
- (25 MPa) sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.
- (30 MPa) peut être atteints dans toutes les régions à condition de choisir convenablement les matériaux et étudier la composition du béton

-Dans notre cas on considère que : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

- **Diagramme Contraintes Déformations du béton :**



Diag I.2 : Diagramme contraintes déformations du béton

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{situation durable.} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 \dots \dots \dots t > 24\text{h.} \\ \theta = 0,9 \dots \dots \dots 1\text{h} < t < 24\text{h.} \\ 0,8 \dots \dots \dots t < 1\text{h.} \end{array} \right.$$

2°/Résistance à la traction (f_{tj}) : La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jour notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation : $F_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$.

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa (ou N/mm²).

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} < 60$ MPa.

Pour $j = 28$ jours, $f_{t28} = 2,1$ MPa.

b/ Module de déformation longitudinale

1°/Coefficient de poisson (ν) : Le coefficient de poisson est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales.

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0,2 \dots \dots \dots \text{ELS.} \\ \nu = 0 \dots \dots \dots \text{ELU.} \end{array} \right.$$

2°/déformations instantanées (E_{ij}) : Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de, j, jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à : $E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$

f_{cj} : la résistance caractéristique à la compression à (j) jours en « MPA ».

3°/déformations différées (E_{vj}) : Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée du béton à (j) jours est donnée par :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ ou } E_{vj} = E_{ij}/3$$

Ainsi, pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$: $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$, : $E_{vj} = 10721,4 \text{ MPa}$.

I.5.2. Aciers : Selon le **RPA99**, les armatures longitudinales pour béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA) avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$, l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieure ou égale à 5%.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$.

On a trois types d'acier :

Type	Nuance	Limite élastique F_e (MPa)	Limite de rupture	Allongement a la rupture
Haute adhérence (HA)	F_e E400	400	310-490	22%
	F_e E500	500	390-490	25%
	F_e E235	235	550	12%
Treillis soudés	F_e E500	500	550	12%

Tableau I.1. Les caractéristiques des aciers

-Dans notre ouvrage, on utilise :

- Aciers de haute adhérence F_e E400.....armatures longitudinales.
- Treillis soudés (TS) : F_e E500.....Dalles de compression.

Fig I.4: Aciers

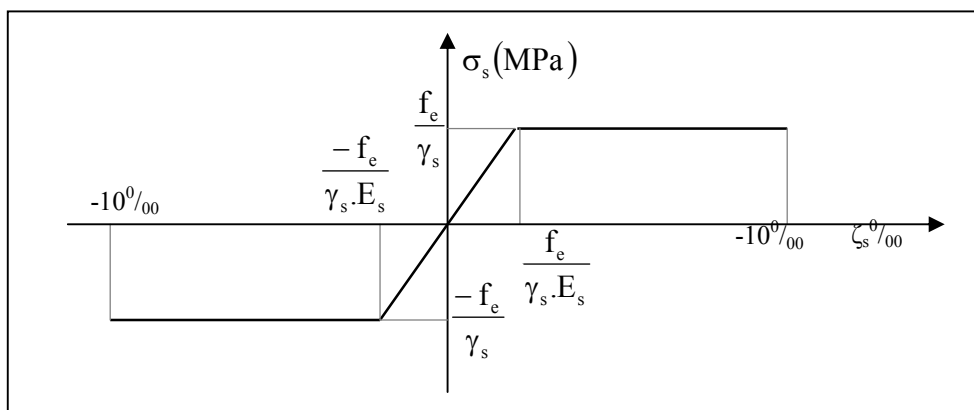
Fig I.5 :Treillis soudés

I.5. 3.Diagramme contraintes déformation

Ce diagramme se compose de deux parties :

- Droite de Hooke ($\sigma = E \cdot \varepsilon$) de pente ($E = 2 \cdot 10^5$ MPa) indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10 ‰ (déformation maximale).

$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \dots \dots \dots \text{situations durables ou transitoires.} \\ \gamma_s = 1 \dots \dots \dots \text{situations accidentelles.} \end{array} \right.$



Diag I.3. Diagramme contraintes déformation

I.5.4. Contraintes de calcul

Durant l'étude de ce projet, les calculs seront conduits avec les caractéristiques mécaniques suivantes :

a/ Béton : $f_{c28}=25\text{MPa}$, $E_{ij} = 11000\sqrt[3]{25} = 32164,19\text{MPa}$.

- **ELU :**

- **Contrainte ultime de compression**

$$f_{bu} = \frac{0,85.f_{cj}}{\gamma_b} \text{ tel que } \Rightarrow \gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \dots\dots\dots \text{situations durables} \Rightarrow f_{bu} = 14,2\text{MPa}. \\ 1,15 & \dots\dots\dots \text{situations accidentelles} \Rightarrow f_{bu} = 18,2\text{MPa}. \end{cases}$$

- **Contrainte ultime de traction (à 28 jours) :**

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06.f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}.$$

- **ELS :**

- **Contrainte ultime de compression**

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

- **Contrainte ultime de cisaillement de béton**

Lorsque les armatures d'âmes comportent à la fois des barres relevées et des barres droites, la contrainte admissible est définie selon le mode de fissuration :

$$\tau = \min(0,13.f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration peu nuisible}.$$

$$\tau = \min(0,1.f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration préjudiciable (ou très p)}.$$

b/Résistances d'Acier

- **ELU :** $f_e = 400 \text{ MPa}$.

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = \begin{cases} 400\text{MPa} \dots\dots\dots \text{situations accidentelles}. \\ 348\text{MPa} \dots\dots\dots \text{situations durables}. \end{cases}$$

- **ELS :** afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour limiter l'importance de l'ouverture de celle-ci (risque corrosion des armatures), on doit limiter les contraintes dans les armatures tendue sous l'action des sollicitations de service.

- On distingue trois cas de fissurations :

➤ **Fissuration peu nuisible ou peu préjudiciable (Art.A.4.5.32, BAEL 91)**

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque les éléments sont situés dans des locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées) .dans ce cas aucune vérification à faire en dehors de la vérification à l'ELU.

➤ **Fissuration nuisible (Art.A.4.5.3 3BAEL 91)**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou ils peuvent être alternativement immergés en eau .Dans ce cas la Contrainte dans l'acier est limitée :

$$\sigma_s = \min (2/3 f_e ; 110\eta) \text{MPa.}$$

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{Pour (R.L).} \\ 1,6 & \text{Pour (H.A).} \end{cases}$$

➤ **Fissuration très nuisible ou très préjudiciable (Art.A.4.5.3 4 BAEL 91)**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e , 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en MPa}$$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses (RL) et treillis soudés.

$\eta = 1,3$ pour les aciers de haute adhérence ($\phi < 6\text{mm}$).

$\eta = 1.6$ pour les aciers de haute adhérence ($\phi > 6\text{mm}$) (HA).

C/Contrainte limite de cisaillement

La contrainte limites de cisaillement est donnée selon le cas de la fissuration présentée ci-après :

• **Fissuration peu nuisible** : $\zeta_u \leq \min (0,2 f_{cj}/Y_b; 5\text{MPa})$.

• **Fissuration préjudiciable** : $\zeta_u \leq \min (0,15 f_{cj}/Y_b; 4\text{MPa})$.

d/ Enrobage (Protection d'armatures) : (Art. A.7.2.4, BAEL 91/modifié 99)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (e) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

$e \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

$e \geq 3\text{cm}$: pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).

$e \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Conclusion

Dans cette partie, on a défini tous les différents éléments constitutifs de notre ouvrage et les caractéristiques mécaniques des matériaux qu'on va utiliser lors de la construction.

Chapitre II

Pré-dimensionnement

Introduction

Le but du pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99/V2003 ; BAEL et du CBA93, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés ou diminués après vérifications dans la phase du dimensionnement, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un surplus d'acier et du béton.

II.1. Règlement de calcul

Règlement de calcul
• RPA 99/ version 2003 • BAEL 91 • CBA 93 • DTRBC.C22

Tableau II.1 : Règlement de calcul

II.2 Prédimensionnement des éléments

Pour pouvoir pré dimensionner les éléments on tiendra compte de prescription apportée par le règlement RPA 2003

A / planchers en corps creux

Ils sont composés de corps creux (hourdis) et d'une dalle de compression ferrailée par un treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens le plus petit,

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité suivante:

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

Avec : e : épaisseur de la dalle

L : longueur max prise entre nue d'appui

On a Condition RPA 2003 :

Pour les poteaux $\rightarrow \min(b, h) \geq 30\text{cm}$ on prend $b=h=30\text{cm}$ Alors $L = 5 - 0,3 = 4,7\text{m}$.

Donc $e \geq 470 / 22.5 = 20,88\text{cm}$

On prend des hourdis de 20cm et une dalle de compression de 4cm

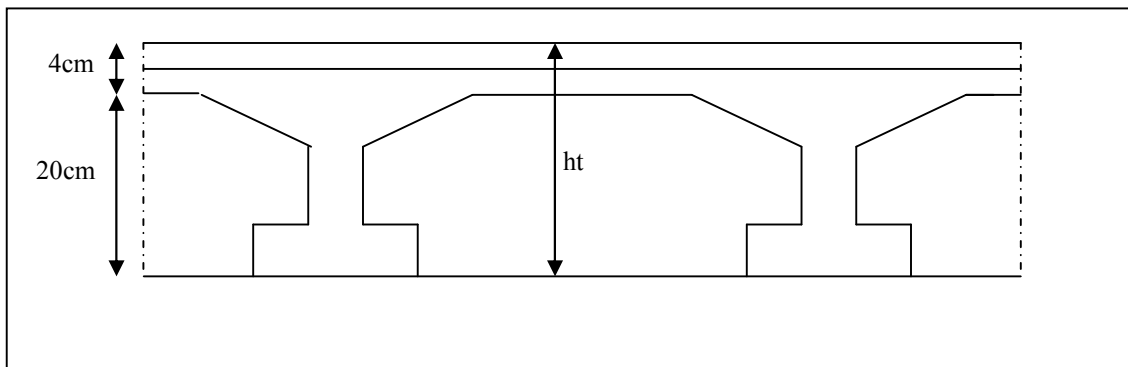


Fig II.1 . Schéma de plancher en corps creux

B/ Poutres Principales et secondaires :

Règle	Formule	Poutres Porteuses	Poutres Non porteuses
		$L_{\max} = 4,7$	$L_{\max} = 4,7$
BAEL 99	Hauteur $\frac{L_{\max}}{15} < h < \frac{L_{\max}}{10}$	$h = 45 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$
	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
	$h/b \leq 4$	$1,5 < 4$	$1,33 < 4$

Tableau II.2 : Dimensionnement Poutres Principales et secondaires

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

h : la hauteur de la poutre

D/ Voiles :

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 :

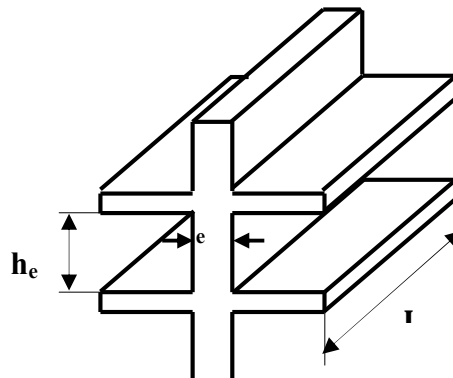


Fig II.2. Coupe de voiles en élévation et en plan

	Voile
Formule	$e \geq \max \{ h_e/22 , 15 \}$
e_{calculer}	$e \geq 15,13\text{cm}$
$e_{\text{adopté}}$	20cm

Tableau II.3 : Calcul de l'épaisseur des voiles**E/ 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**).

• La formule générale :

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

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

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

B : 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 $\lambda \leq 35 \Rightarrow \beta = 1,2$

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

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

Loi de dégression des charges

D'après le règlement DTR B.C.2.2,5 la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considéré comme indépendants, c'est le cas des bâtiments à usage d'habitation. Les niveaux occupés par les locaux industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étage intervenant dans la loi de dégression des charges.

Le nombre minimum du niveau pour tenir compte de la loi de dégression est de cinq niveaux, ce qui est le cas de notre bâtiment.

Figure II.3 Loi de dégression des charges

La loi de dégression est donnée par la formule suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^{i=n} Q_i \quad \text{pour } n \geq 5.$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

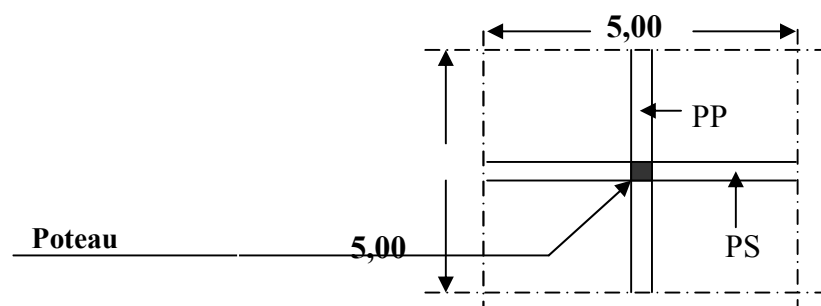
Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

Coefficients de dégression des surcharges

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
NIV	8	7	6	5	5	4	3	2	1	0
COEF	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.666

Calcul des surcharges :Niveau8 ... Q_0 Niveau7... Q_0+Q_1 Niveau6 ... $Q_0+0.95(Q_1+Q_2$ Niveau5 ... $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$ Niveau4 ... $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$ Niveau3 ... $Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5)$ Niveau2 ... $Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$ Niveau1.. $Q_0+0.714 (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$ Niveau0... $Q_0+0.687 (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$ **b/ Vérification selon RPA 99 V 2003 :**✓ **Pour la zone III :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M \min (b,h) \geq 30 \text{ cm.} \\ M \min (b,h) \geq \frac{h_e}{20} . \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 . \end{array} \right.$$

c/ Application :**Figure II.4. La section du plancher pour le poteau**

les résultats du calcul sont groupés dans les tableaux suivants

Ni v	G KN	Q K N	Gmaj KN	Qma j KN	Nu	NUcml	S'b	NUcml NUXS'b	Br Cm ²	a=bC m	axb
T	5,99	1	6,589	1	10,39	/	/	/	/	/	/
6	5,74	1,5	6,314	1,5	10,77	10,39	27,5	285,86	182,954	15,52	50x50
5	5,74	2,5	6,314	2,5	12,27	21,16	27,5	582,14	372,575	21,30	50x50
4	5,74	2,5	6,314	2,25	11,89	33,44	27,5	919,681	588,595	26,26	55x55
3	5,74	2,5	6,314	2	11,52	45,34	27,5	1246,90	798,016	30,24	55x55
2	5,74	2,5	6,314	1,75	11,14	56,86	27,5	1563,80	1000,83	33,63	55x55
1	5,74	2,5	6,314	1,5	10,77	68,01	27,5	1870,40	1197,05	36,59	60x60
RD C	5,74	2,5	6,314	1,25	10,39	78,78	27,5	2166,68	1386,67	39,23	60x60
SS	/	/	/	/		89,18	27,5	2452,65	1569,69	41,61	60x60

Tableau II.4 Descente des charges et Section des poteaux

Les niveaux	Poteaux (b x h)	Conditions exigées par le RPA	Valeur calculée	Observation
6.5	40x40	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 40\text{cm}$	Condition Vérifiée
		$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 17.85\text{cm}$	Condition Vérifiée
		$1/4 < b/h < 4$	$b/h = 1\text{cm}$	Condition Vérifiée
4.3.2	45x45	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 45\text{cm}$	Condition Vérifiée
		$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 17.85\text{cm}$	Condition Vérifiée
		$1/4 < b/h < 4$	$b/h = 1\text{cm}$	Condition Vérifiée
S/sol.RDC.1	50x50	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 50\text{cm}$	Condition Vérifiée
		$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 17.85\text{cm}$	Condition Vérifiée
		$1/4 < b/h < 4$	$b/h = 1\text{cm}$	Condition Vérifiée

Tableau II.5 : Vérification des poteaux selon les recommandations du RPA 99(Art 7.4.1)

II.3 Evaluation des charges et des surcharges

A/ Charges d'exploitations :

Nature des locaux	Valeurs (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher courant à usage d'habitation	1,5
Plancher courant à usage bureaux	2,5
Plancher RDC	2,5
Sous-sol parking	2,5
Balcon	3,5
Escalier	2,5

Tableau II.6 : Charges d'exploitations

B/ Charges permanentes :

➤ Plancher terrasse (inaccessible) :

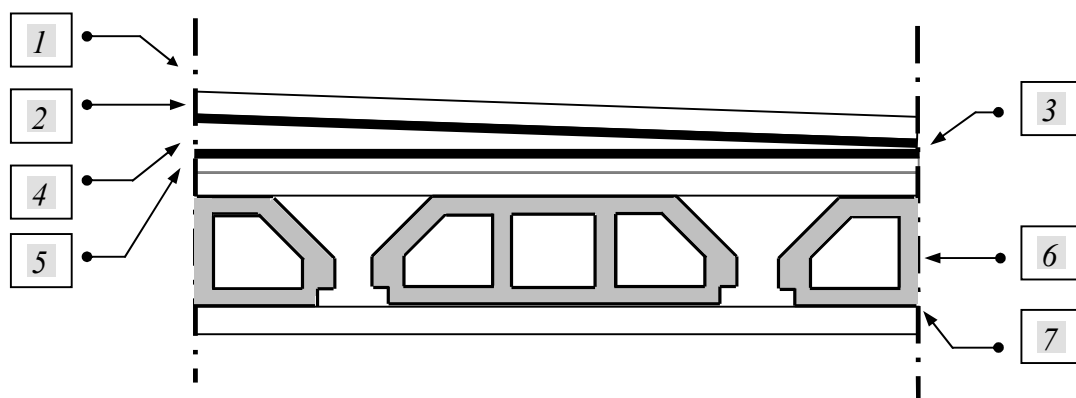


Fig II .5 Constituant d'un plancher terrasse

N°	Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Gravillon de protection	5	17	0,85
02	Multicouche d'étanchéité	2	6	0,12
03	Isolation thermique	4	4	0,16
04	Papier kraft	2 feuilles	/	0,5
05	Forme de pente	8	12	0,96
06	Plancher corps creux (20+4)	24	/	3,20
07	Enduit en plâtre	2	10	0,2
TOTAL		= 5,99(KN/m ²)		

Tableau II.7 : Charges permanentes Plancher terrasse

B/ Charges permanentes :

➤ Plancher terrasse (inaccessible) :

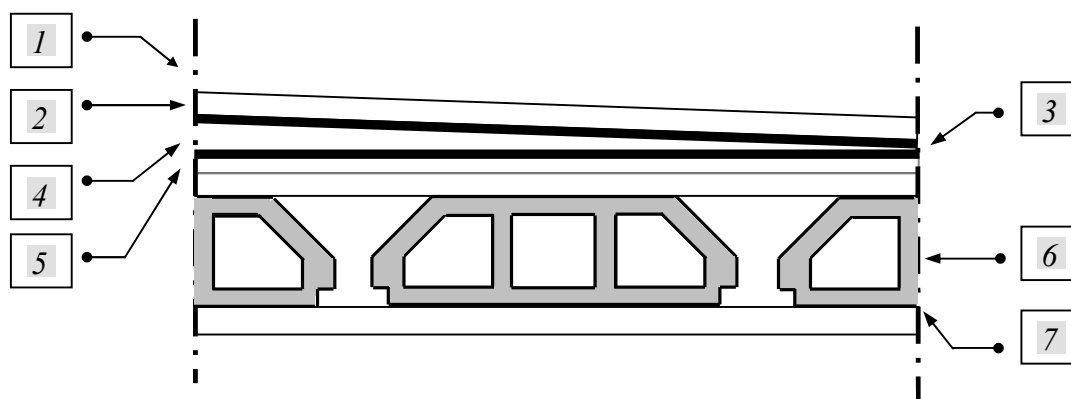
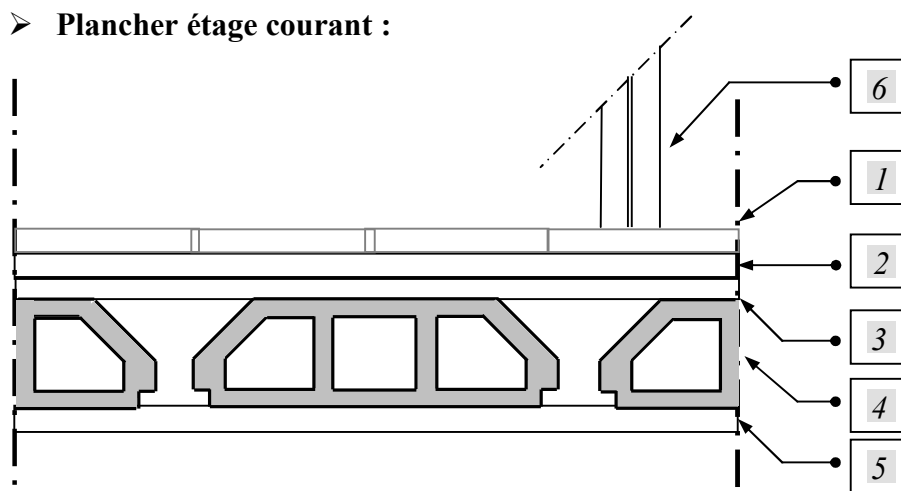


Fig II .6 Constituant d'un plancher terrasse

N°	Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Gravillon de protection	5	17	0,85
02	Multicouche d'étanchéité	2	6	0,12
03	Papier kraft	2 feuilles	/	0,5
04	Isolation thermique	4	4	0,16
05	Forme de pente	8	12	0,96
06	Plancher corps creux (20+4)	24	/	3,20
07	Enduit en plâtre	2	10	0,2
TOTAL		= 5,99(KN/m ²)		

Tableau II.8 : Charges permanentes Plancher terrasse

➤ Plancher étage courant :

Fig II .7 **Constituant d'un plancher courant**

N°	Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Carrelage	2	20	0,4
02	Chape de mortier	2	20	0,4
03	Lit de sable	3	18	0,54
04	Plancher corps creux (20+4)	24	/	3,20
05	Enduit en plâtre	2	10	0,2
06	Cloison de séparation	/	/	1

TOTAL	= 5,74(KN/m ²)
-------	----------------------------

Tableau II.9 : Charges permanentes Plancher étage courant

➤ **Balcon :**

N°	Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Carrelage	2	20	0,4
02	Chape de mortier	2	20	0,4
03	Lit de sable	3	18	0,54
04	Dalle en B A	15	25	3,75
05	Enduit en plâtre	2	10	0,2

TOTAL	= 5,29(KN/m ²)
-------	----------------------------

Tableau II.10 : Charges permanentes Balcon

➤ **Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses) :**

N°	Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Enduit en plâtre	2	10	0,2
02	Briques creuses	10	/	0,9
03	Lame d'air	5	0	0
04	Briques creuses	10	/	0,9
05	Revêtement de ciment	2	20	0,4

TOTAL	= 2,4
-------	-------

Tableau II.11 : Charges permanentes murs extérieurs➤ **Murs intérieurs :**

N°	Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Enduit en plâtre	2	10	0,2
02	Briques creuses	10	/	0,9
03	Revêtement de ciment	2	20	0,4

TOTAL	=(1,5 KN/m ²)
-------	---------------------------

Tableau II.12 : Charges permanentes murs intérieurs

➤ **Escalier :**

N°	Désignation des éléments	Palier (KN/m ²)	Paillasse (KN/m ²)
01	Poids propre de Palier	3,75	/
02	Poids de Paillasse	/	4,31
03	Poids des marches	/	2,125
04	Lit de sable	0,36	0,36
05	Carrelage	0,44	0,44
06	Enduit en plâtre	0,2	0,2
07	Mortier de ciment	0,4	0,4
08	Garde-corps	/	1
	Total	= 5,15	= 8,835

Tableau II.13 : Charges permanentes Escalier**C/ Charges accidentelles :**• **charge sismique :**

- Zone sismique : Zone III.
- Classe de l'ouvrage groupe 2

II.4. Vérifications au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux est :

$$\lambda \leq \lambda_{\text{lim}}$$

Avec

l_f : longueur de flambement ($l_f = 0.7l_0$)

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$). min

l_0 : hauteur libre du poteau.

S : section transversale du poteau ($b \times h$).

I : moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe xx (axe faible)

$$I = \frac{h.b^3}{12}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{h.b^3}{12}}} = 0.7l_0 \frac{\sqrt{12}}{h}.$$

$$\text{On vérifie avec } \lambda_{\text{max}} = \frac{l_f}{i_{\text{min}}} \quad \text{tel que } i_{\text{min}} = \frac{b^3 \times h}{12}$$

Les étages	Poteaux (b x h)	Conditions	Valeur calculée	Observation
6.5	50x50	$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$	17.52 ≤ 50	Condition Vérifiée
4.3.2	50x50	$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$	15.57 ≤ 50	Condition Vérifiée
RDC.1	60x60	$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$	14.01 ≤ 50	Condition Vérifiée
Sous.sol	60x60	$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$	18.14 ≤ 50	Condition Vérifiée

Tableau II.14: Vérification au flambement

N.B : Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

Conclusion

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Hauteur du plancher $h_t = 24\text{cm}$ soit un plancher de $20+4\text{ cm}$.
- Section des poutres principales $(30 \times 45)\text{ cm}^2$
- Section des poutres secondaires $(30 \times 40)\text{ cm}^2$.
- Sections des poteaux :
 - (60×60) cm^2 pour S sol, RDC, et 1er étage
 - (55×55) cm^2 pour les niveaux 2ème, 3ème, 4ème étage
 - (50×50) cm^2 pour les niveaux, 5ème, 6ème.
- Epaisseur des voiles de S-SOL : $e = 20\text{cm}$.
- Epaisseur des voiles de R+6 : $e = 20\text{cm}$

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les prochains chapitres

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directs.

Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont :

- L'acrotère.
- Balcon.
- Les escaliers et la poutre palière.
- Les planchers.
- La dalle de la salle machine

III.1. Calcul de l'acrotère

III.1.1. Définition

L'acrotère est calculé comme une console encastrée 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.Coupe transversale sur l'acrotère

III.1.2. Evaluation des surcharges

III.1.2. 1. Poids propre

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

- Calcul du périmètre P:

$$P = (0,7 + 0,1 + 0,08 + 0,1 + 0,6 + 0,1) = 1,68m$$

Poids de béton

$$G_b = \left((0,1 \times 0,7) + (0,08 \times 0,1) + \left(0,02 \times \frac{0,1}{2} \right) \right) \times 1 \times 25 = 1,975 \text{ KN} / m$$

Poids d'enduit TQ : e=2 cm

$$G_{en} = 0,7 \times 0,02 \times 1,88 \times 20 = 0,527 \text{ KN} / m$$

$$\text{Donc: } G_{acr} = 1,975 + 0,527 = 2,501 \text{ KN} / m$$

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

III.1.2.2. Charge accidentelle due au séisme

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

Dans notre cas on a :

Zone III : wilaya de Boumerdes.

Groupe 2 car c'est un Bâtiments à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

Donc (A = 0,25) tq : A : Coefficient d'accélération de zone

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

$W_p = G_{acr} = 2,501 \text{ KN} / m$ (poids de l'acrotère)

$$\text{Donc: } F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,501 = 2 \text{ KN}.$$

III.1.2.3. Calcul des sollicitations

$$M (F_p) = 2,501 \times 0,7 = 1,751 \text{ KN} m.$$

$$M(q) = 0,6 \times 0,7 = 0,42 \text{ KN m.}$$

$$N(G_a) = 2,501 \text{ KN.}$$

	E.L.U	E.L.S
Sollicitation	$1,35G + 1,5 Q$	$G + Q$
N (KN)	3,376	2,501
M (KN M)	2,63	1,751

Tableau III.1 Calcul des sollicitations

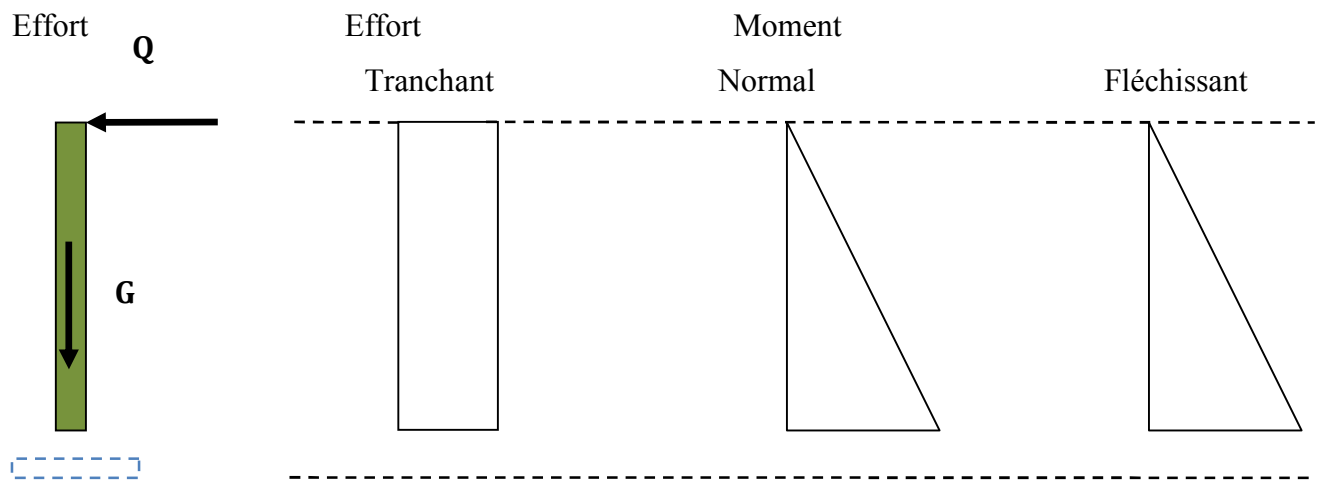


Figure III- 1: Diagramme des efforts internes.

Le ferrailage se fera en flexion composée avec une section $S = (100 \times 10) \text{ cm}^2$.

III.1.2.4. Calcul des armatures à L'E.L.U

Acier : F_e E 400, $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$\gamma_s = 1,15. \quad F_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.} \quad M_u = 2,63 \text{ KN m.} \quad N_u = 3,376 \text{ KN}$$

$$e_o = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,63}{3,376} = 0,78 \text{ m.}$$

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

$$e_o = 0,78m > \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,017 m$$

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

flexion simple

$$e_a = e_o + \left(\frac{h}{2} - C \right) = 78 + \left(\frac{10}{2} - 2 \right) = 81 \text{ cm.}$$

$$M_{Ua} = Nu \times e_a = 3,376 \times 0,81 = 2,735 \text{ KN m}$$

$$U_{bU} = \frac{M_{Ua}}{(b_o \times d^2 \times F_{bu})} = \frac{2,735 \times 10^3}{1 \times 8^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,03$$

$$U_{bc} = 0,8 \frac{h}{d} \left(1 - 0,4 \frac{h}{d} \right) = 0,8 \times \frac{10}{8} \left(1 - 0,4 \times \frac{10}{8} \right) = 0,5$$

$U_{bU} < U_{bc}$ Donc la section est partiellement comprimée

$$U_{LU} = 0,327$$

$U_{bU} < U_{LU}$ Alors $A' = 0$ (pas d'armature comprimée)

$U_{bU} = 0,03 < 0,275$ on utilise la méthode simplifiée

$$z_b = d [1 - 0,6 \times U_{bu}] = 8 [1 - 0,6 \times 0,03] = 7,856 \text{ cm.}$$

$$A_u = \frac{M_{Ua}}{Z_b F_{ed}} = \frac{2,735 \times 10^3}{0,07856 \times 348 \times 10^2} = 1 \text{ cm}^2$$

Les armatures en flexion composée

$$A' = A'_{FS} = 0$$

$$A = A_{FS} - \left(\frac{Nu}{F_{ed}} \right) = 1 - \left(\frac{3,376 \times 10^3}{348 \times 10^2} \right) = 0,903 \text{ cm}^2$$

III.1.2.5. Condition de non-fragilité

$$A_{min} = \left(0,23 \times \left(\frac{F_{t28}}{F_e} \right) b_o \times d \right).$$

$$A_{min} = 1 \text{ cm}^2$$

On a $A_u > A_{min}$ donc $A = 1 \text{ cm}^2$ on adopte **4 T 8** d'où $A = 2,01 \text{ cm}^2$

$$S_t = \begin{cases} 0,9d \\ 40cm \\ 15\phi'_{lmin} \text{ si } A' \neq 0 \end{cases} \rightarrow S_t = 25cm$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 3 \text{ T } 8 \text{ d'où } A = 1,51 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \begin{cases} 0,9d \\ 40cm \\ 15\phi'_{lmin} \text{ si } A' \neq 0 \end{cases} \rightarrow S_t = 23cm$$

Avec un espacement **St = 23 cm**

III.1.2.6. Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que $\tau_{umax} \leq \tau_u$ tel que

$$Vu(max) = 1,5 Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN}$$

$$\tau_{umax} = \frac{V_u}{b_0 d} = 0,01125 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{F_{cj}}{\gamma_b} \\ 4 \text{ Mpa} \end{array} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

Donc : $\tau_{umax} \leq \tau_u \rightarrow$ Condition vérifiée

III.1.2.7. Vérification à l'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum_{i=1}^n U_i} \text{ tel que } \sum_{i=1}^n U_i \text{ est la somme des périmètres des barres}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = 4 \times \pi \times \Phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \left(\frac{0,9 \times 10^3}{0,9 \times 8 \times 10,048} \right) 10^{-2} = 0,125 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times F_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

Donc : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow$ Condition vérifiée

III.1.2.8. Vérification à L'ELS

$$e_{oser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,751}{2,501} = 0,7 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = 0,017 \rightarrow e_{oser} > \frac{h}{6} \text{ section partiellement comprimée}$$

$N > 0$ et C se trouve à l'extérieur de la section

$$e_a = e_o + \frac{h}{2} - C = 0,81 \rightarrow M_{ser} = N_{ser} e_{a ser}$$

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 F_{C28} = 15 \text{ Mpa}$

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} Fe, 110 \sqrt{n \times F_{tj}} \right\} = 202 \text{ Mpa}$$

$$\frac{b_0 \cdot y_l^2}{2} + n(A + A') y_l - n(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{100 \cdot y_l^2}{2} + 15(2,01 + 0) y_l - 15(2,01 \times 8 + 0) = 0$$

Résoudre l'équation de 2^{ème} degré

$$y_l = 1,9154$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A (d - y_1)^2 + \eta \cdot A' (y_1 - d')^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times 1,9154^3 + 15 \times 2,01 (8 - 1,9154)^2 + 0$$

$$I = 1350,46 \text{ cm}^4$$

III.1.2.9. Calcul des contraintes

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1,751 \times 10^6}{1350,46 \times 10^4} = 0,1296 \text{ N / mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_l$$

$$\sigma_{bc} = 0,1296 \times 1,9154 = 0,25 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow C V \text{ Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K (d - y_1) = 15 \times 0,1296 \times (8 - 1,9154) \cdot 10 = 118,3 \text{ MPa} < 202 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Remarque : pour éviter l'effet du séisme, on doit prévoir une même nappe d'armature dans la zone comprimée.

Conclusion

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_P , d'où le ferrailage adopté précédemment est convenable.

On adopte le ferrailage suivant :

-02 nappes d'armatures

- **Armatures principales** : 4 T 8 d'où $A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition** : 3 T d'où $A = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 23 \text{ cm}$.

Figure III.2. « Ferrailage de l'acrotère »

III.2 Calcul des escaliers

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une construction. Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier de trois volées.

Les deux volées (a) comportent (palier- paillasse -palier) et (b) et (c).

-Hauteur de l'étage $H_e=3,57\text{m}$

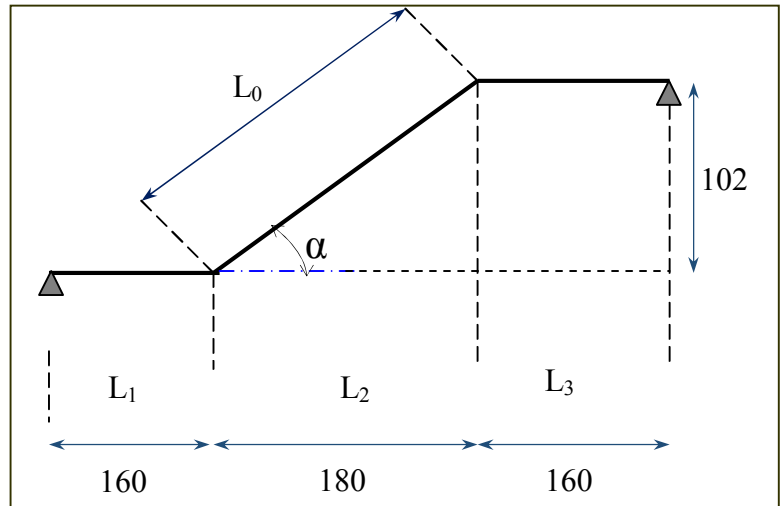
-Hauteur de marche $h=17\text{cm}$

-Nombre des marches $n=21$

-Largeur de la marche $g = 30\text{ cm}$

On adopte 6 marches par volée et

3 marches rayonnantes



III.2.1 Epaisseur de la paillasse:

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

$$L = L_1 + L_0 + L_3$$

Avec :

L : longueur totale

L_0 : longueur de la projection horizontale de la paillasse

e : épaisseur de la paillasse et de palier

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{102}{180} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

$$L_0 = \frac{1,80}{\cos} = 2,06\text{m}$$

D'où :

$$L_1 + L_0 + L_3 = 1,6 + 2,06 + 1,6 = 5,26\text{ m}$$

Donc :

$$17,53\text{ cm} \leq e \leq 26,3\text{ cm}$$

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

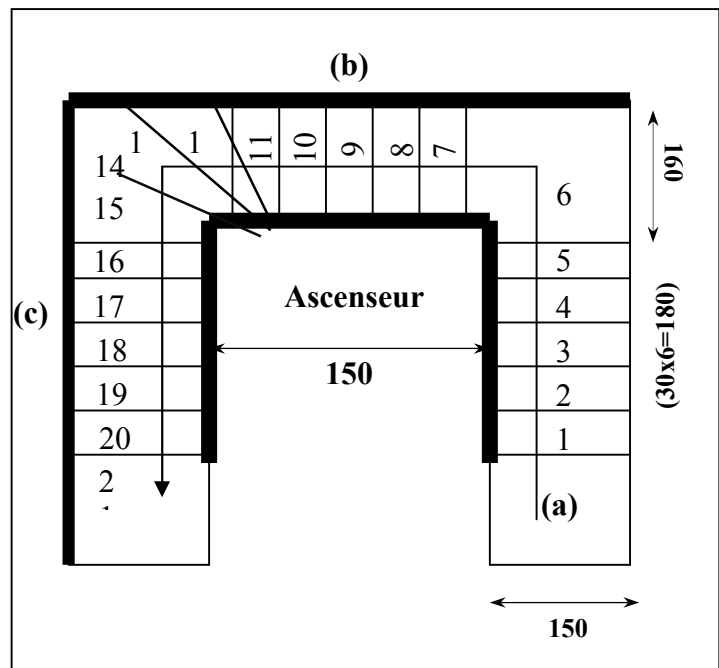


Figure III.3.Schéma d'escalier

III.2.2 charge et surcharge

Vu que les dimensions des marches sont très faibles par rapport à la portée de la paillasse, donc on peut considérer que leur poids est uniformément réparti sur celle-ci.

-paillasse :

Poids propre de la paillasse

$$25 \times 0,2 \times 1 / \cos \alpha = 5,74 \text{ kN/ml}$$

Poids propre des marches

$$25 \times 0,17 \times 1/2 = 2,125 \text{ kN/ml}$$

Revêtement

- mortier de pose (2cm) : $20 \times 0,02 \times 1 = 0,4 \text{ kN/ml}$
- carrelages scellés (2cm) : $22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 \text{ kN/ml}$
- enduit de ciment (1cm) : $20 \times 0,01 \times 1 = 0,20 \text{ kN/ml}$

$$G_{\text{revetement}} = 1,04 \text{ kN/ml}$$

$$\text{D'où : } G_{\text{paillasse}} = 5,74 + 2,125 + 0,4 + 0,44 + 0,2 = 8,935 \text{ kN/ml}$$

$$\left. \begin{array}{l} \rightarrow G_{\text{paillasse}} = 8,91 \text{ kN/ml} \\ \rightarrow Q_{\text{paillasse}} = 2,50 \text{ kN/ml} \end{array} \right\}$$

-palier

poids propre de palier

$$25 \times 0,20 \times 1 = 5 \text{ kN/ml}$$

revêtement

$$G_{\text{revetement}} = 1,04 \text{ kN/ml}$$

$$\text{D'où : } G_{\text{palier}} = 5 + 1,04 = 6,04 \text{ kN/ml}$$

$$\left. \begin{array}{l} \rightarrow G_{\text{palier}} = 6,04 \text{ kN/m} \\ \rightarrow Q_{\text{palier}} = 2,50 \text{ kN/ml} \end{array} \right\}$$

III-2-2-1) combinaisons de charges

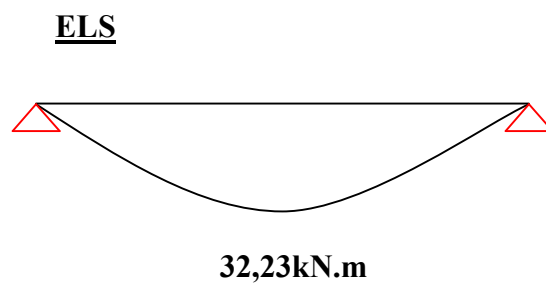
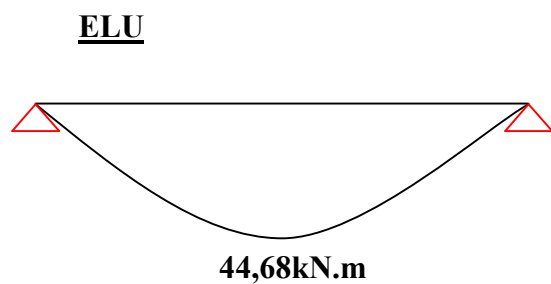
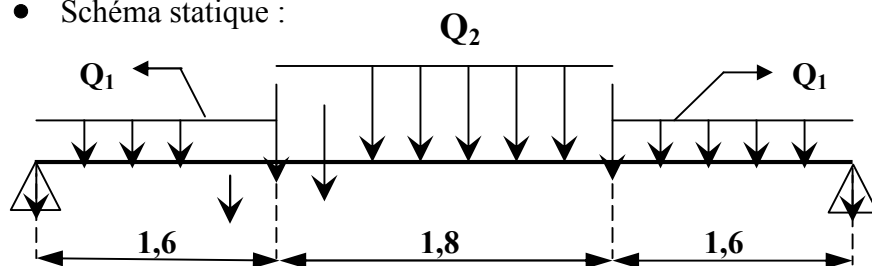
$$\begin{array}{l} \checkmark \text{ELU Paillasse : } \left\{ \begin{array}{l} q_U = 15,78 \text{ kN/ml} \\ \text{Palier : } q_U = 11,904 \text{ kN/ml} \end{array} \right. \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \checkmark \text{ELS Paillasse : } \left\{ \begin{array}{l} q_U = 11,41 \text{ kN/ml} \\ \text{Palier : } q_U = 8,54 \text{ kN/ml} \end{array} \right. \end{array}$$

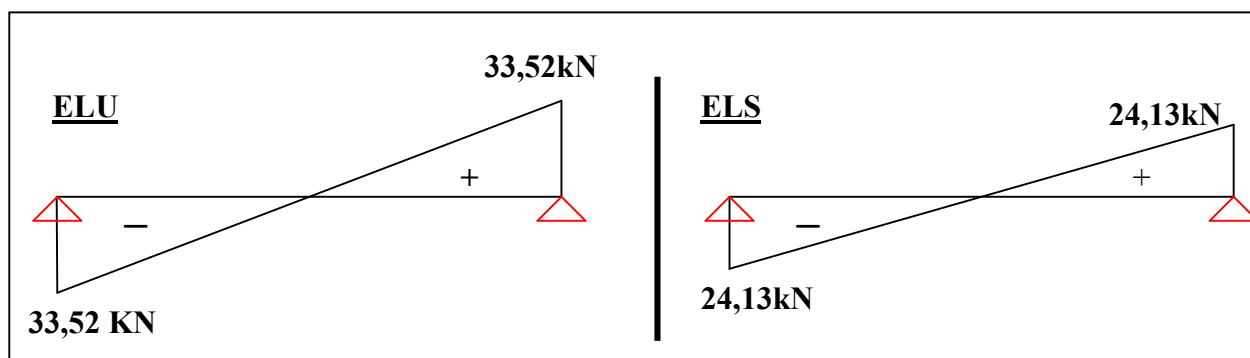
III.2.3 Ferrailage de l'escalier

A/ volée (a) :

- Schéma statique :



Diag III.1. Diagramme des moments



Diag III.2. Diagrammes de l'effort tranchant

En tenant compte du semi encastrement au niveau des appuis, nous obtiendrons les résultats suivants :

$$M_{\text{appuis}} = 0,3M_{\text{max}}$$

$$M_{\text{travée}} = 0,85M_{\text{max}}$$

à L'ELU :

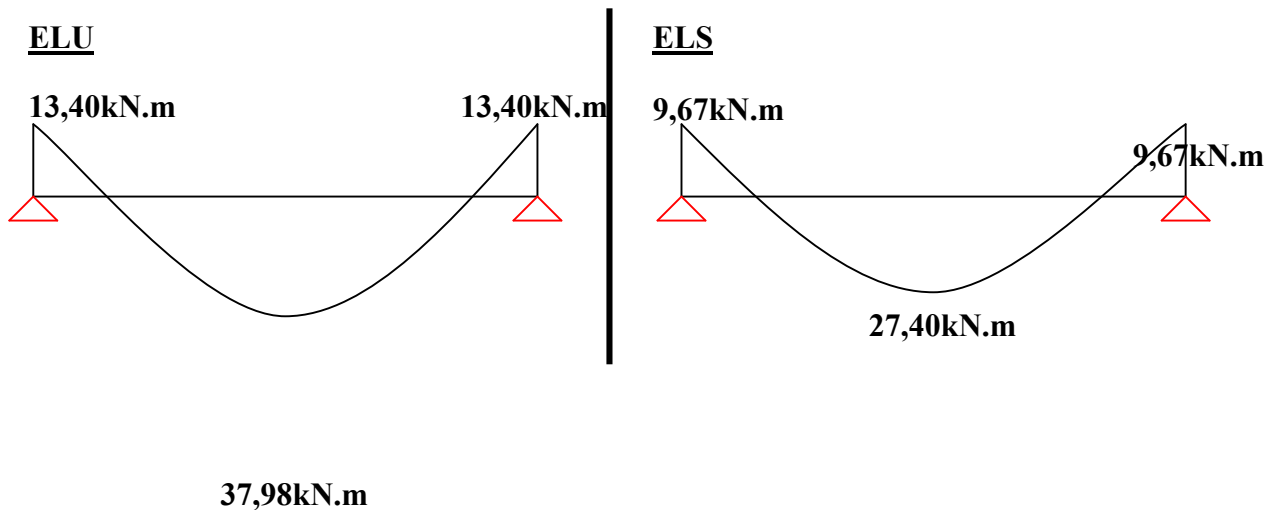
$$M_a = 0,3 \times 44,68 = 13,40 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times 44,68 = 37,98 \text{ kN.m}$$

à L'ELS :

$$M_a = 0,3 \times 32,23 = 9,669 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times 32,23 = 27,40 \text{ kN.m}$$



Diag III.3. Diagramme des moments

Ferraillage à LELU :

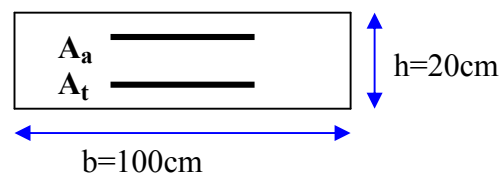
Armatures longitudinales :

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de largeur **b=1m**

◆ En travée :

$$M_t = 37,98 \text{ kN.m}$$

$$b = 1 \text{ m} \quad h = 20 \text{ cm} \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$



$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{37,98 \times 10^6}{1 \times 10^3 \times 180^2 \times 14,2} = 0,082$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{SR}} = 1,39$$

D'où : $\mu_{lu} = 0,296$

$\mu_{bu} = 0,082 < \mu_{lu} = 0,296 \Rightarrow A' = 0$ (section simplement armée –SSA-)

$\mu_{bu} < 0,275 \Leftrightarrow$ méthode simplifiée

$z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 18(1 - 0,6 \times 0,082) = 17,11 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{M_t}{z_b f_{ed}} = \frac{3798 \times 10}{0,1711 \times 348} = 637,86 \text{ mm}^2$$

$A_t = 6,4 \text{ cm}^2$

Soit : **6HA12/ml = 6,78 cm²**

Avec **S_t = 20 cm**

◆ aux appuis

M_a = 13,40 kN.m

$\mu_{bu} = 0,029 < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$ (section simplement armée –SSA-)

$\mu_{bu} < 0,275 \Leftrightarrow$ méthode simplifiée

$z_b = 17,68 \text{ cm}$

$A_a = 2,17 \text{ cm}^2$

Soit : **6HA10/ml = 4,71 cm²** Avec **S_t = 20 cm**

Armatures de répartitions

◆ En travée

$A_{rt} = A_t / 4 = 1,69 \text{ cm}^2$

Soit : **5HA8 = 2,51 cm²** Avec **S_t = 25 cm**

◆ aux appuis

$A_{ra} = A_a / 4 = 1,18 \text{ cm}^2$

Soit : **5HA8 = 2,51 cm²** Avec **S_t = 25 cm**

III.2.2.4 Vérification

◆ A l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e) \Rightarrow A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{s \min} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$A_a = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{s \min} \dots \dots \dots \text{CV}$$

2) Vérification de la disposition des armatures :(Art824BAEL91)

Armatures longitudinales

$$S_t \leq \min (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Armatures de répartitions

$$S_t \leq \min (4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

3) Vérification de la longueur d'ancrage :

$$L_s = \frac{\phi}{4\tau_{su}} f_e \quad \text{avec : } L_s : \text{longueur de scellement droit des barres}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} \Psi = 1,5 \text{ pour FeE400}$$

$$\tau_{su} = 2,84 \text{ Mpa}$$

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

$$L_s = 42,25 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques, on adoptera un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après le BAEL est fixée parfaitement pour les aciers à haute adhérence à $L_r = 0,4 L_s$ (L_r : longueur d'ancrage)

$$\text{D'où : } L_r = 0,4 \times 42,25 = 16,9 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L_r = 20 \text{ cm}$$

4) Vérification de l'effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable

($T_U^{\max} = 33,18 \text{ kN}$). donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{ct28}}{\gamma_b} \right\} = 3,33 \text{ MPa (Fissuration Peu Préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{33,52 \times 10^{-3}}{1,00 \times 0,18} = 0,186 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,186 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

5) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

❖ Influence sur le béton

On doit avoir que : $T_U \leq 0,4 \times \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} b \cdot a$ $a=0,9d$ (longueur de l'appui)

$$T_U = 33,52 \text{ kN} \quad a = 16,2 \text{ cm}$$

$$0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 1 \times 0,162 = 1,08 \text{ MN}$$

$$T_U = 33,52 \text{ kN} \leq 1080 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ Influence sur l'acier

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{1,5}{f_e} \left[T_U + \frac{M_U}{0,9d} \right]$

$$A_a = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1,5 \times 10^{-1}}{400} \left[3352 + \frac{(-1340)}{0,9 \times 18} \right] = 1,22 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4,71 \text{ cm}^2 > 1,22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

6) Vérification de l'adhérence aux appuis

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$ $\Psi_s = 1,5$ pour FeE400

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9d \times \sum U_l}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} : \text{Contrainte d'adhérence} \\ \bar{\tau}_{se} : \text{Contrainte limite d'adhérence} \\ \sum U_l = \pi \phi n : \text{sommes des périmètres utiles des barres} \\ \phi : \text{Diamètre d'une barre (10mm)} \\ n : \text{nombre des barres (6 barres)} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = \frac{3352 \times 10}{0,9 \times 180 \times 6 \pi \times 10} = 1,098 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1,098 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

◆ A L'ELS

1) Contrainte de compressions dans le béton :

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

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

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

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

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

● En travée

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Mser (kN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
27,40	6,78	6,88	15	Vérifié

Tableau III.2 recap des calculs en travée

• aux appuis

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Mser (kN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
9,67	4,41	2,86	15	Vérifié

Tableau III.3 .recap des calculs aux appuis

2) Etat limite d'ouverture des fissures

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire

3) Etat limite déformation (vérification de la flèche)

Si ces trois conditions ci-après sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas indispensable.

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

Avec : l : La portée entre nus d'appuis (5m)

h : hauteur de la section (20cm)

M_t : moment max en travée

M_0 : moment de la travée de référence

A : section d'acier tendu en travée

$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{500} = 0,04 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

Donc on va calculer la flèche et vérifier celle-ci avec la flèche admissible

$$f = \frac{5 \times P \times L^4}{348 \times E \times I} = \frac{5 \times 11,41 \times (5,00)^4}{348 \times (3,2 \times 10^7) \times (21349,16 \times 10^{-5})} = 1,49mm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5}{500} = 10mm \quad (L \leq 5,00 m)$$

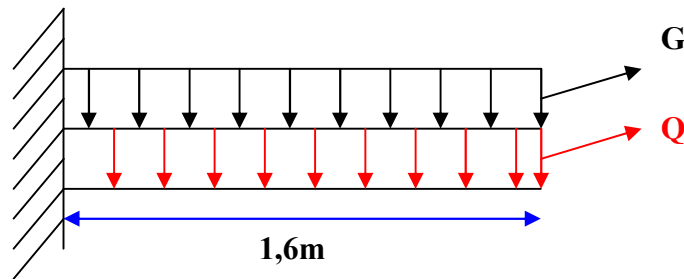
$$f = 1,49mm < \bar{f} = 10mm \Rightarrow C V.$$

III.2.2.5 volée (b) et (c)

$$h=20\text{cm} \quad b=1\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{paillasse}} = 8,91 \text{ kN/ml} \\ Q_{\text{paillasse}} = 2,50 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$

❖ Schéma statique :



❖ Combinaison de charge :

$$q_U = 1,35G + 1,5Q = 15,78 \text{ kN/ml}$$

$$q_S = G + Q = 11,41 \text{ kN/ml}$$

❖ Calcul des moments :

A l'ELU:

$$M_U = \frac{q_U L^2}{2} = \frac{15,78 (1,6^2)}{2} = 20,19 \text{ kN.m}$$

A l'ELS:

$$M_S = \frac{q_S L^2}{2} = \frac{11,41 (1,6^2)}{2} = 14,60 \text{ kN.m}$$

❖ Calcul des efforts :

A l'ELU :

$$T_U = q_U \times L = 15,78 \times 1,6 = 25,25 \text{ kN}$$

A l'ELS :

$$T_S = q_S \times L = 11,41 \times 1,6 = 18,26 \text{ kN}$$

III.2.2.6 Calcul de ferrailage

Armatures longitudinales :

$$b=1\text{m} \quad h=20\text{cm} \quad d=18\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20,19 \times 10^6}{1 \times 10^3 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,044$$

$$\mu_{l*} = 0,299$$

$$\mu_{bu} = 0,044 < \mu_{lu} = 0,299 \Rightarrow A' = 0 \text{ (section simplement armée -SSA-)}$$

$$\mu_{bu} < 0,275 \Leftrightarrow \text{méthode simplifiée}$$

$$z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 18(1 - 0,6 \times 0,044) = 17,52 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_t}{z_b f_{ed}} = \frac{2019 \times 10}{0,1752 \times 348} = 331,15 \text{ mm}^2 = 3,31 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA10/ml = 4,71 cm²/ml** Avec : **S_t = 20cm**

Armatures de répartition :

$$A_r = A_l / 4 = 1,17 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA8 = 2,51 cm²** Avec : **S_t = 25cm**

III.2.2.7 Vérification à l'ELU

1) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e) \Rightarrow A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{s \min} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$A_a = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{s \min} \dots \dots \dots \text{CV}$$

2) Vérification de la disposition des armatures :(Art824BAEL91)

Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

Armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min (4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

3) Vérification de la longueur d'ancrage

$$L_s = \frac{\phi}{4\tau_{su}} f_e \quad \text{avec : } L_s : \text{longueur de scellement droit des barres}$$

$$\tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} \Psi = 1,5 \quad \text{pour FeE400}$$

$$\tau_{su} = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm}$$

$$L_s = 35,21 \text{ cm}$$

Vu, l'importance de la longueur d'ancrage .on remarque que la longueur de scellement droit dépasse l'épaisseur de voile (20cm) ,on fixera une longueur d'ancrage forfaitaire **(L_r=0,4L_s)**

$$L_r = 14,08\text{cm} \quad \text{on prend : } L_r = 15\text{cm}$$

4) Vérification de l'effort tranchant

(T_U^{max} = 25,25kN).donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5\text{MPa}) = 3,33\text{Mpa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{25,25 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,140\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,140\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

5) Influence de l'effort tranchant au niveau d'appuis

❖Influence sur le béton

$$\text{On doit avoir : } T_U \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b.a \quad a=0,9d \text{ (longueur de l'appuis)}$$

$$T_U = 25,25\text{kN} \quad a = 16,2\text{cm}$$

$$0,4 \times \frac{2,5}{1,5} \times 10 \times 162 = 1080\text{kN}$$

$$T_U = 25,27\text{kN} \leq 1080\text{kN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖Influence sur l'acier :

$$\text{On doit vérifier que : } A_l \geq \frac{1,5}{f_e} \left[T_U + \frac{M_{Ua}}{0,9d} \right]$$

$$A_a = 4,71 \text{ cm}^2 > 1,00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

6) Vérification de l'adhérence aux appuis :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$ $\Psi_s = 1,5$ pour FeE400

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 d x \sum U_l}$$

Avec :
$$\tau_{se} = \frac{2525 \times 10}{0,9 \times 180 \times 6 \pi \times 10} = 0,826 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,826 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.2.2.8 Vérification à L'ELS

1) Contrainte de compressions dans le béton

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

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

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

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

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

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Mser (kN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
14,60	4,71	4,21	15	Vérifié

Tableau III.4. Vérification à L'ELS

2) Etat limite d'ouverture des fissures

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire

3) Etat limite déformation (vérification de la flèche) :

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ 2) \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} Mpa \end{array} \right.$$

$$1) \quad \frac{h}{l} = \frac{20}{160} = 0,125 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$2) \quad \frac{A}{bd} = \frac{4,71}{100 \times 18} = 0,00262 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 Mpa \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

✓ **Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.**

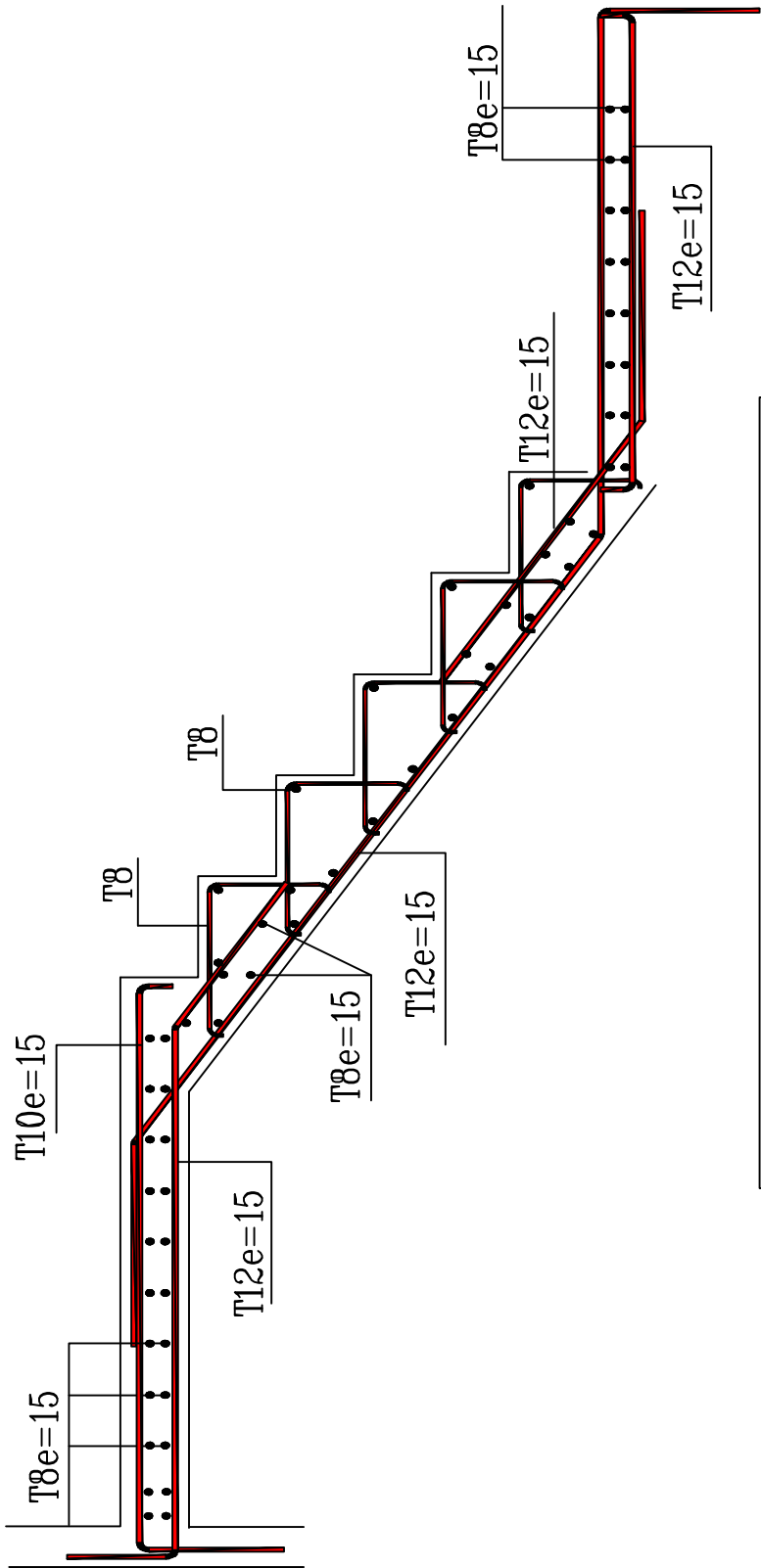


Figure III.4 FERRAILLAGE ESCALIER

III.3 Calcul des planchers

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

1. transmettre les charges aux éléments porteurs.
2. Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Les planchers de (16+5) sont constitués de corps creux et de la dalle de compression reposant sur des poutrelles **préfabriquées** qui sont disposées dans le sens de la petite portée. Tous les planchers de notre projet sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression. Ils reposent sur des poutrelles coulées sur place.

III.3.1. Etude des poutrelles

La charge revenant à la poutrelle : $P_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 0,65$

A/ plancher terrasse :

$$P_u = (1,35 \times 5,99 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6,24 \text{ KN/ml}$$

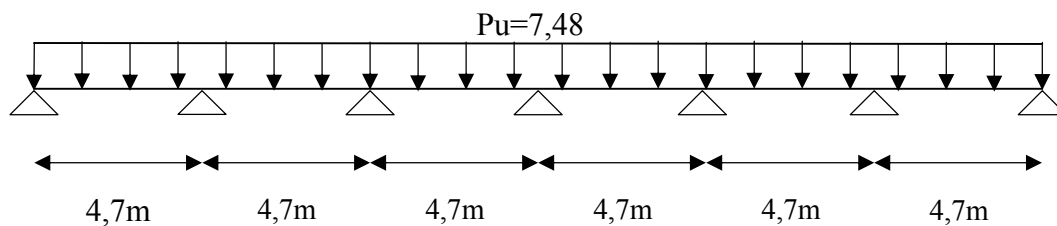
B/ plancher d'habitation :

$$P_u = (1,35 \times 5,74 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6,5 \text{ KN / ml}$$

C/ plancher de bureaux :

$$P_u = (1,35 \times 5,74 + 2,5 \times 1,5) \times 0,65 = 7,48 \text{ KN / ml}$$

On prend la charge maximale $P_u = 7,48 \text{ KN/ m}$



III.3.2 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

C'est une Méthode approchée applicable à la poutre de plancher sur appuis Multiples à charge d'exploitation faible

Condition d'application :

$$\diamond \left\{ \begin{array}{l} Q < 2G \\ Q < 5 \text{ KN / m}^2 \end{array} \right\} \rightarrow Q = 2,5 < 5 \text{ KN / m}^2 \text{ OK}$$

- ♦ La fissuration est considérée peu préjudiciable.
- ♦ Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées.

$$\blacklozenge 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow 0,8 < \frac{4,7}{4,7} = 1 \rightarrow 0,8 < 1 < 1,25 \text{ OK}$$

Toutes les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites.

- Cas d'une poutre avec plus de deux travées :

Appui de rive : $Ma_0 = 0,15 M_{01}, Ma_7 = 0,15 M_{67}$.

Appui voisin de rive : $Ma_1 = -0,5 \max (M_{01}, M_{12}); Ma_6 = -0,5 \max (M_{56}, M_{67})$.

Appui intermédiaire : $Ma_2 = Ma_3 = Ma_4 = Ma_5 = -0,4 \max (M_{12}, M_{23})$.

$$\blacklozenge \text{ Pour les travées de rive : } Mt_1 = Mt_7 = \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01}, \text{ avec : } M_{01} = M_{67}$$

◆ Pour les travées intermédiaires :

$$Mt_3 = Mt_5 = \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{23}, \text{ avec : } M_{23} = M_{45}, \text{ et : } Mt_4 = \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{34}.$$

$$\text{Tel que : } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,625}{3,731 + 1,625} = 0,3$$

M_0 : moment maximal en travée de référence d'une poutre isostatique soumise aux mêmes charges que la travée étudiée.

◆ à L'E.L.U :

$$M_{01} = M_{56} = P_u \frac{l^2}{8} = 7,48 \frac{4,7^2}{8} = 20,65 \text{ kN.m.}$$

$$TQ : M_{01} = M_{12} = M_{23} = M_{34} = M_{45} = 20,65 \text{ kN.m}$$

Donc

$$M_{a0} = M_{a6} = 0,15 \times M_{01} = 0,15 \times M_{56} = 0,15 \times 20,65 = 3,1 \text{ kN.m}$$

$$Ma_1 = Ma_6 = -0,50 \times 20,65 = -10,325 \text{ kN.m.}$$

$$Ma_2 = Ma_3 = Ma_4 = Ma_5 = -0,40 \times 20,65 = -8,26 \text{ kN.m.}$$

III .3.2.1 Calcul du moment en travée

$$M_{t1} = \max \left\{ 1,05M_0 \right. \left. \left(1 + 0,3\alpha\right)M_0 \right\} - \frac{|M_w| + |M_e|}{2}$$

M_2 : Moment minimal en Travée

$$M_{t2} = \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_{t2} = \left(\frac{1,20 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2})$$

III .3.2.2 Calcul des efforts tranchants

$$V_w = -2 \frac{(|M_w| + M_t)}{a}$$

$$V_e = 2 \frac{(|M_e| + M_t)}{b}$$

la valeur de «a » est donnée par :

$$b = L - a \quad \text{Et} \quad a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{|M_e| + M_t}{|M_w| + M_t}}}$$

a : la distance entre l'appui et le point où l'effort tranchant est nul ($V = 0$)

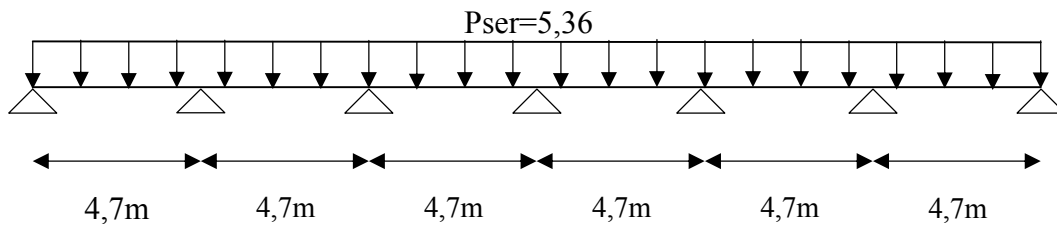
Les calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Diag III. 5. Diagramme des moments à l'ELU

Diag III. 6. Diagramme des efforts tranchants l'ELU

◆ À L'E.L.S :

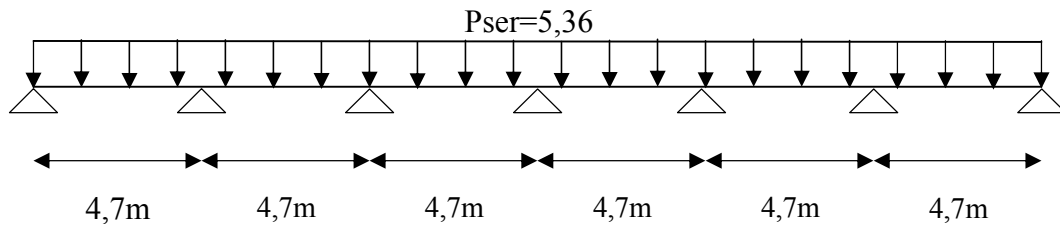
$$P_{ser} = (5,74 + 2,5) 0,65 = 5,36 \text{ KN}.$$



Les calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Travée	1		2		3		4		5		6	
l (m)	4,7		4,7		4,7		4,7		4,7		4,7	
M ₀ (KN.m)	14,8		14,8		14,8		14,8		14,8		14,8	
N° d'appuis	0	1	2	3	4	5	6					
Coeff forfaitaire	0,15	0,50	0,40	0,40	0,40	0,5	0,15					
Ma(KN.m)	2,22	7,4	5,92	5,92	5,92	7,4	2,22					
M ₁ (KN .m)	11,32		8,14		10,21		10,21		8,14		11,32	
M ₂ (KN .m)	9,55		8,07		8,07		8,07		8,07		9,55	
Mt = max(M ₁ ,M ₂) (KN.m)	11,32		8,14		10,21		10,21		8,14		11,32	
V _w (KN)	-12,54		-12,9		-13,72		-13,72		-12,28		-14,74	
V _e (KN)	14,74		12,28		13,72		13,72		12,9		12,54	
a (m)	2,16		2,41		2,35		2,35		2,29		2,54	
b (m)	2,54		2,29		2,35		2,35		2,41		2,16	

Tableau III.5 Moments et efforts tranchants a l'ELS

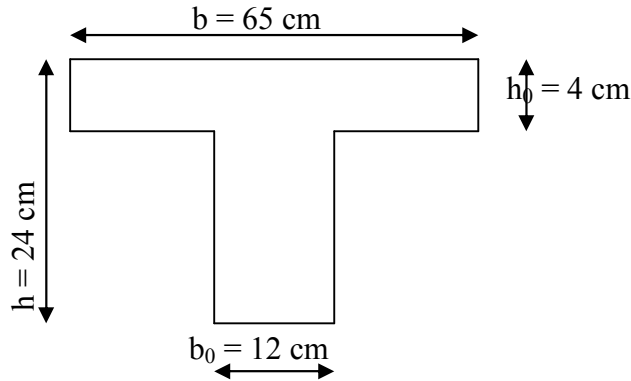
Les diagrammes des moments fléchissant et l'effort tranchant**Diag III. 6. Diagramme des moments à l'ELS****Diag III. 7. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS**

III .3.2.3 calcul des armatures à L'E.L.U

A / en travée

$$M_{u \max} = 15,8 \text{ KN.m} , \quad M_{\text{ser} \max} = 11,32 \text{ KN.m} \text{ et } b \neq b_0 .$$

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



$$F_{bc} = b \cdot h_0 F_{bu} \rightarrow F_{bc} = 650 \times 40 \times 14,20 \times 10^{-3} = 369,2 \text{ KN}$$

$$Z_b = d - \frac{h_0}{2} \text{ avec } d = 0,9h = 0,9 \times 24 = 21,6 \rightarrow Z_b = 0,9h - \frac{h_0}{2} = 19,6 \text{ cm}$$

$$M_{TU} = F_{bc} \cdot Z_b = 369,2 \times 0,196 = 72,36 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$M_{tu} > M_u \Rightarrow$ 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.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15,8 \times 10^3}{0,65 \times 0,216^2 \times 14,2 \times 10^6} = 0,0367$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050 \text{ et } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,395$$

$$\mu_{lu} = 0,297 > \mu_{bu} = 0,0367 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,275$$

Méthode simplifiée

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

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

	$M_U (KN.M)$	μ_{bu}	μ_{lu}	$A' (cm^2)$	$Z_b (cm)$	$A (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	A adoptée
Travée	15,8	0,036	0,297	0	21,12	2,15	1,7	3HA12
		7						3,39cm²
Appui	10,325	0,024	0,297	0	21,3	1,39	0,319	2HA10
								1,57cm²

Tableau III.6. Ferrailage adopté

♦ **Condition de non fragilité :** $A_{min} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d$

1- En travée :

$$A_{min} \geq 0,23 \times \frac{2,10}{400} \times 65 \times 21,6 = 1,7 \text{ cm}^2 < A = 2,15 \text{ cm}^2 \Rightarrow C V$$

2- aux appuis

$$A_{min} = 0,319 \text{ cm}^2 < A = 1,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow C V$$

♦ **Armatures transversales :**

. Les armatures transversales réalisées par étrier de $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Calcul de l'espacement (S_t) :

$$\text{. Zone courant : } S_t \leq \min \left\{ \frac{0,9 \cdot d}{40 \text{ cm}} \right\} \rightarrow S_t \leq \min \left\{ \frac{19,8 \text{ cm}}{40 \text{ cm}} \right\} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{. Zone nodal : } \frac{S_t}{2} = 7,5 \text{ cm}$$

III .3.2.4 Vérification des contraintes à L'E.L.S

1- En travées :

$$M_t = 11,32 \text{ KN.m} , A = 3,39 \text{ cm}^2 , b = 65 \text{ cm}, \text{ avec : } A' = 0$$

. L'axe neutre est défini par :

$$f(y_i) = \frac{b_0 \cdot y_i^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + n(A + A')]y_i - \left[(b - b_0)\frac{h_0^2}{2} + n \cdot A \cdot d + n \cdot A' \cdot d' \right]$$

$$f(h_0) = \frac{b_0 \cdot h_0^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + n(A + A')]h_0 - \left[(b - b_0)\frac{h_0^2}{2} + n \cdot A \cdot d + n \cdot A' \cdot d' \right]$$

$$f(h_0) = \frac{12 \times 4^2}{2} + [(65 - 12)4 + 15(3,39 + 0)]4 - \left[(65 - 12)\frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 21,6 + 0 \right]$$

$$f(h_0) = 96 + 1051,4 - 1522,36$$

$$f(h_0) = -395,3 < 0 \rightarrow A.N. \text{ dans la nervure.}$$

$$\frac{b_0 \cdot y_i^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + n(A + A')]y_i - \left[(b - b_0)\frac{h_0^2}{2} + n \cdot A \cdot d + n \cdot A' \cdot d' \right] = 0$$

$$\frac{12 \cdot y_i^2}{2} + [53 \times 4 + 15(3,39 + 0)]y_i - \left[53\frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 21,6 + n \cdot 0 \cdot d' \right] = 0$$

$$6y_i^2 + 262,85y_i - 1522,36 = 0$$

$$y_i = 5,18 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie par rapport à l'axe neutre vaut :

$$I = \frac{65 \times 5,18^3}{2} - (65 - 12) \times \frac{(5,18 - 4)^3}{3} + 15 \times 0(y_i - d')^2 + 15 \times 3,39(21,6 - 5,18)^2$$

$$I = 18193$$

En posant :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{11,32 \times 10^6}{18193 \cdot 10^4} = 0,062 \text{ N / mm}^3$$

A- Sur le béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,062 \times 51,8 = 3,22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow C V$$

B- Sur l'acier :

$$\sigma_s = \eta \cdot K(d - y_1) = 15 \times 0,062 \times (216 - 51,8) = 152,71 \text{ Mpa} < 348 \text{ MPa} \Rightarrow C V$$

2- aux appuis : $M_a = 7,4 \text{ KN.m}$, $A = 1,57 \text{ cm}^2$

$$f(h_0) = \frac{b_0 \cdot h_0^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + n(A + A')]h_0 - \left[(b - b_0)\frac{h_0^2}{2} + n \cdot A \cdot d + n \cdot A' \cdot d' \right]$$

$$f(h_0) = \frac{12 \times 4^2}{2} + [(65 - 12)4 + 15(1,57 + 0)]4 - \left[(65 - 12)\frac{4^2}{2} + 15 \times 1,57 \times 21,6 + 0 \right]$$

$$f(h_0) = 69 + 942,2 - 932,68 = 78,52 \text{ cm}^3 > 0$$

Section rectangulaire de largeur b

$$\left. \begin{aligned} \frac{b_0}{2} y_1^2 + \eta(A + A') y_1 - \eta(Ad + A'd') &= 0 \\ \frac{65}{2} y_1^2 + 15(1,57 + A') y_1 - 15(1,57 \times 21,6 + 0) &= 0 \\ 32,5 y_1^2 + 23,5 y_1 - 508,68 & \\ y_i &= 3,61 \end{aligned} \right\} \text{B.A.E.L art 7.2.3.}$$

$$I = \frac{b_0 y_1^3}{3} + \eta A' (y_1 - d)^2 + \eta A (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{65 \times 3,61^3}{3} + 15 \times 0 (3,61 - 21,6)^2 + 15 \times 1,57 (21,6 - 3,61)^2$$

$$I = 8641 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{7,4 \times 10^6}{8641 \cdot 10^4} = 0,086 \text{ N/mm}^3$$

A- Sur le béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,086 \times 36,1 = 3,1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} 15 \text{ Mpa} \Rightarrow C V$$

B- Sur l'acier :

$$\sigma_s = \eta \cdot K (d - y_1) = 15 \times 0,086 (21,6 - 3,61) = 244,45 \text{ Mpa} < 348 \text{ MPa} \Rightarrow C V$$

C- Etat limite de déformation

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,24}{4,7} = 0,051 < 0,062 \Rightarrow C N V.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \Rightarrow 0,051 \geq \frac{7,44}{10 \times 14,8} = 0,050 \Rightarrow C V.$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{1,57}{12 \times 21,6} = 0,006 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow C V.$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors, il faut vérifier la flèche.

- Vérification de la flèche :

$$f = \frac{5 \cdot P \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times 7,48 \times (4,7)^4 \times 10^{-3}}{384 \cdot 32164,2 \times 18193 \times 10^{-8}} = 8,12 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4,7}{500} = 9,4 \times 10^{-3} \text{ m}, (L \leq 5,00 \text{ m})$$

$$f = 8,12 \times 10^{-3} \text{ m} < \bar{f} = 9,4 \times 10^{-3} \text{ m} \Rightarrow C V.$$

Figure III.4 schéma ferrailage du plancher

III.4 Etude de l'ascenseur

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Cet appareil élévateur est installé la plus part du temps dans une cage d'ascenseur (Une trémie verticale fermée en générale à l'intérieur de l'édifice), composée de trois Constituants principaux :

Cabine : organe destiné à recevoir

Les personnes ou les charges

À transporter ;treuil de levage de la poulie et le contre poids.

Fig III.5:Ascenseur électrique

III.4.1 Etude de la 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 $1,5 \times 1,7 = 2,55\text{m}^2$, pouvons chargées 6 personnes, la charge total que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 7,5 t (par chaque cabine).

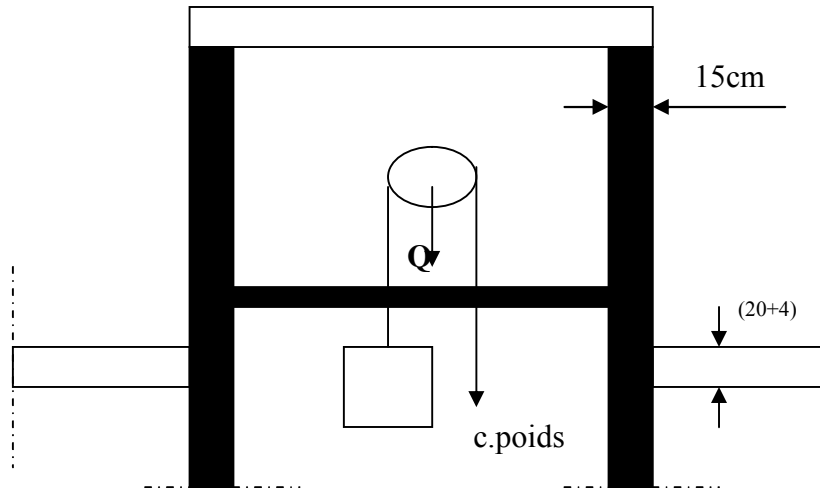


Fig III.6 Schéma de la salle machine

III.4.1.1 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 :

$$h_0 \geq \frac{l}{30} = \frac{170}{30} \Rightarrow h_0 \geq 5,66\text{cm}$$

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

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

III.4.1.2 Calcul de la dalle

Etant 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.

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{170} = 0,88 \Rightarrow 0,4 < \alpha < 1 \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

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

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

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

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

D'où :

$$a = b = 80 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} U = 80 + 2 \times 4 + 15 = 103 \text{ cm} \\ V = 80 + 2 \times 4 + 15 = 103 \text{ cm} \end{cases}$$

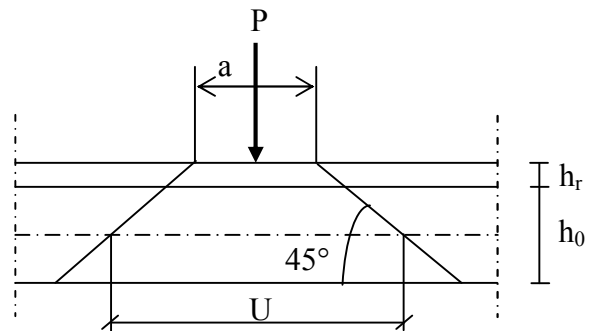
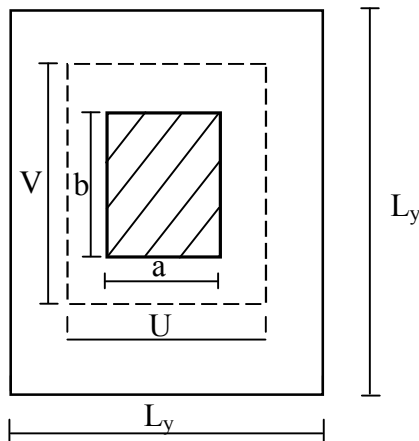


Figure III.7 Répartition de charge localisée sur la dalle

III.4.1.3 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

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,88 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{103}{150} = 0,69 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{103}{170} = 0,61 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,08 \\ M_2 = 0,056 \end{cases}$$

◆ À L'ELU :

On a :

$$M_{x1} = M_1 \cdot q$$

$$M_{y1} = M_2 \cdot q$$

$$\text{Avec : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 75 + 1,5 \times 0 = 101,25 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 101,25 \times 0,08 = 8,1 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 101,25 \times 0,056 = 5,67 \text{ KN.m}$$

Evaluation des moments M_x et M_y dus au poids propre de la dalle :

$$\rho = 88 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,7438 \end{cases}$$

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

$$M'_x = \mu_x q_u l_x^2 \text{ et } M'_y = \mu_y M'_x$$

Donc:

$$\begin{cases} G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,04 = 4,63 \text{ KN / m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN / m}^2 \\ Q_u = 1,35 \times 4,63 + 1,5 \times 1 = 7,75 \text{ KN / m}^2 \end{cases} \quad (\text{dalle})$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 = 0,0476 \times 7,75 \times (1,5)^2 = 0,83 \text{ KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,7438 \times 0,83 = 0,63 \text{ KNm} \end{cases}$$

b) Superposition des moments :

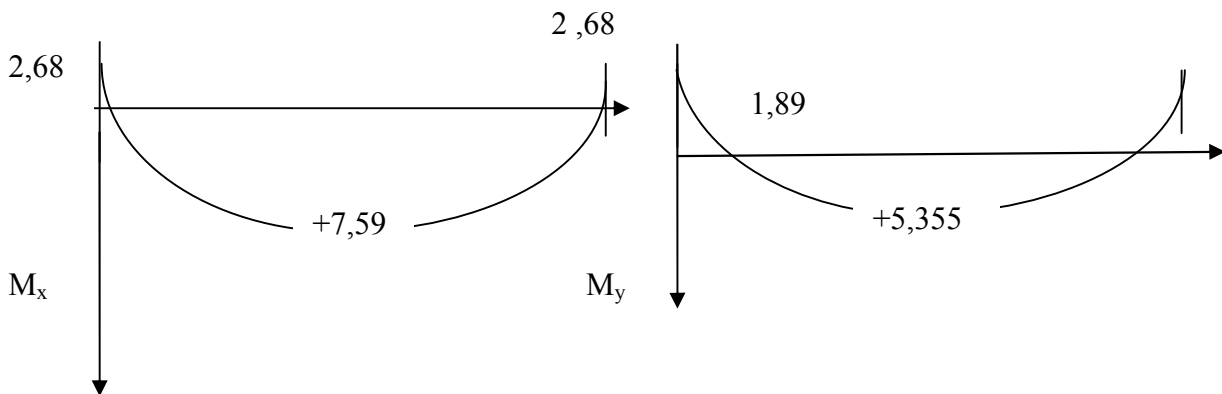
$$M_x(\text{total}) = M_{x1} + M_{x2} = 8,1 + 0,83 = 8,93 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y(\text{total}) = M_{y1} + M_{y2} = 5,67 + 0,63 = 6,3 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

c/ diagramme des moment

Zone	Sens	Mu (KN.m)
Aux appuis	L _x	$0,3 \times 8,93 = -2,68$
	L _y	$0,3 \times 6,3 = -1,89$
En travée	L _x	$0,85 \times 8,93 = 7,59$
	L _y	$0,85 \times 6,3 = 5,355$

Tableau III.7 Calcul des moments



Diag III.8. diagramme des moments

III.4.1.4. Calcul du ferrailage

Ferrailage dans le sens x-x :

Aux appuis:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{2,68 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0,011 < \mu_{lu} = 0,28$$

donc : $A' = 0$ $\mu_{bu} < 0,275$ methode simplifier

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,12m$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b f_{ed}} = \frac{2,68}{0,12 \times 348 \cdot 10^3} 10^4 = 0,64 cm^2$$

Soit 5T10 ($A_u = 3,93 cm^2$, St = 20 cm)

En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{7,59 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0,031 < \mu_{lu} = 0,28$$

donc : $A' = 0$

$\mu_{bu} < 0,275$ methode simplifier

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,1275m$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b f_{ed}} = \frac{7,59}{0,1275 \times 348 \cdot 10^3} 10^4 = 1,71 cm^2$$

Soit : 5T10 (Au = 3,93 cm², St = 20 cm)

Ferraillage dans le sens y-y :

En appuis:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{1,89 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0,0079 < \mu_{lu} = 0,28$$

donc : $A' = 0$

$\mu_{bu} < 0,275$ methode simplifier

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,1238m$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b f_{ed}} = \frac{1,89}{0,1238 \times 348 \cdot 10^3} 10^4 = 0,44 cm^2$$

Soit 5T10 (Au = 3,93 cm², St = 20 cm)

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{5,355 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_{lu} = 0,28$$

donc : $A' = 0$

$\mu_{bu} < 0,275$ methode simplifier

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,1282m$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b f_{ed}} = \frac{5,355}{0,1282 \times 348 \cdot 10^3} 10^4 = 1,2 cm^2$$

Soit : 5T10 (Au = 3,93 cm², St = 20 cm)

✓ Condition de non fragilité : (BAEL91)

$$A_{\min} = \delta_0 \times b \times h \times \frac{3 - \rho}{2}$$

avec : $\delta_0 = 0,0008$ pour FeE400

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3 - \frac{1,5}{1,7}}{2} = 1,27 cm^2 / ml$$

Aux appuis : $A_{ua} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}$

En travées : $A_{ut} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}$

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

Diamètre maximal des barres :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

On a choisi des T10, donc la condition est vérifiée.

Espacement des barres :

Armatures A_x parallèles à l_x :

$$S_t \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Armatures A_y parallèles à l_y :

$$S_t \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = \min \{60\text{cm}, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

✓ Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge, on doit vérifier que

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min : \left\{ \begin{array}{c} \frac{0,15F_{bc}}{\gamma_b} \\ 4\text{MPa} \end{array} \right\} = 2,5\text{MPa}.$$

$$U = V \rightarrow V = \frac{q}{2 \cdot x_0 + y_0} = \frac{101,25}{2 \times 103 + 103} = 0,328\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{0,238 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,0018 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0018 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.4.3.4 Calcul à l'ELS : $\nu = 0,2$

$$\begin{cases} M_x = p(M_1 + \nu M_2) \\ M_y = p(M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,88 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{103}{150} = 0,69 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{103}{170} = 0,61 \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,08 \\ M_2 = 0,056 \end{array} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = 75(0,08 + 0,2 \times 0,056) = 6,84 \text{ KNm} \\ M_y = 75(0,056 + 0,2 \times 0,08) = 5,4 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

❖ Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$\rho = 0,83 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,7518 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,04 = 4,63 \text{ KN / m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN / m}^2 \quad (\text{dalle}) \\ Q_u = 4,63 + 1 = 5,63 \text{ KN / m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 = 0,0596 \times 5,63 \times (1,5)^2 = 0,755 \text{ KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,7518 \times 0,755 = 0,567 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

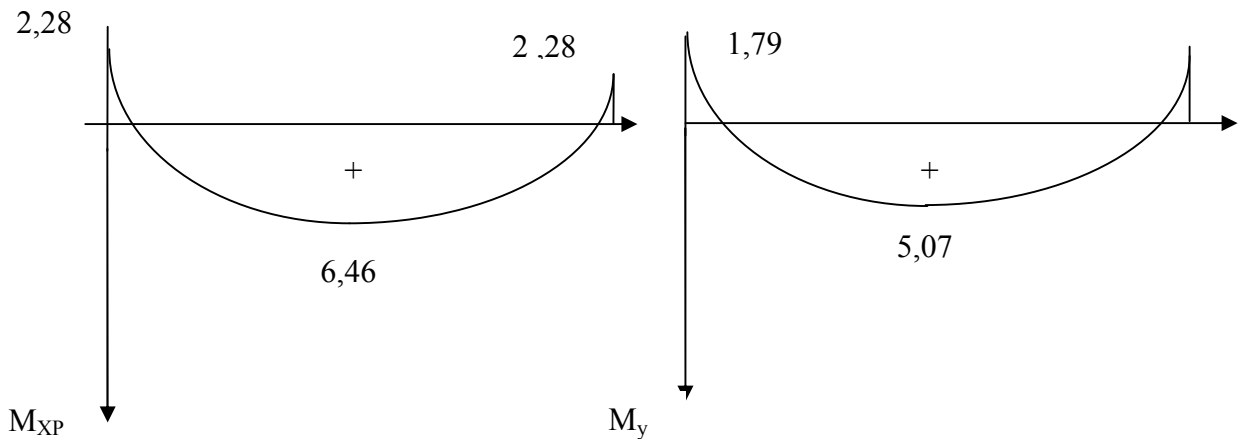
Superposition des moments :

$$M_x (\text{total}) = M_{x1} + M_{x2} = 6,84 + 0,755 = 7,6 \text{ KNm}$$

$$M_y (\text{total}) = M_{y1} + M_{y2} = 5,4 + 0,567 = 5,97 \text{ KNm}$$

Zone	Sens	Mu (KN.m)
Aux appuis	L_x	$-0,3 \times 7,6 = -2,28$
	L_y	$-0,3 \times 5,97 = -1,79$
En travée	L_x	$0,85 \times 7,6 = 6,46$
	L_y	$0,85 \times 5,97 = 5,07$

Tableau III.7 Calcul des moments



Diag III.8. Diagramme des moments

Sens X-X

➤ Aux appuis :

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b f_{ed}} = \frac{2280}{0,113 \times 348} \cdot 10^{-2} = 0,58 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 / ml = 2,51 cm²/ml avec $S_t = 20$ cm.

➤ En travées :

$$A_t = \frac{M_t}{Z_b f_{ed}} = \frac{6460}{0,113 \times 348} \cdot 10^{-2} = 1,64 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 / ml = 2,51 cm²/ml avec $S_t = 20$ cm.

Sens Y-Y :

➤ Aux appuis :

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b f_{ed}} = \frac{1790}{0,113 \times 348} \cdot 10^{-2} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 / ml = 2,51 cm²/ml avec $S_t = 20$ cm.

➤ En travées :

$$A_t = \frac{M_t}{Z_b f_{ed}} = \frac{5070}{0,113 \times 348} \cdot 10^{-2} = 1,29 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 / ml = 2,51 cm²/ml avec $S_t = 20$ cm.

Vérification au poinçonnement :

Aucune armature tranchante n'est requise si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : charge de calcul à l'ELU (système de levage)

U_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen de la dalle.

h : hauteur de la dalle.

$$\begin{cases} N_u = 10,125 \text{ t} \\ U_c = 2(U + V) = 2 \times (1,03 + 1,03) = 4,12 \text{ m} \\ h = 0,15 \text{ m} \end{cases}$$

$$10,125 \text{ t} < 0,045 \times 4,12 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} 10^2 = 46,35 \text{ t} \quad \text{ok}$$

Donc la condition est vérifiée.

Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge, on doit vérifier que :

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} V = \frac{q}{2a+b} = \frac{75}{2 \times 0,8 + 0,8} = 31,25 \text{ KN} \\ V = \frac{q}{3a} = \frac{75}{3 \times 0,8} = 31,25 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{3,125 \times 10^4}{1000 \times 135} = 0,231 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1,17 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

Figure III.7 Schéma de ferrailage de la dalle de la salle machine

Chapitre IV

Modélisation et Vérification au RPA

Introduction

Les tremblements de terre ont présentés depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matériels ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique.

IV .1. Etude Dynamique (Vibrations libres)

IV .1. 1. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres Non amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV .1.2. Présentation du logiciel de calcul ETABS V17.0 .1:

On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé **ETABS** pour déterminer :

- ✓ Les périodes propres
- ✓ Les coefficients de participation
- ✓ Les déplacements du plancher
- ✓ Les forces sismiques

Les caractéristiques principales d'ETABS sont :

ETABS 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 (Euro code, UBC, ACI..etc). De plus de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au codes 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 de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000, SAFE, REVIT).

IV .1.3. Modélisation

a) Modélisation de la structure

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastree à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau et qui travaille en trois(3) DDL deux translation suivant (x,y) et une rotation suivant (z) .

b) Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes ; La modélisation est la recherche d'un mécanisme 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.

c) Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).
- 4- Définition des charges (G, Q).
- 5-Affectation des charges revenant aux limites.
- 6- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 7- Définition du séisme.
- 8- Introduction des combinaisons d'actions.
- 9- Affectation des masses sismiques et des inerties massiques.
- 10- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 11- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats

Figure IV.1 Vue en 3 D de la structure modélisée

IV.1.4. Choix de disposition des voiles

Après plusieurs essais, on a choisi la disposition des voiles suivants :

Figure IV.2 Disposition des voiles

IV.1.5. Caractéristiques géométriques du bâtiment

Les caractéristiques géométriques sont : le centre de masse et le centre de torsion

a) Centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G , Y_G) du centre de masse sont données par les formules de barycentre suivantes :

$$\bullet \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : La masse de l'élément « i ». $\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases}$: Les Coordonnées de l'élément « i ».

b) Centre de torsion

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles. En général deux cas se présentent :

- ✓ Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- ✓ Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05 L$, doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans les tableaux ci-dessous.

➤ Centre de masse et de torsion des différents niveaux

TABLE: Centers of Mass and Rigidity							
Story	Diaphragme	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
		m	m	m	m	m	m
STORY1	D1	14,9944	7,4781	14,9934	7,4171	0,001	0,061
STORY3	D3	14,9939	7,4758	14,9974	7,2164	0,0035	0,2594
STORY2	D3	14,9939	7,4761	14,9965	7,3077	0,0026	0,1684
STORY4	D4	14,9938	7,4755	14,9975	7,146	0,0037	0,3295
STORY5	D5	14,9938	7,4755	14,9973	7,0935	0,0035	0,382
STORY6	D6	14,9937	7,4752	14,9971	7,0544	0,0034	0,4208
STORY7	D7	14,986	7,4522	14,9969	7,0209	0,0109	0,4313
STORY8	D8	14,9966	7,4867	14,9968	6,9967	0,0002	0,49

Tableau IV.1. Centre de masse et de torsion

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

$$e_{acc} = \pm 0.05 \max (l_x, l_y) = \pm 0.05 \max (30, 15) = 1.5 \text{ m} \quad e_{acc} = 1.5 \text{ m}$$

Donc $e_{xy} = \max (e_{acc} ; e_{réel}) = 1,5 \text{ m}.$

$$e_{xy} = 1,5 \text{ m}.$$

IV.1.6 Modes de vibration et facteurs de participation massique

Après l'analyse automatique par logiciel ETABS, on a obtenu les résultats suivants :

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Modal	1	0,461	0,667	0,0001	0,667	0,001	0	0
Modal	2	0,428	0,0001	0,67	0,6671	0,6701	0,0005	0,0005
Modal	3	0,272	0,0006	0	0,6707	0,6701	0,6731	0,6736
Modal	4	0,105	0	0,207	0,6707	0,8771	0	0,6736
Modal	5	0,1	0,1992	0	0,8699	0,8771	0,0001	0,6737
Modal	6	0,065	0,0001	0	0,8700	0,8771	0,2108	0,8844
Modal	7	0,049	0,000001274	0,059	0,8700	0,9361	0	0,8845
Modal	8	0,046	0,061	0,000003077	0,9310	0,9361	0,00002732	0,8845
Modal	9	0,045	0	0,00003839	0,9310	0,9361	0,00001272	0,8845
Modal	10	0,044	0	0,0000169	0,9310	0,9361	0,000006698	0,8845
Modal	11	0,044	0,000006454	0,0039	0,9310	0,9400	0,000005505	0,8845
Modal	12	0,044	0	0,00000259	0,9310	0,9400	6,044E-07	0,8845

Tableau IV.2. Modes de vibration et facteurs de participation massique

➤ **Nombre de modes à considérer**

Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes est au moins égale à 90% ($\sum \alpha_i \geq 90\%$) , ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieur à 5% de la masse totale de la structure.

- Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée

(Art 4.3.4 RPA 2003).

Les schémas des trois premiers modes de vibration :

Les trois premiers modes de vibration engendrés par la disposition des voiles, sont schématisés ci-après :

1- Premier mode de vibration : Translation X**Figure IV.3 Premier mode de vibration : Translation X**

2:Deuxième mode de vibration : Translation Y**Figure IV.4Deuxième mode de vibration : Translation Y**

3-Troisième mode de vibration : Rotation**Figure IV.5 Troisième mode de vibration : Rotation**

IV.2 Etude Sismique (Vibrations forcées)

Le but de cette étude est de déterminer les sollicitations engendrées par un éventuel séisme à chaque niveau de notre structure.

Méthode de calcul :

Le règlement RPA 99 (version 2003) propose trois méthodes différentes de calcul :

- ❖ Méthode statique équivalente.
- ❖ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.1.Méthode statique équivalente

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a- Le bâtiment satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30 m en zone III (DELLYS).
- b- Le bâtiment présente une configuration irrégulière tout en respectant, en outre les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- tous les groupes.

Zone II :

- groupe d'usage
- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux (23m).
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux (17m).
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux (10m).

Zone III :

- groupes d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux (17m).
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux (10m).
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux (8m).

Classifications de l'ouvrage selon sa configuration :

➤ Régularité en plan :

- 1-Le bâtiment présente une symétrie orthogonale aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

2- Pour chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

3- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport (longueur / largeur) est inférieure ou égale à 4.

4- Le plancher présente une rigidité suffisante vis-à-vis des contreventements verticaux, ils seront considérés indéformables.

Toutes ces conditions étant vérifiée, le bâtiment est classe régulier en plan.

➤ Régularité en élévation :

1- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

2- La raideur et la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet.

3- La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux ne dépasse pas 20% et elle s'effectue dans le sens d'une diminution avec la hauteur.

La plus grande dimension latérale du bâtiment est inférieur à 1.5 fois sa plus petite dimension.

Toutes ces conditions étant vérifiées, le bâtiment est classé régulier en élévation.

Puisque notre bâtiment est régulier en élévation et en plan, il est classé régulier.

Donc la méthode statique est applicable.

Application :

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

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Classification

Zone III, groupe d'usage 2

Selon le rapport de sol, notre sol est meuble.

S3 : Site meuble.

A : Coefficient d'accélération $\longrightarrow A=0,25$

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

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

$$\eta = 0.88$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen donnée par la formule suivante :

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

T_2 : La période caractéristique associée à la catégorie du site.

Notre site meuble donc $T_1 = 0.15s$ et $T_2 = 0.5s$.

T : La période fondamentale de la structure : elle peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu' au dernier niveau.

C_T : c'est un coefficient qui est en fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$$\Rightarrow T = 0.57 s$$

Dans notre bâtiment le contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé, on peut utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \rightarrow \begin{cases} T_X = 0.09 h_N / \sqrt{D_X} \\ T_Y = 0.09 h_N / \sqrt{D_Y} \end{cases}$$

D : c'est la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$\Rightarrow \begin{cases} T_X = 0.42s \\ T_Y = 0.597s \end{cases}$$

On prend la plus petite valeur de période entre les deux

$$\longrightarrow T_Y = T_X = 0.42s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \quad \text{Avec : } 0 \leq T \leq T_2$$

$$\longrightarrow D = 2.2$$

R : coefficient de comportement

$$\longrightarrow R = 5$$

Q : facteur de qualité

$$Q = I + \sum p_q$$

1- Conditions minimales sur les files de contreventement

$$\longrightarrow \text{observé } P_q = 0$$

2- Redondance en plan

$$\longrightarrow \text{observé } P_q = 0$$

3- Régularité en plan

$$\longrightarrow \text{observé } P_q = 0$$

4- Régularité en élévation

$$\longrightarrow \text{observé } P_q = 0$$

5- Contrôle de la qualité des matériaux

—————→ non observé $P_q=0.05$

6- Contrôle de la qualité d'exécution

—————→ non observé $P_q=0.1$

Donc : $Q = 1.15$

W : poids total du bâtiment

$$W = 42095,97 \text{ kN}$$

La force sismique totale :

$$V = 5325,14 \text{ kN}$$

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur est donnée par la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec : $F_t = 0.07TV$, mais selon le RPA 99 si $T \leq 0.7s$ on prendra $F_t = 0$

On a : $T = 0.42s < 0.7s \Rightarrow F_t = 0$

$$F_i = [(V - F_t)W_i h_i] / \sum (W_j h_j)$$

Ou :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i .

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

h_j : Niveau d'un plancher quelconque.

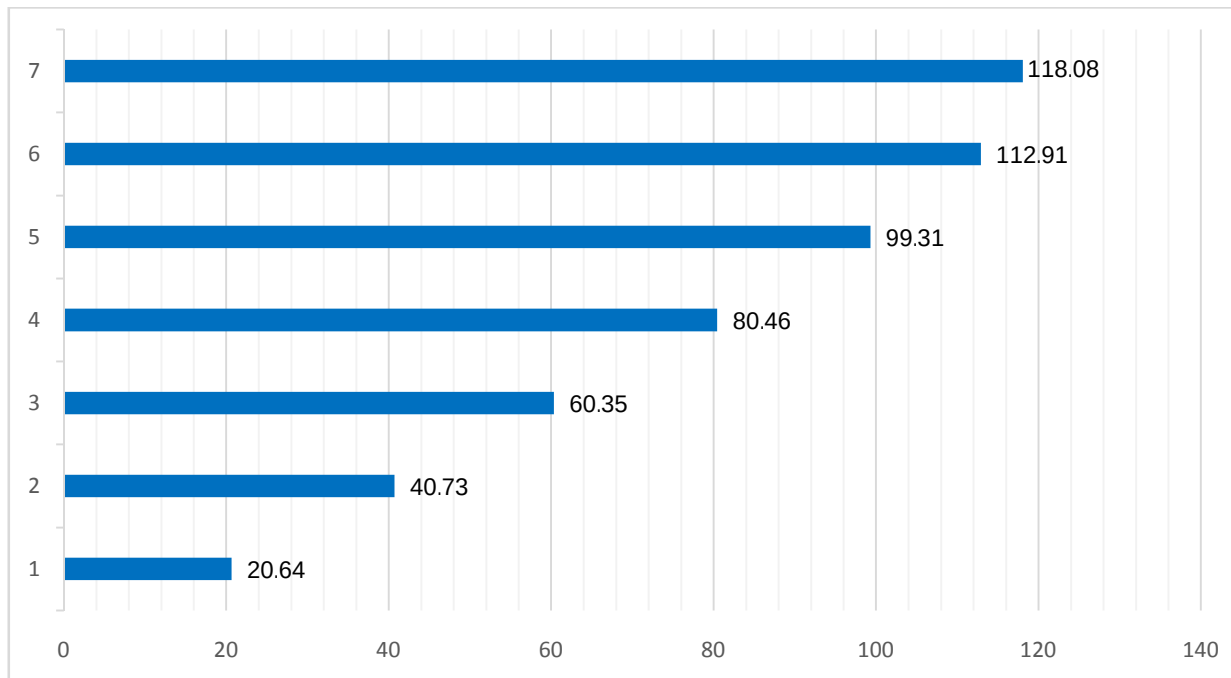
W_i, W_j : Poids revenant aux planchers i, j

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

- Sens longitudinal :

Niveau	h_i	$W_i(t)$	$W_i.h_i$	$V_i(t)$	$F_i(t)$
7	24,48	453,98	11113,4304	118,085534	118,085534
6	21,42	496,1103	10626,6826	230,999139	112,913605
5	17,85	523,642	9347,0097	330,315605	99,3164658
4	14,28	530,3312	7573,12954	410,783742	80,4681374
3	10,71	530,3312	5679,84715	471,134845	60,351103
2	7,14	536,9233	3833,63236	511,86903	40,7341845
1	3,57	544,2496	1942,97107	532,51403	20,6450005
			50116,7028		

Tableau IV.3. Résumé des résultats



Diag IV.1 Diagramme de la force sismique

- **Calcul de l'effort tranchant et du moment :**

L'effort tranchant est calculé par la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i$$

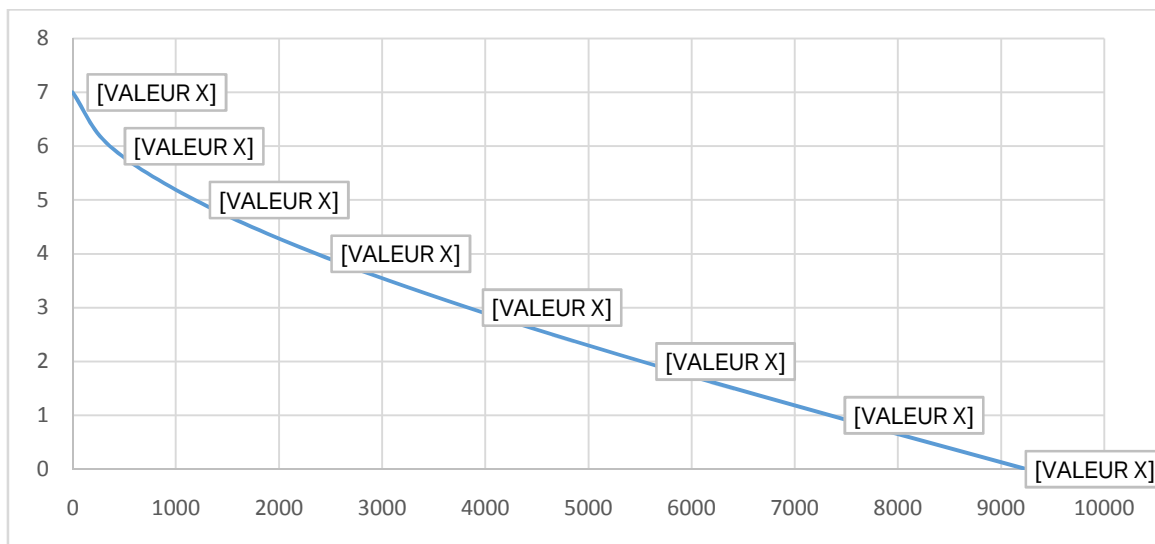
i : étant le niveau.

Le moment fléchissant : $M_i = V_i \times h_e + M_{i+1}$

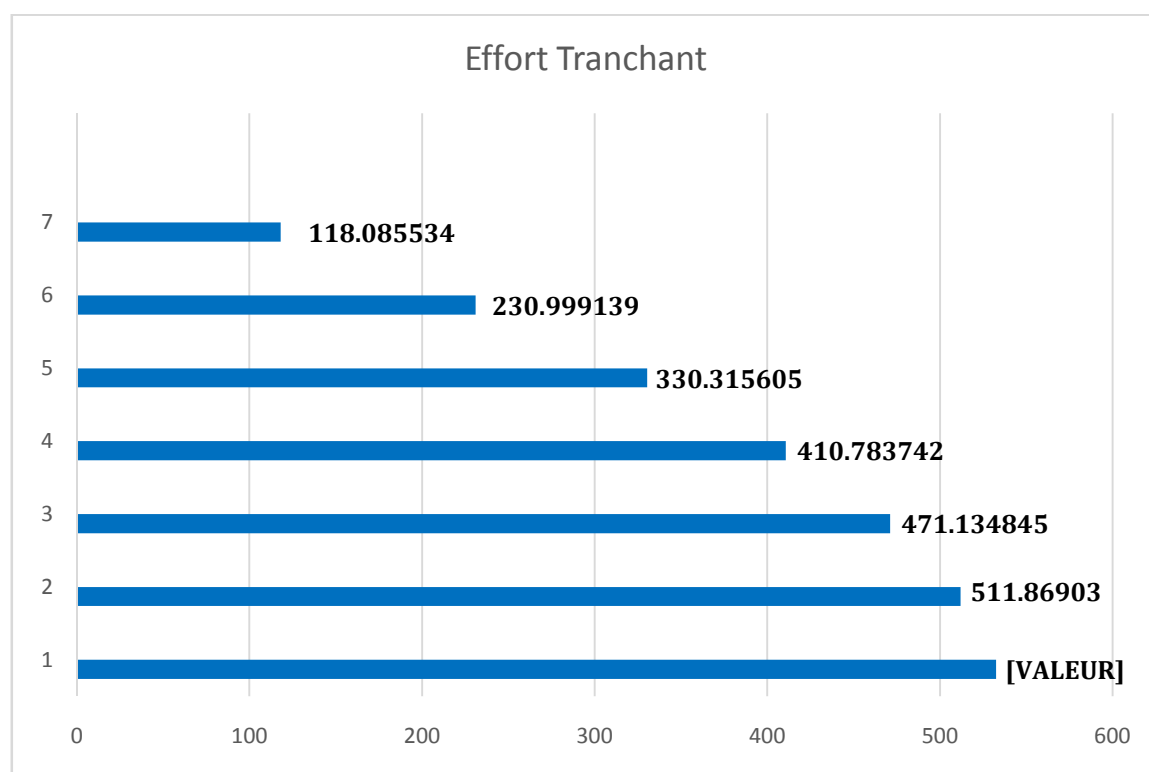
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	h_e	$V_i (t)$	$M_i (t.m)$
7	3,06	118,085534	0
6	3,57	230,999139	361,341734
5	3,57	330,315605	1186,00866
4	3,57	410,783742	2365,23537
3	3,57	471,134845	3831,73333
2	3,57	511,86903	5513,68473
1	3,57	532,51403	7341,05716
			9242,13225

Tableau IV.4 Résumé des résultats



Diag IV.2. Diagramme des moments fléchissant



Diag IV.3. Diagramme des efforts tranchants

- Sens transversal :

On a le même effort sismique dans l'autre sens, donc on a la même distribution.

IV.2.2.Méthode modale spectrale

IV.2.2.1.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.

IV.2.2.2. Application

On a la formule suivante :

$$V_t = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W$$

Avec : V_t : l'effort tranchant modal à la base

α_i : coefficient de participation du mode i

W : poids total de la structure

IV.2.2.3. Spectre de réponse de calcul

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

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

g : accélération de la pesanteur.

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel **Spectre 99 V 2003**

Fig IV.5 Spectre de réponse de calcul

IV.2.2.4. Coefficient d'accélération de zone (A)

Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation et commercial situé à DELLYS wilaya de Boumerdes ; FigIV.1

(Zone III), groupe d'usage 2 **A=0.25**

✓ Terrain meuble (S3) $\Rightarrow$ **T₁ = 0,15 sec** et **T₂ = 0,50 sec**

✓ η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

Suivant l'article 4.2.3 R.P.A 2003, on a la formule suivante :

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

Pour $\xi = 7\%$ (tableau 4.2R.P.A2003) $\eta = 0.882 > 0.7$

IV. 2.2.5. Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Où : 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).

Critère	P_q (S. long)		P_q (S. trans)	
	Obs	N/Obs	Obs	N/Obs
Condition minimale sur les files de contreventement	0.00	/	0.00	/
Redondance en plan	0.00	/	0.00	/
Régularité en plan	0.00	/	0.00	/
Régularité en élévation	0.00	/	0.00	/
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05	/	0.05
Contrôle de la qualité d'exécution	/	0.1	/	0.1
Q (totale)	1.15		1.15	

Tableau IV.5. Valeurs des pénalités

IV.2.2.6. Choix de coefficient de comportement R

On doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales représent par les portiques et les voiles.

Sous charges verticales

Niveau	Voile	Portique	(%) voile	(%) Portique
	F3	F3	F3	F3
1	8453,9463	21467,4523	28%	72%

Tableau IV.6. Pourcentage des charges verticales

Sous charges horizontales

Niveau	Voile		Portique		(%) voile		(%) Portique	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2	F1	F2
1	337,1381	396,7767	245,366	262,5736	57%	60%	43%	40%

Tableau IV.7.Pourcentage des charges horizontales

Avec :

F1 : la charge horizontale suivant X

F2 : la charge horizontale suivant Y

F3 : la charge verticale reprise par l'élément.

Conclusion

On remarque qu'on a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles -> donc (R=5)

IV.2.3. Calcul de l'effort tranchant à la base

Sens longitudinal :

Mode	périodes	Sa/g	α_i	W (KN)	Vt (KN)
1	0,461	0,158125	0,0001	42095,97	0,66564253
2	0,428	0,158125	0,67	42095,97	4459,80492
3	0,272	0,158125	0,0006	42095,97	3,99385515
4	0,105	0,2044375	0	42095,97	0
5	0,1	0,20958333	0,1992	42095,97	1757,46462
6	0,065	0,24560417	0,0001	42095,97	1,03389458
7	0,049	0,26207083	0,000001274	42095,97	0,01405493
8	0,046	0,26515833	0,061	42095,97	680,887923
9	0,045	0,2661875	0	42095,97	0
10	0,044	0,26721667	0	42095,97	0
11	0,044	0,26721667	0,000006454	42095,97	0,0725994
12	0,044	0,26721667	0	42095,97	0

Tableau IV.8.Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale)

Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale).

$V_x=6903,94\text{KN}$.

Sens transversal :

Mode	périodes	Sa/g	α_i (%)	W (KN)	Vt (KN)
1	0,461	0,158125	0,667	42095,97	4439,8356
2	0,428	0,158125	0,0001	42095,97	0,6656425
3	0,272	0,158125	0	42095,97	0
4	0,105	0,2044375	0,207	42095,97	1781,4409
5	0,1	0,20958333	0	42095,97	0
6	0,065	0,24560417	0	42095,97	0
7	0,049	0,26207083	0,059	42095,97	650,89542
8	0,046	0,26515833	0,000003077	42095,97	0,0343458
9	0,045	0,2661875	0,00003839	42095,97	0,4301761
10	0,044	0,26721667	0,0000169	42095,97	0,1901038
11	0,044	0,26721667	0,0039	42095,97	43,870105
12	0,044	0,26721667	0,00000259	42095,97	0,0291342

Tableau IV.9.Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal)**Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal).** **$V_Y=6917,39$ KN****IV.2.3.1. Résolution Des Forces Sismiques De Calcul**

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99** / version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} 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_s .

Si $V_{dyn} < 0.8 V_s$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments,...) dans le rapport :
$$r = \frac{0.8 \times V_s}{V_{dyn}}$$

	V_{dyn} (KN)	V_s (KN)	V_{dyn} / V_s	Obser
Sens Long	6903,94	5325,14	1,29	> 0,80
Sens Trans	6917,39	5325,14	1,29	> 0,80

Tableau IV.10. Vérification de résultantes des forces sismiques

Donc : La condition de l'art 4.3.6 de RPA 99 version 2003 est vérifiée.

IV.2.3.2. 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 :

$$\delta_K = R \delta_{eK} \quad \text{Avec :}$$

- ✓ 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 : $\Delta_{k adm} = 1\%h_0$ Avec : h_0 : est la hauteur d'étage

Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

Sens longitudinal.

SENS XX							
Niveau	δ_{ek} (m)	R	$\delta_k(m)$	δ_{k-1}	Δ_k (x)	$\Delta_{k adm}$	Observation
Terrasse	0,013441	5	0,067205	0,058045	0,00916	0,0306	Vérifiée
Niveau 6	0,011609	5	0,058045	0,04699	0,011055	0,0357	Vérifiée
Niveau 5	0,009398	5	0,04699	0,03592	0,01107	0,0357	Vérifiée
Niveau 4	0,007184	5	0,03592	0,02527	0,01065	0,0357	Vérifiée
Niveau 3	0,005054	5	0,02527	0,01563	0,00964	0,0357	Vérifiée
Niveau 2	0,003126	5	0,01563	0,007635	0,007995	0,0357	Vérifiée
Niveau 1	0,001527	5	0,007635	0,001965	0,00567	0,0357	Vérifiée
RDC	0,000393	5	0,001965	0	/	/	/

Tableau IV.11.Déplacement inter-étage dans le sens xx

Sens transversal

SENS YY							
Niveau	δ_{ek} (m)	R	$\delta_k(m)$	δ_{k-1}	Δ_k (y)	$\Delta_{k adm}$	Observation
Terrasse	0,016955	5	0,084775	0,078775	0,006	0,0306	Vérifiée
Niveau 6	0,015755	5	0,078775	0,06777	0,011005	0,0357	Vérifiée
Niveau 5	0,013554	5	0,06777	0,054605	0,013165	0,0357	Vérifiée
Niveau 4	0,010921	5	0,054605	0,04154	0,013065	0,0357	Vérifiée
Niveau 3	0,008308	5	0,04154	0,02908	0,01246	0,0357	Vérifiée
Niveau 2	0,005816	5	0,02908	0,01791	0,01117	0,0357	Vérifiée
Niveau 1	0,003582	5	0,01791	0,00875	0,00916	0,0357	Vérifiée
RDC	0,00175	5	0,00875	0	/	/	/

Tableau IV.12.Déplacement inter-étage dans le sens 'yy'

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.

IV.2.3.3. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ « RPA 99 [art5-9] »

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

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K)

$$\text{Tel que : } P_K = \sum_{i=K}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

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

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K : hauteur d'étage K.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Sens longitudinal :

Niveau	P	V_X	H	Δ_k	θ_{kx}
Terrasse	4539,822	1522,5068	3,06	0,00916	0,008925933
Niveau6	9500,925	2762,8608	3,57	0,011055	0,01064872
Niveau5	14737,345	3726,3696	3,57	0,01107	0,012263452
Niveau4	20040,657	4496,9742	3,57	0,01065	0,013294529
Niveau3	25343,969	5097,4235	3,57	0,00964	0,01342557
Niveau2	30713,202	5557,9307	3,57	0,007995	0,012375485
Niveau1	36155,698	5878,9466	3,57	0,00567	0,009767695

Tableau IV.13.Vérification de l'effet P-Delta sens 'xx'

Sens transversal :

Niveau	P	V_y	H	Δ_k	θ_{ky}
Terrasse	4539,822	1523,3927	3,06	0,006	0,005843281
Niveau6	9500,925	2765,5001	3,57	0,011005	0,010590441
Niveau5	14737,345	3724,2577	3,57	0,013165	0,014592583
Niveau4	20040,657	4487,4291	3,57	0,013065	0,016343895
Niveau3	25343,969	5083,3948	3,57	0,01246	0,017400856
Niveau2	30713,202	5540,8877	3,57	0,01117	0,017343259
Niveau1	36155,698	5863,4942	3,57	0,00916	0,015821495

Tableau IV.14.Vérification de l'effet P-Delta sens 'yy'**Conclusion**

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieure à 0,1.

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

IV.2.3.4. Vérification vis à vis de l'équilibre d'ensemble : (RPA99/VERS03 Art.5.5.)

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.

$$\checkmark M_{\text{Renversement}} = M_{F_i / O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$\checkmark M_{\text{stabilisateur}} = M_{W / O} = W \times b$$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	M_s / M_r
Sens longitudinal	42095,97	15	631439,55	132030,404	4,78
Sens transversal	42095,97	7,5	315719,77	132030,404	2,39

Tableau IV.15.Vérification vis à vis de l'équilibre d'ensemble

IV.2.3.5. vérification de l'effort normal réduit

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B f_{c28}} \leq 0,3$$

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Niveau	Section	N(KN)	N _{rd}	Remarque
SS ; RDC ; 1	S= 60x60	2765,5305	0,3	Vérifiée
2 ;3 ; 4	S=55x55	1678,24	0,22	Vérifiée
5 ;6	S=50x50	609,93	0,1	Vérifiée

Tableau IV.16.Vérification de l'effort normal réduit

✓ Toutes les justifications exigées par le RPA V99/03 sont satisfaites.

Conclusion

Toutes les exigences recommandées par le RPA99/2003 sont vérifiées. Dans le prochain chapitre, nous allons extraire les efforts internes afin de ferrailer les éléments structuraux.

Chapitre V

Vérification des éléments structuraux

Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments 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).

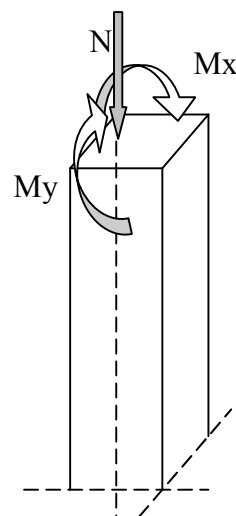
V.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, le ferrailage se fera en flexion composée et les armatures seront déterminées sous les couples de sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{corr}}$$

$$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{corr}}$$

$$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corr}}$$



L'effort normal de calcul est un effort global dû aux charges verticales, pour ferrailer les poteaux. On choisit les poteaux les plus sollicités et on adoptera le ferrailage 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 :

V.1.1. Combinaison des charges :

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

✓ **Selon BAEL 91**

E L U $1,35 G + 1,5 Q$

E L S $G + Q$

✓ **Selon RPA 99** (situation accidentelle)

$G + Q + E$

$0,8G \pm E$

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par **ETABS** :

V.1.2. Efforts internes durable et accidentelle

Niveau	Section	combi	N _{max} (KN)	M _{corr} (KN.m)		M _{max} (KN.m)		N _{corr} (KN)	N _{min} (KN)	M ^{corr} (KN.m)	
				M ₃	M ₂	M ₃	M ₂			M ₃	M ₂
SS+R DC+1	60x60	dur	2765,53	0,3521	0,42	19,27	6,7022	1847,46	1129,06	1,0602	7,0933
		acc	2015,39	54,350	1,070	0,6091	63,239	1986,20	429,601	3,5842	0,2008
2+3+4	55x55	dur	1678,24	0,0528	4,634	28,77	13,302	863,791	514,901	2,038	10,74
		acc	1226,48	41,267	9,178	72,9249	8,4005	386,121	197,682	6,3927	10,866
5+6	50x50	dur	609,935	0,0074	6,664	37,16	9,3522	237,912	144,904	3,4963	17,583
		acc	448,778	35,189	12,49	80,99	11,299	118,027	59,33	9,6864	14,604

Tableau.V.1. Les sollicitations obtenues par ETABS V17.0.1

V.1.3. 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 page 48)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.9%** (zone III).
- ✓ Ferrailage maximum sera de :
 - 3% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm (RPA99/version2003)
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 50ϕ en zone III.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III(RPA99/version2003).

Fig V.1.Ferrailage maximale et minimale

Exemple de calcul :**Section partiellement tendue : $N_u > 0$**

On prend comme titre d'exemple un poteau de (50X 50) (cm²) :

$$\begin{cases} C=C'=3\text{cm} \\ S=50 \times 50 (\text{cm}^2) \\ l=357\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_{\text{cor}} = 237,912 \text{ KN} \\ M_{\text{max}} = 37,16 \text{ KN.m} \\ N_{\text{ser}} = 173,53 \text{ KN} \\ M_{\text{ser}} = 27,64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

e_a : excentricité additionnelle

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 2\text{cm} \\ \frac{l}{250} \end{array} \right\} \Rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

e_1 : excentricité du premier ordre

$$e_1 = e_0 + e_a$$

$$e_1 = \frac{M_{\text{max}}}{N_{\text{cor}}} + e_a = \frac{37,16}{237,912} + 0.02 = 0,17\text{m}$$

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left(15, \frac{20 \times e_1}{h} \right) \square \quad \text{Pas de risque de flambement}$$

l_f : Longueur de flambement du poteau.

h : La hauteur de la section droite dans le plan de flexion.

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0,7 l_0}{h} = 4,99 \leq \text{Max} \left(15; 20 \frac{e_0}{h} \right) \quad CV$$

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.

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} \phi = 2 \\ \alpha = \frac{M_G}{(M_G + M_Q)} = \frac{23,47}{37,16} = 0,63 \end{cases} \Rightarrow e_2 = 0,012m$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,188m$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée seront :

$$M_u = N_u \times e = 237,912 \times 0,188 = 44,77 \text{ KN.m}$$

Les sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus seront:

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 97,11 \text{ KN.m}$$

Les sollicitations corrigées à L'E.L.S :

$$e_{0 \text{ ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{27,64}{173,53} = 0,16m$$

$$e_a = e_{0 \text{ ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,37m$$

$$M_{\text{ser a}} = N_{\text{ser}} \times e_a = 64,21 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,061$$

$$\mu_{bc} = 0,8 \frac{h}{d} \left(1 - 0,4 \frac{h}{d} \right) = 0,488$$

$$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = 1,34$$

$$\mu_{lu} = 0,237$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,088 < 0,275 \Rightarrow \text{méthode simplifiée}$$

$$z_b = d [1 - 0,6 \mu_{bu}] = 0,452m$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z_b f_{ed}} = \frac{97,11 \times 10^{-3}}{0,452 \times 400} = 5,37 \text{ cm}^2$$

Les armatures en flexion composée :

$$A' = A'_{fs} = 0 ;$$

$$A = A_{fs} - \left(\frac{N_u}{f_{ed}} \right) = 5,37 - \frac{237,912 \times 10}{400} = -0,58 \text{ cm}^2 < 0$$

Les résultats trouvés pour les autres cas sont présentés dans le tableau suivant :

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	Choix des barres/nappe
SS+RDC+1^{er} étage	N _{max} =2765,53	M _{cor} = 0,42	60x60	0	11,97	32,4	37,7	4T20
	N _{min} = 1129,06	M _{cor} = 7,09		0				
	N _{cor} =1986,20	M _{max} =63,239		0				
2^{ème} +3^{ème} étage	N _{max} =1678,24	M _{cor} =4,634	55x55	0	9,36	27,22	28,65	2T20 + 2T16
	N _{min} =514,901	M _{cor} = 10,74		0				
	N _{cor} =386,121	M _{max} =72,9249		0				
4^{ème} +5^{ème} étage	N _{max} =609,935	M _{cor} = 6,664	50x50	0	7,19	22,5	24,13	4T16
	N _{min} = 144,904	M _{cor} = 17,583		0				
	N _{cor} = 118,027	M _{max} = 80,99		2,42				

Tableau. V.2.Ferrailage longitudinal

a) 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 page 49)

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.

h₁ : 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'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ Si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$

a-1) Espacement des cadres :

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

✓ Dans la zone nodale : $t \leq 10 \text{ cm}$ en zone III

✓ Dans la zone courante : $t' \leq \text{Min} (b/2 ; h/2 ; 10\phi_{\text{min}})$ en zone III

La valeur la plus restrictive de cette condition sera donnée par les dimensions des poteaux de (50×50) : $St \leq (25\text{cm}; 25\text{cm}; 15,4\text{cm}) \Rightarrow St \leq 15\text{cm}$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de **8 cm** en zone nodale et **10 cm** en zone courante.

a-2) la quantité d'armatures minimale :

✓ La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{txb_1}$ en % est donnée comme suit :

0,3 % si $\lambda_g \geq 5$

0,8 % 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+1 :

$$l_f = 0,7 \times 3,57 = 2,5 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{I_f}{b} = \frac{2,5}{0,6} = 4,16 \Rightarrow \lambda_g = 4,16 \text{ Donc } \rho_a = 3,75$$

Zone courante:

$$A_t = 0,1 \frac{3,75 \times 30,87 \times 10}{0,6 \times 400} = 0,48 \text{ cm}^2$$

Soit : 3,58 cm², 2HA10+4HA8

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t \times b$ en % est donnée comme suit :

On a $3 < \lambda_g = 4,16 < 5 \Rightarrow$ la section minimale est $\frac{A_t}{t \times b} > 0,51\%$ (RPA99/V2003 l'article

7.4.2.2 page 49)

$$\frac{3,58}{(60 \times 10)} = 0,59\% > 0,51\% \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Zone nodale:

$$A_t = 0,08 \frac{3,75 \times 30,87 \times 10}{0,6 \times 400} = 0,38 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 0,38 \text{ cm}^2$

Soit : 3,58 cm², 2HA10+4HA8

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t \times b$ en % est donnée comme suit : On a $3 <$

$\lambda_g = 4,16 < 5 \Rightarrow$ la section minimale est $\frac{A_t}{t \times b} > 0,51\%$ (RPA99/V2003).

$$\frac{3,58}{(60 \times 8)} = 0,74\% > 0,51\% \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

▪ **Pour le N°2+3+4:**

$$l_f = 0,7 \times 3,57 = 2,5 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{I_f}{b} = \frac{2,5}{0,55} = 4,54 \Rightarrow \lambda_g = 4,54 \text{ Donc } \rho_a = 3,75$$

Zone courante:

$$A_t = 0,12 \frac{2,5 \times 42,43 \times 10}{0,55 \times 400} = 0,57 \text{ cm}^2$$

Soit : 3,02 cm², 6HA8

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t \times b$ en % est donnée comme suit :

On a $3 < \lambda_g = 4,16 < 5 \Rightarrow$ la section minimale est $\frac{A_t}{t \times b} > 0,42\%$ (RPA99/V2003 l'article

7.4.2.2 page 49)

$$\frac{3,02}{(55 \times 12)} = 0,45 \% > 0,42\% \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Zone nodale:

$$A_t = 0,1 \frac{3,75 \times 42,43 \times 10}{0,55 \times 400} = 0,72 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 0,72 \text{ cm}^2$

Soit : 3,02 cm², 6HA8

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t \times b$ en % est donnée comme suit : On a $3 <$

$\lambda_g = 4,54 < 5 \Rightarrow$ la section minimale est $\frac{A_t}{t \times b} > 0,42\%$ (RPA99/V2003).

$$\frac{3,02}{(55 \times 10)} = 0,55 \% > 0,42\% \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

▪ **Pour le N°5+6:**

$$l_f = 0,7 \times 3,57 = 2,5 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2,5}{0,50} = 5 \Rightarrow \lambda_g = 5 \text{ Donc } \rho_a = 2,5$$

Zone courante:

$$A_t = 0,15 \frac{2,5 \times 61,60 \times 10}{0,5 \times 400} = 1,155 \text{ cm}^2$$

Soit : 3,02 cm², 6HA8

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t \times b$ en % est donnée comme suit :

On a $\lambda_g = 5 \Rightarrow$ la section minimale est $\frac{A_t}{t \times b} > 0,3\%$ (RPA99/V2003 l'article 7.4.2.2 page 49)

$$\frac{3,02}{(50 \times 15)} = 0,40 \% > 0,3\% \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Zone nodale:

$$A_t = 0,1 \frac{2,5 \times 61,60 \times 10}{0,5 \times 400} = 0,77 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 0,77 \text{ cm}^2$

Soit : 3,02 cm², 6HA8

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t \times b$ en % est donnée comme suit : On a

$\lambda_g = 5 \Rightarrow$ la section minimale est $\frac{A_t}{t \times b} > 0,3\%$ (RPA99/V2003).

$$\frac{3,02}{(50 \times 10)} = 0,60 \% > 0,3\% \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ Les cadres doivent être fermées par des crochets à 135°; ayant une longueur de

10 $\phi_t = 8 \text{ cm}$

Selon le (RPA99/V2003) page 49 en zone III, la longueur minimale de recouvrement est de : 50

$\phi = 80 \text{ cm}$.

V.1.4 Vérifications :

a) Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on le généralise pour tous les poteaux.

$$V_{\max} = 61,60 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \text{ avec : } \tau \text{ Contrainte de cisaillement.}$$

$$\frac{61,60 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,45} = 0,27$$

$$\tau_u = 0,27 \text{ Mpa}$$

On a aussi pour la fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 4,35 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,27 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants :

✓ Zone courante :

Niveau	V _u (KN)	B(cm)	τ_u (MPa)	t' (cm)	λ_g	ρ_a	A _t (cm ²)	A _{tmin}	A adoptée (cm ²)	Choix des Armatures
SS+RDC+1	30,87	60	0,095	10	4,16	3,75	0,48	3,06	3.58	2T10+4T8
2+3+4	42,43	55	0,15	12	4,54	3,75	0,57	2,7	3.02	6T8
5+6	61,60	50	0,27	15	5	2,5	1,115	2,25	3.02	6T8

Tableau. V.3.Armature transversale (Zone courante)

✓ **Zone nodale :**

Niveau	V _u (KN)	B(cm)	τ_u (MPa)	t' (cm)	λ_g	ρ_a	A _t (cm ²)	A _{tmin}	A adoptée (cm ²)	Choix des Armatures
SS+RDC+1	30,87	60	0,095	8	4,16	3,75	0,38	0,24	3,58	2T10+4T8
2+3+4	42,43	55	0,15	10	4,54	3,75	0,72	0,23	3,02	6T8
5+6	61,60	50	0,27	10	5	2,5	0,77	0,15	3,02	6T8

Tableau. V.4.Armature transversale (Zone nodale)**b) 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**

On doit vérifier que $\sigma_{bc} = \frac{y \cdot N_{ser}}{I} \cdot y_{ser} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28}$

Le calcul est relativement complexe et s'effectue comme suit :

On résout l'équation du troisième degré : $y^3 + py + q = 0$ On obtient : y_1, y_2 et y_3

Avec :

$$c = \frac{h}{2} - e_{ser} \rightarrow e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

$$p = -3c^2 - 90A_s' \frac{c-d'}{b} + 90A_s \frac{d-c}{b}$$

$$q = -2c^3 - 90A_s' \frac{(c-d')^2}{b} - 90A_s \frac{(c-d)^2}{b}$$

Puis : $y_{ser} = y + c$ représente la distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la section

On choisit parmi les trois solutions y_1, y_2 et y_3 celle qui donne : $0 \leq y_{ser} \leq d$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	$M_{ser}(kN.m)$	$N_{ser}(KN)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
SS+RDC+1	14,3283	1337,1565	37,70	3,78	15	Vérifiée
2+3+4	20,6943	627,3083	28,65	2,57	15	Vérifiée
5+6	25,1605	189,8491	24,13	1,81	15	Vérifiée

Tableau. V.5.Résumé des résultats obtenus

c) Vérification de la contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec : $\rho_d = 0,075$ Si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho_d = 0,04$ Si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$

Donc : $\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 Mpa$

Niveaux	Section (cm ²)	τ_u (MPa)	τ_{bu}	$\tau_u < \tau_{bu}$
SS+RDC+1	60x60	0,095	1	CV
2+3+4	55x55	0,15	1	CV
5+6	50x50	0,27	1,875	CV

Tableau. V.6.Résumé des résultats obtenus

Vérification des contraintes de cisaillement

V.2. Ferrailage des poutres

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** :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $G + Q + E$
- $0,8G + E$
- $0,8G - E$

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimal des armatures imposé par le RPA99 en zone III.

V.2.1. Recommandation du RPA99/V03 en zone III

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 50Φ en zone III

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 $\phi_{\min}$ 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.2.2. Recommandation du BAEL 91

a/ Armatures longitudinales

- Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité
Suivante :

$$A_{l\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) \dots\dots\dots [\text{Art A.5.1.22}]. \\ S_t = \frac{A_t.f_e}{0,4.b} \dots\dots\dots [\text{Art A.5.1.22}]. \\ S_t \leq \frac{0,9.A_t.f_e}{b.\gamma_s(\tau_u - 0,3.f_{tj})} \dots\dots\dots [\text{Art A.5.1.23}]. \end{array} \right.$$

b/ Armatures transversales

- Volume relatif d'armatures : $\Rightarrow \rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha)0.9 f_e / \gamma_s}$ Avec :

$$A_t \text{ Droites } \alpha = 90^\circ \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$- \tau_0 = 0.3 f_{tj}^* \text{ et } f_{tj}^* = \text{Min}\{f_{tj}; 3.3\text{MPa}\} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$- \tau_0 = 0.3 \times 2.1 \times 1 = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où le volume relatif d'armature vaut : } \rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}^*}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

- Section minimale d'armature d'âme

- Volume minimal d'armatures : $\rho_{t\min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa} \right\}$
- Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\min} \right\}$.
- Espacement : $S_t = \frac{A_t}{\rho_t \cdot b_0}$
- Espacement maximale : $S_{t\max} = \text{Min}\{0.9d; 40\text{cm}\}$.

V.2.3. Application

a/ Sollicitation de calcul

Les poutres travaillent à la flexion simple sous le moment fléchissant. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont donnés dans les tableaux représentés ci-après :

		Sur appuis		en travée		Vmax
		Max	Min	Max	Min	
Poutre (45x30) X-X	Zone I	-101,8919	48,9001	66,1751	31,9951	115,0548
	Zone II	-130,3205	74,1523	68,1667	31,7269	122,0594
	Zone III	-130,1351	75,104	60,1259	26,5857	114,0642
poutre (40x30) Y-Y	Zone I	-68,357	60,6835	6,2823	0,8862	35,7969
	Zone II	-94,8945	86,8041	8,5957	1,5191	47,4036
	Zone III	-97,4026	89,0242	16,6427	1,1181	48,0729

Tableau. V.7. Sollicitation de calcul

b/ Ferrailage des poutres les plus sollicitées

1°/ Armatures longitudinales : Le ferrailage des poutres est calculé par un programme de calcul (SOCOTEC), les résultats par nappe sont présentés dans le tableau ci- après :

Type des poutres	Section (cm ²)	Localisation	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Nombre de barre
Poutre x-x	(30×45)	Sur appuis	8,38	1,52	8,64	2T16 + 3T14
		En travée	4,91	1,52	5,56	2T16 + 1T14
Poutre y-y	(30×40)	Sur appuis	7,08	1,34	7,70	5T14
		En travée	1,31	1,34	4,62	3T14

Tableau. V.8.Ferraillage des poutres - Armatures longitudinales

2°/ Armatures transversales

Poutre	Localisation	A _{t alculer} (cm ²)	A _{t min} (cm ²)	A _{t adopté} (cm ²)	S _{t cal} (cm)	S _{t min} (cm)	S _{t adopté} (cm)
Poutre x-x	Z. nodale	1	1,35	2,01	28	11,25	10
	Z. courante			2,01	28	22,5	15
Poutre y-y	Z. nodale	1	1,35	2,01	54	10	10
	Z. courante			2,01	54	20	15

Tableau. V.9.Ferraillage des poutres - Armatures transversales

2°/ Répartition des armatures transversales• **Méthode CAQUOT :**

Méthode applicable uniquement aux poutres de section constante supportant des charges uniformément réparties.

L_0 : distances de nu d'appuis à la section où l'effort tranchant V_u s'annule ($L_0 = \frac{l}{2}$).

Pour tenir compte :

- De la réduction d'effort tranchant pour transmission directe des charges aux appuis.
- De la réduction de τ_u pour les poutres coulées sans ou avec reprise.

On considère la longueur l_0 suivante :

$$l'_0 = (l_0 - \frac{5 \times h}{6}) (1 - \frac{0.3 \times k \times f_{tj}}{\tau_{u0}})$$

$$\tau_{u0} = \frac{V_{u0}}{b_0 \times d}$$

La répartition des armatures d'âme s'effectue donc de la manière suivante :

- Répartition sur $\frac{5h}{6}$ avec l'espacement initial S_{t0} calculé par V_{u0} .
- Au-delà de la section à $\frac{5h}{6}$, répartition suivant la règle de Caquot avec un nombre de répartitions égal à l'_0 (en mètre).

NB : Il faut vérifier l'espacement exigé par le (RPA 99/V2003).

V.2.4. Vérification

a/ Condition de non fragilité : Les sections d'armatures adoptées doivent satisfaire la

condition suivante : $A_t \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

b/ Vérification du cisaillement du béton

- La contrainte tangente conventionnelle : $\tau_u(0) = \frac{V_u}{b_0 d}$
- La contrainte tangente admissible : en fissuration peut préjudiciable avec des armatures droites ($\alpha=90^\circ$) on aura : $\tau_{u\max} = \text{Min} \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.15}; 5 \text{ MPa} \right\} = 4.347 \text{ MPa}$

c/ Contrainte de compression dans le béton : La condition à vérifier est la suivante :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$$

On effectue cette vérification pour le cas le plus défavorable dans la travée et appuis. Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Poutre	A_{tmin} (cm ²)	A_t (cm ²)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
(45x30)	0,45	2,01	1,00	4.347	7,31	15	OK
(40x30)	0,45	2,01	0,44	4.347	4,33	15	OK

Tableau. V.10.vérification de Contrainte de compression dans le béton

d/ Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification n'est faite.

e/ Influence de l'effort tranchant

$$1^{\circ}/ \text{Influence sur les armatures inférieures : } A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0.9d}}{f_e / \gamma_s}$$

$$2^{\circ}/ \text{Vérification de la compression du béton : } V_u \leq 0.4 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \times a \times b_0$$

Avec : $a = \text{Min}\{\dot{a}; 0.9d\}$, $\dot{a} = b(\text{largeur de l'appui}) = 2 \times 2 \text{ cm}$. (Appui intermédiaire)

3°/ Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum \mu_i} \leq \tau_{su} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$\sum \mu_i$: Sommes des périmètres utiles des barres

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

	Vérification			Observation
Poutre	N°1	N°2	N°3	
(45x30)	$A_s = 26,21 > 8,88$	$V_u = 122,05 \leq 800$	$0,45 < 3.15$	OK

(40×30)	As= 17,40>2,85	Vu= 48,07 ≤ 800	0,21 < 3.15	OK
---------	----------------	-----------------	-------------	----

Tableau. V.11.Vérification de l'adhérence

f/ Etat limite de déformation

- Nécessité de calcul de la flèche :

➤ Condition N°1 : $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0,065$.

➤ Condition N°2 : $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

➤ Condition N°3 : $\frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4,2}{f_e}$.

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Poutre	Condition			Observation
	N°1	N°2	N°3	
(45×30)	0.1 > 0.065	0.1 > 0.012	0.0071 < 0.0105	OK
(40×30)	0.088 > 0.065	0,088 > 0,033	0.0071 < 0.0105	OK

Tableau .V.12.Vérification des conditions liées au calcul de la flèche

NB : Les trois conditions sont satisfaites, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche

V.3. Ferrailage 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 tranchant 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, 1^{er} étage

Zone II : 2^{ème} étage et 3^{ème} étage et 4^{ème} étage.

Zone III : 5^{ème} étage et 6^{ème} étage

V.3.1. 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 ± E , 0,8 ± 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 ferrailage se fera en FPN et il sera symétrique à cause du caractère alternatif du séisme.

V.3.2. Procèdes de calcul

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.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M V}{I}$$

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**.

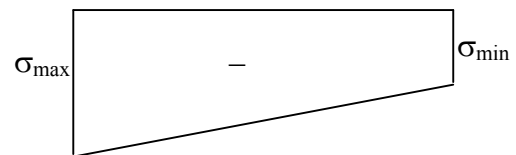
Section partiellement comprimée **SPC**.

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.

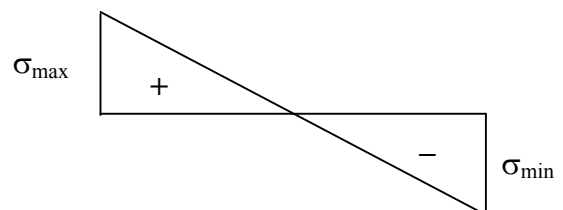
$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] \cdot L_t \cdot e$$



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.

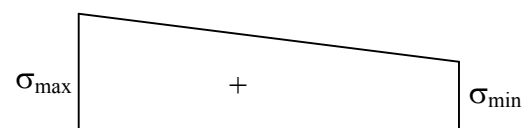
$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] L_t \cdot e$$



3^{ème} cas : Section entièrement comprimée (**S.E.C**)

Une section est dite entièrement comprimée si « N » est un effort de compression.

$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] \cdot L_c \cdot e$$



La plupart de nos voiles sont des sections partiellement comprimées (S.P.C) le 2^{ème} cas

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 : $A_H \geq 0,0015.b.L_{voil}$

A_V : section d'armature verticale.

Ces barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une Longueur de **10** ϕ , et doivent être disposés de telle manière à servir de cadre retenant les armatures verticales.

3) Armatures constructives

Ces aciers sont généralement des épingles, elles sont perpendiculaires aux forces des refends et relient les deux nappes d'armatures verticales

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]

$$0.2\% \leq \frac{A}{S} \leq 0.5\% \quad (S : \text{section du béton comprimé})$$

✓ Traction simple

$$A_{\min} = \frac{B.f_{t28}}{f_e} \quad [\text{A.4.2.1.BAEL91}]$$

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 (**Art7.7.4.1 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%**

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).

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.

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

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

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 :

$$\tau_u : \text{Contrainte de cisaillement ; } \tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable}$$

✓ Exemple d'application:

Voiles A1 ; A4 :

Zone(1)

$L = 4,4 \text{ m}$, $e = 0.20 \text{ m}$

N, M sont données par (ETABS)

$V = 1,25 \text{ m}$

$N = 1116,65 \text{ KN}$

$$M = 1769,13 \text{ KN/m}$$

$$S = 0,2 \times 4,4 = 0,88 \text{ m}^2$$

$$I = (bh^3/12) = 1,42 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} = 7877,17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I} = -8483,04 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = 2,28 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b = \mathbf{1935,38 \text{ KN}}$$

☛ Armature verticale

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \mathbf{48,38 \text{ cm}^2}$$

☛ Armature minimale

- Vérifications vis à vis du **RPAV2003 (art : 7.7.4.1)** :

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2\% bL_t,$$

b : épaisseur du voile.

L_t : longueur de la section tendue.

$$0.2\% bL_t = 0.2 \times 20 \times 250 / 100 = 10 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 10 \text{ cm}^2$$

- La longueur minimal d'après l'article **7.7.4.3 du RPA99V2003** :

Zone d'about : $(440/10) = 44 \text{ cm}$. Avec $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante 396 cm. Avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Nous adoptons alors le même type de ferrailage sur toute la surface du voile

☛ Armature horizontale

$$\text{D'après le BAEL91: } A_H = A_v / 4 = \mathbf{51,27 / 4 = 12,81 \text{ cm}^2}$$

D'après le RPA :

$$A_H \geq 0.15\% . B = 0.15\% . 20 \times 440 = 13,2 \text{ cm}^2$$

Soit donc : **16HA10**. Soit **8HA10/nappe** avec $S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$

☛ 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 $S_t = 10 \text{ cm}$

La zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$

Ferraillage des VOILES

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

- ✓ $\sigma_1, \sigma_2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$: les contraintes de béton.
- ✓ $L_t \text{ (m)}$: Longueur de la zone tendue.
- ✓ $N \text{ (kN)}$: Effort de traction.
- ✓ $A_s \text{ (cm}^2\text{)}$: Section d'armature.
- ✓ $A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$: Section d'armature minimale.
- ✓ $A_H \text{ (cm}^2\text{)}$: Section d'armatures horizontales.
- ✓ $A_t \text{ (cm}^2\text{)}$: Section d'armatures transversales.

On va ferrailler nos voiles selon leurs zones et leurs types :

❖ Sens longitudinale ; on a 02 types de voiles :

Zones		I	II	III
Effort Normal	N (Kn)	-266,5833	-1097,7542	108,9949
Moment de flexion	M (Kn,m)	5278,8948	3589,6212	1146,4434
Epaisseur du voile	e (m)	0,2	0,2	0,2
Longueur du voile	L (m)	4,4	4,45	4,5

Section du voile	A (m²)	0,88		0,89		0,9	
Inertie du voile	I (m4)	1,42		1,47		1,52	
Bras de levier	V (m)	2,2		2,225		2,25	
RÉSULTATS							
Contrainte Traction	σ 1 (KN/m²)	7877,17		4204,70		1819,54	
Contrainte Compression	σ 2 (KN/m²)	-8483,04		-6671,57		-1577,33	
Longueur de la zone tendue	L t (m)	2,28		2,73		2,09	
Longueur de la zone comprimée	L c (m)		2,12		1,72		2,41
Effort de traction	N t (KN)	1935,38		1821,11		329,59	
Section d'armature	A s (cm²)	48,38		45,53		8,24	
Section min BAEL		10,63		10,75		10,87	
Section min R.P.A	A min = 0,2%.Lt.e	9,13		10,92		8,36	
max { A s , Amin }		48,38		45,53		10,87	
A adoptée (cm²)		51,27		47,50		26,70	
Choix des barres	Zone d'about	6HA16/nappe		6HA12/nappe		6HA10/nappe	
	Zone courante	20HA12/nappe		20HA12/nappe		20HA10/nappe	
Espacement (cm)	Zone d'about	10		10		10	
	Zone courante	15		15		15	
Section d'armature horizontale	A horizontale (cm2)	12,10		11,38		2,72	
Section min R.P.A	A min(cm2)	13,20		13,35		13,50	
AH adoptée (cm2)		25,13		25,13		25,13	
Choix des barres		16HA10/nappe		16HA10/nappe		16HA10/nappe	
Espacement (cm)		20		20		20	
Section d'armature transversale	A transversale (cm2)	4 épingles de HA8/ml					
Effort Tranchant	V u (Kn)	1281,5259		1107,2727		589,9808	
Effort normale	Ns(kn)	1497,4944		988,1788		388,4067	
VERIFICATION DES CONTRAINTES							
σ _b (MPa) ≤	15	1,56494	OK	1,028014	OK	0,41318	OK
σ _u (MPa) ≤	3,26	1,62	OK	1,38	OK	0,73	OK
σ _b (MPa) ≤	5	2,27	OK	1,94	OK	1,02	OK

Tableau. V.13.ferrailage des voiles : A1 ;A4 ;B1 ;B4

zones		I	II	III
Effort Normal	N (Kn)	308,5674	144,3581	175,2586
Moment de flexion	M (Kn,m)	606,8086	454,5687	335,725
Epaisseur du voile	e (m)	0,2	0,2	0,2
Longueur du voile	L (m)	1,6	1,625	1,65
Section du voile	A (m ²)	0,32	0,325	0,33
Inertie du voile	I (m ⁴)	0,07	0,07	0,07
Bras de levier	V (m)	0,8	0,8125	0,825
RÉSULTATS				
Contrainte Traction	σ_1 (KN/m ²)	8075,31	5608,51	4230,54
Contrainte Compression	σ_2 (KN/m ²)	-6146,77	-4720,15	-3168,36
Longueur de la zone tendue	L _t (m)	0,69	0,74	0,71
Longueur de la zone comprimée	L _c (m)	0,91	0,88	0,94
Effort de traction	N _t (KN)	425,06	350,53	223,87
Section d'armature	A _s (cm ²)	10,63	8,76	5,60
Section min BAEL		3,86	3,92	3,98
Section min R.P.A	A _{min} = 0,2%.L.t.e	2,77	2,97	2,83
max { A _s , A _{min} }		10,63	8,76	5,60
A adoptée (cm ²)		13,57	13,57	13,57
Choix des barres	Zone d'about	2HA12/nappe	2HA12/nappe	2HA12/nappe
	Zone courante	9HA12/nappe	9HA12/nappe	9HA12/nappe
Espacement (cm)	Zone d'about	10	10	10
	Zone courante	15	15	15
Section d'armature horizontale	A horizontale (cm ²)	2,66	2,19	1,40
Section min R.P.A	A _{min} (cm ²)	4,80	4,88	4,95
AH adoptée (cm ²)		25,13	25,13	25,13
Choix des barres		16HA10/nappe	16HA10/nappe	16HA10/nappe
Espacement (cm)		20	20	20
Section d'armature	A transversale	4 épingles de HA8/ml		

transversale	(cm ²)						
Effort Tranchant	V _u (Kn)	243,6836		212,5794		188,406	
Effort normale	N _s (kn)	847,3764		554,375		217,2563	
VERIFICATION DES CONTRAINTES							
σ_b (MPa) $\leq$	15	2,48968	OK	1,605232	OK	0,6201	OK
σ_u (MPa) $\leq$	3,26	0,85	OK	0,73	OK	0,63	OK
σ_b (MPa) $\leq$	5	1,18	OK	1,02	OK	0,89	OK

Tableau. V.14.ferraillage des voiles : A2 ;A3 ;B2 ;B3:

❖ Sens Transversale ; Il y un type de voiles :

zones		I	II	III
Effort Normal	N (Kn)	-396,5314	-135,9807	166,9677
Moment de flexion	M (Kn,m)	6058,9567	4071,7565	1416,8874
Epaisseur du voile	e (m)	0,2	0,2	0,2
Longueur du voile	L (m)	4,4	4,45	4,5
Section du voile	A (m ²)	0,88	0,89	0,9
Inertie du voile	I (m ⁴)	1,42	1,47	1,52
Bras de levier	V (m)	2,2	2,225	2,25
RÉSULTATS				
Contrainte Traction	σ_1 (KN/m ²)	8938,28	6015,76	2284,61
Contrainte Compression	σ_2 (KN/m ²)	-9839,48	-6321,34	-1913,57
Longueur de la zone tendue	L _t (m)	2,31	2,28	2,05
Longueur de la zone comprimée	L _c (m)	2,09	2,17	2,45
Effort de traction	N _t (KN)	2268,58	1441,33	392,50
Section d'armature	A _s (cm ²)	56,71	36,03	9,81
Section min BAEL		10,63	10,75	10,87
Section min R.P.A	A _{min} = 0,2%.Lt.e	9,22	9,12	8,20
max { A _s , A _{min} }		56,71	36,03	10,87
A adoptée (cm ²)		61,07	40,72	25,13
Choix des barres	Zone d'about	6HA16/nappe	6HA12/nappe	6HA10/nappe

	Zone courante	20HA14/nappe	20HA12/nappe	20HA10/nappe			
Espacement (cm)	Zone d'about	10	10	10			
	Zone courante	15	15	15			
Section d'armature horizontale	A horizontale (cm2)	14,18	9,01	2,72			
Section min R.P.A	A min(cm2)	13,20	13,35	13,50			
AH adoptée (cm2)		25,13	25,13	25,13			
Choix des barres		16HA10/nappe	16HA10/nappe	16HA10/nappe			
Espacement (cm)		20	20	20			
Section d'armature transversale	A transversale (cm2)	4 épingles de HA8/ml					
Effort Tranchant	V u (Kn)	1363,0258	1187,2447	661,9294			
Effort normale	Ns(kn)	1509,0847	998,48	391,0258			
VERIFICATION DES CONTRAINTES							
σ _b (MPa) ≤	15	1,55319	OK	1,049838	OK	0,41701	OK
σ _u (MPa) ≤	3,26	1,72	OK	1,48	OK	0,82	OK
σ _b (MPa) ≤	5	2,41	OK	2,08	OK	1,14	OK

Tableau. V.15.ferrailage des Voiles C1 ;C2 ;D1 ; D2

zones		I	II	III
Effort Normal	N (Kn)	427,1295	301,2405	81,6194
Moment de flexion	M (Kn,m)	595,4944	217,6615	88,2201
Epaisseur du voile	e (m)	0,15	0,15	0,15
Longueur du voile	L (m)	1,8	1,8	1,8
Section du voile	A (m ²)	0,27	0,27	0,27
Inertie du voile	I (m ⁴)	0,07	0,07	0,07
Bras de levier	V (m)	0,9	0,9	0,9
RÉSULTATS				
Contrainte Traction	σ_1 (KN/m ²)	8933,74	3802,88	1391,43
Contrainte Compression	σ_2 (KN/m ²)	-5769,82	-1571,47	-786,84
Longueur de la zone tendue	L t (m)	0,71	0,53	0,65
Longueur de la zone comprimée	L c (m)	1,09	1,27	1,15
Effort de traction	N t (KN)	305,66	62,03	38,37

Section d'armature	A s (cm²)	7,64	1,55	0,96			
Section min BAEL		3,26	3,26	3,26			
Section min R.P.A	A min = 0,2%.Lt.e	2,12	1,58	1,95			
max { A s , Amin }		7,64	3,26	3,26			
A adoptée (cm²)		11,00	11,00	11,00			
Choix des barres	Zone d'about	2HA10/nappe	2HA10/nappe	2HA10/nappe			
	Zone courante	10HA10/nappe	10HA10/nappe	10HA10/nappe			
Espacement (cm)	Zone d'about	10	10	10			
	Zone courante	15	15	15			
Section d'armature horizontale	A horizontale (cm2)	1,91	0,82	0,82			
Section min R.P.A	A min(cm2)	4,05	4,05	4,05			
AH adoptée (cm2)		25,13	25,13	25,13			
Choix des barres		16HA10/nappe	16HA10/nappe	16HA10/nappe			
Espacement (cm)		20	20	20			
Section d'armature transversale	A transversale (cm2)	4 épingles de HA8/ml					
Effort Tranchant	V u (Kn)	235,1408	75,0391	81,2737			
Effort normale	Ns(kn)	435,7633	300,1994	160,5542			
VERIFICATION DES CONTRAINTES							
σ _b (MPa) ≤	15	1,52099	OK	1,047816	OK	0,5604	OK
σ _u (MPa) ≤	3,26	0,97	OK	0,31	OK	0,33	OK
σ _b (MPa) ≤	5	1,35	OK	0,43	OK	0,47	OK

Tableau. V.16.ferraillage du Voile salle machine

CHAPITRE VI

Etudes des fondations

Introduction

Les fondations sont des éléments qui constituent la base d'une construction. Elles ont pour objectif la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (semelles reposant sur le sol ; radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (semelles sur pieux et puits).

Dans un cas général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : dû aux charges et surcharges verticales.
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique.
- **Un moment** ; qui peut être exercé sur différents plans.

Leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage on distingue deux types de fondations :

VI.1. Type de fondation

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures :

Fondation superficielle

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface (profondeur d'ancrage relativement petite). Les principaux types de fondations superficielles rencontrées dans la pratique sont :

les semelles isolées

les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles

les radiers

Fondation profondes

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante. Les principaux types de fondation profonde sont :

- Les semelles sur pieux
- Les semelles sur puits

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

- **Fondations spéciales** : on site les colonnes ballastées qui sont des colonnes en pierres ou de graviers ciments, on l'intègre dans le sol sous des semelles isolées par exemples.

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 justifier 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.

VI.2. Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Le résultat de cette étude est :

- ✓ Contrainte admissible du sol ; $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ kN/m}^2$.

VI.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ Caractéristiques du sol.
- ✓ Nature et homogénéité du bon sol.
- ✓ Charge totale transmise au sol.
- ✓ Raison économique.

Dans notre cas on choisit entre les semelles isolée, les semelles filantes et le radier selon les résultats du dimensionnement.

VI.4.Dimensionnement des semelles

1. Etude de semelle isolée

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol

Et puisque notre structure contient des voiles périphériques donc on a pas à prendre en considération la vérification pour les semelles isolées.

Figure VI.1 : Dimensionnement d'une fondation

$$\times \geq \text{---}$$

Poteau rectangulaire :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \frac{60}{60} = 1 \rightarrow A = B$$

$$\text{D ou } \geq \text{---}$$

Remarque : Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable. »

$$N_{\text{ser}} = 2765.53 \text{ KN}, \quad \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow B = 3,80 \text{ m}$$

❖ Conclusion

Dimensions des semelles trop importantes $\Rightarrow$ Chevauchement $\Rightarrow$

Opter pour des semelles filantes.

2. Etude de semelle filante

a. Dimensionnement des semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{\text{sol}} \cdot L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats seront :

Svl: Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Svt : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal)

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S = S = S_l + S_t$$

b. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

❖ Hypothèse de calcul

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane

telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

❖ Etape de calcul

- ✓ Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- ✓ Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- ✓ Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{cases} e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdal} \\ e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) & \text{Et} & q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \\ q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) \end{cases}$$

On fait le calcul suivant le sens longitudinal pour le portique le plus défavorable.

$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

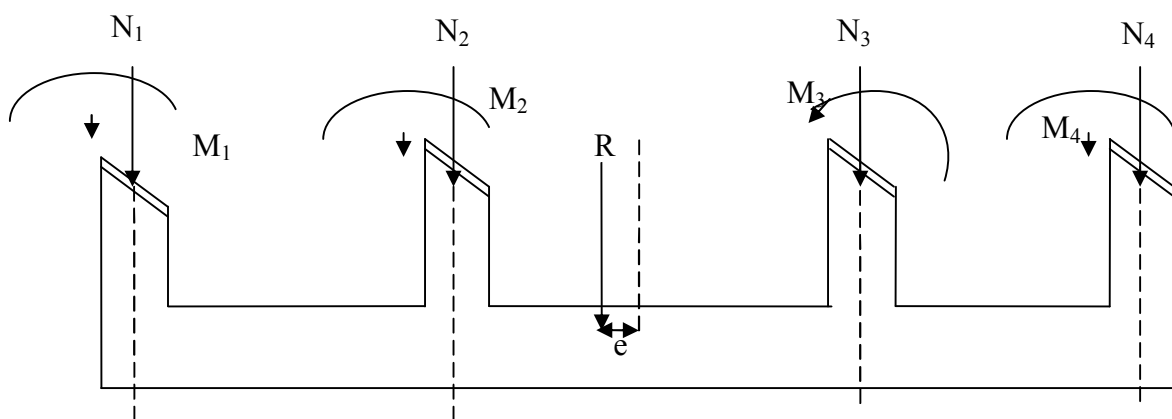


Figure VI.2: Distribution des sollicitations

❖ Calcul de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}}$$

On aura donc : $S = B \times L$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $= \times$

n : nombre de poteaux

$$= S + S$$

La surface totale de la structure :

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure sera : —

Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées sur les tableaux suivants :

- **Sens Longitudinale**

Files	N (KN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (KN/m2)	surfaces
1	12743.3256	200	63,71
2	9234.4565	200	46,17
3	9267.2689	200	46,33
4	12645.4458	200	63,22

Tableau.VI.1. Les surfaces des semelles et les charges appropriées

- **Sens Transversal**

Files	N (KN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (KN/m2)	surfaces
A	5637.4346	200	28,18
G	5622.4578	200	28,11

Tableau.VI.2. Les surfaces des semelles et les charges appropriées

Donc : $\frac{S_s}{S_t} = \frac{275,72}{477,36} = 57,76\% \geq 50\% \Rightarrow$ 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.

3. Etude du radier nervuré

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

3.1. Pré dimensionnement du radier

a) L'épaisseur du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a.1) Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 5,6\text{ m}$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$\text{D'où} \quad 0,7 \text{ m} \leq h_r \leq 1,12 \text{ m}$$

a.2) condition de rigidité

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

$L_{\max}$: 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 ; $K = 40000 \text{ KN/m}^3$

h_r : l'épaisseur du radier.

On a: $L_{\max} = 5,6 \text{ m}$, $E = 32146.18 \text{ MPa}$, $K = 40 \text{ MN/m}^3$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (5,6)^4}{32146.18 \times \pi^4}} \Rightarrow h_r \geq 0,77 \text{ m}$$

Finalement on opte pour : $h_r = 85 \text{ cm}$.

Calcul de D (débordement)

$$D \geq \max \left\{ \frac{h}{2}, 30 \text{ cm} \right\} = \max \left\{ \frac{85}{2}, 30 \text{ cm} \right\} = 42.5 \text{ cm}.$$

On prend $D = 50 \text{ cm}$.

Alors l'emprise total : S'

$$S = 472,5 \text{ m}^2, \quad S' = (472,5 + 58,1) \text{ m}^2.$$

Alors la surface du radier est : $S' = 530,6 \text{ m}^2$.

a.3. Condition de coffrage : est

✓ **pour des nervures**

✓ La hauteur de la poutre est donnée par la

Formule suivante :

$$h_p = \frac{L_{\max}}{10} = \frac{5,6}{10} = 0,56 \text{ m}$$

$$\text{soit } h_p = 60 \text{ cm}$$

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

$$b_p = 50 \text{ cm}$$

✓ **pour la dalle :**

$$h_t = \frac{L_{\max}}{20} = 0,28 \text{ m} \quad \text{On prend } h_t = 30 \text{ cm}$$



Figure.VI.3. Schéma d'un radier

Calcul de surface minimale du radier

La surface minimale du radier est déterminée par la vérification de la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S_{\min}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{\min} = \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{On a : } N_{ser} = 30744,79$$

$$\bar{\sigma}_{adm} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN /m}^2 \Rightarrow S_{\min} = \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{30744,79}{200} = 153,72 \text{ m}^2$$

$$\text{- A l'ELU : } S_{rad} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{adm}} = \frac{42032,1101}{1,33 \times 200} = 158,015 \text{ m}^2$$

- L'emprise totale du bâtiment est de : $530,6 \text{ m}^2$

3.2. Vérifications

3.2. 1 Condition de résistance au 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).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b \dots \dots \dots \text{BAEL 91 Page (357)}$$

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$\gamma_b = 1.5$; $d = 0.9 h$; $b = 1\text{m}$.

$L_{\max}$: la plus grande portée de la dalle = 5m.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} ; d = 0,9 h_r \\ V_u = \frac{q L_{\max}}{2} ; \\ q = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times b \times 0.07 f_{cj}}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{42032,1101 \times 5,6 \times 1.5 \times 10^{-3}}{0.9 \times 2 \times 530,6 \times 1 \times 0.07 \times 25} = 0.211\text{m}$$

L'épaisseur de radier $h_r = 0,85\text{ m}$ est vérifiée vis-à-vis au cisaillement

3.2. 2 .Vérification au 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 : (art A.5.2.4) CBA93.

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \dots \dots \dots \text{BAEL 91 Page (358)}$$

Sous poteau :



Figure.VI.4.Schéma de transmission des charges

N_u : la charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité

$$N_u = 1284,923 \text{ KN}$$

μ_c : périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0,6 + h)$$

$$N_u \leq 0,045 * \mu_c * h * f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u \leq 0.045 \times 4(0,6 + h) \times h \times 25 \times 10^3 / 1.5$$

$$N_u \leq 3000(0,6 + h)h$$

$$3000h^2 + 1800h - 1284,923 \geq 0 \Rightarrow h = 0,85 \text{ m} \geq 0,42 \text{ m}$$



Figure.VI.5. Schéma de transmission des charges

Sous voile :

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (A_4) de longueur $L=4,4\text{m}$.

$$N_u = 1990,2462 \text{ KN}$$

Ce qui donne un effort normal pour une mètre linéaire égal à:

$$N_u = 4316,98/4,4 = 981,13 \text{ kN/ml}$$

μ_c : périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0,2 + 1 + 2h)$$

$$N_u \leq 0,045 \mu_c h f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u \leq 0,045 \times 2(0,2 + 1 + 2h) h \times 25 \times 10^3 / 1,5$$

$$N_u \leq 1500 (1,2 + 2h) h$$

$$3000h^2 + 1800h - 981,13 \geq 0$$

$$\Rightarrow h = 0,85 \text{ m} \geq 0,345 \text{ m}$$

L'épaisseur de radier $h_r = 0,85 \text{ m}$ est vérifiée vis-à-vis du risque de rupture par poinçonnement

Conclusion

Pour satisfaire à toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier $h = 0,85 \text{ m}$

Caractéristiques géométriques

➤ du radier :

Centre de masse du radier

$$(X_r, Y_r) = \{15,5 ; 8\} \text{ m}$$

$$L'_{\text{inertie}}: \begin{cases} I_x = 39721,33 \text{ m}^4 \\ I_y = 10581,33 \text{ m}^4 \end{cases}$$

➤ De la structure :

$$a/ \text{ Centre de masse : } (X_G, Y_G) = \{14,99 ; 7,47\} \text{ m}$$

L'excentricité :

$$e_x = |X_r - X_G| = 0,51 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_r - Y_G| = 0,53 \text{ m}$$

3.3. 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, leur diagramme est triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

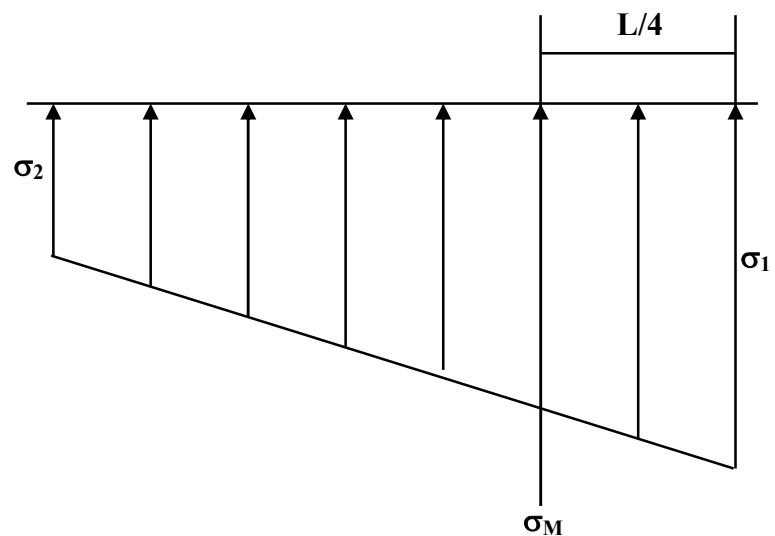
$$\sigma_m = 1.33 \times \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \times V}{I}$$



Diag.VI.1 Diagramme des contraintes

N : effort normal dû aux charges verticales

M : Moment dus aux charges verticales excentrées

	ELU		ELS	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (MN)	65,36	65,36	47,56	47,56
M (MN.m)	33,33	34,64	24,25	25,20
V (m)	15,5	8	15,5	8
I (m4)	39721,33	10581,33	39721,33	10581,33
σ_1 (MPa)	0,144	0,158	0,10	0,121
σ_2 (MPa)	0,118	0,105	0,0864	0,114
σ_m moy(MPa)	0,1375	0,144	0,097	0,119
σ_{adm} (MPa)	0,266	0,266	0.2	0.2
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau (VI. 3) : Vérification des contraintes sous le radier

- **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 = 3,55 m.

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0,8G \pm E$.
- Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison $G + Q + E$

	0,8G+E		G + Q + E	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (MN)	31,76	31,76	47,56	47,56
M (MN.m)	37,57	38,13	45,63	46,51
V (m)	15,5	8	15,5	8
I (m4)	39721,33	10581,33	39721,33	10581,33
σ_1 (MPa)	0,078	0,092	0,113	0,13
σ_2 (MPa)	0,05	0,035	0,078	0,06
σ_m moy(MPa)	0,071	0,077	0,104	0,11
σ_{adm} adm(MPa)	0,266	0,266	0,266	0,266
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau(VI.4) : Vérification de soulèvement

- 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 résultantes des charges verticales

M : moment du au séisme

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

	0,8G+E		G+Q+E	
	Longitudinal	Transversale	longitudinal	Transversale
N(KN)	31,76	31,76	47,56	47,56
M(KN.m)	37,57	38,13	45,63	46,51
$e = M/N$	1,183	1,2	0,95	0,97
$L/4$	7,5	4	7,5	4
La condition	Vérifié	vérifié	vérifié	vérifié

Tableau(VI.5) : Vérifications de la stabilité au renversement

✓ La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

• Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Le poids de radier : $G_{\text{rad}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nervure}} + G_{\text{remblai}} = 9222,5 \text{ KN}$

$$N_t = N + N_{\text{Grad}}$$

N : effort normal dû aux charges verticales.

N_{Grad} : effort normal dû au poids propre du radier

$$N_t = N + N_{\text{Grad}} = 47,56 + 9,22 = 56,78 \text{ MN}$$

$$\sigma = \frac{N_t}{S_{\text{rad}}} = 0,114 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 0,2 \text{ MPa} \text{ la condition est vérifiée.}$$

• 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 :

$$W = W_{\text{rad}} + W_{\text{voile périphérique}} + W_{\text{bât}}$$

$$W = 9222,5 + 1057,5 + 47560 = 57840 \text{ KN}$$

- F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s = 1,5$.

- γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN / m}^3$).

- Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 3,55 \text{ m}$).

- S : surface du radier ($S = 496 \text{ m}^2$).

$$\Rightarrow F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 3,55 \times 496 = 26412 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI .5. 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.5.1. 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:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Page (355)}$$

Évaluation des charges et surcharges :

- ELU : $q_u = \max \left\{ \frac{\sigma_{\text{moy}(u)\text{max}}}{S_{\text{rad}}} \right\} = 144 \text{KN} / \text{m}^2$

- ELS : $q_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} = 95,88 \text{KN} / \text{m}^2$

c. Calcul du ferrailage longitudinal :

$$\alpha = \frac{5}{5} = 1 > 0.4 \text{ le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \text{ Dans le sens de la petite portée.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \text{ Dans le sens de la grande portée.}$$

Les valeurs de μ_x , μ_y sont données par le BAEL.

❖ Les efforts à L'ELU : $\nu = 0$

Sens x-x

$$\mu_x = 0.0368$$

$$M_x = \mu_x \times q_{ul} \times l_x^2 = 132,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 99,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0,50 \times M_x = 66,24 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$\mu_y = 1$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 132,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y = 99,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,50 \times M_y = 66,24 \text{ KN.m}$$

❖ Les efforts à L'ELS : $\nu = 0,2$

Sens x-x

$$\mu_x = 0,0441$$

$$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 105,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 79,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0,50 \times M_x = 52,85 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$\mu_y = 1$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 105,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y = 79,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,50 \times M_y = 52,85 \text{ KN.m}$$

Ferrailage

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 3,80 \text{ cm}^2$$

➤ Espacement maximal :

$$S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}, 3hr) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}, 4hr) \Rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Pages (360)}$$

Calcul des armatures à L'ELU :

$$b=1\text{m} \quad h=35\text{cm} \quad d=31,5\text{cm} \quad f_{bu}=14.17\text{MPa.}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Dans le sens (x x)		Dans le sens (y y)	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
M_u (KN.m)	98,36	66,24	98,36	66,24
A_s (cm ² /ml)	9,02	6	9,02	6
$A_{s \min}$ (cm ² /ml)	3,80	3,80	3,80	3,80
Choix Ø	6HA14	6HA12	6HA14	6HA12
$A_{s \text{adopté}}$ (cm ²)	9,24	6,79	9,24	6,79
S_t (cm)	15	15	15	15

Tableau (VI.6) : Calcul des armatures à L'ELU

Détermination des armatures à L'ELS : fissuration très préjudiciable.

	Dans le sens (x x)		Dans le sens (y y)	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
M_{ser} (KN.m)	79,28	52,85	79,28	52,85
$A_{s \min}$ (cm ² /ml)	3,80	3,80	3,80	3,80
Choix Ø	10HA16	6HA16	10HA16	6HA16
$A_{s \text{adopté}}$ (cm ²)	20,11	12,06	20,11	12,06
S_t (cm)	10	15	10	15

Tableau (VI.7) : Calcul des armatures à L'ELS

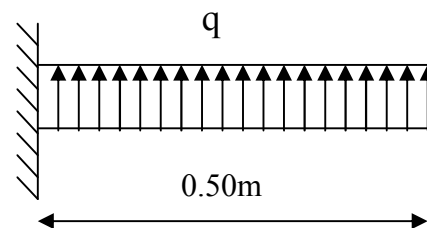
VI .5.2. Ferrailage du débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L=0.50$ m, le calcul de Ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

$h=0,50$ m, $b=1$ m, $d=0,9h=0,45$ m

Le ferrailage sera fait en flexion simple et en

Fissuration préjudiciable.



- **Pourcentage minimal**

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,8 \text{ cm}^2$$

- **L'ELU :**

$$M_{\max} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{144 \times 0,50^2}{2} = 18 \text{ kN.m}$$

$M_u \text{ (kN.m)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{s \min} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	choix	$A_s \text{ adopté (cm}^2\text{)}$
18	1,6	3,8	4HA12	4,52

Tableau (VI.8) : Choix des armatures à L'ELU

- **L'ELS : (fissuration préjudiciable)**

$$M_{\max} = \frac{q_s l^2}{2} = \frac{98,88 \times 0,5^2}{2} = 12,36 \text{ kN.m}$$

$M_{ser} \text{ (kN.m)}$	$A_{s \min} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	choix	$A_s \text{ adopté (cm}^2\text{)}$
12,36	3,80	4HA12	4,52

Tableau (VI.9) : Choix des armatures à L'ELS❖ **Calcul de l'espacement**

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_L}{4}$$

NB : Le ferrailage du débord sera fait par prolongement des armatures adoptées pour les panneaux.

- **Vérification au cisaillement**

- $$\tau_b = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \overline{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}, \quad V_u = q_u \cdot L = 72kN$$

$$\tau_u = 0,228 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

⇒ 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.

VI.5.3. 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 :

$$h_t = 85\text{cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} b = 60\text{cm} \end{array} \right.$$

Tel que la largeur du poteau le plus large est de 60cm,

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 nervures

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 :

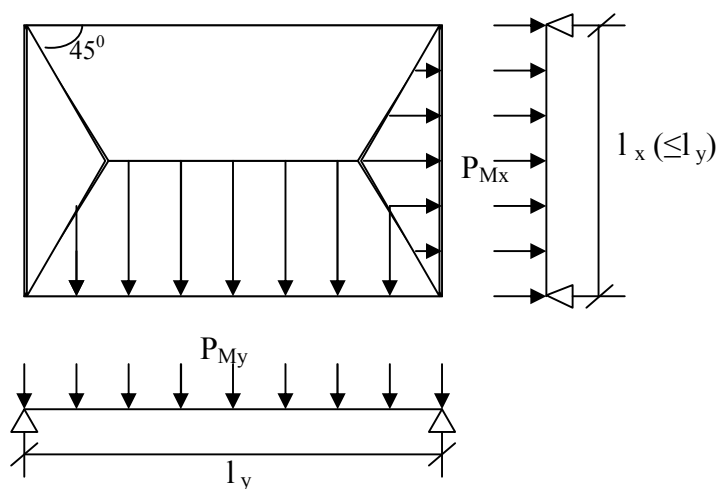
- formant un angle de 45° avec les rives du panneau
- ou parallèles à son grand côté.

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 :

Elément	Trapèze	Triangle
P_M	$\left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \frac{PL_X}{2}$	$\frac{PL_X}{3}$

$$\alpha = \frac{L_X}{L_Y} \leq 1$$



Diag.VI.2. Diagramme de Transmission des charges des dalles aux poutres

✓ **A l'ELU :**

➤ **Sens X-X :**

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file 3 (distribution triangulaire) les travées sont toutes de même longueur donc le calcul s'applique sur elles toutes

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	PM1 (KN/ml)	PM2 (KN/ml)	PM (KN/ml)
1-2	1	1	137,5	229,16	229,16	458,33

Tableau(VI.10): Détermination des efforts Sens X-X

➤ **Sens Y-Y :**

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file E-E (distribution trapézoïdale)

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	PM1 (KN/ml)	PM2 (KN/ml)	PM (KN/ml)
D-E	1	1	144	240	240	480

Tableau(VI.11) : Détermination des efforts Sens Y-Y

✓ **A l'ELS**➤ **Sens X-X :**

travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	PM1 (KN/ml)	PM2 (KN/ml)	PM (KN/ml)
1-2	1	1	97	161,16	161,16	323,33

Tableau(VI.12) : Détermination des efforts Sens X-X

➤ **Sens Y-Y :**

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	PM1 (KN/ml)	PM2 (KN/ml)	PM (KN/ml)
A-B	1	1	119	198,33	198,33	396,66

Tableau(VI.13) : Détermination des efforts Sens Y-Y

2) Ferrailage

Le calcul de ferrailage pour une semelle rigide se fait à la flexion simple. On calcule les armatures avec le moment maximum aux appuis et en travée.

Le ferrailage adopté est résumé sur le tableau suivant :

❖ Armatures longitudinales

b: largeur de la dalle de compression $\Rightarrow b = 2b_1 + b_0$

$$b_1 < \min \begin{cases} \frac{L_0}{2} = 250 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = 50 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{On prend } b_1 = 40 \text{ cm}$$

Donc : $b = 140 \text{ cm}$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$



Figure .VI.4. Dimensionnements de la nervure

➤ Sens X-X :

Zone	Moment	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix des barres	$A_{\text{adopté}}$
Travée	539,45	22,21	12,93	10HA20	31,42
Appuis	734,33	30,58	12,93	6HA25+4HA20	42,02

Tableau (VI.14) : choix de ferrailage sens x-x.

➤ Sens Y-Y :

Zone	Moment	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix des barres	$A_{\text{adopté}}$
Travée	560	23,08	12,93	2HA25+8HA20	34,95
Appuis	700	29,09	12,93	6HA25+4HA20	42,02

Tableau (VI.15) : choix de ferrailage sens y-y.

❖ Armatures transversales

❖ Diamètre des armatures transversal

$$\phi_t = \frac{\phi_L}{3} = \frac{\phi_{25}}{3} = 8,33 \text{ mm} \quad \text{On choisit 3 cadre de } \square 10 \text{ sens x-x et sens y-y.}$$

➤ 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 $S_t \leq \min(h/4, 12\square_L) = 35\text{cm}$

- En dehors de la zone nodale $S_t \leq h/2 = 42.5\text{cm}$

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

$$A_{\min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e) \Rightarrow A_{\min} = 12,93 \text{ cm}^2$$

$$A_L = A_T = 39,27 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

2) Vérification de l'effort tranchant :

($TU = 1440,24 \text{ kN}$). donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = 1,34 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

❖ A l'ELS

1) Vérification des contraintes : (fissuration préjudiciable)

Dans le béton : On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot K \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Dans l'acier : On doit vérifier que :

$$\sigma_s = \eta \cdot K (d - y_1) \leq \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

- **Sens XX :**

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _{adop}	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Obser
Travée	388,5	31,42	4,68	188,8	15	201,6	CV
Appuis	528,85	42,02	5,72	194,6	15	201,6	CV

Tableau (VI.16): Vérification des contraintes à l'ELS (sens transversal)

- **Sens YY :**

- **Tableau (VI.17) : Vérification des contraintes à l'ELS (sens longitudinal).**

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _{adop}	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Obser
Travée	432,08	34,95	5	189,6	15	201,6	CV
Appuis	540,10	42,02	5,84	198,8	15	201,6	CV

Figure .VI.5. Schémas de ferrailage des nervures

VI .6. Etude de voile périphérique

Comme notre ouvrage est situé en zone III 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 2,7 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 .6.1. 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 .6.2. Dimensionnement

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- Épaisseur de 20 cm
- Hauteur de 2,7 m
- Longueur de 80 m

Figure.VI.6. répartition des charges de voile périphérique**VI.6.3. 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 poussées des terres.

a) Données

Poids volumique : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.

Angle de frottement interne : $\varphi = 10^\circ$

b) Poussée due aux terres :

$$\sigma_h = K_0 \cdot \gamma h \cdot H$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres au repos

$$K_0 = \tan^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0.704$$

$$H = 0 \text{ m} \quad \sigma_h = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$H = 2,7 \text{ m} \quad \sigma_h = 34,214 \text{ kN/m}^2.$$

VI.7.5 Méthode de calcul :

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calculé comme étant une dalle appuyée sur quatre côtés.

❖ **Contrainte totale**

$$\text{➤ ELU : } \sigma_u = 1.35 \sigma_{h(0)} + 1.5 \sigma_q = 0 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{\min}$$

$$\sigma_u = 1.35 \sigma_{h(2,7)} + 1.5 \sigma_q = 46,18 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{\max}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 23,10 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{➤ ELS : } \sigma_{\text{ser}} = \sigma_{h(0)} + \sigma_q = 0 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{\min}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \sigma_{h(3,20)} + \sigma_q = 34,21 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{\max}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 17,105 \text{ kN/m}^2$$

VI.6.4. 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.

$$l_x = 2,70 \text{ m} \quad l_y = 5,00 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.54 \quad 0.4 \leq \alpha \leq 1 \quad \text{Le panneau porte sur les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times \sigma_{\text{moy}} \times l_x^2 \quad \text{Dans le sens de la petite portée.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \quad \text{Dans le sens de la grande portée}$$

Les valeurs de μ_x , μ_y sont données par le BAEL.

$$\text{Ventilation des moments} \quad \begin{cases} M_t = 0.85 M_0 \\ M_{\text{app}} = 0.3 M_0 \end{cases}$$

❖ **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 :

$$\text{ARPA} = 0.1 \cdot b \cdot h / 100 = 0.1 \cdot 20 \cdot 100 / 100 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Selon le BAEL 91, le ferrailage minimal est de :

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

❖ Evaluation des moments

	Lx(m)	Ly(m)	α	μ_x	μ_y	σ (KN/m ²)	Mx(KN.m)	My(MN.m)
ELU	2,7	5,00	0,54	0,0908	0,25	23,10	15,29	3,82
ELS	2,7	5,00	0,54	0,0948	0,405	17,105	11,82	4,79

Tableau(V.18): Moment longitudinal et transversal

❖ Calcul des armatures

➤ à l'ELU

	Sens XX (vertical)		Sens YY (horizontal)	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M_u (kN.m)	4,58	12,99	1,146	3,247
A_s(cm²/ml)	0,78	2,23	0,19	0,55
A_{smin}(cm²/ml)	2	2	2	2
Choix de Φ	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
A_s adopté (cm²)	3,93	3,93	3,93	3,93

Tableau(V.19) : Ferrailage du voile à l'ELU

VI.6.5. Vérification des contraintes tangentielles à l'ELU

❖ Calcul de l'effort tranchant

$$\begin{cases} V_x = q_U \frac{l_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \Rightarrow V_x = 24,55 kN \\ V_y = q_U \frac{l_x}{3} \leq V_x \Rightarrow V_y = 20,79 kN < V_x \end{cases}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \begin{cases} 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3,33 MPa \\ 5 MPa \end{cases} \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 0,14 MPa < \overline{\tau}_u$$

❖ 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 suivante :

$$\tau_u = 0,14 MPa \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 1,17 MPa$$

VI.6.6. Vérification des contraintes à l'ELS

	position	Mser (kN.m)	A (cm ²)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	σ _S (Mpa)	σ̄ _S (Mpa)
Sens	Appuis	3,54	3,93	1,15	15	57,4	201,6
XX	Travée	10,047	3,93	3,26	15	162,9	201,6
Sens	Appuis	1,43	3,93	0,46	15	23,2	201,6
YY	Travée	4,07	3,93	1,32	15	66	201,6

Tableau(V.20) : Vérification des contraintes à l'ELS

Nappe intérieure et inférieure

Figure.VI.7.Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion

La compréhension des facteurs influant sur le comportement dynamique d'une structure nécessite l'analyse de plusieurs configurations de système structural, une bonne distribution des voiles peut réduire considérablement les effets, des modes de torsion induisant des efforts supplémentaires et améliorer le comportement de la structure durant le séisme.

La justification de l'interaction portiques voiles permet de quantifier la part de l'effort tranchant reprise par les voiles et celle reprise par les portiques, donc son but est beaucoup plus économique que résistante.

Cette présente étude m'a permis de mettre en application les connaissances acquises durant ma formation et de les enrichir par l'utilisation des logiciels de calcul des structures comme ETABS.

- Enfin mon objectif est de réduire le risque sismique et pour cela, il faut avoir des bonnes connaissances dans ce domaine.

Bibliographie

- ❖ BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limitent.
- ❖ Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- ❖ DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).
- ❖ Les cours et TD du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C)
- ❖ Le béton armé aux états limites (M.BELAZOUGUI).

NOTATIONS 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 a l'âge de j jours.

E_{vj} : Module de Young diffère a 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.

2. 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.

3. 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 (η).

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

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

μ_u : 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 (ψ).

4. Unités :

Les unités utilisées en béton armé sont celles du système international (SI) et leurs multiples

m, (cm, mm) : Longueur, dimension, portée.

cm² : Section d'acier.

m² : Section.

kN, (N, MN) : Charge ponctuelle.

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

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

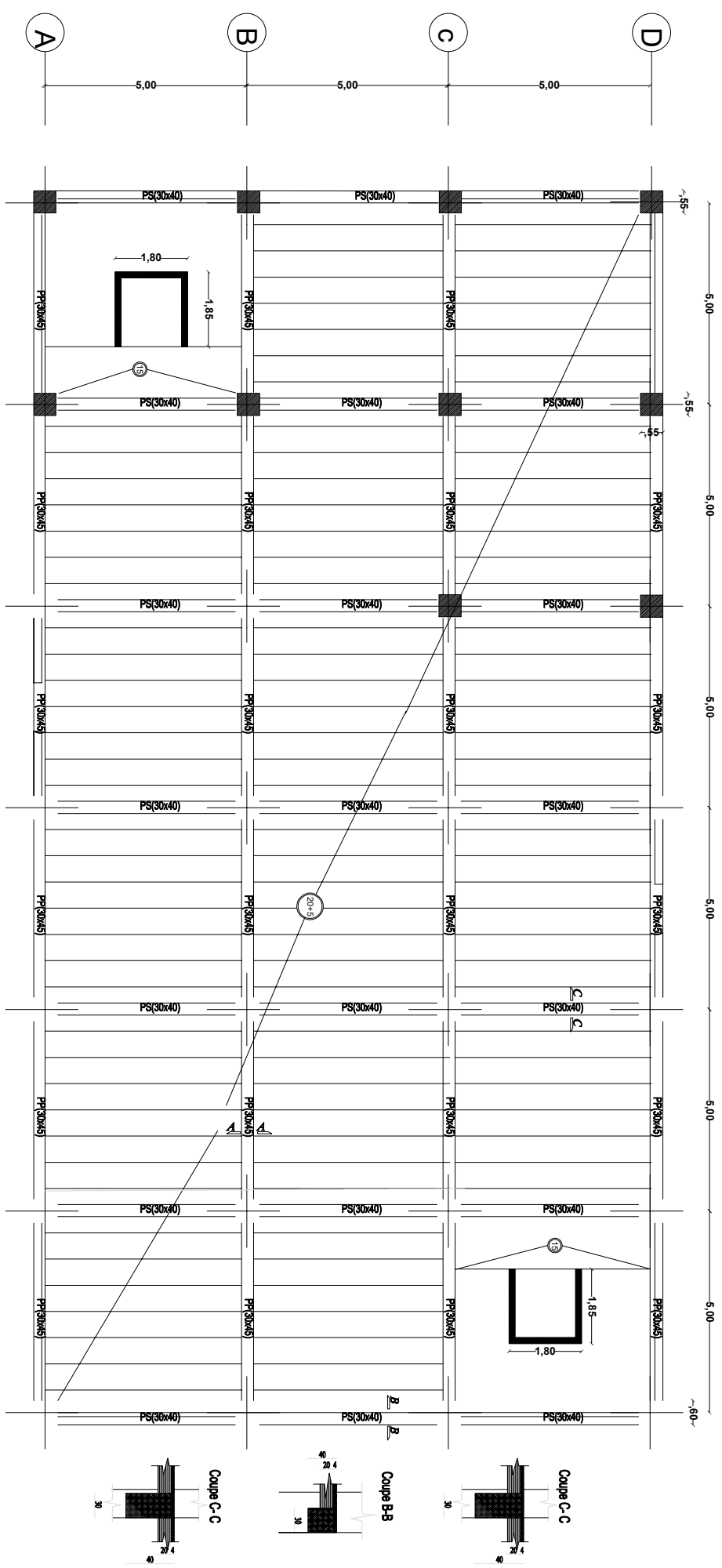
kNm^{-3} , (Nm^{-3} , MNm^{-3}) : Charge volumique.

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

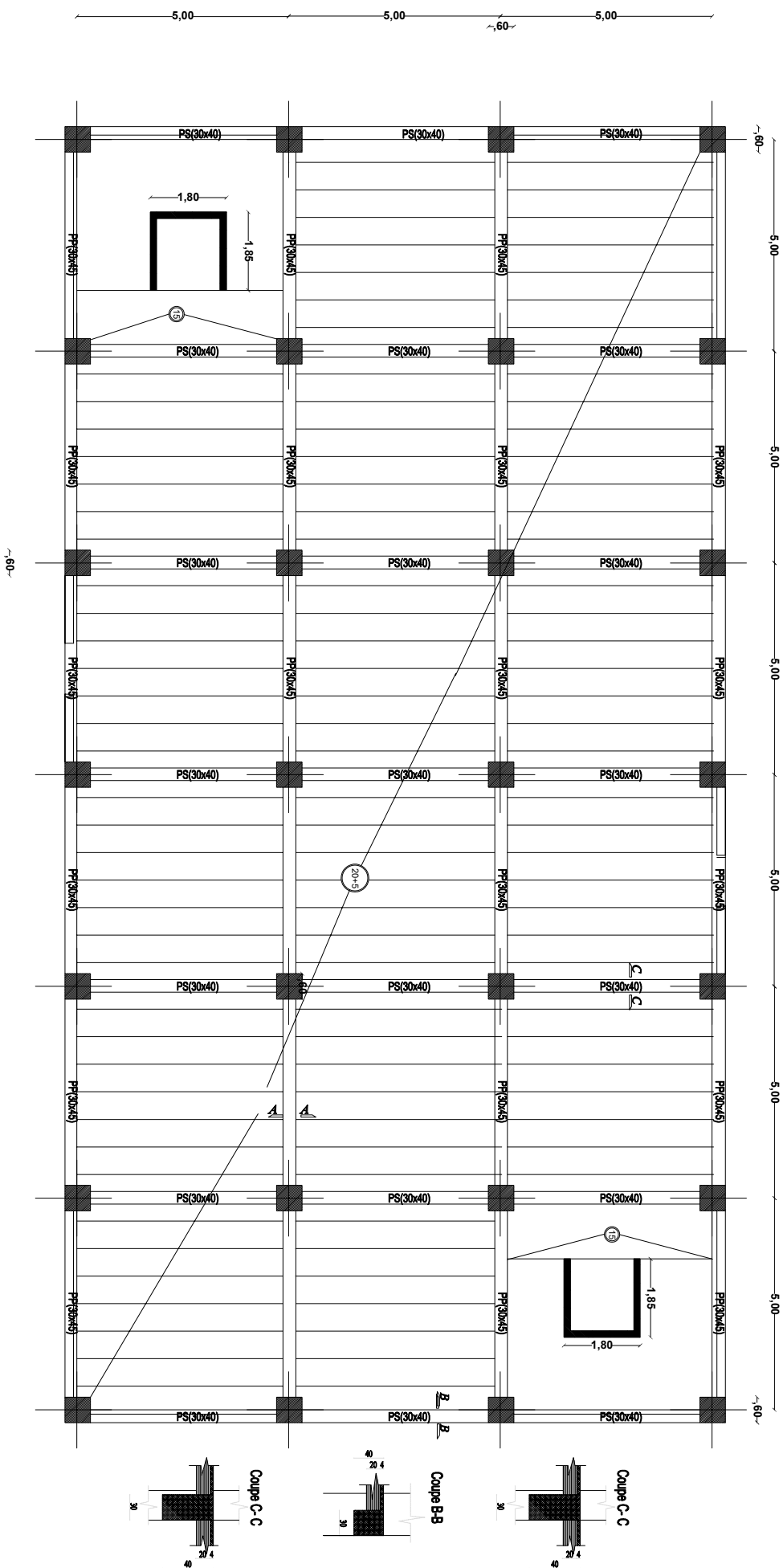
MPa , (Pa , kPa) : Contrainte.

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

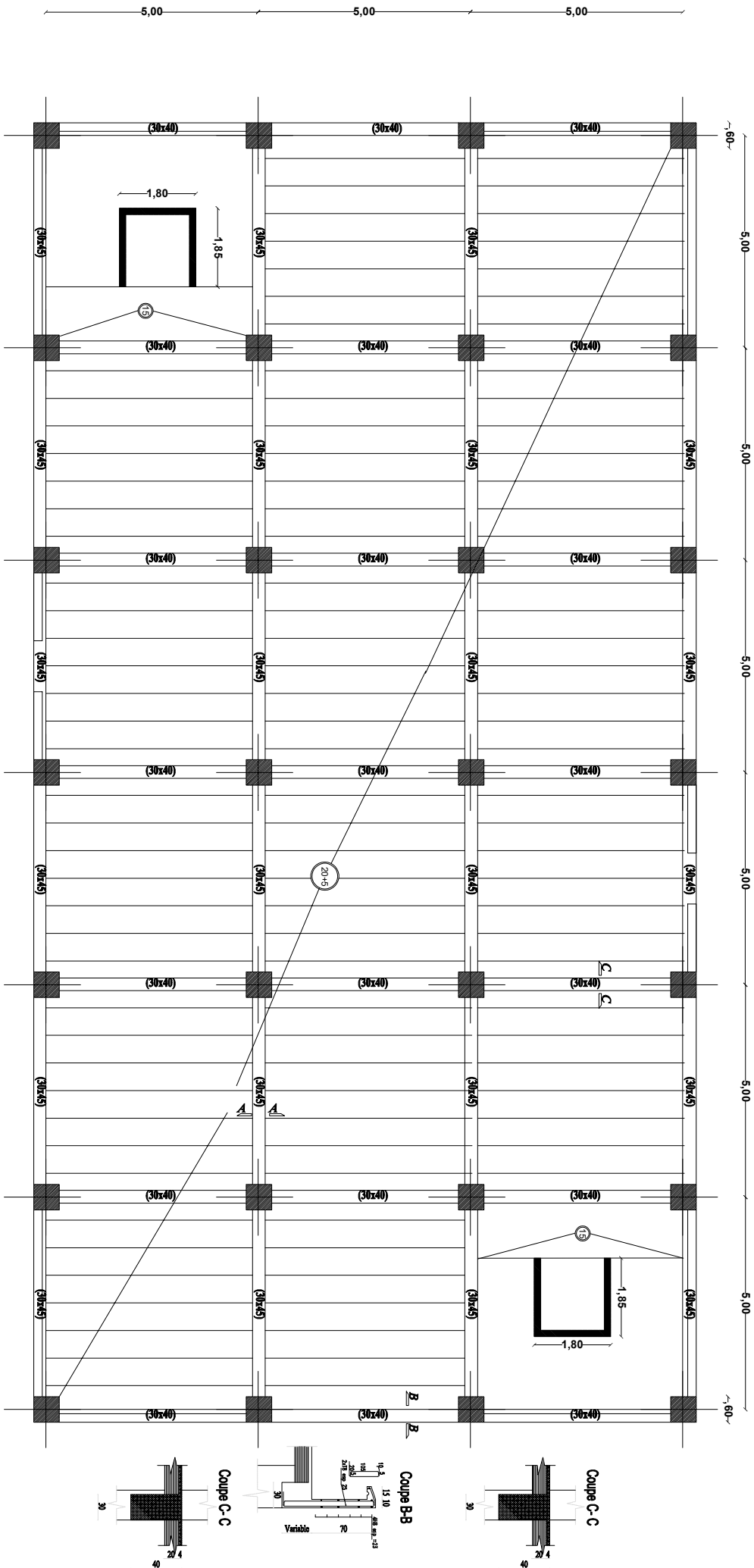
Plan de Coffrage Plancher NIV: +0,00 ;+3,57;+7,14

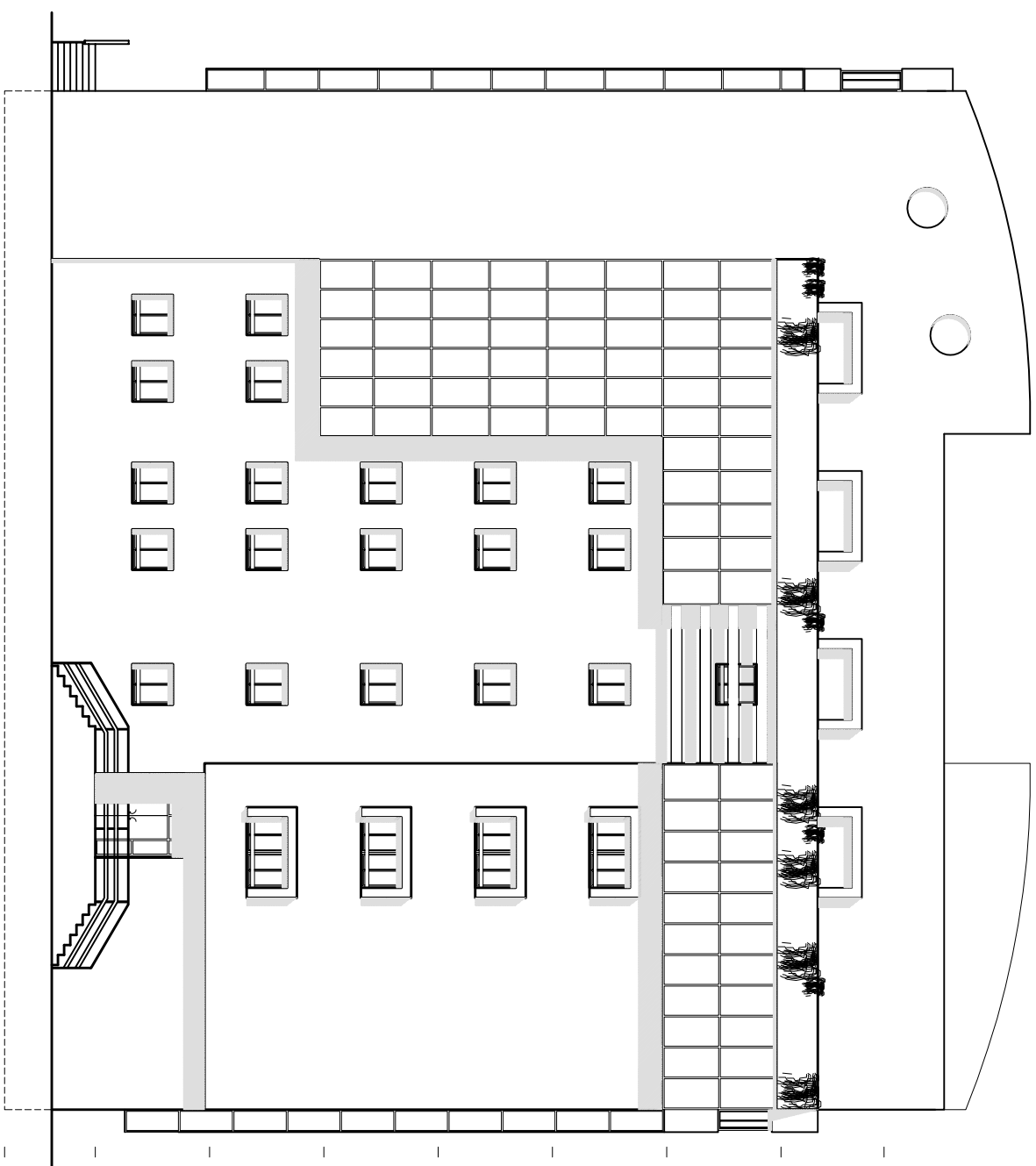


Plan de Coffrage Plancher NIV: +10,71 ; +14,28 ; +17,85



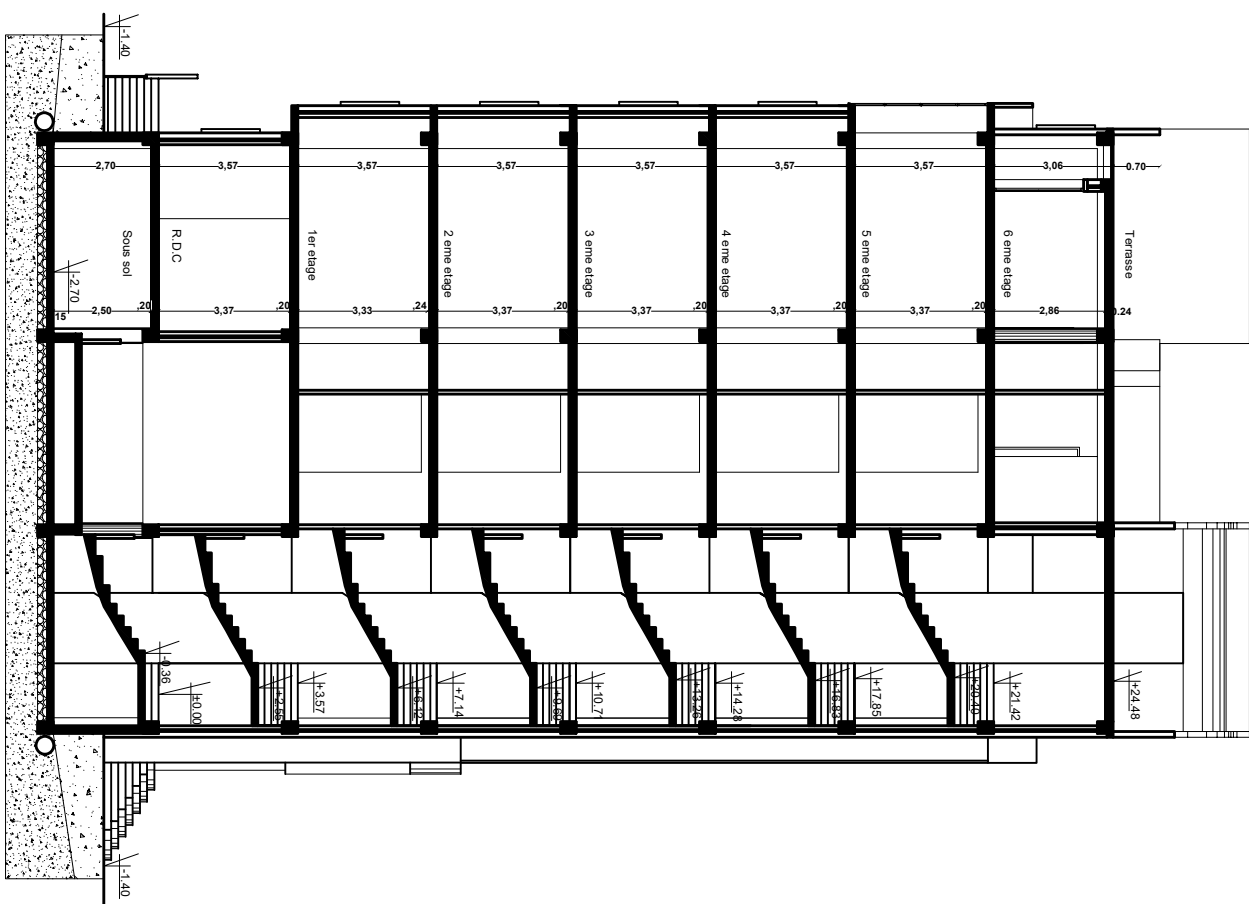
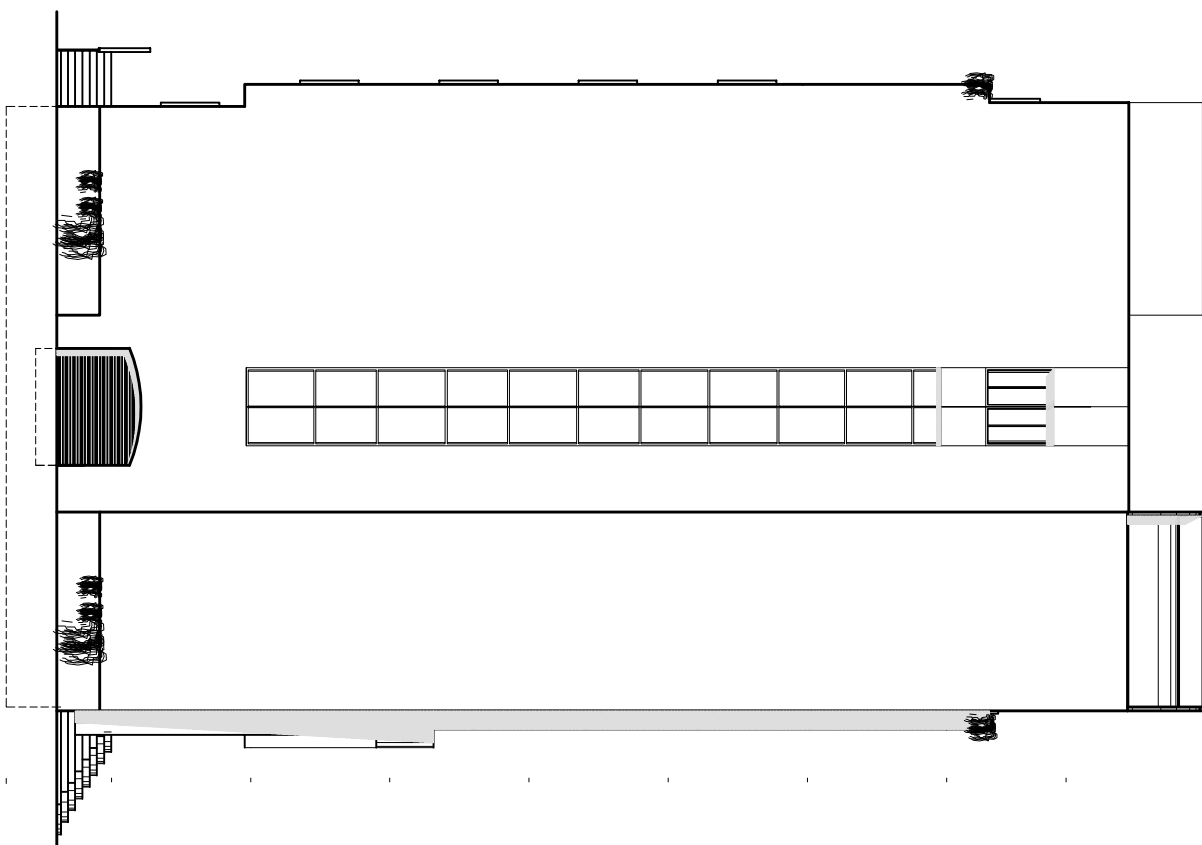
Plan de Coffrage Plancher NIV +21,42 ;+24,48

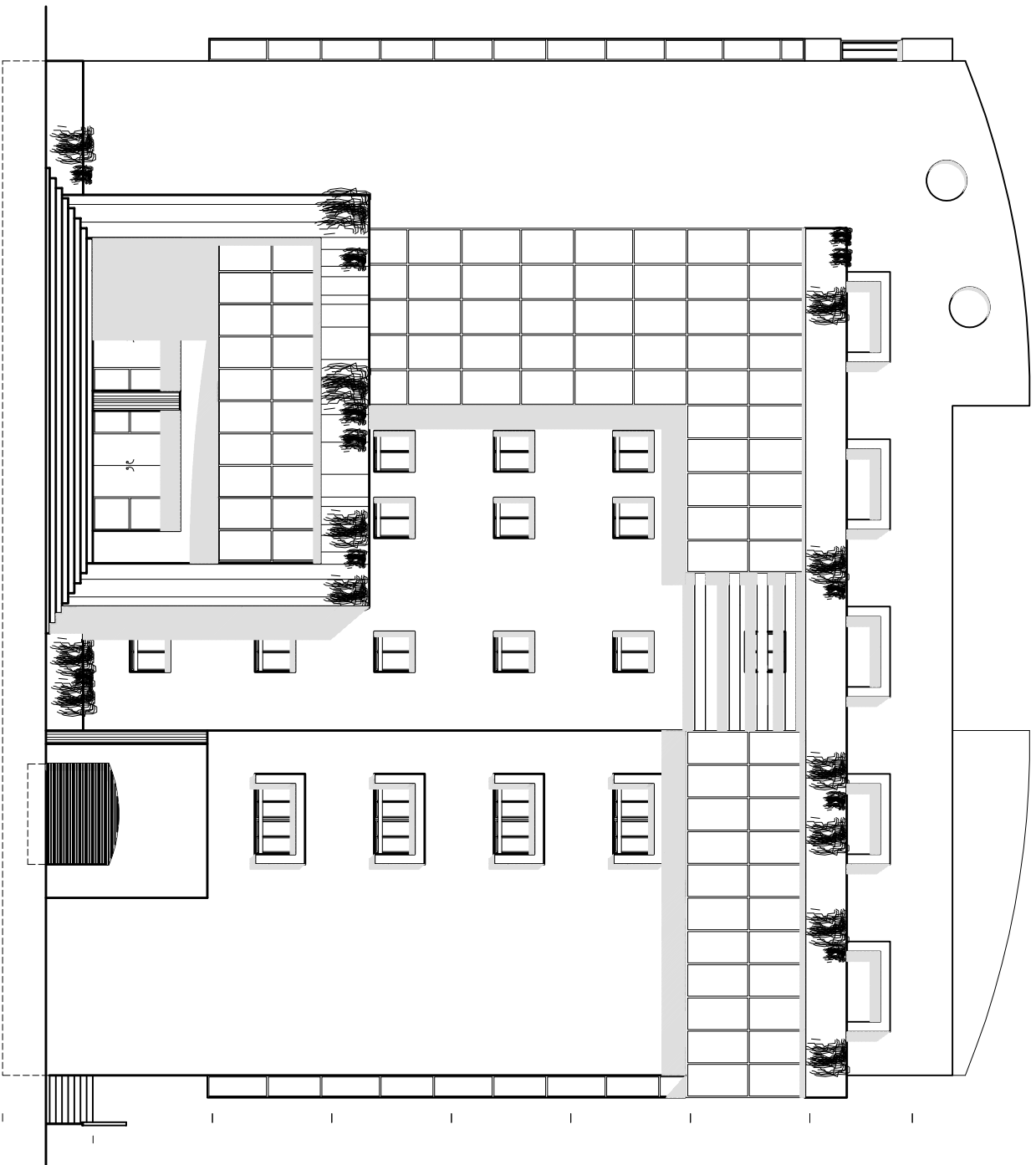




Façade postérieure

Ech : 1/50

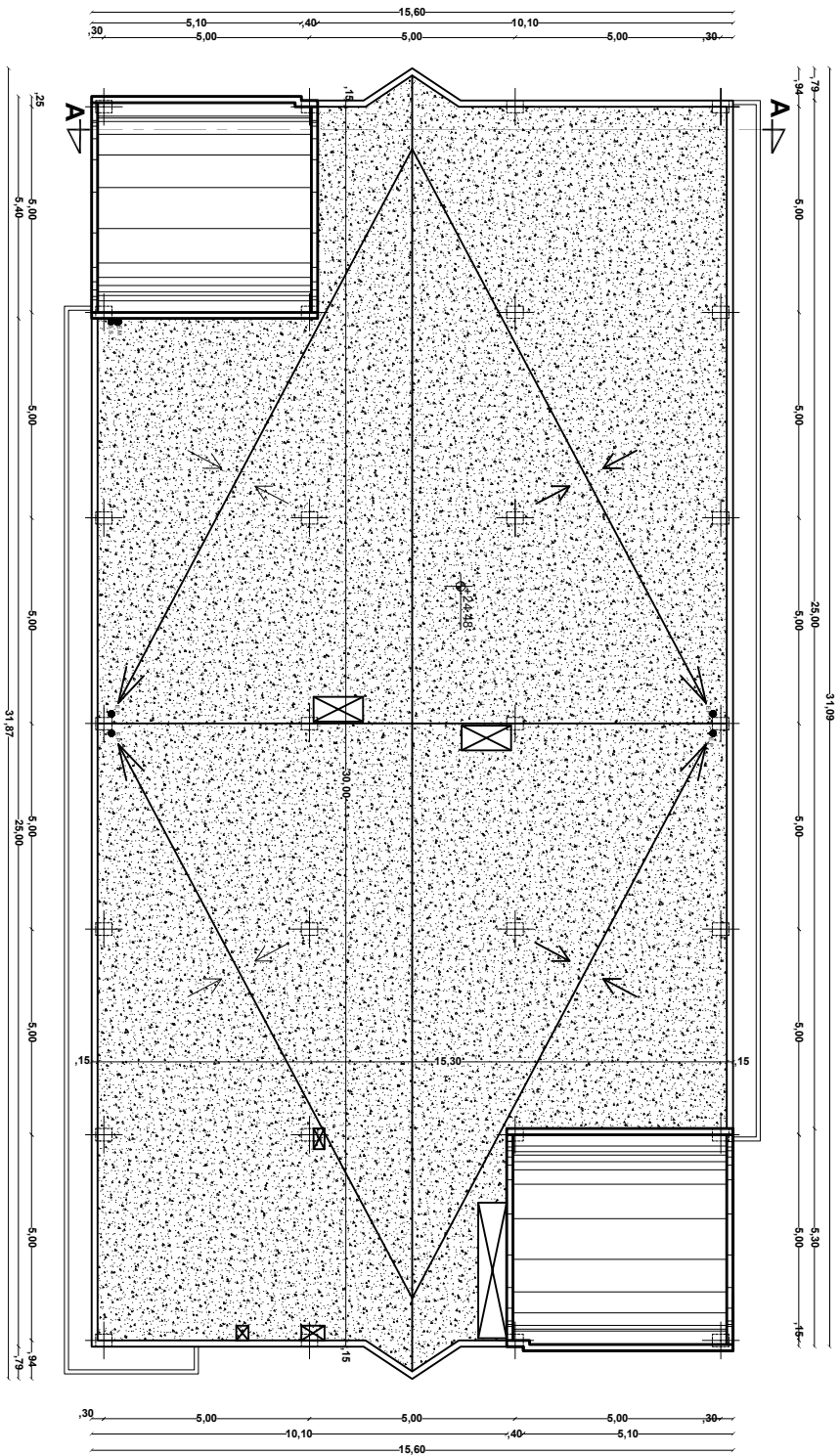




Fçade Principale

Ech : 1/50

Toiture Ech : 1/50

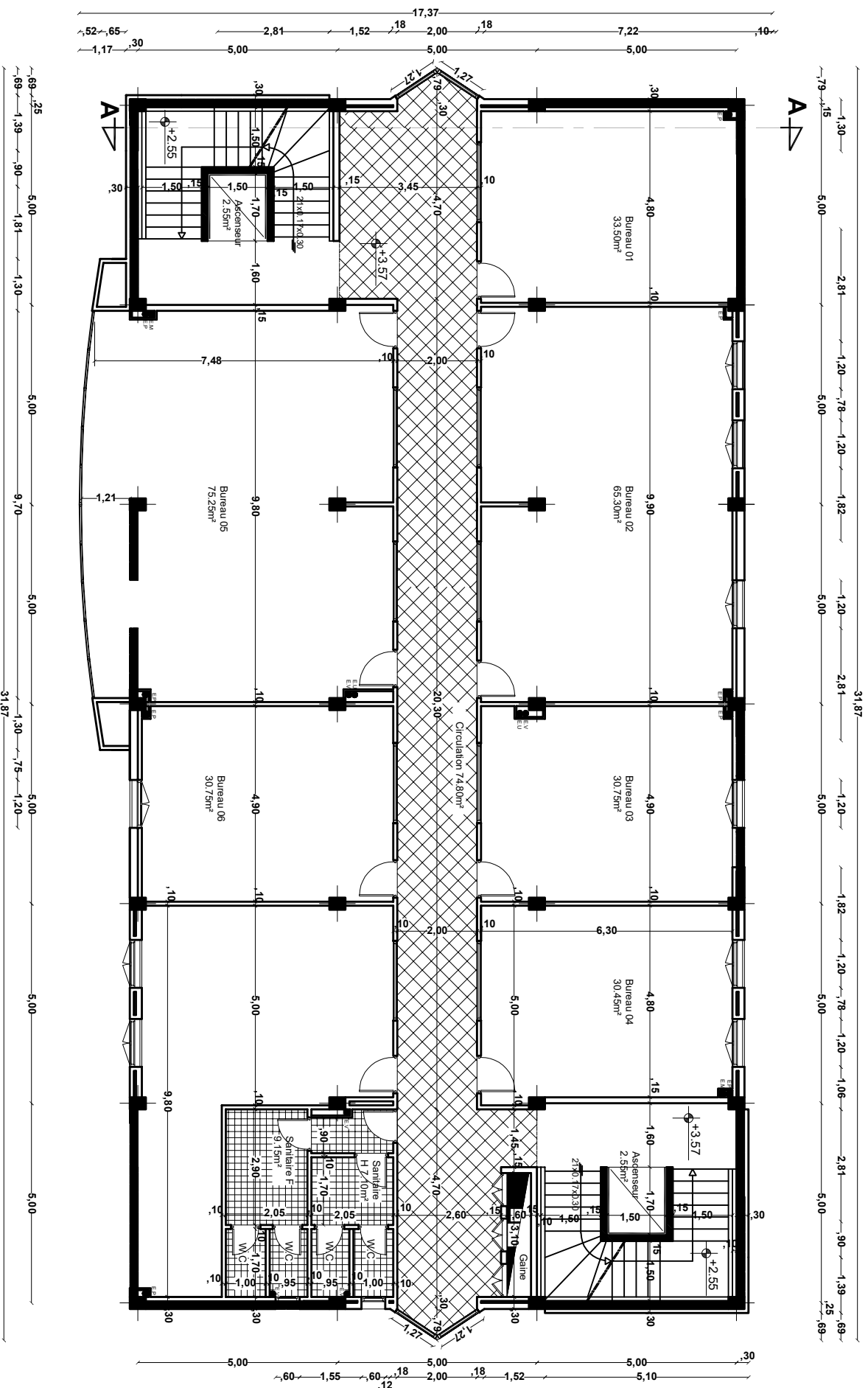


The architectural floor plan illustrates a two-level parking structure. The overall dimensions are 32.30m by 21.15m. The plan includes two parking areas, each with 10 car spaces. Key features include:

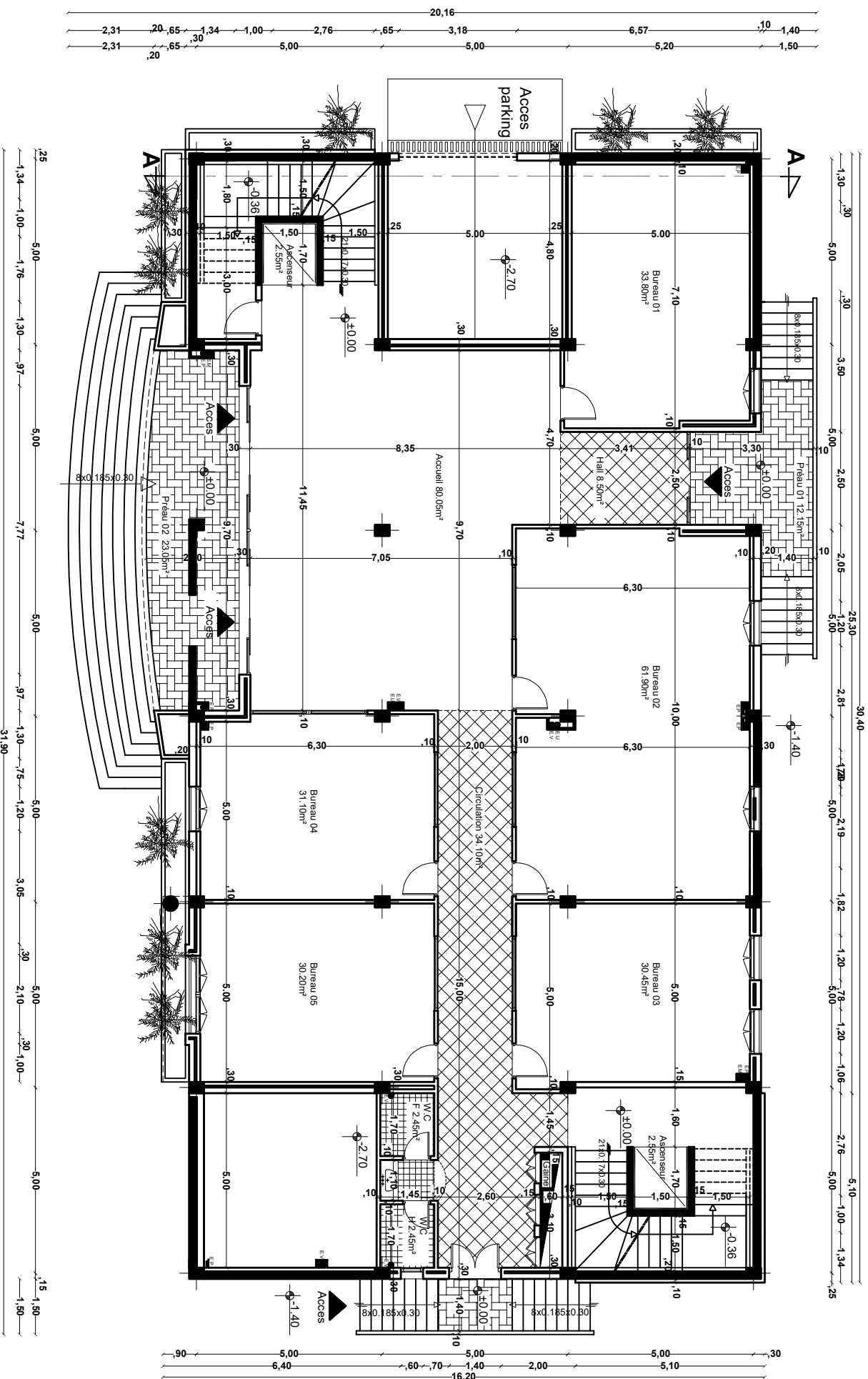
- Parking Areas:** Two parking areas, each with 10 car spaces. The total parking area is 420.65m². The spaces are 5.00m wide and 2.15m deep.
- Stairs and Elevators:** Two sets of stairs and elevators are shown. The stairs are 1.50m wide and 1.70m deep. The elevators are 1.50m wide and 1.70m deep.
- Structural Elements:** The plan shows various structural elements including columns (E.P.A., E.P.B., E.P.C., E.P.D., E.P.E., E.P.F., E.P.G., E.P.H., E.P.I., E.P.J., E.P.K., E.P.L., E.P.M., E.P.N., E.P.O., E.P.P., E.P.Q., E.P.R., E.P.S., E.P.T., E.P.U., E.P.V., E.P.W., E.P.X., E.P.Y., E.P.Z.), beams (E.P.A., E.P.B., E.P.C., E.P.D., E.P.E., E.P.F., E.P.G., E.P.H., E.P.I., E.P.J., E.P.K., E.P.L., E.P.M., E.P.N., E.P.O., E.P.P., E.P.Q., E.P.R., E.P.S., E.P.T., E.P.U., E.P.V., E.P.W., E.P.X., E.P.Y., E.P.Z.), and walls (E.P.A., E.P.B., E.P.C., E.P.D., E.P.E., E.P.F., E.P.G., E.P.H., E.P.I., E.P.J., E.P.K., E.P.L., E.P.M., E.P.N., E.P.O., E.P.P., E.P.Q., E.P.R., E.P.S., E.P.T., E.P.U., E.P.V., E.P.W., E.P.X., E.P.Y., E.P.Z.).
- Dimensions:** The plan includes various dimensions for spaces, columns, and overall areas. The total area is 420.65m². The spaces are 5.00m wide and 2.15m deep. The columns are 1.50m wide and 1.70m deep. The walls are 1.50m wide and 1.70m deep.

Parking 420.65m²

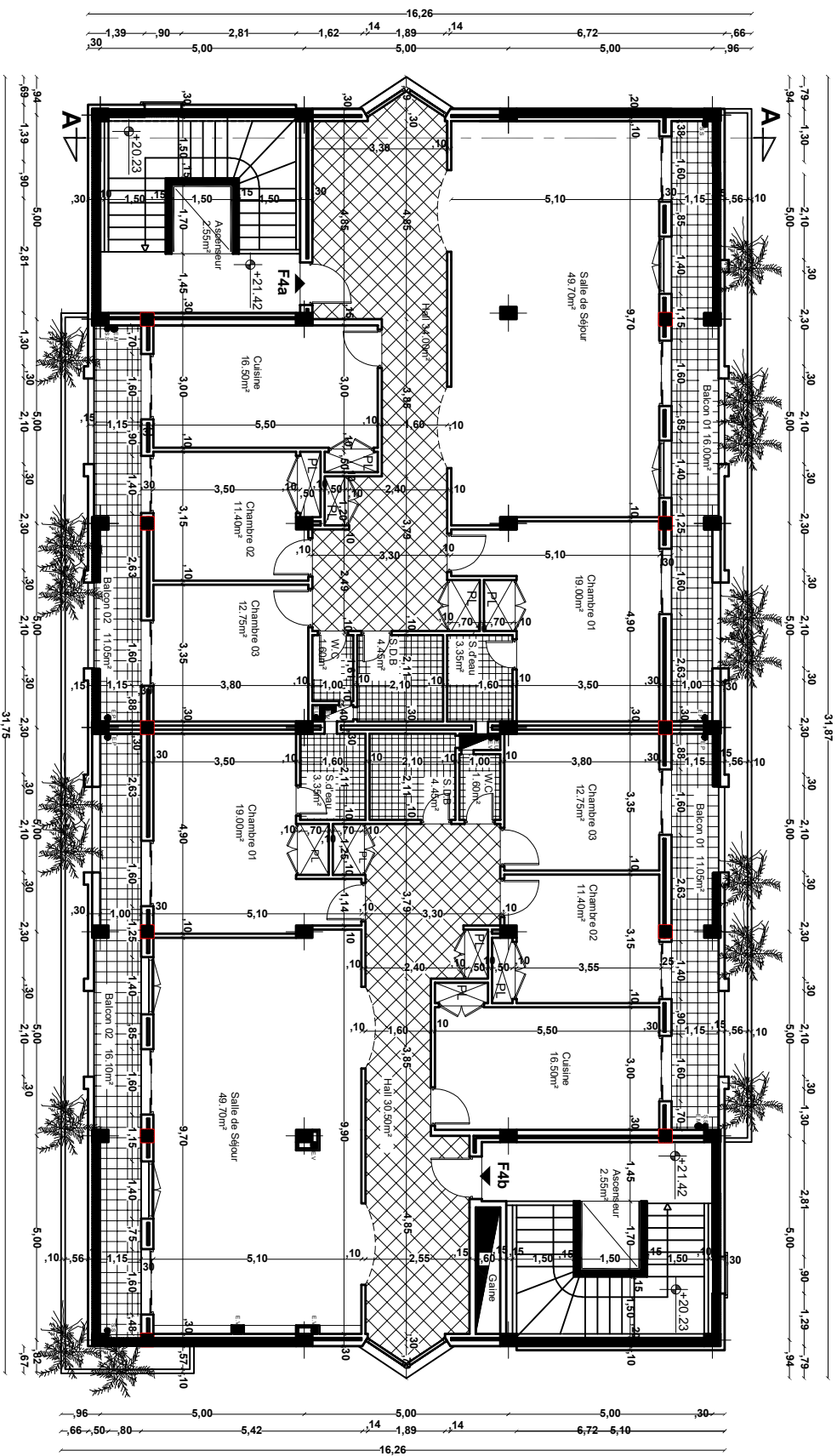
Plan 1er-2em -3em -4em -5em etage Ech : 1/50



Plan R D C Ech : 1/50

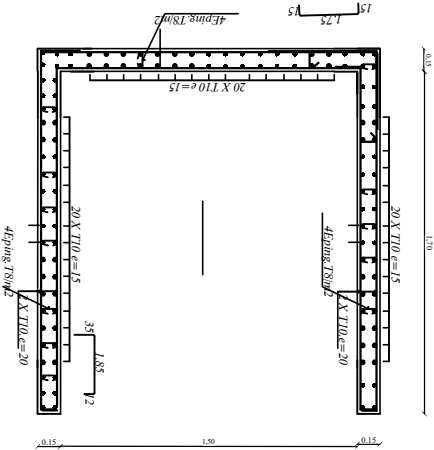


6eme etages Ech : 1/50

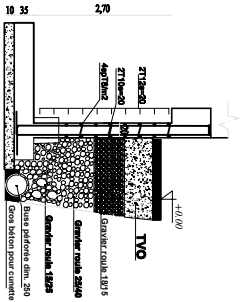


Plan des Voiles

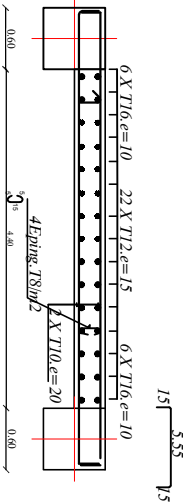
DETAIL DU VOILE Ascenseur



DETAIL DU VOILE périphérique

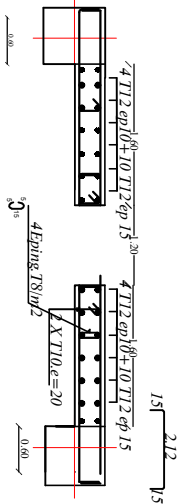


DETAIL DU VOILE Sens longitudinal V01



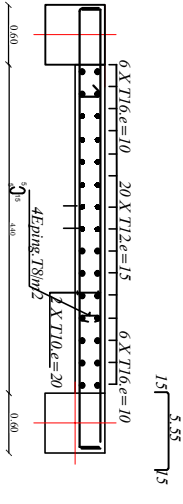
ZONE 01

DETAIL DU VOILE Sens Transversal V02



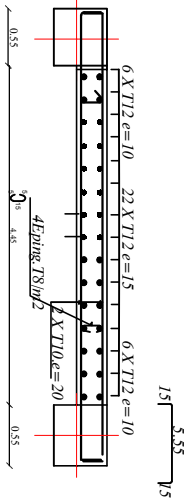
ZONE 01

DETAIL DU VOILE Sens Transversal V03

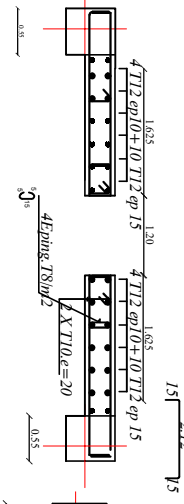


ZONE 01

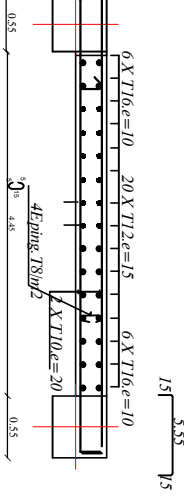
ZONE 02



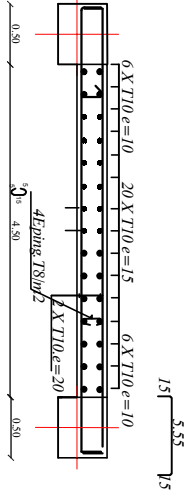
ZONE 02



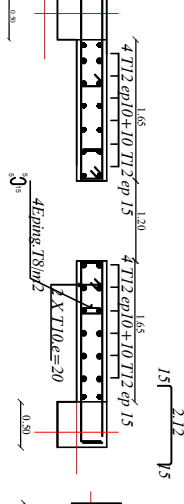
ZONE 02



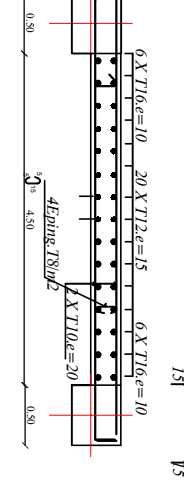
ZONE 03



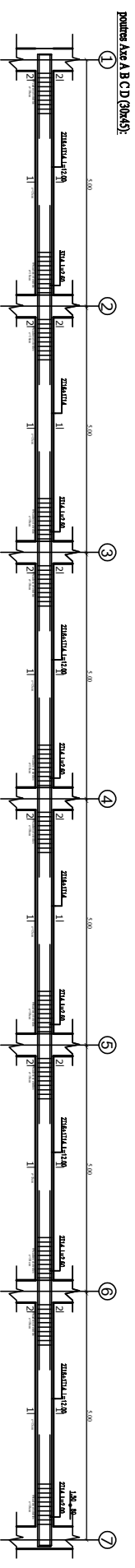
ZONE 03



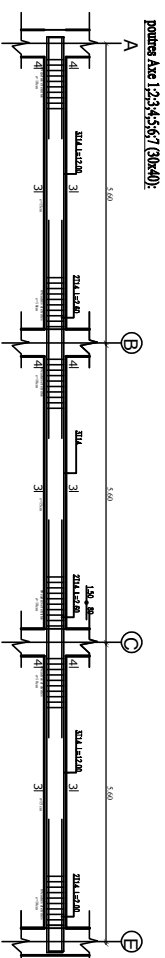
ZONE 03



Plan des Poutres



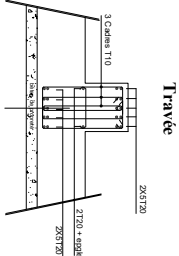
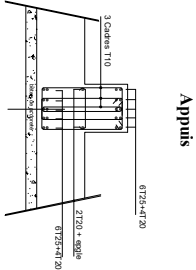
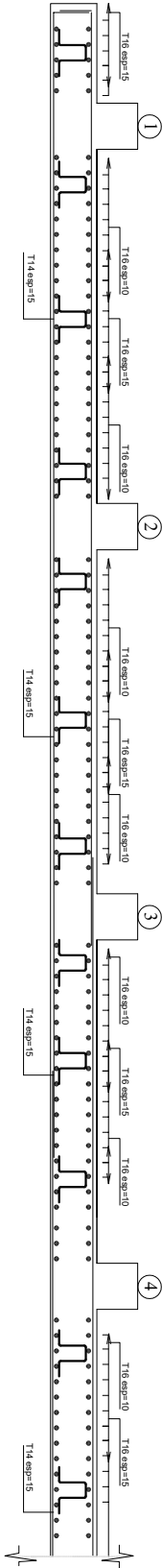
poutres Axe A B C D (30x45):



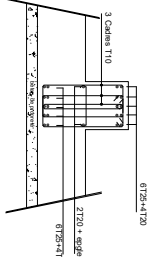
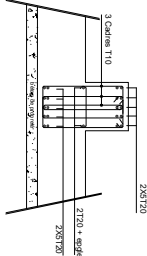
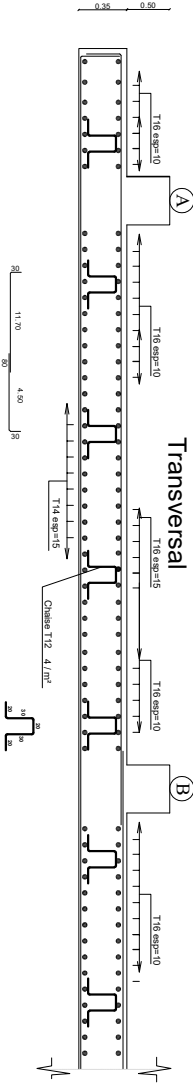
poutres Axe 1,2,3,4,5,6,7 (30x40):

[illegible]

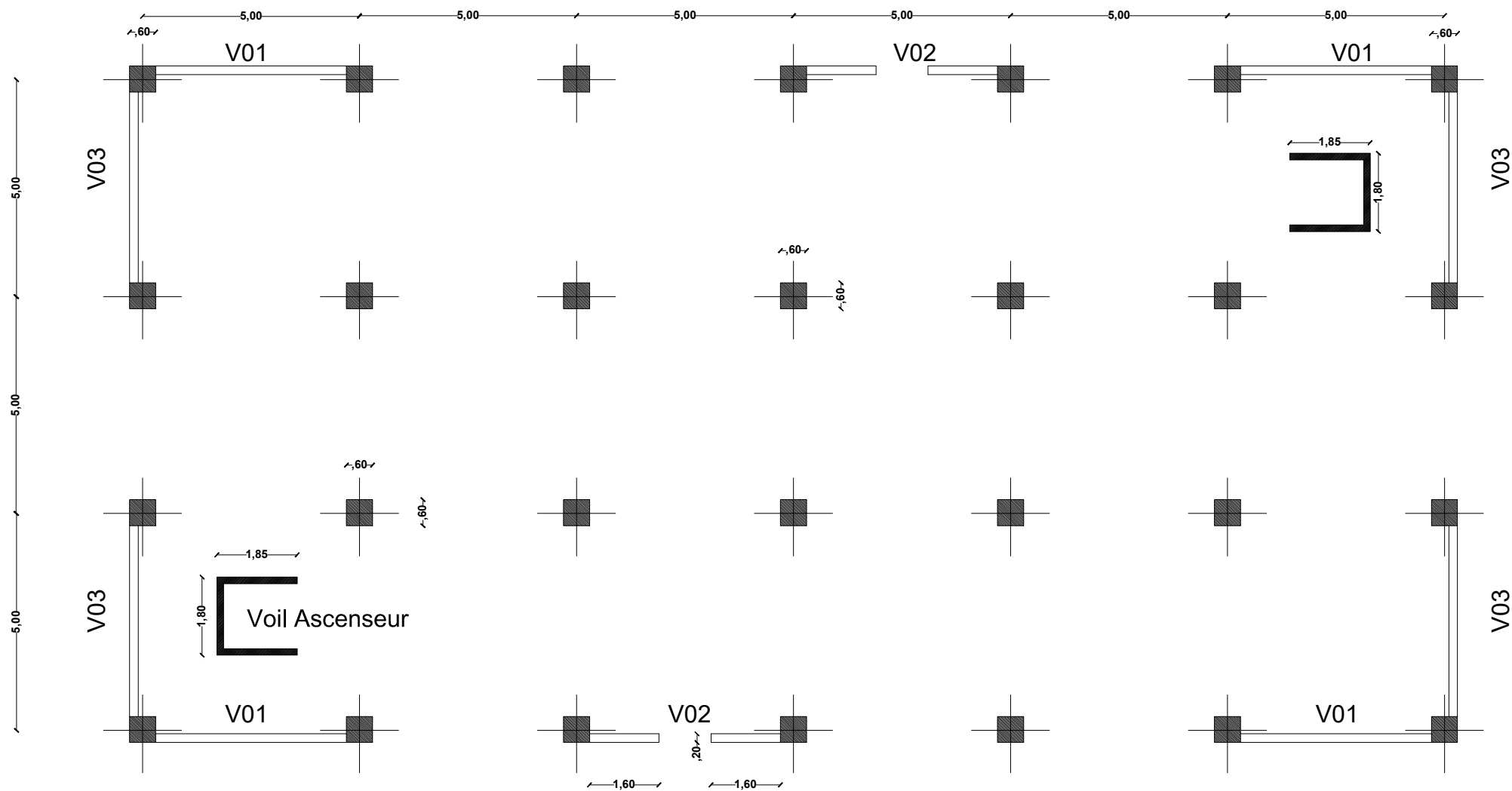
ferrailage du radier Sens Longitudinal



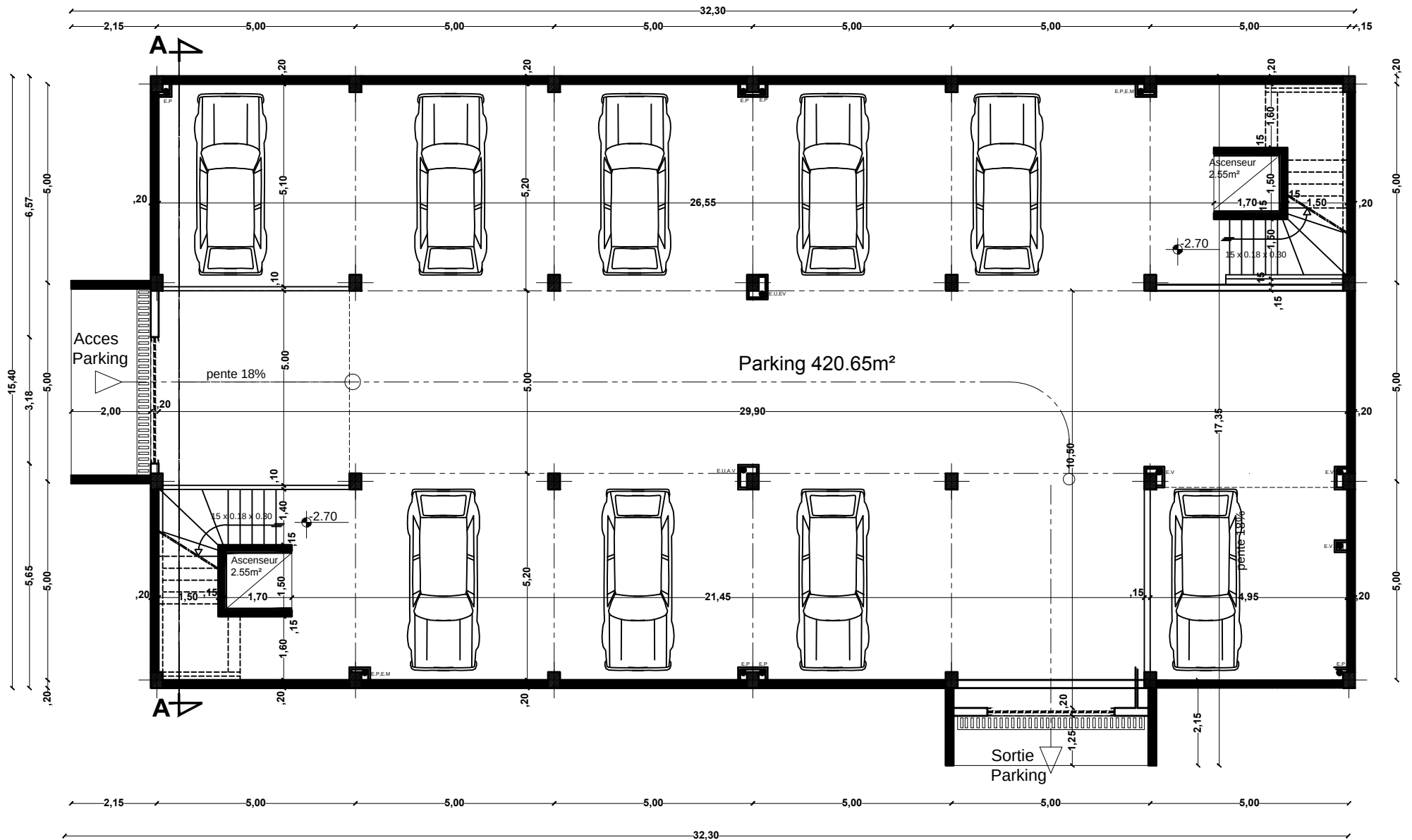
FERRAILLAGE DU RADIER Sens Transversal

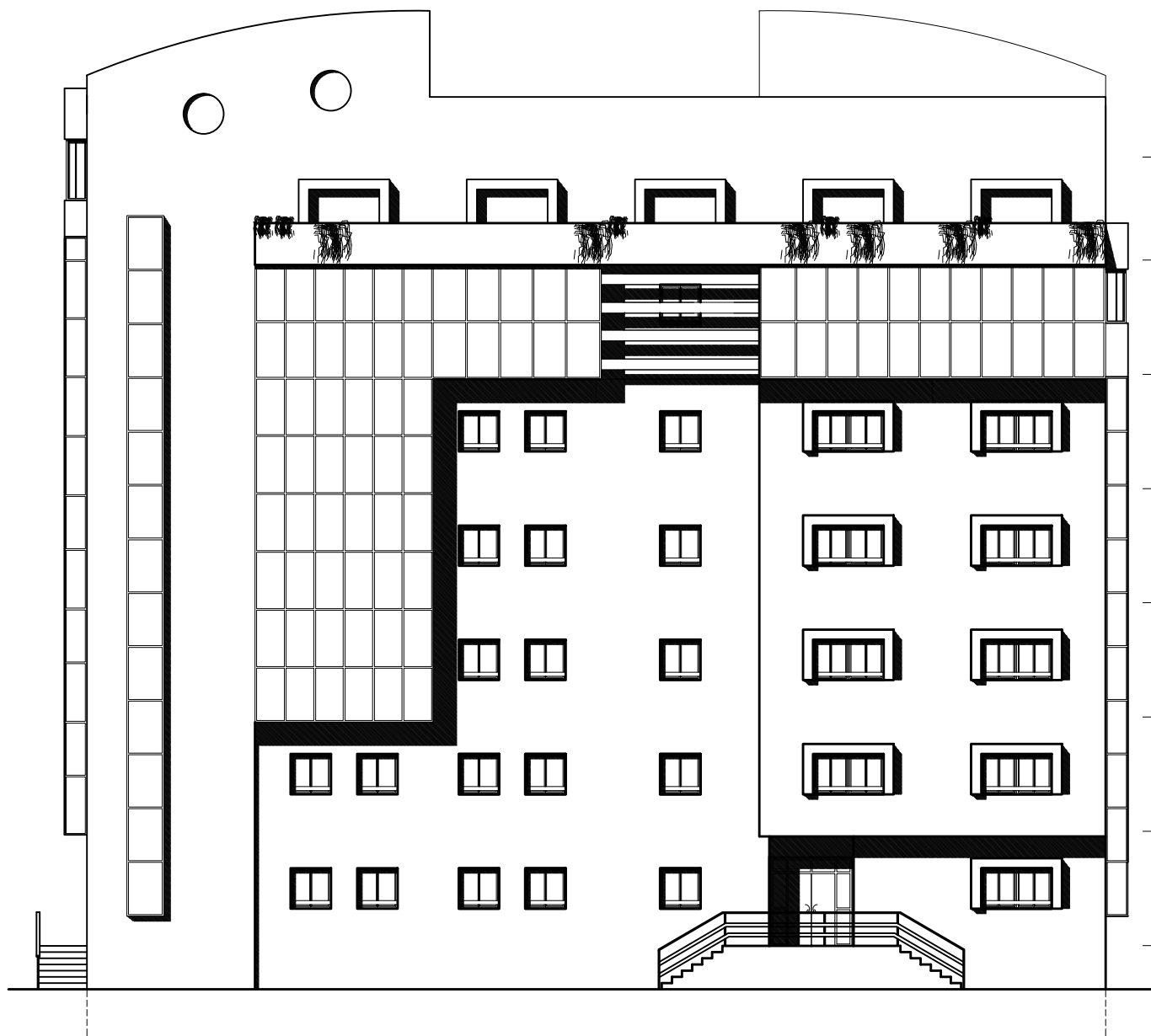


Repérage des poteaux et voiles

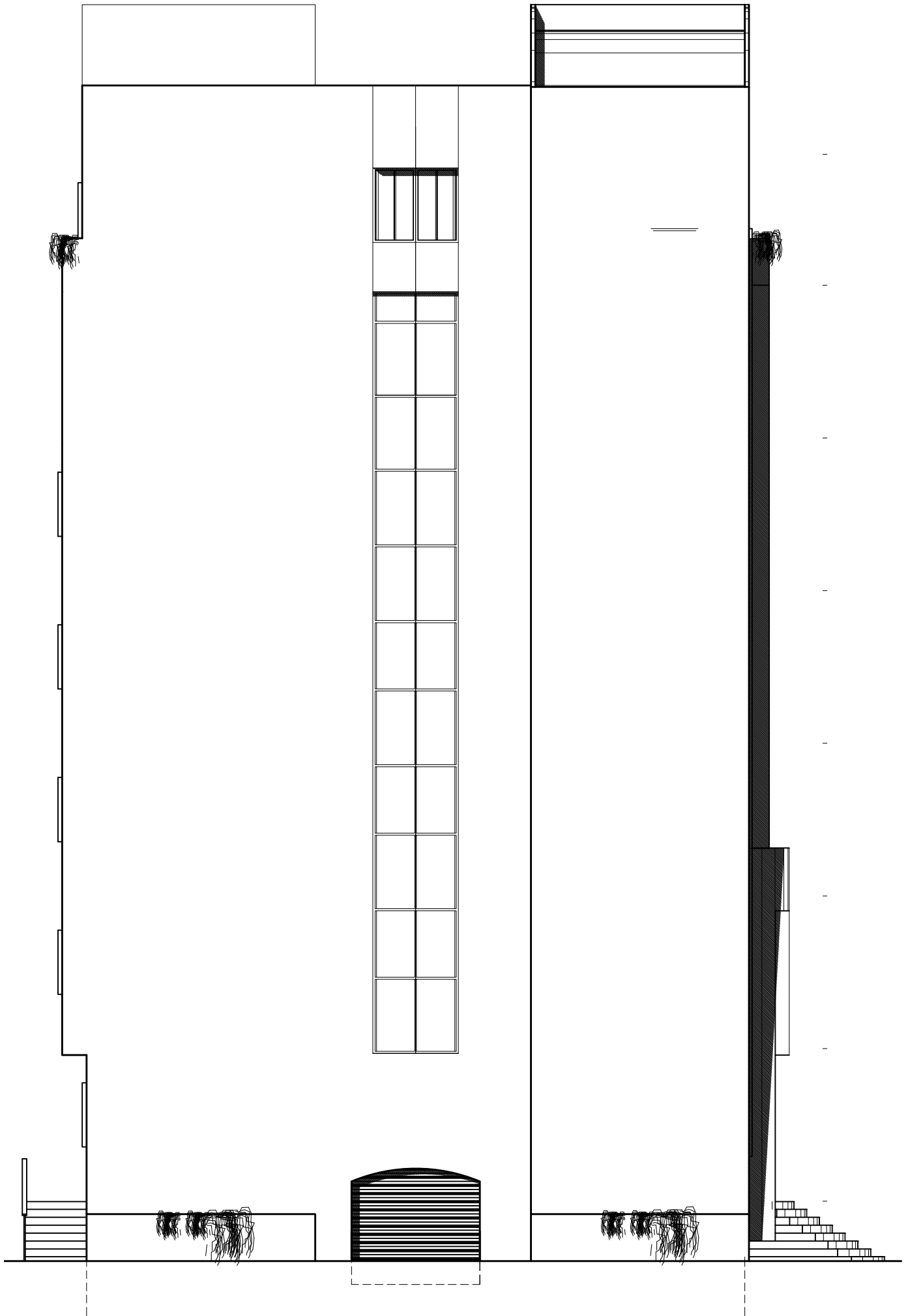


Plan sous sol

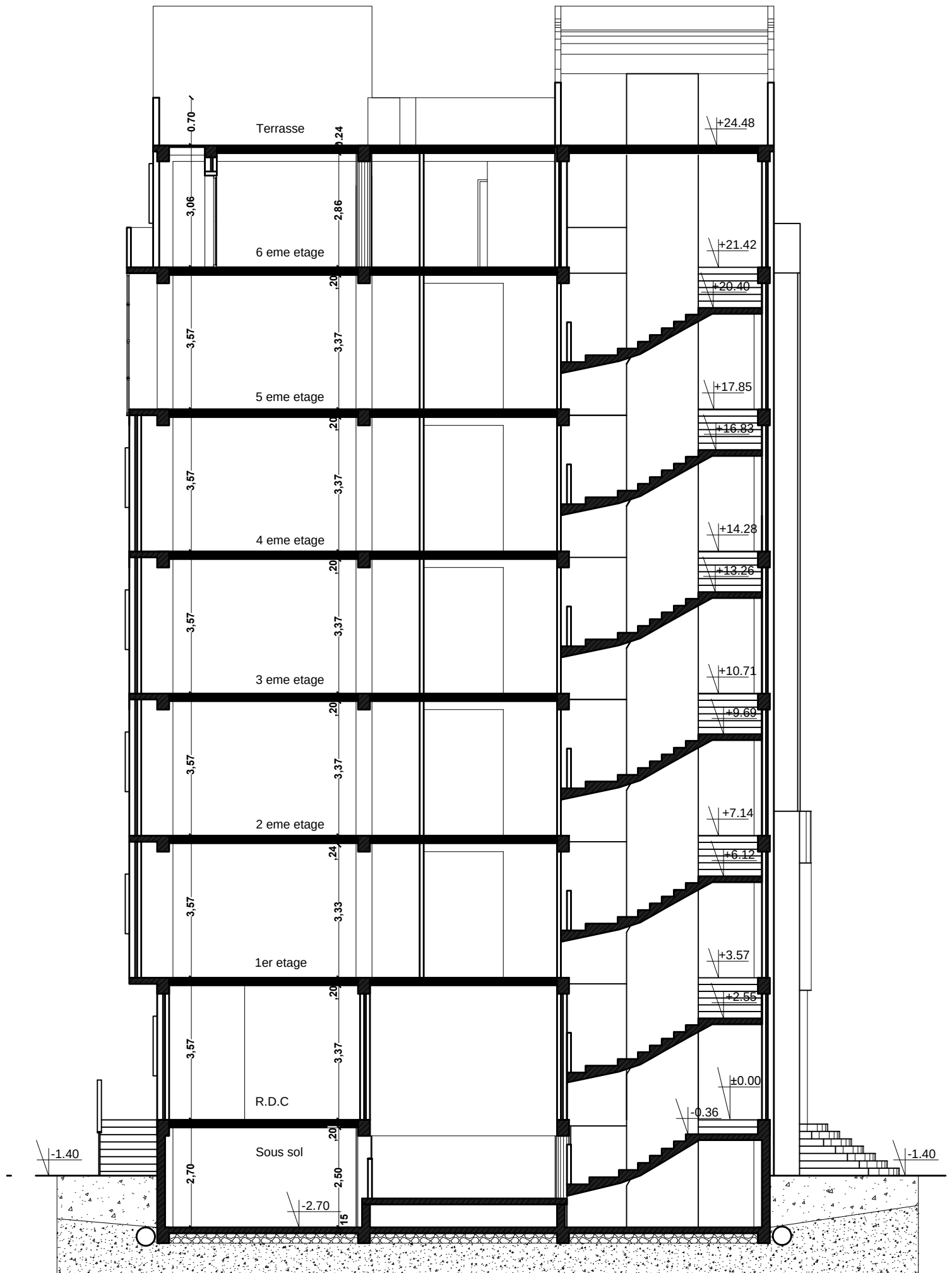




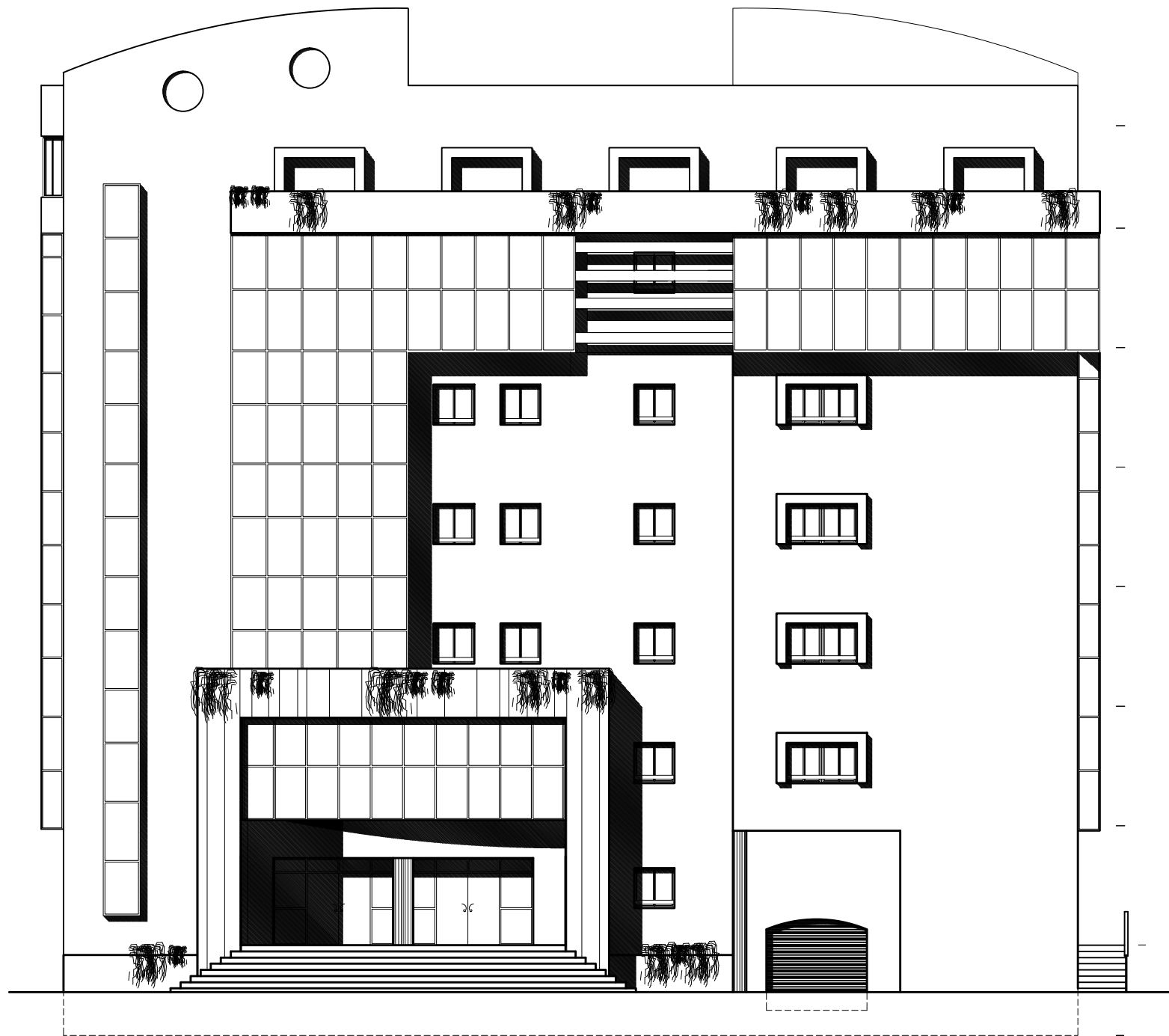
Façade postérieure



Fçade Latérale

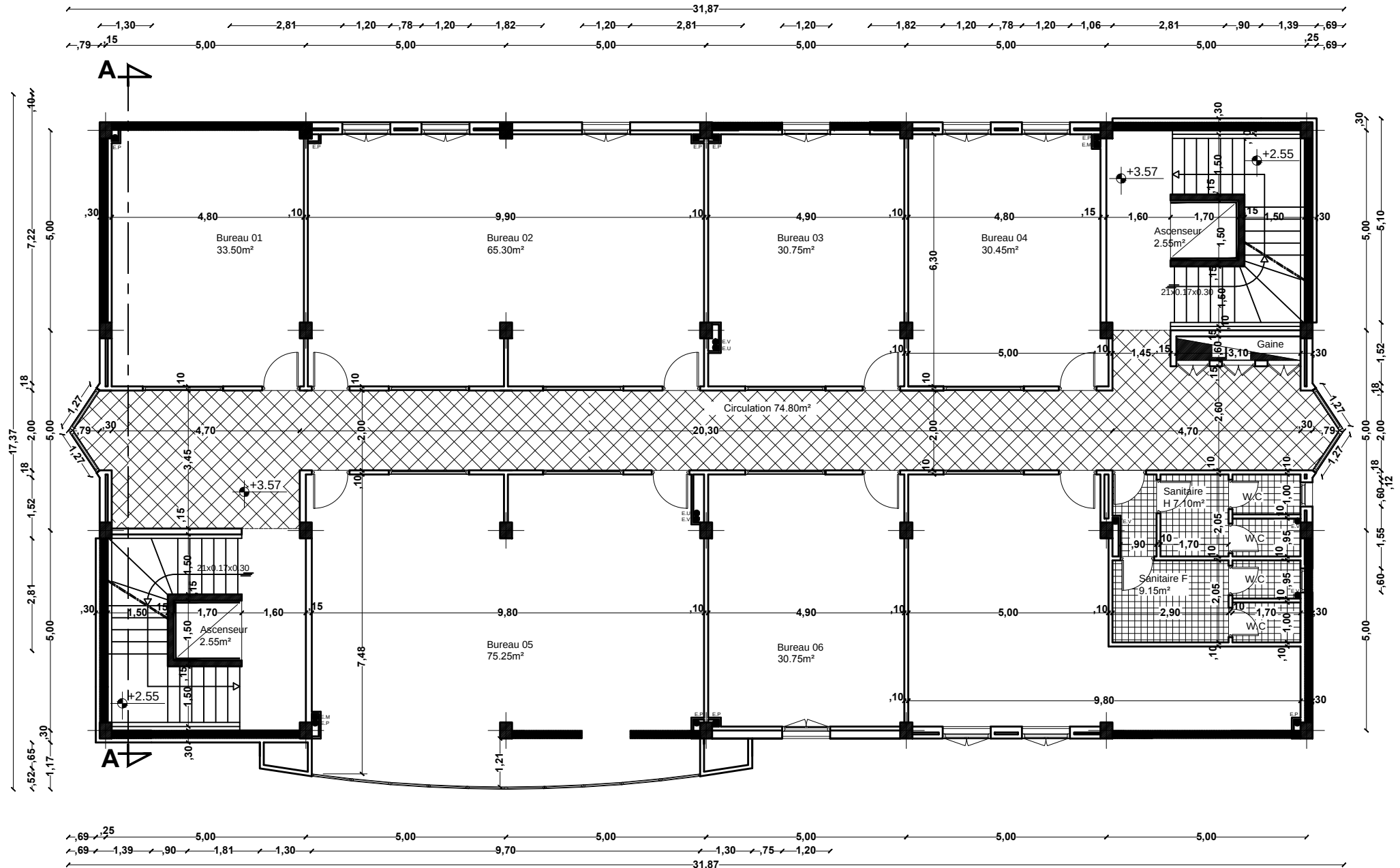


Coupe A-A

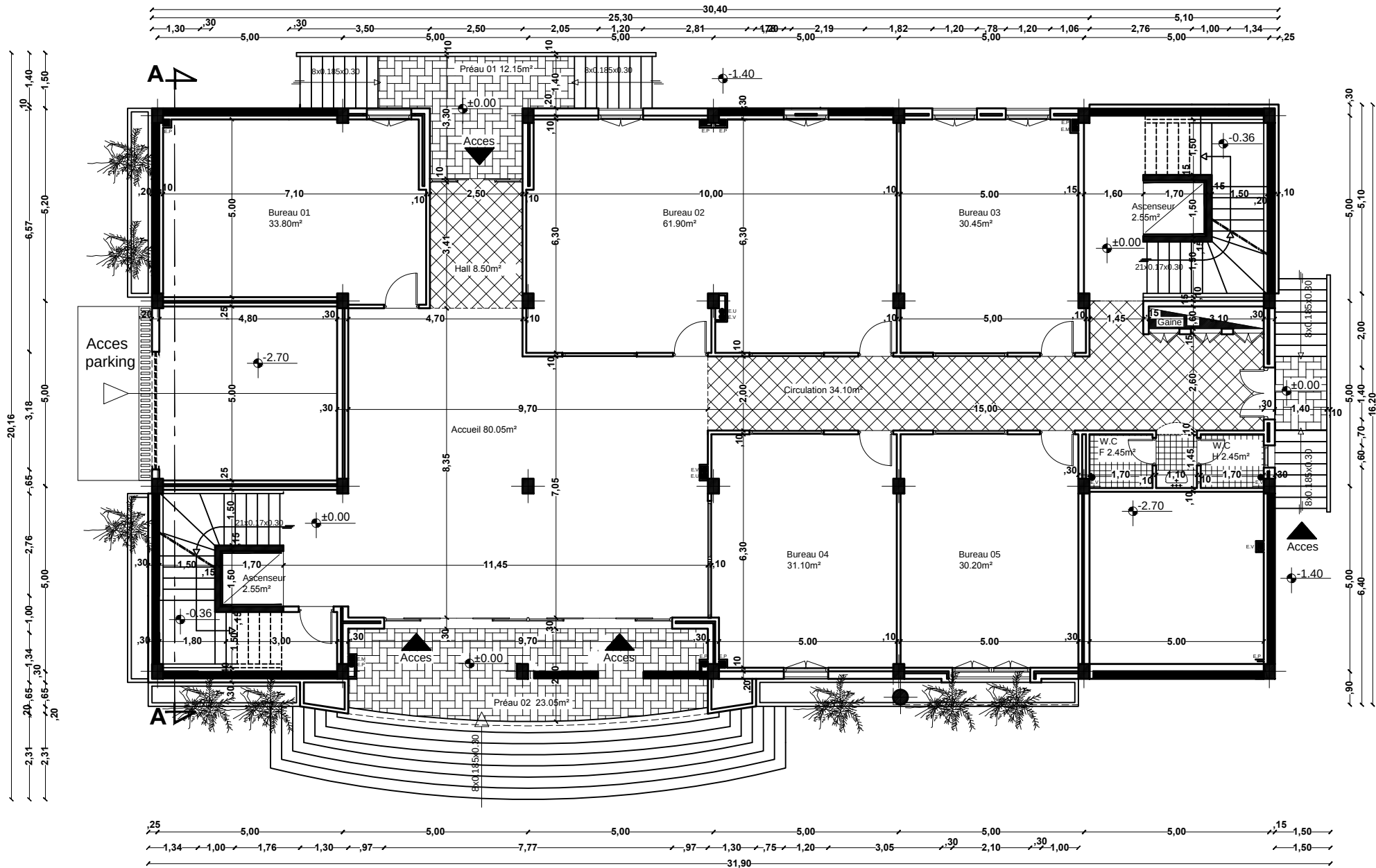


Façade Principale

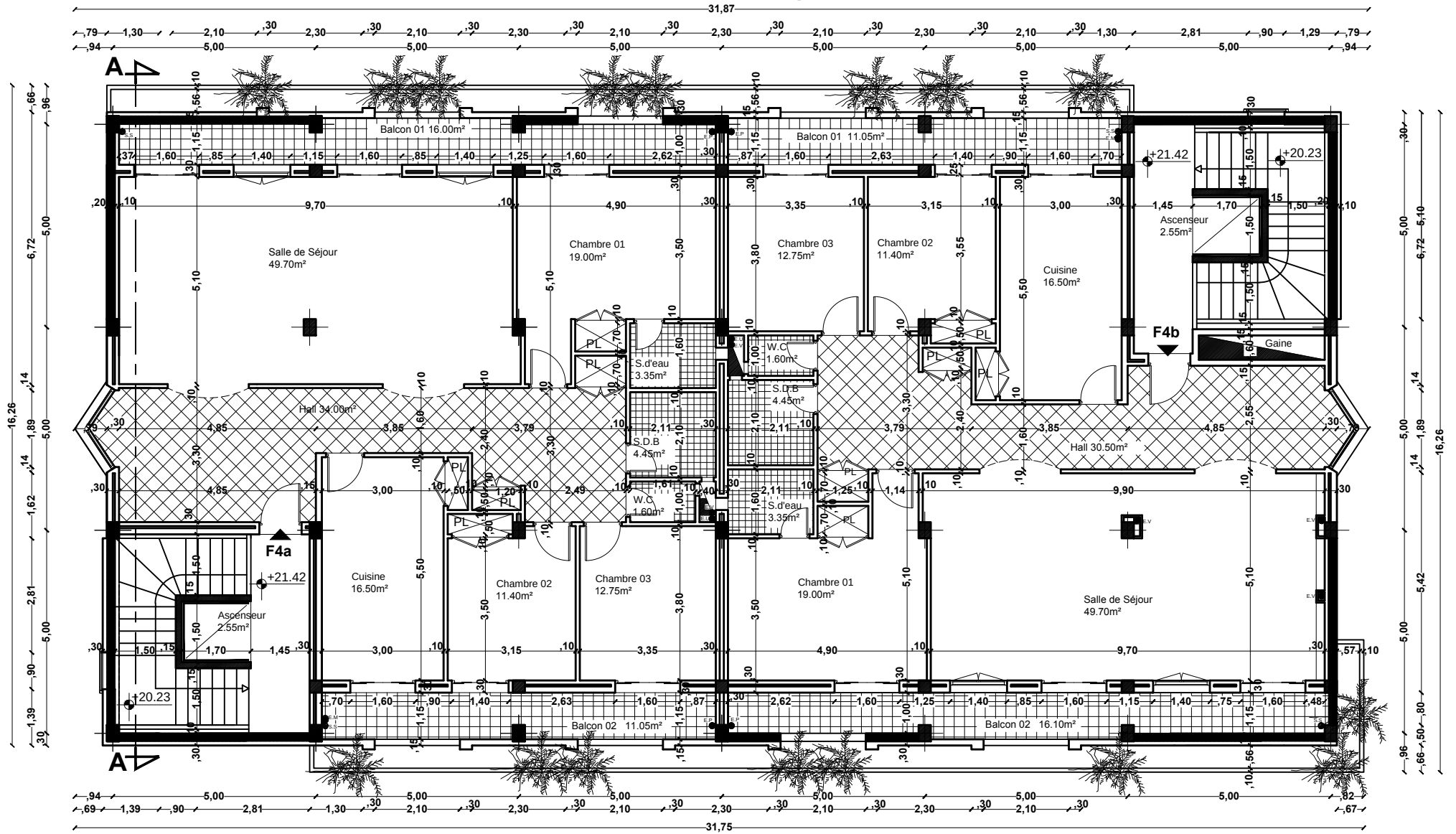
Plan 1er-2em -3em -4em -5em etage



Plan R D C



6 eme etages



Toiture

