

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abou Bekr Belkaid – Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire d'Obtention du Diplôme
Du MASTER en Génie civil
Option : Ingénierie des structures.

Thème:

**DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION D'UN BATIMENT R+6
TYPE DALLE-VOILE AVEC MODELISATION DE JOINT SISMIQUE
ENTRE 2 BLOCS « GAP »**

Présenté en Juin 2018 par :

BENCHAIB Wafia

LAOUICHI Fatima Zohra

Devant le Jury composé de :

Mm BENCHOUK.A

Présidente

Mr BENYACOUB.H

Examinateur

Mme BENMANSOUR.N

Examinatrice

Mme MEDJAHED.A

Encadrant

Mme GHEZALIS

Encadrant

Année universitaire : 2017-2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné la santé, le courage, la volonté et la patience pour mener à bien ce travail.

Nous voudrions remercier chaleureusement nos encadreurs Melle Medjahed.A et Mme Ghazzeli.S de nous avoir pris en charge, et pour leur disponibilité, leur aide et leur précieux conseils.

Nous remercions la présidente de jury Mr BENCHOUK ainsi que les examinateurs Mr BENYACOUB et Mme BENMANSOUR d'avoir acceptée de lire et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

Nous tenons à remercier Mr SALKA et Mr BENYAKOUB .H de nous avoir aidé dans la collecte des informations durant toute la période de mon projet de fin d'étude.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants de département génie civil qui contribué à notre formation d'ingénieur.

Enfin, à tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien de loin ou de près, trouvent ici, l'expression de nos vivre et sincères reconnaissances.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents pour leur précieux soutien, pour leur patience, pour leurs sourires réconfortants et pour leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie.

Que dieu me les gardes et les protège.

Mes très chers frères Abdelmoumene avec sa femme Fouzia et Boumediène à qui je dois tout l'amour, avec tous mes vœux les plus sincères de les voir réussir dans leurs vies.

Toute ma famille BENCHAIIB, BENSAOULA et ABOUBAKER sans exception.

Tous mes amies, : «GHIKH Touria , BOUANANI Salima , BERRIAIH Nadjet , ».

Ma binôme Zahra et sa famille.

Tous les personnes qui nous avoir aidé durant toutes la période de mon projet de fin d'étude

Toute la promotion sortante : 2017-2018 « Ingénieur des structure ».

Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

BENCHAIIB Wafia

DEDICACE

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant qui
m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

Je dédie ce modeste travail à :

Mon cher mari **DRISS** Mohamed Amine qui ma soutenu ;
Mon fils **DRISS** Mohamed Rayane, que Dieu le garde.
Mes parents et Ma belle mère ; pour son amour et son encouragement.

Mes sœurs **ASMA** et **ZINEB**

Mon frère **ALI WASSIM**

Ma belle sœur **SARA** et mon beau frère **MOUATEZ BILLAH**

Ma binôme Wafia et sa famille.

Toute les familles **LAOUICHI ;DRISS** et **BOUIZEM**

Mes amies : «**BOUANANI Salima** , **BERRIAIH Nadjat** , ».

Tous les personnes qui nous avoir aidé durant toutes la période de mon projet de fin d'étude

Toute la promotion sortante : 2017-2018 « Ingénieur des structure ».

Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

LAOUICHI F.Zahra

RESUME

Ce projet présente une étude technico-dynamique d'une structure en béton armé à usage d'habitation, commerce et parking constitué d'un sous-sols et rez de chaussée plus (6) étages, implanté dans la wilaya TLEMCEN. Cette région est classée en zone sismique I selon le RPA99 version 2003. Ce travail qui nous a été confié d'une part il est constitué d'une étude technique, qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment tout en appliquant les règles de construction en vigueur (RPA99 version 2003, BAEL91 modifiée 99) et d'autre part une modélisation du joint sismique entre deux blocs adjacents avec élément « GAP »

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Modélisation , Séisme ,joint, RPA

ABSTRACT

This project presents a technico-dynamic study of a reinforced concrete structure for residential, commercial and parking consisting of a basement and ground floor plus (6) floors, located in the wilaya TLEMCEN. This region is classified in seismic zone I according to the RPA99 version 2003. This work entrusted to us on the one hand it is constituted of a technical study, which is the analysis and the dimensioning of the building while applying the rules of construction in force (RPA99 version 2003, BAEL91 modified 99) and on the other hand modeling the seismic joint between two adjacent blocks with "GAP" element

Key works: Building, Reinforced concrete, Modélisation, Seism, joint, RPA.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تقنية للهيكل الخرساني المقوى للسكن والتجاري وموقف للسيارات يتكون من طابق سفلي وطابق أرضي بالإضافة إلى (6) طوابق تقع في ولاية تلمسان. هذه المنطقة مصنفة في المنطقة الزلزالية I وفقاً لنسخة RPA99 2003 هذا العمل الذي كلفنا به من ناحية ، وهو مكون من دراسة فنية ، وهو تحليل وأبعاد المبني مع تطبيق قواعد البناء في القوة (RPA99) الإصدار 2003 ، BAEL91 تعديل (99) ومن ناحية أخرى نمذجة المفصل الزلزالي بين كتلتين متجاورتين مع عنصر "GAP"

الكلمات المفتاحية : البناء , المسلحة الخرسانة , تصميم , زلزال , مفصل .

Sommaire

Introduction Générale.....	1
I. Les voiles et les Dalles :	
1. Introduction.....	2
2. Les Voiles :	
2.1 Définition et mode constructif	2
2.2 Utilisation des murs voiles.....	3
2.3 Les fonctions des voiles.....	4
2.4 Principes de dimensionnement.....	7
2.5 Mur voile sous action sismique.....	8
3. Les Dalles :	
3.1 Typologies des dalles en béton.....	8
3.2 Principe des dalles pleines.....	9
4. Comportement d'ensemble et explorations architecturales.....	10
II. Présentation du projet :	
1. Introduction	11
2. Présentation de l'ouvrage	
2.1. Présentation de l'ouvrage en carte	11
2.2. Description géométrique de la structure	12
3. Conception de l'ouvrage	
3.1. Ossature	13
3.2. Plancher.....	14
3.3. Escalier.....	14
3.4. Revêtement.....	14
3.5. Isolation.....	15
3.6. Maçonnerie.....	15
3.7. Acrotère.....	15
3.8. Fondation	15
4. Caractéristiques géotechniques du sol	15
5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :	
5.1. Béton	16
5.2. Acier	19
6. Hypothèses de calcul	21
7. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites.....	22
III. Descente de charge	
1. Introduction.....	23
2. Détermination de l'épaisseur du plancher « dalle pleine ».....	22
3. Descente des charges	
3.1 Plancher terrasse accessible	24
3.2 Plancher terrasse inaccessible.....	25
3.3 Plancher sous-sol	25

3.4 Plancher RDC	26
3.5 Plancher Etage courant	26
3.6 Balcon	27
3.7 Murs extérieurs (double parois).....	27
3.8 Murs intérieures (cloisons).....	28
3.9 Charge des escaliers.....	28
3.10 Pré-dimensionnement des voiles.....	30
IV. Les Eléments Secondaires	
1. Introduction.....	32
2. Etude de l'Acrotère	
2.1 Evaluation des charges.....	32
2.2 Évaluation des sollicitations.....	33
2.3 Calcul du ferrailage.....	34
3. Etude de l'escalier	
3.1 Introduction.....	41
3.2 Etudes des escaliers à deux volées avec paliers intermédiaires.....	41
3.3 Etudes des escaliers à une seule volée.....	48
4. Ascenseur.....	56
V. Etude dynamique	
1. Introduction	64
2. Méthodes d'estimation des forces sismiques.....	64
3. Choix de la méthode de calcul	
3.1 Classification des zones sismiques.....	66
3.2 Classification de l'ouvrage.....	66
3.3 Conditions de régularité en plan.....	66
3.4 Classification du site.....	67
3.5 Conclusion.....	68
4. La modélisation de la structure	
4.1 Spectre de réponse de calcul.....	68
4.2 Caractéristiques dynamiques.....	70
4.3 Vérification du RPA.....	71
4.4 Résultante des efforts sismiques du calcul.....	72
4.5 Vérification de la période fondamentale.....	72
4.6 La force sismique totale V	73
4.7 Calcul des déplacements d'étage	75
4.8 Effet P- Δ	76
4.9 Vérification du renversement	77
4.10 Vérification de l'effort normal réduit	77
4.11 Justification de voiles.....	78
5. Conclusions	79

VI. Etude thermique :	
1. Introduction	80
2. Notion de chaleur et de température	81
3. Détermination des températures	82
4. Détermination des profils de température	83
5. Situation du projet	85
6. Conclusion.....	88
VII. Etude des Eléments Structuraux :	
1. Etude du plancher :	
1.1 Introduction	90
1.2 Combinaisons de calcul	90
1.3 Sollicitations de calcul	90
1.4 Dalle pleine RDC	91
1.5 Dalle pleine étage courant	95
1.6 Dalle pleine Terrasse accessible	98
1.7 Dalle pleine Terrasse inaccessible	102
1.8 Récapitulation du ferrailage.....	106
2. Balcon :	
2.1 Combinaison d'actions	107
2.2 Calcul du ferrailage de la dalle	107
2.3 Détermination de l'épaisseur de la dalle.....	107
2.4 Récapitulation du ferrailage les balcons.....	111
3. Les voiles en béton armé :	
3.1 Introduction	112
3.2 Prescriptions pour le ferrailage des voiles	112
3.3 Combinaisons de calcul	115
3.4 Sollicitations de calcul	116
3.5 Conclusion du ferrailage	118
3.6 Vérification de flambement	121
VIII. Les Fondations :	
1. Généralité	124
2. Choix de type de fondation	124
2.1 Combinaisons d'actions à considérer	125
2.2 Le choix de fondation	125
3. Pré-dimensionnement du Radier général	125
3.1 Calcul du ferrailage de la dalle.....	130
3.2 Calcul du ferrailage de la nervure	135
4. Conclusion	139

IX. Etude d'entrechoquement entre deux blocs adjacents :	
1. Introduction	140
2. Histoires et pathologie de l'effet d'entrechoquement	140
3. Définition de l'entrechoquement.....	140
4. Solution de l'entrechoquement	143
5. Evaluation d'entrechoquement par l'élément « Gap ».....	145
6. Conclusion.....	152
 Conclusion Générale.....	 153

Liste des figures

Figure I.1 : Structures « mixtes » avec des murs porteurs couplés à des portiques.....	2
Figure I.2 : Structures à noyau central.....	3
Figure I.3 : Structure uniquement à murs porteurs.....	3
Figure I.4 : construction de voiles en béton armé.....	4
Figure I.5 : Déformations des voiles homogènes simplement comprimés (comportement élastique avec coefficient de Poisson positif) avec déplacements bloqués.....	5
Figure I.6 : Mode de rupture des voiles élancés.....	6
Figure I.7 : Modes de rupture des voiles courts.....	6
Figure I.8 : coupe de voile en élévation.....	7
Figure I.9 : Dalle pleine.....	9
Figure I.10 : Dalle pleine repose sur poutre.....	10
Figure II.1 : Présentation de l'ouvrage en carte.....	11
Figure II.2 : Dimension en plan.....	12
Figure II.3. Dimensionnement d'un RDC en plan (X,Y).....	12
Figure II.4: Structure modéliser en SAP 2000.....	13
Figure II.5 : Dalle pleine	14
Figure II.6 : Les éléments des escaliers.....	14
Figure II.7 : Diagramme de contrainte / déformation du béton.....	18
Figure II.8 : Diagramme de calcul a l'état ELS.....	19
Figure II.9 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier.....	20
Figure II.10 : Diagramme contrainte/déformation.....	21
Figure III.1: Dimension le panneau le plus grand.....	24
Figure III.2: Plancher terrasse inaccessible.....	25
Figure III.3 : Plancher dalle pleine.....	26
Figure III.4 : Coupe transversale des murs extérieurs	27
Figure III.5 : Cloison intérieur.....	28
Figure III.6 : Schéma d'un escalier	29
Figure III.7 : Coupe de voile en élévation.....	30
Figure III.8 : Coupe de voile en plan.....	31

Figure IV.1 : Schéma de l'Acrotère.....	32
Figure IV.2 : la section de calcul d'acrotère.....	34
Figure IV.3 : Schéma du ferrailage de l'acrotère 60 cm.....	37
Figure IV.4 : Schéma d'un escalier.....	41
Figure IV.5 : Des escaliers.....	41
Figure IV.6 : Schéma statique de l'escalier avec 2 volées.....	43
Figure IV.7 : Schéma d'un escalier avec une seule volée.....	49
Figure IV.8 : Schéma statique de l'escalier avec une seule volée.....	50
Figure IV.9 : Un ascenseur.....	56
Figure IV.10 : Schéma descriptif de la méthode de PIGEAUD.....	57
Figure IV.11 : Schéma de la surface d'impact.....	61
Figure V.1 : spectre de réponse de l'accélération.....	68
Figure V.2 : translation selon XX.....	71
Figure V.3 : translation selon YY.....	71
Figure V.4 : Effet $P-\Delta$	76
Figure V.5 : Schéma des forces.....	77
Figure VI.1 : Représentation schématique des composantes constitutives d'un profil de température.....	80
Figure VI.2: les modes de transfert de chaleur à travers une paroi.....	82
Figure VI.3 : Modèle physique	82
Figure VI.4 : Chargement de la température et le gradient.....	86
Figures VI.5 : Effet thermique sur les voiles supérieures de la structure	86
Figure VI.6 : Effet thermique de la terrasse inaccessible.....	87
Figure VII.1 : Schéma du ferrailage de la dalle.....	106
Figure VII.2 : Schéma de ferrailage des dalles sur deux appuis.....	111
Figure VII.3 : schéma d'un « Voile soumis à la flexion composée ».....	114
Figure VII.4 : section partiellement tendue.....	114
Figure VII.5 : section entièrement tendu.....	115
Figure VII.6 : section entièrement comprimé.....	115

Figure VII. 7 : Schéma de ferrailage du voile de 80cm sous-sol.....	121
Figure VII.8 : Schéma de ferrailage du voile de 160 cm étage.....	121
Figure IIX.1 : dimensionnement du radier.....	127
Figure IIX.2 : Déplacement U_z	128
Figure IIX.3 : Moment M_{11} à l'ELU.....	129
Figure IIX.4: Moment M_{22} à l'ELU	129
Figure IIX.5 : Schéma de ferrailage du radier.....	134
Figure IIX.6 : Diagramme moment de nervure en ELU.....	135
Figure IIX.7 : Diagramme moment de nervure en ELS.....	135
Figure IIX.7 : Ferrailage de la nervure en Travée.....	138
Figure IIX.8 : Ferrailage de la nervure en Appuis.....	138
Figure IX.1 : a) l'entrechoquement de deux bâtiments similaire avec des planchers de même niveau a causé des dégâts aux façades et aussi bien que l'éclatement, pour la structure (Mexico 1985) ; b) un effondrement total du bâtiment (Mexico 1985) : le bâtiment moderne renforcé à gauche s'est effondré suite aux chocs avec le bâtiment ancien très rigide vers la droite.....	140
Figure IX.2 : Comportement des bâtiments adjacents lors du séisme.....	141
Figure IX.3: Représentation de différentes situations d'entrechoquement.....	141
Figure IX.4 : Ouverture entre deux bâtiments (Boumerdes, 2003).....	141
Figure IX.5 : Séparation des deux bords des bâtiments adjacents.....	142
Figure IX.6 : Effondrement des planchers du milieu (Mexique, 1985).....	142
Figure IX.7 : largeur minimum du joint sismique selon RPA99 v2003.....	144
Figure IX.8 : Modélisation de deux blocs adjacents.....	145
Figure IX.9 : Graphe d'accélération en fonction du temps du séisme.....	145
Figure IX.10 : L'élément non linéaire GAP.....	146
Figure IX.11 : Photos d'un Gap entre les deux blocs.....	147
Figure IX.12 : Mouvement harmonique des deux blocs.....	147
Figure IX.13 : Mouvement des deux blocs pour Mode 1	148
Figure IX.14 : Mouvement des deux blocs pour Mode 2	148
Figure IX.15 : Mouvement des deux blocs pour Mode 3	149
Figure IX.16 : Les points d'entrechoquement 42 ; 42 ; 44 ; 45 ; 47.....	149

Figure IX.17 : Les points d'entrechoquement 18 ; 20 ; 23 ; 25 ; 27 ; 28 ; 30 ; 32 33.....	149
Figure IX.18 : Les points d'entrechoquement 8 ; 9 ; 10 ; 11 ; 12 ; 13 ; 14 ; 15 ; 16	150
Figure IX.19 : Vérification de l'entrechoquement pour terrasse accessible.....	150
Figure IX.20 : Vérification de l'entrechoquement pour 6 ^{ème} étage.....	151
Figure IX.21 : Vérification de l'entrechoquement pour 5 ^{ème} étage.....	151
Figure IX.22 : Vérification de l'entrechoquement pour RDC.....	152

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Dimension en élévation.....	13
Tableau III.1: Plancher terrasse accessible.....	24
Tableau III.2 : Plancher terrasse inaccessible.....	25
Tableau III.3: Plancher sous-sol.....	25
Tableau III.4: Plancher RDC.....	26
Tableau III.5: Plancher Etage courant.....	26
Tableau III.6: Balcon.....	27
Tableau III.7: Murs extérieurs (double parois).....	27
Tableau III.8 : Murs intérieurs.....	28
Tableau III.9 : L'escalier.....	29
Tableau IV.1 : Les charges de l'acrotère.....	33
Tableau IV.2 : Efforts et moments des acrotères.....	33
Tableau IV.3 : Ferrailage de l'acrotère 60cm.....	35
Tableau IV.4 : Ferrailage de l'acrotère 120cm.....	38
Tableau IV.5 : Evaluation des sollicitations (2 volées).....	44
Tableau IV.6 : Ferrailage des escaliers (2 volées).....	46
Tableau IV.7 : Ferrailage d'escaliers avec 2 volées.....	48
Tableau IV.8 : Evaluation des sollicitations (1 volée).....	50
Tableau IV.9 : Ferrailage d'escaliers (1 volée).....	52
Tableau IV.10 : Récapitulation du ferrailage des escaliers.....	55
Tableau IV.11 : Sollicitations de la dalle machine.....	59
Tableau IV.12 : Ferrailage de la dalle de la machine.....	60
Tableau V.1 : Calcul de l'excentricité.....	67
Tableau V.2 : Classification de site.....	67
Tableau V.3 : Valeurs des pénalités Pq (Portiques seulement).....	69
Tableau V.4 : périodes et pourcentages de participation massique.....	70
Tableau V.5 : Poids des différents étages.....	74

Tableau V.6 : Déplacements latéraux inter-étages.....	75
Tableau V.7 : Résultat d'effet P- Δ	76
Tableau VI.1 : Températures de l'environnement intérieures T_{in} données à titre indicatif.....	84
Tableau VI.2 : Températures T_{OUT} pour bâtiment au dessus du niveau du sol, données à titre indicatif.....	84
Tableau VI.3 : Températures T_{OUT} pour parties souterraines de bâtiment, données à titre indicatif.....	84
Tableau VI.4 : Évaluation des sollicitations.....	85
Tableau VI.5 : Les sollicitations du moment fléchissant au combinaison « thermique , dynamique ».....	87
Tableau VI.6 : Exemple sur les sollicitations thermiques et dynamique max dans le voile	88
Tableau VII.1 : sollicitation thermique pour les terrasses.....	90
Tableau VII.2 : évaluation des sollicitations « ELU, ELS ».....	91
Tableau VII.3 : Récapitulation du ferrailage des dalles pleines.....	106
Tableau VII.4 : Moment fléchissant du port à faux à l'ELU et à l'ELS.....	107
Tableau VII.5 : Récapitulation du ferrailage les balcons.....	111
Tableau VII.6 : Exemple sur Sollicitations dynamique max de calcul dans le voile	116
Tableau VII.7 : Exemple sur Sollicitations thermiques max de calcul dans le voile	116
Tableau VII.8 : Sollicitations de calcul les voiles V_x, V_y dans tous les niveau.....	119
Tableau VII.9 : Sollicitations de calcul les voiles V_x, V_y dans tous les niveaux.....	120
Tableau VII.10 : Sollicitations de calcul les voiles, V_x, V_y dans tous les niveaux.....	120
Tableau VII.11 : vérification au flambement dans tous les niveaux.....	122
Tableau VII.12 : vérification au flambement dans tous les niveaux.....	123
Tableau VII.13 : vérification au flambement dans tous les niveaux	123
Tableau IIX.1 : Les sollicitations du radier.....	130
Tableau IIX.2 : Récapitulation du ferrailage de la dalle.....	134
Tableau IIX.3 : Récapitulation du ferrailage de la nervure.....	138

Liste des notations

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

E : Action accidentelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

f_{cj} : Résistance à la compression.

f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours.

f_{tj} : Résistance à la traction.

E_{ij} : Déformations instantanées.

E_{vj} : Déformations différées.

ν : Coefficient de poisson.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte admissible de cisaillement.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

f_{bc} : Contrainte de calcul.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_{bc} : Contrainte du béton.

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

A : Facteur d'accélération de la zone.

C_p : Facteur de la force horizontale.

E_s : Module d'élasticité longitudinal.

λ : L'élancement mécanique des poteaux.

h : Facteur de correction d'amortissement.

β : Valeur du coefficient de pondération.

W : Poids total de la structure.

W_i : Poids sismiques de l'étage « i ».

N : Effort normale.

V : Effort tranchant.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_s : Moment à l'état limite service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment en appuis.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

A_r : Section d'armatures de répartition.

μ_u : Moment ultime réduit.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

L_f : Longueur de flambement.

\varnothing_l : Diamètre d'une barre d'acier longitudinal

\varnothing_t : Diamètre d'une barre d'acier transversale

S_t : Espacement.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

I : Moment d'inertie.

K : Coefficient de raideur du sol.

δ : Gradient thermique.

T : température uniforme

INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale

Comme tous les pays, l'Algérie cherche toujours à atteindre son souhait de développement dans tous les domaines et surtout concernant les bâtiments et les infrastructures de base tel que les routes, les barrages...

Notre formation d'ingénieur étant achevée, dans le but de mettre en pratique nos acquis et d'acquérir une expérience dans le domaine de l'étude et la conception des bâtiments, nous avons choisi comme thème de notre projet de fin d'étude « l'étude d'une structure en béton armé à usage multiple », composée d'un sous-sol, rez de chaussée et 6 étages contreventé par voiles uniquement.

Toute étude de projet d'un bâtiment, a pour but d'assurer la stabilité et la sécurité des structures en fonction de la résistance des différents éléments structuraux aux différentes sollicitations (compression, flexion...).

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 modifié 99 et RPA99 V 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier). Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés

Ce travail est composé de neuf chapitres:

- ✓ Le premier on a présenté des généralités sur les voiles et les dalles,
- ✓ Le deuxième est consacré à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser,
- ✓ Le troisième chapitre consiste le pré dimensionnement des éléments structuraux,
- ✓ Un 4eme chapitre pour étudier les éléments secondaires (plancher, l'acrotère, l'escalier...),
- ✓ On enchaîne dans le cinquième et le sixième chapitre l'étude dynamique et l'étude thermique qui ont été réalisées par le logiciel « SAP2000 »,
- ✓ Le 7eme chapitre présente le calcul des ferrailages des éléments structuraux,
- ✓ L'étude de l'infrastructure est détaillée dans le 8eme chapitre,
- ✓ Finalement, nous avons consacré le 9eme chapitre pour l'étude entrechoquement entre deux blocs avec élément « GAP » et les solutions de le réduire sur deux blocs adjacents insuffisamment séparés. Et cela dans le but de mise en évidence de ses effets sur les structures par une illustration des différents dommages rapportés suite au séisme.
- ✓ Et enfin on terminera par une conclusion générale.

CHAPITRE I
LES VOILES
ET
LES DALLES

I.1 Introduction

La conception des structures en voiles et dalles souligne le jeu des plans, lorsqu'on fusionne dans un édifice les dispositifs spatial et constructif : une composition de parois verticales pleines et autoportées, associées aux surfaces horizontales reposant sur ces appuis.

La raison pour laquelle on traite ces deux types d'éléments de structure vient de ce que leur composition donne lieu à une typologie structurelle très répandue, dite structure à base de voiles ou de murs porteurs.

I.2 Les Voiles :

I.2.1 Définition et mode constructif :

Beaucoup d'immeubles dans le monde sont construits en utilisant les voiles comme éléments principaux de résistance. Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. Tout en étant conscient de la grande variété des constructions à murs porteurs, nous ne pouvons fournir qu'une classification assez générale, à cet égard, trois grandes catégories peuvent être rencontrées:

➤ structures « mixtes » avec des murs porteurs associés à des portiques, sachant que le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales est assuré par les poteaux et les poutres, tandis que les voiles assurent la résistance aux forces horizontales.

➤

Un exemple de ce système constructif est présenté dans la figure 1.1.

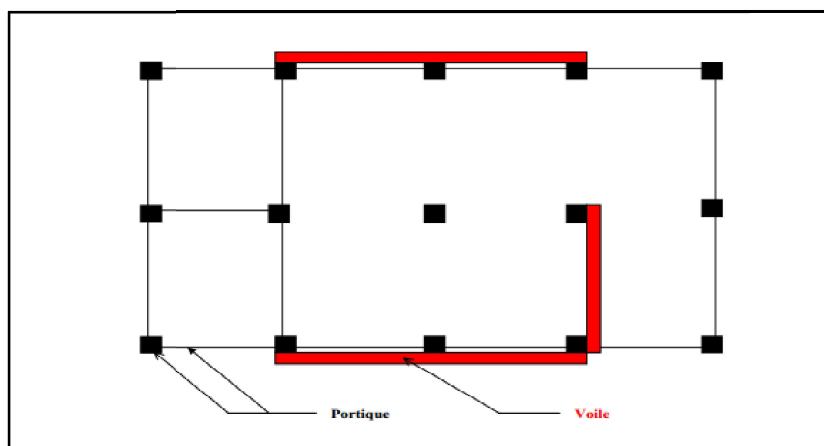


Figure I.1 : Structures « mixtes » avec des murs porteurs couplés à des portiques

➤ structures à noyau central :

Dans ce cas un noyau central formé de deux murs couplés à chaque étage par des poutres assure majoritairement la résistance aux forces horizontales. Une certaine résistance supplémentaire peut être apportée par les portiques extérieurs, comme le montre la Figure 1.2.

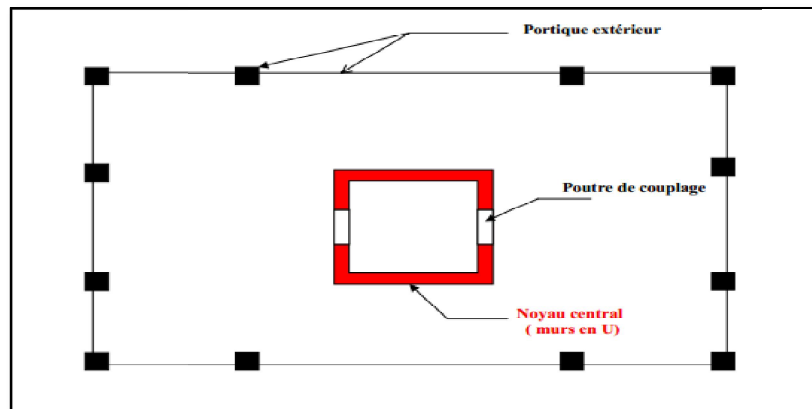


Figure I.2 : Structures à noyau central

➤ structures uniquement à murs porteurs : ou les voiles assurent en même temps le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales et le rôle de résistance aux forces horizontales.

La figure 1.3 fait apparaître ce système constructif.

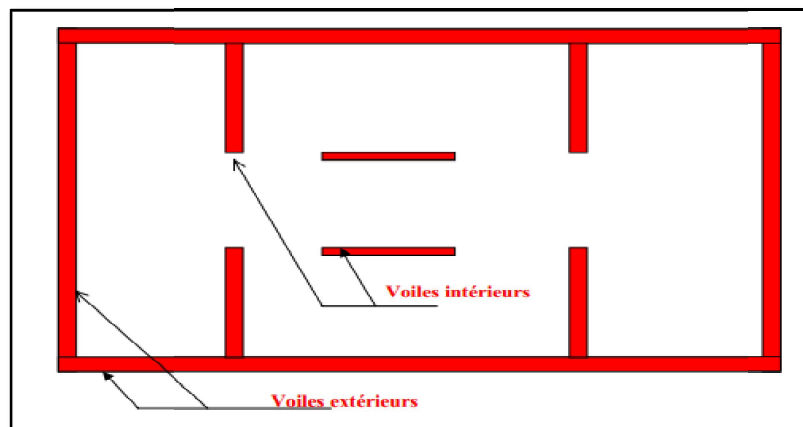


Figure I.3 : Structure uniquement à murs porteurs

I.2.2 Utilisation des murs voiles :

Les raisons d'utilisations les murs voiles comme des éléments résistants aux efforts sismiques sont :

- Rendre la structure plus rigide.
- Diminuer les phénomènes d'instabilité.
- Rendre le comportement de la structure plus fiable par rapport aux structures auto Stable.

- Assure une isolation acoustique.
- Reprend les charges permanentes et exploitations a porté par les planchers.



Figure I.4 : Construction de voiles en béton armé.

I.2.3 Les fonctions des voiles :

Un voile se présente comme un mur, en effet, un cas particulier, en tant qu'un mur simple, un voile doit parfois intégrer un ensemble de fonctions :

- la descente des charges verticales de son sommet jusqu'à sa base (rôle de mur porteur),
- la reprise des forces horizontales agissant dans son plan (contreventement),
- la reprise des forces horizontales hors plan (rôle de paroi),
- l'étanchéité vis-à-vis de l'eau de pluie et du vent, la perméabilité à la vapeur d'eau, l'isolation thermique, le rôle de volant d'inertie thermique et hygrométrique,

Un voile porteur peut être vu comme une suite de poteaux, deux treillis et des épingles jouant exactement le rôle des barres longitudinales et des étriers dans les poteaux.

A la différence néanmoins que dans la suite de poteaux les charges ne descendent pas le long du voile par un chemin à priori déterminé (dans la suite de poteaux chaque élément reprend la force extérieure qui est appliqué sur son sommet et la ramène à son pied).

Certains avantages résultent de ce fait :

- des percements sont possibles dans le voile, ainsi que des porte-à-faux, avec des modifications localisées de l'état de sollicitation de la structure, qui peuvent être reprises par des armatures locales ;
- un changement des conditions d'appui (dû par exemple à un tassement des fondations) ou de chargement (comme une surcharge localisée) peuvent être repris par la structure qui redistribue les sollicitations intérieurement.

Les voiles en béton armé ont une résistance à la traction non négligeable ; par conséquent la mise en place d'une poussée n'est pas une condition nécessaire pour que ces structures résistent par un effet semblable à l'effet d'arche en présence de percement ou de tassements.

C'est seulement si les armatures ne peuvent pas reprendre les forces de traction nécessaires à la mise en place d'un régime d'efforts de membrane, le béton entrant alors en état de fissuration, qu'un effet d'arche proprement dit pourra expliquer la tenue de l'ouvrage.

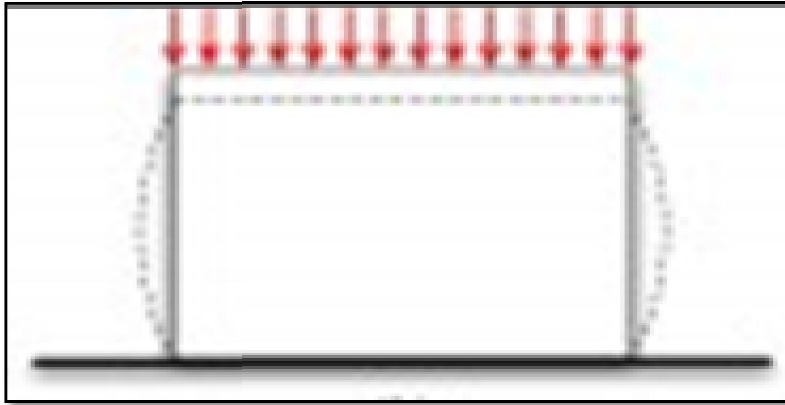


Figure I.5 : Déformations des voiles homogènes comprimés.

La fonction de contreventement est assurée par des efforts intérieurs tangentiels de membrane. Le comportement de ces éléments de structure sous efforts horizontaux dépend du rapport entre leur hauteur et leur largeur, qu'on appelle élancement :

- un voile élancé (qui a un élancement de l'ordre supérieur de 1,5) a un comportement qui s'apparente de celui d'une poutre : le couple de renversement généré par les efforts extérieurs et par la réaction du sol est équilibré par un couple intérieur fibres comprimées-fibres tendues, avec la résistance à la traction assurée par les armatures ;
- un voile court (qui a un élancement de l'ordre inférieur de 1,5) se comporte comme une console courte. La résistance est assurée encore par la mise en place d'un système fibres tendues-fibres comprimées, mais cette fois ces fibres ne sont pas parallèles, mais organisées comme un ensemble montant-diagonales d'un treillis.

Les voiles élancés travaillent à la flexion alors que les voiles courts travaillent à l'effort tranchant. Les voiles résistent aux forces horizontales aussi par effet stabilisant de leur poids propre qui peut parfois être pris en compte (mur de soutènement).

Les deux classes de voiles doivent être armées différemment pour bien tenir compte de la façon dont ils répondent aux efforts extérieurs. Dans tous les cas les armatures sont normalement organisées en treillis soudé ou en double grille orthogonale pour des raisons de montage, même si les tractions maximales sont le plus souvent dans le voile dirigées suivant

des lignes inclinées à 45°, des armatures verticales de renfort, placées près des bords, permettent la reprise des efforts maximum de traction (et de compression).

Ce qui permet de mettre en évidence deux grandes familles de mode de rupture :

❖ Mode de rupture des voiles élancés, représenté sur la figure 1.6

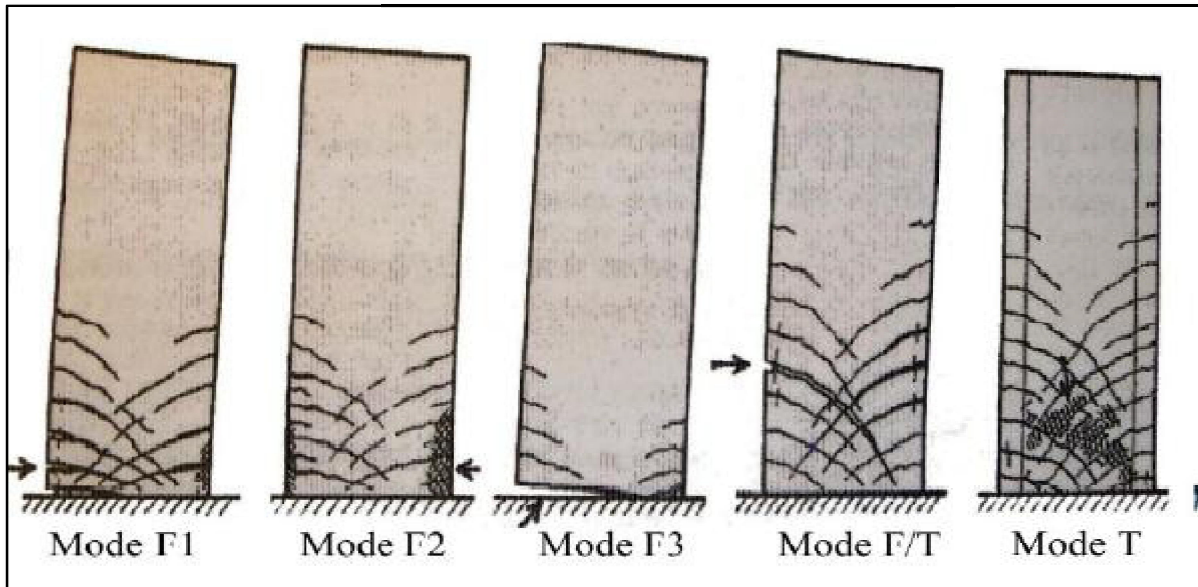


Figure 1.6 : Mode de rupture des voiles élancés.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Mode f1} \\ \text{Mode f2} \\ \text{Mode f3} \end{array} \right.$ des ruptures en flexion.

* Mode f/t rupture en flexion – effort tranchant.

* Mode t des ruptures par effort tranchant.

❖ Mode de ruptures des voiles courts, représenté sur la figure 1.7

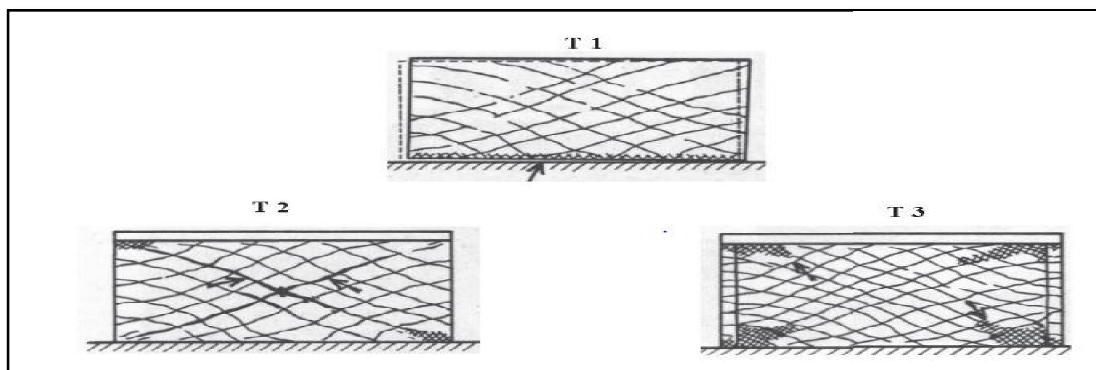


Figure I.7 : Modes de rupture des voiles courts.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Mode T1 rupture par glissement.} \\ \text{Mode T2 rupture diagonale.} \\ \text{Mode T3 rupture par écrasement} \end{array} \right.$

I.2.4 Principes de dimensionnement :

La plupart des codes de constructions essaient de dimensionner des bâtiments au séisme de façon que l'énergie sismique apportée puisse être absorbée et dissipée par des déformations inélastiques de la structure.

Le concept en vigueur dans la plupart des codes dont l'EUROCODE 8 et celui de « capacity design » qui prévoit la formation d'un mode de rupture par création d'une rotule plastique à la partie inférieure d'un voile supposé encastré à sa base. Une grande capacité de déformation ductile est organisée dans cette région (zone critique) tout en assurant un comportement élastique au-dessus de la zone critique. Pour atteindre une grande capacité d'absorption et de dissipation d'énergie, les sources potentielles de rupture fragile par effort tranchant doivent être éliminées en s'assurant que la plastification de la zone critique intervient en premier. L'augmentation de la ductilité dans une section passe par la présence des cadres disposés autour des armatures verticales dans les zones confinées.

D'après le règlement RPA, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$\left\{ \begin{array}{l} a > \frac{h_e}{20} \text{ l'épaisseur du voile} \\ l \geq 4*a \text{ largeur du voile} \end{array} \right.$$

L'épaisseur minimale $a_{\min} = 15\text{cm}$.

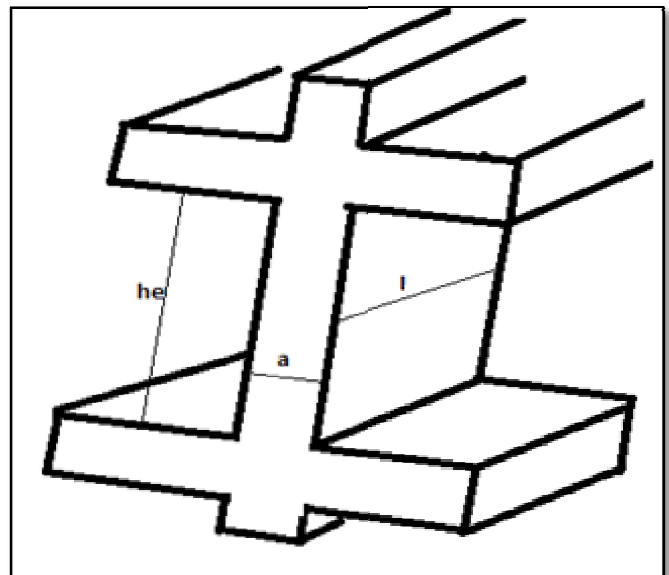


Figure I.8 : Coupe de voile en élévation.

I.2.5 Mur voile sous action sismique :

Dans les codes et règlements parasismiques, la réponse des structures sous l'action sismique à étudier et conduite en faisant appel à des méthodes simplifiées selon la nature de l'ouvrage et sa destination.

Doit Calculer la sollicitation (l'effort tranchant) provoquée par un séisme donné à la base de l'édifice et la compare un paramètre d'exigence à un paramètre de capacité d'un bâtiment.

Une structure soumise à un violent séisme est sollicitée au-delà du domaine élastique et se comporte de manière fortement non-linéaire. Les règlements actuels préconisent une analyse linéaire équivalente de la structure dont les sorties sont ensuite modifiées par des facteurs correcteurs afin de prendre en compte les aspects non-linéaires du comportement. La rigidité globale est modifiée pendant la réponse dynamique et la capacité résistante dépend du comportement de chaque composant de la structure.

La dégradation est plus sensible au "déplacement" qu'à "l'effort", car la ruine est plus liée à une atteinte de la limite en déformation qu'au dépassement d'une limite en effort.

La méthode proposée consiste à effectuer une analyse pour détecter les modes de rupture ductiles et non ductiles d'un mur voile, puis à calculer les déplacements maximaux en tenant compte (lorsque cela est possible) de l'effet des modes les plus élevés.

I.3 Les Dalles :

Une dalle est une structure étendue sur deux directions horizontales supportant des charges verticales.

Le schéma statique correspondant aux dalles est celui des plaques. Une plaque est un milieu continu bidimensionnel, sa géométrie pouvant être représentée par une surface plane dont l'épaisseur est petite par rapport aux dimensions de la surface.

I.3.1 Typologies des dalles en béton

➤ unidirectionnelles

- ✓ à nervures : dalle béton renforcée par des nervures verticales (poutres) qui permettent d'augmenter la portée de la dalle.
- ✓ à poutrelles et entrevous : plancher composé de poutrelles précontraintes et d'entrevous sur lequel est coulée in situ une dalle de compression.
- ✓ alvéolées précontraintes : dalle préfabriquée précontrainte allégée par ses alvéoles.
- ✓ à dalle pleine : les armatures principales sont disposées dans une seule direction.

➤ **Bidirectionnelles**

- ✓ à caissons : dalle nervurée dans les deux directions.
- ✓ à dalle pleine : les armatures principales sont disposées suivant deux directions.
- ✓ bidirectionnelles à champignon : Plancher constitué d'une dalle en béton reposant sur des poteaux évasés à leur sommet.

I.3.2 Principe des dalles pleines :

C'est un plancher en béton armé coulé sur un coffrage plat. Cette dalle est armée afin d'augmenter la résistance mécanique de la structure. Ce type de dalle facilite l'incorporation des câbles et canalisations tout en offrant une bonne isolation phonique. En revanche, elle nécessite la mise en place de coffrages parfois conséquents. La dalle pleine peut être réalisée dans son intégralité sur place ou en partie, auquel cas seul le coulage du béton est effectué sur place.

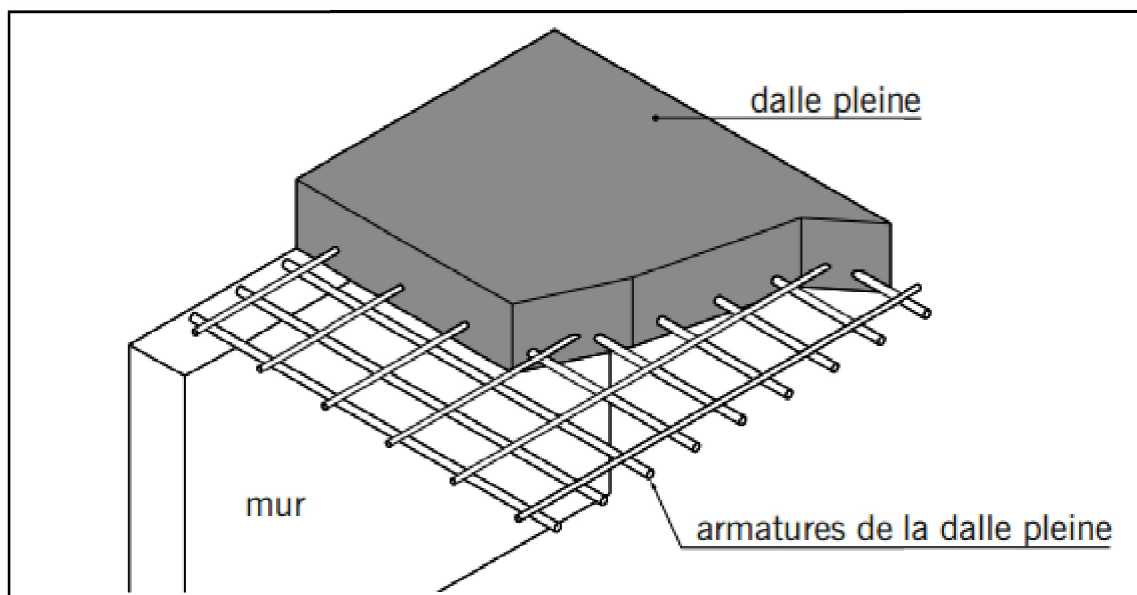


Figure I.9 : Dalle pleine.

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

- de résistance à la flexion : $1/30$ à $1/35$ de la portée pour une dalle reposant sur 2 appuis ; et $1/40$ à $1/50$ pour une dalle reposant sur 3 ou 4 cotés.
- d'isolation acoustique : ≥ 16 cm
- de rigidité ou limitation de la flèche $\leq 1/500$;
- de sécurité vis à vis de l'incendie : on adopte une épaisseur de 7 cm pour 1 heure de coupe-feu et de 11 cm pour 2 heures de coupe-feu.

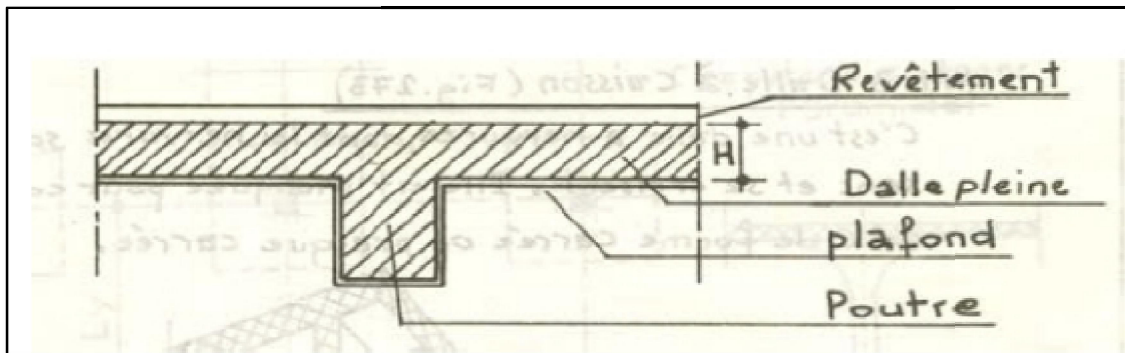


Figure I.10 : Dalle pleine repose sur poutre.

La dalle est réalisée sur un coffrage jointif recouvrant toute la surface. Le ferrailage est simple et facile à poser, cependant la dalle est un élément plan, les efforts qui la sollicitent doivent être repris suivant les deux directions principales d'où la nécessité de constituer un quadrillage lors du ferrailage des dalles.

Les ouvertures nécessitées par le passage de conduites électriques ou de tuyauteries doivent être prévues et tracées sur le plan de coffrage avant la réalisation.

I.4 Comportement d'ensemble et explorations architecturales :

Dans une construction, l'assemblage des planchers aux voiles porteurs permet d'atteindre un monolithisme apportant une redondance structurelle très favorable à la sécurité générale de l'ouvrage. La conception en voiles et dalles présente de plus plusieurs avantages qui relèvent autant de la performance structurelle que des possibilités d'organisation spatiale. Elle autorise des projets plus difficilement réalisables avec d'autres solutions constructives ou d'autres matériaux.

La question de certains rapports de charges peut être parfois réglée en faisant fonctionner un voile en poutre, soit pour le bénéfice d'un porte-à-faux, soit afin de supprimer une série de porteurs en étage inférieur.

CHAPITRE II
PRESENTATION
DU
PROJET

II.1. Introduction :

En génie civil, l'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur va prendre appui pour répondre à certaines exigences indispensables à son exploitation, afin d'assurer la sécurité, la durabilité, ainsi que le facteur d'économie qui doit être pris en compte.

II.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet à étudier est un bâtiment de R+6 à usage commercial et habitation, constitué de :

- Un sous sol désigné comme parking.
- RDC usage particulier local commercial.
- 6 étages comportant des habitations composées de 30 logements (F3, F5).
- Une buanderie

Le bâtiment sera implanté à Tlemcen, classé selon règlement parasismique Algérien (RPA, 99) v2003, zone faible sismicité (ZI).

II.2.1. Présentation de l'ouvrage en carte :

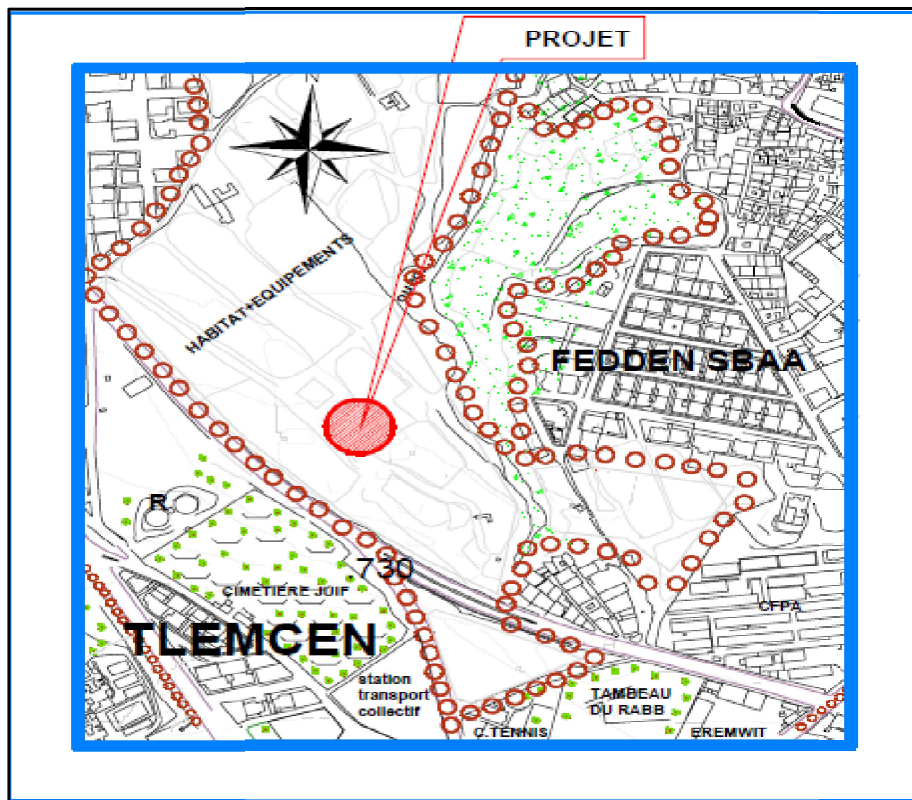


Figure II.1 : Présentation de l'ouvrage en carte

II.2.2 Description géométrique de la structure :

a) Dimensionnement en plan :

La structure étudiée présente une forme rectangulaire, nous présentons dans la figure II. 2.

(34x27) m²

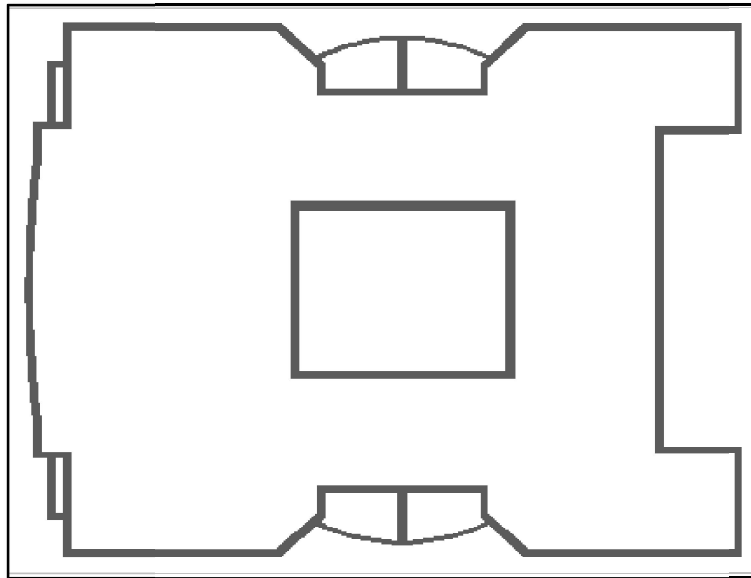


Figure II.2 : Dimension en plan

b) Dimensionnement en élévations :

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée le bloc de forme rectangulaire

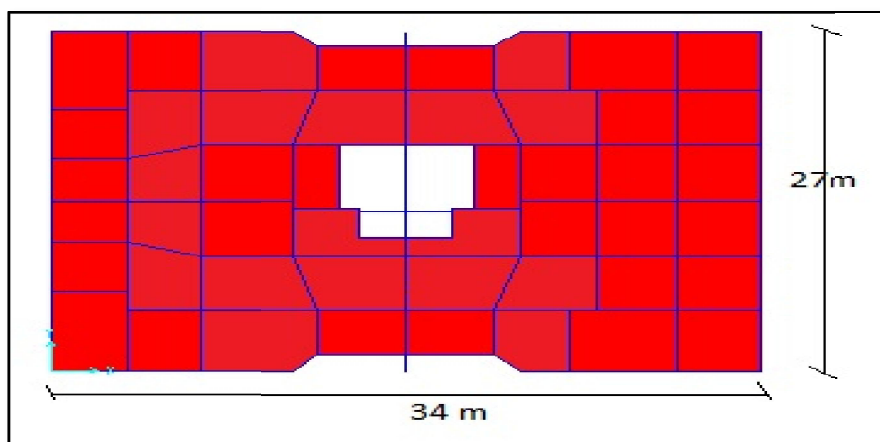


Figure II.3 : Dimensionnement d'un RDC en plan (X,Y)

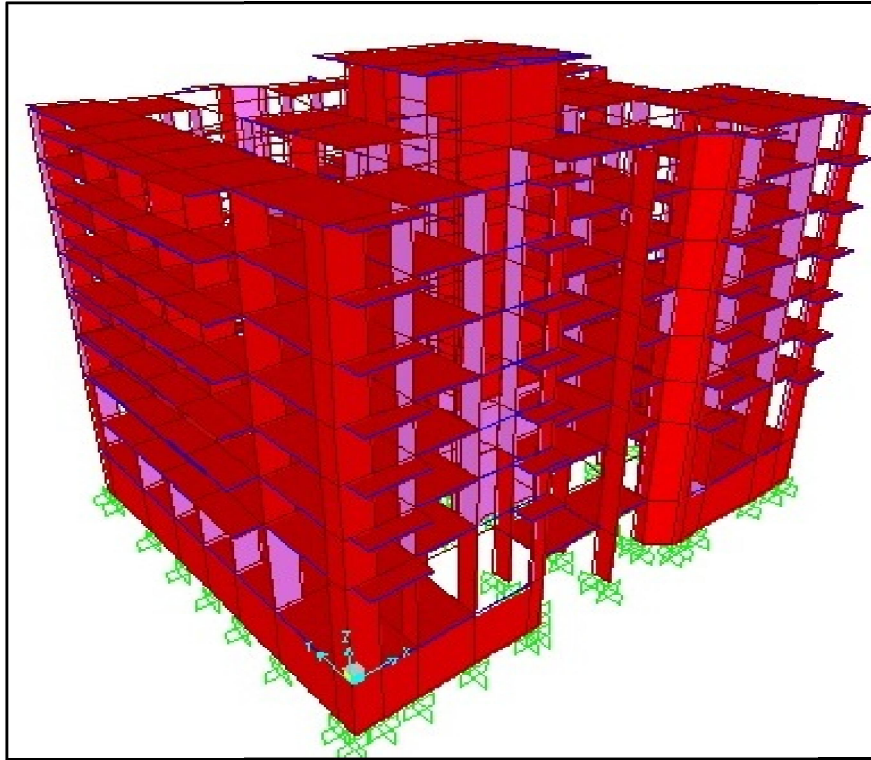


Figure II.4 : Structure modéliser en SAP 2000

Les caractéristiques géométriques sont représentés dans le tableau suivant :

HAUTEUR (m)	$H_{(tot)}$	$H_{(Entre\ sol)}$	$H_{(RDC)}$	$H_{(1^{er}\ Etage\ courant)}$	$H_{(Etage\ courant\ reste)}$
Bloc	24,48	-3,74	0	6,12	3,06

Tableau II.1 : Dimension en élévation

II.3. Conception de l'ouvrage :

II.3.1. Ossature :

C'est une structure auto-stable réalisée en système de voiles porteurs, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

II.3.2. Plancher :

Dans notre projet, On va utiliser un seul type de plancher « dalle pleine » représentée dans la figure II.3.

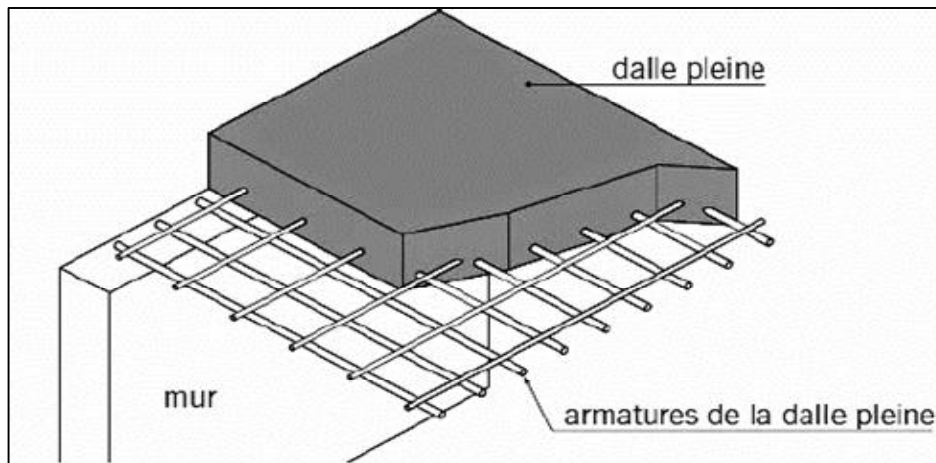


Figure II.5 : Dalle pleine

II.3.3. Escalier :

Le bâtiment est menait d'une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasse réalisés en béton armé coulé sur place.

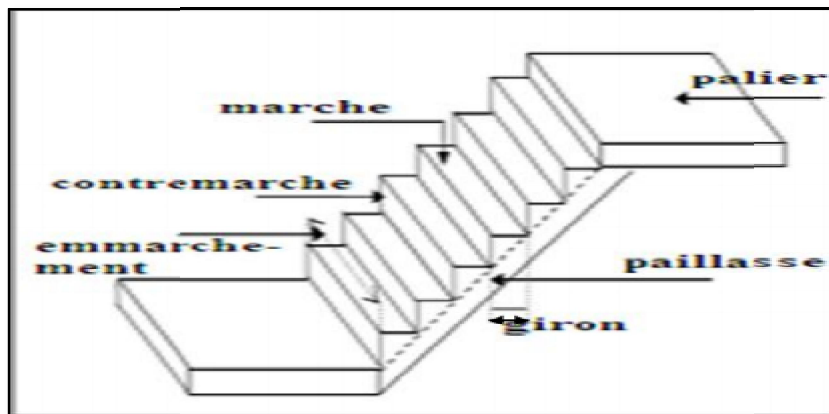


Figure II.6 : Les éléments des escaliers

II.3.4. Revêtement :

- Enduit en ciment et en plâtre pour les murs et les plafonds.
- Revêtement en carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Revêtement par étanchéité multicouche pour les planchers terrasses.

II.3.5. Isolation :

- Au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

II.3.6. Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées :
 - * des briques creuses de 15 *cm* d'épaisseur,
 - * une âme d'air de 5 *cm* d'épaisseur,
 - * briques creuses de 10 *cm* d'épaisseur.
- Murs intérieurs (cloisons de répartition) : une cloison de 10 *cm* d'épaisseur.

II.3.7. Acrotère :

La terrasse étant accessible et inaccessible sont entourée d'un mur de garde corps en béton armé d'une hauteur de 120 cm et 60cm d'une épaisseur de 10 cm.

II.3.8. Fondation :

La transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par le radier nervuré.

II.4. Caractéristiques géotechniques du sol :

- le bâtiment est implanté dans une zone classé par le RPA 99V 2003 comme zone de faible sismicité.
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considère comme S 3 « sol meuble » avec $k= 4\text{Kg}/\text{cm}^2$
- D'après le rapport du laboratoire mécanique de sol (**LTPO**), La contrainte admissible
 $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2\text{bars}$

II.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et au calcul des structures en béton armé.

II.5.1 : Béton :

On appelle béton un matériau constitué par le mélange de ciment, de granulats (sables et gravier), de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), dont des proportions convenables. La qualité du ciment et ces particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite, et la température de cuisson du mélange. Le béton est constitué de deux types de granulats :

- Sable de dimension inférieure à 5 mm
- Gravier de dimension inférieure à 25 mm

L'eau utilisée doit être propre, elle ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement et la cohésion du béton

Le béton possède les qualités suivantes :

- La résistance mécanique, essentiellement résistant à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.
- La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc.
- Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement les plus faibles possibles.
- La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation.

II.5.1.1 Résistance du béton :

a) Résistance du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours notée f_{c28} , cette valeur est déterminée par des essais de laboratoire.

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa} : f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,8 j} f_{c28} \quad \text{si : } j < 28\text{jours .}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si : } j > 28\text{jours .}$$

$$\text{Pour } f_{c28} \geq 40\text{MPa} : f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95 j} f_{c28} \quad \text{si : } j < 28\text{jours .}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si : } j > 28\text{jours .}$$

b) Résistance du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à **j** jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

II.5.1.2 Déformations longitudinales du béton:

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 :

$$\checkmark E_{ij} = 11000 * \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Le module de déformation différée " E_{vj} " à « j » jours dû au fluage est donné par la formule :

$$\checkmark E_{vj} = 3700 * \sqrt[3]{f_{cj}}.$$

II.5.1.3 Coefficient de poisson:

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré (à l'ELU).

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (à l'ELS).

II.5.1.4 Contrainte admissible de cisaillement :

$\tau = \min (0,20 f_{cj}/\gamma_b; 5 \text{ MPa})$ si la fissuration est non préjudiciable

$\tau = \min (0,15 f_{cj}/\gamma_b; 4 \text{ MPa})$ si la fissuration est préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une section en béton est défini par rapport à l'effort tranchant ultime **T_u**.

$$\tau_u = T_U / (b_0 * d) .$$

avec :

b_0 : Largeur de la section

d : Hauteur utile ($d=0.9h$).

II.5.1.5. Contrainte ultime (ELU) en compression :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

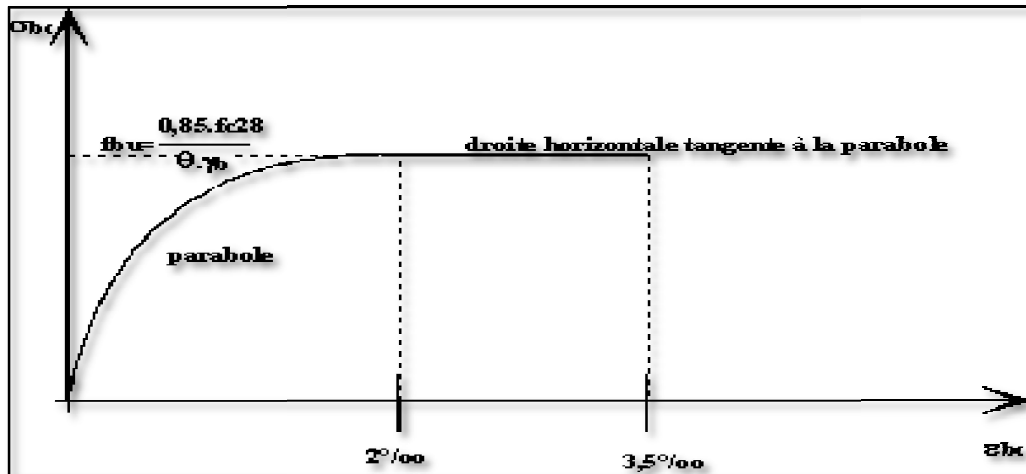


Figure II.7 : Diagramme de contrainte / déformation du béton

On a : $f_{bc} = 0,85 \cdot f_{cj} / \gamma_b$

f_b : contrainte limite ultime de compression.

γ_b : coefficient de sécurité.

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

avec : $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$

En pratique, on aura : $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles

$\gamma_b = 1,50$ pour les situations durable

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{bc} = 18,48 \text{ MPa.} \\ f_{bc} = 14,17 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

- $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ $\sigma_{bc} = f_{bc} \left[1 - \left(\frac{2 \cdot 10^{-3} - \epsilon_{bc}}{2 \cdot 10^{-3}} \right)^2 \right]$.
- $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ $\sigma_{bc} = f_{bc}$.

II.5.1.6 Contraintes de service (ELS) en compression :

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations calculées sans dépassement des contraintes limites, en supposant que le matériau se déforme dans le domaine élastique.

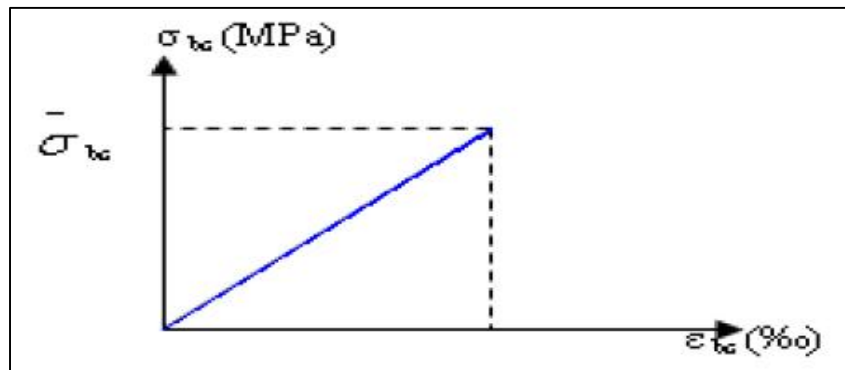


Figure II.8 : Diagramme de calcul à l'état ELS.

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à

$$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} \Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

II.5.2 Acier :

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone en faible pourcentage (comprises entre 0,02 % et 2 % en masse pour le carbone), leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

On distingue deux types d'aciers :

- ❖ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ❖ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

II.5.2.1 Différents types d'acier :

Dans la pratique ont utilisé les nuances d'acier suivantes :

a) Les ronds lisses (R.L) :

- Fe E 215 MPa.
- Fe E 235 MPa.

b) Les hautes adhérences (H.A) :

- Fe E 400 MPa
- Fe E 500 MPa

II.5.2.2 Contraintes limites :

a) Etat limite ultime (ELU) :

Les contraintes de calcul (σ_s) à l'ELU des armatures longitudinales et transversales sont données en fonction des déformations (ϵ_s) des aciers par le diagramme suivant :

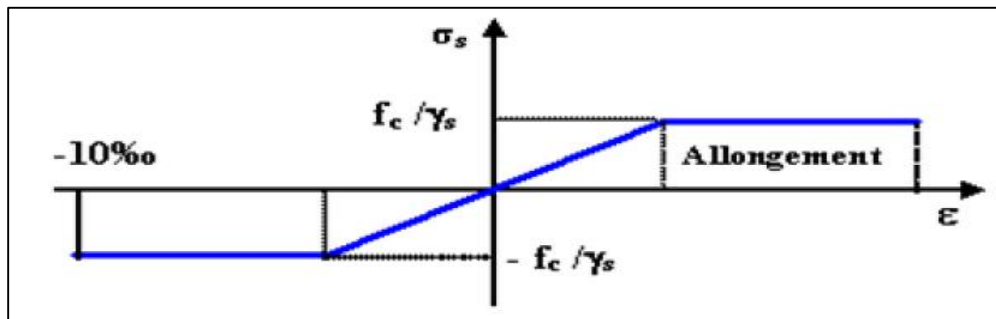


Figure II.9 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier.

- Acier naturel : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$
- Acier écroui : $\sigma_s = 1,1 f_e / \gamma_s$

Avec : $\left[\begin{array}{l} \gamma_s = 1,00 \text{ pour les situations accidentelles} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ pour les situations courantes} \end{array} \right]$

D'où $\sigma_s = 400 \text{ MPa.}$
 $\sigma_s = 348 \text{ MPa.}$

c) Etat limite service (ELS) :

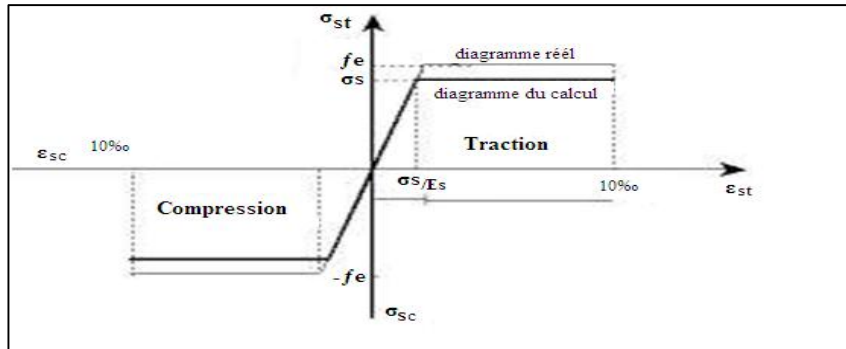


Figure II.10 : Diagramme contrainte/déformation.

Les contraintes limites de l'acier « σ_s » sont données en fonction de l'état limite d'ouverture des fissures.

$$\sigma_{st} = \begin{cases} (2/3 fe ; 110 \eta ft_{28}) & \text{détérioration préjudiciable} \\ (1/2 fe ; 90 \eta ft_{28}) & \text{détérioration très préjudiciable} \end{cases}$$

$$\eta \text{ (coefficient de fessuration)} = \begin{cases} 1,6 & \text{pour les H. A.} \\ 1,0 & \text{pour les R. L.} \end{cases}$$

II.5.2.3 Module d'élasticité longitudinal :

La nuance de l'acier : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

II.6. Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

Béton :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- ✓ La résistance du béton à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton à 28 jours : $E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton : $E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$

Acier :

- ✓ Armatures longitudinales : $f_e \text{ E } 400 \text{ [HA]} = 400 \text{ MPa}$
- ✓ Armatures transversales : $f_e \text{ E } 235 \text{ [RL]} = 235 \text{ MPa}$
- ✓ Treillis soudés (pour la dalle de compression) $150 \times 150 \text{ mm}^2$ avec $\Phi = 6 \text{ mm}$
- ✓ Module d'élasticité longitudinal : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

II.7 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'actions suivantes :

- **Etat limite ultime : $1,35G + 1,5Q$.**
- **Etat limite service : $G + Q$.**

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques

Algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

- $G + Q + E$
- $G + Q \pm 1,2 E$
- $0,8 G + E$

avec : G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

CHAPITRE III

Descente

Des

Charges

III.1. Introduction :

L'ouvrage est nécessaire d'uniformiser la distribution des charges au niveau de tous les éléments porteurs de charges des planchers pour l'obtention d'une bonne résistance et d'une bonne stabilité

La « descente des charges » désigne le calcul des efforts résultants de l'effet des charges verticales et horizontales sur les divers éléments porteurs verticaux (colonnes et murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Les charges réglementaires sont :

- **Les charges permanentes « G »** : présentent le poids mort, ce sont des actions dont les intensités sont constantes ou très peu variables dans le temps.
- **Les charges d'exploitation « Q »** : sont des actions dont les intensités varient de façon importante dans le temps et qui sont définies par les conditions d'utilisation de l'ouvrage.

III.2. Détermination de l'épaisseur du plancher « dalle pleine » :

Les planchers permettent de limiter les différents niveaux du bâtiment. On choisit des planchers « dalle pleine ».

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on doit vérifier la condition suivante :

$$\begin{cases} \frac{l_x}{l_y} \leq 0,4 & \text{Dalle portant dans un sens} \\ \frac{l_x}{l_y} \geq 0,4 & \text{Dalle portant deux sens} \end{cases}$$

Le plus grand panneau a comme dimensions $L_x = 4,40$ m et $L_y = 5,60$ m et que l'épaisseur à adopter sera plus grande que les deux conditions suivantes :

La condition de résistance : donnée en fonction de la nature des appuis sur laquelle repose la dalle :

- Dalles reposants sur deux appuis : $L_x/35 < h < L_x/30$
- Dalles reposants sur trois ou quatre appuis : $L_x/50 < h < L_x/40$

L_y : Grand coté du panneau de dalle.

L_x : Petit coté du panneau de dalle.

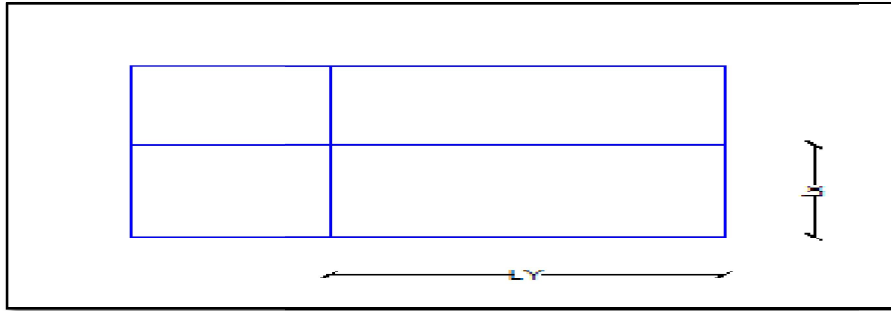


Figure III.1 : Dimension le panneau le plus grand

- $\frac{Lx}{Ly} = 0,78 \geq 0,4 \rightarrow$ dalle portant dans 2 sens 'hyperstatique'.

a. 1^{er} condition : confort acaustique et thermique « h = 15cm (min) ».

b. 2^{ème} condition : confort de flèche

$$\begin{cases} h < \frac{Lx}{45} & \rightarrow 1 \text{ sens.} \\ h > \frac{Lx}{45} & \rightarrow 2 \text{ sens.} \end{cases}$$

$$\rightarrow h \geq \frac{Lx}{45} = \frac{440}{45} = 9,77 \text{ cm}$$

Donc on prend : h = 20 cm.

III.3. Descente des charges :

III.3.1 Plancher terrasse accessible :

Désignation	e(m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle Pleine en BA	0.20	25	5
Isolation thermique	0.04	4	0,16
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G(KN/ m²)	6,52		
Q(KN/ m²)	1,50		

Tableau III.1: Plancher terrasse accessible.

III.3.2 Plancher terrasse inaccessible :

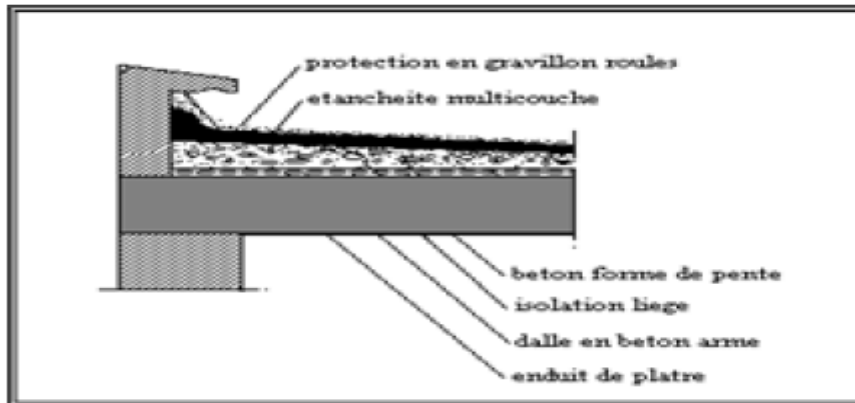


Figure III.2 : Plancher terrasse inaccessible.

Désignation	e(m)	ρ (kN/m ³)	G(KN/m ²)
Protection gravillon	0.03	20	0.60
Forme de pente	0.05	20	0.10
Etanchéité multicouche	0.02	0,06	0,0012
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Dalle pleine	0.20	25	5
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G(KN/m²)	6,96		
Q(KN/ m²)	1,00		

Tableau III.2 : Plancher terrasse inaccessible.

III.3.3. Plancher sous-sol :

Désignation	e(m)	ρ (kN/)	G (KN/m ²)
Charpe en béton	0.04	18	0.72
Dalle en BA	0.2	25	5
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
G(kN/m²)	6,08		
Q(kN/m²)	2,5		

Tableau III.3: Plancher sous-sol.

III.3.4 Plancher RDC :

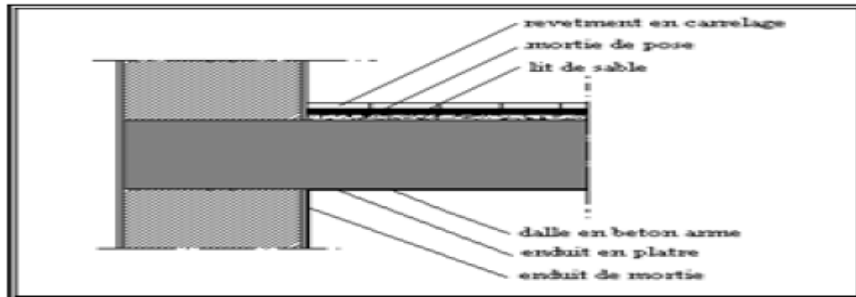


Figure III.3 : plancher dalle pleine

Désignation	e(m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle Pleine en BA	0.20	-	5
Cloisons intérieurs	0.1	10	1
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G(KN/ m²)	7,36		
Q(KN/ m²)	5		

Tableau III.4: Plancher RDC

III.3.5 Plancher Étage courant :

Désignation	e(m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Enduit en plâtre			
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle Pleine en BA	0.20	25	5
Cloisons intérieurs	0.1	10	1
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G (KN/ m²)	7,36		
Q (KN/ m²)	1.50		

Tableau III.5: Plancher étage courant

III. 3.6. Balcon :

Désignation	e(m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle Pleine en BA	0.20	-	5
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G(KN/ m²)	6,36		
Q(KN/ m²)	3,5		

Tableau III.6: Balcon

III.3.7 Murs extérieurs (double parois):

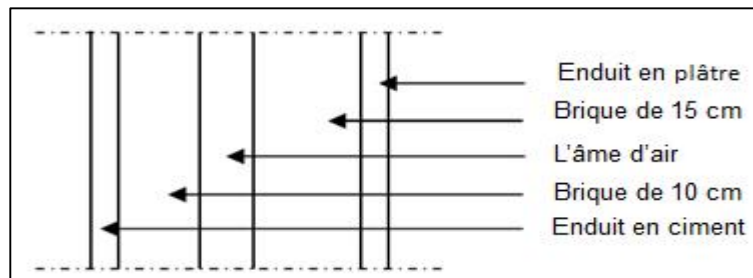


Figure III.4 : Coupe transversale des murs extérieurs

Désignation	e(m)	ρ (kN/m ³)	G
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Brique creuse.	0.15	9	1.35
L'âme d'air	0.05	-	-
Brique creuse	0.1	9	0.9
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G(KN/m²)	2,81		

Tableau III.7: Murs extérieurs (double parois)

III.3. 8 Murs intérieurs (cloisons) :

Désignation	e (m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G (KN/m ²)
Enduit en plâtre	0.02	1	0.2
Brique creuse	0.01	0.9	0.9
Enduit en plâtre	0.02	1	0.2
G(KN/m²)	1,3		

Tableau III.8 : Murs intérieurs

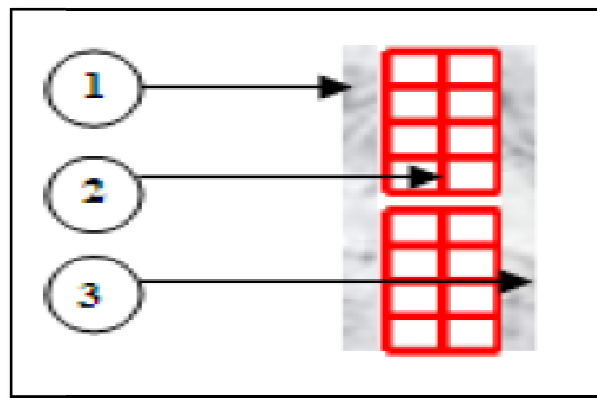


Figure III.5 : Cloison intérieure

III.3.9. Charge des escaliers :

Caractéristiques techniques :

✓ **Étage courant :**

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

$$\text{On a } 59 < 2h + g < 66$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

$$22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$$

Pour la vérification, on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$m = 2h + g$$

On a :

$$H = 153 \text{ cm}$$

$$Lr = 257 \text{ cm}$$

$$n = 9 \text{ contremarches}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} \Rightarrow h = 17 \text{ cm} \in [14 ; 20]$$

$$g = \frac{Lr}{n-1} = \frac{257}{8} \Rightarrow g = 30 \text{ cm} \in [22 ; 33]$$

Vérification :

$$m = 2h + g = 2 * 17 + 30 = 64 \text{ cm} \in [59 ; 66]$$

L'angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} \Rightarrow \tan \alpha = 0,5666 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

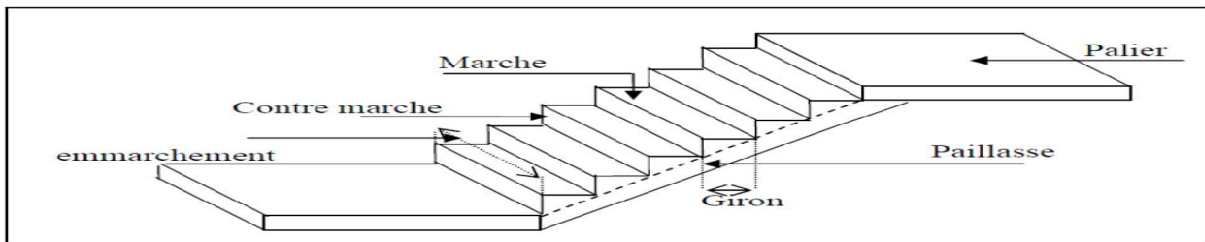


Figure III.6 : Schéma d'un escalier

Nature	Désignation	e (m)	ρ (kN/m ³)	G (KN/m ²)
Palier de repos	Carrelage	0,02	20	0,4
	Mortier de pose	0,02	20	0,4
	Lit de sable	0,02	18	0,36
	Poid propre de palier	0,15	25	3,75
	Enduit en ciment	0,02	20	0,40
Q et G	$G_{pr} = 5,31 \text{ kN/m}^2$		$Q_{pr} = 2,50 \text{ kN/m}^2$	
Paillasse	Carrelage horizontal	0,02	20	0,4
	Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,4
	Carrelage vertical	0,02	$\frac{20 * 0,17}{0,3}$	0,23
	Mortier de pose vertical	0,02	$\frac{20 * 0,17}{0,3}$	0,23
	Contre marche	$\frac{0,17}{2}$	25	2,125
	Enduit en ciment	0,02	$\frac{18}{\cos 29,53}$	0,413
	Poids propre de paillasse	0,15	$\frac{25}{\cos 29,53}$	4,309
Q et G	$G_{ps} = 8,107 \text{ kN/m}^2$		$Q_{ps} = 2,50 \text{ kN/m}^2$	

Tableau III.9 : Charges appliquées à l'escalier

III.3.10. Pré-dimensionnement des voiles :

Pré-dimensionnement des murs en béton armé justifiés par (l'article 7.7.1 du RPA99/V2003) ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte, et ceux de la rotation ne sont pas déterminées dans le cadre de ce pré- dimensionnement.

D'après le RPA 99 article 7.7.1« les éléments satisfaisants la condition $(L \geq 4 \cdot e)$ sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

L'article (7.7.1 RPA99 /V2003). « **L'épaisseur minimale est de 15 cm** » ,de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure III.7

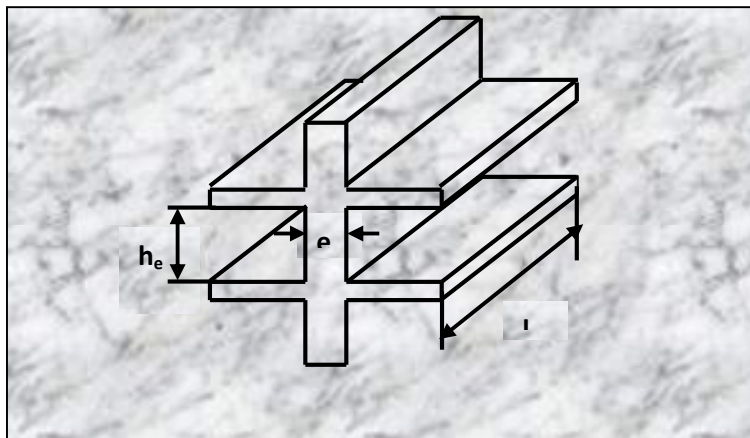


Figure III.7 : Coupe de voile en élévation

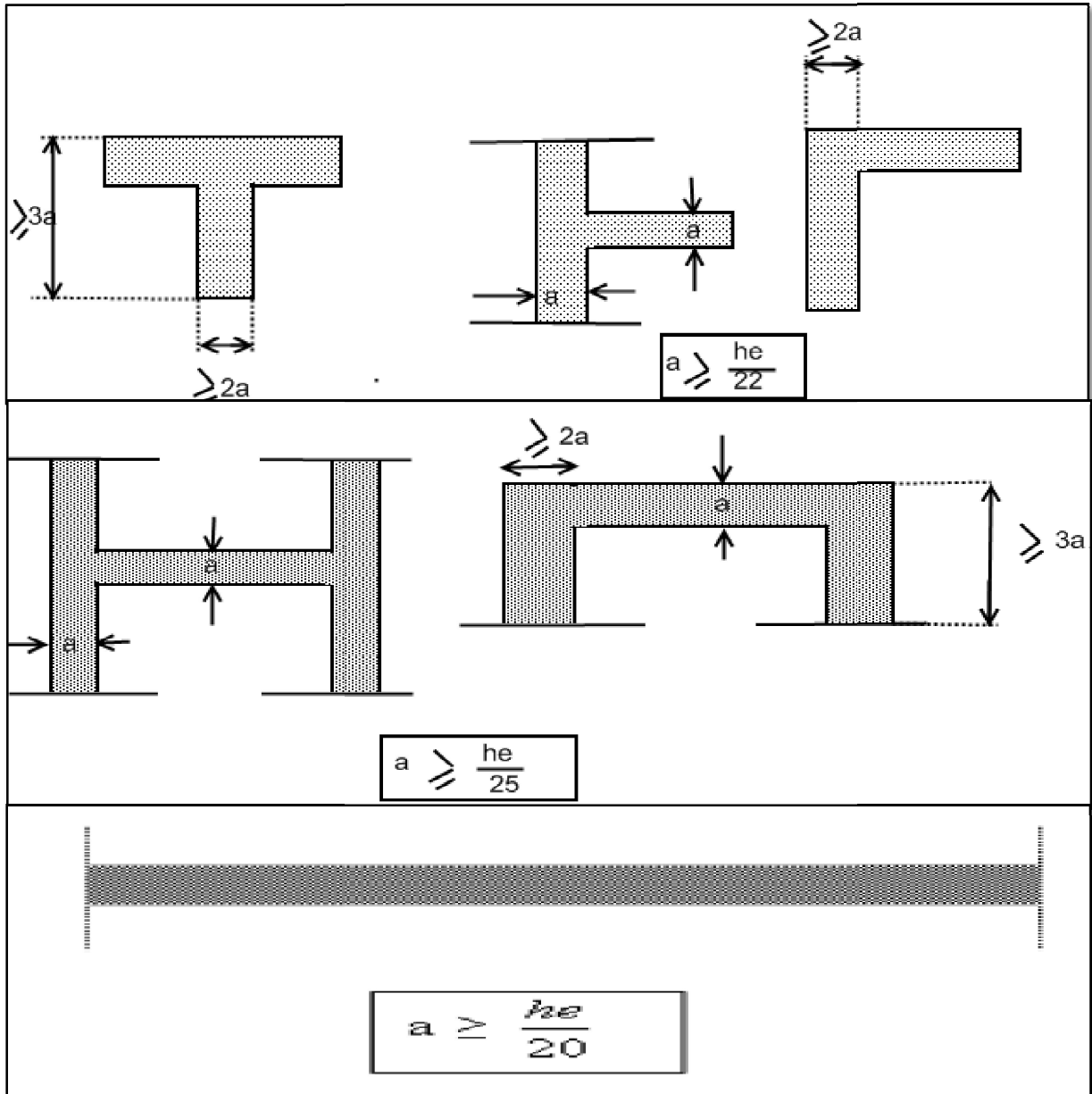


Figure III.8 : Coupe de voile en plan

$$e \geq \text{Max} (he/25, he/22, he/20)$$

$$e \geq he / 20 = 374 / 20 = 15 \text{ cm}$$

$$e \geq \text{Max} (15, 15)$$

On adopte alors :

$$e = 25 \text{ cm}$$

CHAPITRE IV

Les

Eléments

Secondaires

IV.1 Introduction :

Les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, sont les éléments secondaires, ou non-structuraux.

La cage d'escalier, l'acrotère et l'ascenseur sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

IV.2 Etude de l'Acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité qui se situe au niveau de la terrasse, il forme en quelque sorte un petit garde-corps.

Il est considéré comme une console encastré au niveau des planchers terrasse (inaccessible, accessible)

IL a pour rôle de :

- ✓ Empêche l'écoulement de l'eau.
- ✓ A un aspect esthétique.
- ✓ Protection des personnes
- ✓

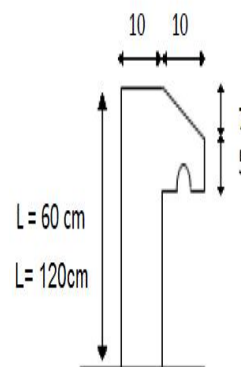


Figure IV.1 : Schéma de l'Acrotère

IV.2.1 Evaluation des charges :

- **Le poids propre :**

L'acrotère est fait en béton armé. Pour 01 mètre de longueur,

On a :

$$G = Wp = 25 * S$$

Avec :

Wp : poids propre de l'acrotère

S : surface de l'acrotère.

$$S_1 = (0,1 \times 0,6) + [(0,03 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) / 2] = 0,0665 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (0,1 \times 1,2) + [(0,03 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) / 2] = 0,1265 \text{ m}^2$$

La charge due à l'acrotère :

$$G = \frac{0,0665 \times 25}{1} = 1,6625 \text{ KN/ml}$$

La charge due à la main courante de personne est supposée = 1 kN/ml

- **Charge horizontales**

Force sismique: $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ **RPA99 (Art 6.2.3)**

avec :

$A = 0,10$ (zone I): *coefficient d'accélération de la zone.*

$C_p = 0,8$: *facteur de force horizontale.*

Acrotère (120cm)	G (KN/ml)	3,1625
	Q (KN/ml)	1
	Fp (KN/ml)	1.012
Acrotère (60 cm)	G (KN/ml)	1.6625
	Q (KN/ml)	1
	Fp (KN/ml)	0.532

Tableau IV.1 : les charges de l'acrotère

IV.2.2. Évaluation des sollicitations :

Le calcul se fera en flexion composée, la section d'encastrement est prise pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

	Acrotère (garde-corps) de 120cm		Acrotère de 60cm	
ELU	$N_u = 1,35 G (kN)$	4,270	$N_u = 1,35 G (kN)$	2,24
	$T_u = 1,5 Q (kN)$	1,50	$T_u = 1,5 Q (kN)$	1,50
	$M_u = 1,5 Q * h (kN.m)$	1,80	$M_u = 1,5 Q * h (kN.m)$	0,90
ELS	$N_s = G (kN)$	3,1625	$N_s = G (kN)$	1,6625
	$T_s = Q (kN)$	1,00	$T_s = Q (kN)$	1,00
	$M_s = Q * h (kN.m)$	1,20	$M_s = Q * h (kN)$	0,60

Tableau IV.2 : Efforts et moments des acrotères

- **Excentricité** : c'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité de la section considérée

Hauteur : h=60cm

$$e_0 = \frac{a}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,24} = 0,4 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

$e > e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central

Hauteur ; h=120cm

$$e_0 = \frac{a}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1,8}{4,27} = 0,4215 \text{ m} = 42,15 \text{ cm}$$

$e_1 > e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

IV.2.3. Calcul du ferrailage :

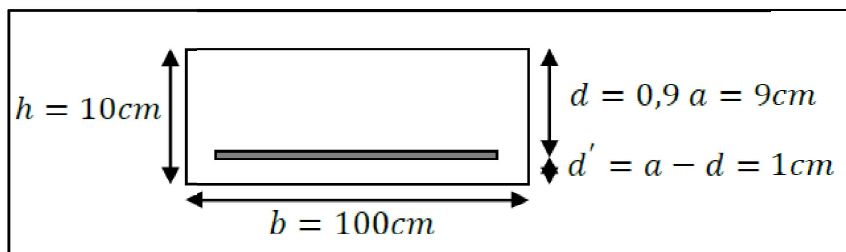


Figure IV.2 : la section de calcul d'acrotère

d: la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : la distance entre l'armature inférieure et la fibre la plus tendue.

Acrotère 60 cm :

✓ à l'ELU

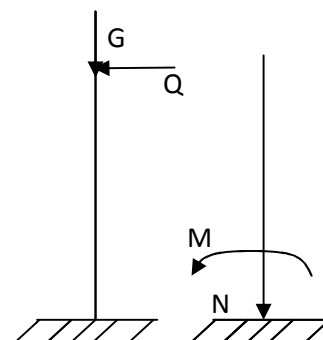
▪ **Moment de flexion fictif « Ma » :**

$$Ma = N_u * e_a$$

$$e_a = \frac{h}{2} - d + e = 5 - 9 + 40 = 36 \text{ cm.}$$

$$Ma = N_u * e_a = 2,24 * 0,36$$

$$\Rightarrow Ma = 0,81 \text{ KN.m}$$



▪ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,81 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,09^2 \cdot 14,17} = 0,007057 = 7,057 \cdot 10^{-3}$$

$\mu_u \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ S. S. A. (pas d'acier comprimé: $A_{sc} = 0$).

$$A_{st} = 1 / \sigma_{st} * [\frac{Ma}{Z} - Nu] .$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 * 0,00705)}) = 0,0086$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - 0,4 * 0,0086) = 0,0897m.$$

$$A_{st} = 1/347,83 * [\frac{10^{-3}}{0,0895} - 2,4806 * 10^{-3}] = 0,2 \text{ cm}^2.$$

Faible section donc A_{st} est pris selon la formule de non fragilité

▪ **Condition de non-fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 * b * d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 100 * 9 \left(\frac{2,1}{400}\right) = 1,0867 \text{ cm}^2.$$

On adopte un ferrailage $A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2$ de **4T8**

▪ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0,85 \text{ cm}^2.$$

Acrotère	$A_{st} [\text{cm}^2]$	Ast min	ferr.adopté	$A_{st} [\text{cm}^2]$	$A_r [\text{cm}^2]$	ferr.adopté
De (60cm)	0,2	1,1	4T8	2,01	0,85	3T6

Tableau IV.3 : Ferrailage de l'acrotère 60cm

▪ **Espacement maximal :**

$$St \leq \min(3h ; 33cm) = \min(3 * 10 ; 33) = 30 \text{ cm}$$

$$St = \frac{b - (2c + 7\Phi)}{6} = \frac{100 - (2 * 3 + 7 * 1,0)}{6} = 10,87 < 33 \text{ cm}$$

✓ à ELS :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,6625} = 0,36m \quad , \quad \frac{h}{6} = 0,0166 m$$

$$\Rightarrow e > \frac{h}{6} : \text{donc } x = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

* e_1 sera défini par l'équation du 3ème degré suivante : $e_1^3 + p \cdot e_1 + q = 0$.

$$P = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6 \cdot n \cdot A_2}{b} \cdot \left(e - \frac{h}{2} + d'\right) = -0,275275 \text{ m}^3 .$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 + \frac{6 \cdot n \cdot A_2}{b} \cdot \left(e - \frac{h}{2} + d'\right)^2 = 0,54835 \text{ m}^4$$

✓ **Méthode des interactions successives :**

On calcule e_1 par la méthode des itérations successives

$$e_1 = \sqrt[3]{(-p \cdot e_1 - q)}$$

On prend la valeur de $e_1 = 0,3 \text{ m}$

$$e_1 = 0,3 \text{ m} \rightarrow 0,28167$$

$$0,28167 \text{ m} \rightarrow 0,41611$$

$$0,41611 \text{ m} \rightarrow 0,3908$$

$$0,3908 \text{ m} \rightarrow 0,3705$$

$$0,3705 \text{ m} \rightarrow 0,3644$$

...

$$-0,3313 \text{ m} \rightarrow 0,3313$$

$$\text{Donc } e_1 = 33,13 \text{ cm}$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,1}{2} + 0,3313 - 0,36$$

$$x = 0,213 \text{ m}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

a. Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{S} \cdot X$$

avec :

$$S = \frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot A_{st} \cdot (d - X)$$

$$S = 1,447 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,6 \cdot 10^{-3} \cdot 2,13 \cdot 10^{-2}}{1,447 \cdot 10^{-6}}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0,0088 \text{ MPa}$$

b. Acier :

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot N_s(d - x)}{S} = \frac{15 \cdot 0,6 \cdot 10^{-3} \cdot (0,09 - 2,13 \cdot 10^{-2})}{1,447 \cdot 10^{-6}}$$

$$\sigma_{st} = 0,0286 \text{ MPa .}$$

➤ **Calcul des contraintes admissibles :**

a. Béton :

$$\sigma_{bc (adm)} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25$$

$$\sigma_{bc (adm)} = 15 \text{ MPa.}$$

b. Acier :

$$\sigma_{st (adm)} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{(n \cdot f_{t28})}\right) \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_{st (adm)} = \min\left(\frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{(1,6 \cdot 25)}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

➤ **Verification :**

Béton : $\sigma_{bc} = 0,0088 \text{ MPa} < \sigma_{bc(adm)} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$

Acier: $\sigma_{st} = 0,0286 \text{ MPa} < \sigma_{st (adm)} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$

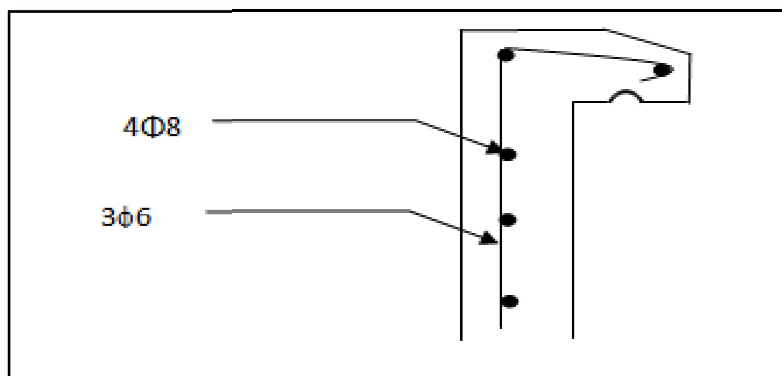


Figure IV.3 : Schéma du ferrailage de l'acrotère 60 cm

Acrotère 120cm :

✓ à l'ELU :

$f_{c28}=25 \text{ MPa}$; $f_{t28}=2,1 \text{ MPa}$; $f_{bc}=14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_{st}=347,83 \text{ MPa}$.

▪ **Moment de flexion fictif « Ma » :**

$$Ma = N_u * e_a$$

$$e_a = \frac{h}{2} - d + e$$

$$Ma = 4,27 * 0,3815$$

Donc $Ma = 1,63 \text{ KN.m}$

▪ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{Ma}{b*d^2*f_{bc}} = \frac{1,63*10^{-3}}{1*0,09^2*14,17} = 0,0142.$$

$$f_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 * \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa} ,$$

$\mu_u \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow S. S. A. (pas \text{ d'acier comprimé: } Asc = 0).$

$$\Rightarrow A_{st} = 1 / \sigma_{st} * [\frac{Ma}{z} - Nu].$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 * 0,0142)}) = 0,018 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - 0,4 * 0,0086) = 0,0893\text{m}. \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 1/347,83. [\frac{1,63 * 10^{-3}}{0,0893} - 4,27 * 10^{-3}] = 0,4 \text{ cm}^2.$$

⇒

▪ **Condition de non-fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 * b * d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 100 * 9 \left(\frac{2,1}{400} \right) = 1,0867 \text{ cm}^2.$$

▪ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}.$$

Acrotère	$A_{st} [cm^2]$	Ast min	ferr.adopté	$A_{st} [cm^2]$	$A_r [cm^2]$	ferr.adopté
De (120cm)	0,4	1,1	4T8	2,01	0,85	3T6

Tableau IV.4 : Ferrailage de l'acrotère 120cm

▪ **Espacement maximal :**

$$St \leq \min(3h ; 33cm) = \min(3 * 10 ; 33) = 30 \text{ cm}$$

$$St = \frac{b-(2c+7\Phi)}{6} = \frac{100-(2*3+7*1,0)}{6} = 10,87 < 33 \text{ cm} \dots\dots \quad \text{c.v}$$

✓ à ELS :

$$e = \frac{Ms}{Ns} = \frac{1,2}{3,163} = 0,38\text{m} \quad , \quad \frac{h}{6} = 0,2 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e > \frac{h}{6} : \text{donc } x = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

* e_1 sera défini par l'équation du 3ème degré suivante : $e_1^3 + p * e_1 + q = 0$.

$$P = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6.n.A^2}{b} * \left(e - \frac{h}{2} + d'\right) = -0,31714\text{m}^3 .$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 + \frac{6.n.A^2}{b} * \left(e - \frac{h}{2} + d'\right)^2 = 0,68046\text{m}^4 .$$

Méthode des interactions successives :

On a $e_1 = \sqrt[3]{(-p.e_1 - q)}$

On prend la valeur de $e_1 = 0,4\text{m}$

$e_1 = 0,4 \text{ m} \rightarrow 0,3888$

$0,3888 \text{ m} \rightarrow 0,3809$

$0,3809 \text{ m} \rightarrow 0,3750$

$0,3750 \text{ m} \rightarrow 0,3671$

$0,3671 \text{ m} \rightarrow 0,3644$

...

$0,3523\text{m} \rightarrow 0,3523$

Donc $e_1 = 35,23\text{cm}$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,1}{2} + 0,3523 - 0,38$$

$x = 0,0233\text{m}$

➤ **Calcul des contraintes :**

c. Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{Ns}{S} * X$$

Avec: $S = \frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) \quad \Leftrightarrow S = 1,5609 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$

$$\sigma_{bc} = \frac{3,163 \cdot 10^{-3} \cdot 2,33 \cdot 10^{-3}}{1,560 \cdot 10^{-6}} \quad \Leftrightarrow \quad \sigma_{bc} = 0,0472 \text{ MPa}$$

d. Acier :

$$\sigma_{st} = \frac{Ns(d-x)}{S} = \frac{3,163 \cdot 10^{-3} \cdot (0,09 - 2,33 \cdot 10^{-2})}{1,560 \cdot 10^{-6}}$$

$$\sigma_{st} = 0,136 \text{ MPa .}$$

➤ **Calcul des contraintes admissibles :**

c. Béton :

$$\sigma_{bc(adm)} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25$$

$$\sigma_{bc(adm)} = 15 \text{ MPa}$$

d. Acier :

$$\sigma_{st(adm)} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right) \dots \dots \dots \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_{st(adm)} = \min \left(\frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{(1,6 \cdot 25)} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Vérification :

Béton: $\sigma_{bc} = 0,047 \text{ MPa} < \sigma_{bc(adm)} = 15 \text{ MPa} \quad \dots \dots \quad \text{C.V}$

Acier: $\sigma_{st} = 0,136 \text{ MPa} < \sigma_{st(adm)} = 201,63 \text{ MPa} \quad \dots \dots \quad \text{C.V}$

▪ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \tau_{u(adm)}$$

avec :

$$\tau_{u(adm)} = \min \left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$T_u = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\Leftrightarrow \tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,9} = 1,66 \cdot 10^{-3} \leq 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \quad \text{C.V}$$

IV. 3 Etude de l'escalier :

IV.3.1 Introduction :

Un escalier se compose d'un certains nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie vertical est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

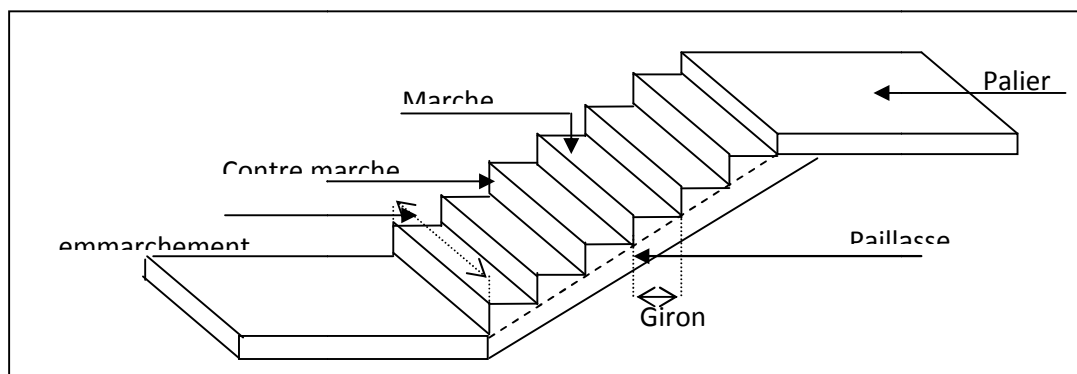


Figure IV.4 : schéma d'un escalier

IV.3.2 Etudes des escaliers à deux volées avec paliers intermédiaires :

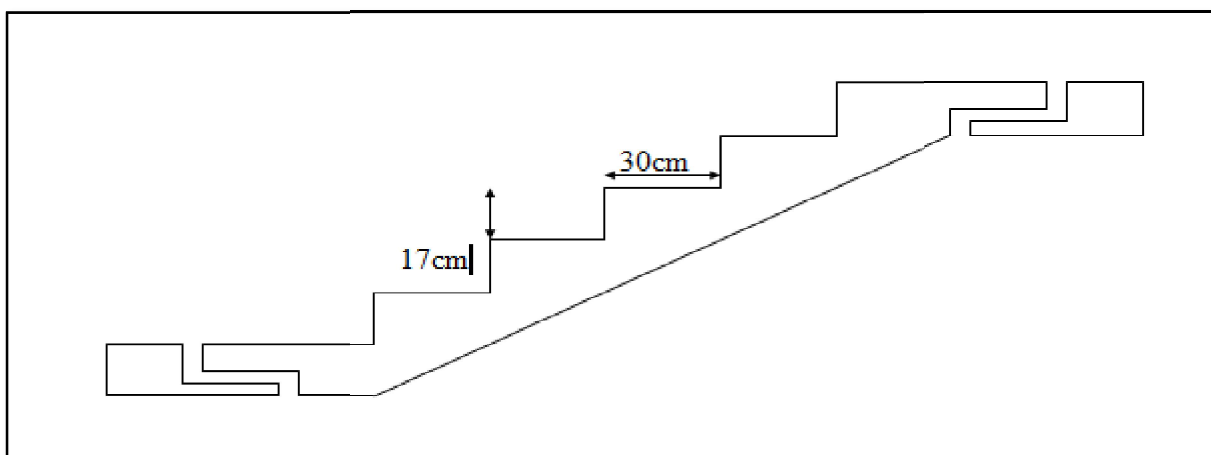


Figure IV.5 : Des escaliers

❖ **Calcul des marches et des contres marches :**

Pour dimensionner des marches « g » et contre marches « h », on utilise généralement la formule de **BLONDEL** :

$$59\text{cm} < 2h+g < 66\text{cm}$$

avec :

H : la hauteur verticale entre deux marches « contre marche »

G : la distance horizontale entre deux contre marche « giron »

$$\text{On a: } \begin{cases} 14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm} \\ 22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm} \end{cases}$$

Et on a comme donnée :

$$H = 153 \text{ cm}$$

$$Lr = 257 \text{ cm}$$

$$n = 9 \text{ contremarches}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} \Rightarrow h = 17 \text{ cm} \in [14 ; 20]$$

$$g = \frac{Lr}{n-1} = \frac{257}{8} \Rightarrow g = 30 \text{ cm} \in [22 ; 33]$$

Vérification :

$$m = 2h + g = 2 * 17 + 30 = 64 \text{ cm} \in [59 ; 66]$$

L'angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} \Rightarrow \tan \alpha = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

❖ **Les charges et les sur charges de l'escalier**

Le palier :

$$*G_{ps} = 6,667 \text{ KN/m}^2$$

$$* Q_{ps} = 2,50\text{KN/m}^2$$

- $q_{u1} = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 1\text{m} = 12,75 \text{ KN/ml.}$
- $q_{s1} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 9,17\text{KN/ml.}$

Palliasse :

$$* G_{pr} = 8,107 \text{ kN/m}^2$$

$$* Q_{pr} = 2, 50 \text{ kN/m}^2$$

- $q_{u2} = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1 \text{ m} = 14,69 \text{ KN/ml.}$
- $q_{s2} = (G+Q) \cdot 1 \text{ m} = 10,61 \text{ KN/m}$

❖ **Epaisseur de la paillasse et de palier :**

a)- Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} ; \text{ on a } l = \frac{257}{\cos \alpha} = 2,95 \text{ cm.}$$

L: la longueur de la ligne de foulée

$$8,57 \leq ep \leq 12,85$$

on prend $ep = 12 \text{ cm}$

b)- Epaisseur de palier :

$$e_{\text{palier}} = \frac{ep}{\cos \alpha} = \frac{12}{\cos \alpha}$$

$e_{\text{palier}} = 13,79 \text{ cm}$, on prend $e_{\text{palier}} = 14 \text{ cm}$.

On adopte : $e_{\text{palier}} = e_{\text{paillasse}} = 14 \text{ cm}$.

❖ **Détermination des sollicitations :**

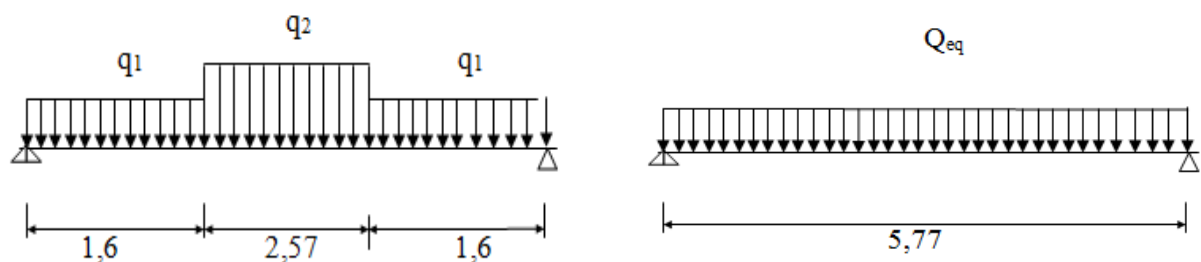


Figure IV.6 : Schéma statique de l'escalier avec 2 volées

Les charges équivalentes

à **ELU** ; $q_{u \text{ éq}} = \frac{(1,6 \cdot 2 \cdot 12,75) + (2,57 \cdot 14,69)}{5,77} = 13,61 \text{ KN/ml}$

à **ELS** ; $q_{s \text{ éq}} = \frac{(1,6 \cdot 2 \cdot 9,17) + (2,57 \cdot 10,61)}{5,77} = 9,81 \text{ KN/ml}$

Calculs les moments :

- ✓ moment isostatique : $M_0 = q_{\text{éq}} \cdot \frac{l^2}{8}$
- ✓ moment en travée : $0,85 M_0$

✓ moment en appuis : $0,3 M_0$

Les valeurs des moments calculés sont données dans le tableau suivant :

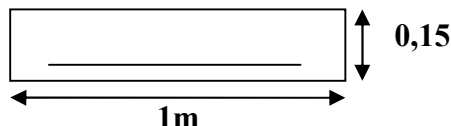
	M_0 [KN.m]	M_t [KN.m]	M_a [KN.m]	T [KN]
ELU	56,64	48,144	16,93	39,26
ELS	40,83	34,70	12,25	28,30

Tableau IV.5 : évaluation des sollicitations (2 volées)

❖ **Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fait par une bande de 1ml, soumise à la flexion simple

En travée :



Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{48,144 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,135^2 \cdot 14,17} = 0,186.$$

$$f_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa} \quad ,$$

$\mu_u \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ S. S. A. (Les armatures de comprissions ne sont pas nécessaire $A_{sc} = 0$).

$$A_{st} = \frac{M_a}{Z \cdot \sigma}$$

Avec :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,186)}) = 0,26$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \cdot 0,26) = 0,120\text{m}.$$

$$A_{st} = \frac{48,144 \cdot 10^{-3}}{0,120 \times 348} = \mathbf{11,59 \text{ cm}^2/\text{ml}}.$$

Donc on adopte un ferrailage de **8T14** $\rightarrow A_{st} = 12,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Condition de non-fragilité ;

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \left(\frac{2,1}{400}\right) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots \text{C.V}$$

Section minimum en RPA 99 v2003 :

$$A_{min} = 5\%_0 B = 0,005 (1 \cdot 0,15) = 7,5 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Armatures de répartitions :

$$Ar = \frac{A_{st}}{4} = \frac{12,32}{4} = 3,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte de 3T12 avec $Ar = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

En Appui :

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16,93 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,135^2 \cdot 14,17} = 0,0655.$$

$$f_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 12,67 \text{ MPa}$$

$\mu_u \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ S. S. A. (pas d'acier comprimé: $A_{sc} = 0$).

$$A_{st} = \frac{Ma}{Z \cdot \sigma}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,0655)}) = 0,085$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \cdot 0,085) = 0,130 \text{ m.}$$

$$A_{st} = 1/347,83 \frac{16,93 \cdot 10^{-3}}{0,130} = 3,74 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte de 4T12 avec $A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Condition de non-fragilité ;

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \left(\frac{2,1}{400}\right) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \text{ C.V}$$

Section minimum en RPA 99 v2003 :

$$A_{min} = 5\%_0 B = 0,005 (1 \cdot 0,15) = 7,5 \cdot 10^{-4} \cdot \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq A_{st}$$

Donc on adopte un ferrailage de 8T12 de section a égale 9,03 cm²/ml

Armatures de répartitions :

$$Ar = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,03}{4} = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte un ferrailage 3T10, avec $Ar = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Récapitulation du ferrailage :

	Ferrailage longitudinale	Ferrailage de réparation
En travée	8T14	3T12
En Appui	8T12	3T10

Tableau IV.6 : Ferrailage des escaliers (2 volées)

Espacement maximal :

$$St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = \min (3*15; 33) = 33\text{cm}.$$

En travée :

$$St = \frac{100-(1,5*2)}{7} = 13,85 < 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

En Appui :

$$St = \frac{100-(1,5*2)}{7} = 13,85 < 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

Vérification à l'ELS :

En travée :

- **Position de l'axe neutre :**

$$b \frac{x^2}{2} - n. Ast (d - x) = 0$$

$$100 \frac{x^2}{2} - 15* 12,32 (13,5- x) = 0$$

$$\sqrt{D} = 730,144 \rightarrow x = 5,45 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = b \frac{x^3}{3} + n. Ast (d - x)^2$$

$$I = 1,75 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

- ❖ **Calcul les contraintes :**

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms t*x}{I} = \frac{34,71.10^{-3}*5,40.10^{-2}}{1,75.10^{-3}} = 10,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc(adm)} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} > 10,75 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Acier:

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{st}}{I} (d-x) = 15 * \frac{34,7 \cdot 10^{-3}}{1,75 \cdot 10^{-4}} * (0,135 - 5,45 \cdot 10^{-2})$$

$$\sigma_{st} = 200,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{St(adm)} = \min \left(\frac{2}{3} f_c; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

En Appui :

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$b \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st} (d - x) = 0$$

$$100 \frac{x^2}{2} - 15 * 9,03 (13,5 - x) = 0$$

$$\sqrt{D} = 619,721 \rightarrow x = 4,84 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = b \frac{3x^3}{3} + n \cdot A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 1,406 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ **Calcul les contraintes :**

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{st} * x}{I} = \frac{12,25 \cdot 10^{-3} * 4,84 \cdot 10^{-2}}{1,406 \cdot 10^{-4}} = 4,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc(adm)} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} > 4,21 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **Acier :**

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{st}}{I} (d-x) = 15 * \frac{12,25 \cdot 10^{-3}}{1,406 \cdot 10^{-4}} (0,135 - 4,21 \cdot 10^{-2})$$

$$\sigma_{st} = 113,177 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st(adm)} = \min \left(\frac{2}{3} f_c; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b * d} \leq \tau_{u(adm)}$$

avec : $\tau_{u(adm)} = \min \left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ (Fissuration préjudiciable)

$$T_{u \max} = 39,26 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{39,26 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,135} = 0,29 \leq 2,5 \text{ MPa} \dots\dots \text{ C.V}$$

Vérification de la flèche :

$$- \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad \frac{3,06}{5} > 0,0635 \dots\dots \text{ C.V}$$

Avec : $\begin{cases} H : \text{ hauteur de la cage escalier} \\ L : \text{ distance entre Appuis} \end{cases}$

$$- \frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{12,32 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0,135} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\text{On a : } 9,125 \cdot 10^{-3} \leq 1,05 \cdot 10^{-2} \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10 \cdot M_x} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{3,06}{5} \geq \frac{34,7 \cdot 10^{-3}}{10 \cdot 40,83 \cdot 10^{-3}}$$

$$\text{On a : } 0,612 \geq 0,0849 \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Récapitulation du ferrailage des escaliers:

	Ast (cm/ml)	Choix	St (cm)	Ar (cm/ml)	Choix
Travée	12,32	8T14	13,85	3,39	3T12
Appuis	9,03	8T12	13,85	2,26	3T10

Tableau IV.7 : Récapitulation du ferrailage des escaliers

IV.3.3 Etudes des escaliers à une seule volée:

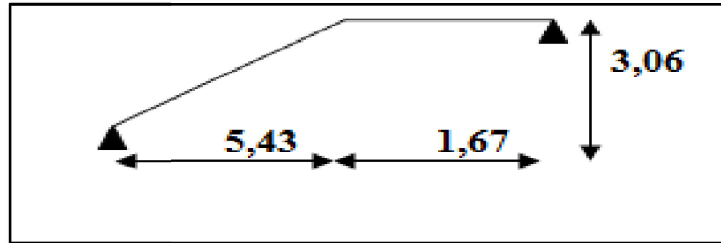


Figure IV.7 : Schéma d'un escalier avec une seule volée

On utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq m \leq 66 \text{ cm}$$

$$m = 2h + g$$

On a :

$$H = 306 \text{ cm}$$

$$Lr = 543 \text{ cm}$$

$$n = 18 \text{ contremarches}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{306}{18} \Rightarrow h = 17 \text{ cm} \in [14 ; 20]$$

$$g = \frac{Lr}{n-1} = \frac{543}{17} \Rightarrow g = 30 \text{ cm} \in [22 ; 33]$$

Vérification :

$$m = 2h + g = 2 * 17 + 30 = 64 \text{ cm} \in [59 ; 66]$$

L'angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} \Rightarrow \tan \alpha = 0,57$$

$$\Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

- Les charges sur la volée d'escalier :

$$\left\{ \begin{array}{l} G=8.10 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} qu= (1,35G+1,5Q).1 \text{ m} = 14,69 \text{ KN/ml.} \\ qs = (G+Q).1 \text{ m} = 10,61 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

Les charges sur la dalle

$$\begin{cases} G=7.36 \text{ KN/m}^2. \\ Q=1.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_u = (1,35G+1,5Q).1 \text{ m} = 12,18 \text{ KN/ml.} \\ q_s = (G+Q).1 \text{ m} = 8,86 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

On utilise le logiciel SAP2000 pour calculer le moment fléchissant et effort tranchant

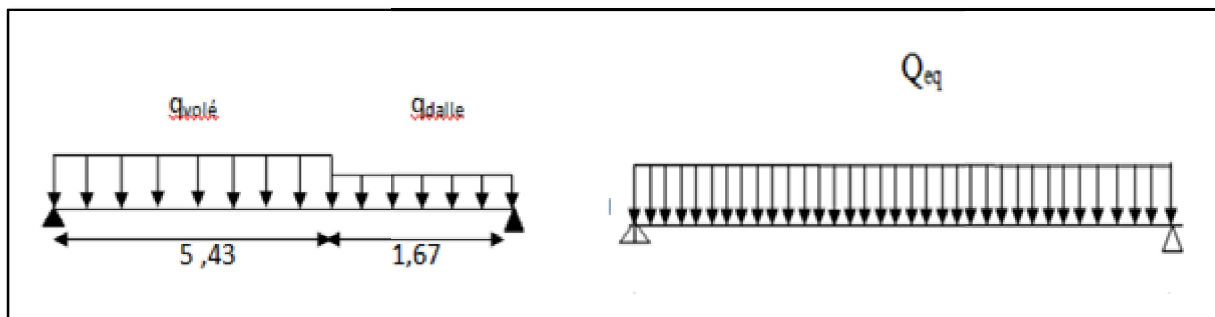


Figure IV.8 : Schéma statique de l'escalier avec une seule volée.

❖ **Les charges équivalentes**

à **ELU** ; $q_{u \text{ eq}} = \frac{(1,67 \cdot 12,18) + (5,43 \cdot 14,69)}{7,1} = 14,09 \text{ KN/ml}$

à **ELS** ; $q_{s \text{ eq}} = \frac{(1,67 \cdot 8,86) + (5,43 \cdot 10,61)}{7,1} = 10,19 \text{ KN/ml}$

Calculs les moments :

- ✓ moment isostatique : $M_0 = q_{\text{eq}} \cdot \frac{l^2}{8}$
- ✓ moment en travée : $0,85 M_0$
- ✓ moment en appuis : $0,3 M_0$

Les valeurs des moments calculés sont données au tableau suivant :

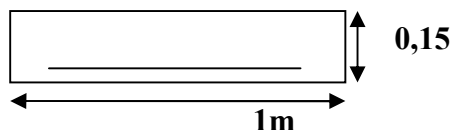
	M_0 [KN.m]	M_t [KN.m]	M_a [KN.m]	T [KN]
ELU	88,78	65,46	26,63	50
ELS	64,21	44,58	19,26	36,17

Tableau IV.8 : Evaluation des sollicitations (1 volée)

❖ **Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fait par une bande de 1ml, soumis à la flexion simple

En travée :



✓ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{65,46 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,135^2 \cdot 14,17} = 0,252$$

$$f_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa} \quad ,$$

$\mu_u \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ S. S. A. (pas d'acier comprimé: $A_{sc} = 0$).

$$A_{st} = \frac{Ma}{Z \cdot \sigma}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,252)}) = 0,37$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \cdot 0,37) = 0,115 \text{ m.}$$

$$A_{st} = 1/347,83 \frac{65,46 \cdot 10^{-3}}{0,115} = 11,98 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte un ferrailage de 8T14 $\rightarrow A_{st} = 12,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$

✓ **Condition de non-fragilité ;**

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \left(\frac{2,1}{400}\right) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots \text{ C.V}$$

✓ **Section minimum en RPA 99 v2003 :**

$$A_{min} = 5\%_0 B = 0,005 (1 \times 0,15) = 7,5 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots \text{ C.V}$$

✓ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{12,32}{4} = 3,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte de 3T12 avec $A_r = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

En Appui :

✓ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26,63 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,135^2 \cdot 14,17} = 0,103.$$

$$f_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa} \quad ,$$

$$\mu_u \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A. (pas d'acier comprimé: Asc = 0)}.$$

$$A_{st} = \frac{Ma}{Z \cdot \sigma}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,103)}) = 0,135$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \cdot 0,135) = 0,127 \text{ m}.$$

$$A_{st} = 1/347,83 \frac{26,63 \cdot 10^{-3}}{0,127} = 6,02 \text{ cm}^2.$$

✓ **Condition de non-fragilité ;**

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \left(\frac{2,1}{400}\right) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \text{C.V}$$

✓ **Section minimum en RPA 99 v2003 :**

$$A_{min} = 5\%_0 B = 0,005(1 \cdot 0,15) = 7,5 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq A_{st}$$

Donc on adopte un ferrailage de 8T12 de section égale à 9,03 cm²/ml

✓ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,03}{4} = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte un ferrailage 3T10, avec $A_r = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Récapitulation le ferrailage :

	Ferrailage longitudinale	Ferrailage de réparation
En travée	8T14	3T12
En Appuis	8T12	3T10

Tableau IV.9 : Ferrailage d'escaliers (1 volée)

✓ **Espacement maximal :**

$$St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = \min (3*15; 33) = 33\text{cm}.$$

En travée :

$$St = \frac{100-(1,5*2)}{7} = 13,85 < 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

En Appui :

$$St = \frac{100-(1,5*2)}{7} = 13,85 < 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

En travée :

⇒ **Position de l'axe neutre :**

$$b \frac{x^2}{2} - n. A_{st} (d - x) = 0$$

$$100 \frac{x^2}{2} - 15 * 12,32 (13,5 - x) = 0$$

$$\sqrt{D} = 730,144 \rightarrow x = 5,45 \text{ cm}$$

⇒ **Moment d'inertie :**

$$I = b \frac{x^3}{3} + n. A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 1,75 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ **Calcul des contraintes :**

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s t * x}{I} = \frac{44,58.10^{-3} * 5,40.10^{-2}}{1,75.10^{-4}} = 13,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc(adm)} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} > 10,75 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Acier:

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s t}{I} (d-x) = 15 * \frac{44,58.10^{-3}}{1,75.10^{-4}} (0,135 - 5,45.10^{-2})$$

$$\sigma_{st} = 289,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st(adm)} = \min \left(\frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{n \cdot ft28} \right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

En Appui :

⇒ **Position de l'axe neutre :**

$$b \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st} (d - x) = 0$$

$$100 \frac{x^2}{2} - 15 * 9,03 (13,5 - x) = 0$$

$$\sqrt{D} = 619,721 \rightarrow x = 4,84 \text{ cm}$$

⇒ **Moment d'inertie :**

$$I = b \frac{x^3}{3} + n \cdot A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 1,406 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ **Calcul les contraintes :**

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s t \cdot x}{I} = \frac{19,26 \cdot 10^{-3} * 4,84 \cdot 10^{-2}}{1,406 \cdot 10^{-4}} = 6,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc(adm)} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} > 4,21 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s t}{I} (d-x) = 15 * \frac{19,26 \cdot 10^{-3}}{1,406 \cdot 10^{-4}} (0,135 - 4,21 \cdot 10^{-2})$$

$$\sigma_{st} = 119,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st(adm)} = \min \left(\frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{n \cdot ft28} \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \cdot d} \leq \tau_{u(adm)}$$

avec : $\tau_{u(adm)} = \min \left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ (Fissuration préjudiciable)}$

$$T_{u \max} = 50, \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{50 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,135} = 0,37 \leq 2,5 \text{ MPa} \dots\dots \text{C.V}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

$$- \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad \frac{3,06}{5} > 0,0635 \dots\dots \text{C.V}$$

avec : $\begin{cases} H : \text{ hauteur de la cage escalier} \\ L : \text{ distance entre Appuis} \end{cases}$

$$- \frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{12,32 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0,135} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\text{On a : } 9,125 \cdot 10^{-3} \leq 1,05 \cdot 10^{-2} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10 \cdot M_x} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{3,06}{5} \geq \frac{44,58 \cdot 10^{-3}}{10,88,78 \cdot 10^{-3}}$$

$$\text{On a : } 0,612 \geq 0,0529 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Récapitulation du ferrailage des escaliers:

		Ast (cm ² /ml)	A Choix	St (cm)	Ar (cm ² /ml)	Choix
Escalier à deux volées	Travée	12,32	8T14	13,85	3,39	3T12
	Appui	9,03	8T12	13,85	2,26	3T10
Escalier à une volée	Travée	12,32	8T14	13,85	3,39	3T12
	Appui	9,03	8T12	13,85	2,26	3T10

Tableau IV.10 : Ferrailage des deux types d'escaliers

IV.4 Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur installé à demeure, desservant des niveaux définis, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettent l'accès des personnes et de matériels, se déplaçant au moins partiellement le long de guides verticaux.

Un ascenseur est un transport vertical assurant le déplacement en hauteur.

Les ascenseurs sont constitués de trois éléments essentiels :

- ✓ Le mécanisme d'entraînement constitué du moteur, du réducteur et du frein.
- ✓ La cabine.
- ✓ Le contrepoids.

La cabine et le contrepoids sont reliés par des câbles passant par la poulie d'entraînement (poulie du treuil qui fonctionne par adhérence).

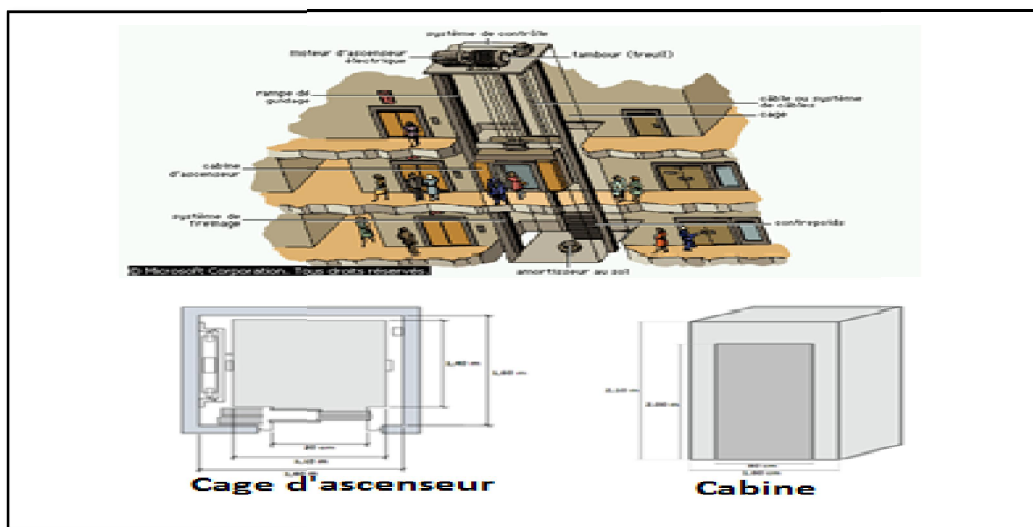


Figure IV.9 : Un ascenseur

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 15 cm, et repose sur ses 04 cotés.

$$\begin{cases} ly = 1,60 \text{ m} \\ lx = 1,60 \text{ m} \end{cases} \quad \frac{Lx}{Ly} = 1 \in] 0,4 ; 1]$$

Donc on a une dalle portante dans deux sens.

- **Dimensionnement :**

$$\frac{lx}{40} \leq h_0 \leq \frac{lx}{45} = \frac{160}{40} \leq h_0 \leq \frac{160}{45} \qquad 4 \leq h_0 \leq 3,55$$

$$h_0 = 15\text{cm}$$

- **Calcul des charges :**

-

Charge permanente :

- G_p : poids propre de la dalle machine : $G_p = 0.15 * 25 = 3.75 \text{ kN/m}^2$
- G_{asc} : poids du système ascenseur : $G_{asc} = 80 \text{ kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation :

- sur la dalle : $Q_p = 1 \text{ kN/m}^2$
- dans l'ascenseur : $Q_{asc} = 6 \text{ kN/m}$

Charge uniformément répartie sur toute la surface (1,60 * 1,60 m²) :

$$q_{up} = 1,35 G_p + 1,5 Q_p = 6,56 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{sp} = G_p + Q_p = 4,75 \text{ kN/m}^2$$

Charge uniformément répartie sur la tôle sous moteur (80 * 80 cm²) :

$$q_{u,rasc} = 1,35 G_{asc} + 1,5 Q_{asc} = 117 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = G_{asc} + Q_{asc} = 86 \text{ kN/m}^2$$

- **Calcul des sollicitations :**

Par la Méthode de PIGEAUD :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) P$$

$$\nu : \text{coefficient de POISSON} : \begin{cases} 0 \text{ ELU} \\ 0,2 \text{ ELS} \end{cases}$$

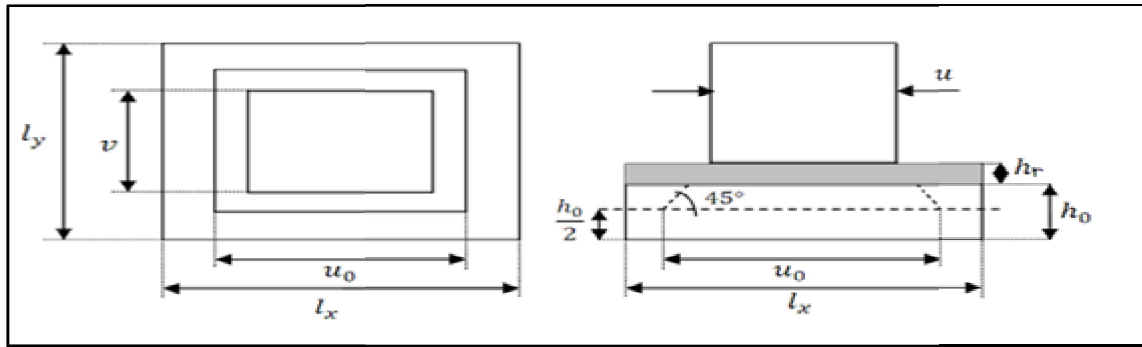


Figure IV.10 : Schéma descriptif de la méthode de PIGEAUD

Charge uniformément répartie sur toute la surface (1,60 * 1,60 m²) : Abaque n°1

$$\begin{cases} P = 1,35 q l_x * l_y & \dots \dots \quad (\text{ELU}) \\ P = q l_x * l_y & \dots \dots \quad (\text{ELS}) \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,6}{1,6} = 1 \Rightarrow M1 = 0,05$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{L_y}{L_x} = 1,90 \Rightarrow M2 = 0,05$$

- ELU : $v = 0$

$$P_U = 1,35 * q_{up} l_x * l_y = 1,35 * 6,56 * 1,60 * 1,60 = 16,79 \text{ kN}$$

$$M_{x1} = M1 * P_U = 0,05 * 16,79 = 0,84 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = M2 * P_U = 0,023 * 23,56 = 0,84 \text{ kN.m}$$

- ELS : $v = 0,2$

$$P_S = q_{sp} l_x * l_y = 4,75 * 1,60 * 1,60 = 12,16 \text{ kN}$$

$$M_{x1} = (M1 + v M2) P_S = (0,05 + 0,2 * 0,05) 12,16 = 0,73 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = (M2 + v M1) P_S = (0,2 * 0,047 + 0,023) 12,16 = 0,73 \text{ kN.m}$$

Charge uniformément répartie sur la tôle sous moteur (80 * 80 cm²) : Abaque n°2~12

$$P = 1,35 * (p \cdot u_0 \cdot v_0)$$

Lorsque la charge n'est pas concentrique, une dalle de dimension ($L_x \times L_y$) soumise à une charge concentrique (P) répartie sur un rectangle ($U_0 \times V_0$).

$$\begin{cases} u_0 = u + h + 2hr \\ v_0 = v + h + 2hr \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} u_0 = 80 + 15 + 2 * 3 \\ v_0 = 80 + 15 + 2 * 3 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} u_0 = 1,01 \text{ m} \\ v_0 = 1,01 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \rightarrow \text{Abaque n}^\circ 7$$

$$\begin{cases} \frac{u_0}{L_x} = \frac{101}{160} = 0,63 \Rightarrow M_1 = 0,09 \\ \frac{v_0}{L_y} = \frac{101}{160} = 0,63 \Rightarrow M_2 = 0,09 \end{cases}$$

- ELU : $v = 0$

$$P_U = 1,35 * q_{U,asc} (u_0 * v_0) = 1,35 * 1,10 * 1,10 * 117 = 157,3$$

$$\begin{cases} M_{x2} = M_1 * P_U = 0,09 * 157,3 = 14,16 \text{ kN.m} \\ M_{y2} = M_2 * P_U = 0,09 * 157,3 = 14,16 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- ELS : $v = 0,2$

$$P_S = q_{S,asc} (u_0 * v_0) = 86 * 1,10 * 1,10 = 116,16 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 + v M_2 P_S = (0,09 + 0,2 * 0,09) 116,16 = 15,54 \text{ kN.m} \\ M_{y2} = M_2 + v M_1 P_S = (0,09 + 0,2 * 0,09) 116,16 = 15,54 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments :

	ELU		ELS	
	Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y
Sous P.P	0,84	0,84	0,73	0,73
Sous système	14,16	14,16	15,54	15,54
Superposition	M_{x,y} = 15KN.m		M_{x,y} = 16,27KN.m	
En travée	M_t = 12,75KN.m		M_t = 13,83KN.m	
En appuis	M_a = 4,5KN.m		M_a = 4,88KN.m	
Effort tranchant	50KN		36,8KN	

Tableau IV.11 : Sollicitations de la dalle machine

- Ferrailage :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1 m de largeur.

Puisque $M_x = M_y$, on aura donc le même ferrailage suivant les deux directions.

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12,75 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,135^2 \cdot 14,17} = 0,05$$

$$\mu_u \leq 0,392 \Rightarrow S. S. A. \text{ (pas d'acier comprimé: } A_{sc} = 0 \text{)}.$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,05)}) = 0,065 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \cdot 0,065) = 0,113\text{m.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{12,75 \cdot 10^{-3}}{0,113 \cdot 348} = 3,24 \text{ cm}^2.$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \left(\frac{2,1}{400}\right) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots C.V$$

Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine

DEUX SENS (X, X) ; (Y, Y)	$A_{st} [\text{cm}^2]$	A min $[\text{cm}^2]$	Ferrailage adopté	$A_{st} [\text{cm}^2]$
En travée	3,24	1,63	3T12	3,39
En Appuis	0,97	1,63	3T10	2,26

Tableau IV.12 : Ferrailage de la dalle de la machine

Espacement maximal :

$$St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \cdot 15; 33) = 33\text{cm}.$$

En travée :

$$St = \frac{100 - (1,5 \cdot 2)}{7} = 13,85 < 33\text{cm} \dots\dots\dots C.V$$

En Appui:

$$St = \frac{100 - (1,5 \times 2)}{7} = 13,85 < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- Vérifications au Poinçonnement :

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que :

$$P_u \leq \frac{0,045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \Rightarrow \text{les armatures transversales}$$

sont pas nécessaires.

P_u : La charge de calcul à l'état ultime

U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

U, V : représentent les cotes du rectangle ($U // L_x$ et $V // L_y$) sur lequel la charge P_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45 degrés dans le béton.

$$U_c = 2(U + V) = 2(1,60 + 1,60) = 2(1,1 + 1,1) = 4,4 \text{ m}$$

$$P_u = 1,35 q a s c 0,8 \times 0,8 = 112,32 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow 157,3 \text{ KN} \leq 0,045 \times 4,4 \times 0,15 \times \frac{25000}{1,5} = 495 \text{ KN} \dots\dots \text{C.V}$$

Conclusion: La dalle résiste au poinçonnement.

➤ **Contrainte tangentielle du béton :**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} \leq \tau_{u(adm)}$$

avec : $\tau_{u(adm)} = \min \left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ (Fissuration préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{0,050}{1 \times 0,135} = 0,37 \leq 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

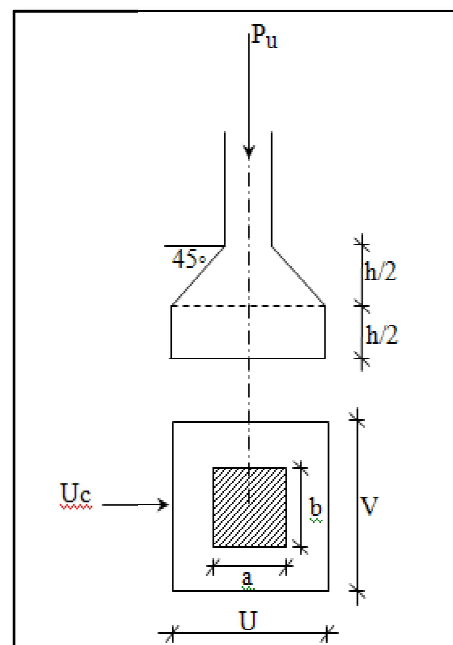


Figure IV.11 : Schéma de la surface d'impact

➤ **Vérification des contraintes :**

- **En travée :**

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

⇒ **Position de l'axe neutre :**

$$b \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st} (d - x) = 0$$

$$100 \frac{x^2}{2} - 15 * 3,39 (13,5 - x) = 0$$

$$\sqrt{D} = 374,074 \rightarrow x = 3,23 \text{ cm}$$

⇒ **Moment d'inertie :**

$$I = b \frac{x^3}{3} + n \cdot A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 0,65 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ **Calcul les contraintes :**

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s t * x}{I} = \frac{13,83 \cdot 10^{-3} * 3,23 \cdot 10^{-3}}{0,65 \cdot 10^{-4}} = 6,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc(adm)} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} > 10,75 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Acier:

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s t}{I} (d-x) = 15 * \frac{13,83 \cdot 10^{-3}}{0,65 \cdot 10^{-4}} (0,135 - 3,23 \cdot 10^{-2})$$

$$\sigma_{st} = 289,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st(adm)} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

En Appui:

⇒ **Position de l'axe neutre :**

$$b \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st} (d - x) = 0$$

$$100 \frac{x^2}{2} - 15 * 2,26 (13,5 - x) = 0$$

$$\sqrt{D} = 304,488 \rightarrow x = 2,71 \text{ cm}$$

⇒ **Moment d'inertie :**

$$I = b \frac{x^3}{3} + n \cdot A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 0,463 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ **Calcul les contraintes :**

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s t \cdot x}{I} = \frac{4,88 \cdot 10^{-3} \cdot 2,71 \cdot 10^{-2}}{0,463 \cdot 10^{-4}} = 2,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc(adm)} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} > 2,85 \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s t}{I} (d-x) = 15 * \frac{4,88 \cdot 10^{-3}}{0,463 \cdot 10^{-4}} (0,135 - 2,71 \cdot 10^{-2})$$

$$\sigma_{st} = 170,587 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st(adm)} = \min \left(\frac{2}{3} f_e \right)$$

$$; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

Condition de la flèche :

On vérifie tout d'abord ces conditions suivantes d'après les règles de **[B.A.E.L 91]** :

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{h}{16}$$

avec : $\begin{cases} H: \text{épaisseur de la dalle} \\ L: \text{largeur de la dalle} \end{cases}$

$$\frac{0,15}{1,6} \Rightarrow 0,093 \geq 0,06 \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

$$\diamond \frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,39 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0,135} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\text{On a : } 2,5 \cdot 10^{-3} \leq 1,05 \cdot 10^{-2} \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10 \cdot M_x} \Leftrightarrow \frac{0,15}{1,6} \geq \frac{13,83 \cdot 10^{-3}}{10 \cdot 16,27 \cdot 10^{-3}}$$

On a : $0,612 \geq 0,08795$C.V

Donc le calcul de la flèche est inutile, car il n'y a pas de risque.

Conclusion

Dans cette partie nous avons réussi à déterminer les différentes sollicitations pour l'intégralité des éléments secondaire indépendamment de l'action sismique et arriver à un ferrailage qui vérifie les conditions de RPA.

CHAPITRE V

Etude

Dynamique

V.1 Introduction :

Lors d'un projet de construction, le risque sismique doit être pris en compte. Pour cela les normes de construction indiquent les dispositions à prendre pour que la structure soit conçue et construite de manière à résister aux actions sismiques, sans effondrement local ou général, conservant ainsi l'intégrité structurale et une capacité portante résiduelle après l'événement sismique.

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

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

L'objectif de cette étude est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de vibration et puisque l'analyse dynamique est souvent complexe on fait un appel à la modélisation qui permet de simplifier le problème pour pouvoir l'analyser.

V.2 Méthodes d'estimation des forces sismiques :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :

➤ **La méthode statique équivalente :**

- Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

- Modélisation :

✓ Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté ' translation horizontale ' par niveau.

✓ La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

✓ Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

- Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées dans l'ADDENDA 2003.

➤ **La méthode d'analyse modale spectrale :**

-Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

- Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

La modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

➤ **La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

V.3 Choix de la méthode de calcul :

V.3.1 Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et dans le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

Dans notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment : **Tlemcen** se situe dans une zone de sismicité faible « **ZONE I** ».

V.3.2 Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait par le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrages de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation collective est **un ouvrage courant d'importance moyenne**, il sera classé en « **Groupe 02** ».

V.3.3 Conditions de régularité en plan :

a1. Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales, aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum m_i * X_i}{\sum m_i} \\ Y_G = \frac{\sum m_i * Y_i}{\sum m_i} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} X_T = \frac{\sum I_{Xi} * X_i}{\sum I_{Xi}} \\ Y_T = \frac{\sum I_{Yi} * Y_i}{\sum I_{Yi}} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} e_X = X_G - X_T \\ e_Y = Y_G - Y_T \end{array} \right.$$

$$15\% L_x = 5.07 \text{ m}, \quad 15\% L_y = 4.005 \text{ m}.$$

Avec :

X_G, Y_G : Centre de gravité

X_T, Y_T : Centre de torsion (rigidité)

e_x, e_y : Excentricités selon les plans XX, YY

Niveau	X_G	Y_G	X_T	Y_T	e_x	e_y
RDC	17.87	13.30	16.758	13.461	1.112	0.161
1^{er} Etage	17.34	13.30	16.57	13.461	0.77	0.161
2^{eme} Etage	17.39	13.30	16.57	13.461	0.82	0.161
3^{eme} et 5^{eme} Etage	17.31	13.32	16.57	13.461	0.74	0.141
4^{eme} et 6^{eme} Etage	17.52	13.30	16.57	13.461	0.95	0.161
Terrasse accessible	17.41	13.36	16.57	13.461	0.84	0.101
Terrasse inaccessible	16.94	13.38	16.90	13.34	0.04	0.04

Tableau V.1 : Calcul du l'excentricité

V.3.4 Classification du site :

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

catégorie	Description	q_c (Mpa)	N	P_1 (Mpa)	E_p (Mpa)	q_u (Mpa)	V_s (m/s)
S₁	Rocheux	-	-	> 5	> 100	> 10	≥ 800
S₂	Ferme	> 15	>50	> 2	> 20	> 0.4	≥ 400 < 800
S₃	Meuble	1.5 ~15	10~50	1 ~ 2	5 ~20	0.1 ~0.4	≥ 200 < 400
S₄	Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile	< 1.5	< 10	< 1	< 5	< 0.1	≥ 100 < 200

Tableau V.2 : Classification de site.

Le site de notre projet est considéré **Site 3**

V.3.5 Conclusion :

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment répond aux critères exigés par le RPA99 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente ($H=27,00\text{ m} > 10\text{m}$)

V.5 La modélisation de la structure :

La structure étudiée présente une régularité en plan, comportant des planchers rigides. Elle sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau du centre de masse du plancher avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical)

V.5.1 Spectre de réponse de calcul :

L'évaluation du risque sismique à prendre en compte pour une construction à risque spécial, (Installation classique .installation nucléaire,Etc.) Conduit à choisir des séismes caractéristiques de chaque site ; dits séisme de référence qui permettent d'exprimer ce risque. pour le besoins du calcul dynamique, ces séismes sont le plus souvent représentés sous forme de spectre de repense spécifiques du site ou, plus rarement, sous forme d'une fonction temporelle de l'accélération, de la vitesse ou du déplacement.

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

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

La longueur de l'intervalle temporel définissant le Spectre de réponse doit comprendre les périodes des (12) premiers modes considérés dans le calcul de la réponse. Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données, la réponse

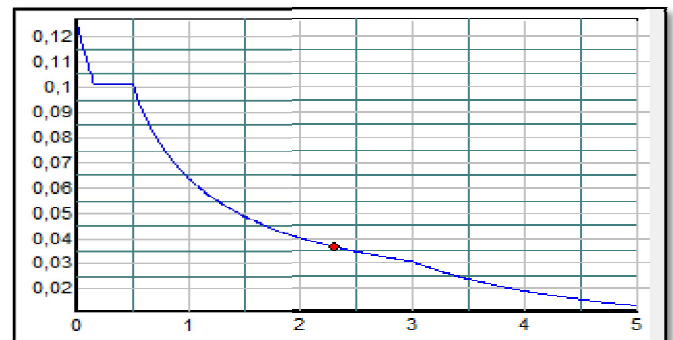


Figure V.1 : Spectre de réponse de l'accélération

sismique est obtenu sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

Le spectre de réponse obtenu est représenté dans la figure V.1.

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

Donné par le tableau 4.1, suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ZONE I} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0,15$$

❖ **Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

R est donné par le tableau 4.3, en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4.

Dans notre cas on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Béton Armé} \\ \text{Voiles porteurs} \end{array} \right. \Rightarrow R = 3,5$$

❖ **Facteur de qualité (Q) :**

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Pq: la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non » déduit à partir du tableau ci-dessous.

Critère q	Selon X-X	Selon Y-Y
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0,00	0,00
2. Redondance en plan	0,00	0,00
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,00	0,00
5. Contrôle de la qualité des Matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,00	0,00

Tableau V .3 : Valeurs des pénalités Pq (Portiques seulement)

$$Q_x = Q_y = 1 + \sum_1^6 Pq = 1 + (0,05 + 0,05) = 1,10$$

❖ **Pourcentage d’amortissement critique (ξ) :**

Donné par le tableau 4.2 RPA, en fonction du type de structure, matériau constitutif et l’importance des remplissages.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Béton Armé} \\ \text{Remplissage dense} \end{array} \right. \Rightarrow \xi = 7\%$$

❖ **Facteur de correction d’amortissement (η) :**

$$\xi = 7\% \Rightarrow \eta = 7 / (2 + \xi) \geq 0,7$$

$$\eta = 0,88.$$

❖ **Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (T1), (T2) :**

D’après le rapport géotechnique, la construction sera fondée sur un sol meuble,

$$S3 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T1 = 0,15 \text{ s} \\ T2 = 0,50 \text{ s} \end{array} \right.$$

Dans notre cas, nous avons utilisé le spectre de réponse du logiciel SAP 2000.

V.5.2 Caractéristiques dynamiques :

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculés par logiciel SAP000

Sont données dans le tableau suivant :

StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0,911162	0,00032	0,0078	3,457E-07	0,00032	0,0078	3,457E-07
2	0,745354	0,67987	0,00251	0,00002016	0,68019	0,01031	0,0000205
3	0,532339	0,00279	0,70304	2,468E-07	0,68298	0,71335	0,00002075
4	0,225769	0,00004444	0,00089	0,000002056	0,68303	0,71424	0,00002281
5	0,170454	0,01026	0,00067	0,00106	0,69329	0,71491	0,00108
6	0,16256	0,14032	0,00044	0,00013	0,8336	0,71536	0,00121
7	0,138968	0,00068	0,12362	0,00008524	0,83428	0,83898	0,0013
8	0,135607	0,00004894	0,000001196	0,08122	0,90433	0,83898	0,08251
9	0,134001	0,00024	0,00363	0,00039	0,90457	0,84261	0,0829
10	0,13382	0,00038	0,00873	0,00044	0,91495	0,90134	0,08334
11	0,127668	2,49E-08	8,861E-08	0,00547	0,91725	0,90534	0,08881
12	0,124781	0,0001	0,00001592	0,00211	0,91605	0,91436	0,09093

Tableau V.4 : périodes et pourcentages de participation massique

V.5.3. Vérification du RPA :

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont réputés atteints si les critères ci-après sont satisfaits simultanément.

Tout d'abord, on peut commencer par dire que la participation massique dépasse les 90% au 8^{ème} mode selon le plan XX et 10^{ème} mode selon le plan YY

L'analyse dynamique de la structure a conduit :

- ✓ Une période fondamentale $T = 0.74$ s.
- ✓ le 1^{er} mode est un mode **parasite**, on doit le négliger.

D'après le RPA99V2003 : tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

- ✓ Le 2^{ème} mode est un mode de translations suivant l'axe globale X
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode de translations suivant l'axe globale Y

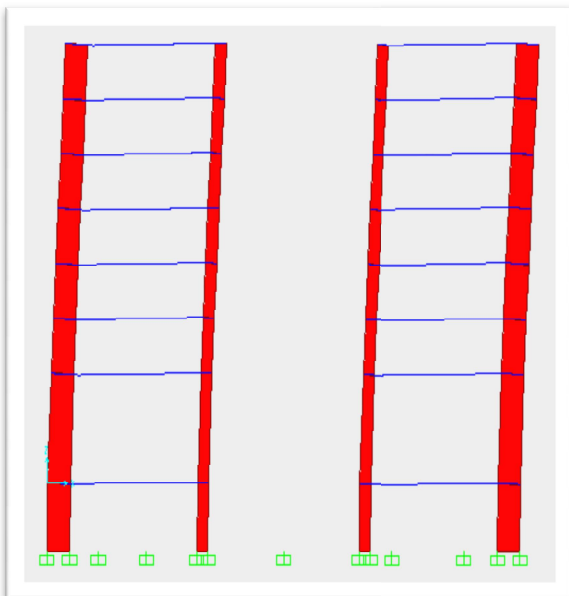


Figure V.2 : Translation selon XX

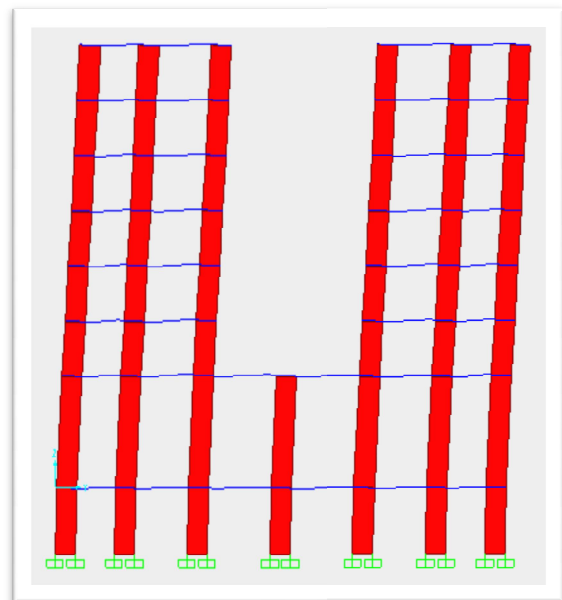


Figure V.3 : Translation selon YY

V.5.4. Résultante des efforts sismiques du calcul :

D'après les résultats de **SAP2000** :

$$V_{x\text{dyn}} = 4359,941 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{dyn}} = 5555,729 \text{ KN}$$

V.5.5. Vérification de la période fondamentale

On doit vérifier que la valeur de période numérique ne dépasse pas la valeur de la période empirique appropriée de 30% ($T_N < 1,3 T_e$).

La période fondamentale est égale à : $T_N = 0,74 \text{ s}$

T_e : période empirique de la structure :

La formule empirique à utiliser selon les cas est :

$$T_e = \min [C_T h_n^{3/4} ; 0,09 * h_n / \sqrt{D}]$$

h_n : hauteur mesurée de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ;

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage ;

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul ;

C_T est donné par le tableau 4.6 RPA.

Portique est auto stable en béton armé avec remplissage en maçonneries $\Rightarrow C_T = 0,05$

➤ Pour le sens transversal:

$$h_N = 27,54 \text{ m}$$

$$D_y = 27 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } \boxed{T_y = 0,61 \text{ s}}$$

➤ Pour le sens longitudinal :

$$h_N = 27,54 \text{ m}$$

$$D_x = 34 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } \boxed{T_x = 0,552 \text{ s}}$$

$$\Rightarrow T_e = \min (T_x, T_y) = 0,552 \text{ s}$$

$$T_N = 0,74 \text{ s} > 1,3 T_e = 0,552 \text{ s} \dots \dots \dots \text{ Non vérifié}$$

La période fondamentale de la structure est supérieure à la période empirique ce que signifie qu'on est à la présence d'une structure flexible.

V.5.6 La force sismique totale V :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable pour notre cas, mais en raison de comparaison avec la méthode dynamique nous allons évaluer la force sismique totale.

$$V = \frac{A Q D}{R} W \quad \text{avec} \quad \begin{cases} A = 0,10 \\ Q = 1,10 \\ D = ?? \\ R = 3,5 \\ W = ?? \end{cases} \quad \text{RPA 99 (art 4.2.3)}$$

➤ **Calcul du facteur d'amplification dynamique D :**

D'après le RPA 99/V.2003, le facteur d'amplification dynamique s'écrit comme suit :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \dots \dots \dots (I) \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \dots \dots \dots (II) \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T > 3.0 \text{ s} \dots \dots \dots (III) \end{cases}$$

On a $T=0,74$ s on utilise la formule (II).

$T_2(S_3) = 0,5$ s.

$\eta = 0,88$

$0,5 < T < 3$ s. donc : $D = 2,5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3}$.

$D_x = 2,06$

$D_y = 1,95$

➤ **Poids total de la structure :**

Selon le RPA99/V.2003, il faut prendre la totalité des charges permanente avec une fraction des charges d'exploitation d'après le tableau 4.5 (RPA99/V.2003 .p41).

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

Avec :

- W_i : poids total de la structure.
- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

- W_{Qi} : charges d'exploitation.
- β coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation selon le tableau 4.5, RPA99/version 2003 : Bâtiments recevant de publique temporairement = 0,3

Les résultats des différentes poids correspond à chaque étage sont déterminés par le SAP2000 et ils sont résumés comme suit :

Niveau	Hauteur (m)	Wi (KN)
RDC	3,74	9611,88
1^{er}	6,12	9751,48
2^{ème}	3,06	7675,497
3^{ème} ,	3,06	8202,34
4^{ème}	3,06	7675,49
5^{ème}	3,06	8202,34
6^{ème}	3,06	7675,497
7^{ème}	3,06	6378,18
		Σ 66367,487 KN

Tableau V.5 : Poids des différents étages.

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée dans les deux directions :

$$V = A.D.Q.W/R$$

$$D_x = 2,06; D_y = 1,95; Q = 1,10; R = 3,5 ; A = 0.10$$

Sens longitudinal :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{dyn} = 4359,941 \text{ kN} \\ V_{stat} = 4296,82 \text{ kN} \implies 80\%V_{stat} = 3437,45 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Sens transversal :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{dyn} = 5555,729 \text{ kN} \\ V_{stat} = 4067,378 \text{ kN} \implies 80\%V_{stat} = 3253,904 \text{ kN.} \end{array} \right.$$

On remarque que la condition de RPA (article 4.3.6) est vérifiée dans les deux sens

$$V_{dyn} > 80\%V_{stat}$$

V.5.7 Calcul des déplacements d'étage :

✓ Justification vis a vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser (1,0%) de la hauteur d'étage.

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

$$\delta_k = R * \delta_{eK}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \delta_{ek} : \text{déplacement dû aux forces sismiques} \\ R : \text{coefficient de comportement} \end{array} \right.$

Le déplacement relatif au niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1' est égal à :

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

étage	Sens longitudinal				Sens transversal			
	$\delta_k(\text{cm})$	$\Delta_{kx}(\text{cm})$	1%H	vérification	$\delta_k(\text{cm})$	$\Delta_{ky}(\text{cm})$	1%H	vérification
Buanderie	5,148	0,518	3,06	vérifié	3,255	0,017	3,06	vérifié
7étage	4,630	0,637	3,06	vérifié	3,272	0,385	3,06	vérifié
6étage	3,993	0,653	3,06	vérifié	2,887	0,42	3,06	vérifié
5étage	3,340	0,670	3,06	vérifié	2,467	0,448	3,06	vérifié
4étage	2,670	0,661	3,06	vérifié	2,019	0,465	3,06	vérifié
3étage	2,009	0,630	3,06	vérifié	1,554	0,462	3,06	vérifié
2étage	1,379	0,578	3,06	vérifié	1,092	0,448	3,06	vérifié
1étage	0,801	0,731	6,12	vérifié	0,644	0,563	6,12	vérifié
RDC	0,07	0,07	3,74	vérifié	0,0805	0,0805	3,74	vérifié

Tableau V.6 : Déplacements latéraux inter-étages

D'après le tableau ci-dessus on observe bien que les déplacements relatifs ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage.

V.5.8 Effet P-Δ :

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des étages provoque dans les murs et les voiles des efforts axiaux additionnels. Ce phénomène est appelé « effet P-Δ ».

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

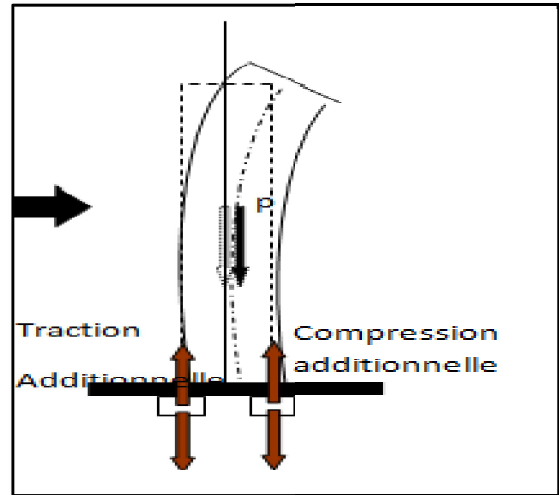


Figure V.4 : Effet P-Δ

$$\theta = \frac{Pk \Delta k}{Vk hk} \leq 0,10$$

Avec :

- Pk : poids totale de la structure au niveau "k"
- Δk : déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k - 1"
- Vk : effort tranchant d'étage au niveau "k"
- hk : hauteur de l'étage "k"

Niveau	Hk	Δk	Vk	Wk	Pk	θ	Verification
Buanderie	3,06	0,518	145,959	1194,79	1194,79	0,013	< 0,1
7	3,06	0,637	848,899	6378,18	7572,97	0,012	< 0,1
6	3,06	0,653	1603,087	7675,49	15248,46	0,010	< 0,1
5	3,06	0,670	2311,024	8202,34	23450,8	0,016	< 0,1
4	3,06	0,661	2881,76	7675,49	31126,29	0,010	< 0,1
3	3,06	0,630	3393,65	8202,34	39328,63	0,012	< 0,1
2	3,06	0,578	3780,93	7675,49	47004,12	0,011	< 0,1
1	6,12	0,731	4156,43	9751,48	56755,6	0,015	< 0,1
RDC	3,74	0,07	4296,82	9611,88	66367,48	0,006	< 0,1

Tableau V.7 : Résultats d'effet P-Δ

D'après les résultats du tableau ci dessus on a $\theta < 0,10$. Donc l'effet P-Δ est négligeable dans notre cas.

V.5.9 Vérification du renversement :

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement. Pour que le bâtiment soit stable au renversement, il faut que le rapport entre le moment renversant et le moment stabilisant soit supérieur ou égal à 1.5 selon le (RPA99, chapitre V, Art 5.5).

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

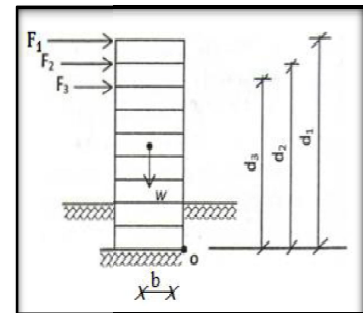


Figure V.5 : Schéma des forces

Avec :

- N : ensemble charges gravitaires.
- M : moment de renversement.
- B : distance longitudinal et transversal du bâtiment

N : W+ P semelles + P remblais = 10% N.

$$N_t = 1,10N = 1,1 * 104304,584 = 114735,042 \text{ KN}$$

Résultat de «N » d'après le SAP 2000.

$$M_x = \sum F_i * h_j = 14392,430 \text{ KN.}$$

$$M_y = \sum F_i * h_j = 18609,634 \text{ KN}$$

- $e_x = \frac{M_y}{N} = \frac{18609,634}{114735,042} = 0,162 < \frac{B_y}{4} = \frac{27}{4} = 6,75 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $e_y = \frac{M_x}{N} = \frac{14392,430}{114735,042} = 0,125 < \frac{B_x}{4} = \frac{34}{4} = 8,5 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C.V}$

V.5.10 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante (RPA99, chapitre VII, Art 7.1.3.3) :

$$V = \frac{N_d}{S * f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

- V: effort normal réduit
- N_d: effort normal de compression maximal. (SAP 2000)
- S: section brute de l'élément.
- f_{c28} : résistance caractéristique du béton

D'où :

$$V = \frac{2778,73 \times 10^{-3}}{1,6 \times 0,25 \times 25} = 0,20 \leq 0,3 \dots\dots\dots C.V$$

Selon les cas d'étude proposés, les voiles ne présentent pas un risque de rupture fragile, par effort normal de compression.

V.5.11 Justification des voiles :

Pour la justification du coefficient de contreventement « R » pour les voiles porteurs, on doit vérifier que les voiles porteurs doivent reprendre au plus 100% des sollicitations dues aux charges verticales.

- Les sollicitations verticales totales de la structure est de l'ordre de **104304,584 KN**
- Les sollicitations verticales reprises par les voiles dans le sens longitudinal est de l'ordre de **98532,89KN**
- Les sollicitations verticales reprises par les voiles dans le sens transversal est de l'ordre de **99463,104 KN**

Donc :

Sens longitudinal : 98532,89/104304.584 = 97,87% **vérifiée**

Sens transversal: 99463,104/104304.584 = 95.54 % **vérifiée**

Les Voiles doivent reprendre, en outre les sollicitations dues aux charges verticales, et le 100 % de l'effort tranchant de l'étage.

Suivant X :

L'effort tranchant total à la base est de **4359,941KN**

L'effort tranchant à la base repris par les voiles est de **4190,684KN**

$4190,684/4359,941.154 = 98\%$ **vérifiée**

Donc les voiles reprennent **98%** dues aux forces sismiques.

Suivant Y :

L'effort tranchant total à la base est de **5555.729KN**

L'effort tranchant à la base repris par les voiles est de **5377,601.242KN**

$5377,601.242/5555.729 = 97,65\%$ **vérifiée**

Donc les voiles reprennent **97%** dues aux forces sismiques.

V.6 Conclusions :

Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné, il peut résister aux différents chocs extérieurs tels que les séismes car il répond aux vérifications exigées par le [RPA99/VERSION2003] : période, résultante des forces sismiques et déplacements latéraux. D'une autre manière, notre bâtiment peut être réputée parasismique.

CHAPITRE VI

Etude

Thermique

VI.1 Introduction :

Les variations journalières et saisonnières de la température de l'air, les rayonnements solaires, les rayonnements réémis, etc., entraînent des variations de la distribution de la température à l'intérieur des différents éléments particuliers d'une structure, ces actions thermiques agissant sur une structure ou sur un de ses éléments qui en résulte des variations des champs de température dans les limites d'un intervalle de temps déterminé.

La valeur de ces effets thermiques dépend des conditions climatiques locales, ainsi que de l'orientation de la structure, de sa masse totale, des finitions (par exemple les revêtements extérieurs dans les bâtiments), et même des conditions de chauffage et ventilation, ainsi que de l'isolation thermique.

La distribution de la température à l'intérieur d'un élément de structure d'après «Eurocode1 partie 5.1 » qui donne les principes et les règles pour le calcul des actions de la température et de leurs effets sur les bâtiments, peut être divisée selon les quatre composantes constitutives essentielles suivantes, illustrées à la Figure VI.1 :

- une composante de température uniforme, ΔT_u ;
- une composante de gradient thermique variant linéairement suivant l'axe z-z, ΔT_{My} ;
- une composante de gradient thermique variant linéairement suivant l'axe y-y, ΔT_{Mz} ;
- une distribution non linéaire de température, ΔT_E . Celle-ci conduit à un système de contraintes autoéquilibrées qui ne produit pas de sollicitations sur l'élément.

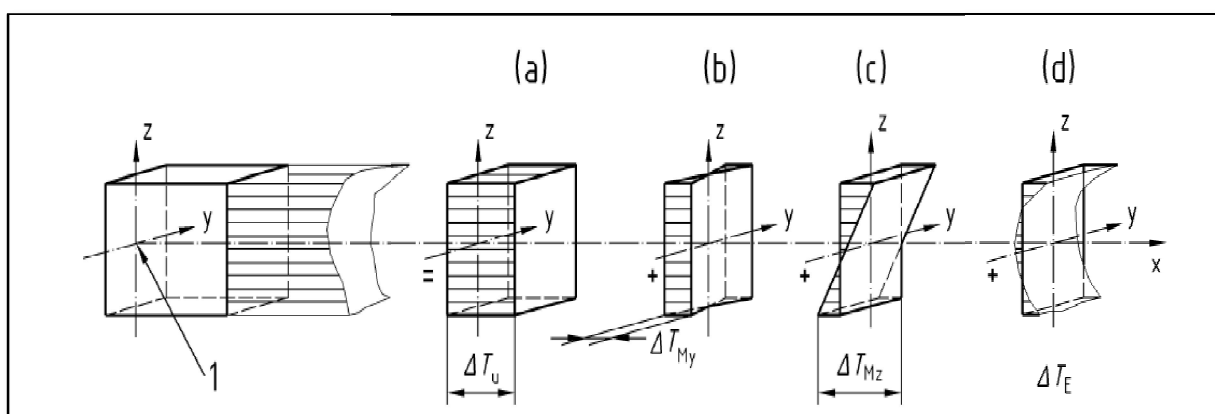


Figure VI.1 : Représentation schématique des composantes constitutives d'un profil de température

Les déformations et par conséquent toute contrainte qui en résulte, dépendent de la géométrie et des conditions aux limites de l'élément considéré ainsi que des propriétés physiques du matériau utilisé, en cas d'utilisation dans un élément composite constitué de matériaux dont les coefficients de dilatation linéaire sont différents, il convient de tenir compte de l'effet thermique (l'annexe C).

Les variations de contraintes et/ou de volume induites par les variations de température peuvent être également influencées par :

- a) la projection de l'ombre des bâtiments adjacents ;
- b) l'utilisation de différents matériaux présentant différents coefficients de dilatation thermique et différentes conductivités thermiques ;
- c) l'utilisation de différentes formes de sections transversales avec des températures uniformes différentes.

Ces actions thermiques doivent être prises en considération dans la conception des bâtiments, là où il est possible que les états limites ultimes et de service soient dépassés suite à un mouvement et/ou à des contraintes d'origine thermique.

On note que l'humidité et les autres facteurs environnementaux peuvent également influencer les variations de volume et même les variations de contraintes des éléments de la structure.

VI.2 Notion de chaleur et de température :

L'échange de chaleur dans le bâtiment s'effectue selon les quatre modes qui se produisent au niveau de l'enveloppe : la conduction, la convection, le rayonnement et l'évaporation ou condensation.

- Conduction : la conduction thermique est le mode de propagation de l'énergie thermique à travers les matières. Les éléments qui constituent les matières reçoivent et transmettent l'énergie aux éléments voisins par contact de molécules les plus chaudes avec les molécules les plus froides.

- Convection : il y a convection lorsque les molécules se déplacent d'un endroit à un autre et échangeant la chaleur qu'elle contient.

- Rayonnement : le rayonnement thermique est la transmission d'énergie thermique de surface à surface par onde électromagnétiques. Tout corps d'une température supérieure au zéro absolu émet de tels rayons qui se propagent dans l'espace, y compris dans le vide.

- Evaporation ou condensation : ce phénomène implique un changement d'état liquide ou gazeux et produit une absorption ou une émission de chaleur. L'énergie solaire qui frappe un mur sous forme de rayonnement est absorbé par la surface et le flux de chaleur qui en résulte traverse le matériau par conduction, et si le mur contient un vide d'air le flux de chaleur la traverse par convection et rayonnement, et poursuit son chemin par conduction pour finalement être transmis à l'intérieur par une convection et aux surfaces intérieures par rayonnement.

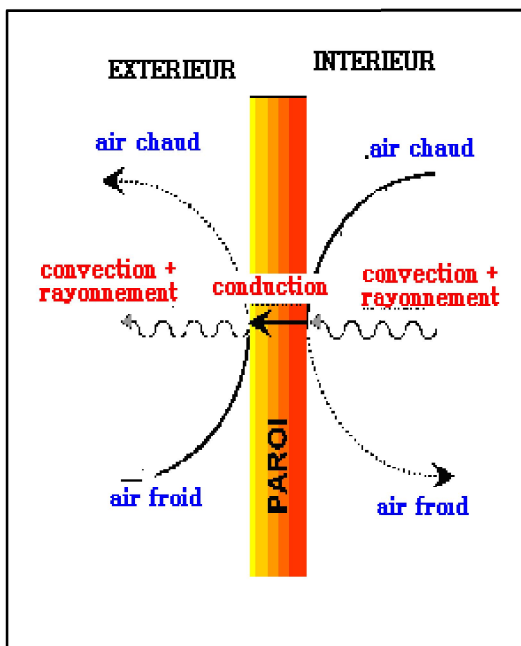


Figure VI.2: les modes de transfert de chaleur à travers une paroi.

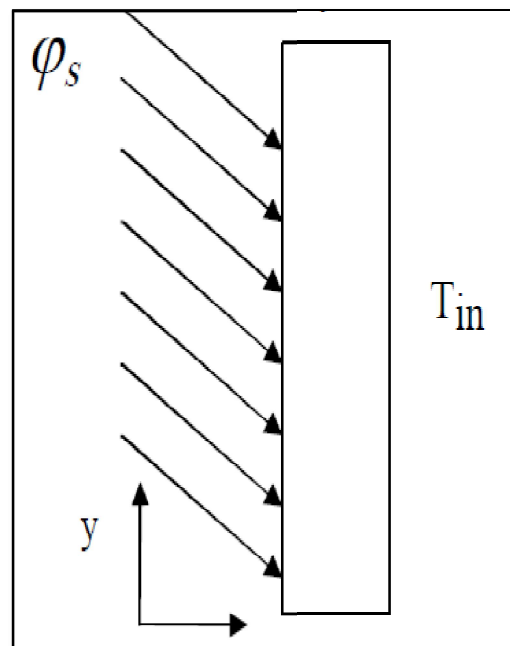


Figure VI .3 : Modèle physique

VI.3 Détermination des températures :

Conformément à la décomposition donnée ci-dessus, les actions thermiques climatiques et d'exploitation agissant sur un élément de structure doivent être spécifiées en utilisant les grandeurs fondamentales suivantes :

- a) une composante de température uniforme ΔT_u , donnée par la différence entre la température moyenne T d'un élément et sa température d'origine T_0 ;
- b) une composante de température variant linéairement, donnée par la différence ΔT_M entre les températures au niveau des faces extérieures et intérieures d'une section transversale ou au niveau des surfaces des couches particulières ;

c) une différence de température ΔT_p entre différentes parties d'une structure, donnée par la différence des températures moyennes.

Pour la détermination des ΔT_u , ΔT_M et ΔT_p , il convient de prendre en considération les effets locaux des actions thermiques, le cas échéant (par exemple, au niveau des supports d'appui ou des fixations des éléments structuraux et de revêtement extérieur). Il convient de définir une représentation appropriée des actions thermiques en tenant compte de l'emplacement du bâtiment et des dispositions constructives.

La composante de température uniforme d'un élément de structure ΔT_u est définie par la formule suivante :

$$\Delta T_u = T - T_0 \quad (1)$$

D'où :

T est une température moyenne d'un élément de structure, résultant des températures climatiques en hiver ou en été et des températures d'exploitation.

VI.4 Détermination des profils de température :

Il convient que la température T , selon l'équation (1), soit déterminée en tant que température moyenne d'un élément de structure, en hiver ou en été, en utilisant un profil de température. en cas d'élément en sandwich.

Lorsqu'il s'agit d'éléments d'une couche et que les conditions ambiantes sont identiques de part et d'autre, T peut être approximativement déterminé en tant que moyenne des températures de l'environnement extérieur et intérieur T_{in} et T_{out} .

On détermine la température de l'environnement intérieur « T_{in} » conformément au Tableau VI.1, par contre la température de l'environnement extérieur « T_{out} » conformément au :

- a) Tableau VI.2 pour les parties situées au-dessus du niveau du sol ;
- b) Tableau VI.3 pour les parties souterraines.

Saison	Température T_{in}
Eté	T_1
Hiver	T_2
A défaut de données disponible, les valeurs $T_1 = 20^0$ et $T_2=25^0$ sont recommandées	

Tableau VI.1 : Températures de l'environnement intérieures T_{in} données à titre indicatif

SAISON	FACTEUR SIGNIFICATIF		Température T_{out} en°C
'Eté	Absorptivité relative dépendant de la couleur de surface	0,5 Surface claire	$T_{max} + T_3$
		0,7 Surface légèrement colorée	$T_{max} + T_4$
		0,9 Surface sombre	$T_{max} + T_5$
Hiver			T_{min}
NOTE : les valeurs de la température maximale de l'air sous abri T_{max} , de la température minimale de l'air sous abri T_{min} , et des effets du rayonnement solaire T_3 , T_4 et T_5 peuvent être spécifiées dans l'Annexe nationale .A défaut de données disponibles pour les régions situées à des latitudes comprises entre 45°N et 55°N, les valeurs $T_3= 0^{\circ}C$, $T_4= 2^{\circ}C$ et $T_5= 4^{\circ}C$ sont recommandées pour les éléments orientés Nord-est , et $T_3= 18^{\circ}C$ et $T_5= 42^{\circ}C$ pour les éléments orientés Sud-ouest ou horizontaux			

Tableau VI.2 : Températures T_{OUT} pour bâtiment au dessus du niveau du sol, données à titre indicatif

Saison	Profondeur sous la surface du sol	Température T_{out} en°C
Eté	Moins de 1m	T_6
	Plus de 1m	T_7
Hiver	Moins de 1m	T_8
	Plus de 1m	T_9
NOTE : Les valeurs T_6 , T_7 , T_8 et T_9 peuvent être spécifiées dans l'Annexe nationale .A défaut de données disponibles pour les régions situées à des latitudes comprises entre 45°N et 55°N, les valeurs $T_6 = 8^{\circ}C$, $T_7 = 5^{\circ}C$, $T_8 = -5^{\circ}C$ et $T_9 = -3^{\circ}C$ sont recommandées .		

Tableau VI.3 : Températures T_{OUT} pour parties souterraines de bâtiment, données à titre indicatif

On note que les températures T_{out} , pour la saison d'été telles qu'indiquées dans le Tableau VI.2, dépendent de l'absorptivité de la surface considérée et de son orientation et la température maximale est généralement atteinte pour les surfaces orientées Ouest ou Sud-ouest, ou pour les surfaces horizontales par contre la température minimale (en °C, environ 50 % de la température maximale) pour les surfaces orientées Nord.

VI.5 Situations du projet :

Les éléments de notre structure porteuse doit être vérifiée afin de s'assurer que le mouvement thermique ne produira pas des sollicitations excessives dans la structure, soit en prévoyant des joints de dilatation, soit en tenant compte des effets dans le calcul.

Les combinaisons d'actions à considérer dans les cas courants (notre cas) pour la vérification des états limites ultimes de résistance et des états limites de service sont définies ci-après:

Etat limite ultime « ELU »	$1,35G + 1,5Q + 1,5T$
	$G + 1,5Q + T$
Etat limite service « ELS »	$G + Q + T$
	$G + Q + 0,8T$
	$G + 0,8T$

Tableau VI.4 : Évaluation des sollicitations

Avec

G: Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation des bâtiments.

T : Variations uniformes de la température.

Pour prendre en compte l'effet de la température, on va faire une modélisation par SAP2000 d'où on définit les combinaisons thermiques de telle façon on sélectionne tous les éléments qui sont exposés au soleil ou bien à la chaleur externe, et on applique sur la face du "voile et dalle" la chaleur uniforme T et le coefficient gradient, comme le montre la figure ci-dessous

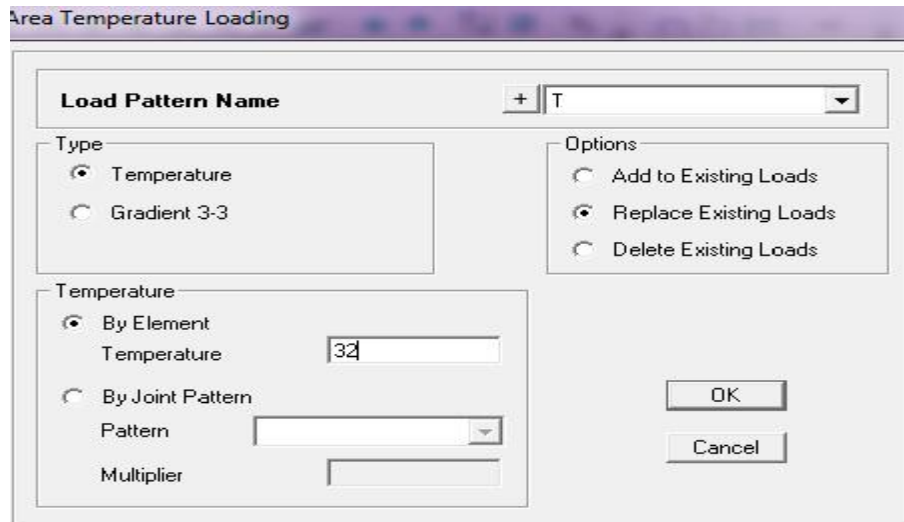
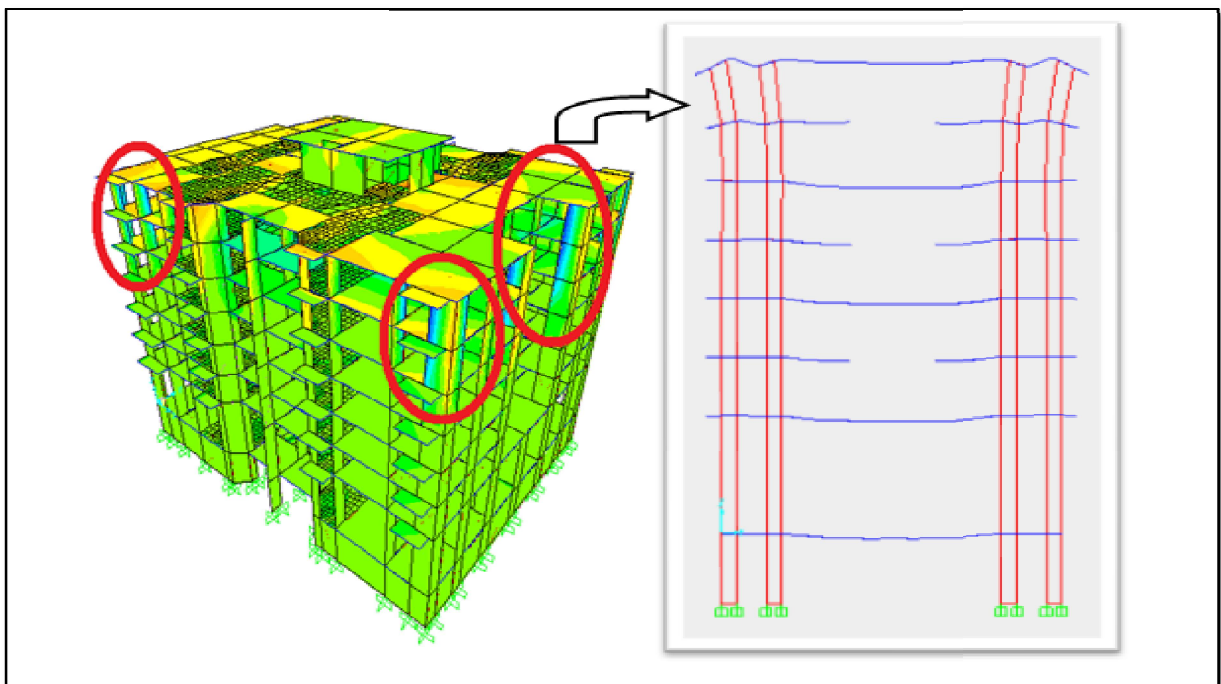


Figure VI.4 : Chargement de la température et le gradient.

D'après l'exécution, quelques éléments de notre structure porteuses « dalles, voiles » ont subies des déformations et un changement dans les valeurs des sollicitations appliquées et la figure suivante montre très bien ce résultats



Figures VI.5 : Effet thermique sur les voiles supérieures de la structure

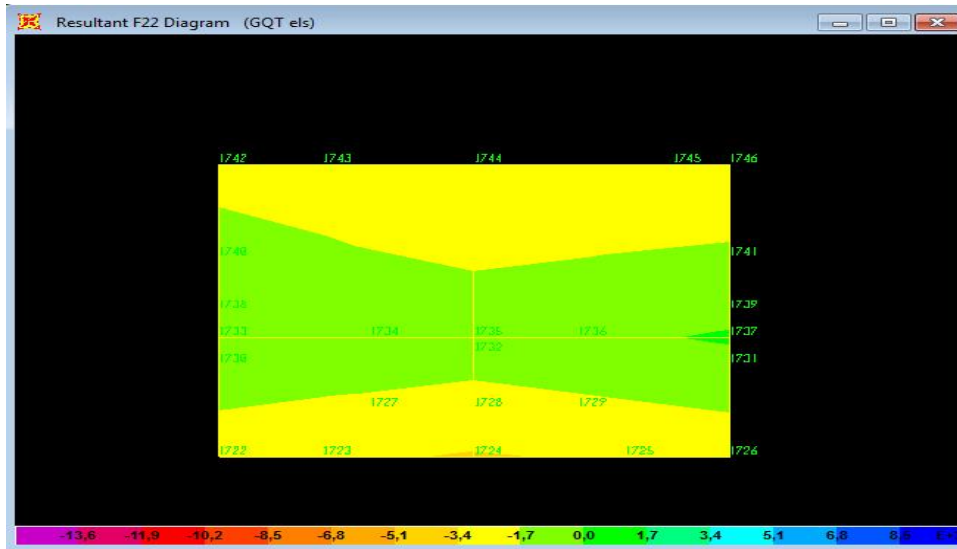


Figure VI.6 : Effet thermique de la terrasse inaccessible

			ELU		ELS	
			M ₁₁ (KN.m)	M ₂₂ (KN.m)	M ₁₁ (KN.m)	M ₂₂ (KN.m)
thermique	Terrasse accessible	Appui	16,387	-2,297	0,248	2,384
		Travée	13,985	10,284	3,397	-6,375
	Terrasse inaccessible	Appui	19,234	4,298	3,385	-5,385
		travée	17,075	-8,294	10,294	12,330
dynamique	Terrasse accessible	Appui	23,375	4,386	19,395	3,306
		Travée	25,205	7,398	14,208	5,209
	Terrasse inaccessible	Appui	15,503	6,289	11,285	2,183
		travée	19,355	7,395	10,294	3,986

Tableau VI.5 : Les sollicitations du moment fléchissant au combinaison « thermique , dynamique »

	SOLLICITATION	Voile (m)	F ₁₁ (KN)	F ₂₂ (KN)	M ₁₁ (KN .m)	M ₂₂ (KN.m)
Thermique	G+Q± E	0,8	-280,81	-106,12	86,920	6,280
		1,20	475,37	-84,99	132,069	-33,495
		1,60	-895,80	-91,56	69,465	-13,951
	G± 0.8E	0,8	-180,61	16,12	16,4192	3,2838
		1,20	445,48	-54,39	12,39	-13,495
		1,60	-355,80	-71,16	17,284	-1,0561
dynamique	G+Q+T	0,8	-497,43	246,486	77,563	24,395
		1,20	-1097,95	231,306	150,879	-11,853
		1,60	-1098,45	124,355	256,756	14,395
	G+0.8T	0,8	-239,496	-122,395	48,496	12,395
		1,20	-794,396	169,305	94,386	6,204
		1,60	-684,395	-88,396	74,396	-17,396
	G+Q+1.5T	0,8	-396,296	97,497	39,395	23,245
		1,20	-978,3967	152,469	55,496	14,396
		1,60	-850,386	121,407	19,407	-18,294

Tableau VI.6 : Exemple sur les sollicitations thermiques et dynamique max dans le voile

VI.6 Conclusion :

En comparant les valeurs des sollicitations « moment fléchissant, effort tranchant et l'effort normal » aux différentes combinaisons (thermique, dynamique), on remarque que les voiles se dilatent et se déforment beaucoup plus en prenant des grandes valeurs en particulier les voiles du sommet, par contre les dalles sont affecte moins que ces dernier. Donc on ferraille les voiles avec effet thermique, et les dalles avec effet dynamique.

Annexe C
(Informative)
Coefficients de dilatation linéaire

- (1) Pour déterminer les effets des actions dues aux composants de température .Le tableau C.1 donne des valeurs correspondant aux coefficients de dilatation linéaire pour une section de matériaux d'utilisation courante.

Matériau	α_T ($10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}$)
Aluminium ,alliages d'aluminium	24
Acier inoxydable	16
Acier de structure ,fer forgé ou fonte	12 (voir Note 6)
Béton ,à l'exception des suivants	10
Béton à agrégats légers	7
Maçonnerie	6-10 (voir Notes)
verre	voir Note 4
Bois parallèle aux fibres	5
Bois perpendiculaire aux fibres	30-70 (voir Notes)

NOTE 1 : pour d'autres matériaux, il y a lieu de demander conseil
 NOTE2 : il convient d'utiliser les valeurs données pour déduire les actions thermiques , a moins que d'autres valeurs puissent être vérifiées par des essais ou par des études plus détaillées.
 NOTE3 : pour la maçonnerie, les valeurs varieront en fonction du type de maçonnerie en briques ; pour le bois perpendiculaire aux les fibres ,les valeurs peuvent varier sensiblement selon le type de bois .
 NOTE 4 : pour des informations plus détaillées voir :
 EN 572-1.Verre dans la construction Produits de base : verre de silicate sodo-calcique _ Partie 1 : Définitions et propriétés physiques et mécaniques générales.
 prEN 1748-1-1, Verre dans la construction Produits de base spéciaux_ Partie 1-1 :Verres borosilicates Définition et description
 prEN 1748-2-1, Verre dans la construction Produits de base spéciaux_ Partie 1-1 : vitrocéramiques Définition et description .
 prEN 1748-1, Verre dans la construction _ verre de silicate alcalinoterreux de base _ Partie -1 : Glace flottée .
 NOTE 5 : pour certains matériaux tels que ceux destinés à la maçonnerie et le bois , il est également nécessaire de prendre en considération d'autres paramètres (par exemples ,teneur en humidité) , voir EN 1995—l'EN 1996.
 NOTE6 : pour des structures mixtes le coefficient de dilatation linéaire du composant métallique peut être considère égal à $10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}$ pour ne pas tenir compte des bridages induits par différentes valeurs de α_T

CHAPITRE VII

Etude

Des

Eléments

Structuraux

VII.1 Etude du plancher :

VII.1.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux, permettent de limiter les différents niveaux du bâtiment, le rôle essentiel des planchers est d'assurer la reprise et transmission de charges verticales aux éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de l'ouvrage, ils offrent une isolation thermique, acoustique, et la protection contre l'incendie entre les différents étages.

Dans notre structure il ya un seul type « dalle pleine ».

VII.1.2 Combinaisons de calcul :

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

✓ **Etat limite ultime « ELU »**

✓ **Etat limite service « ELS »**

Selon le B.A.E.L91 les combinaisons thermiques sont des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul, les combinaisons sont les suivantes :

$$G+Q + T \quad , \quad G+Q + 0,8T \quad , \quad 0.8G+ T$$

VII.1.3 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel **SAP2000**, on résume les valeurs des les sollicitations max dans le tableau ci-dessous :

		G+Q + T		G+Q + 0,8T		0.8G+ T	
		M ₁₁ (KN.m)	M ₂₂ (KN.m)	M ₁₁ (KN.m)	M ₂₂ (KN.m)	M ₁₁ (KN.m)	M ₂₂ (KN.m)
Terrasse accessible	Appui	16,387	-2,297	0,248	2,384	6,964	-6,374
	Travée	13,985	10,284	3,397	-6, 375	10,384	-5,028
Terrasse inaccessible	Appui	19,234	4,298	3,385	-5,385	10,246	10,374
	travée	17,075	-8,294	10,294	12,330	8,276	2,278

Tableau VII.1 : sollicitations thermiques pour les terrasses

		ELU		ELS	
		M ₁₁ (KN.m)	M ₂₂ (KN.m)	M ₁₁ (KN.m)	M ₂₂ (KN.m)
RDC	Appui	48,419	4,386	21,682	3,306
	Travée	50,539	10,398	33,335	5,209
Etage courant	Appui	29,856	6,289	24,456	2,183
	travée	30,756	7,395	26,375	3,986
Terrasse accessible	Appui	23,375	4,386	19,395	3,306
	Travée	25,205	7,398	14,208	5,209
Terrasse inaccessible	Appui	15,503	6,289	11,285	2,183
	travée	19,355	7,395	10,294	3,986

Tableau VII.2 : évaluation des sollicitations « ELU, ELS »

Remarque : pour les planchers terrasses (accessible et inaccessible) on doit ferraillée avec :

- **Combinaison thermique**
- **Combinaison à l'état (ELU, ELS)**

et on prend le plus défavorable.

VII.1.4 Dalle pleine RDC :

❖ Calcul du ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de deux directions, l'une suivant XX', et l'autre suivant YY'

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = -48,419 \text{KN.m} \\ M_t = 50,539 \text{KN.m} \end{array} \right.$$



$$b = 1,00\text{m}$$

❖ Détermination de l'épaisseur de la dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4,4}{5,6} = 0,78 \rightarrow 0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1$$

La dalle portant dans les deux sens.

Condition de la flèche :

$$\frac{Lx}{45} < h \rightarrow h > 9,77$$

Donc on prend $h = 20\text{cm}$

➤ **ELU:**

a. **En travée :** $\mu_u = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{50,539 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,2)^2 \times 14,17} = 0,110$

$$\mu_u < \mu_R = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{Section simple armature (AC=0)}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,146$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,169 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{30,539 \times 10^{-3}}{0,169 \times 348} = 8,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$

- **Condition de non fragilité :**

La section minimale :

$$A_{min} \geq \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = (0,23 \times 100 \times 0,9 \times 20 \times 2,1) / 400 = \mathbf{2,173 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

%min des armatures (BAEL B.7.4) :

$$\Rightarrow A_{ymin} = \mathbf{0,08\% B (F_e E 400)} = 0,08\% \times (1 \times 0,2) = 1,6 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = \mathbf{1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$\Rightarrow A_{xmin} = \frac{3 \times \rho}{2} A_{ymin} = \frac{3 \times 0,78}{2} 1,6 = \mathbf{1,78 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Donc on adopte **6T14** de section **9,24 cm²/ml**

b. En appui :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{48,419 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,2)^2 \times 14,17} = 0,105$$

$$\mu_u < \mu_R = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{Section simple armature}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,140$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,169 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{48,419 \times 10^{-3}}{0,170 \times 348} = 8,184 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

La section minimale :

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = (0,23 \times 100 \times 0,9 \times 20 \times 2,1) / 400 = \mathbf{2,173 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

%min des armatures (BAEL B.7.4) :

$$\Rightarrow A_{ymin} = \mathbf{0,08\% B (F_e E 400)} = 0,08\% \times (1 \times 0,2) = 1,6 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = \mathbf{1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$\Rightarrow A_{xmin} = \frac{3 \times \rho}{2} A_{ymin} = \frac{3 \times 0,78}{2} 1,6 = \mathbf{1,78 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Donc on adopte **6T14** de section **9,24 cm²/ml**

• **Armature de répartition :**

$$\text{En travée et en appuis : } A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

en prend : **4T12 = 4,52 cm²**

• **Espacement :**

$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \implies$ Direction la plus sollicité (**B.A.E.L 91**)

$$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm} < \min(45, 33 \text{ cm}) \quad \mathbf{C.V}$$

➤ **ELS :**

a. **En travée :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot A_{st} (d - x) = 0 \quad \Rightarrow \quad 100 x^2 / 2 - 15 \times 9,24 (0,9 \times 20 - x) = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 719,840$$

$$\Rightarrow x = 5,871 \text{ cm.}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{st} (d - x)^2 = 2,06 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = 9,405 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} = 190,42 \text{ MPa}$$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

Béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Acier : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$

Vérification : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ **C.V**

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ **C.V**

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = 76,464 \times 10^{-3} / (0,18 \times 1) = 0,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{C.V}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{1} > \frac{1}{16} \quad \Longrightarrow \quad \frac{0,20}{1} > \frac{1}{16} \quad \Longrightarrow \quad 0,20 > 0,0625 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4,20}{f_e} \quad \Longrightarrow \quad \frac{9,24 \times 10^{-4}}{1 \times 0,9 \times 0,20} \leq \frac{4,20}{400} \quad \Longrightarrow \quad 0,00622 \leq 0,0105 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{1} > \frac{M_t}{10 M_a} \quad \Longrightarrow \quad \frac{0,20}{1} > \frac{50,539}{10 \times 48,419} \quad \Longrightarrow \quad 0,20 > 0,104 \quad \text{C.V}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

b. En appuis :

- **Calcul des contraintes :**

Béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = 6,117 \text{ MPa}$

Acier : $\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = 194,808 \text{ MPa}$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

Béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Acier : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$

Vérification : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ C.V

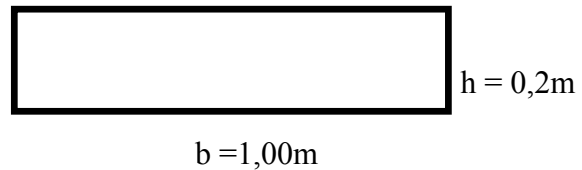
$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ C.V

VII.1.5 Dalle pleine étage courant :

❖ Calcul du ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de deux directions, l'une suivant XX', et l'autre suivant YY'

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = 29,855 \text{ KN.m} \\ M_t = 39,756 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



❖ Détermination de l'épaisseur de la dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4,4}{5,6} = 0,78 \rightarrow 0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1$$

La dalle portant dans les deux sens.

Condition de la flèche :

$$\frac{L_x}{45} < h \rightarrow h > 9,77$$

Donc on prend $h = 20\text{cm}$

➤ ELU:

a. En travée : $\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{39,756 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,086$

$\mu_u < \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ Section simple armature

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,113$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,171$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = 39,756 \times 10^{-3} / (0,171 \times 348) = 6,68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$

- **Condition de non fragilité :**

La section minimale :

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = (0,23 \times 100 \times 0,9 \times 20 \times 2,1) / 400 = \mathbf{2,173 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

%min des armatures (BAEL B.7.4) :

$$\Rightarrow A_{ymin} = \mathbf{0,08\% B (F_e E 400)} = 0,08\% \times (1 \times 0,2) = 1,6 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = \mathbf{1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$\Rightarrow A_{xmin} = \frac{3 \times \rho}{2} A_{ymin} = \frac{3 \times 0,78}{2} 1,6 = \mathbf{1,78 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

donc on adopte **6T12** de section **6,79 cm²/ml**

b. En appui :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 29,856 \times 10^{-3} / (1 \times 0,18^2 \times 14,17) = 0,065.$$

$$\mu_u < \mu_R = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{Section simple armature}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,085$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,173 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = 29,856 \times 10^{-3} / (0,73 \times 348) = 4,95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

La section minimale :

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = (0,23 \times 100 \times 0,9 \times 20 \times 2,1) / 400 = \mathbf{2,173 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

%min des armatures (BAEL B.7.4) :

$$\Rightarrow A_{ymin} = \mathbf{0,08\% B (F_e E 400)} = 0,08\% \times (1 \times 0,2) = 1,6 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = \mathbf{1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$\Rightarrow A_{xmin} = \frac{3 \times \rho}{2} A_{ymin} = \frac{3 \times 0,78}{2} 1,6 = \mathbf{1,78 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

donc on adopte **6T12** de section **6,79 cm²/ml**

• **Armature de répartition :**

$$\text{En travée et en appui : } A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En prend : $4T12 = 4,39 \text{ cm}^2$

• **Espacement :**

$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \implies$ Direction la plus sollicité (**B.A.E.L 91**)

$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm} < \min(45, 33 \text{ cm})$ **C.V**

➤ **ELS :**

c. **En travée :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$\begin{aligned} \frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot A_{st} (d - x) &= 0 & \Rightarrow & 100 x^2 / 2 - 15 \cdot 6,79(0,9 \cdot 20 - x) = 0 \\ & & \Rightarrow & \sqrt{\Delta} = 616,954 \\ & & \Rightarrow & x = 4,987 = 5 \text{ cm} \end{aligned}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{st} (d - x)^2 = 2,415 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = 5,46 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} = 182,66 \text{ MPa}$$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

$$\text{Béton : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Vérification : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ **C.V**

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$ **C.V**

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa} \implies \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = 69,83 \times 10^{-3} / (0,18 \times 1) = 0,387 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{C.V}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{1} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{0,20}{1} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad 0,20 > 0,0625 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{6,79 \times 10^{-4}}{1 \times 0,9 \times 0,20} \leq \frac{4,20}{400} \quad \Rightarrow \quad 0,0378 \leq 0,0105 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{1} > \frac{M_t}{10 M_x} \quad \Rightarrow \quad \frac{0,20}{1} > \frac{30,756}{10 \times 29,756} \quad \Rightarrow \quad 0,20 > 0,103 \quad \text{C.V}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

d. En appui :

- **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_{s,x}}{I} = 5,324 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n.M_s.(d-x)}{I} = 171,557 \text{ MPa}$$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

$$\text{Béton : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 . f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta . f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\text{Vérification : } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{C.V}$$

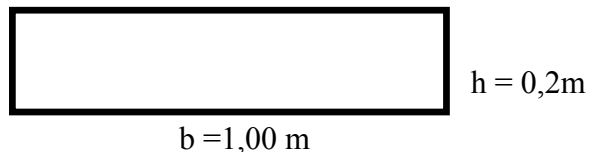
$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{C.V}$$

VII.1.6 Dalle pleine terrasse accessible :

❖ **Calcul du ferrailage de la dalle :**

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de deux directions, l'une suivant XX', et l'autre suivant YY'

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = 23,375 \text{ KN.m} \\ M_t = 25,205 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



❖ **Détermination de l'épaisseur de la dalle :**

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4,4}{5,6} = 0,78 \rightarrow 0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1$$

la dalle portant dans les deux sens.

Condition de la flèche :

$$\frac{L_x}{45} < h \rightarrow h > 9,77$$

Donc on prend $h = 20\text{cm}$

➤ **ELU:**

a. **En travée :** $\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$

$$\mu_u = 25,205 \times 10^{-3} / (1 \times (0,9 \times 0,2)^2 \times 14,17) = 0,0548$$

$$\mu_u < \mu_R = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{Section simple armature}$$

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,0712$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,174 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = 25,205 \times 10^{-3} / (0,174 \times 348) = 4,160 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 348\text{MP}$

- **Condition de non fragilité :**

La section minimale :

$$A_{min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = (0,23 \times 100 \times 0,9 \times 20 \times 2,1) / 400 = \mathbf{2,173 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

%min des armatures (BAEL B.7.4) :

$$\Rightarrow A_{ymin} = \mathbf{0,08\% B (F_e = 400)} = 0,08\% \times (1 \times 0,2) = 1,6 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = \mathbf{1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$\Rightarrow A_{xmin} = \frac{3 \times \rho}{2} A_{ymin} = \frac{3 \times 0,78}{2} 1,6 = \mathbf{1,78 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

donc on adopte **4T12** de section **4,52 cm²/ml**

b. En appui :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 23,375 \times 10^{-3} / (1 \times 0,18^2 \times 14,17) = 0,0509$$

$$\mu_u < \mu_R = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{Section simple armature}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,066$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,175 \text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = 23,375 \times 10^{-3} / (0,175 \times 348) = 4,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité :

La section minimale :

$$A_{min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = (0,23 \times 100 \times 0,9 \times 20 \times 2,1) / 400 = \mathbf{2,173 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

%min des armatures (BAEL B.7.4) :

$$\Rightarrow A_{ymin} = \mathbf{0,08\% B (F_e = 400)} = 0,08\% \times (1 \times 0,2) = 1,6 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = \mathbf{1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$\Rightarrow A_{xmin} = \frac{3 \times \rho}{2} A_{ymin} = \frac{3 \times 0,78}{2} 1,6 = \mathbf{1,78 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

donc on adopte **4T12** de section **4,52 cm²/ml**

• Armature de répartition :

$$\text{En travée et en appui : } A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{En prend : } \mathbf{4T12 = 4,52 \text{ cm}^2}$$

• Espacement :

$$S_t \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) \quad \Longrightarrow \quad \text{Direction la plus sollicité (B.A.E.L 91)}$$

$$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm} < \min (45, 33 \text{ cm}) \quad \mathbf{C.V}$$

➤ ELS :

a. En travée :

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot A_{st} (d - x) = 0 \quad \Rightarrow \quad 100 x^2 / 2 - 15 \cdot 4,52 (0,9 \cdot 20 - x) = 0$$

$$\Rightarrow \quad \sqrt{\Delta} = 498,675$$

$$\Rightarrow x = 4,308\text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{st} (d - x)^2 = 1,630 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = 7,88 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} = 166,21 \text{ MPa}$$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

$$\text{Béton : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\text{Vérification : } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \quad \text{C.V}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = 18,35 \times 10^{-3} / (0,18 \times 1) = 0,101 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{C.V}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{1} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{0,20}{1} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad 0,20 > 0,0625 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4,20}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{4,52 \times 10^{-4}}{1 \times 0,9 \times 0,20} \leq \frac{4,20}{400} \quad \Rightarrow \quad 0,0025 \leq 0,0105 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{1} > \frac{M_t}{10 M_x} \quad \Rightarrow \quad \frac{0,20}{1} > \frac{25,206}{10 \times 23,375} \quad \Rightarrow \quad 0,20 > 0,107 \quad \text{C.V}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

b. En appuis :

- **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = 5,04 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = 105,51 \text{ MPa}$$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

$$\text{Béton : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\text{Vérification : } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{C.V}$$

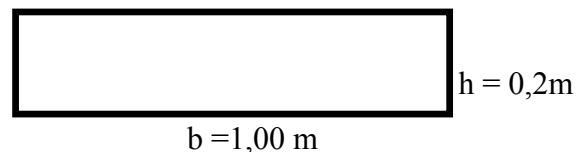
et avec les combinaisons thermique on adopté un ferrailage de 5T10

VII.1.7 Dalle pleine Terrasse inaccessible :

❖ **Calcul du ferrailage de la dalle :**

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de deux directions, l'une suivant XX', et l'autre suivant YY'

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 15,5035 \text{ KN.m} \\ M_a = 19,355 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



❖ **Détermination de l'épaisseur de la dalle :**

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4,4}{5,6} = 0,78 \rightarrow 0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1$$

La dalle portant dans les deux sens.

Condition de la flèche :

$$\frac{L_x}{45} < h \rightarrow h > 9,77$$

Donc on prend $h = 20\text{cm}$

➤ **ELU:**

a. **En travée :** $\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$

$$\mu_u = 19,355 \times 10^{-3} / (1 \times (0,9 \times 0,2)^2 \times 14,17) = 0,042$$

$$\mu_u < \mu_R = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{Section simple armature}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,055$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,176$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = 19,355 \times 10^{-3} / (0,176 \times 348) = 3,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$

- **Condition de non fragilité :**

La section minimale :

$$A_{min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = (0,23 \times 100 \times 0,9 \times 20 \times 2,1) / 400 = \mathbf{2,173 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

%min des armatures (BAEL B.7.4) :

$$\Rightarrow A_{ymin} = \mathbf{0,08\% B (f_e = 400)} = 0,08\% \times (1 \times 0,2) = 1,6 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = \mathbf{1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$\Rightarrow A_{xmin} = \frac{3 \times \rho}{2} A_{ymin} = \frac{3 \times 0,78}{2} 1,6 = \mathbf{1,78 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Donc on adopte **3T12** de section **3,39 cm²/ml**

b. **En appui :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 15,503 \times 10^{-3} / (1 \times 0,18^2 \times 14,17) = 0,0337$$

$$\mu_u < \mu_R = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{Section simple armature}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,0437$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,176$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = 15,503 \times 10^{-3} / (0,176 \times 348) = 2,53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

La section minimale :

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = (0,23 \times 100 \times 0,9 \times 20 \times 2,1) / 400 = \mathbf{2,173 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

%min des armatures (BAEL B.7.4) :

$$\Rightarrow A_{ymin} = \mathbf{0,08\% B (F_e E 400)} = 0,08\% \times (1 \times 0,2) = 1,6 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = \mathbf{1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$\Rightarrow A_{xmin} = \frac{3 \times \rho}{2} A_{ymin} = \frac{3 \times 0,78}{2} 1,6 = \mathbf{1,78 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Donc on adopte **3T12** de section **3,39 cm²/ml**

• **Armature de répartition :**

$$\text{En travée et en appui : } A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,847 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{En prend : } \mathbf{3T12 = 3,39 \text{ cm}^2}$$

• **Espacement :**

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \implies \text{Direction la plus sollicité (B.A.E.L 91)}$$

$$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm} < \min(45, 33 \text{ cm}) \quad \mathbf{C.V}$$

➤ **ELS :**

a. **En travée :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot A_{st} (d - x) = 0 \quad \Rightarrow \quad 100 x^2 / 2 - 15 \cdot 3,39 (0,9 \cdot 20 - x) = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 430,866$$

$$\Rightarrow x = 3,80 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{st} (d - x)^2 = 1,289 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = 6,43 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = 183,43 \text{ MPa}$$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

$$\text{Béton : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\text{Vérification : } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \quad \text{C.V}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \implies \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = 22,27 \times 10^{-3} / (0,18 \times 1) = 0,123 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{C.V}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \implies \frac{0,20}{1} > \frac{1}{16} \implies 0,20 > 0,0625 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4,20}{f_e} \implies \frac{3,39 \times 10^{-4}}{1 \times 0,09 \times 0,20} \leq \frac{4,20}{400} \implies 0,00218 \leq 0,0105 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 M_x} \implies \frac{0,20}{1} > \frac{19,355}{10 \times 15,505} \implies 0,20 > 0,12 \quad \text{C.V}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

b. En appui :

- **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = 4,47 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = 128,06 \text{ MPa}$$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

-

Béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Acier : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$

Vérification : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ **C.V**

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ **C.V**

Et avec les combinaisons thermique on adopté un ferrailage de 5T10

Conclusion :

- D'après le calcul du ferrailage pour les planchers terrasses avec les deux combinaisons, on a remarqué que le ferrailage le plus défavorable est celui calculer avec les combinaisons (ELU+ELS) et la section des armatures prise est bien Ast égale à 3,39cm² /ml.

VII.1.8 Récapitulation du ferrailage:

			A choisi (cm ²)	A _{ST} (cm ²)	A _r choisi (cm ²)	St (cm)	Ø _t (mm)
RDC	Lx	Travée	6T14	9,24	4T12	20	8
	Ly	Appui	6T14	9,24	4T12		
Autres Niveaux	Lx	Travée	6T12	7,24	4T12	20	8
	Ly	Appui	6T12	9,24	4T12		

Tableau VII.3 : Récapitulation du ferrailage des dalles pleines

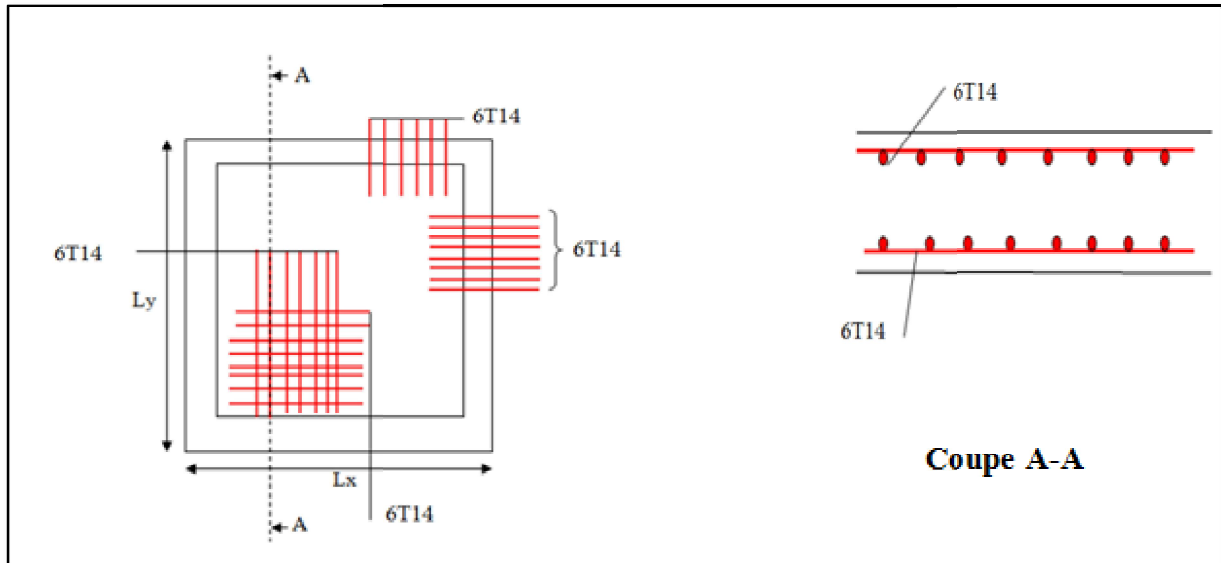


Figure VII.1 : Schéma du ferrailage de la dalle.

VII.2 Balcon

Dans notre cas, les balcons sont des dalles appuyées sur deux côté (encastrement), ils seront donc calculés comme étant des dalles pleines sur deux appuis.

Le calcul sera fait à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

On adopte pour les balcons une épaisseur de 20 cm. Elle à la même épaisseur que la dalle.

VII.2.1 Combinaison d'actions :

- Charge permanente : $G = 6,36 \text{ KN/m}^2$.
- Charge exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.
- charge par 1 ml :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les valeurs des sollicitations maximum sont représentées dans le tableau ci-dessous :

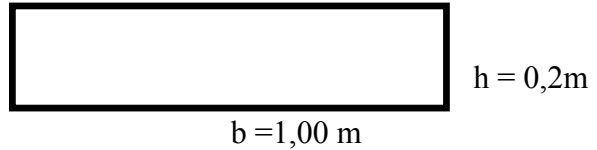
		ELU		ELS	
		$M_{11}(\text{KN.m})$	$M_{22}(\text{KN.m})$	$M_{11}(\text{KN.m})$	$M_{22}(\text{KN.m})$
balcon	Appui	25,854	17,333	23,335	10,676
	Travée	35,985	12,928	28,748	16,909

Tableau VII.4 : Moment fléchissant du port à faux à l'ELU et à l'ELS.

VII.2.2 Calcul du ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de deux directions, l'une suivant XX', et l'autre suivant YY'

$$\begin{cases} M_a = 25,854 \text{ KN.} \\ M_t = 35,985 \text{ KN.m} \end{cases}$$



VII.2.3 Détermination de l'épaisseur de la dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1,2}{3,3} = 0,48 \rightarrow 0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1$$

La dalle portant dans les deux sens.

Condition de la flèche :

$$\frac{L_x}{45} < h \rightarrow h > 3,55$$

donc on prend $h = 20\text{cm}$

➤ **ELU:**

a. **En travée :** $\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$

$$\mu_u = 35,985 \times 10^{-3} / (1 \times (0,9 \times 0,2)^2 \times 14,17) = 0,078$$

$$\mu_u < \mu_R = 0,392 \implies \text{Section simple armature (Ac=0)}$$

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,102$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,172 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = 35,985 \times 10^{-3} / (0,172 \times 348) = 6,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$

- **Condition de non fragilité :**

La section minimale :

$$A_{min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = (0,23 \times 100 \times 0,9 \times 20 \times 2,1) / 400 = 2,173 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

%min des armatures (BAEL B.7.4) :

$$\implies A_{ymin} = 0,08\% B (F_e E 400) = 0,08\% \times (1 \times 0,2) = 1,6 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow A_{xmin} = \frac{3 \times \rho}{2} A_{ymin} = \frac{3 \times 0,78}{2} 1,6 = 1,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte **6T12** de section **6,79 cm²/ml**

b. En appui :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 25,854 \times 10^{-3} / (1 \times 0,18^2 \times 14,17) = 0,056$$

$$\mu_u < \mu_R = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{Section simple armature}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,0725$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,185 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = 25,854 \times 10^{-3} / (0,185 \times 348) = 4,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité :

La section minimale :

$$A_{min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = (0,23 \times 100 \times 0,9 \times 20 \times 2,1) / 400 = 2,173 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

%min des armatures (BAEL B.7.4) :

$$\Rightarrow A_{ymin} = 0,08\% \text{ B (F}_e\text{E 400)} = 0,08\% \times (1 \times 0,2) = 1,6 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow A_{xmin} = \frac{3 \times \rho}{2} A_{ymin} = \frac{3 \times 0,78}{2} 1,6 = 1,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte **4T12** de section **4,52 cm²/ml**

• Armature de répartition :

$$\text{En travée et en appui : } A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{En prend : } 4\text{T12} = 4,52 \text{ cm}^2$$

• Espacement :

$$S_t \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) \quad \Longrightarrow \quad \text{Direction la plus sollicité (B.A.E.L 91)}$$

$$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm} < \min (45, 33 \text{ cm}) \quad \text{C.V}$$

➤ ELS :

a. En travée :

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot A_{st} (d - x) = 0 \quad \Rightarrow \quad \Rightarrow \quad 100 x^2 / 2 - 15 \cdot 6,79 (0,9 \cdot 20 - x) = 0$$

$$\Rightarrow \quad \sqrt{\Delta} = 616,954$$

$$\Rightarrow \quad x = 4,987 = 5 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{st} (d - x)^2 = 2,415 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = 5,96 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} = 186,77 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

$$\text{Béton : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\text{Vérification : } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \quad \text{C.V}$$

- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = 25,35 \times 10^{-3} / (0,18 \times 1) = 0,140 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{CV}$$

- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{1} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{0,20}{1} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad 0,20 > 0,0625 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{6,79 \times 10^{-4}}{1 \times 0,9 \times 0,20} \leq \frac{4,20}{400} \quad \Rightarrow \quad 0,00377 \leq 0,0105 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{1} > \frac{M_t}{10 M_x} \quad \Rightarrow \quad \frac{0,20}{1} > \frac{35,985}{10 \times 25,854} \quad \Rightarrow \quad 0,20 > 0,139 \quad \text{C.V}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

b. En appui :

- Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_{s,x}}{I} = 5,87 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n.M_s.(d-x)}{I} = 145,41 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

$$\text{Béton : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 . f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta . f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\text{Vérification : } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{C.V}$$

VII.2.4 Récapitulation du ferrailage les balcons

			A choisi (cm ²)	A _{ST} (cm ²)	A _r choisi (cm ²)	St (cm)	Ø _t (mm)
Balcon	Lx	Travée	6T12	6,79	4T12	20	8
	Ly	Appui	4T12	9,79	4T12		

Tableau VII.5 : Récapitulation du ferrailage des balcons

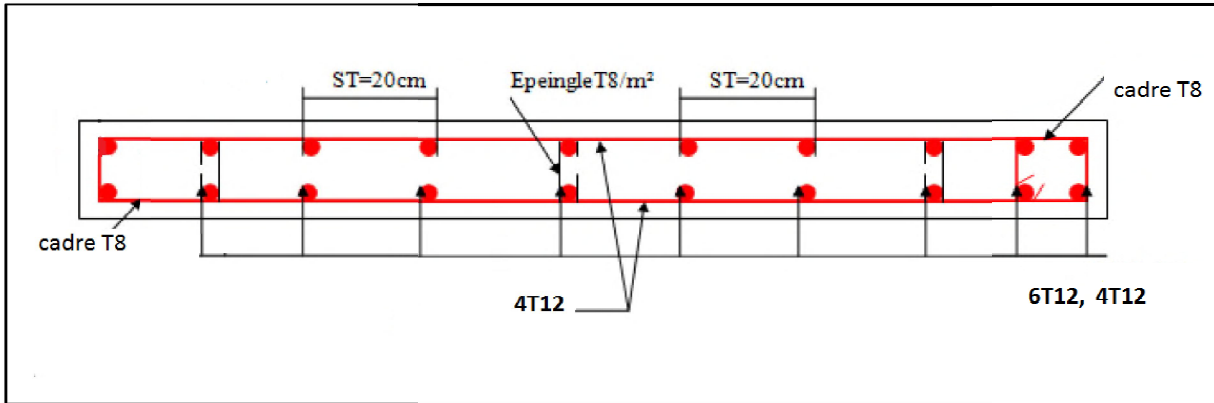


Figure VII.2 : Schéma de ferrailage des dalles sur deux appuis.

VII.3 Les voiles en béton armé :

VII.3.1 Introduction :

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encadrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Le voile est sollicité par :

- Un moment fléchissant et un effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Un effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- Sur le plan vertical (acières verticales)
- Sur le plan horizontal (acières horizontales)

Etant donné que ces murs sont associés à des poteaux, on les considère faisant partie intégrante de ces derniers, on aura finalement un seul élément en section en : U, I, T.L selon La disposition des murs (murs intérieurs ou pignon).

VII.3.2 Prescriptions pour le ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

a- Prescription pour les aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrit ci dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b- Prescription pour les aciers horizontaux :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$.
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c- Prescriptions communes :

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

$$S = \min (1,5 e, 30\text{cm}) \quad \text{avec} \quad e : \text{épaisseur du voile}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre (04) épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre Φ_t des épingles est :
 - $\Phi_t = 6\text{mm}$ lorsque $\Phi_v \leq 20 \text{ mm}$.

– $\Phi_t = 8\text{mm}$ lorsque $\Phi_v > 20\text{ mm}$.

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

➤ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

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

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

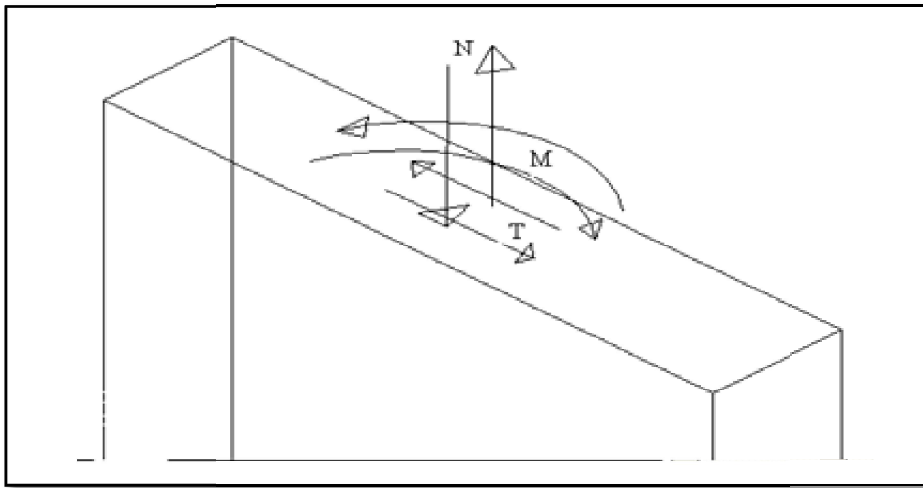


Figure VII.3 : schéma d'un « Voile soumis à la flexion composée »

-Etude de la section soumise à la flexion composée :

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

$$\sigma_{a,b} = N / S \pm M \times Y / I$$

avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

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

Remarque :

Si σ_a et σ_b sont des signe négatif, on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b sont des signe positif, on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b sont des signe contraire, on aura une section partiellement comprimée (SPC).

A- Section partiellement comprimée (tendue) :

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendu : $[\mu]$ en utilisant les triangles semblables :

$$\text{Tang}\alpha = \frac{\sigma_a}{L - \mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \Rightarrow \mu = \frac{L}{\left[\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b}\right) + 1\right]}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = (\sigma_b \times \mu \times b) / 2$$

La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A_s = \frac{T}{\left[\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)\right]}$$

B- Section entièrement tendue :

Dans le cas on a deux contraintes de traction, la longueur tendue $[\mu]$ est égale à (L) l'effort de traction est égale à :

$$T = 0.5 \times (\sigma_b \times \sigma_a) \times \mu \times b$$

La section d'armature est :

$$A_s = T / \left[\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)\right]$$

C- Section entièrement comprimée :

Dans ce cas ou on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).

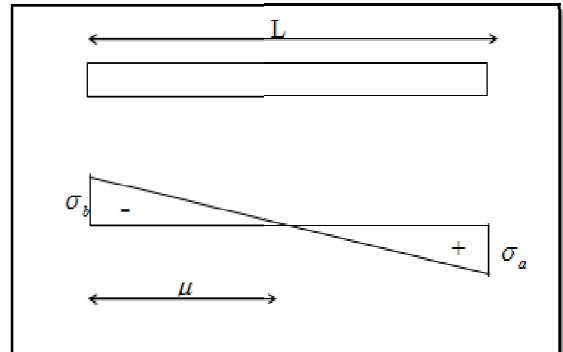


Figure VII.4 : section partiellement tendue.

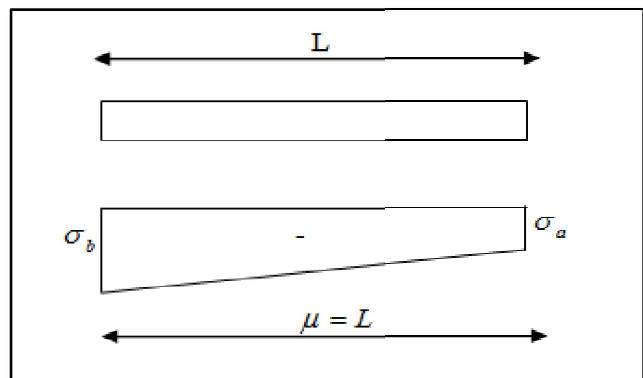


Figure VII.5 : section entièrement tendu.

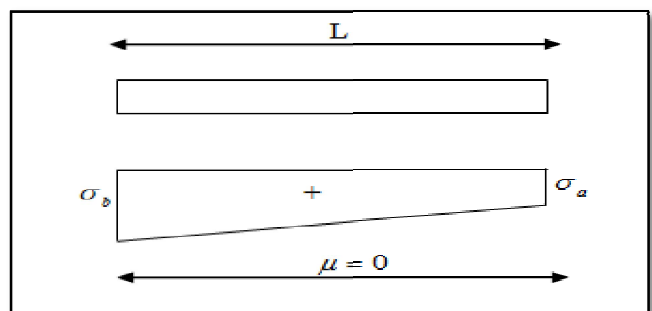


Figure VII.6 : section entièrement comprimé.

VII.3.3 Combinaisons de calcul :

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

$$G+Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Selon le B.A.E.L91, les combinaisons thermiques sont des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul leur combinaisons sont les suivants :

$$G+Q + T, \quad G+Q + 0,8T \text{ et } 0.8G+ T$$

Dans notre bâtiment ; il existe un seul type de voiles à étudier,

- dans le sens transversale (yy') ; les longueurs des voiles sont égales : 0,8m ,1.20 m et 1,60m
- dans le sens longitudinale (xx'), les longueurs des voiles sont égales : 0,8m, 1,2m et 1.60m

VII.3.4 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, on donne un exemple sur les sollicitations max :

SOLLICITATION	Voile (m)	F ₁₁ (KN)	F ₂₂ (KN)	M ₁₁ (KN .m)	M ₂₂ (KN.m)
G+Q ± E	0,8	-280,81	-106,12	86,920	6,280
	1 ,20	475,37	-84,99	132,069	-33,495
	1,60	-895,80	-91,56	69,465	-13,951
G ± 0.8E	0,8	-180,61	16,12	16,4192	3,2838
	1 ,20	445,48	-54,39	12,39	-13,495
	1,60	-355,80	-71,16	17,284	-1,0561

Tableau VII. 6 : Exemple sur les sollicitations dynamique max dans le voile

SOLLICITATION	Voile (m)	F ₁₁ (KN)	F ₂₂ (KN)	M ₁₁ (KN .m)	M ₂₂ (KN.m)
G+Q+T	0,8	-497,43	246,486	77,563	24,395
	1,20	-1097,95	231,306	150,879	-11,853
	1,60	-1098,45	124,355	256,756	14,395
G+0.8T	0,8	-239,496	-122,395	48,496	12,395
	1,20	-794,396	169,305	94,386	6,204
	1,60	-684,395	-88,396	74,396	-17,396
G+Q+1.5T	0,8	-396,296	97,497	39,395	23,245
	1,20	-978,3967	152,469	55,496	14,396
	1,60	-850,386	121,407	19,407	-18,294

Tableau VII.7 : Exemple sur les sollicitations thermiques max dans le voile

D'après la comparaison entre deux les tableaux, on a remarqué que les sollicitations thermiques sont grandes et importants par rapport aux sollicitations dynamiques. Donc on conclut que les voiles sont ferrailés par les combinaisons thermiques.

Exemple de calcul :

Voile sous sol :

$$L=0.8m \quad b=0.25m \quad Y=L/2= 0.40m$$

$$I=0.25 (0.8)^3/12=0.0106m^4$$

$$\sigma_a = 641,955 \text{ KN/m}^2 \quad , \quad \sigma_b = -5211.85 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{section partiellement comprimée})$$

$$\mu = 0.71 \text{ m}$$

❖ **L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :**

$$T = (\sigma_b \times \mu \times b) / 2$$

$$T = (5211.85 \times 0.71 \times 0.25) / 2 = 462,552 \text{ KN.}$$

❖ **Calcul des armatures verticales**

$$Av = \frac{T}{f_e}$$

$$As = (462,552 / 400) \times 10 = 11,56 \text{ cm}^2$$

❖ **Armature minimale dans la zone tendue**

Vérifications vis à vis du RPA99/2003 (Art.7.7.4.1) :

$$A_{min} = 0.2\% \times \mu \times e$$

$$A_{S_{RPA}} = 0.2 \times 0,71 \times 0,25 = 3,15 \text{ cm}^2, \text{ on a } A_V > A_{S_{RPA}}$$

$$A_{h(\text{cm}^2)}^{\text{adop}} = 12,32 \text{ cm}^2.$$

❖ **Espacement des armatures verticales :**

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

Espacement minimale d'après l'article 7.7.4.1 et 7.7.4.3 du RPA99/2003 est donnée par :

$$S = \min (1,5 e, 30\text{cm}) = 20 \text{ cm}$$

e : épaisseur du voile

❖ **Armature horizontale** : pour une nappe

D'après le **BAEL 91** :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{12,32}{4} = 3,08\text{cm}^2$$

D'après le **RPA99/2003** :

$$A_h = 0.15\% \times L \times e = 3 \text{ cm}^2.$$

Soit **6T10** pour chaque nappe avec $St = 30$.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

- La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\text{D'après le RPA99/2003 on a : } \tau \leq \bar{\tau} = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa} .$$

Où :

$$\tau = 1.4V/bd.$$

- V: effort tranchant à la base du refond.
- b : la longueur de la section (épaisseur du voile).

- h= hauteur de la section.
- d : hauteur utile = 0,9h

$$\tau = \frac{1,4 \times 453,556 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,9 \times 0,8} = 3,52 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

VII.3.5 Conclusion du ferrailage

Les sollicitations et les ferrillages les plus défavorables de tous les voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau	ss-sol	RDC	1er	2ème	3ème	4ème	5ème	6ème
Section (m ²)	0,25×0,8	0,25×0,8	0,25×0,8	0,25×0,8	0,25×0,8	0,25×0,8	0,25×0,8	0,25×0,8
M(KN)	77,563	70,436	66,792	54,915	47,30	34,410	50,794	49,915
N(KN)	-456,99	-424,86	-351,09	-229,87	-313,92	-352,57	-497,43	-436,95
section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SET	SET	SET
T (KN)	462,552	478,226	427,53	322,161	335,45	510,780	607,12	635,25
τ (MPa)	3,52	3,51	4,12	4,05	3,08	4,11	4,03	4,31
τ̄ = 0.2fc28 (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	11,56	11,95	10,68	8,05	8,38	12,77	15,18	15,88
A_v^{min} (cm²)	3,15	3,10	3,75	3,6	3,35	4	4	4
A_v^{adop} (cm²)	12,32	12,32	12,32	12,32	12,32	16,08	16,08	16,08
N bre /par face	8T14	8T14	8T14	8T14	8T14	8T16	8T16	8T16
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm²)	3,08	3,08	3,08	3,08	3,08	4,02	4,02	4,02
A_h^{min} (cm²)	3	3	3	3	3	3	3	3
A_h^{adop} (cm²)	4,71	4,71	4,71	4,71	4,71	4,71	4,71	4,71
N bre/par Plan	6T10	6T10	6T10	6T10	6T10	6T10	6T10	6T10
St (cm)	30	30	30	30	30	30	30	30

Tableau VII.8 : Sollicitations des voiles Vx,Vy dans tous les niveaux

Niveau	ss-sol	RDC	1er	2ème	3ème	4ème	5ème	6ème
Section (m ²)	0,25×1,6	0,25×1,6	0,25×1,6	0,25×1,6	0,25×1,6	0,25×1,6	0,25×1,6	0,25×1,6
M(KN)	256,756	190,213	92,229	72.429	245,451	20,298	88,341	50,512
N(KN)	-837,012	-612.684	-378,986	-154,561	-736,748	-92,462	-1012,46	-1098,45
section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SET	SET	SET
T (KN)	839,81	614,56	400,91	167,39	957,981	624,35	980 ,80	910,10
τ (MPa)	1,707	0,446	0,691	0,243	1,40	0,906	2,150	1,757
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5
A_V^{cal} (cm ²)	20,99	15,36	10,02	4,18	23,94	15,609	24,52	22,75
A_v^{min} (cm ²)	7,5	8,7	6,05	8,37	8,21	7,25	6,05	5,22
A_v^{adop} (cm ²)	24,64	24,64	24,64	24,64	24,64	24,64	24,64	24,64
N_{bre} /par face	16T14	16T14	16T14	16T14	16T14	16T14	16T14	16T14
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	2,74	0,73	0,84	0,64	2,23	1,44	3,44	2,79
A_h^{min} (cm ²)	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16
A_h^{adop} (cm ²)	6,79	6,79	6,79	6,79	6,79	6,79	6,79	6,79
N_{bre} /par Plan	6T12	6T12	6T12	6T12	6T12	6T12	6T12	6T12
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau VII.9 : Sollicitations des voiles V_x,V_y dans tous les niveaux.

Niveau	ss-sol	RDC	1er	2ème	3ème	4ème	5ème	6ème
Section (m ²)	0,25×1,2	0,25×1,2	0,25×1,2	0,25×1,2	0,25×1,2	0,25×1,2	0,25×1,2	0,25×1,2
M(KN)	99,893	80,966	76,7921	54,915	67,350	74,741	150,879	149,705
N(KN)	-473,39	-494,89	-551,49	-429,64	-613,57	-382,97	-1097,95	-1077,63
section	SPC	SET	SET	SET	SET	SET	SET	SET
T (KN)	483,182	1050,45	1012,02	1009,27	925,23	957,34	897,92	955,25
τ (MPa)	1,01	3,54	4,29	4,16	3,28	4,96	3,23	4,38
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5
A_V^{cal} (cm ²)	12,07	26,26	25,30	25,23	23,13	23,93	22,45	23,88
A_v^{min} (cm ²)	5,7	6	6	6	6	6	6	6
A_v^{adop} (cm ²)	28,14	28,14	28,14	28,14	24,12	24,12	24,12	24,12
N_{bre} /par face	14T16	14T16	14T16	14T16	12T16	12T16	12T16	12T16

S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
$A_h^{cal} (cm^2)$	7,04	7,04	7,04	7,04	6,03	6,03	6,03	6,03
$A_h^{min} (cm^2)$	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
$A_h^{adop} (cm^2)$	7,92	7,92	7,92	7,92	6,79	6,79	6,79	6,79
N_{bre}/par Plan	7T12	7T12	7T12	7T12	6T12	6T12	6T12	6T12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau VII.10 : Sollicitations des voiles, V_x, V_y dans tous les niveaux.

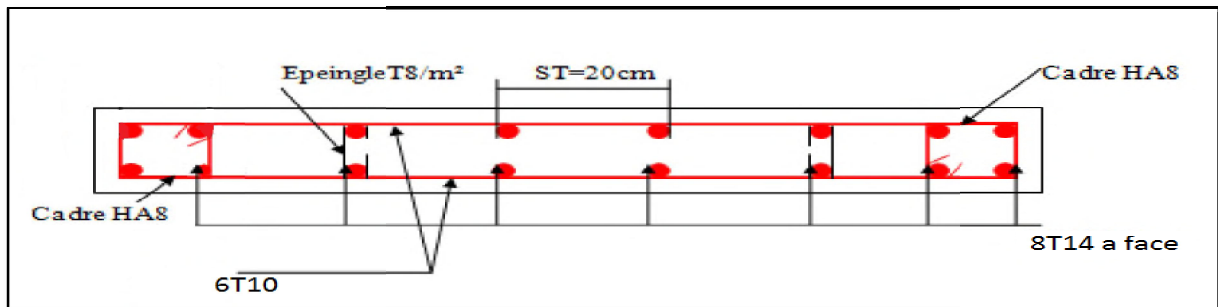


Figure VII. 7 : Schéma du ferrailage du voile de 80cm (sous-sol).

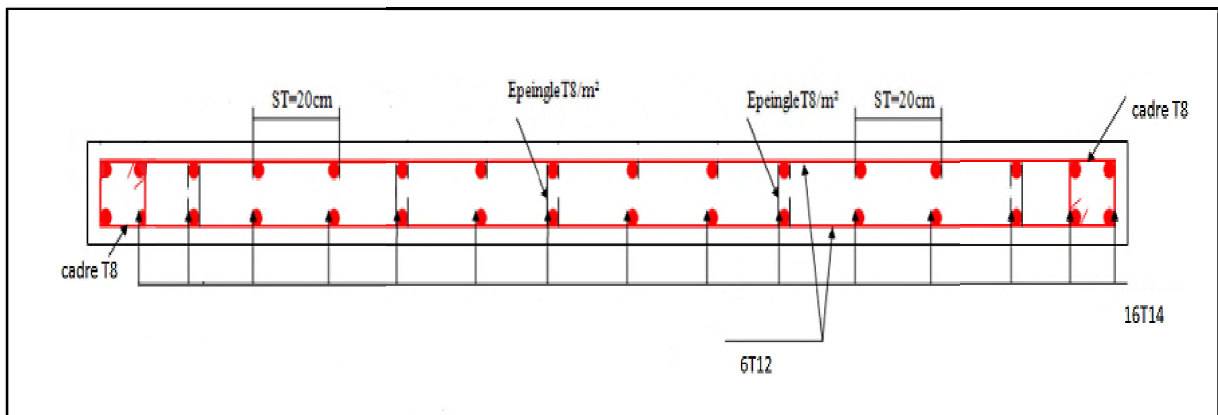


Figure VII.8 : Schéma du ferrailage du voile de 160 cm (étage).

VII.3.6 Vérification de flambement :

❖ D'après le règlement de RPA 99v2003 :

N est un effort de compression axial ou excentré de e et $e \leq a/6$, le voile est stable vis-à-vis du flambement si on vérifie $N \leq \Phi P_n$

N : effort normal exercé sur voile.

P_n : effort normale limité de la section transversale.

Φ : facteur de réduction est égale 0,7.

$$P_n = 0,55 f_{bc} \cdot A_g \cdot [1 - (\frac{k \times h_s}{32a})^2]$$

A_g : section transversal brut du voile. ($A_g = a \cdot L_w$)

a : épaisseur de voile.

L_w : largeur de voile

K : coefficient de flambement ; K= 0,8 pour un mur en béton armé encastree sur les deux cotés

h_s : hauteur libre de chaque niveau.

Exemple de calcul :

Voile (0,80m) sous-sol :

$N = 456,99 \text{ KN}$

$A_g = 0,25 \times 0,8 = 0,2 \text{ m}^2$

$K = 0,8$, $h_s = 3,74 \text{ m}$

$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_s} = 14,17 \text{ MPa}$.

donc : $P_n = 0,55 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,2 \cdot [1 - (\frac{0,8 \times 3,74}{32 \times 0,25})^2] = 13242,04 \text{ KN}$.

$\Phi P_n = 0,7 \times 13242,04 = 939,428 \text{ KN}$

$\Phi P_n \geq N \Rightarrow$ la stabilité au flambement est assurée

Donc on résume la vérification au flambement des autres voiles dans tableaux ci dessous.

Niveau	ss-sol	RDC	1er	2ème	3ème	4ème	5ème	6ème
$A_g \text{ (m}^2\text{)}$	0,25×0,8	0,25×0,8	0,25×0,8	0,25×0,8	0,25×0,8	0,25×0,8	0,25×0,8	0,25×0,8
N(KN)	456,99	424,86	351,09	229,87	313,92	352,57	497,43	436,95
h_s(m)	3,74	6,12	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06
K	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
$f_{bc} \text{ (MPa)}$	14,17	14,17	14,17	14,17	14,17	14,17	14,17	14,17
Φ	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
$P_n \text{ (KN)}$	13242,04	975,746	1413,74	1413,74	1413,74	1413,74	1413,74	1413,74
$\Phi P_n \text{ (KN)}$	939,428	683,022	989,618	989,618	989,618	989,618	989,618	989,618
verification	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau VII.11 : vérification au flambement dans tous les niveaux.

Niveau	ss-sol	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème}
Ag (m ²)	0,25×1,2	0,25×1,2	0,25×1,2	0,25×1,2	0,25×1,2	0,25×1,2	0,25×1,2	0,25×1,2
N(KN)	473,39	494,89	551,49	429,64	613,57	382,97	1097,95	1077,63
h _s (m)	3,74	6,12	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06
K	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
f _{bc} (MPa)	14,17	14,17	14,17	14,17	14,17	14,17	14,17	14,17
Φ	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
P _n (KN)	2013,06	1463,61	2120,61	2120,61	2120,61	2120,61	2120,61	2120,61
ΦP _n (KN)	1409,14	1024,53	1484,42	1484,42	1484,42	1484,42	1484,42	1484,42
vérification	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Verifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau VII.12 : vérification au flambement dans tous les niveaux

Niveau	ss-sol	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème}
Ag (m ²)	0,25×0,6	0,25×0,6	0,25×0,6	0,25×0,6	0,25×0,6	0,25×0,6	0,25×0,6	0,25×0,6
N(KN)	837,012	612.684	378,986	154,561	736,748	92,462	1012,46	1098,45
h _s (m)	3,74	6,12	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06
K	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
f _{bc} (MPa)	14,17	14,17	14,17	14,17	14,17	14,17	14,17	14,17
Φ	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
P _n (KN)	2681,58	1951,49	2825,61	2825,61	2825,61	2825,61	2825,61	2825,61
ΦP _n (KN)	1877,11	1366,04	1977,92	1977,92	1977,92	1977,92	1977,92	1977,92
vérification	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau VII.13 : vérification au flambement dans tous les niveaux

conclusion :

La vérification des éléments structuraux (poteau, poutre, voile), les dimensions des poteaux sous sollicitations normales , tangentes et thermique est obligatoire afin d'arriver à une structure durable économique et performante vis à vis au chargement dynamique.

CHAPITRE VIII

Les

Fondations

IIX.1 Généralité:

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure par les éléments de la structure (dalle, murs, voiles), soit directement (le cas des semelles reposant sur le sol ou le cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (le cas des semelles sur pieux ou puits). Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir : le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques .

Le choix du type de fondation est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- L'aspect économique ;
- La facilité de réalisation.

IIX.2 Choix de type de fondation:

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2 bars, il y a de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier évidé.
- Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 2 bars à une profondeur de 3.80 m.

IIX.2.1 Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E.$$

$$0.8. G \pm E$$

IIX.2.2 Le choix de fondation :

Soit « S » la surface de l'ensemble des semelles. En vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_u}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Leftrightarrow S \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

N_{tot} : Effort normal à la base : $N = G + Q = 104304,584$ KN.

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$$

$$S_{cal} = S_{radier} = \frac{N_{tot}}{\sigma_{sol}} = \frac{104,304}{0,2} = 521,522 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{bâtiment} = 918 \text{ m}^2$.

On remarque que $S_{rad} < S_{bâtiment}$, d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier général avec des débords.

IIX.3 Pré-dimensionnement du Radier général

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réduction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de rigidité :**

$$L_e \geq \frac{2 L_{max}}{\pi}$$

L_{max} : plus grande distance entre deux éléments porteurs successifs:

L_e : longueur élastique qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E * I}{K * b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen ($K = 40 \text{ MN / m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m).

D'où $L_{\max} = 6,20 \text{ m}$, $E = 3.20 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ et $K = 40000 \text{ KN/m}^3$.

h_t : hauteur des nervures.

$$h_t = \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}} = 96,97 \text{ cm}$$

donc: $h_t > 97 \text{ cm}$

- **Condition de coffrage :**

h_r : hauteur de la dalle.

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{620}{20} = 31 \text{ cm.}$$

$\Rightarrow h_r = 35 \text{ cm}$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{620}{10} = 62 \text{ cm.}$$

$\Rightarrow h_t = 65 \text{ cm}$

- **Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} \dots\dots\dots(I)$$

$$V_d = \frac{N_d L_{\max}}{2 \times S_{rad}} b \quad (b = 1 \text{ ml})$$

N_d : Effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable

$$V_d = 620 \text{ KN}$$

(I) $\Rightarrow d \geq 0,76 \text{ m}$, on prend $d = 80 \text{ cm}$.

A partir de ces trois conditions on opte pour :

⇒ $h_t = 100\text{cm}$ pour les nervures du radier.

⇒ $h_r = 40\text{cm}$ pour la dalle du radier.

1^{er} proposition :

$$\begin{cases} h_t = 100\text{cm}. \\ h_r = 40\text{cm}. \end{cases} \rightarrow \text{(Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.)}$$

2^{ème} proposition :

$$\begin{cases} h_t = 100\text{cm}. \\ h_r = 50\text{cm}. \end{cases} \rightarrow \text{(Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.)}$$

3^{ème} proposition :

$$\begin{cases} h_t = 100\text{cm}. \\ h_r = 60\text{cm}. \end{cases} \rightarrow \text{(Ces valeurs vérifient la contrainte du sol.)}$$

- **Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$Q_u \leq (0.045 \times \mu_c \times f_{c28} \times h_r) / \gamma_b$$

Q_u : charge de calcul à l'ELU qui revient au voile le plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

h_r : Epaisseur du radier.

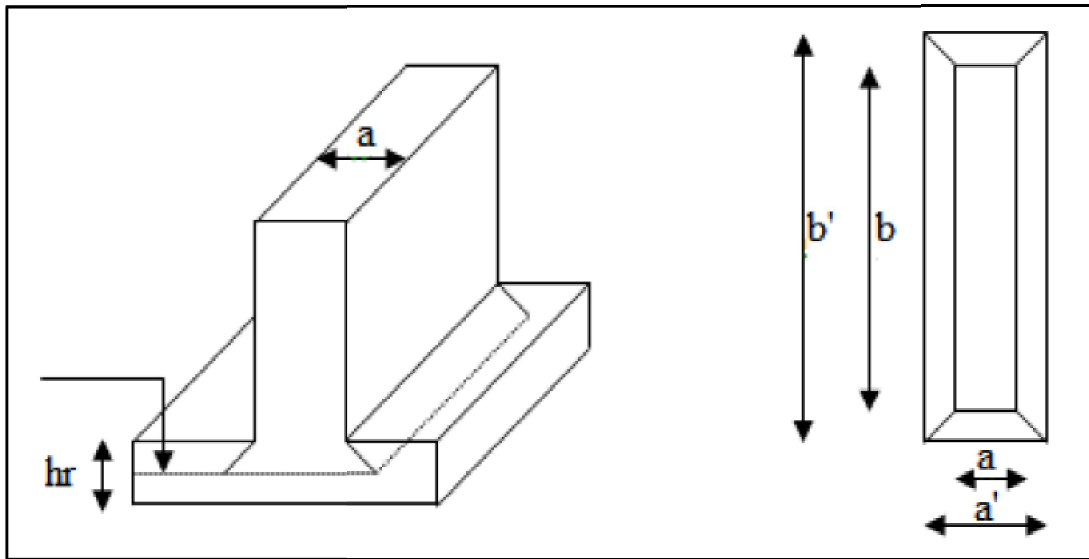


Figure IIX.1 : dimensionnement du radier

$$Uc = 2 \times (a' + b')$$

$$a' = a + hr$$

$$b' = b + hr$$

$$\mu c = 2 \times (a + b + 2 \times h)$$

$$Qu \leq 0.045 \times (a + b + 2 \times hr) \times hr \times f_{c28}$$

$$\mu c = (0.75 + 0.6) \times 2 \times 2 = 5,4 \text{ m.}$$

Avec $Qu = 2058,80 \text{ KN}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $\gamma_b = 1,5$

$$Qu \leq 0.045 \times 5,4 \times 0,6 \times \frac{25000}{1,5} = 2243 \text{ KN}$$

CV

- **Vérification de la contrainte du sol :**

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol « **2 bars** ». La condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{b1} = z_{max} \times K$$

$$\sigma_{b2} = z_{min} \times K$$

Avec Z_{max} et Z_{min} : Déplacements maximaux selon la direction U_z

K : Le coefficient de BALLAST (coefficient de la raideur du sol)

$$. K = 40000 \text{ KN/m}^3$$

$$\left\{ \begin{array}{l} z_{max} = 0,00367 \text{ m} \\ z_{min} = 0,000871 \text{ m} \end{array} \right.$$

[ELS, SAFE].

Donc on aura :

$$\sigma_b = \frac{3 \times \sigma_{b1} + \sigma_{b2}}{4} = \frac{3 \times 34,84 + 146,8}{4} = 0,63 \text{ bars}$$

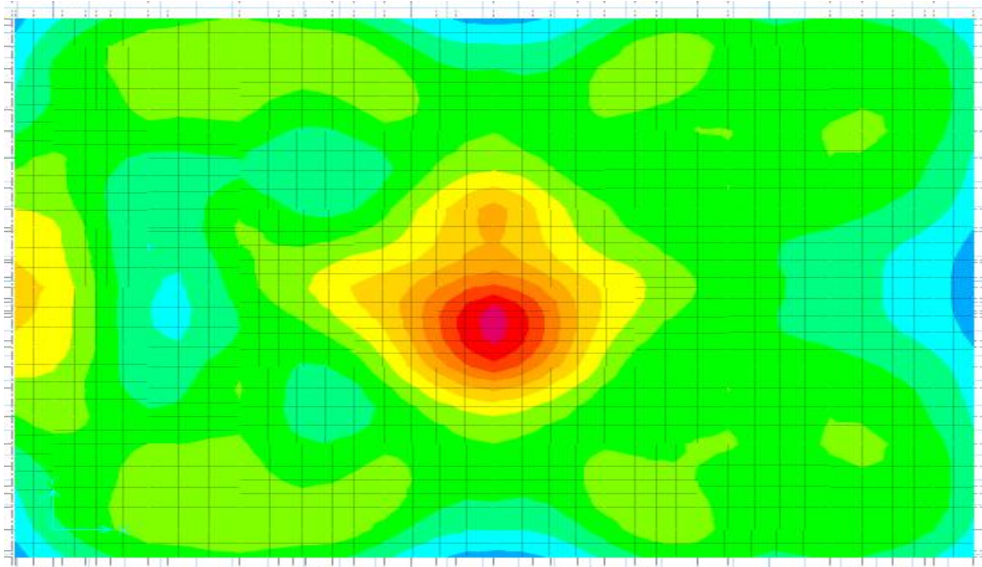


Figure IIX.2 : Déplacement U_z

- **Les sollicitations du radier:**

Après une modélisation du radier avec le logiciel « **SAFE** » on a obtenu les résultats suivants

:

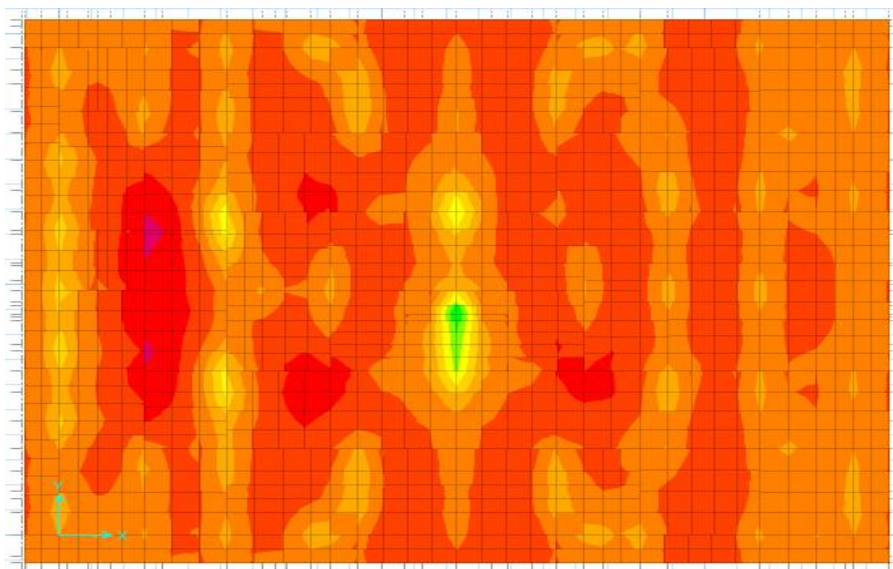


Figure IIX.3 : Moment M_{11} à l'ELU

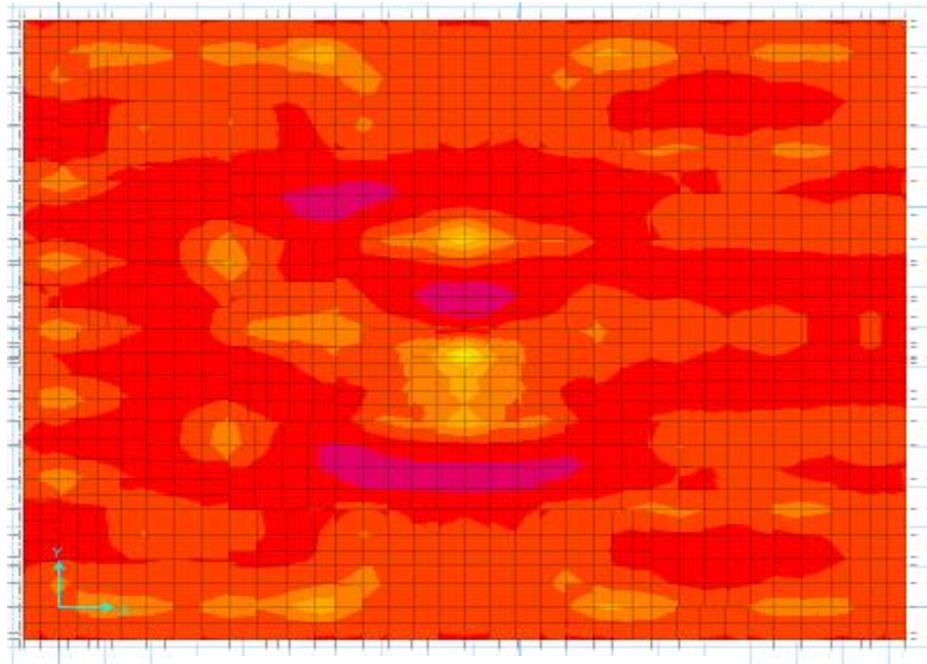


Figure IIX.4: Moment M_{22} à l'ELU

		ELU		ELS	
		$M_{11}(\text{KN.m})$	$M_{22}(\text{KN.m})$	$M_{11}(\text{KN.m})$	$M_{22}(\text{KN.m})$
Dalle	Appui	354,230	324,540	331,031	254,54
	Travée	365,369	344,254	355,602	319,402
		$M_3(\text{KN.m})/\text{XX}$	$M_3(\text{KN.m})/\text{YY}$	$M_3(\text{KN.m})/\text{XX}$	$M_{11}(\text{KN.m})/\text{YY}$
Nervure	Appui	588,048	523,104	383.246	371.294
	travée	614,314	507,317	498.423	410.229

Tableau IIX.1 : Les sollicitations du radier

IIX.3.1 Calcul du ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de deux directions, l'une suivant XX' , et l'autre suivant YY' . $[1.00 \times 0.6] \text{ m}^2$

En travée :

❖ **Vérification à ELU :**

▪ **Ferrailage suivant : Lx**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{365,369 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,6)^2 \times 14,17} = 0,078.$$

$$f_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 * \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa} ,$$

$$\mu_u \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A. (pas d' acier comprimé: Asc = 0)}.$$

$$A_{st} = \frac{M_{11}}{Z \cdot \sigma}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,078)}) = 0,136$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,54(1 - 0,4 * 0,132) = 0,488\text{m}.$$

$$A_{st} = 1/347,83 \frac{365,369 \times 10^{-3}}{0,488} = 21,49\text{cm}^2.$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000}, 0,23 * b * d \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = \max \left(\frac{100 \times 60}{1000}, \frac{0,23 \times 100 \times 0,9 \times 60 \times 2,1}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq \max (6 ; 6,52) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Donc on adopte **11T16** de section **22.11cm²/ ml**

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{22,11}{4} = 5,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte de **5T12** avec $A_r = 5,65\text{cm}^2$.

▪ **Ferrailage suivant :Ly**

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{344.254 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,6)^2 \times 14,17} = 0,073.$$

$$f_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 * \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa} ,$$

$$\mu_u \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A. (pas d' acier comprimé: Asc = 0)}.$$

$$A_{st} = \frac{M_{22}}{Z \cdot \sigma}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,073)}) = 0,095$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,54(1 - 0,4 * 0,093) = 0,493\text{m}.$$

$$A_{st} = 1/347,83 \frac{344,254 \times 10^{-3}}{0,493} = 20,06 \text{ m}^2.$$

Condition de non-fragilité ;

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000}, 0,23 * b * d \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = \max \left(\frac{60 \times 100}{1000}, \frac{0,23 \times 60 \times 0,9 \times 100 \times 2,1}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq \max (6 ; 6,52) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte **11T16** de section **22.11 cm² /ml**

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{22,11}{4} = 5,52 \text{ cm}^2$$

En prend **5T12** de section **5.65 cm²/ml**.

❖ **Vérification à ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

▪ **Suivant Lx :**

$$\gamma = \frac{365,369}{355,602} = 1,027$$

$$\alpha \leq \frac{1,45 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0,0138 \leq 0,45 \dots\dots\dots \text{CV}$$

▪ **Suivant Ly :**

$$\gamma = \frac{344,254}{319,402} = 1,07$$

$$\alpha \leq \frac{1}{2} + \frac{1,07 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0,095 \leq 0,285 \dots\dots\dots \text{CV}$$

En appuis :

❖ **Vérification ELU :**

▪ **Ferraillage suivant : Lx**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{354.23 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.6)^2 \times 14.17} = 0.075.$$

$$f_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa} \quad ,$$

$$\mu_u \leq \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{S. S. A. (pas d'acier comprimé: Asc = 0)}.$$

$$A_{st} = \frac{M_{11}}{Z \cdot \sigma}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.075}) = 0.098$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.54(1 - 0.4 \cdot 0.098) = 0.492 \text{ m}.$$

$$A_{st} = 1/347.83 \frac{354.23 \times 10^{-3}}{0.492} = 20.68 \text{ cm}^2.$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000}, 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = \max \left(\frac{60 \times 100}{1000}, \frac{0.23 \times 60 \times 0.9 \times 100 \times 2.1}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq \max(6; 6.52) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte **11T16** de section **22.11 cm²**

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{22.11}{4} = 5.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En prend **5T12** de section **5.65 cm²**.

▪ **Ferraillage suivant : Ly**

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{324.54 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.6)^2 \times 14.17} = 0.069.$$

$$f_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa} \quad ,$$

$$\mu_u \leq \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{S. S. A. (pas d'acier comprimé: Asc = 0)}.$$

$$A_{st} = \frac{M_{22}}{Z \cdot \sigma}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.069}) = 0.09$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.54(1 - 0.4 \cdot 0.09) = 0.494 \text{ m}.$$

$$A_{st} = 1/347,83 \frac{324,54 \times 10^{-3}}{0,494} = 18,87 \text{cm}^2.$$

Condition de non-fragilité ;

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000}, 0,23 * b * d \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = \max \left(\frac{60 \times 100}{1000}, \frac{0,23 \times 60 \times 0,9 \times 100 \times 2,1}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq \max (6; 6,52) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte **11T16** de section **22.11cm²**

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{21,99}{4} = 5,50 \text{cm}^2$$

En prend **5T12** de section **5.65 cm²**

❖ **Vérification à ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

▪ **Suivant Lx :**

$$\gamma = \frac{354,23}{331,031} = 1,07$$

$$\alpha \leq \frac{1,07 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0,098 \leq 0,30 \dots\dots\dots \text{CV}$$

▪ **Suivant Ly :**

$$\gamma = \frac{324,54}{254,365} = 1,27$$

$$\alpha \leq \frac{1,27 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0,09 \leq 0,40 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau} \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau} \leq \min \left(\frac{0,20}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{723,40 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9 \times 0,6} = 1,34 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots \text{ CV}$$

Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{60}{35}; 2; \frac{100}{10}\right) = 10 \text{ mm.}$$

Donc : $\phi_t = 10 \text{ mm}$.

Calcul de l'espacement:

D'après le **B.A.E.L 91** :

$$St \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(48; 40) = 40 \text{ cm.} \quad \text{Donc : } St = 40 \text{ cm.}$$

Récapitulation du ferrailage de la dalle :

		A_{cal} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	A_r (cm^2)	A_r choisi (cm^2)	St (cm)	ϕ_t (mm)
Lx	Travée	20,49	11T16 (22,11)	5,65	5T12	10	10
	Appui	20,68	11T16 (22,11)	5,65	5T12		
Ly	Travée	20,06	11T16 (22,11)	5,65	5T12	10	10
	Appui	18,87	11T16 (22,11)	5,65	5T12		

Tableau IIX.2 : Récapitulation du ferrailage de la dalle.

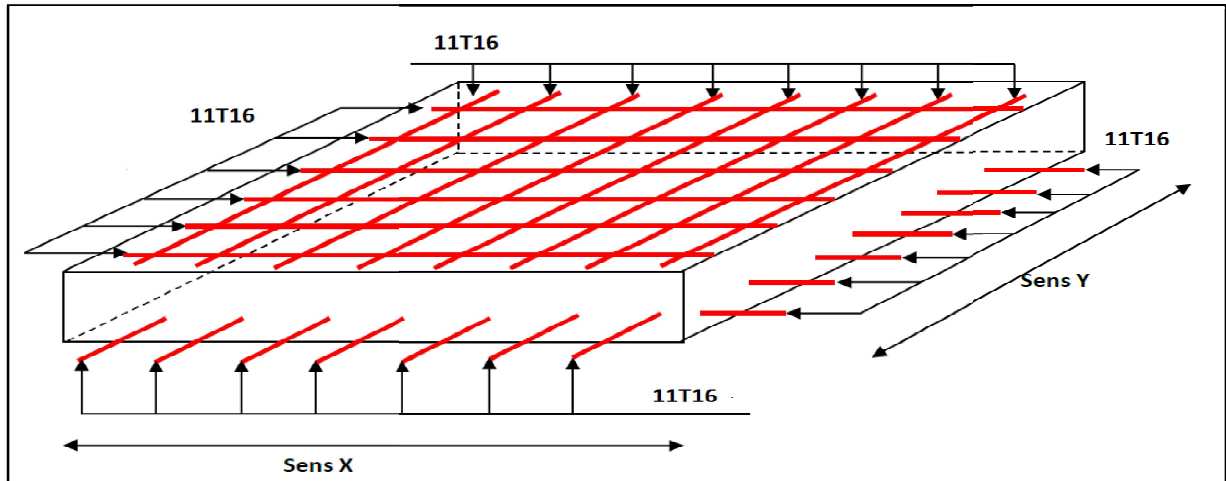


Figure IIX.5 : Schéma de ferrailage du radier

XI.3.2 Calcul du ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (0.6X 1.00) m²

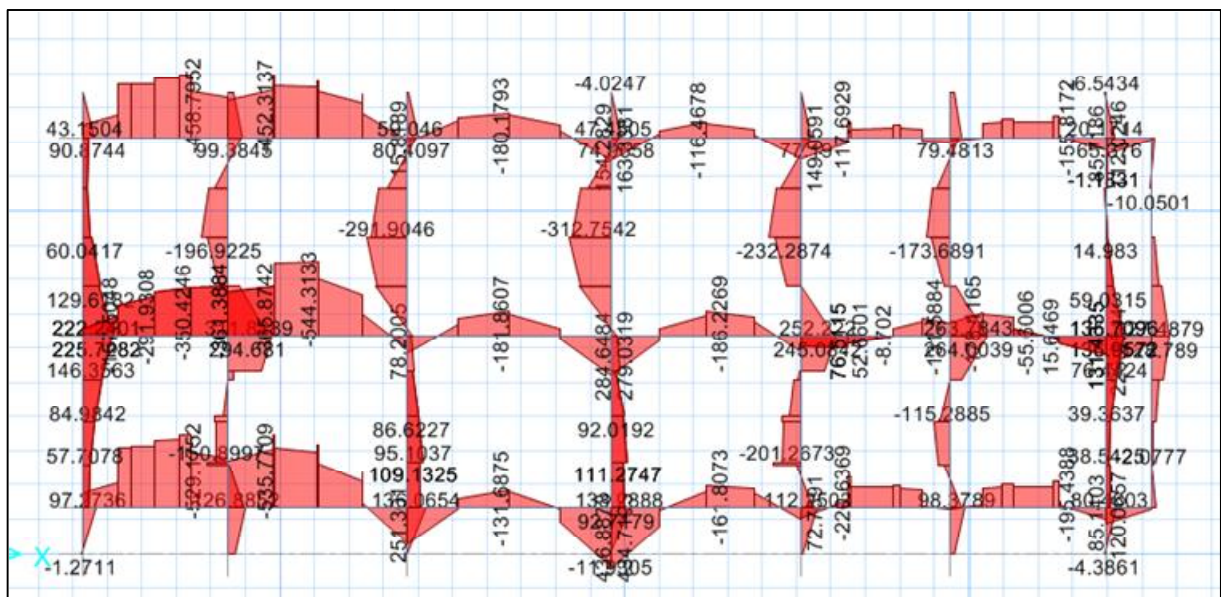


Figure IIX.6 : Diagramme moment de nervure en ELU.

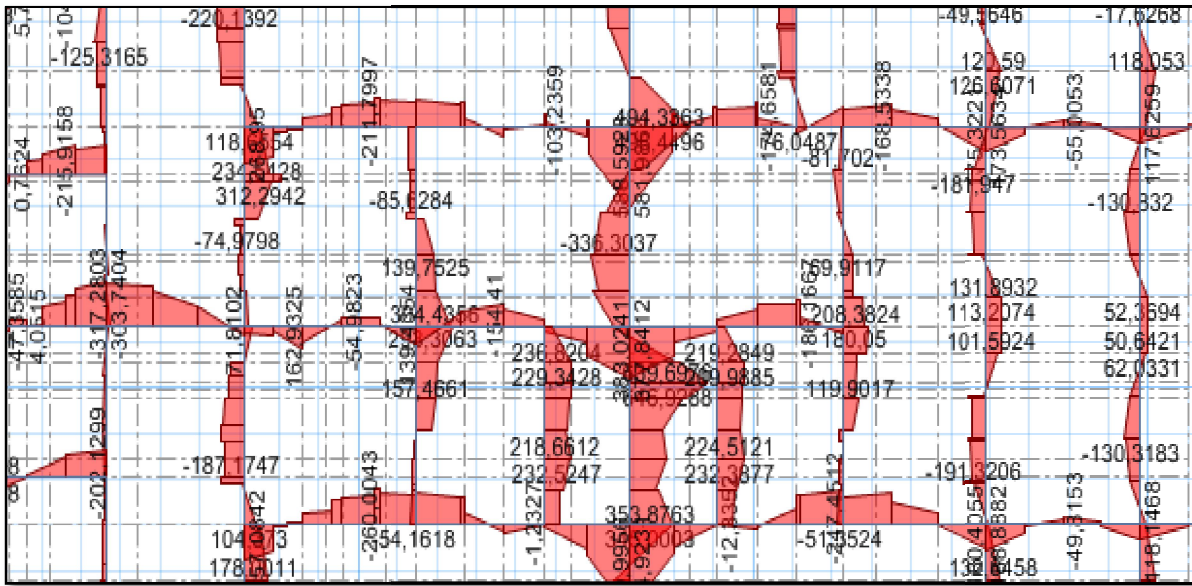


Figure IIX.7 : Diagramme moment de nervure en ELS

En travée :

❖ **Vérification à l'ELU :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{603,314 \times 10^{-3}}{0,6 \times (0,9 \times 1)^2 \times 14,17} = 0,087.$$

$$f_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 * \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa} ,$$

$\mu_u \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow S. S. A. \text{ (pas d'acier comprimé: Asc = 0)}$.

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,087}) = 0,115$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,9(1 - 0,4 * 0,115) = 0,86\text{m}.$$

$$A_{st} = 1/347,83 \frac{603,314 \times 10^{-3}}{0,86} = 20,15\text{cm}^2.$$

Condition de non-fragilité ;

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000}, 0,23 * b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = \max \left(\frac{60 \times 100}{1000}, \frac{0,23 \times 60 \times 0,9 \times 100 \times 2,1}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq \max (6 ; 6,52) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Donc on adopte **7T20** de section **21.99cm² /ml**

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{21,99}{4} = 5,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte de 5T12 avec $A_r = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{603,314}{498,423} = 1,23$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \Rightarrow \quad \alpha \leq \frac{1,23-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0,115 \leq 0,365 \dots\dots\dots \text{CV}$$

En appuis :

❖ **Vérification à l'ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{588,048 \times 10^{-3}}{0,6 \times (0,9 \times 1)^2 \times 14,17} = 0,085$$

$$f_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa} \quad ,$$

$\mu_u \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ S. S. A. (pas d'acier comprimé: $A_{sc} = 0$).

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,085}) = 0,111.$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,9(1 - 0,4 \cdot 0,111) = 0,86 \text{ m}.$$

$$A_{st} = 1/347,83 \frac{588,048 \times 10^{-3}}{0,86} = 19,65 \text{ cm}^2.$$

Condition de non-fragilité ;

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = \max \left(\frac{100 \times 100}{1000}, \frac{0,23 \times 100 \times 0,9 \times 100 \times 2,1}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq \max (10 ; 10,86) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte **10T16** de section 20, 11 **cm²/ml**

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{20,11}{4} = 5,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte de 5T12 avec $A_r = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **Vérification à ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{588,048}{383,246} = 1,53$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{1,53-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,111 \leq 0,52 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau} \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau} \leq \min \left(\frac{0,20}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u = \frac{734 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,9 \times 1} = 1,36 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b_0}{10} \right) = \min \left(\frac{100}{35}; 2; \frac{60}{10} \right) = 6 \text{ mm} .$$

Donc : $\phi_t = 6 \text{ mm} .$

Calcul de l'espacement:

D'après RPA99 V 2003

▪ **Dans la zone nodale :**

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_t; 30 \text{ cm} \right) \leq \min \left(\frac{100}{4}; 12 * 1,4; 30 \right) = 12 \text{ cm} .$$

▪ **Dans la zone courant :**

$$St' \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

$St' = 20 \text{ cm} .$

Récapitulation du ferrailage de la nervure :

	A_{cal} (cm^2)	A choix	A_r (cm^2)	S_t (cm)	$S't$ (cm)	ϕ_t (mm)
Travée	20,15	7T20	5T12	12	50	10
Appuis	19,65	10T16	5T12	12	50	10

Tableau IIX.3 : Récapitulation du ferrailage de la nervure

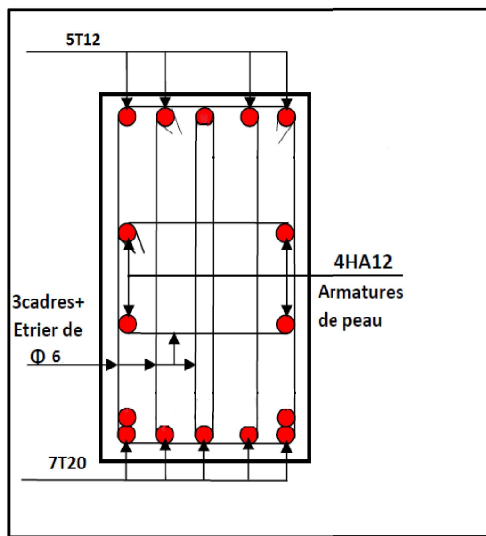


Figure IIX.7 : Ferrailage de la nervure en Travée

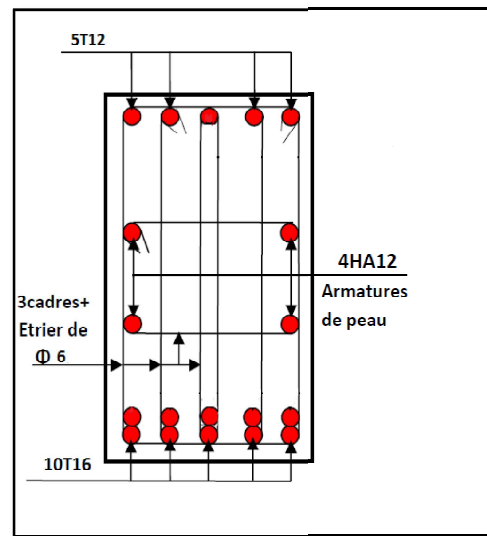


Figure IIX.8 : Ferrailage de la nervure en Appui

IIX.4 Conclusion :

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces derniers ne conviennent pas à cause du chevauchement qu'elles engendrent. Le même problème a été observé en menant le calcul avec semelles filantes.

Nous sommes donc passé à un calcul avec radier. Ce dernier s'est avéré le type de fondation qui convenait à notre structure.

CHAPITRE IX

Etude

D'entrechoquement

Entre deux

Blocs adjacents

IX.1 Introduction :

De plus en plus de bâtiments à grande hauteur sont construits dans des zones métropolitaines à forte densité urbaine, respecter une distance de séparation adéquate et sécuritaire dans ces zones-là, devient une vraie contrainte à cause de valeurs très élevées du terrain et le manque d'espace nécessaire pour la mise en place de joint sismique, tout cela résulte à construire des bâtiments adjacents dans une configuration structurelle à haut risque d'entrechoquement.

Ce phénomène se traduit par des chocs mutuels entre deux ou plusieurs bâtiments adjacents les uns contre les autres en cas de séisme de forte intensité.

IX.2 Histoires et pathologie de l'effet d'entrechoquement :

L'entrechoquement a été observé lors des séismes de Mexico City, 1985, Loma Prieta 1989, Kobe, 1995, et dernièrement à Christchurch en 2011, Ce phénomène a causé plusieurs dommages et un désordre à grande échelle entre les bâtiments adjacents, plus exactement les bâtiments adjacents à différentes caractéristiques dynamiques.

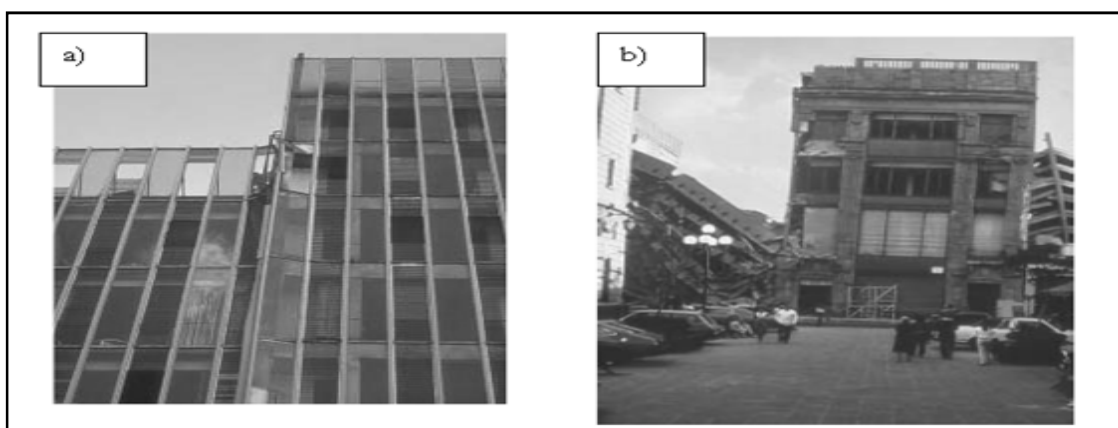


Figure IX.1 : **a)** l'entrechoquement de deux bâtiments similaire avec des planchers de même niveau a causé des dégâts aux façades et aussi bien que l'éclatement, pour la structure (Mexico 1985) ; **b)** un effondrement total du bâtiment (Mexico 1985) : le bâtiment moderne renforcé à gauche s'est effondré suite aux chocs avec le bâtiment ancien très rigide vers la droite.

IX.3 Définition de l'entrechoquement :

L'entrechoquement se produit en raison du balancement des bâtiments adjacents non séparés convenablement avec un mode et des périodes différentes sous les charges sismiques. Au cours de tremblements de terre, la masse et la rigidité de la structure affectent le comportement sismique.

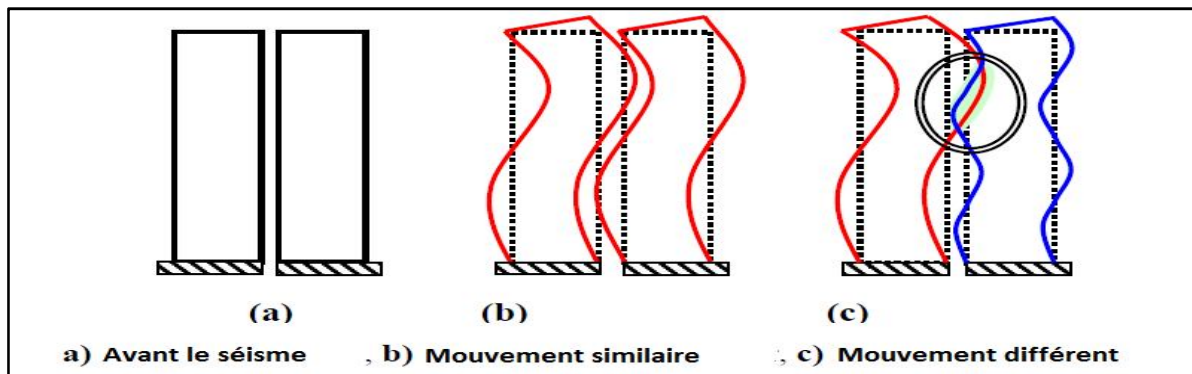


Figure IX.2 : Comportement des bâtiments adjacents lors du séisme.

Une classification des différents cas d'entrechoquement qui peuvent apparaître est présentée au-dessous.[2]

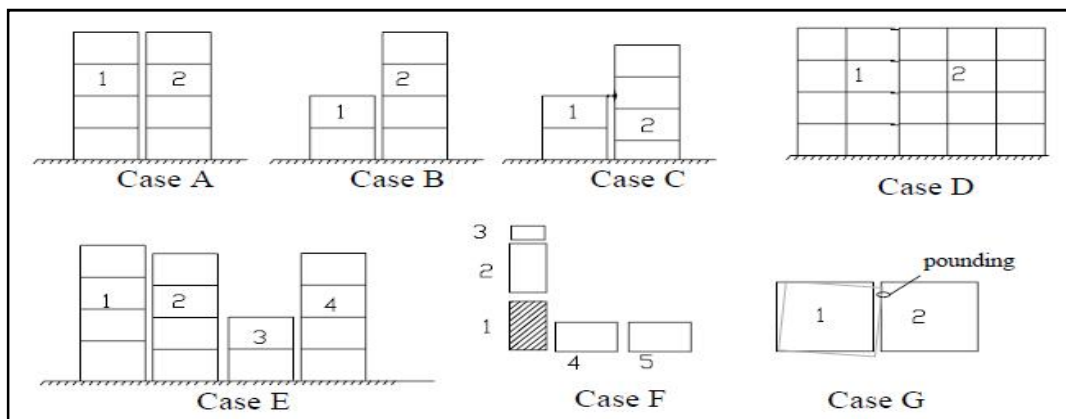


Figure IX.3: Représentation de différentes situations d'entrechoquement.

- **Cas A** : Bâtiments adjacents avec même hauteur et même niveau d'étage :

C'est le cas où probablement les structures sont moins endommagées car les collisions se produisent entre les diaphragmes d'étages c'est-à-dire entre les plans horizontaux. Par contre, durant les séismes passés, plusieurs dégradations ont été observées dues à l'entrechoquement entre les bâtiments, la figure IX.4 est un exemple du séisme de Boumerdes en 2003 [2].



Figure IX.4 : Ouverture entre deux bâtiments (Boumerdes, 2003)

- **Cas B** : Bâtiments adjacents avec différentes hauteur et même niveau d'étage :
Bâtiments adjacents avec différentes hauteur et même niveau d'étage. Les dommages pour ce cas sont typiquement concentrés au niveau du dernier étage du bâtiment le plus court. La figure IX.5 montre quelques exemples où le coin d'une structure de 2 étages s'est endommagé [2].



Figure IX.5 : Séparation des deux bords des bâtiments adjacents.

- **Cas C** : Bâtiments adjacents avec des hauteurs différentes ou similaire, avec différents hauteur d'étage : C'est le cas le plus critique d'entrechoquement entre les bâtiments adjacents car les planchers peuvent se heurter aux poteaux de l'autre bâtiment adjacent causant leur rupture [2].



Figure IX.6 : Effondrement des planchers du milieu (Mexique, 1985)

- **Cas D** : bâtiments avec une petite longueur d'assise (débouillage des poutres).
- **Cas E** : bâtiments dans une rangée.
- **Cas F** : bâtiments dans une cité de blocs.
- **Cas G** : bâtiments avec une structure antisymétrique (martellement de torsion) [2].

IX.4 Solution de l'entrechoquement :

Parmi les solutions classiques les plus répandues et les plus adoptées par les codes de calcul à travers le monde le joint sismique peut être cité comme élément commun apparaissant dans la majorité des codes de calcul quand il s'agit de réduire l'interaction inter-structurelle ou l'entrechoquement.

Selon le code IBC-2003 (International Building code) « *toutes les structures doivent être séparées des autres structures qui les avoisinent. Si les bâtiments adjacents sont sur la même ligne de propriété, la distance minimale de séparation suit simplement la règle de la racine carrée de la somme des carrés (SRSS) et si les bâtiments adjacents ne se trouvent pas sur la même ligne de propriété la règle de la somme des déplacements maximums de chaque bâtiment est appliquée* », le code UBC-2007 (Uniform Building Code) prévoit la même procédure que celle du code IBC-2003. La formule suivante donne la distance de séparation minimum à introduire entre deux bâtiments adjacents [1].

$$\delta_M = \sqrt{\delta_{M1}^2 + \delta_{M2}^2}$$

Ou : δ_M : Distance de séparation entre deux bâtiments adjacents

δ_{M1} : Déplacement maximal absolu du bâtiment (1)

δ_{M2} : Déplacement maximal absolu du bâtiment (2)

L'Eurocode 8 précise que « *Les bâtiments doivent être protégés du martèlement induit par le tremblement de terre de structures adjacentes ou entre les unités structurellement indépendantes du même bâtiment* ». L'Eurocode 8 exige une largeur de joint au moins égale à la somme quadratique des déplacements (racine carrée de la somme des carrés des déplacements) des planchers hauts du niveau. Si les planchers des blocs adjacents sont à la même hauteur, la largeur minimale du joint peut être réduite par un coefficient de 0,7. La formule donnée par l'Eurocode 8 pour calcul du joint sismique est la suivante [1] :

$$d = \sqrt{X_1^2 + X_2^2}$$

Ou : d : Distance de séparation entre deux bâtiments adjacents

X_1 : Déplacement maximal absolu du bâtiment (1)

X_2 : Déplacement maximal absolu du bâtiment (2)

Selon le RPA 99 / Version 2003, deux blocs voisins nouveaux doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{mm} \geq 40\text{mm}$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et, éventuellement, celles dues à la rotation des fondations.

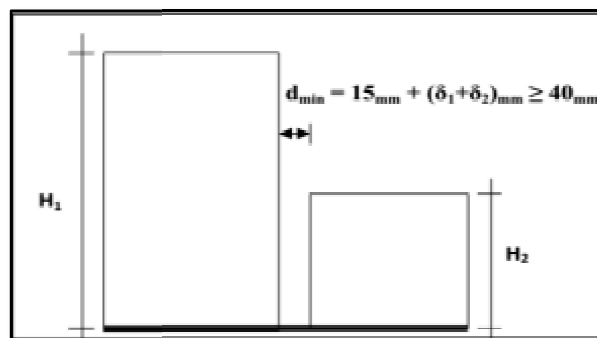


Figure IX.7 : largeur minimum du joint sismique selon RPA99 v2003

➤ Calcul de la distance entre les deux blocs :

Pour notre structure le déplacement donné par l'étude dynamique est : $\delta_k = 4,630$ cm d'où la distance minimale soit égale à :

- Selon le RPA :

$$d_{min} = 1,5 + 4,63 * 2 = 10,76 \text{ cm}$$

- Selon l'Eurocode 8 :

$$d = \sqrt{4.6^2 + 4.6^2} = 6.55 \text{ cm}$$

La modélisation est faite par SAP2000, on fait deux model : le premier avec une distance de séparation de 12 cm (RPA) et le deuxième model avec une distance de séparation de 7 cm (Eurocode 8).

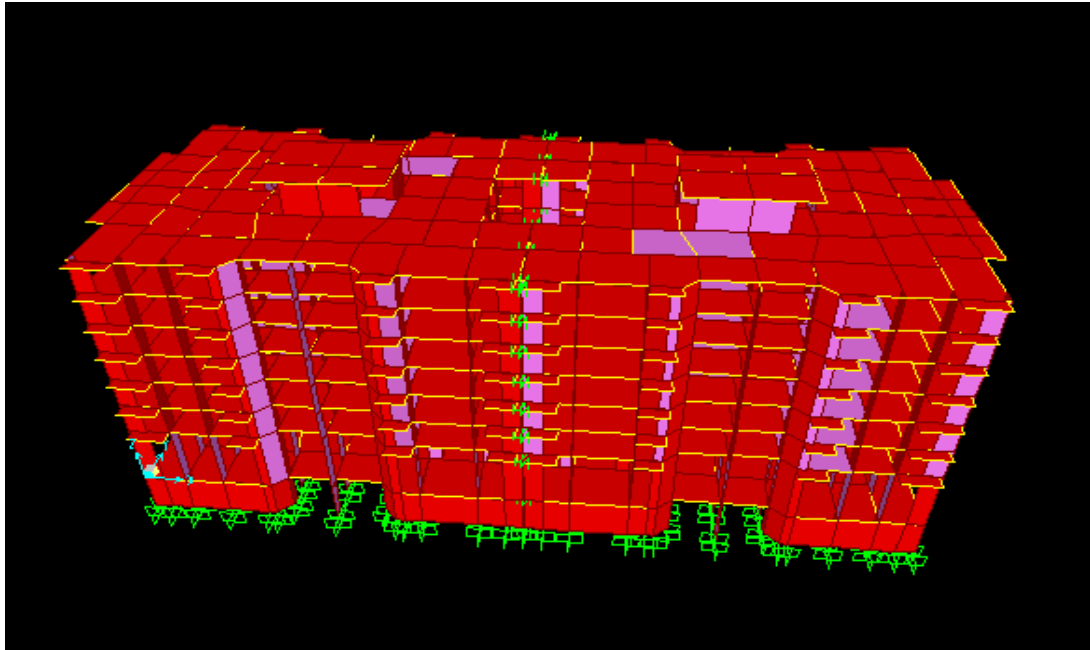


Figure IX.8 : Modélisation des deux blocs adjacents.

L'accélérogramme utilisé est montré sur la figure ci-joint :

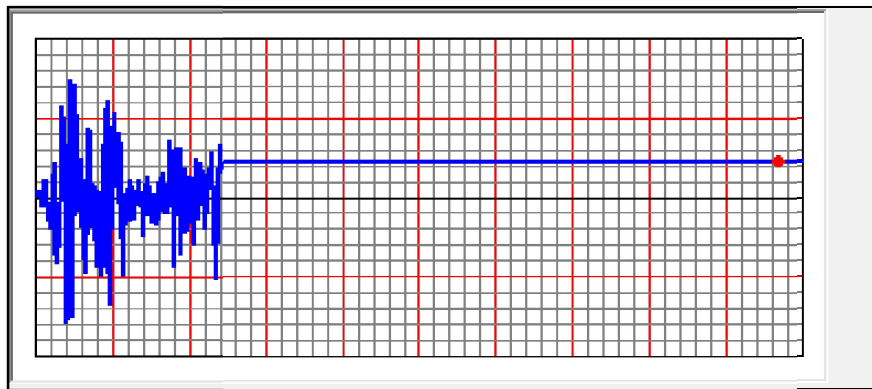


Figure IX.9 : Graphe d'accélération en fonction du temps du séisme.

IX.5 Evaluation d'entrechoquement par l'élément « Gap » :

L'élément de collision peut être défini comme un lien entre les deux masses qui est activé lorsque l'écart entre les deux masses devient très petit. Tous les types d'éléments de collision ont au moins deux propriétés: une fente ou une ouverture qui est la distance entre les surfaces des masses entrant en collision, et une valeur de rigidité (k) qui est la constante de ressort d'un ressort linéaire.

Afin d'estimer l'état d'entrechoquement de la structure initial, pour chaque niveau d'étage, on introduit l'élément de contact « gap » reliant les deux planchers adjacents placé

aux nœuds (en plan et en élévation) entre les deux blocs, l'élément gap doit être définie à l'aide de la commande "Link/ Support properties" ; logiciel Sap2000 V14 ; en choisissant la direction U1 ou U2, le comportement non linéaire et les propriétés du gap (la rigidité et l'ouverture).

➤ Gap élément:

L'élément "gap" est un élément de contact permet d'évaluer l'ampleur de l'entrechoquement. Il travaille uniquement en compression et offre la possibilité de définir indépendamment les propriétés pour chaque degré de liberté. L'ouverture ou la fermeture du "gap" pour une déformation donnée n'affecte pas le comportement des autres déformations [2].

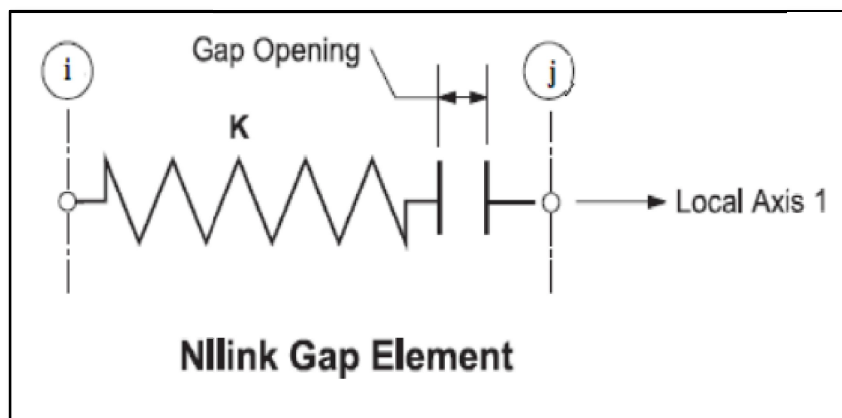


Figure IX.10 : L'élément non linéaire GAP

Les relations non linéaires de force-déformation de l'élément « gap » ont été données par :

$$f = \begin{cases} K (d + \text{open}) & \text{si } d + \text{open} < 0 \\ 0 & \text{si non} \end{cases}$$

Où « k » est la constante du ressort et « Open » est l'ouverture du gap initiale qui doit être égale à zéro ou positive.

Et d est la somme des déformations du ressort et de l'amortisseur de la déformation interne total,

$$d = dk + dc.$$

Propriétés de l'élément Gap : les propriétés non linéaires sont :

$$K = 10^2 \times E A / L$$

Avec : E : Module de Young (E = 32164 MPa)

A : Section de la dalle.

L : Longueur de la dalle

- open= 0.07 m ou 0.12 m (l'ouverture du joint).

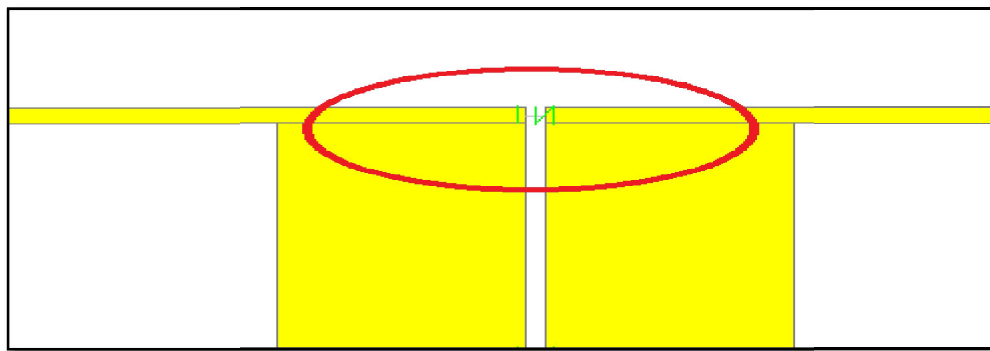


Figure IX.11 : Photos d'un Gap entre les deux blocs.

Après l'exécution de l'analyse, on vérifie l'entrechoquement entre les deux structures.

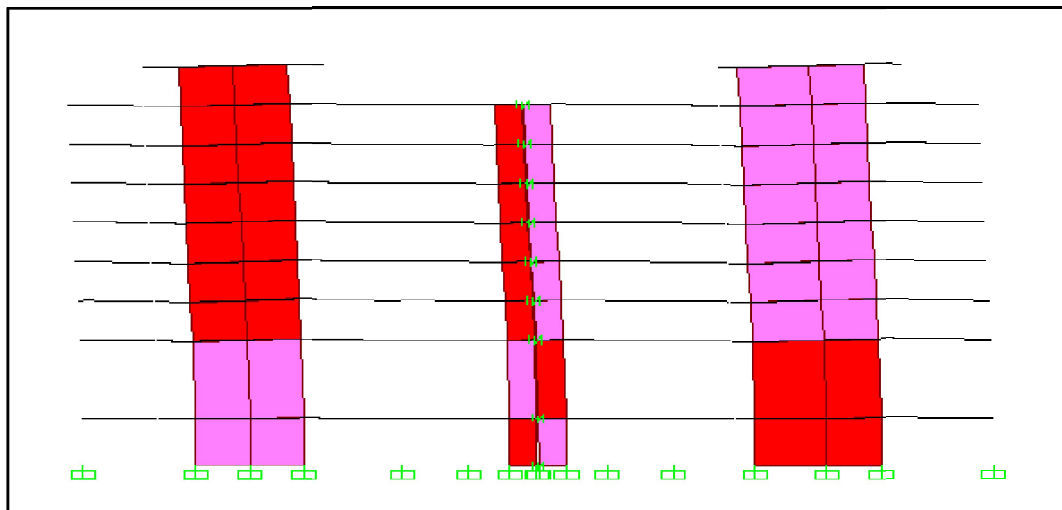


Figure IX.12 : Mouvement harmonique des deux blocs.

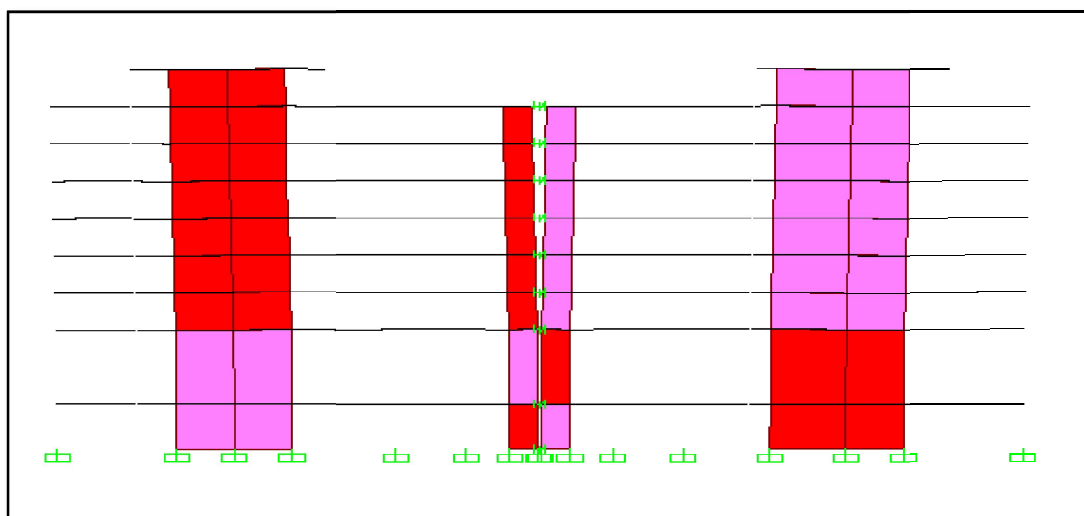


Figure IX.13 : Mouvement des deux blocs pour Mode 1

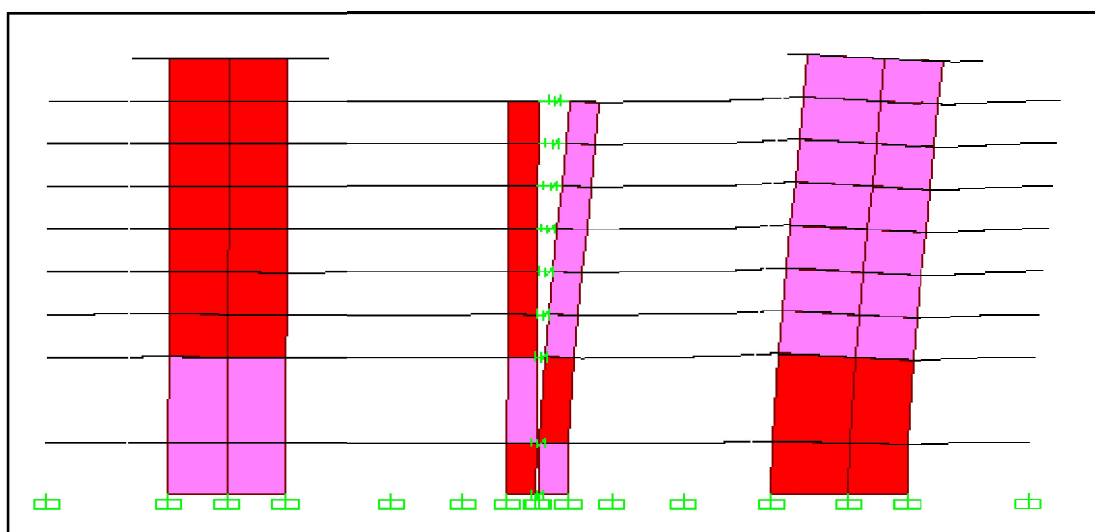


Figure IX.14 : Mouvement des deux blocs pour Mode 2

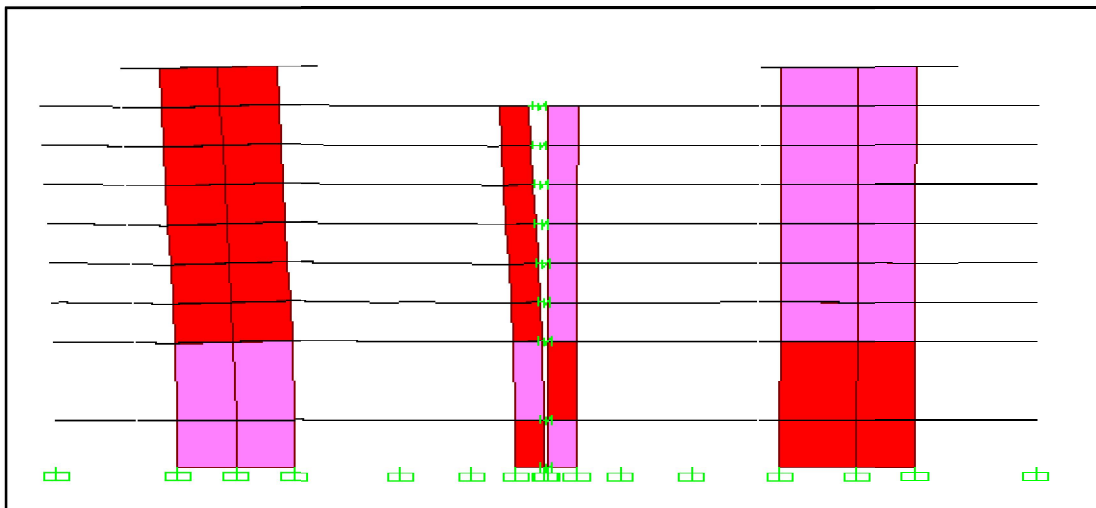


Figure IX.14 : Mouvement des deux blocs pour Mode 3

Pour le cas d'une distance de séparation de 7 cm, Les points de contacts d'entrechoquement entre les deux blocs sont remarquables mais ne sont pas très dangereux à cause de la ressemblance dans la conception des deux blocs ; la valeur maximale est de 9.35×10^2 KN.

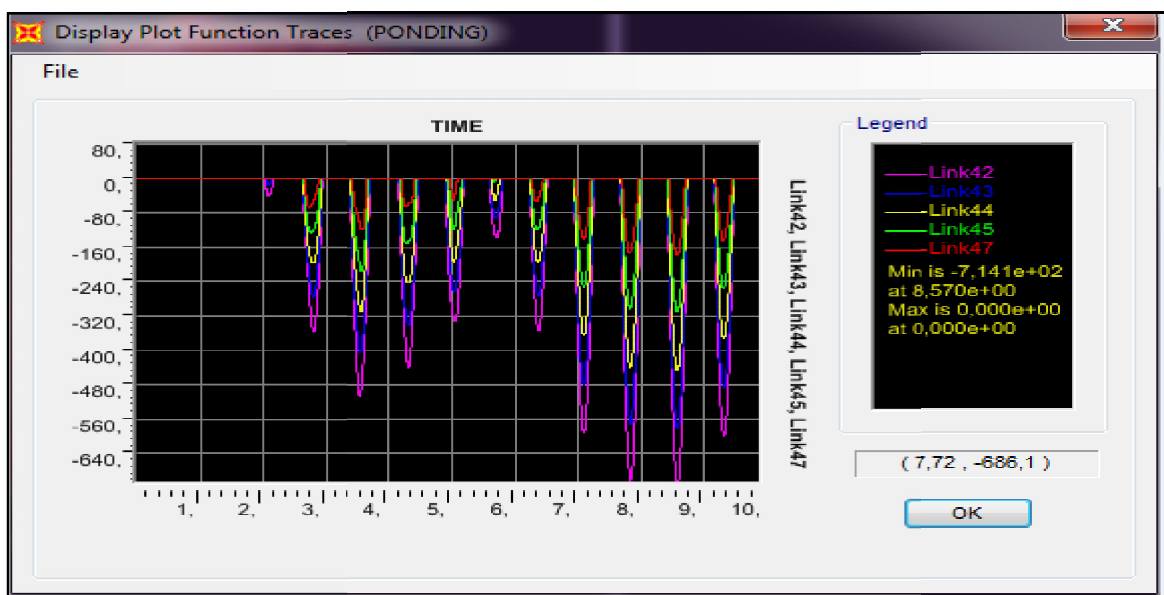


Figure IX.16 : Les points d'entrechoquement 42 ; 42 ; 44 ; 45 ; 47

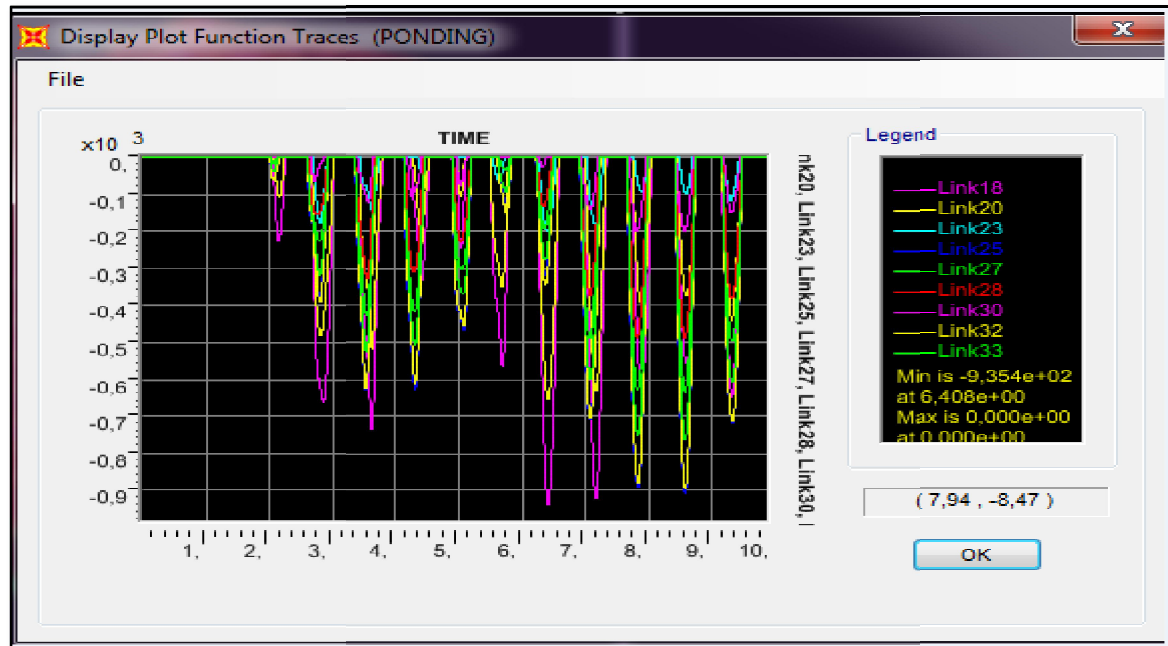


Figure IX.17 : Les points d'entrechoquement 18 ; 20 ; 23 ; 25 ; 27 ; 28 ; 30 ; 32 ; 33

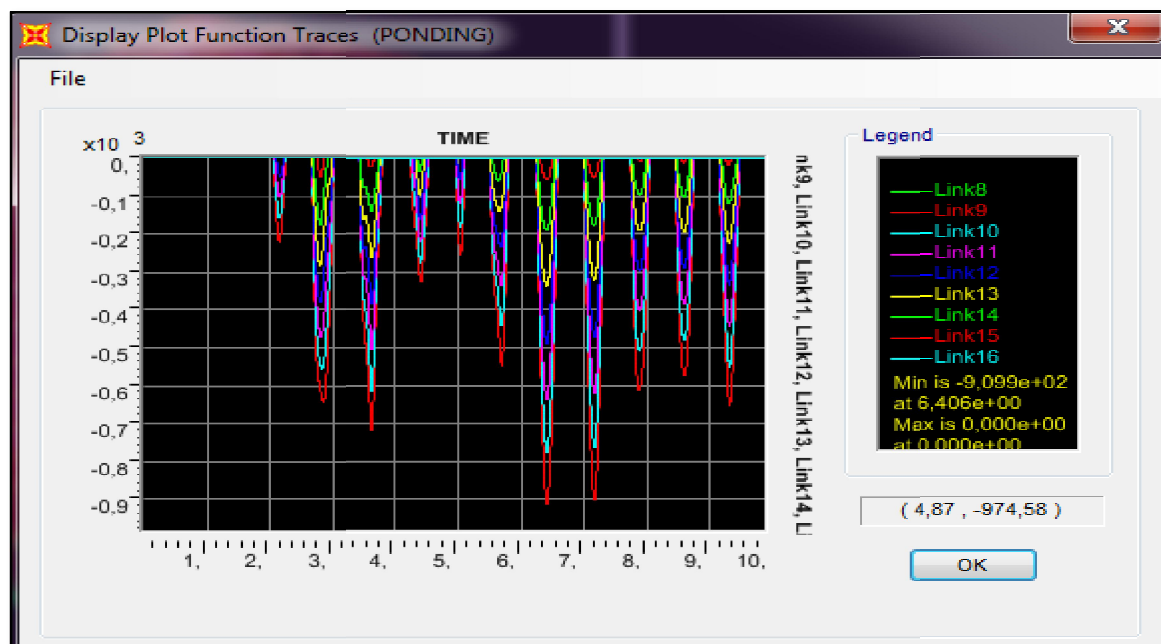


Figure IX.18 : Les points d'entrechoquement 8 ; 9 ; 10 ; 11 ; 12 ; 13 ; 14 ; 15 ; 16

Pour le cas de distance de séparation de 12 cm, Les points de contacts d'entrechoquement entre les deux blocs sont nuls.

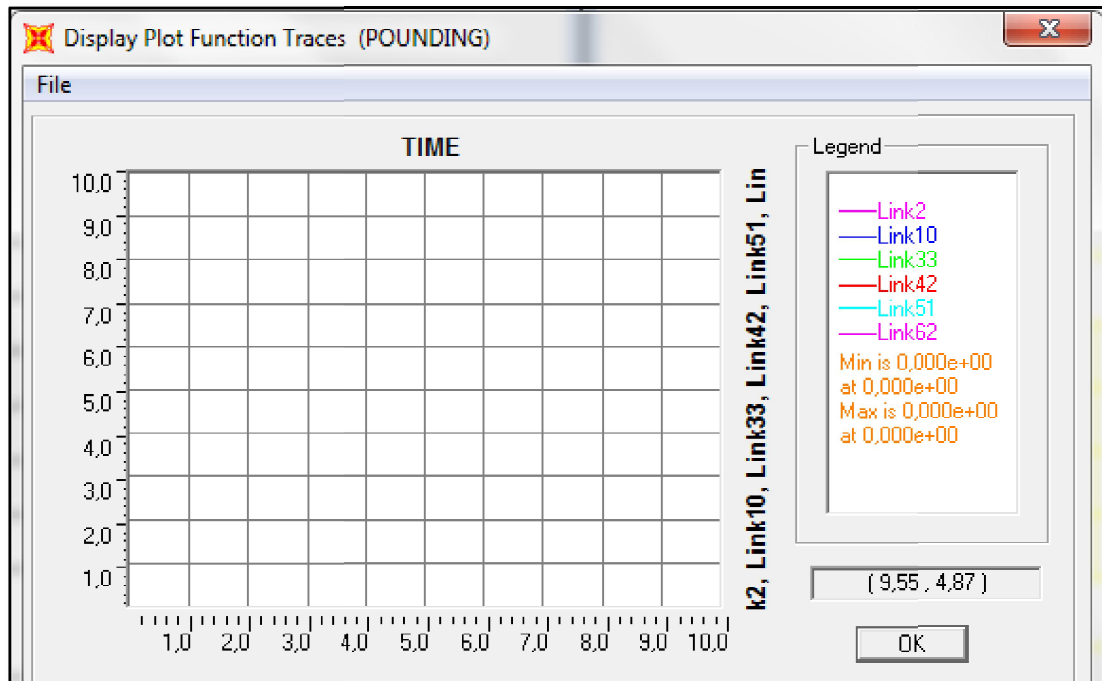


Figure IX.20 : Vérification de l'entrechoquement pour 6^{ème} étage.

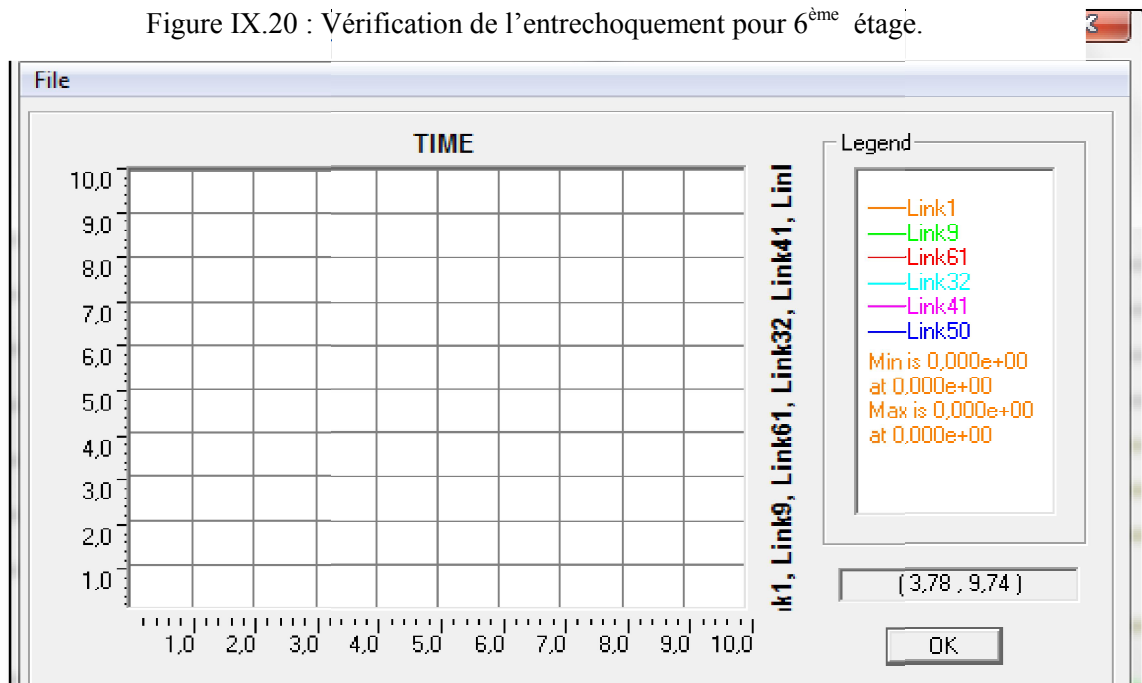


Figure IX.19 : Vérification de l'entrechoquement pour terrasse accessible.

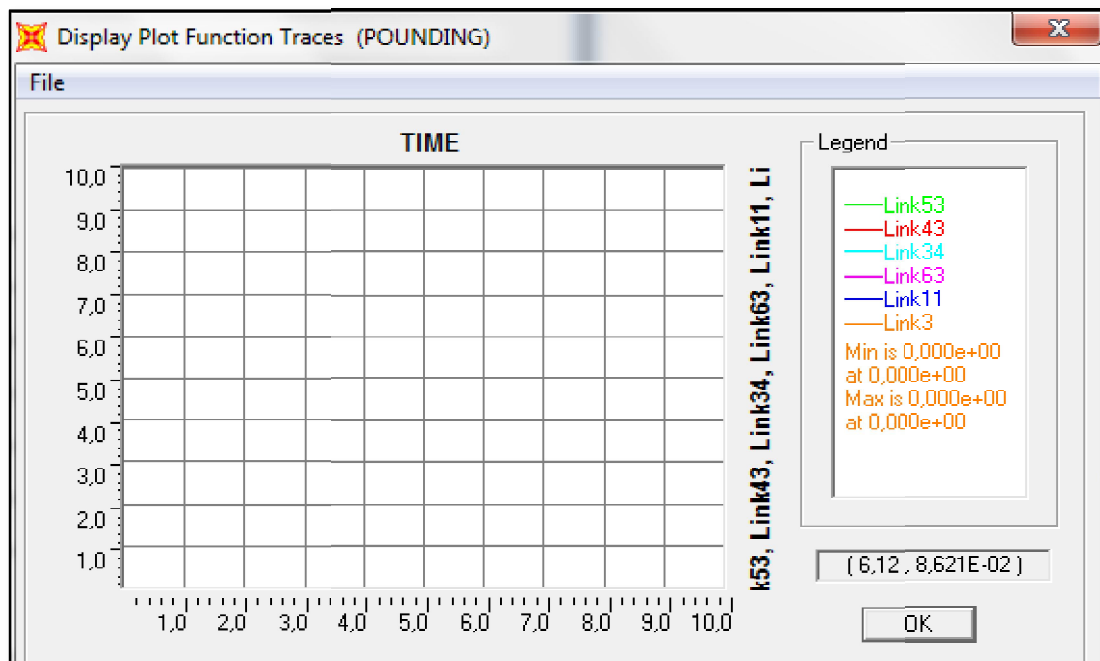


Figure IX.21 : Vérification de l'entrechoquement pour 5^{ème} étage.

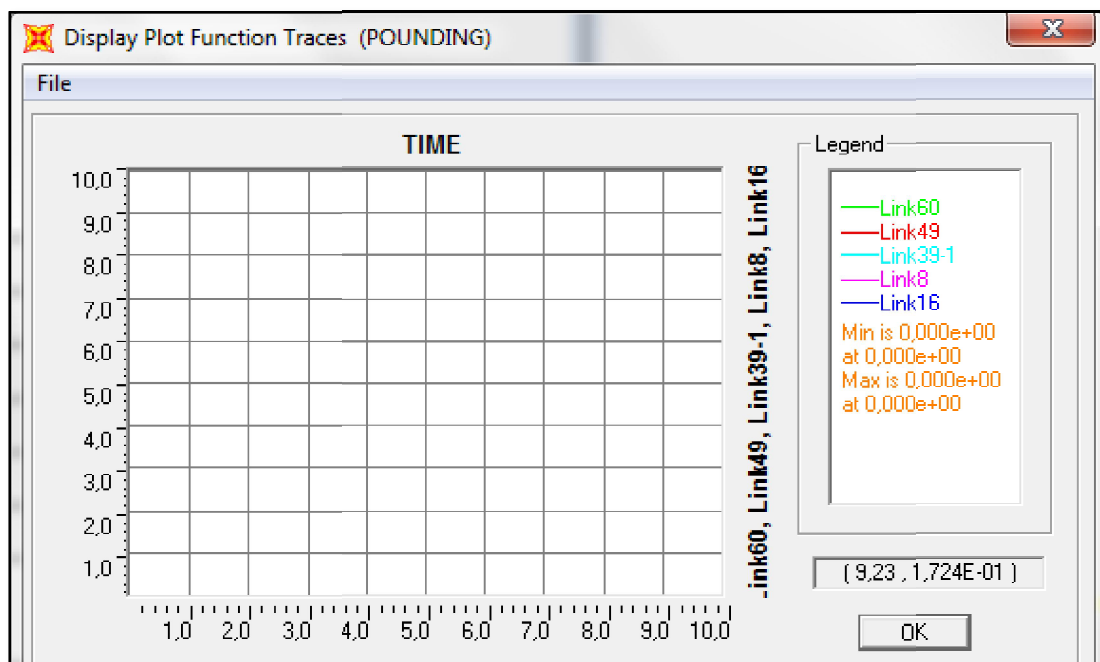


Figure IX.22 : Vérification de l'entrechoquement pour RDC.

IX.6 Conclusion :

L'entrechoquement fut directement lié à l'espace de séparation entre deux bâtiments adjacents (joint) car ce phénomène a lieu lorsque le joint de séparation entre deux bâtiments est insuffisant, et ne leur permet pas de vibrer ou de bouger librement dans un sens latéral sans entrer en collision l'un avec l'autre.

L'entrechoquement entre les deux structures est nul pour $d = 12$ cm donc on a bien choisis la distance de séparation entre les deux.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique durant notre cycle de formation tout en apprenant les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant dans le domaine étudié. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer, car cette analyse va nous permettre une bonne conception parasismique au moindre coût.

Ce mémoire nous a donné l'avantage de bien maîtriser des logiciels de dessin assisté par ordinateur (Auto CAD), et de calcul (SAP2000, ETABS) pour l'analyse statique de la structure, qui nous a aidé à déterminer les sollicitations les plus défavorable et le ferrailage des éléments résistants .

Les conclusions auxquelles on a abouti après ce modeste travail, sont résumées dans ce qui suit :

- Concernant le choix du plancher, nous avons opté a des dalles pleines pour les sous-sols et tous les niveaux.
- La nécessité des voiles dans notre bâtiment pour améliorer le comportement de la structure durant le séisme.
- L'étude de l'infrastructure est conçue en radier général comme une fondation pour le bloc.
- modélisation du joint sismique entre deux blocs adjacents avec élément « GAP »

Enfin, nous espérons que ce projet de fin d'étude sera pour nous un point de départ pour entamer d'autre étude dans le cadre de la vie professionnel.

Références Bibliographiques

- AbdelRaheem S.E. (2006), Seismic pounding between adjacent building structures, Electronic Journal of Structural Engineering, Vo. 6, pp. 66-74.
- ABDEDDAIN.M, Contribution à la réduction du risque d'entrechoquement des bâtiments adjacents sous séisme de forte intensité, thèse de doctorat, 2017, Université Mohamed Khider – Biskra.[1]
- A. BOUHADDA et A. BOUZOUIN, Conception et dimensionnement d'un bâtiment (SS + RDC +10) à usage d'habitation en zone sismique, mémoire de projet fin d'étude pour obtention d'un diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil, 2017, ENP Alger.
- **[BAEL, 91]** Jean-pierre Mougine, béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième Edition Eyrolles 2000.
- Chau, K. T., and Wei, X. X. (2001). "Pounding of structures modeled as non linear impacts of two oscillators." J. Earthquake Eng. Struct. Dyn., 30, 633 – 651.
- Configuration Géométrique- Voiles et Dalle, Fiche Technique n°3, www.exploitations architecturales.
- **[DTR2.2, 88]** Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B.C 2.2, GCS1988.
- KAHLOUCHE Farah, « Réduction De L'effet De Martèlement Entre Les Bâtiments Adjacents Par Le Mécanisme De Dissipation D'énergie », Thèse de Magister, 2013, Université des sciences et de la technologie « Houari Boumedienne » Alger.[2]
- KHERBOUCHE, N. Etude technico-économique d'un bâtiment à usage d'habitation R+8 en béton arme. Mémoire d'obtention du diplôme du MASTER en génie civil, soutenue en Juillet 2013, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.
- PROBLEMATIQUE DES VOILES EN BETON ARME. Lyon : Institut National des Sciences Appliquées INSA.
- R.Taleb et B.Eldjouzi, Dimensionnement des voiles en BA, document GC.
- **[RPA, 2003]** Règles Parasismique Algérienne RPA99 version 2003.

Références Bibliographiques

- AbdelRaheem S.E. (2006), “Seismic pounding between adjacent building structures”, *Electronic Journal of Structural Engineering*, Vo. 6, pp. 66-74.
- ABDEDDAIN.M, « Contribution à la réduction du risque d’entrechoquement des bâtiments adjacents sous séisme de forte intensité », thèse de doctorat, 2017, Université Mohamed Khider – Biskra [1].
- A. BOUHADDA et A. BOUZOUIN, « Conception et dimensionnement d’un bâtiment (SS + RDC +10) à usage d’habitation en zone sismique », mémoire de projet fin d’étude pour obtention d’un diplôme d’ingénieur d’état en Génie Civil, 2017, ENP Alger.
- **[BAEL, 91]** Jean-pierre Mougine, « béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99 », deuxième Edition Eyrolles 2000.
- Chau, K. T., and Wei, X. X. (2001). “Pounding of structures modeled as non linear impacts of two oscillators.” *J. Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 30, 633 – 651.
- « Configuration Géométrique- Voiles et Dalle, Fiche Technique n°3 », www.exploitations architecturales.
- **[DTR2.2, 88]** « Charges Permanentes et Charges d’Exploitation », DTR B.C 2.2, GCS1988.
- KAHLOUCHE Farah, « Réduction De L’effet De Martèlement Entre Les Bâtiments Adjacents Par Le Mécanisme De Dissipation D’énergie », Mémoire de Magister, 2013, Université des sciences et de la technologie « Houari Boumediene » Alger [2]
- KHERBOUCHE, N. « Etude technico-économique d’un bâtiment à usage d’habitation R+8 en béton arme ». Mémoire d’obtention du diplôme du Master en génie civil, soutenue en Juillet 2013, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.
- « PROBLEMATIQUE DES VOILES EN BETON ARME ». Lyon : Institut National des Sciences Appliquées INSA.
- R.Taleb et B.Eldjouzi, « Dimensionnement des voiles en BA », document GC.
- **[RPA, 2003]**, « Règles Parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ».