



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID - TLEMEN
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du Diplôme
MASTER en GENIE CIVIL
Option : INGENIERIE DES STRUCTURES

**ETUDE DE L'INTERACTION DES MURS VOILES
SUR LA STRUCTURE**

Présenté par: LACHOUB Oussama

Sous la Direction de : Mr. HOUTI F.B.

Devant le Jury composé de :

Mr. Bedjaoui M. Ch.	Président
Mme. Benadla Z.	Examineur
Mr. Ras A.	Examineur

Le 06 octobre 2013

B.P. 230 – Tlemcen 13000, ALGERIE

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

On dit souvent que le trajet est aussi important que la destination. Les Trois années de maîtrise m'ont permis de bien comprendre la signification de cette phrase toute simple.

Toute ma gratitude, grâce et remerciement vont à Dieu le tout puissant de m'avoir donné la foi, la force, la patience, le courage et la volonté pour arriver là.

Mes remerciements vont aux membres du jury d'avoir honoré notre soutenance et tout l'effort fourni afin de juger ce modeste travail.

Je tiens à remercier vivement Mr HOUTI F.B. pour leur encadrement, leurs conseils, leur patience, leur gentillesse, leur disponibilité et leurs aides précieuses.

Je remercie tous les professeurs de la faculté de technologie et la faculté des sciences, les professeurs du lycée Bouazza Miloud, CEM de Mohamed Khemisti et primaire de Chikh Larbi Tebessi.

Je remercie également toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet de fin d'études.

« و ما توفيقي إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب »

Dédicace

À la mémoire de mes grands-parents

À la mémoire de mon oncle le généreux

À mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

À mon petit frère chouchou : Taha Zeyd

À mes sœurs : Asma, Rabab et Ména

Ainsi qu'à toutes la famille Lachoub, Nabi et Benallal

Les habitants de Djebala & Maghnia un par un.

Je ne serai terminé sans citer mes meilleurs amis :

Mohamed, Kader, Zerhouni, Mhirchou, Médi.

Et tous ceux qui sont passés dans ma vie

*Sans oublier bien sûr la promotion de Génie Civil
2012/2013*

Liste des Figures

Chapitre 1 : murs voiles

Figure 1.3.a. Structure mixte.....	8
Figure 1.3.b. Structure à noyau central.....	9
Figure 1.3.c. Structure uniquement à murs porteurs.....	9
Figure 1.4. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	10
Figure 1.5.a. Modes de rupture des voiles élancés.....	11
Figure 1.5.b. Modes de rupture des voiles courts.....	12
Figure 1.7. Coupe du voile en élévation.....	14

Chapitre 2 : généralités

Figure 2.1.2. Géométrie en plan et en élévation de la structure.....	19
Figure 2.4.1. Diagramme contrainte/déformation du béton.....	27
Figure 2.4.2. Diagramme contrainte/déformation d'acier.....	29

Chapitre 3 : descente des charges & pré dimensionnement

Figure 3.1.1. Hourdis en béton.....	33
Figure 3.1.2.a. Plancher terrasse.....	34
Figure 3.1.2.b. Plancher étage courant.....	34
Figure 3.1.2.c. Cloisons intérieurs.....	35
Figure 3.1.2.d. Cloisons extérieurs.....	35
Figure 3.1.2.e. Acrotère.....	35

Chapitre 4 : étude des planchers

Figure 4.1.1. Poutrelle.....	44
Figure 4.1.3. Position de l'axe neutre (poutrelles).....	52
Figure 4.2.1. Calcul du contrepoids.....	58

Chapitre 5 : éléments secondaires

Figure 5.3.a. Volée (coupe transversale)	69
Figure 5.3.b. Éléments des escaliers	70
Figure 5.3.c. Dimensions des éléments.....	70
Figure 5.3.4. Poutre palière.....	78
Figure 5.4.a. Ascenseur.....	84
Figure 5.4.b. Cage d'ascenseur	84
Figure 5.4.c. Cabine	84
Figure 5.4.1. Méthode de PIGEAUD.....	86

Chapitre 7 : étude sismique

Figure 7.4.2. Spectre de réponse du calcul RPA99 (Portiques seulement).....	122
---	-----

Chapitre 8 : interaction des murs voiles

Figure 8.2.2. Spectre de réponse du calcul RPA99 (Portiques contreventé)	132
Figure 8.3.1. Plan terrasse (axes & pourcentage)	133

Chapitre 9 : comparaisons

Figure 9.2.1. Variation du période en fonction de la disposition des voiles.....	148
Figure 9.2.2.a. Variation du période en fonction du pourcentage (sans N.c.)	149
Figure 9.2.2.b. Variation du période en fonction du pourcentage (avec N.c.).....	150
Figure 9.3.1. Variation des forces sismiques en fonction de la disposition.....	151
Figure 9.3.2.a. Variation des forces en fonction du pourcentage (sans N.c.)	152
Figure 9.3.2.b. Variation des forces en fonction du pourcentage (avec N.c.).....	153
Figure 9.4.1. Variation des déplacements en fonction de la disposition des voiles...	154
Figure 9.4.2.a. Variation des déplacements en fonction du pourcentage (sans N.c.)	155
Figure 9.4.2.a. Variation des déplacements en fonction du pourcentage (avec N.c.)	156
Figure 9.5.1. Variation de l'effet P- Δ en fonction de la disposition des voiles	157
Figure 9.5.2.a. Variation de l'effet P- Δ en fonction du pourcentage (sans N.c.).....	158
Figure 9.5.2.a. Variation de l'effet P- Δ en fonction du pourcentage (avec N.c.)	159

Liste des Tableaux

Chapitre 3 : descente des charges & pré dimensionnement

Tableau 3.1.2. Les charges permanentes et d'exploitations des planchers	34
Tableau 3.1.2.a. La charge permanente des cloisons intérieures	35
Tableau 3.1.2.b. La charge permanente des murs extérieurs	35
Tableau 3.1.3. Les charge des dalles pleines	36
Tableau 3.1.4. Les charge des escaliers	36
Tableau 3.2.1. Pré dimensionnement des poutres	38
Tableau 3.2.2. Pré dimensionnement des poteaux	41

Chapitre 4 : étude des planchers

Tableau 4.2.2. Sollicitations des balcons	59
Tableau 4.2.3. Ferrailage des balcons	59

Chapitre 5 : éléments secondaires

Tableau 5.2.3. Ferrailage de l'acrotère	66
Tableau 5.3.2. Sollicitations des escaliers	72
Tableau 5.3.3. Ferrailage des escaliers	74
Tableau 5.3.4.a. Sollicitations de la poutre palière	79
Tableau 5.3.4.b. Ferrailage de la poutre palière	79
Tableau 5.4.1.a. Sollicitations de la dalle machine	87
Tableau 5.4.1.a. Ferrailage de la dalle machine	88

Chapitre 6 : éléments structuraux

Tableau 6.2.1.a. Moments plus défavorables des poutres principales	93
Tableau 6.2.1.b. Ferrailage longitudinal des poutres principales	94
Tableau 6.2.2.a. Moments plus défavorables des chainages.....	99
Tableau 6.2.2.b. Ferrailage longitudinal des chainages.....	99
Tableau 6.3. Sollicitations des poteaux.....	104
Tableau 6.3.1. Vérification spécifique des sollicitations normales des poteaux	105
Tableau 6.3.2. Vérification spécifique des sollicitations tangentes des poteaux.....	105
Tableau 6.3.3.a. Ferrailage longitudinal des poteaux	106
Tableau 6.3.3.b. Ferrailage transversal des poteaux	107

Chapitre 7 : étude sismique

Tableau 7.3.3. Centre de masse, centre de rigidité & excentricité.....	116
Tableau 7.4.2.a. Valeurs des pénalités Pq (Portiques seulement).....	120
Tableau 7.4.2.b. Poids des différents niveaux	123
Tableau 7.5.1. Caractéristiques dynamiques de la structure	125
Tableau 7.6.3. Déplacements latéraux inter-étages	127

Chapitre 8 : interaction des murs voiles

Tableau 8.2.2. Valeurs des pénalités Pq (Portiques contreventés)	131
Tableau 8.3.2. Poids et forces sismiques des différentes variantes	134
Tableau 8.4.1.a. Caractéristiques dynamiques en fonction de la disposition	135
Tableau 8.4.1.b. Caractéristiques dynamiques en fct du pourcentage sans N.c.	136
Tableau 8.4.1.c. Caractéristiques dynamiques en fct du pourcentage avec N.c.	137
Tableau 8.4.2.a. Résultante des forces sismiques en fonction de la disposition.....	138
Tableau 8.4.2.b. Résultante des forces sismiques en fct du pourcentage sans N.c....	139
Tableau 8.4.2.c. Résultante des forces sismiques en fct du pourcentage avec N.c....	140
Tableau 8.4.3.a. Déplacements inter-étages en fonction de la disposition	141
Tableau 8.4.3.b. Déplacements inter-étages en fonction du pourcentage sans N.c. ..	142
Tableau 8.4.3.c. Déplacements inter-étages en fonction du pourcentage avec N.c...	143
Tableau 8.4.4.a. L'effet P- Δ en fonction de la disposition	144
Tableau 8.4.4.b. L'effet P- Δ en fonction du pourcentage sans N.c.	145
Tableau 8.4.4.c. L'effet P- Δ en fonction du pourcentage avec N.c.	146

Liste des Notions

σ_{sol} : contrainte admissible du sol

K : raideur du sol

L : longueur en plan

l : largeur en plan

h_{ss} : hauteur sous-sol

h_{rdc} : hauteur RDC

$h_{étg}$: hauteur étage courant

h_{tot} : hauteur totale

h_{acr} : hauteur acrotère

n : coefficient d'équivalence

E_s : module d'élasticité longitudinal de l'acier

E_b : module d'élasticité longitudinal du béton

ε_s : raccourcissement de l'acier

ε_{bc} : raccourcissement du béton

G : action permanente

Q : action d'exploitation

E : action accidentelle

ΔL : dilatation thermique du béton

f_{c_j} : résistance à la compression du béton

$f_{c_{28}}$: résistance caractéristique à 28 jours du béton

f_{bc} : contrainte limite ultime de compression du béton

$\overline{\sigma}_{bc}$: contrainte de service en compression du béton

Liste des notations

- f_{t_j} : résistance à la traction du béton
- τ : contrainte au cisaillement du béton
- $\bar{\tau}$: contrainte ultime au cisaillement du béton
- γ_b : coefficient de sécurité pour béton
- f_e : résistance à la compression d'acier
- σ_{st} : contrainte limite ultime d'acier
- $\bar{\sigma}_{st}$: contrainte limite de service d'acier
- γ_s : coefficient de sécurité d'acier
- A_r : armature de répartition
- η : facteur de correction d'amortissement
- I_x, I_y : moment d'inertie
- μ_U : moment ultime réduit
- α : position relative de la fibre neutre
- z : bras de levier
- d : distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures
- d' : distance entre les armatures et la fibre neutre
- C_p : facteur de force horizontal
- B_r : Section réduite
- M : moment fléchissant
- T : effort tranchant
- N : effort normal
- A : coefficient d'accélération de zone
- R : coefficient de comportement global de la structure
- Q : Facteur de qualité
- W : Poids total de la structure
- V : Force sismique total
- C_T : Coefficient de période
- β : Coefficient de pondération

Table des Matières

Introduction :

INTRODUCTION GÉNÉRALE	2
PROBLÉMATIQUE.....	3
OBJECTIF DU PROJET	4
PLAN DU MÉMOIRE	4

Chapitre 1 :murs voiles et séisme

1.1. INTRDUCTION	6
1.1.1. Historique	6
1.1.2. Le séisme	6
1.2. DÉFINITIONS	7
1.3. CONSTRUCTIONS À MURS PORTEURS	8
1.4. MODÈLE	10
1.5. CARACTÉRISTIQUES DU COMPORTEMENT DU VOILE	11
1.6. PRINCIPES D'ÉTUDE DU COMPORTEMENT	13
1.7. PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT	14
1.8. MUR VOILE SOUS ACTION SISMIQUE	15

Chapitre 2 : généralités

2.1. PRÉSENTATION DU PROJET	17
2.1.1. Description du bâtiment.....	18
2.1.2. Caractéristiques géométriques	19
2.1.3. Facteurs déterminants pour la conception.....	20
2.2. HYPOTHÈSES DU CALCUL	21
2.3. NOTIONS	22
2.3.1. Actions	22
2.3.2. Sollicitations	22
2.3.3. État limite de service.....	23
2.3.4. État limite ultime.....	23

2.4. MATÉRIAUX.....	24
2.4.1. Béton.....	24
2.4.2. Acier.....	28

Chapitre 3 : descente des charges & pré dimensionnement

3.1. DESCENTE DES CHARGES.....	31
3.1.1. Épaisseur du plancher.....	33
3.1.2. Charge des planchers.....	34
3.1.3. Charge des balcons.....	36
3.1.4. Charge des escaliers.....	36
3.2. PRE DIMENSIONNEMENT.....	37
3.2.1. Pré dimensionnement des poutres.....	37
3.2.2. Pré dimensionnement des poteaux.....	39

Chapitre 4 : étude des planchers

4.1. DALLES À CORPS CREUX.....	43
4.1.1. Dimensionnement des poutrelles.....	44
4.1.2. Calcul des moments.....	45
4.1.3. Calcul du ferrailage.....	52
4.1.4. Vérification à l'E.L.U.....	54
4.1.5. Vérification à l'E.L.S.....	55
4.1.6. Autres types des travées.....	56
4.2. BALCONS.....	58
4.2.1. Contre balancement.....	58
4.2.2. Évaluation des sollicitations.....	59
4.2.3. Calcul du ferrailage.....	59
Vérifications.....	60

Chapitre 5 : éléments secondaires

5.1. INTRODUCTION	63
5.2. ACROTÈRE	63
5.2.1. Principe du calcul.....	63
5.2.2. Évaluation des sollicitations	64
5.2.3. Calcul du ferrailage.....	66
5.3. ESCALIERS	69
5.3.1. Dimensionnement d'escalier.....	71
5.3.2. Évaluation des sollicitations	72
5.3.3. Calcul du ferrailage.....	73
5.3.4. Étude de la poutre palière	78
5.4. ASCENSEUR	84
5.4.1. Étude de la dalle machine	85

Chapitre 6 : élément structuraux

6.1. INTRODUCTION	92
6.2. POUTRES.....	93
6.2.1. Poutres principales : (65x30)	93
6.2.2. Chainages : (45x30)	99
6.3. POTEAUX.....	104
6.3.1. Vérification spécifique des sollicitations normales	104
6.3.2. Vérification spécifique des sollicitations tangentes.....	105
6.3.3. Calcul du ferrailage.....	106

Chapitre 7 : étude sismique

7.1. INTRODUCTION	110
7.1.1. Objectif de l'étude dynamique	110
7.1.2. Détermination des fréquences et modes propres	110
7.2. MÉTHODES D'ESTIMATION DES FORCES SISMIQUES	112
7.2.1. Méthode statique équivalente	112
7.2.2. Méthode dynamique modale spectrale.....	113
7.2.3. Méthode dynamique par accélérogrammes	114

7.3. CHOIX DE LA MÉTHODE DU CALCUL	115
7.3.1. Classification des zones sismiques	115
7.3.2. Classification de l'ouvrage	115
7.3.3. Conditions de régularité en plan	116
7.3.4. Conditions de régularité en élévation	117
7.3.5. Conclusion	117
7.4. MODÉLISATION DE LA STRUCTURE	118
7.4.1. Présentation du logiciel SAP 2000 :	118
7.4.2. Spectre de réponse du calcul :	120
7.5. RÉSULTATS DE L'ANALYSE	125
7.5.1. Caractéristiques dynamiques	125
7.5.2. Résultante des forces sismiques du calcul	125
7.6. VÉRIFICATION AU RPA	126
7.6.1. Période	126
7.6.2. Résultante des forces sismiques du calcul	126
7.6.3. Déformations.....	126
7.6.4. Effet P- Δ	127
7.7. Conclusions.....	128

Chapitre 8 : interaction des murs voiles

8.1. INTRODUCTION	130
8.2. INSERTION DES MURS VOILES	130
8.2.1. Pré dimensionnement des murs voiles.....	130
8.2.2. Spectre de réponse du calcul.....	130
8.3. ETUDE DES VARIANTES	133
8.3.1. Définition des variantes	133
8.3.2. Calcul des forces sismiques totales.....	134
8.4. RÉSULTATS DE L'ANALYSE	135
8.4.1. Caractéristiques dynamiques	135
8.4.2. Résultante des forces sismiques du calcul	138
8.4.3. Déplacements latéraux inter-étages	141
8.4.4. Effet P- Δ	144

Chapitre 9 : comparaisons

9.1. INTRODUCTION	148
9.2. PÉRIODE.....	148
9.2.1. En fonction de la disposition en plan.....	148
9.2.2. En fonction du pourcentage	149
9.3. FORCES SISMIQUES À LA BASE.....	151
9.3.1. En fonction de la disposition en plan.....	151
9.3.2. En fonction du pourcentage	152
9.4. DÉPLACEMENTS INTER-ÉTAGES.....	154
9.4.1. En fonction de la disposition en plan.....	154
9.4.2. En fonction du pourcentage	155
9.5. EFFET P- Δ	157
9.5.1. En fonction de la disposition en plan.....	157
9.5.2. En fonction du pourcentage	158
9.6. CONCLUSION.....	160

Conclusion :

CONCLUSION GÉNÉRALE.....	162
--------------------------	-----

Annexes	163
----------------------	-----



INTRODUCTION

INTRODUCTION GÉNÉRALE

La durabilité des ouvrages en béton armé dépend de leur comportement face aux conditions climatiques et environnementales qui existent dans les milieux où ils sont construits. Ces ouvrages sont souvent exposés à de nombreuses agressions physico-chimiques auxquelles ils doivent résister afin de remplir de façon satisfaisante pendant leur période d'utilisation, toutes les fonctions pour lesquelles ils ont été conçus. [1]

Les structures de bâtiments peuvent subir d'importants endommagements, qui sont dus aux effets de la corrosion engendrée par l'agressivité atmosphérique, ainsi que par des **forces sismiques** qui s'avèrent très destructrices. [2]

L'intensité des **forces sismiques** agissant sur un bâtiment lors d'un séisme est conditionnée aussi bien par les caractéristiques du mouvement sismique que par les propriétés dynamiques et la rigidité de la structure sollicitée. [3]

Plusieurs bâtiments existants, construits selon des codes plus anciens, ne possèdent pas la résistance nécessaire aux **séismes** et pourraient sérieusement compromettre la sécurité des personnes lors de phénomènes sismiques. Ces bâtiments étaient à l'origine rarement édifiés de façon à résister aux secousses sismiques. Les anciens bâtiments en béton armé, particulièrement ceux construits avant 1970, sont caractérisés par les travaux non conformes suivants :

- Poteaux peu résistants au cisaillement.
- Isolation insuffisante d'enrobage.
- Barres de recouvrement inadéquates pour le renforcement longitudinal.
- Systèmes structuraux fondés sur des poutres fortes et des poteaux faibles.
- Assemblages poutre- poteau peu résistants au cisaillement. [4]

Les tremblements de terre sont la cause de désastres meurtriers. Le risque sismique reste présent au niveau du bassin méditerranéen (élevé pour un pays comme l'Algérie). Se prémunir contre les effets destructeurs des séismes est une préoccupation croissante qui passe par l'analyse des structures existantes du point de vue de leur conformité **parasismique**. [5]

La construction **parasismique** regroupe l'étude du comportement des bâtiments et structures sujets à un **chargement dynamique** du type sismique et la réalisation de bâtiments et infrastructures résistant aux séismes. Un des objectifs principaux de cette construction est de concevoir et construire des structures résistantes aux tremblements de terre, conformément aux normes de construction locales. [6]

PROBLÉMATIQUE

Durant ces dernières décennies, plusieurs **séismes** de différentes intensités ont frappé plusieurs pays et occasionné des pertes considérables en vies humaines et d'importants dégâts matériels. [4]

L'Algérie seule, a connu lors des 30 dernières années deux séismes majeurs (El Asnam le 10 octobre 1980, et Boumerdes le 21 mai 2003) qui ont, non seulement causés des pertes en vies humaines importantes, mais aussi démontré la vulnérabilité des constructions existantes. [7]

Ces taux de dégâts ont encouragé les chercheurs dans le domaine de génie **parasismique** à chercher des solutions afin de réduire ce risque sismique, c'est pour cela plus de travaux ont été réalisés dans cet axe afin de comprendre réellement comment un séisme affecte une structure. [4]

L'**analyse dynamique** des structures en béton armé tels que les poutres, poteaux, planchers et les **murs de contreventement** en béton armé, a fait l'objet de plusieurs travaux de recherche. [2]

Ce dernier axe de recherche a suscité notre intérêt à comprendre tout d'abord la définition du **mur voile, porteur, de contreventement** ou **de refond**..., et à répondre à nos questions qui se posent : "pourquoi ce types des **murs** est-il inventé?", "quelle est le rôle du renforcement par addition des **voiles** dans un ouvrage?", "comment pourrait-il influencer sur cet ouvrage?", et "est-ce qu'il a y un impact, sur le comportement de la structure, dans la mise en œuvre des **murs voiles** selon leur :

- ➔ disposition en plan ?
- ➔ pourcentage par rapport au plancher ?".

OBJECTIF DU PROJET

Le présent travail qui rentre dans le cadre de la préparation d'un mémoire de Master-2 en Génie Civil, concerne l'interaction des murs voiles sur bâtiments. L'hypothèse est une proposition de réponse à les questions posées, elle tend à formuler une relation de faite signification.

Cette recherche permettrait à nous de mieux connaître :

- ✓ Tout d'abord le comportement mécanique d'un **voile** ;
- ✓ La différence entre une structure portiques seuls (poteaux-poutres) et une structure mixte (des portiques associée à des murs **voiles**) ;
- ✓ les principaux paramètres ayant une influence sur le comportement du **voile**

PLAN DU MÉMOIRE

Ce travail rentre dans cette optique, on va suivre des démarches pilotées par un programme basé sur la méthodologie suivante :

- Proposer une conception et dimensionnement d'un bâtiment à base des portiques seuls,
- Etude sismique.
- Commencer à ajouter des **murs voiles** dans notre bâtiment en pourcentage par rapport au périmètre du plancher,
- Etude sismique.
- Changer à chaque fois la disposition en plan de nos **murs voiles**,
- Etude sismique.

Enfin, et pour clôturer ce travail, on peut lister les résultats obtenus dans un résumé qui regroupe toutes les observations et les données qu'on les aura à la fin de chaque étapes, afin de sortir avec une conclusion générale sur l'interaction des murs voiles sur bâtiments, et ses principaux paramètres d'influence.



CHAPITRE 1

MURS VOILES ET SEISMES

1.1. INTRODUCTION

1.1.1. Historique :

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

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

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

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations et que les déplacements resteront dans le domaine limite.

1.1.2. Le séisme :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. [8]

Les tremblements de terre sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages (tels que la ruine partielle ou totale) et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions.

Comme ils sont aussi dangereux par leurs effets induits sur les sites naturels tels que les glissements de terrains et les raz-de-marée (Tsunami).

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements.

Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction.

De ce fait, plus la construction est lourde et plus l'action sismique est importante.

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

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes dans leur zone sismique (construction parasismique).

1.2. DÉFINITIONS

Les « murs porteurs » sont des murs destinés à supporter la structure des planchers d'un bâtiment. Ils constituent le squelette de ce dernier, et reposent sur ses fondations. Leur rôle est d'assurer la solidité et la stabilité de la structure globale d'une construction, et transmettre également les charges verticales aux fondations. [9] [10]

Généralement, les murs porteurs sont : les murs de façades, les murs très épais, et lorsque ce type de murs se trouve au sein même d'une construction, il est appelé « mur de refend » et il permet de répartir la charge des poutrelles entre deux murs de façades. [11]

Selon les années et les époques, un mur porteur peut être construit souvent avec des matériaux divers tels que : les pierres, les briques (pleines ou creuses) et les parpaings (murs de contreventement), le plâtre avec un colombage en bois, le béton cellulaire (en blocs) ou le béton ferrailé (voile). Son épaisseur est en général supérieure ou égale à 10 cm. [9] [11]

Beaucoup d'immeuble dans le monde sont construits maintenant en utilisant les voiles comme éléments principaux de résistance. Les voiles sont des murs en béton banché coulés dans des coffrages (banches) à leur emplacement définitif. Ils peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, mais ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques dans la direction perpendiculaire à leur plan. [12]

1.3. CONSTRUCTIONS À MURS PORTEURS

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 ;
- Structures à noyau central ;
- Structures uniquement à murs porteurs.

Dans le 1^{er} cas, 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 1.3.a : [12]

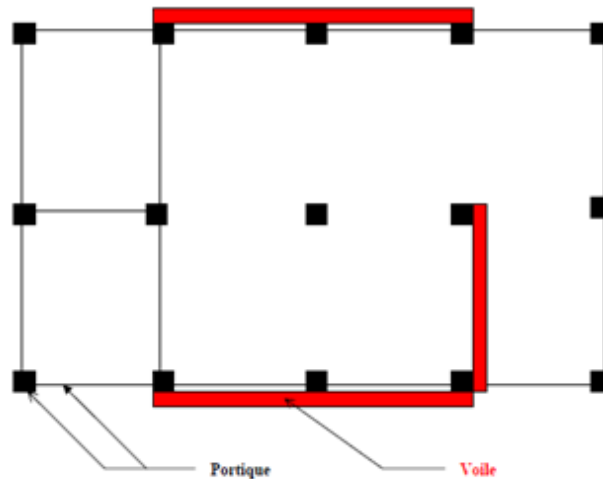
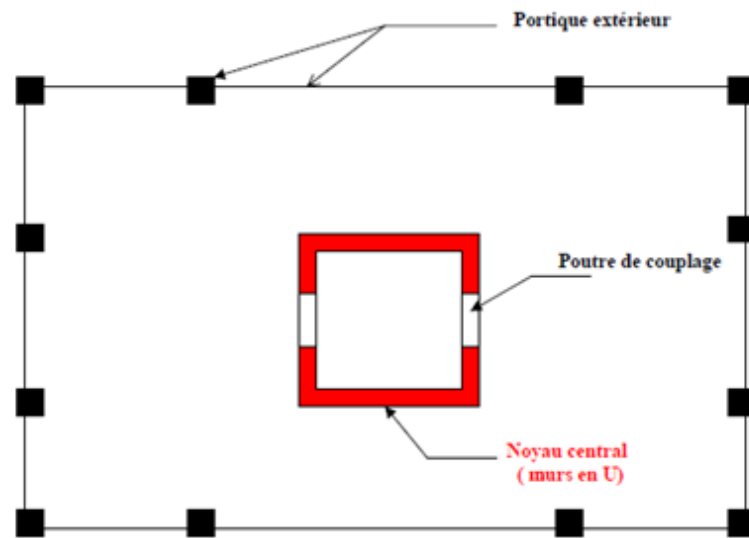


Figure 1.3.a : Structure 'mixte' avec des murs porteurs couplés à des portiques

Dans le 2^e cas, un noyau central formé de deux murs couplés à chaque étage des poutres assure majoritairement la résistance aux forces horizontales. Une certaine résistance supplémentaire peut être apportée par les portiques extérieurs, comme la montre la Figure 1.3.b :



Figures 1.3.b : Structure à noyau central

Dans le 3^e cas, les voiles assurent en même temps le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales et le rôle de résistance aux forces horizontales. L'exemple montré dans la Figure 1.3.c fait apparaître ce système constructif.

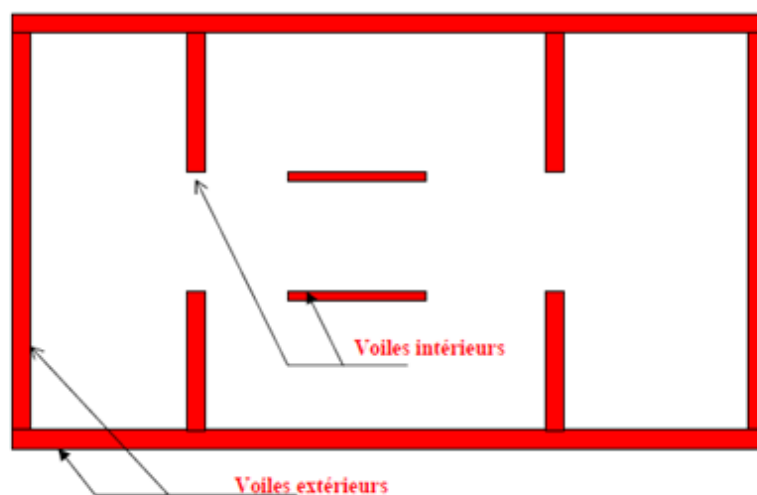


Figure 1.3.c : Structure uniquement à murs porteurs

1.4. MODÈLE

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base.

La Figure 1.4 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire ou en I, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête. Le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V constant sur toute la hauteur et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement. Le ferrailage classique du voile est composé d'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile ou dans les ailes (pourcentage ρ_0), d'armatures verticales uniformément réparties (pourcentage ρ) et d'armatures horizontales aussi uniformément réparties (pourcentage ρ_t). Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction/compression créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones. Enfin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

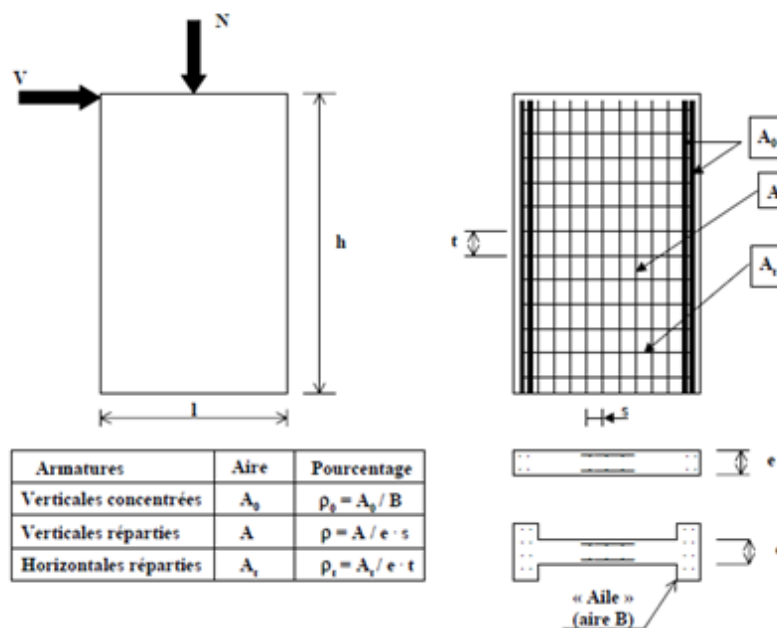


Figure 1.4 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

1.5. CARACTÉRISTIQUES DU COMPORTEMENT DU VOILE

Le terme de voile regroupe des éléments de structures au comportement mécanique très divers. Cependant, on peut considérer que les principaux paramètres ayant une influence prépondérante sur le comportement d'un voile sont les suivants :

- L'élanement, défini comme le rapport de la hauteur par la largeur du voile $[\frac{h}{l}]$;
- La disposition et le pourcentage des armatures ;
- L'intensité de l'effort normal.

Du point de vue de leur fonctionnement, il convient de faire la distinction entre les voiles élancés ($\frac{h}{l} > 2$) et les voiles courts ($\frac{h}{l} < 2$). Ceci, et en s'appuyant sur la classification donnée dans l'EUROCODE 8, permet de mettre en évidence deux grandes familles de modes de ruptures : modes de rupture des voiles élancés et modes de rupture des voiles courts. [12]

Les modes de rupture des voiles élancés sont schématisés dans la Figure 1.5.a :

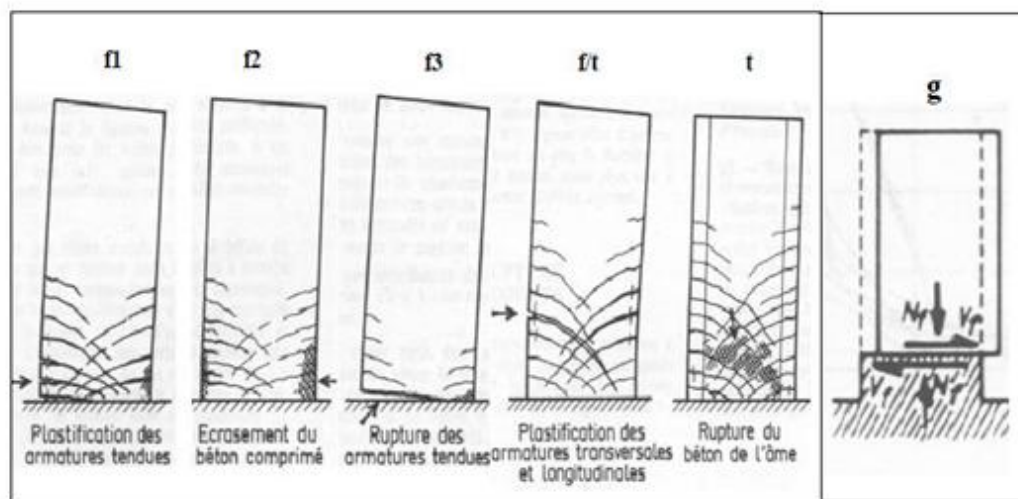


Figure 1.5.a : Modes de rupture des voiles élancés

Avec : $\begin{cases} \text{mode f1} \\ \text{mode f2} \\ \text{mode f3} \end{cases}$ des ruptures en flexion

$\begin{cases} \text{mode f/t} \end{cases}$ rupture en flexion – effort tranchant

$\begin{cases} \text{mode t} \end{cases}$ des ruptures par effort tranchant

Dans le cas des voiles courts, l'effort tranchant est généralement prépondérant sur la flexion. Les principaux modes de rupture sont ceux de la Figure 1.5.b :

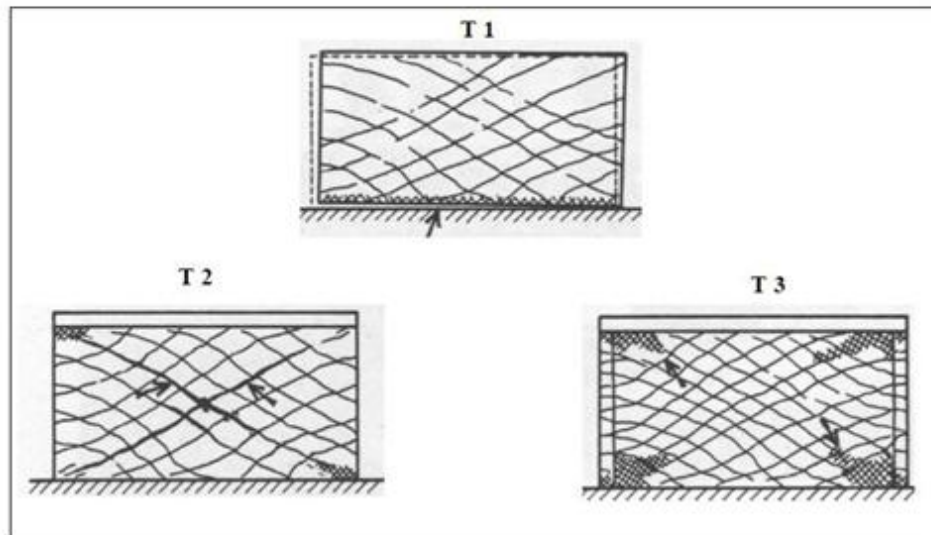


Figure 1.5.b : Modes de rupture des voiles courts

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

1.6. PRINCIPES D'ÉTUDE DU COMPORTEMENT

De nombreuses études expérimentales sur le comportement des voiles en béton armé ont été effectuées dans le monde. Des essais sur des éléments de structures ainsi que sur des structures complètes de géométries différentes ont été ainsi réalisés. Concernant les études expérimentales sur des éléments isolés, rappelons les principaux paramètres considérés dans ces études:

- L'élanement h/l : compris entre 0,25 et 3,40 ;
- La géométrie du voile : pour la plupart des essais la section est rectangulaire, certains voiles comportent des raideurs ;
- La disposition et le pourcentage du ferrailage : le pourcentage des armatures verticales et horizontales est généralement compris entre 0 et 3%, tandis que le pourcentage des aciers concentrés est supérieur à 1% ;
- Les sollicitations: un effort horizontal variable est généralement appliqué en tête du voile, dans un certain nombre d'essai le voile est sollicité aussi par un effort normal constant ;
- Le type de chargement: tous les essais concernant les voiles isolés ont été réalisés sous chargement cyclique alterné (72%) ou monotone (25%).

En raison de leurs coûts et de difficulté de leur réalisation, les essais sur structure complètes représentatives d'un bâtiment à plusieurs étages sont plus rares. Ils sont toutefois très utiles puisqu'ils permettent d'une part, d'intégrer le comportement d'un élément isolé dans le comportement l'ensemble structurel, et d'autre part de valider la conception dans des conditions plus proches de la réalité.

Il existe deux grandes familles d'essais pour l'analyse des structures sous chargement dynamique : les essais sur table vibrante, et les essais pseudo-dynamiques. [12]

1.7. 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. Ces déformations sont bien supérieures à celles qui sont généralement admises sous d'autres chargements, mais en contrepartie les efforts sismiques sont plus faibles que ceux qui seraient calculés en supposant un comportement parfaitement élastique.

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.

S'agissant des structures de types voiles, les règles françaises PS 92 adoptent un principe de conception différent : le fonctionnement d'un voile doit permettre de mobiliser à la fois une dissipation d'énergie par endommagement du béton et plastification des aciers et une transformation d'énergie par soulèvement des masses. On admet ainsi que la fissuration et la plastification de l'acier peuvent se produire sur hauteur plus grande que la zone critique. Dans la critique le béton n'est pas confiné, mais en contrepartie les contraintes dans le béton doivent rester limitées. Des dispositions sont également prises pour éviter une rupture fragile par effort tranchant. Cette méthode alternative permet alors de concevoir des voiles faiblement armés. Sous l'action sismique, ces voiles devraient avoir un fonctionnement multi-fusible, résultant d'une répartition et d'une fissuration distribuée sur la hauteur du voile. [12]

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.

$$\begin{cases} a > \frac{h_e}{20} \\ l \geq 4 * a \end{cases}$$

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

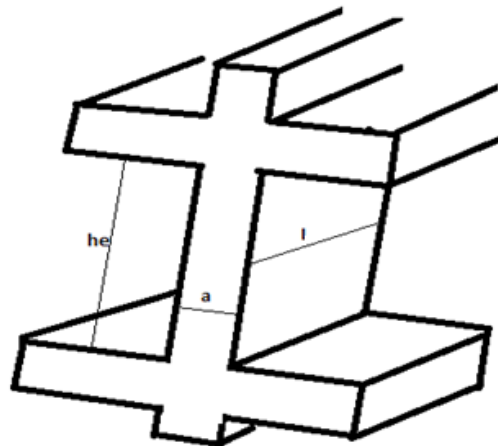


Figure 1.7 : coupe de voile en élévation

1.8. MUR VOILE SOUS ACTION SISMIQUE

Dans les codes et règlements parasismiques, l'étude de la réponse des structures sous l'action sismique est conduite en faisant appel à des méthodes simplifiées selon la nature de l'ouvrage et sa destination. Les techniques d'analyse de ces structures consistent essentiellement à comparer un paramètre "d'exigence" à un paramètre de "capacité". L'effort tranchant à la base d'une structure est un paramètre utilisé traditionnellement pour la conception parasismique des structures. L'ingénieur calcule la sollicitation (l'effort) provoquée par un séisme donné à la base de l'édifice, et la compare à la résistance du 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.

Le critère limite est que le déplacement maximum de la structure (l'exigence) doit être inférieur à un déplacement de référence (la capacité). La sollicitation est déterminée à travers la représentation du spectre de réponse, dérivé du format traditionnel « période–accélération » vers un format « déplacement–accélération ».

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. [3]

CHAPITRE 2

GENERALITES

2.1. PRÉSENTATION DU PROJET

Notre projet de fin d'étude (P.F.E.), intitulé sous « ETUDE DE L'INTERACTION DES MURS VOILES SUR LA STRUCTURE », est consacré à étudier un bâtiment R+15 de forme régulière, en béton armé, destiné à usage d'habitation et commercial.

On trouve deux appartements identiques par chaque étage, une cage d'escalier et une cage d'ascenseur. Le dernier plancher est une terrasse non accessible aux publics. Le sous-sol se compose des sanitaires (accessibles).

L'immeuble sera implanté à la périphérie de la wilaya d'Oran, une région correspondante à la zone (IIa), zone de sismicité moyenne selon le [RPA99/VERSION2003].

D'après le rapport géotechnique, la construction sera fondée sur un sol meuble d'une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 3,5bars$, avec une raideur $K = 4kg/cm^2$.

L'informatique constitue à notre époque un outil très précieux vis-à-vis de l'élaboration d'un travail de routine et de recherche, notamment dans le calcul des ouvrages de génie civil. C'est ainsi que nous avons choisi le logiciel **SAP2000** pour effectuer la conception et le dimensionnement de l'immeuble.

Le travail consiste tout d'abord à concevoir une structure capable de résister aux sollicitations (le dimensionnement des éléments de la structure), et ensuite de bien transmettre toutes les charges de l'immeuble au sol de fondation.

2.1.1. Description du bâtiment :

○ **Plancher :**

Le type de plancher à adopté, pour tous les niveaux, est celui des planchers à corps creux (corps creux, poutrelles et dalle de compression), en assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre les incendies. Ce type de planchers présente :

- ✓ une facilité de réalisation,
- ✓ une réduction du poids du plancher et par conséquent l'effet sismique,
- ✓ une économie du coût de coffrage.

Néanmoins, il existe des zones où on a opté pour les dalles pleines, et ça dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles adaptées à ces zones.

La terrasse est inaccessible sauf pour l'entretien avec des revêtements.

○ **Escaliers :**

Les escaliers sont à paillasse adjacente comprenant deux paillasses et un palier intermédiaire.

○ **Revêtement :**

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

○ **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.

2.1.2. Caractéristiques géométriques :

Cette étude se fera en considérant les dimensions suivantes:

- ❖ Longueur en plan : $L = 19,20 \text{ m}$
- ❖ Largeur en plan : $l = 16,00 \text{ m}$
- ❖ Hauteur sous-sol : $h_{ss} = 2,72 \text{ m}$
- ❖ Hauteur RDC : $h_{rdc} = 2,72 \text{ m}$
- ❖ Hauteur étage courant : $h_{étg} = 2,72 \text{ m}$
- ❖ Hauteur totale : $h_{tot} = 43,52 \text{ m}$ (acrotère non comprise)
- ❖ Hauteur acrotère : $h_{acr} = 60 \text{ cm}$

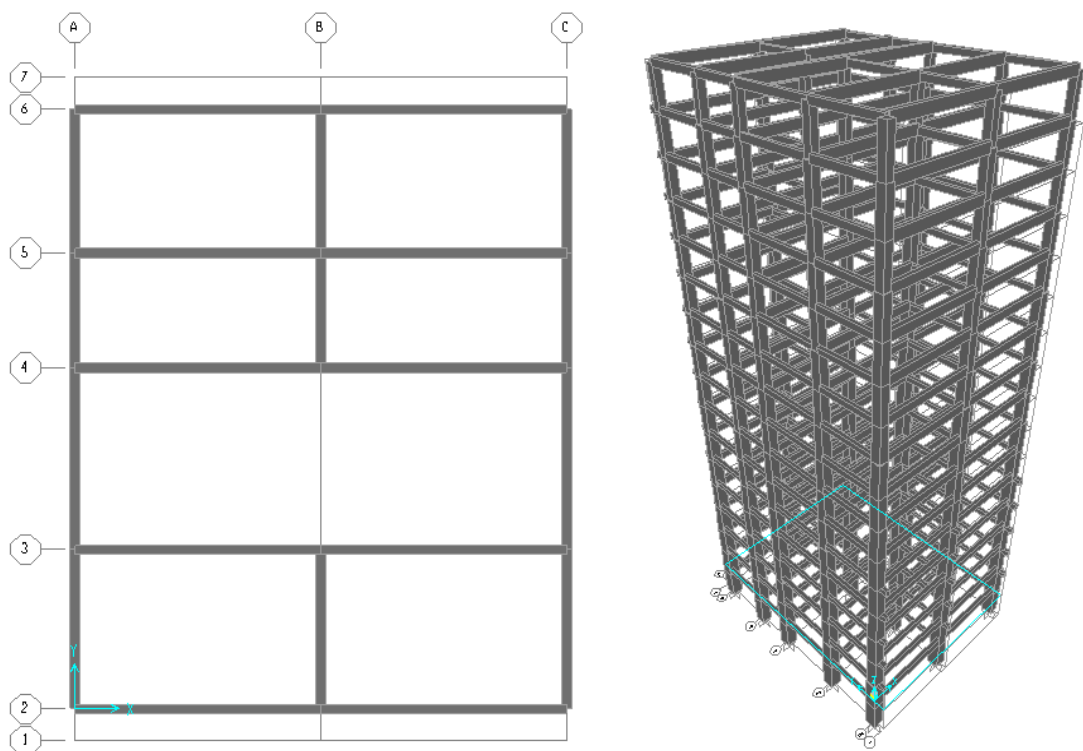


Figure 2.1.2 : Géométrie en plan et en élévation de la structure

2.1.3. Facteurs déterminants pour la conception :

La conception structurale tient compte de beaucoup de contraintes fonctionnelles et architecturales parmi lesquelles on peut citer:

a) Choix du système porteur :

Le choix du système porteur en fonction de l'usage des locaux joue un rôle fondamental. Les exigences sur les portées et les natures des éléments porteurs peuvent varier selon l'usage des locaux. Ainsi, l'ossature choisie est un ensemble de poutres et de voiles pour répondre les charges transmises par les planchers. Ces poutres s'appuient sur des éléments verticaux appelés poteaux. Les voiles et les poteaux transmettent les efforts à la fondation.

b) Autres facteurs importants pour la conception :

La hauteur totale d'un bâtiment est souvent limitée par les réglementations. La hauteur des locaux entre le niveau fini du sol et le plafond dépend de l'usage et elle est très souvent fixée par des règlements ou le cahier des charges. Notons que, dans bien des cas, il est souhaitable d'adopter des hauteurs d'étages supérieures aux valeurs minimales requises et adaptées à la surface des locaux, afin de les rendre plus agréables aux utilisateurs et leur éviter tout sentiment d'«écrasement» dû à un plafond trop bas.

La réalisation d'un joint peut participer au bon fonctionnement de l'ouvrage. C'est ainsi que nous réalisons un joint permanent qui a pour rôle de réduire fortement voire de supprimer les désordres dus au retrait, à la dilatation, au tassement et aux ponts phoniques. Ainsi, la stabilité de chaque corps du bâtiment sera assurée par un système indépendant de contreventement.

2.2. HYPOTHÈSES DU CALCUL

Des principes de calculs propres au béton armé ont été élaborés grâce à des hypothèses permettant une application de la Résistance Des Matériaux. Il s'agit de la loi de HOOK (principe de superposition), de l'hypothèse de NAVIER-BERNOULLI (les sections planes restent planes après déformation). On suppose que le béton est fissuré en traction (hypothèse de NEWMANE).

Ainsi, la théorie utilisée actuellement pour le calcul des ouvrages de béton armé est basée sur des données consistant à étudier leur comportement local ou d'ensemble. C'est ce qui a permis le calcul suivant la méthode des ETATS LIMITES :

- ⊗ Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ⊗ La résistance de traction de béton est négligée.
- ⊗ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- ⊗ le coefficient d'équivalence $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$.
- ⊗ Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : $\varepsilon_s = 10\%$.
- ⊗ Le raccourcissement ultime du béton est limité à :
 - $\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{bc} = 3,5\% \dots \dots \text{en flexion} \\ \varepsilon_{bc} = 2,0\% \dots \dots \text{en compression centrée} \end{array} \right.$
- ⊗ La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C, tel que :
 - A** : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.
 - B** : correspond à un raccourcissement de $3,5 \times 10^{-3}$ du béton de la fibre la plus comprimée.
 - C** : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

L'étude du notre projet est mené aux codes de calcul suivant les normes :

- RPA99/VERSION2003 → Règles Parasismiques Algériennes.
- BAEL91/REVISE99 → Béton Armé aux Etats Limites.
- E.L.U.R → Etat Limite Ultime de Résistance.
- E.L.S → Etat Limite de Service.
- E.L.S.F → Etat Limite de Stabilité de Forme.
- DTRBC2-2 → Document Technique Réglementaire des charges permanentes et d'exploitations.

2.3. NOTIONS

Le calcul d'un ouvrage en béton armé ne se limite pas à la seule maîtrise du calcul du béton armé. Outre une bonne maîtrise de la mécanique des milieux continus et de la résistance des matériaux, cela nécessite aussi la compréhension des phénomènes physiques qui engendrent les efforts sur l'ouvrage (hydrostatique, mécanique des sols, effets du vent sur les structures, phénomènes vibratoires, rhéologie des matériaux, limites des modèles de calcul, etc.): c'est le métier d'ingénieur en béton armé.

2.3.1. Actions :

Les actions sont des forces appliquées à une construction soit :

- ~~directement~~ : action permanente ; action variable d'exploitation ; action climatique et action accidentelle.
- ~~indirectement~~ : effet de retrait et de fluage, variation de température et tassement.

a) Les actions permanentes (G) : Elles ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- ~poids propre de la structure.
- ~poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement)
- ~efforts (poids, poussée des eaux et des terres)
- ~efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait)

b) Les actions d'exploitation (Q) : Elles varient de façon importante dans le temps :

- ~les charges d'exploitation
- ~les charges climatiques
- ~explosion (gaz, bombes)
- ~séismes

2.3.2. Sollicitations :

Les sollicitations sont définies comme étant les efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elles ; les sollicitations sont exprimées sous formes des forces ; d'efforts (normaux ou tranchants) de moment (de flexion, de torsionetc.).

2.3.3. État limite de service :

Il s'agit du mode sollicitation de « tous les jours », l'ouvrage ne doit pas subir de déformation irréversible. Les matériaux sont employés dans leur domaine de comportement élastique. Tout naturellement, c'est le « modèle élastique linéaire » qui est utilisé pour les calculs à l'ELS.

En général pour les ouvrages courants de bâtiment, les éléments ne sont pas calculés en résistance à l'ELS, ils le sont principalement pour des environnements agressifs ou lorsque les conditions de fissuration ou de déformation sont préjudiciables à la durabilité de l'ouvrage dimensionné. Il convient cependant de vérifier la déformation de la structure à l'ELS afin de s'assurer que les limites admissibles ne sont pas dépassées.

2.3.4. État limite ultime :

Dans ce mode de sollicitation, l'ouvrage est à la limite de la rupture, il doit résister aux charges mais il subit des déformations irréversibles et en ressort endommagé. Pour cet état, il est inutile de rester dans le domaine de comportement élastique des matériaux, on utilise alors des « modèles de plasticité non linéaires » qui se rapprochent du comportement réel des matériaux. On utilise aussi les « modèles de calcul de stabilité de forme » qui concernent le flambement et le voilement des éléments comprimés (poteau, butons, voile ou coque) ainsi que le déversement des éléments fléchis élancés.

En général pour les ouvrages courants de bâtiment, les éléments sont calculés uniquement à l'ELU avec les lois de comportement simples.

- 1- Le premier genre de sollicitations, qui a évolué vers l'état limite de service (ELS), traite les structures dans leur fonctionnement de tous les jours, les matériaux sont sollicités dans le domaine élastique uniquement. Cet état regroupe un peu plus de 95 % des sollicitations normales.
- 2- Le second genre de sollicitations, qui a évolué vers l'état limite ultime (ELU), traite les structures dans leur fonctionnement exceptionnel avant ruine, les matériaux peuvent alors atteindre le domaine plastique. La probabilité d'atteindre et dépasser cet état est de l'ordre de 10^{-7} à 10^{-3} . Durant la vie d'un ouvrage, celui-ci doit pouvoir résister une fois à l'ELU, cela étant l'ouvrage en ressort endommagé de façon irréversible.

2.4. MATÉRIAUX

Le béton armé de par sa composition est obtenu par incorporation d'armatures dans le béton pour reprendre les efforts de traction. Le béton seul résiste mal à la traction mais résiste bien à la compression, c'est un matériau très hétérogène et anisotrope. L'acier est un matériau homogène et isotrope, il résiste aussi bien en traction qu'en compression. Le mélange de ces deux matériaux est hétérogène et anisotrope, et un matériau composite dont lequel chacun répond mieux aux sollicitations aux quelles il est soumis.

Les pièces en béton armé jouent un rôle important dans la structure dont elles font partie. Un pourcentage minimal d'armatures est habituellement prévu, en application de la règle de non fragilité, lorsque la résistance à la traction par flexion des pièces est supposée nulle.

2.4.1. 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.

- ✓ On peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

a) Préparation du béton :

On appelle « dosage » le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

La composition ordinaire pour un mètre cube du béton est :

- 300 – 400 kg/m^3 de ciment CPA 325,
- 400 l de sable $D_g \leq 5 mm$,
- 800 l de gravillon $D_g \leq 25 mm$,
- 210 l d'eau.

Il existe plusieurs méthodes de préparation basées sur la granulométrie parmi lesquelles la méthode de DREUX-GORISSE.

b) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- ~~la masse volumique~~ : Comprise entre 2200 – 2400 kg/m^3 . Elle peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.
- ~~le retrait~~ : C'est la diminution de longueur d'un élément en béton. On peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement.
- ~~la dilatation~~ : puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 10 – 5, pour une variation de $\pm 20^\circ C$ on obtient :

$$\Delta L = \pm \left(\frac{2}{1000} \right) * longueur.$$
- ~~le fluage~~ : C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée.
- ~~la résistance à la compression~~ :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de la résistance à la compression mesurée en décroisant des éprouvettes cylindriques de 200 cm^2 : de section $d = 16 cm$ et $h = 32 cm$.

La résistance est mesurée à l'âge de 28 *jours*.

Selon les règles [BAEL91/REVISE99], la résistance du béton à la compression peut être estimée suivant la loi : $0.685 * f_{c28} * \log(j + 1)$.

* Si $j \geq 28 \Rightarrow f_{c_j} = f_{c28}$!

La réalisation du projet en étude fait normalement l'objet d'un contrôle régulier, la résistance caractéristique du béton à adopter sera ainsi :

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ (valeur adoptée pour les constructions civiles et industrielles).

○ la résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours notée " f_{t_j} " est conventionnellement définie par la relation :

$f_{t_j} = 0,6 + 0,06f_{c_j}$ pour $f_{c_j} \leq 40 \text{ MPa}$.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$!

○ les modules de déformation :

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 :

$E_{ij} = 11000 * \sqrt[3]{f_{c_j}} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

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

$E_{vj} = 3700 * \sqrt[3]{f_{c_j}} \Rightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$

Et sous les mêmes actions, le module de déformation transversale est donné par la relation :

$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ $\left\{ \begin{array}{l} \nu : \text{coefficient de poisson} \\ E : \text{déformation relative transversale au longitudinale} \end{array} \right.$

Selon les règles [BAEL91/REVISE99] :

$$\begin{cases} \nu = 0 : \text{dans le cas des E.L.U} \\ \nu = 0,20 : \text{dans l'E.L.S} \end{cases}$$

c) Caractéristiques limites du béton :

○ ~~contrainte ultime en compression :~~

$$\text{On a : } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c_j}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \begin{cases} f_{bc} : \text{contrainte limite ultime de compression} \\ \gamma_b : \text{coefficient de sécurité} \end{cases}$$

En pratique, on aura : $f_{c_j} = f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}$

$$\left(\begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \text{ pour les situations accidentelles} \\ \gamma_b = 1,50 \text{ pour les situations durables} \end{array} \right) \Rightarrow \begin{cases} f_{bc} = 18,48 \text{ MPa} \\ f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

○ ~~contrainte de service au cisaillement :~~

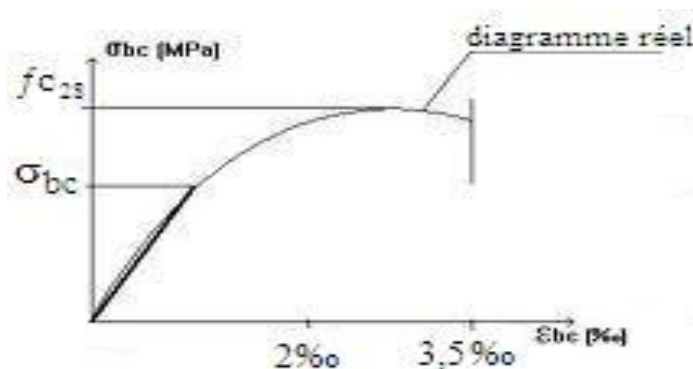
$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,20 f_{c_j}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \dots \dots \dots \text{si la fissuration est non préjudiciable}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,15 f_{c_j}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \dots \dots \dots \text{si la fissuration est préjudiciable}$$

○ ~~contrainte de service en compression :~~

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c_{28}} \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

○ ~~diagramme contrainte/déformation :~~



2.4.2. Acier :

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

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

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

a) Types d'acier

- Barres lisses (R.L.) \longrightarrow FeE235
- Barre à hautes adhérences (H.A.) \longrightarrow FeE40
- Treillis soudé de diamètre $\Phi 6$ (T.S.) \longrightarrow FeE215

b) Caractéristiques mécaniques d'acier :

- ~~la masse volumique~~ : La masse volumique pour les aciers à la température de 20°C , sous la pression atmosphérique normale est comprise entre $7500 - 8100 \text{ kg/m}^3$.
- ~~la dilatation~~ : Le coefficient de dilatation linéaire « $1/\text{K}$ » pour l'acier est de $12,0 \times 10^{-6}$, il est valable pour des températures comprises entre 0 à 100°C . En réalité ce coefficient dépend de la température, la loi d'allongement n'est donc pas linéaire pour des différences de température très élevées.
- ~~la résistance à la compression~~ :

La limite d'élasticité garantie " f_e " :

- FeE24 (R.L.) $\rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$
- FeE40 (H.A.) $\rightarrow f_e = 400 \text{ MPa}$
- TL52 (T.S.) $\rightarrow f_e = 500 \text{ MPa}$

c) Caractéristiques limites d'acier :

- ~~contrainte limite ultime :~~

Acier naturel : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Acier écroui : $\sigma_s = \frac{1,1 f_e}{\gamma_s}$

$$\left(\begin{array}{l} \gamma_s=1,00 \text{ pour les situations accidentelles} \\ \gamma_s=1,15 \text{ pour les situations courantes} \end{array} \right) \Rightarrow \begin{cases} \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

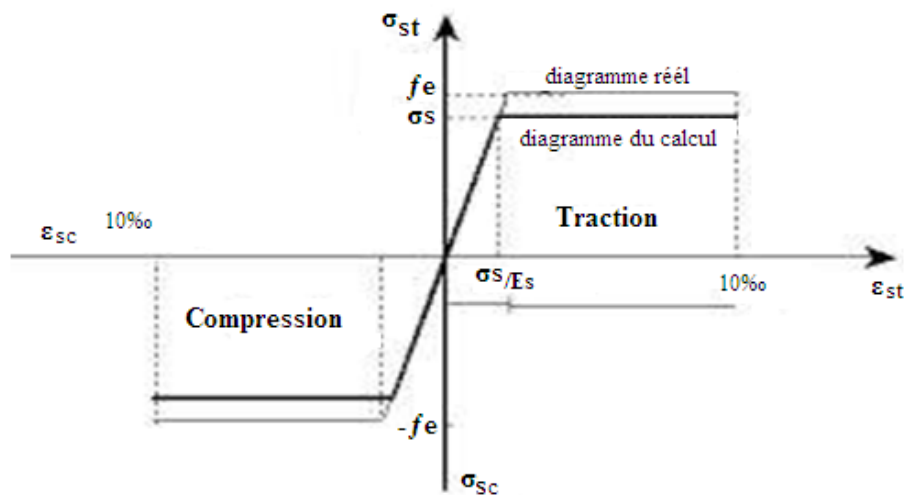
- ~~contrainte limite de service :~~

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \begin{cases} \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) & \text{fissuration préjudiciable} \\ \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right) & \text{fissuration très préjudiciable} \end{cases}$$

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

- ~~diagramme contrainte/déformation :~~



CHAPITRE 3

DESCENTE DES CHARGES
PRE DIMENSIONNEMENT

3.1. DESCENTE DES CHARGES

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

La « descente des charges » désigne l'opération consistant à calculer les 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.

D'autre façon, la descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

Les charges réglementaires sont :

Les charges permanentes : qui présentent le poids mort, ce sont des actions dont les intensités sont constantes ou très peu variables dans le temps.

Les charges d'exploitation : ou surcharges, ce 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.

Celles-ci sont présentées dans le **D.T.R** des charges permanentes et charges d'exploitations.

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.

L'exemple des charges permanentes :

Charges permanentes	Poids volumiques [kg/m ³]	Epaisseurs [cm]	Charges [kg/m ²]
Gravillon de protection	1800	5	90
Étanchéité multicouches	200	5	10
Isolation thermique	300	5	15
Béton armé	2500	variable	---
Chappe de béton	2200	variable	---
Mortier	2000	2	40
Carrelage	2200	2	44
Lit de sable	1800	2	36
Enduit en plâtre	1000	variable	---
Enduit en ciment	2000	variable	---
Dalle en corps creux	1400	16+5	300
Brique creuse (10)	900	10	90
Brique creuse (15)	900	15	135
Acrotère	---	---	183,75
Tuile canal	---	---	40

L'exemple des charges d'exploitations d'un bâtiment à usage d'habitation :

- Terrasses inaccessibles 1,00 kN/m²
- Terrasses accessibles privées 1,50 kN/m²
- Jardins privatifs (Terrasses) 1,00 kN/m²
- Balcons 3,50 kN/m²
- Escaliers 2,50 kN/m²
- Logements 1,50 kN/m²
- Parking 3,50 kN/m²

3.1.1. Épaisseur du plancher :

Il s'agit d'un bâtiment d'habitation, on choisira alors des planchers à corps creux pour leur bonne isolation thermique, phonique est couverture. En plus de leur chargement modéré.

Les poutrelles seront continues et disposées suivant la petite portée pour la réduction de la flèche.

La hauteur totale du plancher h_{pl} est déduite par la condition de flèche :

$$\frac{h_{pl}}{L'_{max}} \geq \frac{1}{22,5} \quad \text{D'où} \quad \frac{L'_{max}}{25} \leq h_{pl} \leq \frac{L'_{max}}{20}$$

Avec : L'_{max} : la plus grande portée, entre nus, d'une poutrelle

$$L'_{max} = 530 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \frac{530}{25} < h_{pl} < \frac{530}{20} \quad \Rightarrow \quad 21,2 < h_{pl} < 26,5$$

On prend : $h_{pl} = 25 \text{ cm}$

Donc on aura un plancher à corps creux de hauteur totale $h_{pl} = 25 \text{ cm}$, avec :

- { 20 cm ; la hauteur du corps creux (hourdis)
- { 5 cm ; la hauteur de la dalle de compression
- { [réalisée en béton après quadrillage de barres (treillis soudés),
- { pour limiter le risque de fissures]

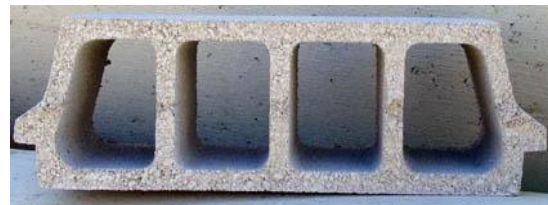
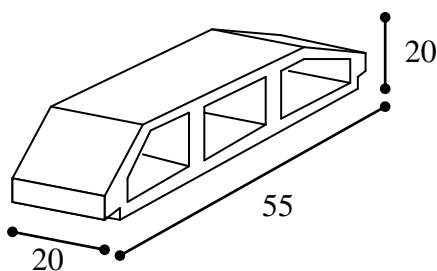


Figure 3.1.1 : Hourdis en béton

3.1.2. Charge des planchers :

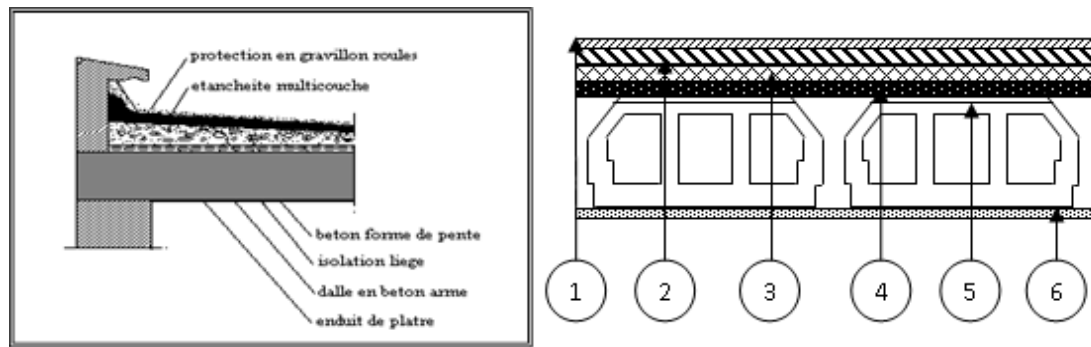


Figure 3.1.2.a : Plancher terrasse

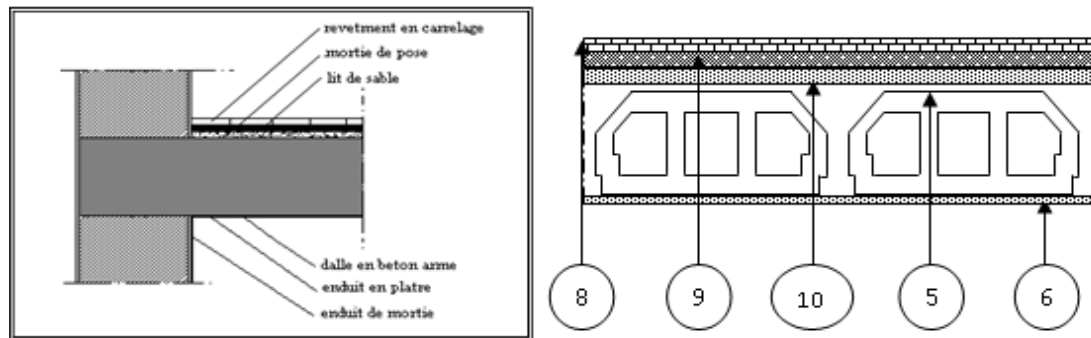


Figure 3.1.2.b : Plancher étage courant

Tableau 3.1.2 : Les charges permanentes et les surcharges d'exploitations des planchers

Nature du plancher	Description	Epaisseur [cm]	Poids volumiques [kg/m ³]	Charges [kg/m ²]
Terrasse inaccessible	1. Gravillon de protection	5	1800	90
	2. Étanchéité multicouche	5	200	10
	3. Isolation thermique	5	300	15
	4. Forme de pente	8	2200	176
	5. Dalle en corps creux	20+5	-	335
	6. Enduits sous plafond	2	2000	40
Q et G	Q_{ter} = 100 kg/m²		G_{ter} = 666 kg/m²	
Étage courant	7. Cloisons de séparation	-	-	100
	8. Carrelage	2	2200	44
	9. Mortier de pose	2	2000	40
	10. Lit de sable	2	1800	36
	5. Dalle en corps creux	20+5	-	335
	6. Enduits sous plafond	2	2000	40
Q et G	Q_{étg} = 150 kg/m²		G_{étg} = 595 kg/m²	
Rez-de-chaussée	Destiné à usage commercial			
Q et G	Q_{rdc} = 250 kg/m²		G_{rdc} = 595 kg/m²	

a. Cloisons intérieures :

Tableau 3.1.2a : La charge permanente des cloisons intérieures

Matériau	Epaisseur [cm]	Poids volumiques [kg/m ³]	Charges [kg/m ²]
1. Enduit en plâtre	2	1000	20
2. Brique creuse	10	900	90
3. Enduit en plâtre	2	1000	20
G	130 kg/m²		

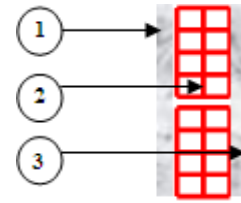


Figure 3.1.2.c : Cloisons intérieures

b. Murs extérieurs :

Tableau 3.1.2b : La charge permanente des murs extérieurs

Matériau	Epaisseur [cm]	Poids volumiques [kg/m ³]	Charges [kg/m ²]
1. Enduit en plâtre	2	1000	20
2. Brique creuse	10	900	90
4. Ame d'air	5	-	-
5. Brique creuse	15	900	135
6. Enduit en ciment	2	2000	40
G	285 kg/m²		

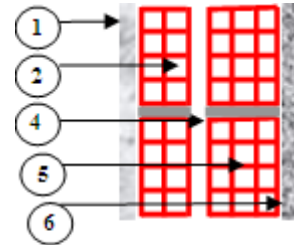


Figure 3.1.2.d : Cloisons extérieurs

c. Acrotère :

L'acrotère est fait en béton armé.

Pour 01 mètre de longueur, on a :

$$V_{acr} = \left[(0,1 * 0,6) + (0,05 * 0,1) + \left(\frac{(0,07+0,1)*0,1}{2} \right) \right] * 1$$

$$= 0,0735 \text{ m}^3$$

La charge due à l'acrotère = $\frac{2500 * 0,0735}{1} = 1837,5 \text{ kg/ml}$

La charge due à la main courante de personne est supposée = 100 kg/ml

G	183,75 kg/ml
Q	100 kg/ml

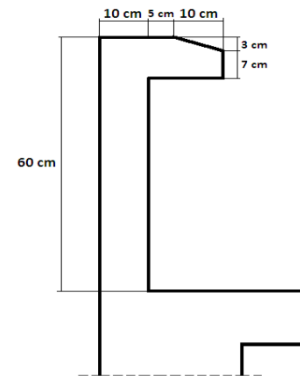


Figure 3.1.2.e : Acrotère

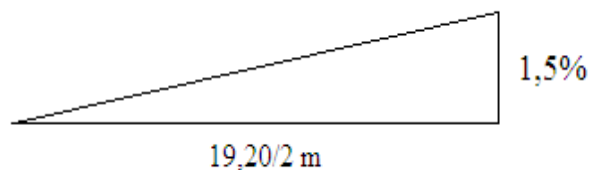
d. Forme de pente :

Considérons une pente égale à 1,5% :

$$h_{pente} = 0,015 * \frac{19,20}{2} = 0,154 \text{ m}$$

Donc, l'épaisseur sera :

$$e_{pente} = 8 \text{ cm}$$



3.1.3. Charge des balcons :

Tableau 3.1.3 : Les charges permanentes et les surcharges d'exploitations des dalles pleines				
Nature de dalle	Description	Epaisseur [cm]	Poids volumiques [kg/m ³]	Charges [kg/m ²]
Corps creux	$Q_{bal} = 350 \text{ kg/m}^2$		$G_{étg} = 595 \text{ kg/m}^2$	
Dalle pleine	→ Carrelage	2	2200	44
	→ Mortier de pose	2	2000	40
	→ Lit de sable	2	1800	36
	→ Dalle pleine	15	2500	375
	→ Enduits sous plafond	2	2000	40
Q et G	$Q_{bal} = 350 \text{ kg/m}^2$		$G_{bal} = 550 \text{ kg/m}^2$	
P	$P = 187 \text{ kg/ml}$			

3.1.4. Charge des escaliers :

Tableau 3.1.4 : Les charges permanentes et les surcharges d'exploitations des escaliers				
Nature	Description	Epaisseur [cm]	Poids volumiques [kg/m ³]	Charges [kg/m ²]
Palier de repos	→ Carrelage	2	2200	44
	→ Mortier de pose	2	2000	40
	→ Lit de sable	2	1800	36
	→ Dalle pleine	17	2500	425
	→ Enduits sous plafond	2	2000	40
Q et G	$Q_{pr} = 250 \text{ kg/m}^2$		$G_{pr} = 585 \text{ kg/m}^2$	
Paillasse	→ Garde corps	-	-	15
	→ Carrelage horizontal	2	2200	44
	→ Mortier de pose horizontal	2	2000	40
	→ Lit de sable	2	1800	36
	→ Carrelage vertical	2(h/g)	2200	25
	→ Mortier de pose vertical	2(h/g)	2000	23
	→ Poids des marches	8,5	2200	187
	→ Dalle pleine	$17/\cos 32,93$	2500	506
→ Enduits sous plafond	$2/\cos 32,93$	2000	48	
Q et G	$Q_{ps} = 250 \text{ kg/m}^2$		$G_{ps} = 924 \text{ kg/m}^2$	

3.2. PRE DIMENSIONNEMENT

Le pré dimensionnement a pour but le « pré calcul » des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du **B.A.E.L 91** et le **R.P.A 99** modifié **2003**, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton...Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (poteaux, poutres) soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre tous les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

3.2.1. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont les éléments porteurs horizontaux. En construction, elles doivent avoir des sections régulières (rectangulaires ; carrées).

On à deux types de poutres :

Les poutres principales : Elles reçoivent les charges transmise par les solives (Poutrelles) et les répartie aux poteaux sur les quels ces poutres reposent.

Elles aussi relient les poteaux et supportent la dalle.

Les poutres secondaires (Chaînages) : Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

Le pré dimensionnement est basé sur les règles [**B.A.E.L 91**] et vérifié par les conditions imposées par les sismologues [**R.P.A 99/Version 2003**].

D'après les règles de [**B.A.E.L 91**] :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2}$$

Avec :

$$\begin{cases} L_{max} : \text{la plus grande portée, entre axes, d'une travée} \\ h : \text{la hauteur de la poutre} \\ b : \text{la largeur de la poutre} \end{cases}$$

❖ **Pour les poutres principales :** $L_{max 1} = 780 \text{ cm}$

$$\frac{780}{15} < h < \frac{780}{10} \Rightarrow 52 < h < 78 \quad \boxed{h = 65 \text{ cm}}$$

$$\frac{65}{5} < b < \frac{65}{2} \Rightarrow 13 < b < 32,5 \quad \boxed{b = 30 \text{ cm}}$$

❖ **Pour les chainages :** $L_{max 2} = 570 \text{ cm}$

$$\frac{570}{15} < h < \frac{570}{10} \Rightarrow 38 < h < 57 \quad \boxed{h = 45 \text{ cm}}$$

$$\frac{45}{5} < b < \frac{45}{2} \Rightarrow 9 < b < 22,5 \quad \boxed{b = 30 \text{ cm}}$$

La vérification d'après les règles de **R.P.A 99 modifié 2003** :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{array} \right.$$

❖ **Pour les poutres principales :**

$$h = 65 > 30 \text{ vérifiée}$$

$$b = 30 > 20 \text{ vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{65}{30} = 2,17 < 4 \text{ vérifiée}$$

❖ **Pour les chainages :**

$$h = 45 > 30 \text{ vérifiée}$$

$$b = 30 > 20 \text{ vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1,5 < 4 \text{ vérifiée}$$

Tableau 3.2.1 : pré dimensionnement des poutres		
	b	h
Poutres Principales	30	65
Poutres Secondaires	30	45

3.2.2. Pré dimensionnement des poteaux :

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée N , perpendiculaire à la surface S et passant par le centre de gravité G . Les règles du **B.A.E.L91** préconisent de prendre la section réduite.

$$B_r \geq \frac{\beta N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 * \sigma_s * \frac{A_s}{B_r}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} B_r : \text{la section réduite du poteau} \\ \beta : \text{la correction (efforts du second ordre et excentricité additionnelle)} \\ A_s : \text{la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul} \\ f_{bc} : \text{contrainte limite ultime du béton en compression} \\ \sigma_s : \text{contrainte limite ultime d'acier} \end{array} \right.$$

$$B_r = (b_1 - 0,02)^2 \text{ (pour une section carrée)}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa } (\gamma_b = 1,50 \text{ pour les situations durables})$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa } (\gamma_s = 1,15 \text{ pour les situations courantes})$$

$$\beta = \begin{cases} 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \rightarrow \lambda \leq 50 \\ \frac{0,85 \lambda^2}{1500} & \rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases} \quad (\lambda : \text{l'élancement})$$

N.B. : il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$ « pour faire participer à la résistance du poteau tous les barres d'acier de la section (stabilité vis à vis du flambement) ».

$$\lambda = 35 < 50 \Rightarrow \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35}\right)^2 \quad \boxed{\beta = 1,2}$$

Le pourcentage minimal des armatures est de 0,8% en zone IIa, on peut prendre:

$$\frac{A_s}{B_r} = 1\%$$

$$B_r \geq 0,064 N_u \Rightarrow (b_1 - 0,02)^2 \geq 0,064 N_u$$

L'effort normal ultime s'obtient à partir de la descente des charges.

Nous considérons l'effort normal correspondant à un poteau central du sous-sol, qui supporte des charges réparties sur une surface $S = 41,73 \text{ m}^2$ (le poteau le plus sollicité).

Remarque : Les charges des poutres sont prises comme étant une majoration des planchers de 10%.

Calcul des charges :

$$N_u = n [1,35g + 1,5q] \quad \left\{ \begin{array}{l} n : \text{nombre des étages} \\ g = 1,1 * S * G \\ q = S * Q \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow N_u = [1,35 * 101,86 + 1,5 * 26] 41,73 \quad \boxed{N_u = 7,36 \text{ MN}}$$

$$\Rightarrow (b_1 - 0,02)^2 \geq 0,064(7,36) \quad \boxed{b_1 = h_1 = 95 \text{ cm}}$$

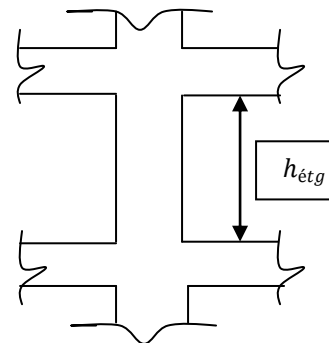
Critère de stabilité au flambement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \dots \dots \dots \left\{ \begin{array}{l} L_f : \text{longueur du flambement} \\ i : \text{rayon de giration} \end{array} \right.$$

$L_f = 0,7h_{étg}$ (poteau encastéré à une extrémité et articulé à l'autre)

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_{pot}}} \quad \left[I = \frac{b_1 h_1^3}{12} \mid A_{pot} = b_1 * h_1 \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{étg} : \text{hauteur de l'étage} \\ I : \text{moment d'inertie} \\ A_{pot} : \text{Section transversale du poteau} \\ (b_1, h_1) : \text{dimensions du poteau} \end{array} \right.$$



Le poteau le plus défavorable est le poteau du 15ème étage parce qu'il a la plus faible section !

$$\Rightarrow \lambda = \frac{\sqrt{12} (0,7 h_{étg})}{b_1} = \frac{\sqrt{12} (0,7 * 2,72)}{0,55}$$

$$\lambda = 12 < 35 \dots \dots \text{vérifié}$$

Remarque :

- pour tenir compte de l'effet sismique on prend une majoration de $b_1' = 1,2b_1$.
- l'inertie du poteau doit être supérieure à l'inertie de la poutre (vérifiée).
- La loi de dégressions des charges d'exploitations est prise en compte.

La vérification des conditions du **R.P.A 99**/version **2003** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1 ; h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \text{vérifiée} \\ \min(b_1 ; h_1) \geq \frac{h_{étg}}{20} = 13,6 \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h} \leq 4 \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Niveau	poteau	Poutre principale	Poutre secondaire
Rez-de-chaussée	95x95	30x65	30x45
1 ^{er} étage	95x95	30x65	30x45
2 ^{ème} & 3 ^{ème} étages	90x90	30x65	30x45
4 ^{ème} & 5 ^{ème} étages	85x85	30x65	30x45
6 ^{ème} & 7 ^{ème} étages	80x80	30x65	30x45
8 ^{ème} & 9 ^{ème} étages	75x75	30x65	30x45
10 ^{ème} & 11 ^{ème} étages	70x70	30x65	30x45
12 ^{ème} & 13 ^{ème} étages	65x65	30x65	30x45
14 ^{ème} & 15 ^{ème} étages	60x60	30x65	30x45
Terrasse	55x55	30x65	30x45

CHAPITRE 4

ETUDE DES PLANCHERS

4.1. DALLES À CORPS CREUX

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure travaillant en flexion, qui ont un rôle très important. Ils sont capables de reprendre ou supporter les charges verticales puis les transmettre aux éléments porteurs, et aussi d'isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

On peut considérer aussi les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

Notre structure étudiée comporte des planchers à corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $[55 * 20 * 20] \text{ cm}^3$, avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

Suite au précédent chapitre « Descente des charges & Pré dimensionnement » (page4), dans lequel on a déterminé la hauteur du plancher, et puisque notre structure est une construction courante avec une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{ kN/m}^2$), on a approprié un seul type du plancher :

Plancher à corps creux (20+5) pour tous les étages.

4.1.1. Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales.

Elles seront armées dans leurs zones tendues soit en partie inférieure, en milieu de travée, et en partie supérieure, (chapeau) au niveau des appuis de rives ou centraux. Les efforts tranchants sont relativement faibles car ils sont bien répartis sur la longueur des appuis.

Les poutrelles à étudier, sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, donc hyperstatiques. Leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- ▶ Méthode des trois moments,
- ▶ Méthode forfaitaire,
- ▶ Méthode de Caquot.

Pour la largeur de la nervure nous avons :

$$b_0 = \{8 ; 14\} \text{ cm}, \quad \text{on adopte : } b_0 = 10 \text{ cm}$$

La largeur de la table de compression est déterminée en tenant compte :

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_{max2}}{10} \\ b_1 \leq \frac{l_n}{2} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$

Avec :

L_{max2} : la plus grande portée, entre axes, de la poutrelle

l_n : la largeur, entre nus, de la poutrelle

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{560}{10} \Rightarrow b_1 \leq 56 \\ b_1 \leq \frac{55}{2} \Rightarrow b_1 \leq 27,5 \\ 6(5) \leq b_1 \leq 8(5) \Rightarrow 30 \leq b_1 \leq 70 \end{cases}$$

On prend donc : $b_1 = 27,5 \text{ cm}$

Et on aura : $b = 2b_1 + b_0 = 2(27,5) + 10 = 65 \text{ cm} \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$

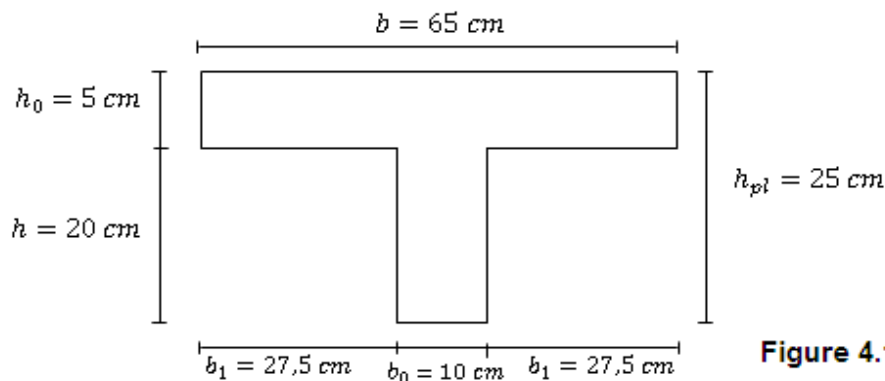


Figure 4.1.1. : Poutrelle

4.1.2. Calcul des moments :

Théorie de la méthode forfaitaire :

Elle s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux...

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct.

Suivant le [B.A.E.L 91], on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivantes sont remplies :

1^{ère} Condition : $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$

- Plancher terrasse :

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2 \leq \min(2 * ; 5) = 5 \text{ kN/m}^2 \quad \checkmark$$

- Plancher étage courant :

$$Q = \{1,5 \sim 3,5\} \text{ kN/m}^2 \leq \min(2 * ; 5) = 5 \text{ kN/m}^2 \quad \checkmark$$

- Plancher rez-de-chaussée :

$$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2 \leq \min(2 * ; 5) = 5 \text{ kN/m}^2 \quad \checkmark$$

2^{ème} Condition : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

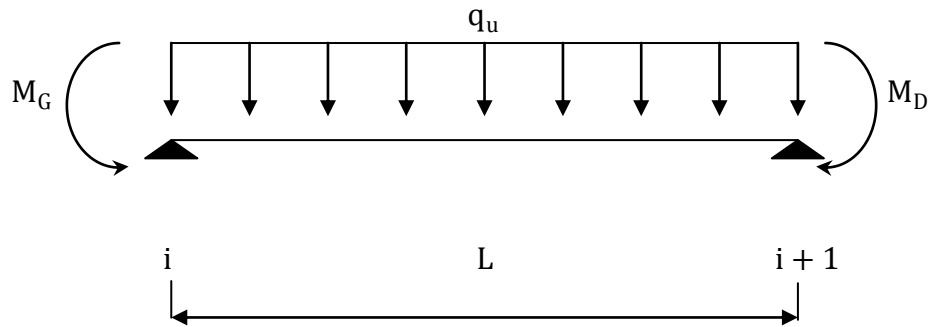
$$\rightarrow 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow 0,8 \leq \frac{5,6}{4,5} \leq 1,25 \Rightarrow \checkmark$$

$$\rightarrow 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow 0,8 \leq \frac{4,5}{3,6} \leq 1,25 \Rightarrow \checkmark$$

3^{ème} Condition : les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{constante}$).

4^{ème} Condition : la fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton.

⇒ D'après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fait par « la méthode forfaitaire ».

Application de la méthode :

Soit :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} : \text{rapport des charges en valeur non pondérée}$$

$$q_u = [1,35G + 1,5Q] * 0,65 : \text{la charge sur la bande du poutrelle}$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} : \text{moment isostatique dans la travée}$$

$$\begin{cases} M_G = 0,2 M_0 \\ M_D = 0,6 M_0 ; 0,5 M_0 ; 0,4 M_0 \end{cases} : \text{les valeurs absolues des moments sur appuis}$$

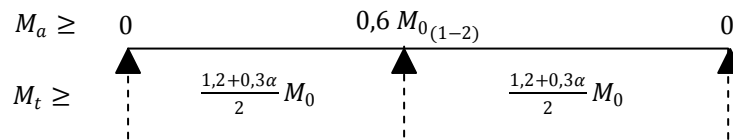
M_t : moment maximal dans la travée

D'après les règles de [B.A.E.L 91] :

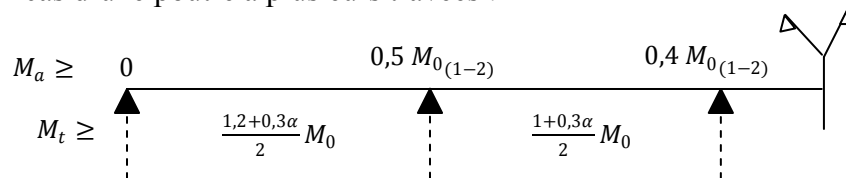
$$M_t = \begin{cases} \max\{1,05 M_0 - \frac{M_G+M_D}{2}; \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0\} : \text{travée de rive} \\ \max\{1,05 M_0 - \frac{M_G+M_D}{2}; \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0\} : \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

Les valeurs minimales des moments :

- cas d'une poutre à deux travées : $M_0(1-2) = \max(M_{01} ; M_{02})$



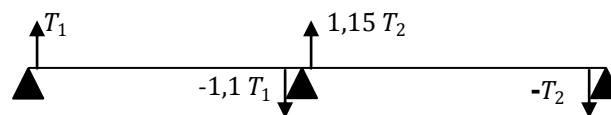
- cas d'une poutre à plusieurs travées :



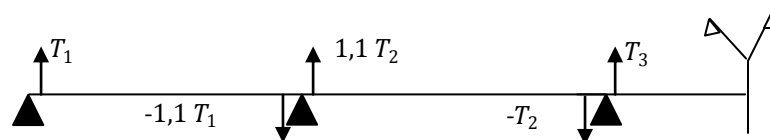
Remarque : dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre ; il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égale à : $M_a = 0,15 M_0$.

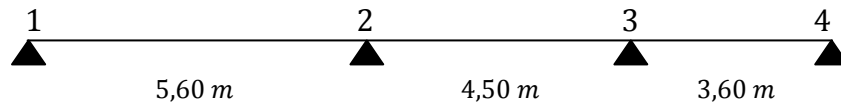
Les efforts tranchants :

- cas d'une poutre à deux travées :



- cas d'une poutre à plusieurs travées :



Evaluation des charges (plancher RDC type 02) :

$$\begin{cases} G = 5,95 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{3,5}{5,95+2,5} = 0,37$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = \frac{1+0,3(0,37)}{2} = 0,555$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = \frac{1,2+0,3(0,37)}{2} = 0,655$$

Calcul à l'état limite ultime :

❖ Combinaison de charge :

$$q_u = [1,35(5,95) + 1,5(2,5)] * 0,65 = 8,63 \text{ kN/ml}$$

❖ Les moments isostatiques :

$$M_{0(1-2)} = \frac{8,63 (5,6)^2}{8} = 33,83 \text{ kN.m}$$

$$M_{0(2-3)} = \frac{8,63 (4,5)^2}{8} = 21,84 \text{ kN.m}$$

$$M_{0(3-4)} = \frac{8,63 (3,6)^2}{8} = 13,98 \text{ kN.m}$$

❖ Les moments sur appuis :

$$M_{a_1} = 0,2 M_{0(1-2)} = 0,2 (33,83) = 6,766 \text{ kN.m}$$

$$M_{a_2} = 0,5 M_{0(1-2)} = 0,5 (33,83) = 16,915 \text{ kN.m}$$

$$M_{a_3} = 0,5 M_{0(2-3)} = 0,5 (21,84) = 10,920 \text{ kN.m}$$

$$M_{a_4} = 0,2 M_{0(3-4)} = 0,2 (13,98) = 2,796 \text{ kN.m}$$

❖ Les moments en travée :

$$\begin{aligned}
 M_{t(1-2)} &= \max \left\{ 1,05 M_{0(1-2)} - \frac{M_{a1} + M_{a2}}{2}; \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{0(1-2)} \right\} \\
 &= \max \left\{ 1,05(33,83) - \frac{6,766 + 16,915}{2}; 0,655(33,83) \right\} = \max\{23,681; 22,16\} \\
 &= 23,681 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{t(2-3)} &= \max \left\{ 1,05 M_{0(2-3)} - \frac{M_{a2} + M_{a3}}{2}; \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{0(2-3)} \right\} \\
 &= \max \left\{ 1,05(21,84) - \frac{16,915 + 10,920}{2}; 0,555(21,84) \right\} = \max\{9,01; 12,121\} \\
 &= 12,121 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{t(3-4)} &= \max \left\{ 1,05 M_{0(3-4)} - \frac{M_{a3} + M_{a4}}{2}; \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{0(3-4)} \right\} \\
 &= \max \left\{ 1,05(13,98) - \frac{10,920 + 2,796}{2}; 0,655(13,98) \right\} = \max\{7,821; 9,157\} \\
 &= 9,157 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

❖ Calcul des efforts tranchant :

$$T_{G(1-2)} = \frac{q_u l}{2} = \frac{8,63 (5,6)}{2} = 24,164 \text{ kN}$$

$$T_{D(1-2)} = 1,1 T_{G(1-2)} = 1,1(24,164) = 26,580 \text{ kN}$$

$$T_{G(2-3)} = 1,1 \frac{q_u l}{2} = 1,1 \frac{8,63 (4,5)}{2} = 21,359 \text{ kN}$$

$$T_{D(2-3)} = T_{G(2-3)} = 21,359 \text{ kN}$$

$$T_{G(3-4)} = 1,1 \frac{q_u l}{2} = 1,1 \frac{8,63 (3,6)}{2} = 17,087 \text{ kN.m}$$

$$T_{G(3-4)} = \frac{q_u l}{2} = \frac{8,63 (3,6)}{2} = 15,534 \text{ kN}$$

Calcul à l'état limite de service :❖ Combinaison de charge :

$$q_s = [5,95 + 2,5] * 0,65 = 6,14 \text{ kN/ml}$$

❖ Les moments isostatiques :

$$M_{0(1-2)} = \frac{6,14 (5,6)^2}{8} = 24,07 \text{ kN.m}$$

$$M_{0(2-3)} = \frac{6,14 (4,5)^2}{8} = 15,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{0(3-4)} = \frac{6,14 (3,6)^2}{8} = 9,95 \text{ kN.m}$$

❖ Les moments sur appuis :

$$M_{a_1} = 0,2 M_{0(1-2)} = 0,2 (24,07) = 4,814 \text{ kN.m}$$

$$M_{a_2} = 0,5 M_{0(1-2)} = 0,5 (24,07) = 12,035 \text{ kN.m}$$

$$M_{a_3} = 0,5 M_{0(2-3)} = 0,5 (15,54) = 7,770 \text{ kN.m}$$

$$M_{a_4} = 0,2 M_{0(3-4)} = 0,2 (9,95) = 1,990 \text{ kN.m}$$

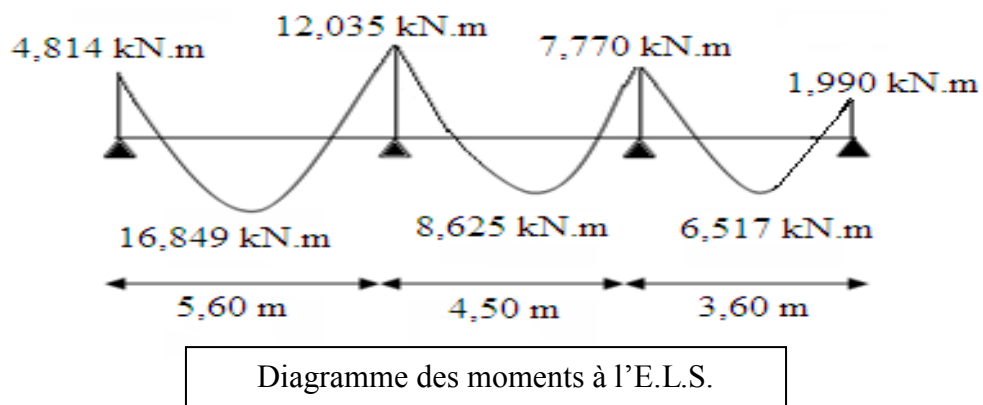
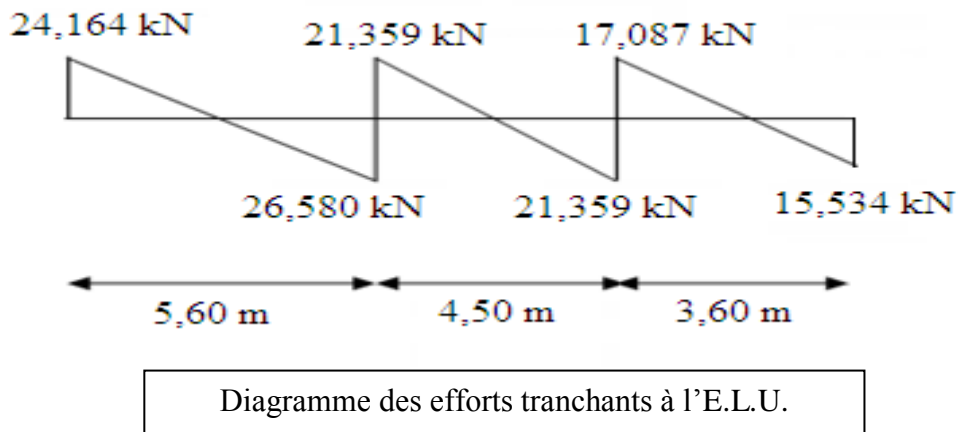
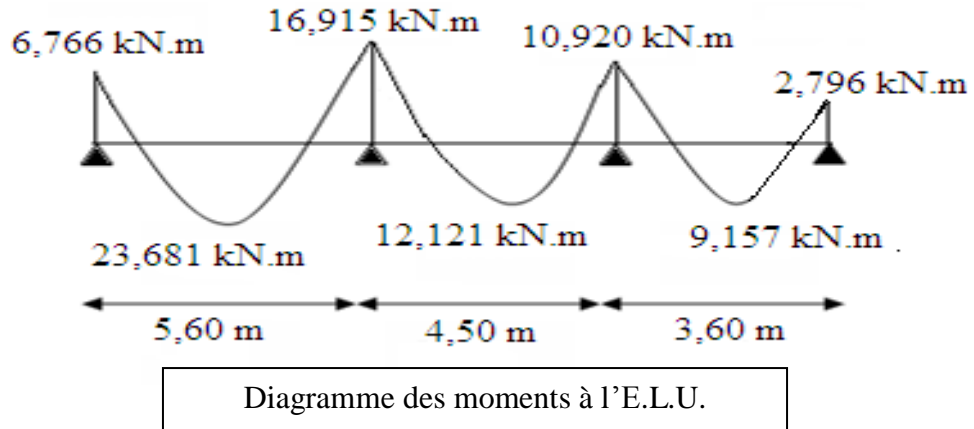
❖ Les moments en travée :

$$\begin{aligned} M_{t(1-2)} &= \max \left\{ 1,05 M_{0(1-2)} - \frac{M_{a_1} + M_{a_2}}{2}; \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{0(1-2)} \right\} \\ &= \max \left\{ 1,05(24,07) - \frac{4,814 + 12,035}{2}; 0,655(24,07) \right\} = \max\{16,849; 15,77\} \\ &= 16,849 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{t(2-3)} &= \max \left\{ 1,05 M_{0(2-3)} - \frac{M_{a_2} + M_{a_3}}{2}; \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{0(2-3)} \right\} \\ &= \max \left\{ 1,05(15,54) - \frac{12,035 + 7,770}{2}; 0,555(15,54) \right\} = \max\{6,41; 8,625\} \\ &= 8,625 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{t(3-4)} &= \max \left\{ 1,05 M_{0(3-4)} - \frac{M_{a_3} + M_{a_4}}{2}; \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{0(3-4)} \right\} \\ &= \max \left\{ 1,05(9,95) - \frac{7,770 + 1,990}{2}; 0,655(9,95) \right\} = \max\{5,567; 6,517\} \\ &= 6,517 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :



4.1.3. Calcul du ferrailage :

Ferrailage longitudinal en travées :

D'après [B.A.E.L 99] ;

$$M_t = b h_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 * 0,05 * 14,17(0,225 - 0,025) = 92,105 \text{ kN.m}$$

$$M_{U_{max}} = 23,681 \text{ kN.m}$$

$M_t > M_{max} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression (elle n'est pas entièrement comprimée alors elle suffit pour équilibrer le moment ultime), et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $(b x h_{pl}) = (65 x 25) \text{ cm}^2$

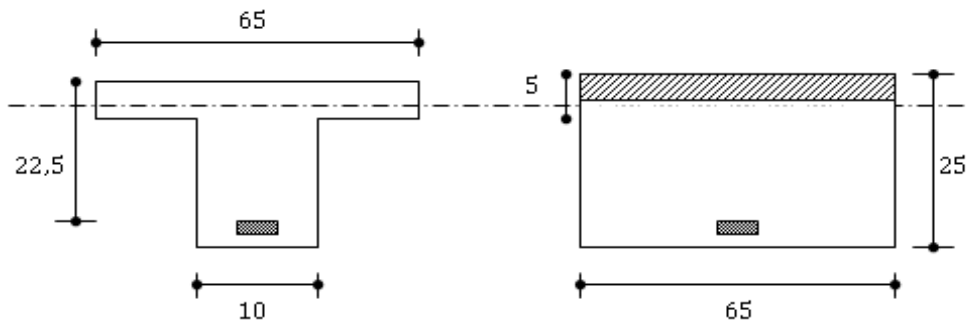


Figure 4.1.3 : Position de l'axe neutre (poutrelles)

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{U_{max}}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,023681}{0,65(0,225)^2 14,17} = 0,05079$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,05079}) = 0,0652$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,225(1 - 0,4 * 0,0652) = 0,219$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \sigma_{st}} = \frac{0,023681}{0,219 * 348} = 3,11 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte un ferrailage de **3T12** ($A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$).

Ferrailage longitudinal sur appuis :

$$M_{max} = 16,915 \text{ kN.m}$$

Comme le moment au niveau de l'appui est un moment négatif la section, la section sera calculée comme une section rectangulaire : $(b_0 x h_{pl}) = (10 x 25) \text{ cm}^2$

$$A_{st} = 2,505 \text{ cm}^2, \text{ Donc : on adopte un ferrailage de } \mathbf{1T14+1T12} (A_{st} = 2,67 \text{ cm}^2).$$

Ferrailage transversal :Diamètre des armatures :

$$\Phi_t = \min \left(\Phi_l ; \frac{h_{pl}}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) = \min \left(12 ; \frac{250}{35} ; \frac{100}{10} \right) = 7,14 \text{ mm}$$

Donc : on adopte des cadres de **Φ6**.Espacement des armatures transversales :

D'après le [R.P.A 33/Version 2003] ;

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h_{pl}}{4} ; 12 \Phi_l ; 30 \text{ cm} \right) = \min \left(\frac{25}{4} ; 12 * 1,2 ; 30 \text{ cm} \right) = 6,25 \text{ cm}$$

On adopte: $S_t = 5 \text{ cm}$

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h_{pl}}{2} = \frac{25}{2} = 12,5 \text{ cm}$$

On adopte: $S_t = 10 \text{ cm}$ Condition de non fragilité :

$$\frac{\Phi_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{T_{U_{max}}}{b_0 d} = \frac{0,02658}{0,10 * 0,225} = 1,18 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{0,006 * 400}{0,10 * 0,10} \geq \max \left(\frac{1,18}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\Rightarrow 240 \text{ MPa} \geq 0,59 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

4.1.4. Vérification à l'E.L.U :

Condition de non fragilité :

- En travée :

$$A_{st_{min}} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 * 0,65 * 0,25 * 2,10}{400} = 1,962 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3,11 > A_{st_{min}} \quad \checkmark$$

- sur appui :

$$A_{st_{min}} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 * 0,10 * 0,25 * 2,10}{400} = 0,030 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2,505 > A_{st_{min}} \quad \checkmark$$

Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{U_{max}}}{b_0 d} = \frac{0,02685}{0,10 * 0,225} = 1,19 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant :

- sur appui de rive :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,8 \frac{25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 T_{U_{max}}}{b_0 0,9 d} = \frac{2(24,164)}{0,10 * 0,9(0,225)} = 2,386 \text{ MPa} < 13,33 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

- sur appui intermédiaire :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 T_{U_{max}}}{b_0 0,9 d} = \frac{2(26,58)}{0,10 * 0,9(0,225)} = 2,625 \text{ MPa} < 13,33 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Vérification au glissement :

$$\text{En appui : } T_{U_{max}} - \frac{M_{U_{max}}}{0,9 d} \leq 0$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} T_{U_{max}} = 24,164 \text{ kN} \\ M_{U_{max}} = 16,915 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow 24,164 - \frac{16,915}{0,9 * 0,225} = -59,37 \text{ kN} \leq 0 \quad \checkmark$$

4.1.5. Vérification à l'E.L.S :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b y^2}{2} + \eta A_{sc} (y - c') - \eta A_{st} (d - y) = 0$$

$$\begin{cases} \eta = 15 \\ A_{sc} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow 32,5 y^2 + 50,85 y - 1144,125 = 0$$

$y = 5,2 \text{ cm} > 5 \text{ cm} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe hors la table de compression.

Vérification des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$I_G = \frac{b y^3}{3} + \eta A_{sc} (y - c') + \eta A_{st} (d - y)^2 = 3926,21 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{S_{max}}}{I_G} y = \frac{16,849}{2339,63} 5,2 * 10^3 = 3,10 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{bc} = \eta \frac{M_{S_{max}} (d - y)}{I_G} = 15 \frac{16,849 (22,5 - 5,2)}{2339,63} * 10^3 = 196,61 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Condition de la flèche :

$$f \leq f_{adm} \quad \text{Avec : } f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm} \quad \begin{cases} L = 5,6 \text{ m} \\ f_{adm} = 1,06 \text{ cm} \end{cases}$$

$$f = \frac{L^2}{10} \frac{1}{\gamma}$$

$$\varphi = \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{3,11 \cdot 10^{-4}}{0,10 * 0,225} = 0,014 \quad \Rightarrow \quad \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\varphi (2 + 3 \frac{b_0}{b})} = \frac{0,05 * 2,10}{0,014 (2 + 3 \frac{0,10}{0,65})} = 3,046 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \varphi \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 * 2,1}{4 * 0,014 * 348 + 2,1} = 0,17$$

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + 15 A_{st} \left(\frac{h}{2} - d \right) = \frac{0,65 * 0,25^3}{12} + 15 * 3,11 \cdot 10^{-4} (0,125 - 0,225) = 3,80 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 * 3,80 \cdot 10^{-4}}{1 + 3,046 * 0,17} = 2,75 \cdot 10^{-4} \text{ MN}$$

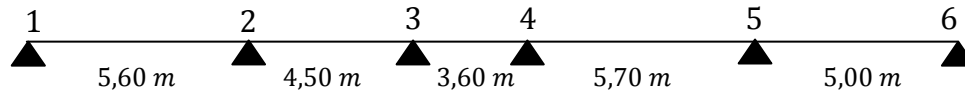
$$\begin{cases} E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \frac{1}{\gamma} = \frac{M_{S_{max}}}{E_i I_{fi}} = \frac{16,849 \cdot 10^{-3}}{32164,2 * 2,75 \cdot 10^{-4}} = 1,9 \cdot 10^{-3}$$

$$f = \frac{5,6^2}{10} * 1,9 \cdot 10^{-3} = 0,6 \leq f_{adm} = 1,06 \text{ cm} \quad \checkmark$$

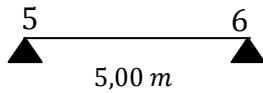
4.1.6. Autres types des travées :

Plancher RDC :

Type 01 :

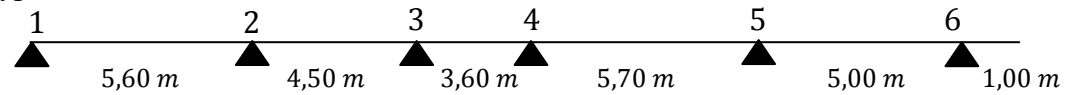


Type 03 :

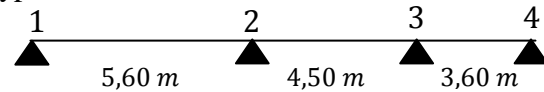


Plancher 1^{er} étage :

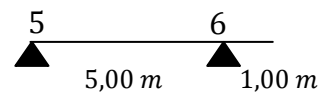
Type 01 :



Type 02 :

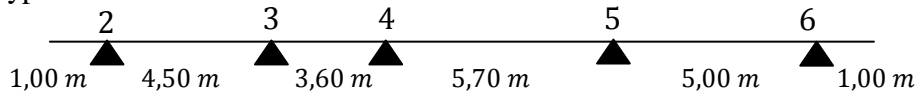


Type 03 :

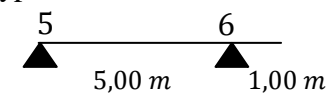


Plancher 2^{ème} - 5^{ème} étage :

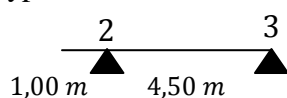
Type 01 :



Type 02 :

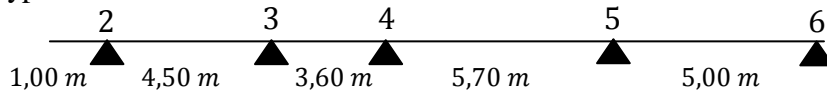


Type 03 :

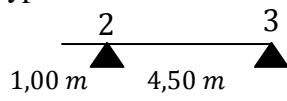


Plancher 6^{ème} - 15^{ème} étage :

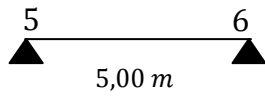
Type 01 :



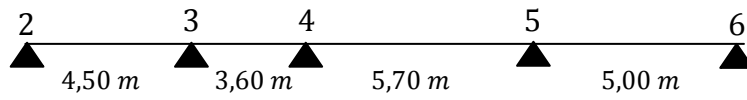
Type 02 :



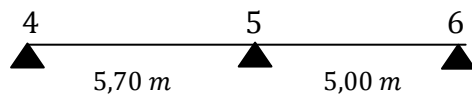
Type 03 :

**Plancher terrasse :**

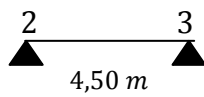
Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :



4.2. BALCONS

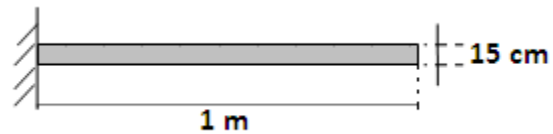
Les balcons sont des dalles pleines, supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions ($e \geq 15 \text{ cm}$).

Cette plaque repose sur trois cotés (appuis), et est assimilée à une console de portée de $L_x = 1 \text{ m}$. Elle est soumise à son poids propre G , le poids du mur garde-corps P (hauteur $1,1 \text{ m}$) et à la surcharge d'exploitation Q .

Calcul de l'épaisseur :

$$e \geq \frac{L_x}{10} = \frac{100}{10}$$

On adopte : $e = 15 \text{ cm}$



4.2.1. Contre balancement :

Le contre balancement (contreponds) est la moyenne d'assurer l'équilibre pour la dalle en console, pour cela il faudra que le poids du contre balancement soit égale à celui de la console et à fin d'éviter la torsion.

Ce contreponds peut se faire en créant une bande pleine à l'amont de la poutre dont son poids sera équivalent à celui de la dalle du balcon ($G_{bal} = G_{cp}$).

Avec :

$$\begin{cases} G_{bal} = 25(L_x * L_y * e) \\ G_{cp} = 25(L_{x'} * L_y * h_{pl}) \end{cases}$$

Pour :

$$\begin{cases} L_x = 1 \text{ m} \\ e = 15 \text{ cm} \Rightarrow L_{x'} = 60 \text{ cm} \\ h_{pl} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

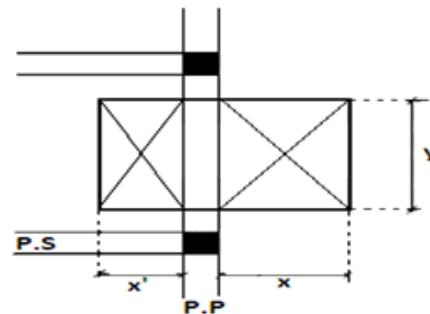


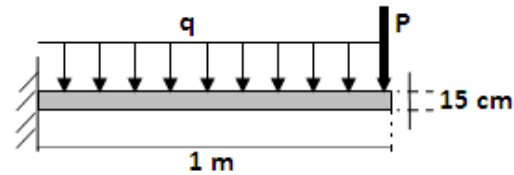
Figure 4.2.1 : Calcul du contreponds

4.2.2. Évaluation des sollicitations :

On a : $G = 535 \text{ kg/m}^2$, $P = 187 \text{ kg/ml}$ et $Q = 350 \text{ kg/m}^2$

Sur une bande, d'une section rectangulaire, de largeur de 1 m, on aura :

$$\begin{cases} q_U = 1,35 G + 1,5 Q = 12,47 \text{ kN/ml} \\ P_U = 1,35 P = 2,52 \text{ kN} \\ q_S = G + Q = 8,85 \text{ kN/ml} \\ P_S = P = 1,87 \text{ kN} \end{cases}$$



$$\begin{cases} \text{moment isostatique: } M_{max} = \frac{q \cdot L^2}{2} + P \cdot L \\ \text{effort tranchant : } T = q \cdot L + P \end{cases}$$

	M_{max} [kN.m]	T [kN]
E.L.U	8,755	14,99
E.L.S	6,295	10,72

Tableau 4.2.2. Sollicitations des balcons

4.2.3. Calcul du ferrailage :

$$\mu_U = \frac{M_{U_{max}}}{b d^2 f_{bc}} \quad \begin{cases} b = 1 \text{ m} \\ d = 0,135 \text{ m} \end{cases}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_{U_t}}{z \sigma_{st}} \quad \{ \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Condition de non-fragilité : } A_{st_{min}} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section minimum du R.P.A : } A_{st_{min}} = 5\%_o(b \cdot h) = 5\%_o(100 \cdot 15) = 7,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armatures de répartitions : } A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

A_{st} [cm ²]	$A_{st_{min}}$	ferr. adopté	A_{st} [cm ²]	A_r [cm ²]	ferr. adopté
1,89	7,50	5T14	(7,70)	1,92	3T10

Tableau 4.2.3. Ferrailage des balcons

Espacement maximal :

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

$$S_t = \frac{b - (2c + 5\Phi)}{6} = \frac{100 - (2 * 3 + 5 * 1,4)}{6} = 14,50 < 33 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Vérifications :

Contrainte tangentielle du béton :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b d} = \frac{0,01499}{1 * 0,135} = 0,11 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Contrainte d'adhérence :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi * f_{t28} = 1,5 * 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 d n \mu} = \frac{0,01499}{0,9 * 0,135 * 5 * 0,04} = 0,62 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \quad \checkmark \\ n = 5 : \text{nombre d'armatures longitudinales tendues} \\ \mu = 2\pi R = 4,398 \text{ cm} : \text{périmètre des armatures tendues} \end{array} \right.$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b y^2}{2} + \eta A_{sc} (y - c') - \eta A_{st} (d - y) = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 \\ A_{sc} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 7,70 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow 50 y^2 + 115,5 y - 1559,25 = 0$$

$y = 4,55 \text{ cm} < 15 \text{ cm} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la poutre palière.

Vérification des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$I_G = \frac{b y^3}{3} + \eta A_{sc} (y - c') + \eta A_{st} (d - y)^2 = 12391,71 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Smax}}{I_G} y = \frac{6,295}{12391,71} 4,55 * 10^3 = 2,31 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 202 \text{ MPa} \\ \eta = 1,6 : (\text{Coefficient de fissuration pour H. A.}) \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = \eta \frac{M_{Smax} (d-y)}{I_G} = 15 \frac{6,295 (13,5-4,55)}{12391,71} * 10^3 = 68,21 \text{ MPa} < 202 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Condition de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{M_{S0}} \\ \frac{A_{st}}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,15 \geq 0,06 \quad \checkmark$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{Smax}}{10 M_{S0}} \Rightarrow \frac{0,15}{1} \geq \frac{6,295}{10 * 6,295} \Rightarrow 0,15 \geq 0,10 \quad \checkmark$$

$$\frac{A_{st}}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{7,70}{100 * 13,5} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,005 \leq 0,010 \quad \checkmark$$

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

CHAPITRE 5

ELEMENTS SECONDAIRES

5.1. INTRODUCTION

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

L'acrotère, la cage d'escalier 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.

En plus de l'étude du système structurel, il y a lieu de tenir compte de la présence d'éléments non-structuraux qui peuvent modifier considérablement le comportement de la structure, et donner lieu à des désordres importants.

5.2. ACROTÈRE

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encadrée à sa base, soumise à la flexion composée due à un effort normal (son poids propre G) et à un moment de flexion à la base (surcharge horizontale Q).

L'acrotère a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde corps.
- Entretien des façades.

5.2.1. Principe du calcul :

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement 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.

On a $G = 183,75 \text{ kg/ml}$ et $Q = 100 \text{ kg/ml}$.

D'après le **RPA 99 / Version 2003**, les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule : $F_p = 4 A C_p W_p$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_p : \text{l'effort du au séisme} \\ A : \text{coefficient d'accélération de la zone} \\ C_p : \text{facteur de force horizontale} \\ W_p : \text{poids de l'acrotère} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A = 0,15 \text{ (zone II)} \\ C_p = 0,80 \text{ (élément en console)} \\ W_p = 1,8375 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$

$$\text{D'où : } F_p = 4 * 0,15 * 0,80 * 1,8375 \quad \Rightarrow \quad F_p = 0,88 \text{ kN/ml}$$

On a $F_p < Q$: alors le ferrailage sera donc donnée par les sollicitations.

5.2.2. Évaluation des sollicitations :

$$\begin{cases} N_G = 1,8375 \text{ kN (effort normal)} \\ T_Q = 1,00 \text{ kN (effort tranchant)} \\ M_Q = 1,00 * 0,6 = 0,60 \text{ kN.m (moment)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_U = 1,35 N_G = 2,4806 \text{ kN} \\ T_U = 1,5 T_Q = 1,50 \text{ kN} \\ M_U = 1,5 M_Q = 0,90 \text{ kN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_S = N_G = 1,8375 \text{ kN} \\ T_S = T_Q = 1,00 \text{ kN} \\ M_S = M_Q = 0,60 \text{ kN.m} \end{cases}$$

❖ Excentricité :

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

$$e_1 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,90}{2,4806} = 36,28 \text{ cm}$$

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

❖ Vérification du non flambement :

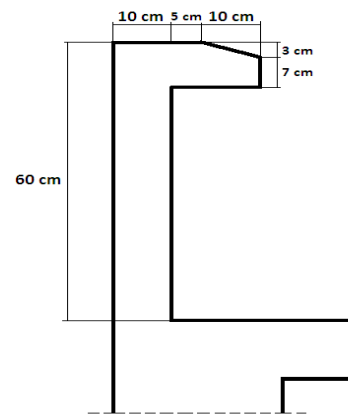
Le calcul se fait à l'état limite ultime, notre acrotère est assimilé à une console:

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} L_f}{a} < \lambda_{max} \dots \dots \dots \begin{cases} \lambda : \text{élancement} \\ L_f : \text{longueur du flambement} \\ a : \text{épaisseur de l'acrotère} \end{cases}$$

$$\lambda_{max} = \text{Max} \left\{ 50, \min \left(100, \frac{e_1}{a} \right) \right\} = \text{Max} \left\{ 50, \min \left(100, \frac{36,28}{10} \right) \right\} = 50$$

$$L_f = 2 h_{acr} = 2 * 0,60 = 1,20 \text{ m} \quad (\text{encastré - libre})$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} * 1,2}{0,10} = 41,57 < 50 \quad \checkmark$$



❖ **Excentricité totale du calcul :**

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

$$\bullet e_2 = 3 \frac{L_f^2}{a 10^4} (2 + \alpha \varphi) = 3 \frac{1,2^2}{0,1 \cdot 10^4} (2) = 0,86 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0 \\ \varphi = 2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \text{le rapport } \frac{M_G=0}{M_a} \\ \text{coefficient du fluage} \end{cases}$$

$$\bullet e_a = \max \left(2 ; \frac{h_{acr}}{250} \right) = \max \left(2 ; \frac{60}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 36,28 + 0,86 + 2 = 39,14 \text{ cm}$$

❖ **Calcul du coefficient de majoration :**

$$\delta_f = \begin{cases} \min \left(1,4 ; 1 + 0,15 \left(\frac{a}{e_1} \right) \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right) \dots \dots \frac{e}{a} > 0,75 \\ 1,2 + \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots \dots \dots \dots \dots \frac{e}{a} \leq 0,75 \end{cases}$$

On a :

$$\frac{e}{a} = \frac{39,14}{10} = 3,9 > 0,75$$

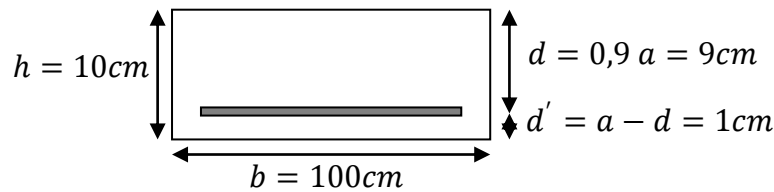
$$\Rightarrow \delta_f = \min \left(1,4 ; 1 + 0,15 \left(\frac{10}{36,28} \right) \left(\frac{41,57}{35} \right)^2 \right) = 1,06$$

❖ **Calcul des sollicitations majorées :**

$$\begin{cases} N_U^* = 1,06 N_U = 2,63 \text{ kN} \\ T_U^* = 1,06 T_U = 1,6 \text{ kN} \\ M_U^* = 1,06 M_U = 0,95 \text{ kN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_S^* = 1,06 N_S = 1,95 \text{ kN} \\ T_S^* = 1,06 T_S = 1,06 \text{ kN} \\ M_S^* = 1,06 M_S = 0,64 \text{ kN.m} \end{cases}$$

5.2.3. Calcul du ferrailage :

❖ à l'ELU



▪ Moment de flexion fictif :

$$M_{Uf} = M_U^* + N_U^* \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,95 + 2,63 \left(0,09 - \frac{0,10}{2} \right)$$

$$M_{Uf} = 1,055 \text{ kN.m}$$

▪ Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{Uf}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1,055 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,09^2 \cdot 14,17} = 0,009$$

$$\rightarrow f_{bc} = \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa} \quad | \quad \gamma_b = \begin{cases} 1,5 \text{ cas général} \\ 1,15 \text{ cas insèq} \end{cases}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,009}) = 0,0115$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - 0,4 \cdot 0,0115) = 0,089$$

$$A_{fs} = \frac{M_{Uf}}{z \sigma_{st}} = \frac{1,055 \cdot 10^{-3}}{0,089 \cdot 348} = 0,338 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = A_f - \frac{N_U^*}{\sigma_{st}} = 0,338 - \frac{2,63 \cdot 10^{-3}}{348} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Condition de non-fragilité : } A_{st_{min}} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 9 \cdot 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section minimum du R.P.A : } A_{st_{min}} = 5\%_0(b \cdot h) = 5\%_0(100 \cdot 10) = 5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armatures de répartitions : } A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$A_{st} [\text{cm}^2]$	$A_{st_{min}}$	ferr. adopté	$A_{st} [\text{cm}^2]$	$A_r [\text{cm}^2]$	ferr. adopté
0,26	5	7T10	(5,50)	1,25	3T8

Tableau 5.2.3. Ferrailage de l'acrotère

Espacement maximal :

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

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

Contrainte tangentielle du béton :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_U^*}{b d} = \frac{0,0016}{1 * 0,09} = 0,017 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Contrainte d'adhérence :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi * f_{t28} = 1,5 * 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{T_U^*}{0,9 d n \mu} = \frac{0,0016}{0,9 * 0,9 * 7 * 0,03} = 0,009 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \quad \checkmark \\ n = 5 : \text{nombre d'armatures longitudinales tendues} \\ \mu = 2\pi R = 3,14 \text{ cm} : \text{périmètre des armatures tendues} \end{array} \right.$$

❖ à l'ELS

$$M_{Sf} = M_S^* + N_S^* \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0,64 + 1,95 \left(0,09 - \frac{0,10}{2}\right)$$

$$M_{Sf} = 0,718 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b y^2}{2} + \eta A_{sc} (y - c') - \eta A_{st} (d - y) = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 \\ A_{sc} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 5,50 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow 50 y^2 + 82,5 y - 742,5 = 0$$

$y = 3,11 \text{ cm} < 10 \text{ cm} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la poutre palière.

Vérification des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$I_G = \frac{b y^3}{3} + \eta A_{sc} (y - c') + \eta A_{st} (d - y)^2 = 3864,76 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Sf}}{I_G} y = \frac{0,718}{3864,76} 3,11 * 10^3 = 0,6 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 202 \text{ MPa} \\ \eta = 1,6 : (\text{Coefficient de fissuration pour H. A.}) \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = \eta \frac{M_{Sf} (d-y)}{I_G} = 15 \frac{0,718 (9-3,11)}{3864,76} * 10^3 = 16,4 \text{ MPa} < 202 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Condition de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{M_{S0}} \\ \frac{A_{st}}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,10}{0,60} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,17 \geq 0,06 \quad \checkmark$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{S_{max}}}{10 M_{S0}} \Rightarrow \frac{0,10}{0,60} \geq \frac{0,718}{10 * 0,718} \Rightarrow 0,17 \geq 0,10 \quad \checkmark$$

$$\frac{A_{st}}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,50}{100 * 9} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,005 \leq 0,010 \quad \checkmark$$

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

5.3. ESCALIERS

Un escalier est un élément (ouvrage) constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (gradins) permettant le passage à pied entre les différents étages, ou bien il sert à relier deux différents niveaux d'une construction. Comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

Les escaliers sont caractérisés par :

- La cage d'escalier : espace limité par des planchers, des murs est/ou des cloisons à l'intérieur duquel est placé l'escalier.
- La trémie d'escalier : ouverture ménagée dans un plancher permettant le passage de l'escalier.
- Le jour d'escalier : (ou lunette) espace central autour duquel l'escalier se développe.
- La dénivelée : hauteur totale franchie par un escalier. Dans le cas d'un escalier intérieur, elle est égale à la hauteur libre sous plafond augmentée de l'épaisseur du plancher d'arrivée ($h_{\text{étg}}$).
- Le reculement : longueur de l'escalier projetée au sol. Le reculement définit l'encombrement de l'escalier (L_r).
- La volée : ensemble des marches d'un escalier, compris entre deux palier consécutifs.
- La montée ou la hauteur de la volée ($H = \frac{h_{\text{étg}}}{2}$).
- L'embranchement : largeur utile de la volée, mesurée entre murs (b).
- La marche : surface plan de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.
- Le nez de marche : bord avant de la marche, en saillie par rapport à la contremarche inférieure.
- Le giron : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives (g).
- La contremarche : face verticale située entre deux marches consécutives.
- La hauteur de contremarche : distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante (h).
- La paillasse : plafond incliné qui monte sous marches (L_p).
- Le palier : plate-forme horizontale en béton [palier de communication (d'étage) : situé dans un prolongement d'un plancher d'étage ; palier de repos (intermédiaire) : inséré entre deux volées].
- La ligne de foulée : ligne fictive figurant la trajectoire théorique suivie par une personne empruntant l'escalier.

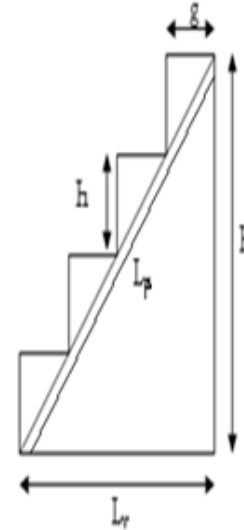


Figure 5.3.a : Volée (coupe transversale)

Notre cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment, et l'escalier adopté est à deux volées parallèles et un palier intermédiaire, coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

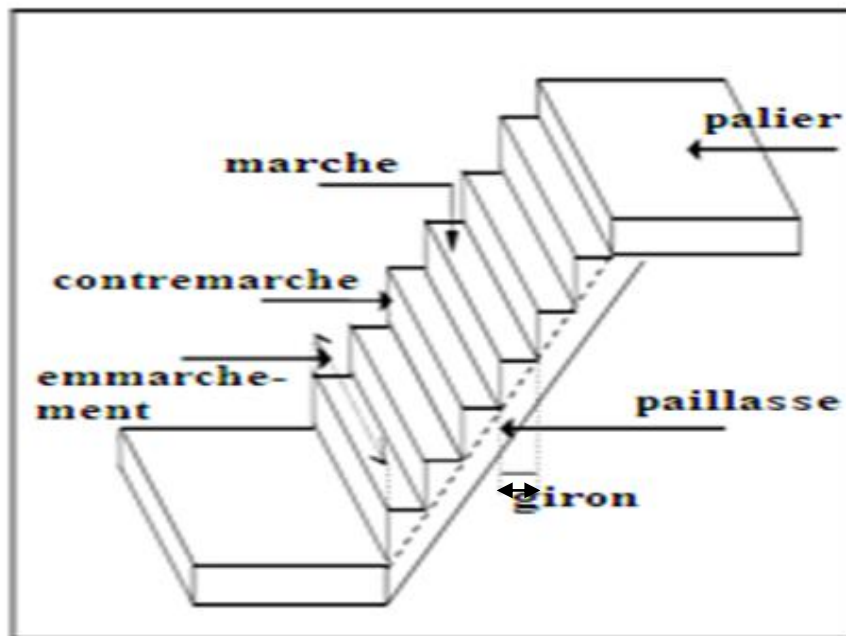


Figure 5.3.b : Eléments des escaliers

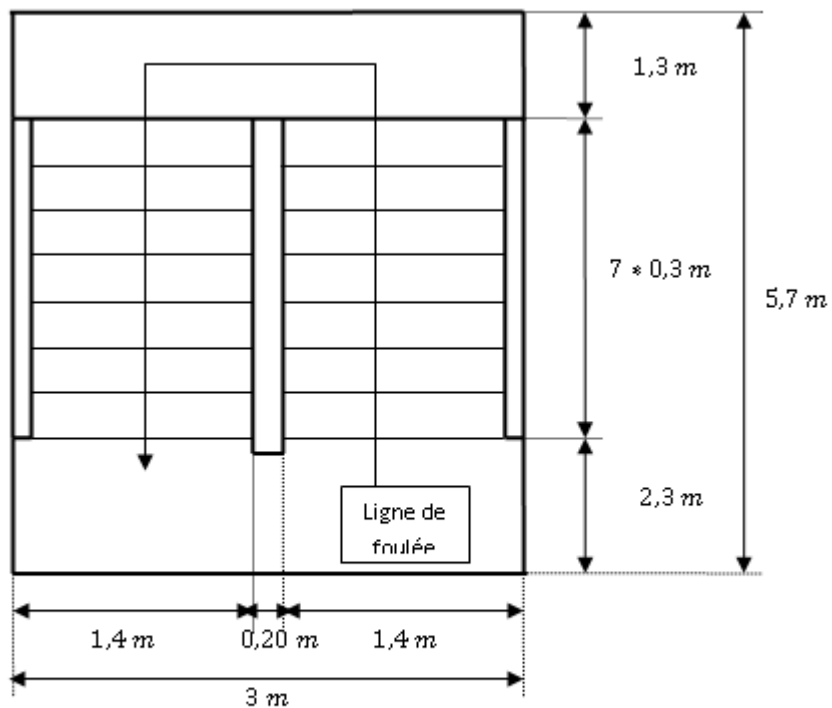


Figure 5.3.c : Dimensions des éléments

5.3.1. Dimensionnement d'escalier :

Le choix de dimension des escaliers est en fonction de la condition d'utilisateur et la destination de l'ouvrage, pratiquement on doit remplir les conditions suivantes :

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

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

$$\begin{cases} 59 \text{ cm} \leq m \leq 66 \text{ cm} \\ m = 2h + g \end{cases}$$

On a :

$$\begin{cases} H = 136 \text{ cm} \\ L_r = 210 \text{ cm} \\ n = 8 \text{ contremarches} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{136}{8} = 17 \text{ cm} \in [14 ; 20] \\ g = \frac{L_r}{n-1} = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm} \in [22 ; 33] \end{cases}$$

Vérification :

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

L'angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\begin{aligned} \tan \alpha &= \frac{H}{L_r} = \frac{136}{210} = 0,6476 \\ \Rightarrow \alpha &= 32,93^\circ \end{aligned}$$

La longueur de la paillasse :

$$L_p = \sqrt{L_r^2 + H^2} = \sqrt{2,10^2 + 1,36^2} = 2,5 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse :

$$\begin{aligned} \frac{L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_p}{20} &\Rightarrow \frac{250}{30} \leq e \leq \frac{250}{20} \Rightarrow 8,33 \leq e \leq 12,50 \\ &\Rightarrow \text{on prendra } e = 17 \text{ cm} \end{aligned}$$

L'épaisseur du palier :

$$\begin{aligned} \frac{L_r}{20} \leq e \leq \frac{L_r}{15} &\Rightarrow \frac{210}{20} \leq e \leq \frac{210}{15} \Rightarrow 10,5 \leq e \leq 14 \\ &\Rightarrow \text{on prendra } e = 17 \text{ cm} \end{aligned}$$

5.3.2. Évaluation des sollicitations :

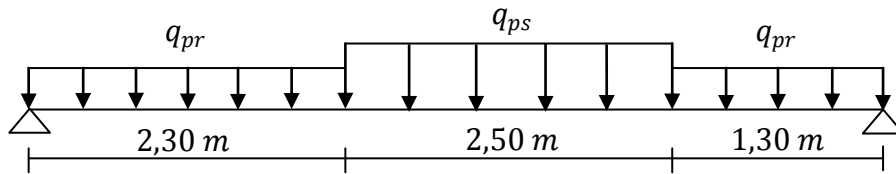
Sur une bande, d'une section rectangulaire, et de largeur de 1 m, on a :

- Pour le palier : $G = 585 \text{ kg/m}^2$ et $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

$$\begin{cases} q_{U_{pr}} = 1,35 G + 1,5 Q = 11,65 \text{ kN/ml} \\ q_{S_{pr}} = G + Q = 8,35 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

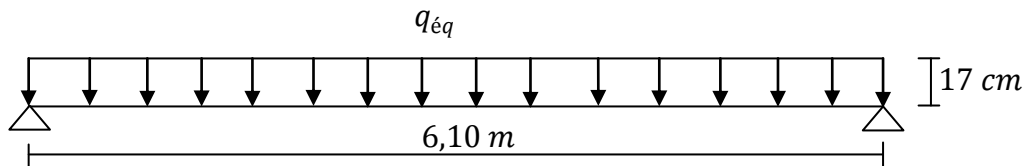
- Pour la paillasse : $G = 924 \text{ kg/m}^2$ et $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

$$\begin{cases} q_{U_{ps}} = 1,35 G + 1,5 Q = 16,22 \text{ kN/ml} \\ q_{S_{ps}} = G + Q = 11,74 \text{ kN/ml} \end{cases}$$



- La charge équivalente :

$$\begin{cases} q_{U_{\acute{e}q}} = \frac{3,6 \cdot 11,65 + 2,5 \cdot 16,22}{6,1} = 12,798 \text{ kN/ml} \\ q_{S_{\acute{e}q}} = \frac{3,6 \cdot 8,35 + 2,5 \cdot 11,74}{6,1} = 9,202 \text{ kN/ml} \end{cases}$$



- Calcul des moments :

$$\begin{cases} \text{moment isostatique: } M_0 = \frac{q_{\acute{e}q} \cdot L^2}{8} \\ \text{moment en travée: } M_t = 0,85 M_0 \\ \text{moment sur appui : } M_a = 0,30 M_0 \\ \text{effort tranchant : } T = \frac{q_{\acute{e}q} \cdot L}{2} \end{cases}$$

	M_0 [kN.m]	M_t [kN.m]	M_a [kN.m]	T [kN]
E.L.U	62,51	53,47	18,87	41,25
E.L.S	45,30	38,51	13,59	29,71

Tableau 5.3.2. Sollicitations des escaliers

5.3.3. Calcul du ferrailage :

Les escaliers sont reposés sur deux appuis donc le ferrailage se fera en flexion simple.

❖ à l'ELU

Ferrailage longitudinal :

- En travée :

$$\mu_U = \frac{M_{U_t}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,05347}{1 (0,153)^2 14,17} = 0,161$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_U}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,161}) = 0,221$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,153(1 - 0,4 * 0,221) = 0,139$$

$$A_{st} = \frac{M_{U_t}}{z \sigma_{st}} = \frac{0,05347}{0,139 * 348} = 11,02 \text{ cm}^2$$

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

- sur appuis :

$$A_{st} = \frac{M_{U_a}}{z \sigma_{st}} = \frac{0,01887}{0,148 * 348} = 3,65 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte un ferrailage de **4T12** ($A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

Condition de non-fragilité :

$$A_{st_{min}} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 * 1 * 0,153 * 2,10}{400} = 1,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- En travée :

$$A_{st} = 12,32 > A_{st_{min}} \quad \checkmark$$

- sur appui :

$$A_{st} = 4,52 > A_{st_{min}} \quad \checkmark$$

Section minimum [R.P.A 33/Version 2003] :

$$A_{st_{min}} = 5\text{‰}(b * h) = 0,005(1 * 0,17) = 8,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- En travée :

$$A_{st} = 12,32 > A_{st_{min}} \quad \checkmark$$

- sur appuis :

$$A_{st} = 4,52 < A_{st_{min}}$$

Donc : on adopte un ferrailage de **8T12** ($A_{st} = 9,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

Armatures de répartitions :

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

- En travée :

$$A_r = \frac{12,32}{4} = 3,08 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte un ferrailage de **3T12** ($A_r = 3,39 \text{ cm}^2$).

- sur appui :

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

Donc : on adopte un ferrailage de **3T10** ($A_r = 2,36 \text{ cm}^2$).

Récapitulation :

	Ferr. longitudinal	Arm. De répartitions
En travée	8T14	3T12
Sur appuis	8T12	3T10

Tableau 5.3.3. Ferrailage des escaliers

Espacement maximal :

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(3 * 17 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

- En travée :

$$S_t = \frac{b - (2c + 8\Phi)}{9} = \frac{100 - (2 * 3 + 8 * 1,4)}{9} = 9,20 < 33 \text{ cm} \quad \checkmark$$

- sur appui :

$$S_t = \frac{b - (2c + 8\Phi)}{9} = \frac{100 - (2 * 3 + 8 * 1,2)}{9} = 9,37 < 33 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b d} = \frac{0,04125}{1*0,153} = 0,27 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Contrainte d'adhérence :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi * f_{t28} = 1,5 * 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 d n \mu} = \frac{0,04125}{0,9*0,153*8*0,04} = 0,94 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \quad \checkmark \\ n = 8 : \text{nombre d'armatures longitudinales tendues} \\ \mu = 2\pi R = 4,398 \text{ cm} : \text{périmètre des armatures tendues} \end{array} \right.$$

❖ à l'ELS

Position de l'axe neutre :

- En travée :

$$\frac{b y^2}{2} + \eta A_{sc}(y - c') - \eta A_{st}(d - y) = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 \\ A_{sc} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 12,32 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow 50 y^2 + 184,8 y - 2827,44 = 0$$

$y = 5,89 \text{ cm} < 17 \text{ cm} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

- sur appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 \\ A_{sc} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 9,03 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow 50 y^2 + 135,45 y - 2072,38 = 0$$

$y = 5,22 \text{ cm} < 17 \text{ cm} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Vérification des contraintes :- En travée :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$I_G = \frac{b y^3}{3} + \eta A_{sc} (y - c') + \eta A_{st} (d - y)^2 = 23174,88 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{St}}{I_G} y = \frac{38,51}{23174,88} 5,89 * 10^3 = 9,79 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 202 \text{ MPa} \\ \eta = 1,6 : (\text{Coefficient de fissuration pour H. A.}) \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = \eta \frac{M_{St}(d-y)}{I_G} = 15 \frac{38,51 (15,3-5,89)}{23174,88} * 10^3 = 234,39 \text{ MPa} < 202 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

- sur appuis :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$I_G = 18503,79 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Sa}}{I_G} y = \frac{13,59}{18503,79} 5,22 * 10^3 = 3,84 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{bc} = \eta \frac{M_{Sa}(d-y)}{I_G} = 15 \frac{13,59 (13,5-5,22)}{18503,79} * 10^3 = 111,01 \text{ MPa} < 202 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Condition de la flèche :

$$f \leq f_{adm} \quad \text{Avec : } f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm} \quad \begin{cases} L = 6,1 \text{ m} \\ f_{adm} = 1,11 \text{ cm} \end{cases}$$

$$f = \frac{L^2}{10} \frac{1}{\gamma}$$

$$\varphi = \frac{A_{st}}{b d} = \frac{12,32}{100 * 15,3} = 0,08 \quad \Rightarrow \quad \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\varphi (2 + 3 \frac{b_0}{b})} = \frac{0,05 * 2,10}{0,08 (2 + 3 \frac{1}{1})} = 0,26 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \varphi \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 * 2,1}{4 * 0,08 * 348 + 2,1} = 0,97$$

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + 15 A_{st} \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 = \frac{1 * 0,17^3}{12} + 15 * 12,32 * 10^{-4} (0,085 - 0,153)^2 = 4,95 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 * 4,95 * 10^{-4}}{1 + 0,26 * 0,97} = 4,35 * 10^{-4} \text{ MN}$$

$$\begin{cases} E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \frac{1}{\gamma} = \frac{M_{St}}{E_i I_{fi}} = \frac{38,51 * 10^{-3}}{32164,2 * 4,35 * 10^{-4}} = 2,75 * 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

$$f = \frac{3,6^2}{10} * 2,75 * 10^{-3} = 1 \leq f_{adm} = 1,11 \text{ cm} \quad \checkmark$$

5.3.4. Étude de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur, et à l'action du palier.

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

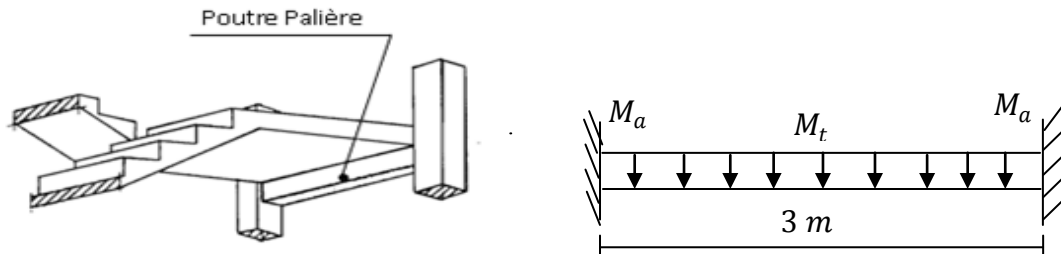


Figure 5.3.4 : Poutre Palière

❖ Pré dimensionnement :

D'après les règles de [B.A.E.L 91] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \Rightarrow h = 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \frac{30}{5} \leq b \leq \frac{30}{2} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

La vérification d'après les règles de R.P.A 99 modifié 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{ll} h \geq 30 \text{ cm} & \checkmark \\ b \geq 20 \text{ cm} & \checkmark \\ \frac{h}{b} < 4 & \checkmark \end{array} \right.$$

❖ Calcul des charges :

Charge permanente :

- poids propre de la poutre : $P_p = 0,3 * 0,3 * 25 = 2,25 \text{ kN/ml}$
- poids du mur sur la poutre : $P_m = 2,85 * 1,36 = 3,88 \text{ kN/ml}$
- Réaction du palier sur la poutre : $R = \frac{2*41,25}{3} = 27,5 \text{ kN/ml}$

$$G = 2,25 + 3,88 + 27,5 \Rightarrow G = 33,63 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2,50 * 0,3 \Rightarrow Q = 0,75 \text{ kN/m}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**- ELU :

$$q_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 * 33,63 + 1,5 * 0,75 = 54,77 \text{ kN/ml}$$

- ELS :

$$q_S = G + Q = 33,63 + 0,75 = 34,38 \text{ kN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{moment isostatique: } M_0 = \frac{q \cdot L^2}{8} \\ \text{moment en travée: } M_t = 0,85 M_0 \\ \text{moment sur appui : } M_a = 0,30 M_0 \\ \text{effort tranchant : } T = \frac{q \cdot L}{2} \end{array} \right.$$

	M_0 [kN.m]	M_t [kN.m]	M_a [kN.m]	T [kN]
E.L.U	52,34	44,49	15,70	69,79
E.L.S	38,68	32,88	11,60	51,57

Tableau 5.3.4.a. Sollicitations de la poutre palière

❖ **Ferraillage longitudinal :**

$$\mu_U = \frac{M_{U_t}}{b d^2 f_{bc}} \left\{ \begin{array}{l} b = 0,30 \text{ m} \\ d = 0,27 \text{ m} \\ f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_{U_t}}{z \sigma_{st}} \quad \{ \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Condition de non-fragilité : } A_{st_{min}} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 * 0,3 * 0,27 * 2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section minimum du R.P.A : } A_{st_{min}} = 5\%_0(b * h) = 5\%_0(30 * 30) = 4,50 \text{ cm}^2$$

	A_{st} [cm ²]	$A_{st_{min}}$	ferr. adopté	A_{st} [cm ²]
En travée	5,14	4,50	5T12	(5,65)
Sur appuis	1,72	4,50	3T14	(4,62)

Tableau 5.3.4.b. Ferraillage de la poutre palière

❖ Ferraillage transversal :Diamètre des armatures :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_L\right) = \min\left(\frac{300}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) \text{ mm}$$

$$\Phi_t \leq 8,57 \text{ mm}$$

Donc : on adopte des cadres de **Φ8**.Espacement :

D'après le [R.P.A 33/Version 2003] :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \Phi_L; 30 \text{ cm}\right) = \min\left(\frac{30}{4}; 12 * 1,2; 30 \text{ cm}\right) = 7,50 \text{ cm}$$

On adopte: $S_t = 5 \text{ cm}$

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

On adopte: $S_t = 15 \text{ cm}$ Condition de non fragilité :

$$\frac{\Phi_t f_e}{b S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{0,06979}{0,30 * 0,27} = 0,86 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{0,008 * 400}{0,30 * 0,15} \geq \max\left(\frac{0,86}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$\Rightarrow 71,11 \text{ MPa} \geq 0,43 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

❖ Vérfications :Contrainte tangentielle du béton :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b d} = \frac{0,08216}{0,30 * 0,27} = 0,86 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Contrainte d'adhérence :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi * f_{t28} = 1,5 * 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 d n \mu} = \frac{0,08216}{0,9 * 0,27 * 5 * 0,037} = 1,83 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \quad \checkmark \\ n = 5 : \text{nombre d'armatures longitudinales tendues} \\ \mu = 2\pi R = 3,769 \text{ cm} : \text{périmètre des armatures tendues} \end{array} \right.$$

Position de l'axe neutre :- En travée :

$$\frac{b y^2}{2} + \eta A_{sc} (y - c') - \eta A_{st} (d - y) = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 \\ A_{sc} = 0 \text{ cm}^2 \Rightarrow 15 y^2 + 84,75 y - 2288,25 = 0 \\ A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$y = 9,845 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la poutre palière.

- sur appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 \\ A_{sc} = 0 \text{ cm}^2 \Rightarrow 15 y^2 + 69,3 y - 1871,1 = 0 \\ A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$y = 9,095 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la poutre palière.

Vérification des contraintes :- En travée :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$I_G = \frac{b y^3}{3} + \eta A_{sc} (y - c') + \eta A_{st} (d - y)^2 = 34483,59 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{St}}{I_G} y = \frac{32,88}{34483,59} 9,845 * 10^3 = 9,39 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{bc} = \eta \frac{M_{St} (d-y)}{I_G} = 15 \frac{32,88 (27-9,845)}{34483,59} * 10^3 = 245,33 \text{ MPa} < 202 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

- sur appuis :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$I_G = 29740,11 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Sa}}{I_G} y = \frac{11,60}{29740,11} 9,095 * 10^3 = 3,55 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{bc} = \eta \frac{M_{Sa} (d-y)}{I_G} = 15 \frac{11,60 (27-9,095)}{29740,11} * 10^3 = 104,78 \text{ MPa} < 202 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Condition de la flèche :

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{M_{S0}} \\ \frac{A_{st}}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,30}{3} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,1 \geq 0,0625 \quad \checkmark$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{10 M_{S0}} \Rightarrow \frac{0,30}{3} \geq \frac{32,88}{10 \cdot 38,68} \Rightarrow 0,1 \geq 0,085 \quad \checkmark$$

$$\frac{A_{st}}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{30 \cdot 27} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,006 \leq 0,010 \quad \checkmark$$

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

❖ **Ancrage :**

$$\tau_s = 0,6 * \Psi^2 * f_{t28} = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Longueur du scellement droit :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{0,012 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Courbure :

$$r = 5,5 \Phi = 6,6$$

$$r = 7 \text{ cm}$$

$$l_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right) = 27 - (3 + 0,6 + 7) = 16,4 \text{ cm}$$

$$l_1 = \frac{l_s - 2,19 r - l_2}{1,87} = \frac{42,33 - 2,19 \cdot 7 - 16,4}{1,87} = 5,7 \text{ cm}$$

5.4. ASCENSEUR

L'ascenseur est un appareil mécanique servant à déplacer, verticalement, des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. Il est prévu pour les structures de plus de cinq étages, dont les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Il est constitué d'une cabine qui se déplace le long de la glissière verticale dans une cage appelée cage (ou gaine) d'ascenseur, de surface $S = 1,60^2 = 2,56 \text{ m}^2$, pouvant charger six personnes (500 kg), et de faible vitesse $v = 1 \text{ m/s}$. Cette cabine est reliée avec un contrepoids par des câbles passant par la poulie d'entraînement (poulie du treuil qui fonctionne par adhérence).

Le contrepoids a pour rôle d'équilibrer le poids de la cabine appelé poids mort, plus la moitié du poids de charge maximale.

La machinerie est le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs et commande, assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur (frein). Elle se trouve au dessus de la gaine. Dans ce cas, le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs (le treuil de levage et sa poulie), la cabine et le contrepoids, les câbles et les divers accessoires.

La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 t , on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine.

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

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

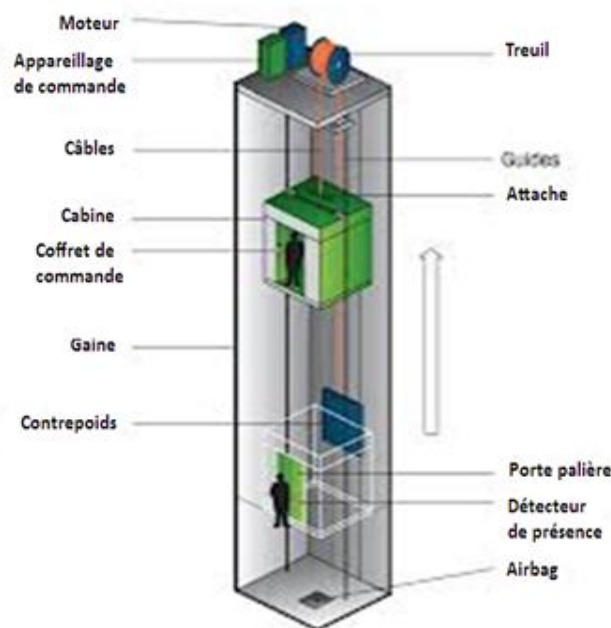


Figure 5.4.a : Ascenseur

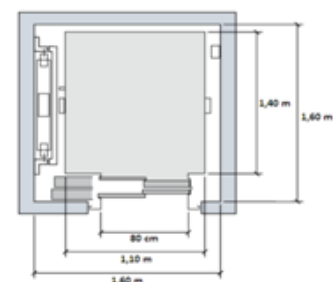


Figure 5.4.b : Cage d'ascenseur

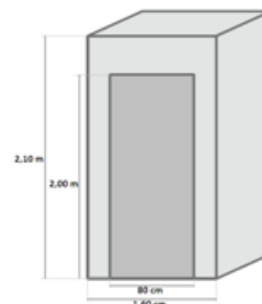


Figure 5.4.c : Cabine

5.4.1. Étude de la dalle machine :

$$\begin{cases} l_x = 1,60 \text{ m} \\ l_y = 1,60 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \frac{l_x}{l_y} = 1 \in]0,4 ; 1]$$

Donc on a une dalle portante dans deux sens :

❖ Dimensionnement :

$$\begin{cases} \frac{l_x}{45} \leq h_0 \leq \frac{l_x}{40} \\ h_{min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow h_0 = 15 \text{ cm}$$

❖ Calcul des charges :

Charge permanente :

- poids propre de la dalle machine : $G_p = 0,15 * 25 = 3,75 \text{ kN/m}^2$
- poids du système ascenseur : $G_{asc} = 90 \text{ kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation :

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

Charge uniformément répartie sur toute la surface ($1,60 * 1,60 \text{ m}^2$) :

$$\begin{cases} q_{U_p} = 1,35 G_p + 1,5 Q_p = 6,56 \text{ kN/m}^2 \\ q_{S_p} = G_p + Q_p = 4,75 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

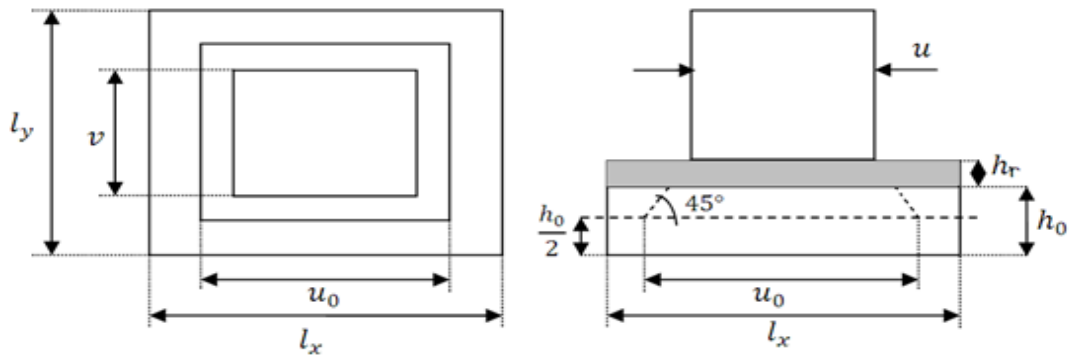
Charge uniformément répartie sur la tôle sous moteur ($80 * 80 \text{ cm}^2$) :

$$\begin{cases} q_{U_{asc}} = 1,35 G_{asc} + 1,5 Q_{asc} = 130 \text{ kN/m}^2 \\ q_{S_{asc}} = G_{asc} + Q_{asc} = 96 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

Par la Méthode de PIGEAUD :

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + \nu M_2) P \\ M_y = (M_2 + \nu M_1) P \end{cases} \quad \left| \quad \nu : \text{coefficient de POISSON} = \begin{cases} 0 \text{ ELU} \\ 0,2 \text{ ELS} \end{cases} \right.$$

**Figure 5.4.1 : Méthode de PIGEAUD**- Charge uniformément répartie sur toute la surface → Abaque n°1

$$P = p (l_x * l_y)$$

$$\begin{cases} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,60}{1,60} = 1 \Rightarrow M_1 = 0,05 \\ \frac{1}{\rho} = \frac{l_y}{l_x} = \frac{1,60}{1,60} = 1 \Rightarrow M_2 = 0,05 \end{cases}$$

- ELU: $\nu = 0$

$$P_U = q_{U_p} (l_x * l_y) = 6,56 (1,60 * 1,60) = 16,79 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} M_{x_1} = M_1 * P_U = 0,05 * 16,79 = 0,84 \text{ kN.m} \\ M_{y_1} = M_2 * P_U = 0,05 * 16,79 = 0,84 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- ELS: $\nu = 0,2$

$$P_S = q_{S_p} (l_x * l_y) = 4,75 (1,60 * 1,60) = 12,76 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} M_{x_1} = (M_1 + \nu M_2) P_S = (0,05 + 0,2 * 0,05) 12,16 = 0,73 \text{ kN.m} \\ M_{y_1} = (M_2 + \nu M_1) P_S = (0,2 * 0,05 + 0,05) 12,16 = 0,73 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Charge uniformément répartie sur une surface concentrique → Abaque n°2~12

$$P = p (u_0 * v_0)$$

$$\begin{cases} u_0 = u + h + 2h_r \\ v_0 = v + h + 2h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u_0 = 80 + 15 + 2 * 3 \\ v_0 = 80 + 15 + 2 * 3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u_0 = 1,01 \text{ m} \\ v_0 = 1,01 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{160}{160} = 1 \rightarrow \text{Abaque n°2}$$

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

- ELU: $\nu = 0$

$$P_U = q_{U_{asc}} (u_0 * v_0) = 130(1,10 * 1,10) = 157,3 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{x_2} = M_1 * P_U = 0,09 * 157,3 = 14,16 \text{ kN.m} \\ M_{y_2} = M_2 * P_U = 0,09 * 157,3 = 14,16 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- ELS: $\nu = 0,2$

$$P_S = q_{S_{asc}} (u_0 * v_0) = 96 (1,10 * 1,10) = 116,16 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{x_2} = (M_1 + \nu M_2) P_S = (0,09 + 0,2 * 0,09) 116,16 = 15,54 \text{ kN.m} \\ M_{y_2} = (M_2 + \nu M_1) P_S = (0,09 + 0,2 * 0,09) 116,16 = 15,54 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Superposition des moments :

	E.L.U		E.L.S	
	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	$M_{x,y} = 15$		$M_{x,y} = 16,27$	
En travée	$M_t = 12,75$		$M_t = 13,83$	
Sur appuis	$M_a = 4,5$		$M_a = 4,88$	
Effort tranchant	$T = 50$		$T = 36,8$	

Tableau 5.4.1.a. Sollicitations de la dalle machine

❖ Ferraillage :

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

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

$$\mu_U = \frac{M_{U_t}}{b d^2 f_{bc}} \quad \left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{ m} \\ d = 0,135 \text{ m} \end{array} \right.$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_{U_t}}{z \sigma_{st}} \quad \{ \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Condition de non-fragilité : } A_{st_{min}} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 * 100 * 13,5 * 2,1}{400} = 1,636 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section minimum du R.P.A : } A_{st_{min}} = 5\text{‰}(b * h) = 5\text{‰}(100 * 15) = 7,50 \text{ cm}^2$$

	$A_{st} [\text{cm}^2]$	$A_{st_{min}}$	ferr. adopté	$A_{st} [\text{cm}^2]$
En travée	2,79	7,50	5T14	(7,70)
Sur appui	0,97	7,50	5T14	(7,70)

Tableau 5.4.1.b. Ferraillage de la dalle machine

Espacement maximal :

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

- En travée :

$$S_t = \frac{b - (2c + 5\Phi)}{6} = \frac{100 - (2 * 3 + 5 * 1,4)}{6} = 14,50 < 33 \text{ cm} \quad \checkmark$$

- sur appui :

$$S_t = \frac{b - (2c + 5\Phi)}{6} = \frac{100 - (2 * 3 + 5 * 1,2)}{6} = 14,50 < 33 \text{ cm} \quad \checkmark$$

❖ Vérifications :Poinçonnement :

$$P \leq 0,045 p_c h_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad P = q_{asc} (0,8 * ,08) = 61,44 t$$

$$p_c = 2(u_0 + v_0) = 4,4 m : \text{Périmètre au niveau moyen } \left(\frac{h_0}{2}\right)$$

$$\Rightarrow 61,44 \leq 0,045 * 4,4 * 0,15 * \frac{25000}{1,5} = 495 t \quad \checkmark$$

Contrainte tangentielle du béton :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 MPa\right) = 3,33 MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b d} = \frac{0,05}{1 * 0,135} = 0,37 MPa < 3,33 MPa \quad \checkmark$$

Contrainte d'adhérence :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi * f_{t28} = 1,5 * 2,1 = 3,15 MPa$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 d n \mu} = \frac{0,05}{0,9 * 0,135 * 5 * 0,04} = 2,06 MPa < 3,15 MPa \quad \checkmark \\ n = 5 : \text{nombre d'armatures longitudinales tendues} \\ \mu = 2\pi R = 4,398 cm : \text{périmètre des armatures tendues} \end{array} \right.$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b y^2}{2} + \eta A_{sc} (y - c') - \eta A_{st} (d - y) = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 \\ A_{sc} = 0 cm^2 \Rightarrow 50 y^2 + 115,5 y - 1559,25 = 0 \\ A_{st} = 7,70 cm^2 \end{array} \right.$$

$$y = 4,55 cm < 15 cm \Rightarrow \text{L'axe neutre tombe dans la poutre palière.}$$

Vérification des contraintes :- En travée :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$I_G = \frac{b y^3}{3} + \eta A_{sc} (y - c') + \eta A_{st} (d - y)^2 = 12391,71 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{St}}{I_G} y = \frac{13,83}{12391,71} 4,55 * 10^3 = 5,07 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \eta \frac{M_{St} (d-y)}{I_G} = 15 \frac{13,83 (13,5-4,55)}{12391,71} * 10^3 = 149,87 \text{ MPa} < 202 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

- sur appuis :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Sa}}{I_G} y = \frac{4,88}{12391,71} 4,55 * 10^3 = 1,79 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{bc} = \eta \frac{M_{Sa} (d-y)}{I_G} = 15 \frac{4,88 (13,5-4,55)}{12391,71} * 10^3 = 52,89 \text{ MPa} < 202 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Condition de la flèche :

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{M_{S0}} \\ \frac{A_{st}}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1,60} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,09 \geq 0,06 \quad \checkmark$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{10 M_{S0}} \Rightarrow \frac{0,15}{1,6} \geq \frac{13,83}{10 * 16,27} \Rightarrow 0,09 \geq 0,08 \quad \checkmark$$

$$\frac{A_{st}}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{7,70}{100 * 13,5} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,005 \leq 0,010 \quad \checkmark$$

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

CHAPITRE 6

ELEMENTS STRUCTURAUX

6.1. INTRODUCTION

Les éléments structuraux sont les éléments qui ont une fonction porteuse ou de contreventement.

Les éléments structuraux principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. Les éléments structuraux secondaires sont les éléments qui n'apportent aucune contribution significative.

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux et poutres, lié rigidement et dédié à reprendre la totalité des forces verticales (G , Q) et horizontales (E_X , E_Y).

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismiques) dont elles seront appliquées. Son calcul est fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles il pourrait être soumis durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage.

Les différentes sollicitations (efforts internes) ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique retenue par le logiciel **SAP2000**.

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

- compression simple ;
- traction simple ;
- flexion simple ;
- flexion composée.

Les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils sont donc calculés en flexion composée.

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations, afin d'assurer la stabilité globale.

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont considérés atteints si les critères ci-après relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme sont satisfaits simultanément.

6.2. POUTRES

Les poutres sont les éléments structuraux horizontaux, non exposés aux intempéries, qui transmettent les charges apportées par les dalles vers les poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple, sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations rapportées par le [RPA99/VERSION2003], et en considérant la fissuration comme étant préjudiciable.

Les combinaisons d'action sont les suivantes :

- La combinaison fondamentale [BAEL91/REVISE99] :
 - $1,35G + 1,5Q$ (1)
 - $G + Q$ (2)
- Combinaisons accidentelles [RPA99/VERSION2003] :
 - $G + Q \pm E$ (3)
 - $0,8G \pm E$ (4)

(1) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.

(2) pour la vérification des contraintes.

(3) donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

(4) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra, dans le cas où $M > 0$, de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

6.2.1. Poutres principales : (65x30)

RDC	M_t [kN.m]		M_a [kN.m]		T [kN]	
E.L.U	177,21		351,29		270,54	
E.L.S	127,46		252,73		194,60	
E.L.A ₍₃₎	137,74		380,72		227,29	
E.L.A ₍₄₎	92,80		276,22		146,03	
Étages	M_t [kN.m]		M_a [kN.m]		T [kN]	
E.L.U	163,20	15	365,90	15	254,66	15
E.L.S	117,74	15	265,79	15	184,94	15
E.L.A ₍₃₎	176,36	05	522,20	05	249,44	05
E.L.A ₍₄₎	167,05	05	437,15	05	187,67	05
Terrasse	M_t [kN.m]		M_a [kN.m]		T [kN]	
E.L.U	181,03		307,84		246,89	
E.L.S	132,36		224,73		180,43	
E.L.A ₍₃₎	134,11		259,38		188,87	
E.L.A ₍₄₎	95,16		190,64		135,14	

Tableau 6.2.1.a. Moments plus défavorables des poutres principales

❖ **Ferraillage longitudinal :**

$$\mu_U = \frac{M_{U_t}}{b d^2 f_{bc}} \begin{cases} b = 0,30 \text{ m} \\ d = 0,585 \text{ m} \\ f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_{U_t}}{z \sigma_{st}} \quad \{ \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \}$$

$$\text{Condition de non-fragilité : } A_{st_{min}} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 * 0,3 * 0,585 * 2,1}{400} = 2,12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section minimum du [RPA] : } A_{st_{min}} = 5\text{‰}(b * h) = 5\text{‰}(30 * 65) = 9,75 \text{ cm}^2$$

RDC	$A_{st} [\text{cm}^2]$	$A_{st_{min}}$	ferr. adopté	$A_{st} [\text{cm}^2]$
En travée (ELU)	9,31	9,75	3T16 + 3T20	(15,45)
Sur appuis (ELA ₍₃₎)	22,14	9,75	3T20 + 3T25	(24,15)
Étages	$A_{st} [\text{cm}^2]$	$A_{st_{min}}$	ferr. adopté	$A_{st} [\text{cm}^2]$
En travée (ELU)	8,53	9,75	3T16 + 3T20	(15,45)
Sur appuis (ELA ₍₃₎)	27,53	9,75	6T25	(29,45)
Terrasse	$A_{st} [\text{cm}^2]$	$A_{st_{min}}$	ferr. adopté	$A_{st} [\text{cm}^2]$
En travée (ELU)	9,53	9,75	3T16 + 3T20	(15,45)
Sur appuis (ELU)	17,20	9,75	3T20 + 3T25	(24,15)

Tableau 6.2.1.b. Ferraillage longitudinal des poutres principales

❖ Ferraillage transversal :Diamètre des armatures :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_L\right) = \min\left(\frac{650}{35}; \frac{300}{10}; 16\right) \text{ mm}$$

$$\Phi_t \leq 14 \text{ mm}$$

Donc : on adopte des cadres de **Φ8**.Espacement :

D'après le [RPA] ;

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \Phi_L; 30 \text{ cm}\right) = \min\left(\frac{65}{4}; 12 * 1,6; 30\right) = 16,25 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32,5 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 25 \text{ cm}$ Condition de non fragilité :

$$\frac{\Phi_t f_e}{b S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$\rightarrow \frac{\Phi_t f_e}{b S_t} = \frac{0,008 * 400}{0,30 * 0,25} = 42,67 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \tau_u = \frac{T_U}{b d} = \frac{T_U}{0,30 * 0,585}$$

RDC	$\frac{\tau_u}{2} = 0,77 < 42,67$	✓
Étages	$\frac{\tau_u}{2} = 0,73 < 42,67$	✓
Terrasse	$\frac{\tau_u}{2} = 0,70 < 42,67$	✓

❖ Vérifications :Contrainte tangentielle du béton :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b d} = \frac{T_U}{0,30 * 0,585}$$

RDC	$\tau_u = 1,54 < 2,5$	✓
Étages	$\tau_u = 1,45 < 2,5$	✓
Terrasse	$\tau_u = 1,41 < 2,5$	✓

Contrainte d'adhérence :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi * f_{t28} = 1,5 * 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \text{RDC} : \begin{cases} \tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 d n \mu} = \frac{270,54 \cdot 10^{-3}}{0,9 * 0,585 * 6 * 0,056} = 1,53 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \quad \checkmark \\ n = 6 : \text{nombre d'armatures longitudinales tendues} \\ \mu = 2\pi R = 5,65 \text{ cm} : \text{périmètre des armatures tendues} \end{cases}$$

$$\rightarrow \text{Étage} : \begin{cases} \tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 d n \mu} = \frac{254,66 \cdot 10^{-3}}{0,9 * 0,585 * 6 * 0,063} = 1,28 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \quad \checkmark \\ n = 6 : \text{nombre d'armatures longitudinales tendues} \\ \mu = 2\pi R = 6,28 \text{ cm} : \text{périmètre des armatures tendues} \end{cases}$$

$$\rightarrow \text{Terrasse} : \begin{cases} \tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 d n \mu} = \frac{246,89 \cdot 10^{-3}}{0,9 * 0,585 * 6 * 0,056} = 1,39 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \quad \checkmark \\ n = 6 : \text{nombre d'armatures longitudinales tendues} \\ \mu = 2\pi R = 5,65 \text{ cm} : \text{périmètre des armatures tendues} \end{cases}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b y^2}{2} + \eta A_{sc} (y - c') - \eta A_{st} (d - y) = 0$$

$$\begin{cases} \eta = 15 \\ A_{sc} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = ?? \text{ cm}^2 \end{cases}$$

	En travée		Sur appuis	
	A_{st}	y	A_{st}	y
RDC	15,45	23,31 < 65	24,15	27,40 < 65
Étages	15,45	23,31 < 65	29,45	29,32 < 65
Terrasse	15,45	23,31 < 65	27,40	22,17 < 65

Vérification des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$I_G = \frac{b y^3}{3} + \eta A_{sc} (y - c') + \eta A_{st} (d - y)^2$$

$$\rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{St}}{I_G} y$$

	En travée	Sur appuis
RDC	$\sigma_{bc} = 7,18 < 15$	$\sigma_{bc} = 12,45 < 15$
Étages	$\sigma_{bc} = 6,64 < 15$	$\sigma_{bc} = 12,40 < 15$
Terrasse	$\sigma_{bc} = 7,46 < 15$	$\sigma_{bc} = 11,07 < 15$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\rightarrow \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 202 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{st} = \eta \frac{M_{St}(d-y)}{I_G}$$

	En travée	Sur appuis
RDC	$\sigma_{st} = 162,63 < 202$	$\sigma_{st} = 194,99 < 202$
Étages	$\sigma_{st} = 150,23 < 202$	$\sigma_{st} = 185,21 < 202$
Terrasse	$\sigma_{st} = 168,88 < 202$	$\sigma_{st} = 180,55 < 202$

Condition de la flèche : (le cas le plus défavorable est au niveau de la terrasse !)

$$f \leq f_{adm} \quad \text{Avec : } f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm} \quad \begin{cases} L = 7,8 \text{ m} \\ f_{adm} = 1,28 \text{ cm} \end{cases}$$

$$f = \frac{L^2}{10} \frac{1}{\gamma}$$

$$\varphi = \frac{A_{st}}{b d} = \frac{15,45}{30 \cdot 58,5} = 0,088 \quad \Rightarrow \quad \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\varphi (2 + 3 \frac{b}{d})} = \frac{0,05 \cdot 2,10}{0,088(2+3)} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \varphi \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,088 \cdot 348 + 2,1} = 0,97$$

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + 15 A_{st} \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 = \frac{0,30 \cdot 0,65^3}{12} + 15 \cdot 15,45 \cdot 10^{-4} (0,325 - 0,585)^2 = 84,32 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \cdot 84,32 \cdot 10^{-4}}{1 + 0,24 \cdot 0,97} = 75,32 \cdot 10^{-4} \text{ MN}$$

$$\begin{cases} E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \frac{1}{\gamma} = \frac{M_{st}}{E_i I_{fi}} = \frac{132,36 \cdot 10^{-3}}{32164,2 \cdot 75,32 \cdot 10^{-4}} = 5,46 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1}$$

$$f = \frac{7,8^2}{10} \cdot 5,46 \cdot 10^{-4} = 0,33 \leq f_{adm} = 1,28 \text{ cm} \quad \checkmark$$

❖ Ancrage :

$$\tau_s = 0,6 \cdot \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Longueur du scellement droit :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{0,020 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 70,55 \text{ cm}$$

Courbure :

$$r = 5,5 \Phi = 11$$

$$r = 11 \text{ cm}$$

$$l_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right) = 58,5 - (3 + 1,0 + 11) = 43,5 \text{ cm}$$

$$l_1 = \frac{l_s - 2,19 r - l_2}{1,87} = \frac{70,55 - 2,19 \cdot 11 - 43,5}{1,87} = 1,6 \text{ cm}$$

6.2.2. Chainages : (45x30)

RDC	M_t [kN.m]		M_a [kN.m]		T [kN]	
E.L.U	6,57		19,63		15,04	
E.L.S	4,85		14,43		11,10	
E.L.A ₍₃₎	3,59		73,02		32,68	
E.L.A ₍₄₎	2,75		71,75		30,17	
Étages	M_t [kN.m]		M_a [kN.m]		T [kN]	
E.L.U	8,16	15	22,81	15	16,33	15
E.L.S	5,92	15	16,68	15	12,01	15
E.L.A ₍₃₎	3,78	15	197,72	05	84,40	05
E.L.A ₍₄₎	3,11	15	194,89	05	82,21	05
Terrasse	M_t [kN.m]		M_a [kN.m]		T [kN]	
E.L.U	9,23		23,41		16,75	
E.L.S	6,77		17,16		12,34	
E.L.A ₍₃₎	4,51		63,52		28,44	
E.L.A ₍₄₎	3,43		58,81		25,50	

Tableau 6.2.2.a. Moments plus défavorables des chainages

❖ Ferrailage longitudinal :

$$\mu_U = \frac{M_{U_t}}{b d^2 f_{bc}} \begin{cases} b = 0,30 \text{ m} \\ d = 0,405 \text{ m} \\ f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_{U_t}}{z \sigma_{st}} \quad \{ \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Condition de non-fragilité : } A_{st_{min}} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 * 0,3 * 0,405 * 2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section minimum du [RPA] : } A_{st_{min}} = 5\text{‰}(b * h) = 5\text{‰}(30 * 45) = 6,75 \text{ cm}^2$$

RDC	A_{st} [cm ²]	$A_{st_{min}}$	ferr. adopté	A_{st} [cm ²]
En travée (ELU)	0,47	6,75	6T12	(6,79)
Sur appuis (ELA ₍₃₎)	5,49	6,75	6T12	(6,79)
Étages	A_{st} [cm ²]	$A_{st_{min}}$	ferr. adopté	A_{st} [cm ²]
En travée (ELU)	0,58	6,75	6T12	(6,79)
Sur appuis (ELA ₍₃₎)	16,93	6,75	6T20	(18,85)
Terrasse	A_{st} [cm ²]	$A_{st_{min}}$	ferr. adopté	A_{st} [cm ²]
En travée (ELU)	0,66	6,75	6T12	(6,79)
Sur appuis (ELU)	4,74	6,75	6T12	(6,79)

Tableau 6.2.2.b. Ferrailage longitudinal des chainages

❖ Ferraillage transversal :Diamètre des armatures :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_L\right) = \min\left(\frac{450}{35}; \frac{300}{10}; 16\right) \text{ mm}$$

$$\Phi_t \leq 13 \text{ mm}$$

Donc : on adopte des cadres de **Φ8**.Espacement :

D'après le [RPA] ;

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \Phi_L; 30 \text{ cm}\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 * 1,2; 30\right) = 11,25 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$ Condition de non fragilité :

$$\frac{\Phi_t f_e}{b S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$\rightarrow \frac{\Phi_t f_e}{b S_t} = \frac{0,008 * 400}{0,30 * 0,20} = 53,33 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \tau_u = \frac{T_U}{b d} = \frac{T_U}{0,30 * 0,405}$$

RDC	$\frac{\tau_u}{2} = 0,4 < 53,33$	✓
Étages	$\frac{\tau_u}{2} = 0,4 < 53,33$	✓
Terrasse	$\frac{\tau_u}{2} = 0,4 < 53,33$	✓

❖ Vérifications :Contrainte tangentielle du béton :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b d} = \frac{T_U}{0,30 * 0,405}$$

RDC	$\tau_u = 0,27 < 2,5$	✓
Étages	$\tau_u = 0,69 < 2,5$	✓
Terrasse	$\tau_u = 0,23 < 2,5$	✓

Contrainte d'adhérence :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi * f_{t28} = 1,5 * 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \text{RDC} : \begin{cases} \tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 d n \mu} = \frac{32,68.10^{-3}}{0,9 * 0,405 * 6 * 0,038} = 0,39 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \quad \checkmark \\ n = 6 : \text{nombre d'armatures longitudinales tendues} \\ \mu = 2\pi R = 3,77 \text{ cm} : \text{périmètre des armatures tendues} \end{cases}$$

$$\rightarrow \text{Étage} : \begin{cases} \tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 d n \mu} = \frac{84,40.10^{-3}}{0,9 * 0,405 * 6 * 0,063} = 0,61 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \quad \checkmark \\ n = 6 : \text{nombre d'armatures longitudinales tendues} \\ \mu = 2\pi R = 6,28 \text{ cm} : \text{périmètre des armatures tendues} \end{cases}$$

$$\rightarrow \text{Terrasse} : \begin{cases} \tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 d n \mu} = \frac{28,44.10^{-3}}{0,9 * 0,405 * 6 * 0,038} = 0,34 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \quad \checkmark \\ n = 6 : \text{nombre d'armatures longitudinales tendues} \\ \mu = 2\pi R = 3,77 \text{ cm} : \text{périmètre des armatures tendues} \end{cases}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b y^2}{2} + \eta A_{sc} (y - c') - \eta A_{st} (d - y) = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 \\ A_{sc} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = ?? \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

	En travée		Sur appuis	
	A_{st}	y	A_{st}	y
RDC	6,79	13,53 < 45	6,79	13,53 < 45
Étages	6,79	13,53 < 45	18,85	19,77 < 45
Terrasse	6,79	13,53 < 45	6,79	13,53 < 45

Vérification des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$I_G = \frac{b y^3}{3} + \eta A_{sc} (y - c') + \eta A_{st} (d - y)^2$$

$$\rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{st}}{I_G} y$$

	En travée	Sur appuis
RDC	$\sigma_{bc} = 0,66 < 15$	$\sigma_{bc} = 1,97 < 15$
Étages	$\sigma_{bc} = 0,81 < 15$	$\sigma_{bc} = 1,66 < 15$
Terrasse	$\sigma_{bc} = 0,93 < 15$	$\sigma_{bc} = 2,35 < 15$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\rightarrow \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 202 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{st} = \eta \frac{M_{st}(d-y)}{I_G}$$

	En travée	Sur appuis
RDC	$\sigma_{st} = 19,85 < 202$	$\sigma_{st} = 59,05 < 202$
Étages	$\sigma_{st} = 24,23 < 202$	$\sigma_{st} = 26,09 < 202$
Terrasse	$\sigma_{st} = 27,70 < 202$	$\sigma_{st} = 70,22 < 202$

Condition de la flèche : (le cas le plus défavorable est au niveau de la terrasse !)

$$f \leq f_{adm} \quad \text{Avec : } f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm} \quad \begin{cases} L = 5,7 \text{ m} \\ f_{adm} = 1,07 \text{ cm} \end{cases}$$

$$f = \frac{L^2}{10} \frac{1}{\gamma}$$

$$\varphi = \frac{A_{st}}{b d} = \frac{6,79}{30 \cdot 40,5} = 0,056 \quad \Rightarrow \quad \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\varphi (2 + 3 \frac{b}{d})} = \frac{0,05 \cdot 2,10}{0,056 (2 + 3)} = 0,37 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \varphi \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,056 \cdot 348 + 2,1} = 0,95$$

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + 15 A_{st} \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 = \frac{0,30 \cdot 0,45^3}{12} + 15 \cdot 6,79 \cdot 10^{-4} (0,225 - 0,405)^2 = 26,08 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \cdot 26,08 \cdot 10^{-4}}{1 + 0,37 \cdot 0,95} = 21,12 \cdot 10^{-4} \text{ MN}$$

$$\begin{cases} E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \frac{1}{\gamma} = \frac{M_{st}}{E_i I_{fi}} = \frac{6,77 \cdot 10^{-3}}{32164,2 \cdot 21,12 \cdot 10^{-4}} = 0,99 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1}$$

$$f = \frac{5,7^2}{10} \cdot 0,99 \cdot 10^{-4} = 0,03 \leq f_{adm} = 1,07 \text{ cm} \quad \checkmark$$

❖ Ancrage :

$$\tau_s = 0,6 \cdot \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Longueur du scellement droit :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{0,012 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Courbure :

$$r = 5,5 \Phi = 6,6$$

$$r = 7 \text{ cm}$$

$$l_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right) = 40,5 - (3 + 0,6 + 7) = 29,9 \text{ cm}$$

$$l_1 = \frac{l_s - 2,19 r - l_2}{1,87} = \frac{42,33 - 2,19 \cdot 7 - 29,9}{1,87} = 1,5 \text{ cm}$$

6.3. POTEAUX

Les poteaux sont les éléments structuraux verticaux, qui transmettent les efforts des poutres vers les fondations.

Les poteaux seront calculés en flexion composée, sous l'effet de l'effort normal et du moment le plus défavorable. Et en considérant la fissuration comme étant préjudiciable.

Les combinaisons d'action sont les suivantes :

- La combinaison fondamentale [BAEL91/REVISE99] :
 - $1,35G + 1,5Q$ (1)
 - $G + Q$ (2)
- Combinaisons accidentelles [RPA99/VERSION2003] :
 - $G + Q \pm 1,2E$ (5)
 - $0,8G \pm E$ (4)

Niveau	ELU	ELS	ELA ₍₅₎		ELA ₍₄₎	
	<i>N</i>	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>T</i>	<i>M</i>	<i>T</i>
RDC & 1 ^{er} étage	8878	6462	1168	250	974	209
2 ^{ème} & 3 ^{ème} étages	7691	5601	604	277	324	196
4 ^{ème} & 5 ^{ème} étages	6595	4803	415	278	264	191
6 ^{ème} & 7 ^{ème} étages	5528	4025	385	258	250	175
8 ^{ème} & 9 ^{ème} étages	4485	3266	354	230	221	154
10 ^{ème} & 11 ^{ème} étages	3466	2525	306	196	186	130
12 ^{ème} & 13 ^{ème} étages	2468	1798	245	155	144	101
14 ^{ème} & 15 ^{ème} étages	1486	1083	174	105	98	68
Terrasse	518	379	81	42	68	35

Tableau 6.3. Sollicitations des poteaux

6.3.1. Vérification spécifique des sollicitations normales :

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

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,30 \quad | \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$\left\{ \begin{array}{l} N_d : \text{effort normal du calcul s'exerçant sur une section du béton} \\ B_c : \text{section brute du béton} \end{array} \right.$

Niveau	N _d [MN]	B _c [cm ²]	v	
RDC & 1 ^{er} étage	6,462	95x95	0,286	✓
2 ^{ème} & 3 ^{ème} étages	5,601	90x90	0,276	✓
4 ^{ème} & 5 ^{ème} étages	4,803	85x85	0,266	✓
6 ^{ème} & 7 ^{ème} étages	4,025	80x80	0,251	✓
8 ^{ème} & 9 ^{ème} étages	3,266	75x75	0,232	✓
10 ^{ème} & 11 ^{ème} étages	2,525	70x70	0,206	✓
12 ^{ème} & 13 ^{ème} étages	1,798	65x65	0,170	✓
14 ^{ème} & 15 ^{ème} étages	1,083	60x60	0,120	✓
Terrasse	0,379	55x55	0,050	✓

Tableau 6.3.1. Vérification spécifique des sollicitations normales des poteaux

6.3.2. Vérification spécifique des sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle du calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\bar{\tau}$:

$$\bar{\tau} = \rho_d f_{c28} \quad | \quad \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_1 d_1}$$

Où ρ_d est égal à 0,075 si l'élançement géométrique ($\lambda_g = \frac{L_f}{b_1} = \frac{(0,7 h_{étg})}{b_1}$), dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire.

Niveau	V _u [MN]	τ_{bu} [MN]	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}$ [MN]	
RDC & 1 ^{er} étage	0,250	0,308	2,00	0,04	1,00	✓
2 ^{ème} & 3 ^{ème} étages	0,277	0,380	2,12	0,04	1,00	✓
4 ^{ème} & 5 ^{ème} étages	0,278	0,427	2,24	0,04	1,00	✓
6 ^{ème} & 7 ^{ème} étages	0,258	0,448	2,38	0,04	1,00	✓
8 ^{ème} & 9 ^{ème} étages	0,230	0,454	2,54	0,04	1,00	✓
10 ^{ème} & 11 ^{ème} étages	0,196	0,444	2,72	0,04	1,00	✓
12 ^{ème} & 13 ^{ème} étages	0,155	0,408	2,93	0,04	1,00	✓
14 ^{ème} & 15 ^{ème} étages	0,105	0,324	3,17	0,04	1,00	✓
Terrasse	0,042	0,154	3,46	0,04	1,00	✓

Tableau 6.3.2. Vérification spécifique des sollicitations tangentes des poteaux

6.3.3. Calcul du ferrailage :

D'après le [RPA99/VERSION2003], les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.

Leur pourcentage minimal en zone sismique (IIa) sera : $A_{min} = 0,8\%$.

Leur pourcentage maximal sera de : $\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante.} \\ 6\% \text{ en zone recouvrement.} \end{cases}$

Le diamètre minimal est de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ .

La distance maximale entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

Le ferrailage sera calculé à l'aide du logiciel **SAP2000**, en comparant A_{SAP} avec A_{min} , et $A_{st} = \max(A_{SAP}, A_{min})$.

❖ Ferrailage longitudinal :

Section minimum du [RPA] : $A_{min} = 0,8\%(b_1 * h_1)$

Niveau	$A_{SAP} [cm^2]$	A_{min}	<i>ferr.adopté</i>	$A_{st} [cm^2]$
RDC & 1 ^{er} étage	57,01	72,2	16T25	(78,56)
2 ^{ème} & 3 ^{ème} étages	37,02	64,8	12T25 + 4T20	(71,48)
4 ^{ème} & 5 ^{ème} étages	29,78	57,8	8T25 + 8T20	(64,40)
6 ^{ème} & 7 ^{ème} étages	25,27	51,2	12T20 + 4T25	(57,32)
8 ^{ème} & 9 ^{ème} étages	20,87	45,0	16T20	(50,24)
10 ^{ème} & 11 ^{ème} étages	16,88	39,2	12T20 + 4T16	(45,72)
12 ^{ème} & 13 ^{ème} étages	12,68	33,8	4T20 + 12T16	(36,68)
14 ^{ème} & 15 ^{ème} étages	10,80	28,8	16T16	(32,16)
Terrasse	9,07	24,2	16T14	(24,64)

Tableau 6.3.3.a. Ferrailage longitudinal des poteaux

❖ **Ferraillage transversal :**Diamètre des armatures :

- Selon le [RPA99/VERSION2003], les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_U}{h_1 f_e}$.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_U : \text{effort tranchant du calcul} \\ h_1 : \text{hauteur totale de la section brute} \\ f_e : \text{contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale} \\ \rho_a : \text{coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile} \\ \quad \text{de la rupture par effort tranchant} \\ t : \text{espacement des armatures transversales} \end{array} \right.$$

$$\rho_a = \begin{cases} 2,50 & \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_{g_{max}} = 3,46 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$t : \begin{cases} t \leq \min(10\Phi_l ; 15\text{cm}) & \dots \text{zone nodale} \\ t' \leq 15\Phi_l & \dots \dots \dots \text{zone courante} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} t = 10 \text{ cm} \\ t' = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_U}{h_1 f_e} * t = \begin{cases} \frac{3,75 * 278}{85 * 400 * 10^3} * 10 = 3,06 \text{ cm}^2 & \dots \text{zone nodale} \\ \frac{3,75 * 278}{85 * 400 * 10^3} * 20 = 6,13 \text{ cm}^2 & \dots \text{zone courante} \end{cases}$$

- Selon le [BAEL91/REVISE99], les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\Phi \leq \min\left(\frac{h_1}{35}; \frac{b_1}{10}; \Phi_l\right)$.

Avec :

$\{\Phi_l$: le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau

$$\Rightarrow \Phi \leq \min\left(\frac{550}{35}; \frac{550}{10}; 14\right) = 14 \text{ mm}$$

Donc : on adopte des cadres de **Ø8**.

	A_t [cm^2]	ferr. adopté	A_{st} [cm^2]
Zone nodale	3,06	7Ø8	(3,52)
Zone courante	6,13	13Ø8	(6,50)

Tableau 6.3.3.b. Ferraillage transversal des poteaux

Espacement :

D'après le [RPA] ;

- Zone nodale :

$$t \leq \min(10\Phi_l; 15\text{cm}) = \min(10 * 1,4; 15) = 14 \text{ cm}$$

On adopte : $t = 10 \text{ cm}$

- Zone courante :

$$t' \leq 15\Phi_l = 15 * 1,4 = 21 \text{ cm}$$

On adopte : $t' = 20 \text{ cm}$

- $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right) = 95 \text{ cm}$

Recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement donnée par le [RPA99/VERSION2003], en zone sismique (IIa), est de 40Φ :

$$\text{Pour } \begin{cases} \Phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 60 \text{ cm} \\ \Phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 70 \text{ cm} \\ \Phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 80 \text{ cm} \\ \Phi = 25 \text{ mm} \rightarrow L_r = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

CHAPITRE 7

ETUDE SISMIQUE

7.1. INTRODUCTION

7.1.1. Objectif de l'étude dynamique :

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

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

Alors la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut pas se faire manuellement à cause du volume du calcul. L'utilisation préétablie d'un logiciel en se basant sur la méthode des éléments finis, par exemple «SAP2000, ROBOT...», et avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

7.1.2. Détermination des fréquences et modes propres :

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment sans qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

$\{\ddot{x}\}, \{x\}$: vecteur des accélérations et vecteur des déplacements de la structure.

$[M]$: matrice masse de la structure.

$[K]$: matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté, en vibrations libres non amorties (VLNA), nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots(2)$$

Avec :

$\{A\}$: vecteur des amplitudes.

ω : fréquence de vibration.

φ : angle de déphasage.

Les accélérations en VLNA sont alors données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2\{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots(3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$[[K] - \omega^2[M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots\dots\dots(4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinusoïdale, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2[M]] \{A\} = \{0\} \dots\dots\dots(5)$$

Ce système d'équation est un système à (N) inconnues A_i . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre de solution non nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule.

$$D'où : \det[[K] - \omega^2[M]] = 0 \dots\dots\dots(6)$$

L'expression ci-dessus est appelée " Equation caractéristique ".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré ($2N$) en (ω).

Les N solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des N modes des vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire, correspond à ω_1 , est appelé mode fondamental :

$$(\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n).$$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_j$ ou forme modale.

7.2. MÉTHODES D'ESTIMATION DES FORCES SISMIQUES

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existant. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

- ▶ La méthode statique équivalente.
- ▶ La méthode dynamique modale spectrale.
- ▶ La méthode dynamique par accélérogrammes.

7.2.1. 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 à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

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

❖ Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés.

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 [RPA99/VERSION2003].

7.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

❖ Principe de la méthode :

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

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.

a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois DDL (deux translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

e) Le modèle du bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (Ex : contribution des zones nodales et des éléments non-structuraux à la rigidité du bâtiment).

f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie, la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Alors 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.

❖ **Domaine d'application :**

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

7.2.3. Méthode dynamique par accélérogrammes :

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 au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple), par un personnel qualifié.

7.3. CHOIX DE LA MÉTHODE DU CALCUL

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions relatives aux [RPA99/VERSION2003], et qui ont le rapport avec les régularités en plan et en élévation du bâtiment.

7.3.1. Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

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

Dans notre cas, Oran se situe dans une zone de sismicité moyenne 'ZONE IIa'.

7.3.2. Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur 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 (bâtiment à usage d'habitation collective) est un ouvrage courant d'importance moyenne 'Groupe 2'.

7.3.3. 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 :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum m_i * X_i}{\sum m_i} \\ Y_G = \frac{\sum m_i * Y_i}{\sum m_i} \end{cases} \quad \begin{cases} X_T = \frac{\sum I_{X_i} * X_i}{\sum I_{X_i}} \\ Y_T = \frac{\sum I_{Y_i} * Y_i}{\sum I_{Y_i}} \end{cases} \quad \begin{cases} e_X = X_G - X_T \\ e_Y = Y_G - Y_T \end{cases}$$

$$\begin{cases} 0,15 L = 0,15 * 19,2 = 2,88 > e_X & \checkmark \\ 0,15 l = 0,15 * 16,0 = 2,40 < e_Y & \boxtimes \end{cases}$$

Niveau	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité	
	X_G	Y_G	X_T	Y_T	e_X	e_Y
RDC	7,80	12,22	5,20	4,07	2,60	8,15
1 ^{er} étage	7,80	11,73	5,20	4,07	2,60	7,66
2 ^{ème} étage	7,80	9,48	5,20	3,76	2,60	5,72
3 ^{ème} étage	7,80	9,48	5,20	3,76	2,60	5,72
4 ^{ème} étage	7,80	9,48	5,20	3,76	2,60	5,72
5 ^{ème} étage	7,80	9,48	5,20	3,76	2,60	5,72
6 ^{ème} étage	7,80	9,43	5,20	3,76	2,60	5,67
7 ^{ème} étage	7,80	9,43	5,20	3,76	2,60	5,67
8 ^{ème} étage	7,80	9,43	5,20	3,76	2,60	5,67
9 ^{ème} étage	7,80	9,43	5,20	3,76	2,60	5,67
10 ^{ème} étage	7,80	9,43	5,20	3,76	2,60	5,67
11 ^{ème} étage	7,80	9,43	5,20	3,76	2,60	5,67
12 ^{ème} étage	7,80	9,43	5,20	3,76	2,60	5,67
13 ^{ème} étage	7,80	9,43	5,20	3,76	2,60	5,67
14 ^{ème} étage	7,80	9,43	5,20	3,76	2,60	5,67
15 ^{ème} étage	7,80	9,43	5,20	3,76	2,60	5,67
Terrasse	7,80	9,44	5,20	3,76	2,60	5,68

Tableau 7.3.3. Centre de masse, centre de rigidité & excentricité

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 : $\frac{\text{longueur}}{\text{largeur}} = \frac{19,20}{16,00} = 1,2 < 4 \quad \checkmark$

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans de cadre, la surface totale des ouvertures du plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier : $S_{\text{ouvert}} = 4,8 * 5,3 = 42,72 < 46,08 = 0,15 S_{\text{plancher}} \quad \checkmark$

7.3.4. Conditions de régularité en élévation :

On a : $h_{tot} = 43,52 < 65 \text{ m}$ (ZONE IIa)

b1. Le système de contreventement ne comporte pas d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

b2. La masse des différents niveaux diminue progressivement, sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

b3. Dans le cas de décrochement en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions du calcul, et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur.

7.3.5. Conclusion :

La structure ne répond pas aux toutes conditions exigées par le [RPA99/VERSION2003] pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente. On peut dire qu'elle n'est pas classé régulier en plan, alors le calcul sismique se fera par la méthode dynamique modale spectrale.

Toutefois, la méthode statique équivalente sera utilisée uniquement pour la vérification des conditions du [RPA99/VERSION2003].

7.4. MODÉLISATION DE LA STRUCTURE

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

L'analyse se fera automatiquement par le logiciel du calcul 'SAP2000' après discrétisation de la structure en élément fini. Ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul plus exacte et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps.

7.4.1. Présentation du logiciel SAP 2000 :

Le **SAP2000** est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d'ingénierie, développé en Californie (U.S.A). Il est utilisé dans les domaines des bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques.

Le **SAP2000** offre des nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, ainsi il facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

❖ Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas des structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu continu (solide, liquide ou gazeux) constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments interconnectés.

La structure étant ainsi subdivisée en un maillage approprié peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale est choisie pour représenter aussi fidèlement que possible la déformée de l'élément. La relation liant la force nodale $[F]$ au déplacement $[\delta]$ peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de matrice de rigidité $[K]$ de l'élément. Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en assemblant les éléments et en imposant l'équilibre de chaque nœud. La solution du système nous donne les déformations et par suite les forces et les contraintes peuvent être déduites.

❖ Pourquoi le SAP2000 ?

Nous avons fait appeler au logiciel **SAP2000** pour déterminer :

- ✓ Les périodes propres ;
- ✓ Les coefficients de participation modale (α_i) ;
- ✓ Les déplacements des planchers ;
- ✓ Les forces sismiques.

❖ Démarches de modélisation :

Lors de modélisation de notre structure en **SAP2000** dans une fenêtre d'utilisation complètement graphique, on a suivi les étapes suivantes :

- 1- définition de la géométrie de la structure ;
- 2- définition des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments ;
- 3- détermination des conditions aux appuis ;
- 4- détermination des chargements de la structure ;
- 5- définition et imposition de spectre de réponse sur la structure ;
- 6- définitions des combinaisons d'actions (ELU, ELS, ELA);
- 7- définition du type d'analyse ;
- 8- lancement de l'analyse.

❖ Analyse :

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

Le **SAP2000** offre les possibilités d'analyses suivantes :

- ✓ Analyse statique linéaire ;
- ✓ Analyse statique non linéaire ;
- ✓ Analyse dynamique (comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale).

Analyse Modale :

L'analyse modale permet de déterminer les modes et les fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures. Les modes et fréquences propres dépendent uniquement des matrices $[K]$ et $[M]$ de la structure, c'est à dire que de la rigidité et de la masse.

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effective pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

7.4.2. Spectre de réponse du calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : (article 4.3.3)

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Afin de définir notre spectre de réponse, et d'après le [RPA99/VERSION2003], il faut tout d'abord déterminer ses paramètres.

❖ Coefficient d'accélération de zone (A) :

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

$$\begin{cases} \text{ZONE IIa} \\ \text{Groupe 2} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$$

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

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

$$\begin{cases} \text{Béton Armé} \\ \text{Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie} \end{cases} \Rightarrow R = 3,5$$

❖ Facteur de qualité (Q) :

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

P_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité 'q' est satisfait ou non

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	0,00	0,00
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	0,10	0,10

Tableau 7.4.2.a. Valeurs des pénalités P_q (Portiques seulement)

$$\begin{cases} Q_x = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + (0,05 + 0,10) = 1,15 \\ Q_y = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + (0,05 + 0,10) = 1,15 \end{cases}$$

1. Conditions minimales sur les files de contreventement : pour ce système de portiques, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.
 - Selon X-X : (2 travées)

$$\frac{7,80}{7,80} = 1,00 < 1,5 \quad \checkmark$$
 - Selon Y-Y : (5 travées)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{5,00}{5,70} = 0,9 < 1,5 \quad \checkmark \\ \frac{5,00}{3,60} = 1,4 < 1,5 \quad \checkmark \\ \frac{5,00}{4,50} = 1,1 < 1,5 \quad \checkmark \end{array} \right.$$
2. Redondance en plan : chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre files de portiques dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépasse pas 1,5.
 - Selon X-X :

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{7,80}{7,80} = 1,0 < 1,5 \quad \checkmark$$
 - Selon Y-Y :

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{5,70}{3,60} = 1,5 \leq 1,5 \quad \checkmark$$
5. Contrôle de la qualité : les essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre ne sont pas réalisés par l'entreprise.
6. Contrôle de la qualité de l'exécution : la mission de suivi des travaux sur chantier ne comprend pas notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

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

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

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

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

$$\xi \neq 5\% \Rightarrow \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

$$\eta = 1,84$$

❖ **Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (T_1), (T_2) :**

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

$$S_3 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$$

❖ Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

La valeur de la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir de formule empirique, ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est : $T = \min[C_T h_N^{3/4} ; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}]$

- 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 :

{ Portique auto stable en Béton Armé
Avec remplissage en maçonneries $\Rightarrow C_T = 0,05$

D { Selon X – X = 16,0 m $\Rightarrow \sqrt{D_{\max}} = 4,38$
Selon Y – Y = 19,2 m

$$\begin{cases} T_{(4.6)} = 0,05 * 46,24^{3/4} = 0,88 \text{ s} \\ T_{(4.7)} = 0,09 * \frac{46,24}{4,38} = 0,95 \text{ s} \end{cases} \Rightarrow T = 0,88 \text{ s}$$

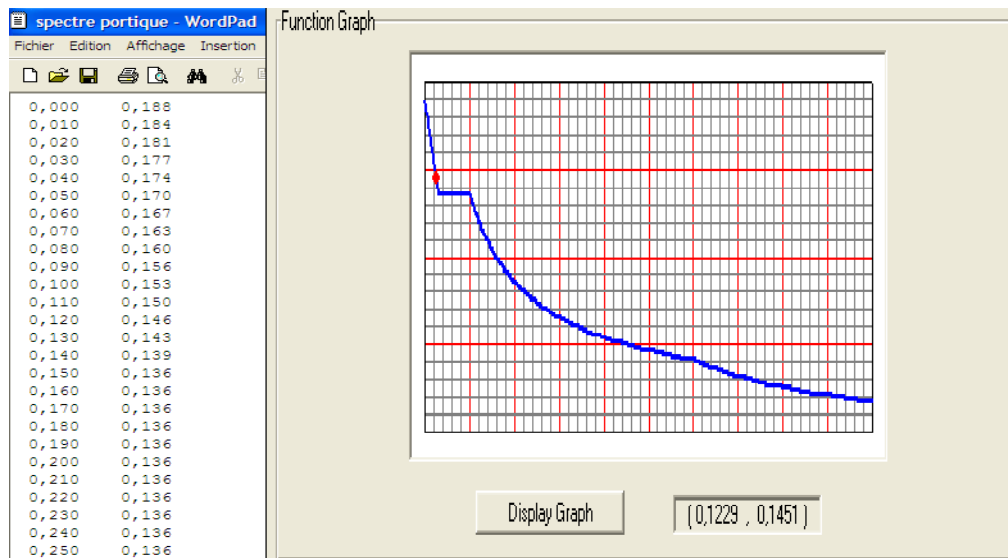


Figure 7.4.2 : Spectre de réponse du calcul RPA99 (Portiques seulement)

$$\begin{aligned} T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} &\Rightarrow \frac{S_a}{g} = 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \\ &= 2,5 * 1,84(1,25 * 0,15) \left(\frac{1,15}{3,5}\right) \left(\frac{0,50}{0,88}\right)^{2/3} \quad \frac{S_a}{g} = 0,19 \end{aligned}$$

❖ Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales (notre cas), le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que (article 4.3.4) :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90%, au moins, de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

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

❖ Poids total de la structure (W) :

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = \sum_{i=1}^n W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} W_{G_i} : \text{poids dû aux charges permanentes.} \\ W_{Q_i} : \text{poids dû aux charges d'exploitation} \\ \beta : \text{coefficient de pondération.} \end{array} \right.$$

β est donné par le tableau 4.5, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation :

{ Bâtiment d'habitation $\Rightarrow \beta = 0,20$

Le calcul des poids des différents niveaux de la structure est fait par le **SAP2000** :

Niveau	Masse [t]	Poids [kN]
RDC	341,17385	3346,91547
1 ^{er} étage	337,86523	3314,45791
2 ^{ème} étage	334,55661	3282,00037
3 ^{ème} étage	331,24799	3249,54285
4 ^{ème} étage	327,93938	3217,08534
5 ^{ème} étage	324,87585	3187,03215
6 ^{ème} étage	323,09807	3169,59210
7 ^{ème} étage	320,27962	3141,94312
8 ^{ème} étage	317,46117	3114,29413
9 ^{ème} étage	314,88781	3089,04941
10 ^{ème} étage	312,31444	3063,80469
11 ^{ème} étage	309,98616	3040,96422
12 ^{ème} étage	307,65787	3018,12376
13 ^{ème} étage	305,57467	2997,68756
14 ^{ème} étage	303,49147	2977,25135
15 ^{ème} étage	301,65335	2959,21941
Terrasse	264,83755	2598,05646
Total	5508,4759	54038,1486

Tableau 7.4.2.b. Poids des différents niveaux

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

En fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

$$T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 * 1,84 \left(\frac{0,50}{0,88}\right)^{2/3} \quad D = 3,15$$

❖ **Calcul de la force sismique totale (V) :**

La force sismique totale (V), appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A D Q}{R} W \begin{cases} A = 0,15 \\ D = 3,15 \\ Q = 1,15 \\ R = 3,50 \\ W = 54038,15 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow V = 8336,18 \text{ kN}$$

7.5. RÉSULTATS DE L'ANALYSE

7.5.1. Caractéristiques dynamiques :

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculés par le logiciel **SAP2000** sont donnés dans le tableau suivant :

Mode	Période	Facteurs de Participation Massique				Nature
		U_X	U_Y	$\sum U_X$	$\sum U_Y$	
1	2,523196	0	0,71112	0	0,71112	Translation Y
2	2,005260	0,62518	0	0,62518	0,71112	Torsion
3	1,802811	0,10008	0	0,72526	0,71112	Torsion
4	0,808153	1,041E-20	0,11137	0,72526	0,82249	Translation Y
5	0,662106	0,09163	2,206E-17	0,81689	0,82249	Torsion
6	0,603471	0,01801	7,182E-17	0,8349	0,82249	Torsion
7	0,436831	2,328E-17	0,04683	0,8349	0,86933	Translation Y
8	0,370277	0,03437	6,436E-17	0,86928	0,86933	Torsion
9	0,340882	0,00994	1,027E-16	0,87921	0,86933	Torsion
10	0,208055	0,06723	2,048E-16	0,94644	0,86933	Translation X
11	0,243170	2,283E-15	0,07006	0,94644	0,93938	Translation Y
12	0,137079	1,276E-14	3,293E-16	0,94644	0,93938	Translation Z

Tableau 7.5.1. Caractéristiques dynamiques de la structure

7.5.2. Résultante des forces sismiques du calcul :

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

$$\begin{cases} V_{t_x} = 2573,580 \text{ kN} \\ V_{t_y} = 2328,556 \text{ kN} \end{cases}$$

7.6. VÉRIFICATION AU 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 10^{ème} mode selon le plan X-X, et au 11^{ème} selon Y-Y.

On remarque que le deuxième mode de vibrations est une torsion, cela n'étant pas conforme des résultats que nous avons envisagée, c.-à-d. que notre structure est très souple !

7.6.1. Période :

Les valeurs (T_{SAP}), calculées à partir des méthodes numériques, ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$1,3 * T = 1,144 \text{ s} \quad \Rightarrow T_{SAP} = 2,523 > T \quad \boxtimes$$

7.6.2. Résultante des forces sismiques du calcul :

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

$$0,8 * V = 6668,94 \text{ kN} \quad \Rightarrow \begin{cases} V_{tx} = 2573,580 < 0,8 V & \boxtimes \\ V_{ty} = 2328,556 < 0,8 V & \boxtimes \end{cases}$$

7.6.3. Déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de l'hauteur de l'étage ($\bar{\Delta}$), à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\bar{\Delta} = 1\% h_{étg} = \frac{272}{100} = 2,72 \text{ cm}$$

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R * \delta_{ek}$

Avec :

$$\begin{cases} \delta_{ek} : \text{déplacement dû aux forces sismiques} \\ R : \text{coefficient de comportement} \end{cases}$$

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k - 1" est égal à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le logiciel de calcul **SAP2000** donne directement les valeurs de δ_{ek_x} , δ_{ek_y} .

Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges $G + Q \pm E$.

Niveau	Selon X-X			Selon Y-Y			
	δ_{ek_x} [cm]	δ_{k_x} [cm]	ΔK_x [cm]	δ_{ek_y} [cm]	δ_{k_y} [cm]	ΔK_y [cm]	
RDC	0,1797	0,62895	0,62895	0,1492	0,52220	0,52220	✓
1 ^{er} étage	0,5986	2,09510	1,46615	0,5154	1,80390	1,28170	✓
2 ^{ème} étage	1,1553	4,04355	1,94845	1,0709	3,74815	1,94425	✓
3 ^{ème} étage	1,8212	6,37420	2,33065	1,7640	6,17400	2,42585	✓
4 ^{ème} étage	2,5002	8,75070	2,37650	2,5432	8,90120	2,72720	☒
5 ^{ème} étage	3,1835	11,14225	2,39155	3,3644	11,77540	2,87420	☒
6 ^{ème} étage	3,7920	13,27200	2,12975	4,1995	14,69825	2,92285	☒
7 ^{ème} étage	4,4282	15,49870	2,22670	5,0203	17,57105	2,87280	☒
8 ^{ème} étage	5,0351	17,62285	2,12415	5,8145	20,35075	2,77970	☒
9 ^{ème} étage	5,5979	19,59265	1,96980	6,5631	22,97085	2,62010	✓
10 ^{ème} étage	6,1200	21,42000	1,82735	7,2616	25,41560	2,44475	✓
11 ^{ème} étage	6,5866	23,05310	1,63310	7,8937	27,62795	2,21235	✓
12 ^{ème} étage	7,0023	24,50805	1,45495	8,4584	29,60440	1,97645	✓
13 ^{ème} étage	7,3512	25,72920	1,22115	8,9402	31,29070	1,68630	✓
14 ^{ème} étage	7,6371	26,72985	1,00065	9,3394	32,68790	1,39720	✓
15 ^{ème} étage	7,8447	27,45645	0,72660	9,6422	33,74770	1,05980	✓
Terrasse	7,9828	27,93980	0,48335	9,8554	34,49390	0,74620	✓

Tableau 7.6.3. Déplacements latéraux inter-étages

Les déplacements ($\delta_{k_x}, \delta_{k_y}$) croissent en hauteur jusqu'à atteindre leur maximum au dernier étage.

Nous constatons des déplacements relatifs inter-étage qui dépassent le déplacement admissible, alors la condition du RPA n'est pas vérifiée.

7.6.4. Effet P-Δ :

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

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

Avec :

- P_k : poids totale de la structure au niveau "k"
- Δ_k : déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k - 1"
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"
- h_k : hauteur de l'étage "k"

Au niveau du 6^{ème} étage : $\theta = \frac{2894,789 \cdot 0,029}{258 \cdot 2,72} = 0,12 > 0,10$ ☒

7.7. Conclusions :

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

D'une autre manière, notre bâtiments ne peut pas être réputée parasismique.



CHAPITRE 8

INTERACTION DES MURS VOILES

8.1. INTRODUCTION

Les différents codes parasismiques préconisent la répartition symétrique des éléments de contreventement par rapport au centre de gravité. (12)

Dans ce chapitre, on va essayer de disposer d'une manière systématique les murs voiles sur la périphérie de notre bâtiment, en gardant sa symétrie.

Et comme dans l'étude sismique des portiques (chapitre 7), chaque disposition ou variante sera étudiée et vérifiée selon les paramètres RPA.

8.2. INSERTION DES MURS VOILES

8.2.1. Pré dimensionnement des murs voiles :

D'après le [RPA99/VERSION2003], les murs sont considérés comme voiles de contreventement s'ils sont satisfaisants à la condition : $l \geq 4a$ & $a \geq \frac{h_e}{20}$

Avec :

$$\begin{cases} l : \text{longueur du voile} \\ a : \text{épaisseur des voiles} \\ h_e : \text{hauteur libre d'étage} \end{cases}$$

On adopte : $a = 20 \text{ cm} \Rightarrow l \geq 80 \text{ cm}$

8.2.2. Spectre de réponse du calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : (article 4.3.3)

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Afin de définir notre spectre de réponse, et d'après le [RPA99/VERSION2003], il faut tout d'abord déterminer ses paramètres.

❖ Coefficient d'accélération de zone (A) :

$$\begin{cases} \text{ZONE IIa} \\ \text{Groupe 2} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$$

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

$$\begin{cases} \text{Béton Armé} \\ \text{Portiques contreventés par des voiles} \end{cases} \Rightarrow R = 4$$

❖ **Facteur de qualité (Q) :**

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

P_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité 'q' est satisfait ou non

Critère q	Selon X-X	Selon Y-Y
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,00	0,00
3. Régularité en plan	0,00	0,00
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	0,10	0,10

Tableau 8.8.2. Valeurs des pénalités P_q (Portiques contreventés)

$$\begin{cases} Q_X = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,10) = 1,20 \\ Q_Y = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,10) = 1,20 \end{cases}$$

1. Conditions minimales sur les files de contreventement : pour ce système de voiles, chaque file de voile doit comporter à tous les niveaux, au moins un trumeau ayant un rapport 'hauteur d'étage sur largeur' inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux trumeaux ayant un rapport inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent pas avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité.

$$\begin{cases} \frac{2,72}{l_1} \leq 0,67 \Rightarrow \bar{l}_1 \geq 4,06 \text{ m} \quad \checkmark \\ \frac{2,72}{l_2} \leq 1,0 \Rightarrow \bar{l}_2 \geq 2,72 \text{ m} \quad \checkmark \end{cases}$$

2. Redondance en plan : chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre files de portiques dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépasse pas 1,5.
 - Selon X-X :

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{7,80}{7,80} = 1,0 < 1,5 \quad \checkmark$$
 - Selon Y-Y :

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{5,70}{3,60} = 1,5 \leq 1,5 \quad \checkmark$$
5. Contrôle de la qualité : les essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre ne sont pas réalisés par l'entreprise.
6. Contrôle de la qualité de l'exécution : la mission de suivi des travaux sur chantier ne comprend pas notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

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

$$\begin{cases} \text{Voiles} \\ \text{Béton Armé} \end{cases} \Rightarrow \xi = 10\%$$

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

$$\xi \neq 5\% \Rightarrow \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

$$\eta = 1,826$$

❖ **Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (T_1), (T_2) :**

$$S_3 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$$

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

$$T = \min \left[C_T h_N^{3/4} ; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right]$$

- 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.

Avec :

$$\begin{cases} \text{Portique auto stable en Béton Armé} \\ \text{Contreventement assuré par des voiles} \end{cases} \Rightarrow C_T = 0,05$$

$$D \begin{cases} \text{Selon X - X} = 16,0 \text{ m} \\ \text{Selon Y - Y} = 19,2 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \sqrt{D_{\max}} = 4,38$$

$$\Rightarrow T = 0,88 \text{ s}$$

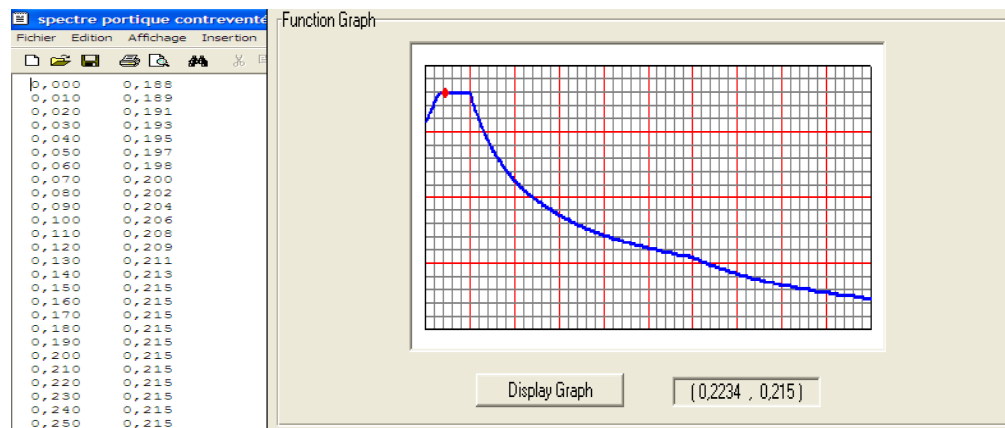


Figure 8.2.2 : Spectre de réponse du calcul RPA99 (Portiques contreventés)

$$\begin{aligned} T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \Rightarrow \frac{S_a}{g} &= 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \\ &= 2,5 * 1,826(1,25 * 0,15) \left(\frac{1,20}{4}\right) \left(\frac{0,50}{0,88}\right)^{2/3} \quad \frac{S_a}{g} = 0,18 \end{aligned}$$

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

$$T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 * 1,826 \left(\frac{0,50}{0,88}\right)^{2/3} \quad D = 3,13$$

8.3. ETUDE DES VARIANTES

8.3.1. Définition des variantes :

Les différentes variantes seront définies en fonction de deux paramètres : le pourcentage des murs voiles par rapport au périmètre du plancher (= 68,8 m), et sa disposition en plan suivant la direction (transversale X-X ou longitudinale Y-Y).

Les éléments de structure (poteaux, poutres et planchers) restent inchangés pour les différentes variantes.

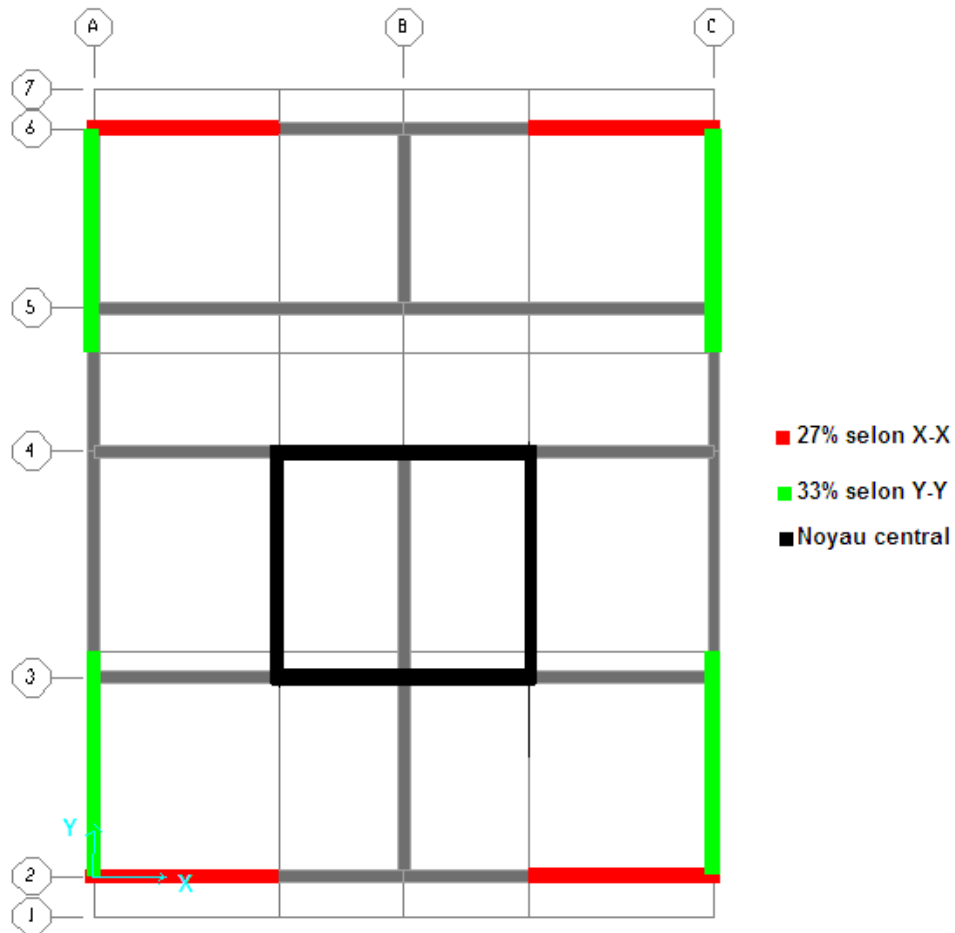


Figure 8.3.1 : Plan terrasse (axes & pourcentage)

8.3.2. Calcul des forces sismiques totales :

$$V = \frac{A D Q}{R} W \quad \left\{ \begin{array}{l} A = 0,15 \\ D = 3,13 \\ Q = 1,20 \\ R = 4,00 \end{array} \right. \Rightarrow V = 0,14 * W \text{ kN}$$

Pourcentage	Poids [kN]	Force sismique [kN]
0%	54038,1486	8336,1827
4,5%	54828,9480	7722,6573
5,5%	55004,6811	7747,4093
9%	55619,7473	7834,0414
10%	55795,4805	7858,7934
11%	55971,2137	7883,5455
13,5%	56410,5467	7945,4255
16,5%	56937,7462	8019,6816
18%	57201,3460	8056,8096
20%	57552,8124	8106,3136
22%	57904,2788	8155,8177
22,5%	57992,1454	8168,1937
27%	58782,9447	8279,5778
27,5%	58870,8113	8291,9538
30%	59310,1443	8353,8338
31,5%	59573,7441	8390,9619
33%	59837,3438	8428,0899
36%	60364,5434	8502,3459
38,5%	60803,8764	8564,2260
40%	61067,4762	8601,3540
40,5%	61155,3428	8613,7300
44%	61770,4089	8700,3621
45%	61946,1421	8725,1141
49,5%	62736,9415	8836,4982
50%	62824,8081	8848,8742
55%	63703,4740	8972,6343
60%	64582,1399	9096,3944
70%	66339,4718	9343,9146
80%	68096,8037	9591,4348
90%	69854,1356	9838,9550
100%	71611,4675	11527,4002
<i>Noyau central</i>	56785,1199	9140,7819
+10%	58542,4518	8795,4180
+20%	60299,7837	9059,4395
+30%	62057,1156	9323,4610
+40%	63814,4475	9587,4826
+50%	65571,7794	9851,5041
+60%	67329,1112	10115,5257
+70%	69086,4431	10379,5472
+80%	70843,7750	10643,5688
+90%	72601,1069	10907,5903
+100%	74358,4388	11969,5841

Tableau 8.3.2. Poids et forces sismiques des différentes variantes

8.4. RÉSULTATS DE L'ANALYSE

8.4.1. Caractéristiques dynamiques :

$$1,3 * T = 1,144 \text{ s}$$

❖ En fonction de la disposition en plan :

Pourcentage		Période maximale	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Participation massique
selon X-X	selon Y-Y					
0%	0%	2,523196	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
10%	0%	2,582505	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
0%	10%	2,027077	Torsion	Translation Y	Torsion	> 90%
20%	0%	2,609948	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
0%	20%	2,046875	Torsion	Translation Y	Torsion	> 90%
30%	0%	2,637435	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
0%	30%	2,067953	Torsion	Translation Y	Torsion	> 90%
40%	0%	2,663856	Translation Y	Translation Y	Torsion	> 90%
0%	40%	2,091818	Translation X	Torsion	Translation Y	> 90%
45%	0%	2,672775	Translation Y	Translation Y	Torsion	> 90%
0%	45%	2,103895	Translation X	Torsion	Translation Y	> 90%
4,5%	0%	2,568746	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
0%	5,5%	2,305831	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
9%	0%	2,582505	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
0%	11%	2,027077	Torsion	Translation Y	Torsion	> 90%
13,5%	0%	2,591946	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
0%	16,5%	2,039521	Torsion	Translation Y	Torsion	> 90%
18%	0%	2,609948	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
0%	22%	2,046875	Torsion	Translation Y	Torsion	> 90%
22,5%	0%	2,616988	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
0%	27,5%	2,067953	Torsion	Translation Y	Torsion	> 90%
27%	0%	2,637435	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
0%	33%	2,074907	Torsion	Translation Y	Torsion	> 90%
31,5%	0%	2,641583	Translation Y	Translation Y	Torsion	> 90%
0%	38,5%	2,091818	Translation X	Torsion	Translation Y	> 90%
36%	0%	2,653579	Translation Y	Translation Y	Torsion	> 90%
0%	44%	2,103895	Translation X	Translation X	Torsion	> 90%
40,5%	0%	2,663856	Translation Y	Translation Y	Torsion	> 90%
0%	49,5%	2,111789	Translation X	Torsion	Torsion	> 90%
45%	0%	2,672775	Translation Y	Translation Y	Torsion	> 90%
0%	55%	2,115992	Translation X	Translation X	Torsion	> 90%
<i>Noyau central</i>		1,803972	Translation Y	Translation X	Torsion	> 90%

Tableau 8.4.1.a. Caractéristiques dynamiques des différentes variantes (en fonction de la disposition en plan)

❖ En fonction du pourcentage :

Pourcentage		Période maximal	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Participation massique
selon X-X	selon Y-Y					
0%	0%	2,523196	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
4,5%	5,5%	2,310654	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
9%	11%	1,913734	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
13,5%	16,5%	1,596819	Torsion	Translation Y	Torsion	> 90%
18%	22%	1,406847	Torsion	Translation Y	Torsion	> 90%
22,5%	27,5%	1,205801	Translation X	Translation Y	Torsion	> 90%
27%	33%	1,060075	Translation Y	Translation X	Torsion	> 90%
31,5%	38,5%	0,962727	Translation Y	Translation X	Torsion	> 90%
36%	44%	0,805272	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
40,5%	49,5%	0,570274	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
45%	55%	0,426570	Translation X	Translation Y	Torsion	> 90%
4,5%	11%	1,944232	Torsion	Translation Y	Torsion	> 90%
9%	16,5%	1,786179	Torsion	Translation Y	Torsion	> 90%
13,5%	22%	1,602919	Translation X	Translation Y	Torsion	> 90%
18%	27,5%	1,411633	Translation X	Translation Y	Torsion	> 90%
22,5%	33%	1,213745	Translation X	Translation X	Torsion	> 90%
27%	38,5%	1,006648	Torsion	Translation Y	Torsion	> 90%
31,5%	44%	0,808049	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
36%	49,5%	0,628098	Torsion	Translation Y	Torsion	> 90%
40,5%	55%	0,495472	Translation X	Translation Y	Torsion	> 90%
4,5%	16,5%	1,954911	Torsion	Translation Y	Torsion	> 90%
9%	22%	1,794282	Torsion	Translation Y	Torsion	> 90%
13,5%	27,5%	1,609758	Translation X	Translation Y	Torsion	> 90%
18%	33%	1,420823	Translation X	Translation Y	Torsion	> 90%
22,5%	38,5%	1,222631	Torsion	Translation Y	Torsion	> 90%
27%	44%	1,011498	Torsion	Translation Y	Torsion	> 90%
31,5%	49,5%	0,803808	Translation X	Translation Y	Torsion	> 90%
36%	55%	0,601568	Translation X	Translation Y	Torsion	> 90%
5,5%	4,5%	2,370256	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
11%	9%	2,049393	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
16,5%	13,5%	1,710441	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
22%	18%	1,411808	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
27,5%	22,5%	1,206698	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
33%	27%	1,107158	Translation Y	Translation X	Torsion	> 90%
38,5%	31,5%	1,057370	Translation Y	Translation X	Torsion	> 90%
45%	35%	1,006600	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%

Tableau 8.4.1.b. Caractéristiques dynamiques des différentes variantes (en fonction du pourcentage sans N.c.)

Noyau central +		Période maximal	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Participation massique
selon X-X	selon Y-Y					
0%	0%	1,803972	Translation Y	Translation X	Torsion	> 90%
4,5%	5,5%	1,741841	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
9%	11%	1,564946	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
13,5%	16,5%	1,371101	Translation X	Translation Y	Torsion	> 90%
18%	22%	1,262342	Translation X	Translation Y	Torsion	> 90%
22,5%	27,5%	1,126447	Translation X	Translation Y	Torsion	> 90%
27%	33%	0,982789	Translation Y	Translation X	Torsion	> 90%
31,5%	38,5%	0,912108	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
36%	44%	0,781818	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
40,5%	49,5%	0,579160	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
45%	55%	0,437297	Translation X	Translation Y	Torsion	> 90%
4,5%	11%	1,561545	Translation Y	Torsion	Torsion	> 90%
9%	16,5%	1,463595	Translation X	Torsion	Torsion	> 90%
13,5%	22%	1,375415	Translation X	Translation Y	Torsion	> 90%
18%	27,5%	1,266458	Translation X	Translation Y	Torsion	> 90%
22,5%	33%	1,132704	Translation X	Translation Y	Torsion	> 90%
27%	38,5%	0,972294	Translation X	Translation Y	Torsion	> 90%
31,5%	44%	0,795864	Torsion	Translation Y	Torsion	> 90%
36%	49,5%	0,634848	Torsion	Translation Y	Torsion	> 90%
40,5%	55%	0,502850	Translation X	Translation Y	Torsion	> 90%
4,5%	16,5%	1,536224	Torsion	Translation Y	Torsion	> 90%
9%	22%	1,467534	Translation X	Translation Y	Torsion	> 90%
13,5%	27,5%	1,380111	Translation X	Translation Y	Torsion	> 90%
18%	33%	1,272999	Translation X	Translation Y	Torsion	> 90%
22,5%	38,5%	1,139491	Translation X	Translation Y	Torsion	> 90%
27%	44%	0,975761	Translation X	Translation Y	Torsion	> 90%
31,5%	49,5%	0,797486	Translation X	Translation Y	Torsion	> 90%
36%	55%	0,609827	Translation X	Translation Y	Torsion	> 90%

Tableau 8.4.1.c. Caractéristiques dynamiques des différentes variantes
(en fonction du pourcentage avec N.c.)

8.4.2. Résultante des forces sismiques du calcul :

$$0,8 V < \begin{cases} V_{tx} \\ V_{ty} \end{cases}$$

❖ En fonction de la disposition en plan :

Pourcentage		V_{tx} [kN]	V_{ty} [kN]	$0,8 * V$ [kN]
selon X-X	selon Y-Y			
0%	0%	2573,580	2328,556	6668,9460
10%	0%	5010,841	3884,245	6287,0347
0%	10%	4564,511	4621,548	6287,0347
20%	0%	6164,917	3876,539	6485,0509
0%	20%	4580,896	6028,396	6485,0509
30%	0%	7825,216	3964,889	6683,0671
0%	30%	4597,602	6600,141	6683,0671
40%	0%	9615,965	4005,842	6881,0832
0%	40%	4697,734	7588,568	6881,0832
45%	0%	10550,996	4001,903	6980,0913
0%	45%	4738,989	8508,608	6980,0913
4,5%	0%	4611,316	3956,205	6178,1259
0%	5,5%	4527,723	4190,705	6197,9275
9%	0%	5010,841	3884,245	6267,2331
0%	11%	4564,511	4621,548	6306,8364
13,5%	0%	5332,844	3929,495	6356,3404
0%	16,5%	4539,690	5650,314	6415,7452
18%	0%	6164,917	3876,539	6445,4477
0%	22%	4580,896	6028,396	6524,6541
22,5%	0%	7038,218	4223,259	6534,5549
0%	27,5%	4597,602	6600,141	6633,5630
27%	0%	7825,216	3964,889	6623,6622
0%	33%	4619,017	6785,613	6742,4719
31,5%	0%	8143,842	3977,618	6712,7695
0%	38,5%	4697,734	7588,568	6851,3808
36%	0%	9047,032	4001,23	6801,8768
0%	44%	4738,989	8508,608	6960,2897
40,5%	0%	9615,965	4005,842	6890,9840
0%	49,5%	4801,923	9587,233	7069,1986
45%	0%	10550,996	4001,903	6980,0913
0%	55%	4801,029	11417,195	7178,1074
<i>Noyau central</i>		5871,229	5373,354	7312,6255

Tableau 8.4.2.a. Résultantes des forces sismiques du calcul des différentes variantes (en fonction de la disposition en plan)

❖ En fonction du pourcentage :

Pourcentage		V_{tx} [kN]	V_{ty} [kN]	0,8 * V [kN]
selon X-X	selon Y-Y			
0%	0%	2573,580	2328,556	6668,9460
4,5%	5,5%	4677,182	4221,542	6287,0347
9%	11%	5048,348	4836,908	6485,0509
13,5%	16,5%	5543,475	5707,999	6683,0671
18%	22%	6303,226	10219,462	6881,0832
22,5%	27,5%	9188,254	8254,599	7079,0994
27%	33%	8219,404	7680,196	7277,1155
31,5%	38,5%	9583,171	8901,192	7475,1317
36%	44%	10797,955	9179,693	7673,1478
40,5%	49,5%	12286,130	11780,488	7871,1640
45%	55%	12541,219	12482,733	9221,9202
4,5%	11%	4752,749	4779,588	6386,0428
9%	16,5%	5041,769	5638,065	6584,0590
13,5%	22%	5599,401	6659,110	6782,0751
18%	27,5%	6344,647	8396,050	6980,0913
22,5%	33%	9426,737	8308,511	7178,1074
27%	38,5%	8349,932	8421,899	7376,1236
31,5%	44%	9622,682	9735,759	7574,1398
36%	49,5%	11033,100	11597,085	7772,1559
40,5%	55%	12876,176	12742,077	7970,1721
4,5%	16,5%	4710,772	5527,403	6485,0509
9%	22%	5083,126	6217,046	6683,0671
13,5%	27,5%	5702,028	11409,707	6881,0832
18%	33%	6408,173	7851,748	7079,0994
22,5%	38,5%	9859,692	8337,477	7277,1155
27%	44%	8602,661	9583,979	7475,1317
31,5%	49,5%	9646,669	11955,963	7673,1478
36%	55%	11608,283	12637,158	7871,1640
5,5%	4,5%	4722,632	4179,308	6287,0347
11%	9%	5194,156	4644,204	6485,0509
16,5%	13,5%	6006,497	8547,664	6683,0671
22%	18%	14447,806	7021,649	6881,0832
27,5%	22,5%	8219,534	7203,169	7079,0994
33%	27%	9759,359	8014,067	7277,1155
38,5%	31,5%	11532,025	7609,406	7475,1317
45%	35%	11881,288	8126,888	7673,1478

Tableau 8.4.2.b. Résultantes des forces sismiques du calcul des différentes variantes (en fonction du pourcentage sans N.c.)

Noyau central +		V_{tx} [kN]	V_{ty} [kN]	0,8 * V [kN]
selon X-X	selon Y-Y			
0%	0%	5871,229	5373,354	7312,6255
4,5%	5,5%	5930,555	5559,435	7036,3344
9%	11%	6220,554	6036,757	7247,5516
13,5%	16,5%	6653,001	6742,380	7458,7688
18%	22%	7621,117	8491,217	7669,9861
22,5%	27,5%	8097,291	8308,415	7881,2033
27%	33%	8859,140	9367,931	8092,4205
31,5%	38,5%	10113,815	9653,450	8303,6378
36%	44%	11485,311	10107,004	8514,8550
40,5%	49,5%	13014,798	12552,936	8726,0722
45%	55%	13376,846	13396,724	9575,6673
4,5%	11%	5992,179	5989,274	7141,9430
9%	16,5%	6291,692	6698,827	7353,1602
13,5%	22%	7927,828	7919,101	7564,3775
18%	27,5%	7785,952	8878,125	7775,5947
22,5%	33%	8045,614	8534,737	7986,8119
27%	38,5%	8979,160	9475,777	8198,0292
31,5%	44%	10181,907	10689,931	8409,2464
36%	49,5%	11703,793	12348,610	8620,4636
40,5%	55%	13710,937	13188,444	8831,6809
4,5%	16,5%	6040,716	6603,097	7247,5516
9%	22%	6302,638	7353,211	7458,7688
13,5%	27,5%	8007,496	8279,275	7669,9861
18%	33%	7885,831	9023,658	7881,2033
22,5%	38,5%	8295,574	9239,596	8092,4205
27%	44%	9165,121	10232,157	8303,6378
31,5%	49,5%	10307,959	12892,244	8514,8550
36%	55%	12260,780	13079,058	8726,0722

Tableau 8.4.2.c. Résultantes des forces sismiques du calcul des différentes variantes (en fonction du pourcentage avec N.c.)

8.4.3. Déplacements latéraux inter-étages :

$$\bar{\Delta} = 1\% h_{étg} = \frac{272}{100} = 2,72 \text{ cm} > \begin{cases} \Delta K_X \\ \Delta K_Y \end{cases}$$

❖ En fonction de la disposition en plan :

Pourcentage		Déplacement relatif maximal			
selon X-X	selon Y-Y	ΔK_X [cm]	k	ΔK_Y [cm]	k
0%	0%	2,3915	05	2,9228	06
10%	0%	1,7958	05	2,9926	06
0%	10%	2,2868	05	2,1764	06
20%	0%	1,2750	06	3,0226	06
0%	20%	2,2406	05	1,2534	10
30%	0%	0,7804	06	3,0928	06
0%	30%	2,2436	05	1,0624	13
40%	0%	0,4326	10	3,1168	06
0%	40%	2,2870	05	0,7402	10
45%	0%	0,3856	12	3,1420	06
0%	45%	2,2910	05	0,6026	11
4,5%	0%	2,1742	05	2,9582	06
0%	5,5%	2,2944	05	2,6428	06
9%	0%	1,7958	06	2,9936	06
0%	11%	2,2868	05	2,1764	06
13,5%	0%	1,6518	05	3,0174	05
0%	16,5%	2,2430	05	1,5004	07
18%	0%	1,2750	06	3,0226	06
0%	22%	2,2406	05	1,2534	10
22,5%	0%	1,1448	06	3,0402	06
0%	27,5%	2,2436	05	1,0624	13
27%	0%	0,7804	06	3,0928	06
0%	33%	2,2576	05	0,9706	12
31,5%	0%	0,7088	07	3,1036	06
0%	38,5%	2,2870	05	0,7402	10
36%	0%	0,5338	08	3,1000	06
0%	44%	2,2910	05	0,6026	11
40,5%	0%	0,4326	10	3,1168	06
0%	49,5%	2,2998	05	0,4990	10
45%	0%	0,3856	12	3,1420	06
0%	55%	2,3154	05	0,2638	11
<i>Noyau central</i>		1,5184	02	1,8104	04

Tableau 8.4.3.a. Déplacements latéraux inter-étages des différentes variantes (en fonction de la disposition en plan)

❖ En fonction du pourcentage :

Pourcentage		Déplacement relatif maximal			
selon X-X	selon Y-Y	ΔK_X [cm]	k	ΔK_Y [cm]	k
0%	0%	2,3915	05	2,9228	06
4,5%	5,5%	2,2282	04	2,6154	06
9%	11%	1,9592	04	2,0530	06
13,5%	16,5%	1,6334	06	2,0352	08
18%	22%	1,3686	05	2,0108	08
22,5%	27,5%	1,1296	05	1,5740	11
27%	33%	0,9180	05	1,3464	09
31,5%	38,5%	0,6356	03	0,7122	09
36%	44%	0,5174	04	0,5862	09
40,5%	49,5%	0,3386	04	0,4254	09
45%	55%	0,2132	09	0,1696	09
4,5%	11%	2,0496	04	2,2268	06
9%	16,5%	1,9070	05	1,9882	08
13,5%	22%	1,6206	05	1,8550	09
18%	27,5%	1,3546	05	1,8984	11
22,5%	33%	1,1360	06	1,5278	07
27%	38,5%	0,9460	05	1,1102	06
31,5%	44%	0,7136	07	0,8042	07
36%	49,5%	0,5152	06	0,5036	06
40,5%	55%	0,1932	09	0,3102	08
4,5%	16,5%	2,1086	05	1,3866	08
9%	22%	1,8230	05	1,1010	12
13,5%	27,5%	1,5128	05	1,0058	13
18%	33%	1,2258	05	0,8360	11
22,5%	38,5%	0,9698	04	0,6712	12
27%	44%	0,7800	04	0,5400	09
31,5%	49,5%	0,5650	05	0,3402	07
36%	55%	0,3668	06	0,1876	09
5,5%	4,5%	2,1812	04	2,6952	06
11%	9%	1,8390	04	2,2552	06
16,5%	13,5%	1,4964	04	1,7468	06
22%	18%	1,2258	04	1,3224	08
27,5%	22,5%	0,9284	03	1,0658	10
33%	27%	0,6410	03	0,9870	11
38,5%	31,5%	0,3840	04	0,8820	12
45%	35%	0,2694	10	0,7478	09

Tableau 8.4.3.b. Déplacements latéraux inter-étages
des différentes variantes (en fonction du pourcentage sans N.c.)

Noyau central +		Déplacement relatif maximal			
selon X-X	selon Y-Y	ΔK_x [cm]	k	ΔK_y [cm]	k
0%	0%	1,5184	02	1,8104	04
4,5%	5,5%	1,5642	03	1,7398	03
9%	11%	1,4568	04	1,5000	04
13,5%	16,5%	1,2740	04	1,7082	04
18%	22%	1,1500	04	1,6044	06
22,5%	27,5%	1,0182	04	1,2488	06
27%	33%	0,8568	04	1,1296	07
31,5%	38,5%	0,6912	04	0,9990	04
36%	44%	0,5160	03	0,5378	08
40,5%	49,5%	0,3446	04	0,4080	08
45%	55%	0,2232	09	0,1752	09
4,5%	11%	1,4178	03	1,3846	04
9%	16,5%	1,2694	03	1,0308	06
13,5%	22%	1,1144	04	0,8676	10
18%	27,5%	0,9958	04	0,8058	11
22,5%	33%	0,8642	04	0,7088	10
27%	38,5%	0,7032	04	0,6050	08
31,5%	44%	0,5532	04	0,5026	08
36%	49,5%	0,4016	06	0,3262	09
40,5%	55%	0,2828	08	0,1954	09
4,5%	16,5%	1,3724	03	1,0424	06
9%	22%	1,2334	05	0,8676	08
13,5%	27,5%	1,1190	04	0,8168	11
18%	33%	1,0134	04	0,7142	10
22,5%	38,5%	0,8628	04	0,6064	08
27%	44%	0,7150	04	0,5038	08
31,5%	49,5%	0,5450	04	0,3346	07
36%	55%	0,3672	06	0,1948	09

Tableau 8.4.3.c. Déplacements latéraux inter-étages des différentes variantes (en fonction du pourcentage sans N.c.)

8.4.4. Effet P-Δ :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

❖ En fonction de la disposition en plan :

Pourcentage		k	P _k	Δ _k	V _k	h _k	θ
selon X-X	selon Y-Y						
0%	0%	06	2894,789	0,02923	258	2,72	0,121
10%	0%	06	2943,771	0,02994	475,735	2,72	0,068
0%	10%	05	2981,908	0,02287	477,282	2,72	0,052
20%	0%	06	2987,881	0,03023	503,800	2,72	0,066
0%	20%	05	3026,018	0,02241	470,091	2,72	0,053
30%	0%	06	3031,993	0,03093	558,817	2,72	0,062
0%	30%	05	3070,128	0,02244	470,060	2,72	0,054
40%	0%	06	3076,102	0,03117	427,522	2,72	0,082
0%	40%	05	3114,239	0,02287	478,531	2,72	0,055
45%	0%	06	3838,938	0,03142	70,993	2,72	0,624
0%	45%	05	3865,995	0,02291	479,592	2,72	0,067
4,5%	0%	06	2919,280	0,02958	454,499	2,72	0,070
0%	5,5%	05	2932,164	0,02294	480,723	2,72	0,051
9%	0%	06	2943,771	0,02994	475,735	2,72	0,068
0%	11%	05	2981,908	0,02287	477,282	2,72	0,052
13,5%	0%	06	2965,528	0,03017	484,447	2,72	0,067
0%	16,5%	05	3031,492	0,02243	471,673	2,72	0,053
18%	0%	06	2987,881	0,03023	503,800	2,72	0,066
0%	22%	05	3026,018	0,02241	470,091	2,72	0,053
22,5%	0%	06	3001,437	0,03040	516,813	2,72	0,064
0%	27,5%	05	3070,128	0,02244	470,060	2,72	0,054
27%	0%	06	3031,993	0,03093	558,817	2,72	0,061
0%	33%	05	3074,131	0,02258	472,589	2,72	0,054
31,5%	0%	06	3046,696	0,03104	561,287	2,72	0,062
0%	38,5%	05	3114,239	0,02287	478,531	2,72	0,055
36%	0%	06	3061,599	0,03100	537,927	2,72	0,065
0%	44%	05	3865,995	0,02291	479,592	2,72	0,067
40,5%	0%	06	3076,102	0,03117	427,522	2,72	0,082
0%	49,5%	05	3907,027	0,02299	481,674	2,72	0,068
45%	0%	06	3838,938	0,03142	70,993	2,72	0,624
0%	55%	05	3948,060	0,02315	485,975	2,72	0,069
Noyau central		04	2946,211	0,01810	269,329	2,72	0,073

Tableau 8.4.4.a. Effet P-Δ des différentes variantes (en fonction de la disposition en plan)

❖ En fonction du pourcentage :

Pourcentage		k	P_k	Δ_k	V_k	h_k	θ
selon X-X	selon Y-Y						
0%	0%	06	2894,789	0,02923	258	2,72	0,121
4,5%	5,5%	06	2943,771	0,02615	429,257	2,72	0,066
9%	11%	06	2987,881	0,02053	456,746	2,72	0,049
13,5%	16,5%	08	2975,993	0,02035	461,459	2,72	0,048
18%	22%	08	2998,718	0,02011	470,817	2,72	0,047
22,5%	27,5%	11	3342,251	0,01574	462,419	2,72	0,042
27%	33%	09	3456,822	0,01346	565,766	2,72	0,030
31,5%	38,5%	09	3600,977	0,00712	533,183	2,72	0,017
36%	44%	09	3745,096	0,00586	537,652	2,72	0,016
40,5%	49,5%	09	3889,312	0,00425	400,518	2,72	0,015
45%	55%	09	4011,678	0,00213	62,622	2,72	0,050
4,5%	11%	06	2974,241	0,02227	431,336	2,72	0,056
9%	16,5%	08	2988,993	0,01988	480,472	2,72	0,045
13,5%	22%	09	2998,718	0,01855	470,819	2,72	0,043
18%	27,5%	11	3312,253	0,01598	428,527	2,72	0,045
22,5%	33%	07	3454,527	0,01828	559,319	2,72	0,041
27%	38,5%	06	3602,567	0,01110	595,129	2,72	0,025
31,5%	44%	07	3732,092	0,00804	686,678	2,72	0,016
36%	49,5%	06	3885,234	0,00515	656,217	2,72	0,011
40,5%	55%	08	4009,537	0,00310	443,236	2,72	0,010
4,5%	16,5%	05	2989,993	0,02109	578,459	2,72	0,040
9%	22%	05	3031,993	0,01823	553,000	2,72	0,036
13,5%	27,5%	05	3157,718	0,01513	579,478	2,72	0,030
18%	33%	05	3384,114	0,01226	604,813	2,72	0,025
22,5%	38,5%	04	3472,336	0,00970	606,426	2,72	0,020
27%	44%	04	3650,876	0,00780	646,829	2,72	0,016
31,5%	49,5%	05	3784,389	0,00565	686,438	2,72	0,011
36%	55%	06	3837,624	0,003668	515,877	2,72	0,010
5,5%	4,5%	06	2943,771	0,02695	436,158	2,72	0,067
11%	9%	06	2987,881	0,02255	461,781	2,72	0,054
16,5%	13,5%	06	3031,993	0,01747	485,322	2,72	0,040
22%	18%	08	2998,718	0,01322	455,135	2,72	0,032
27,5%	22,5%	10	3342,251	0,01066	423,257	2,72	0,031
33%	27%	11	3456,822	0,00987	443,732	2,72	0,028
38,5%	31,5%	12	3600,977	0,00882	271,369	2,72	0,043
45%	35%	09	3745,096	0,00748	61,101	2,72	0,168

Tableau 8.4.4.b. Effet P- Δ des différentes variantes (en fonction du pourcentage sans N.c.)

Noyau central +		k	P_k	Δ_k	V_k	h_k	θ
selon X-X	selon Y-Y						
0%	0%	04	2946,211	0,01810	269,329	2,72	0,073
4,5%	5,5%	03	2987,090	0,017398	354,226	2,72	0,054
9%	11%	04	3031,200	0,015000	357,583	2,72	0,047
13,5%	16,5%	04	3075,312	0,025082	385,642	2,72	0,073
18%	22%	06	3042,037	0,016044	408,942	2,72	0,044
22,5%	27,5%	06	3385,570	0,012488	481,042	2,72	0,032
27%	33%	07	3500,141	0,011296	569,865	2,72	0,025
31,5%	38,5%	04	3644,296	0,009990	642,645	2,72	0,021
36%	44%	08	3788,415	0,005378	529,378	2,72	0,014
40,5%	49,5%	08	3932,631	0,004080	410,225	2,72	0,014
45%	55%	09	4054,997	0,001752	64,010	2,72	0,041
4,5%	11%	03	3002,425	0,014178	277,858	2,72	0,056
9%	16,5%	03	3052,308	0,012694	354,939	2,72	0,040
13,5%	22%	04	3103,584	0,011144	383,472	2,72	0,033
18%	27,5%	04	3295,412	0,009958	446,320	2,72	0,027
22,5%	33%	04	3437,281	0,008642	509,236	2,72	0,021
27%	38,5%	04	3597,346	0,007032	575,122	2,72	0,016
31,5%	44%	04	3780,645	0,005532	621,158	2,72	0,012
36%	49,5%	06	3878,359	0,004016	505,682	2,72	0,011
40,5%	55%	08	3962,477	0,002828	269,234	2,72	0,015
4,5%	16,5%	03	3031,200	0,013724	288,933	2,72	0,053
9%	22%	05	3075,312	0,012334	348,432	2,72	0,040
13,5%	27,5%	04	3042,037	0,011190	386,754	2,72	0,032
18%	33%	04	3385,570	0,010134	445,097	2,72	0,028
22,5%	38,5%	04	3500,141	0,008628	515,270	2,72	0,021
27%	44%	04	3644,296	0,007150	585,792	2,72	0,016
31,5%	49,5%	04	3788,415	0,005450	615,977	2,72	0,012
36%	55%	06	3932,631	0,003672	510,349	2,72	0,010

Tableau 8.4.4.c. Effet P- Δ des différentes variantes (en fonction du pourcentage avec N.c.)



CHAPITRE 9

COMPARAISONS

9.1. INTRODUCTION

Dans ce dernier chapitre, on va faire une étude comparative entre notre structure à portiques seuls et toutes les autres structures contreventées avec des murs voiles déjà étudiés dans le chapitre 8, en faisant varier le pourcentage des murs voiles et sa disposition suivant les deux sens, longitudinal (Y-Y) et transversal (X-X), afin de les comparer les uns avec les autres.

Cette étude comparative sera en fonction des quatre paramètres de la vérification RPA : la période, les résultantes des forces sismiques à la base, les déplacements latéraux inter-étages et l'effet P- Δ , en traçant des courbes décrites pour chaque paramètre en fonction du pourcentage des voiles.

9.2. PÉRIODE

9.2.1. En fonction de la disposition en plan :

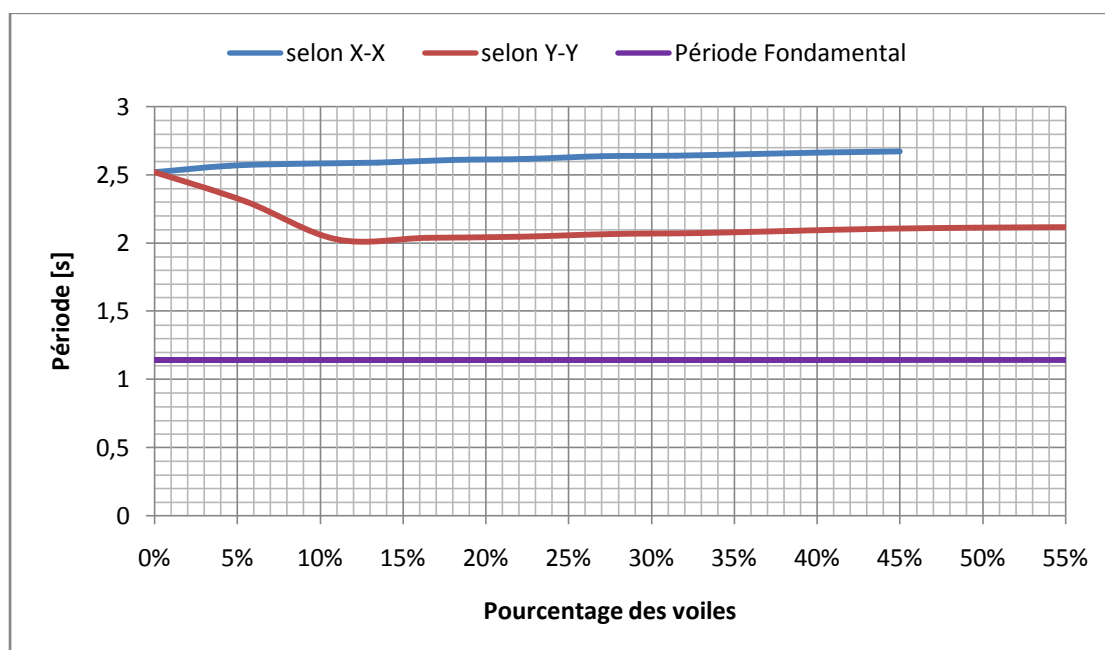


Figure 9.2.1. Variation du période en fonction de la disposition en plan des voiles

Analyse des résultats :

Sur la base des résultats qui nous ont permis de tracer les courbes ci-dessus, on peut nous tenir aux points suivants :

- L'ajout des murs voiles selon une seule direction, soit disant X-X ou Y-Y, ne permet pas de justifier la période de notre bâtiment (le rendre $< 1,144$ s).
- L'augmentation du pourcentage des murs voiles selon X-X augmente la période, contrairement vis-à-vis l'autre direction.

9.2.2. En fonction du pourcentage :

a. Sans noyau central :

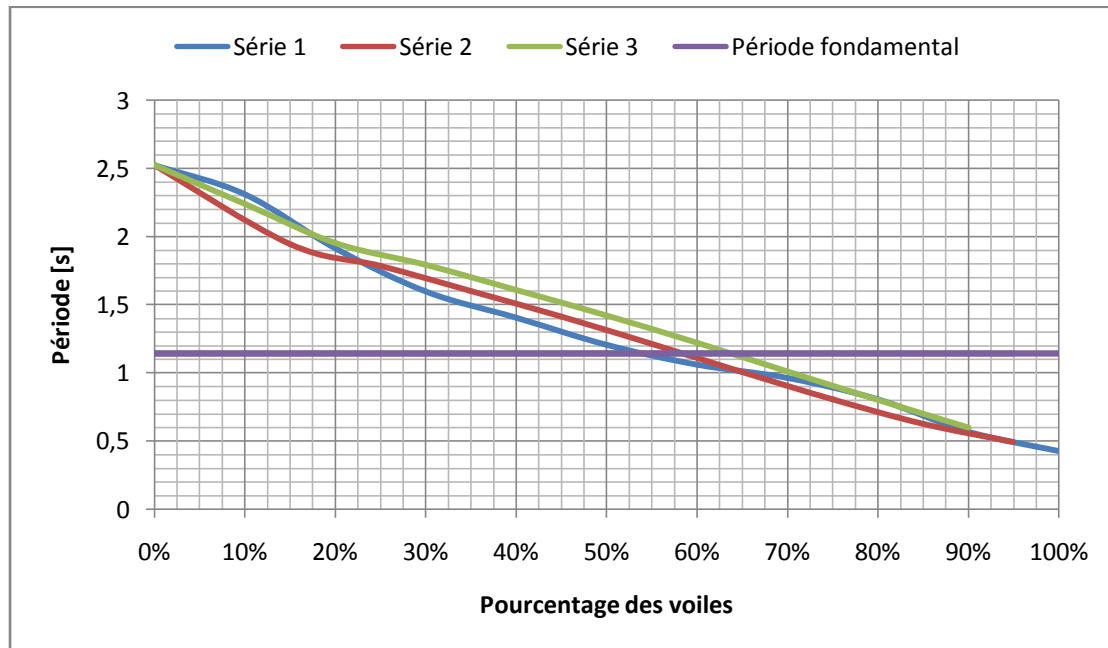


Figure 9.2.2.a. Variation du période en fonction du pourcentage des voiles (sans N.c.)

Analyse des résultats :

Sur la base des résultats qui nous ont permis de tracer les courbes ci-dessus, on peut nous tenir aux points suivants :

- Plus on augmente le pourcentage des murs voiles, le période se diminuera jusqu'il atteint sa valeur minimale (= 0,42657).
- La première série qui atteint le période fondamentale est la Série-1, chez le pourcentage 54 (d'une proportion : 24,3% selon X-X, 29,7% selon Y-Y).
- À partir du pourcentage 90 les périodes seront égaux quelque soit les séries.

b. Avec noyau central :

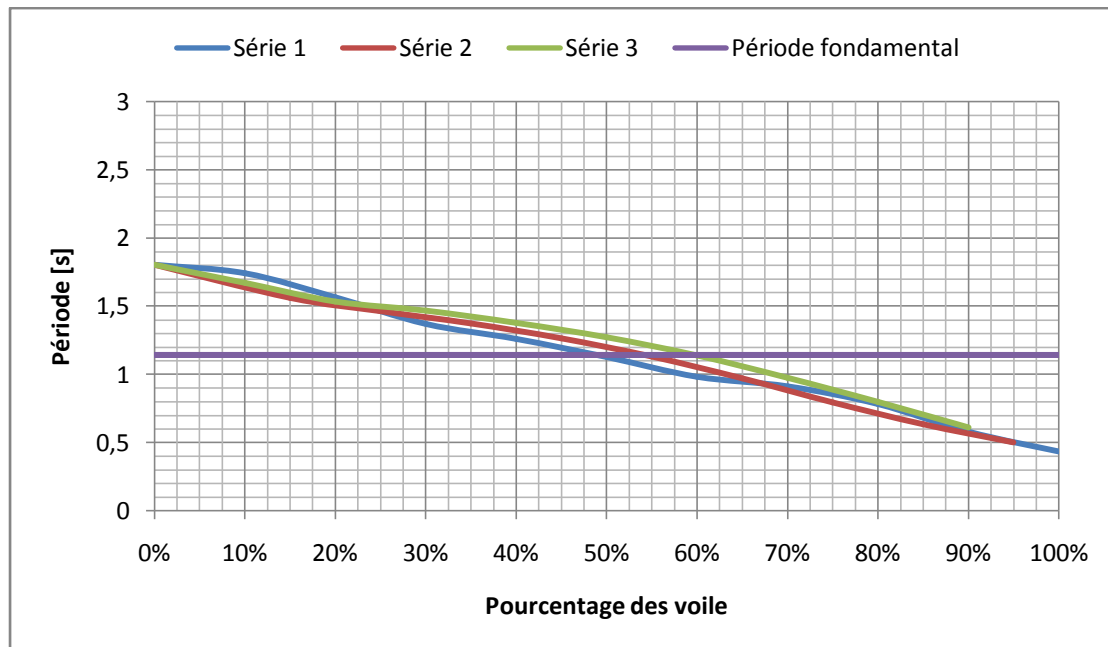


Figure 9.2.2.b. Variation du période en fonction du pourcentage des voiles (avec N.c.)

Analyse des résultats :

Sur la base des résultats qui nous ont permis de tracer les courbes ci-dessus, on peut nous tenir aux points suivants :

- Le noyau central seul diminue le période de plus de 28%, mais sans atteindre le période fondamentale.
- Toujours la première série qui atteint le période fondamentale est la Série-1, mais cette fois chez le pourcentage 48 (21,6% selon X-X, 26,4% selon Y-Y).
- Toujours aussi, à partir du pourcentage 90 les périodes seront égaux quelque soit les séries.

9.3. FORCES SISMIQUES À LA BASE

9.3.1. En fonction de la disposition en plan :

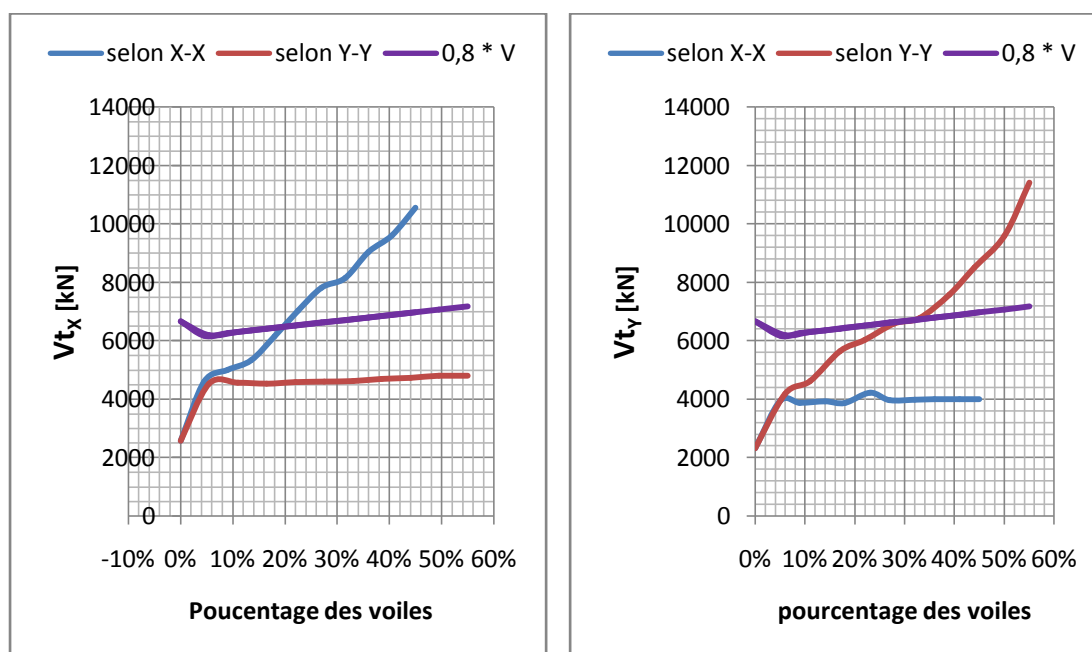


Figure 9.3.1. Variation des forces sismiques du calcul en fonction de la disposition en plan des voiles

Analyse des résultats :

Sur la base des résultats qui nous ont permis de tracer les courbes ci-dessus, on peut nous tenir aux points suivants :

- Pour augmenter la résultante des forces sismiques à la base selon une direction, il faut ajouter des murs voiles suivant la même direction. L'ajout suivant l'autre direction n'a rien influé.
- La résultante des forces sismiques V_{t_x} atteint les 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (V) chez le pourcentage 21 selon X-X, et la V_{t_y} chez le pourcentage 30 selon Y-Y.

9.3.2. En fonction du pourcentage :

a. Sans noyau central :

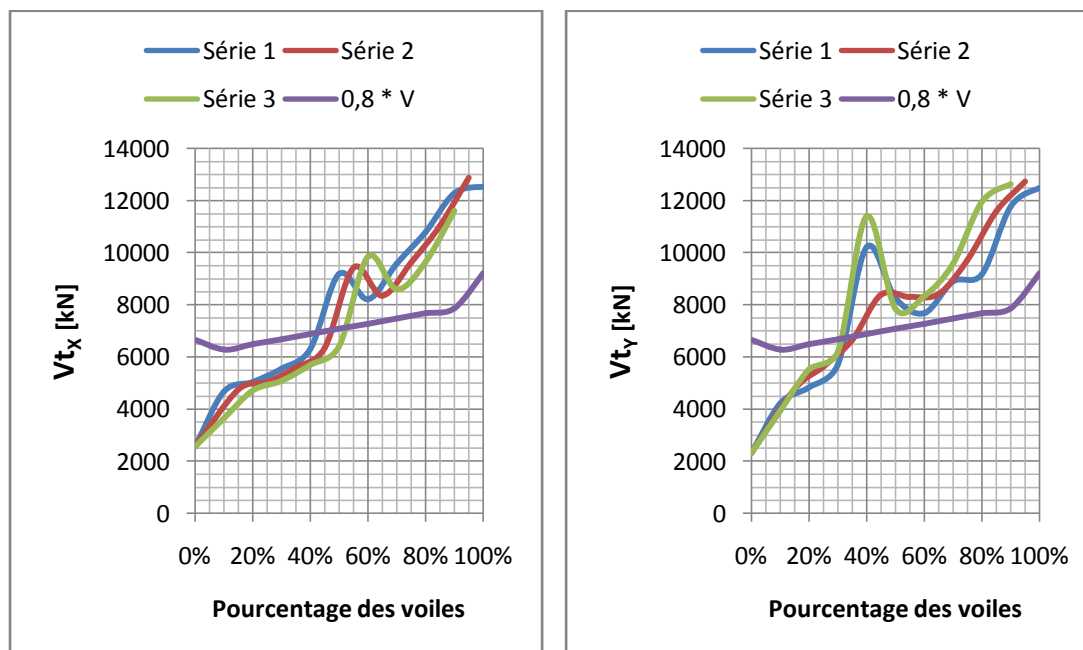


Figure 9.3.2.a. Variation des forces sismiques du calcul en fonction du pourcentage des voiles (sans N.c.)

Analyse des résultats :

Sur la base des résultats qui nous ont permis de tracer les courbes ci-dessus, on peut nous tenir aux points suivants :

- Plus on augmente le pourcentage des murs voiles, les résultantes des forces sismiques à la base s'augmenteront jusqu'elles atteignent leurs valeurs maximales (12876,176 kN pour V_{t_x} & 12742,077 kN pour V_{t_y}).
- La première série dont V_{t_x} atteint les 80% de V est la Série-1, chez le pourcentage 41 (18,5% selon X-X, 22,5% selon Y-Y). La première série dont V_{t_y} atteint les 80% de V est la Série-3, chez le pourcentage 31 (6,64% selon X-X, 24,36% selon Y-Y).

b. Avec noyau central :

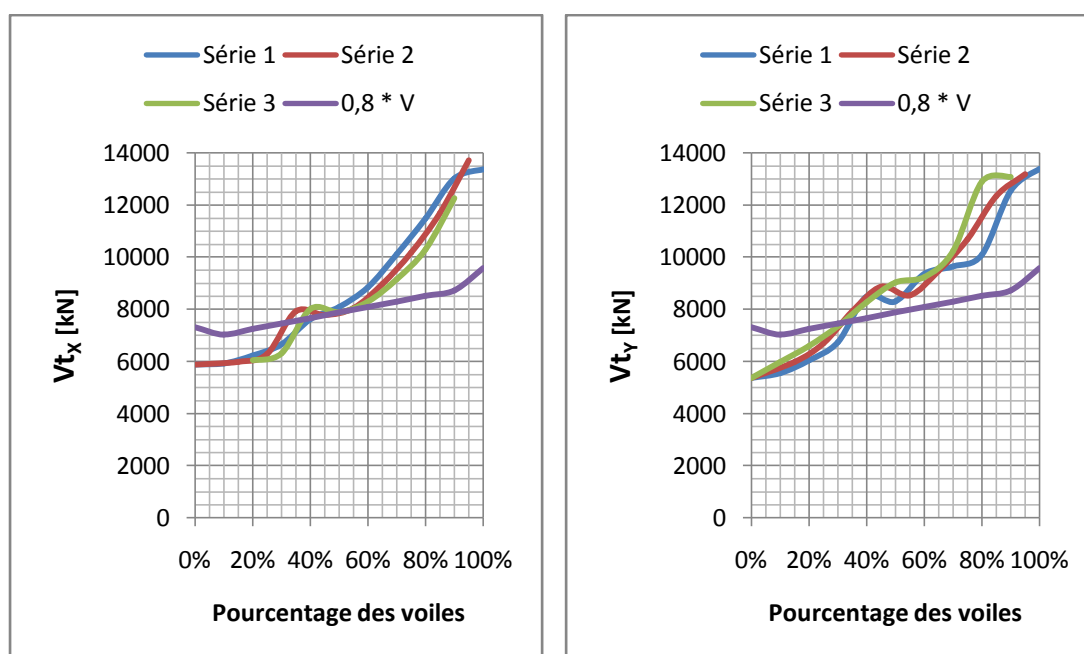


Figure 9.3.2.b. Variation des forces sismiques du calcul en fonction du pourcentage des voiles (avec N.c.)

Analyse des résultats :

Sur la base des résultats qui nous ont permis de tracer les courbes ci-dessus, on peut nous tenir aux points suivants :

- Le noyau central seul augmente les résultantes des forces sismiques à la base de plus de 128%, mais sans atteindre les 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (V).
- La première série dont V_{t_x} atteint les 80% de V est la Série-2, chez le pourcentage 32 (9,3% selon X-X, 22,7% selon Y-Y). La première série dont V_{t_y} atteint les 80% de V est toujours la Série-3, chez le pourcentage 31 (6,64% selon X-X, 24,36% selon Y-Y).

9.4. DÉPLACEMENTS INTER-ÉTAGES

9.4.1. En fonction de la disposition en plan :

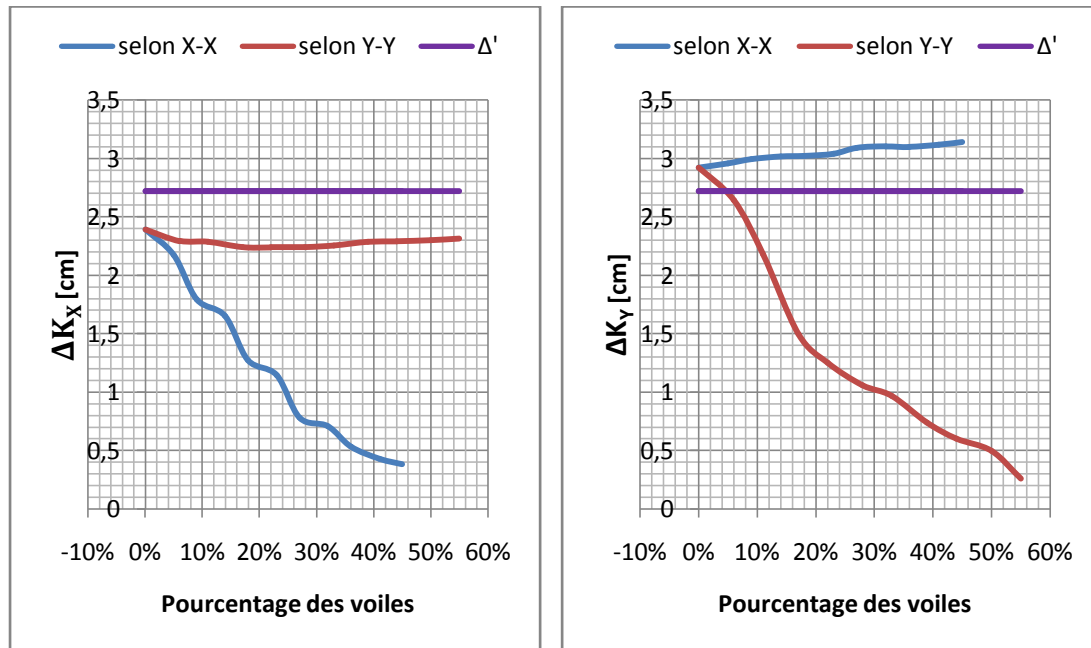


Figure 9.4.1. Variation des déplacements inter-étages en fonction de la disposition en plan des voiles

Analyse des résultats :

Sur la base des résultats qui nous ont permis de tracer les courbes ci-dessus, on peut nous tenir aux points suivants :

- Pour diminuer les déplacements latéraux inter-étages selon une direction, il faut ajouter des murs voiles suivant la même direction. L'ajout suivant l'autre direction n'a rien influé.
- les déplacements les plus importants sont ceux suivant la direction longitudinale (Y-Y).

9.4.2. En fonction du pourcentage :

a. Sans noyau central :

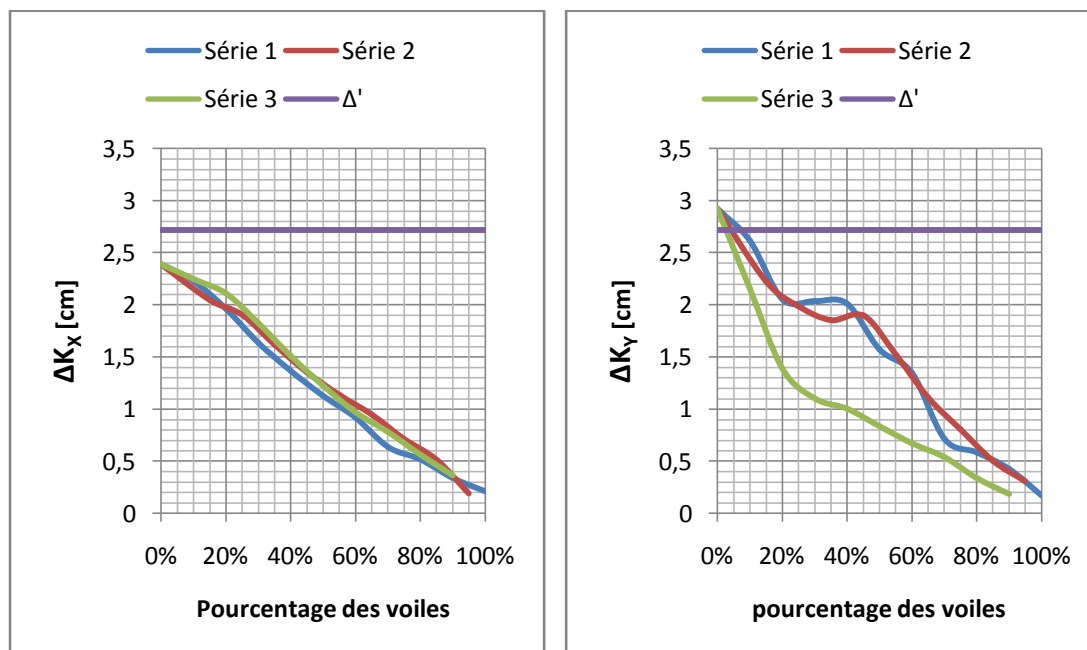


Figure 9.4.2.a. Variation des déplacements inter-étages en fonction du pourcentage des voiles (sans N.c.)

Analyse des résultats :

Sur la base des résultats qui nous ont permis de tracer les courbes ci-dessus, on peut nous tenir aux points suivants :

- Plus on augmente le pourcentage des murs voiles, les déplacements latéraux inter-étages se diminueront jusqu'ils atteignent ses valeurs minimales.
- La première série dont ΔK_Y atteint le 1,0% de l'hauteur de l'étage ($\bar{\Delta}$) est la Série-3, chez le pourcentage 3 (0,6% selon X-X, 0,4% selon Y-Y).

b. Avec noyau central :

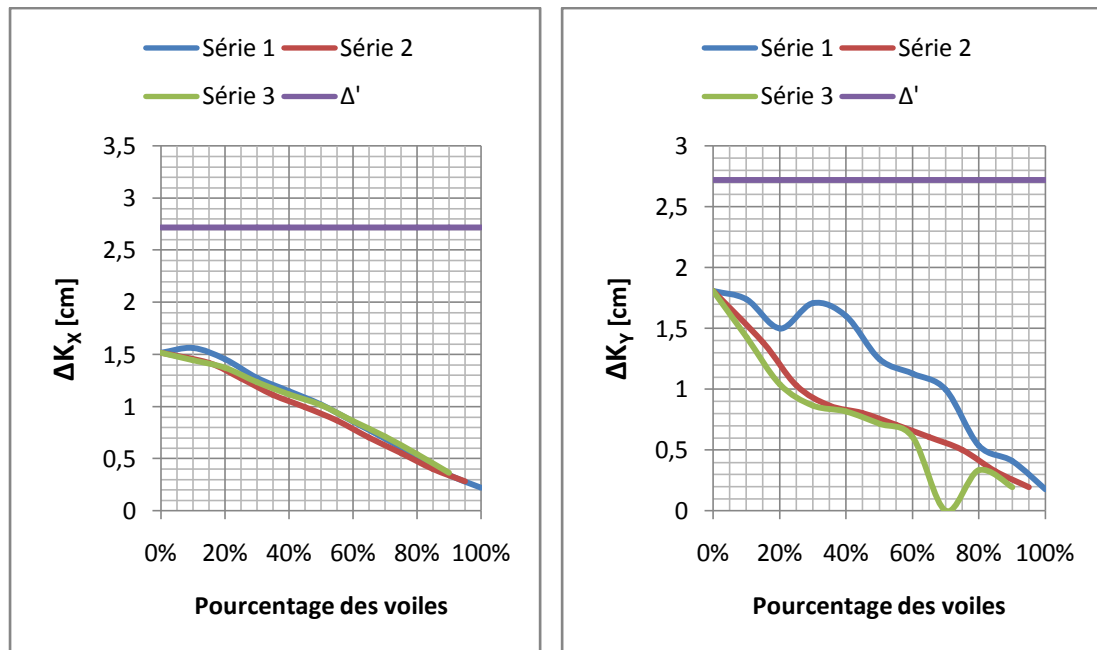


Figure 9.4.2.b. Variation des déplacements inter-étages en fonction du pourcentage des voiles (avec N.c.)

Analyse des résultats :

Sur la base des résultats qui nous ont permis de tracer les courbes ci-dessus, on peut distinguer que le noyau central seul diminue les déplacements latéraux inter-étages de plus de 36%, et peut les baisser moins le 1,0% de l'hauteur de l'étage ($\bar{\Delta}$).

9.5. EFFET P- Δ

9.5.1. En fonction de la disposition en plan :

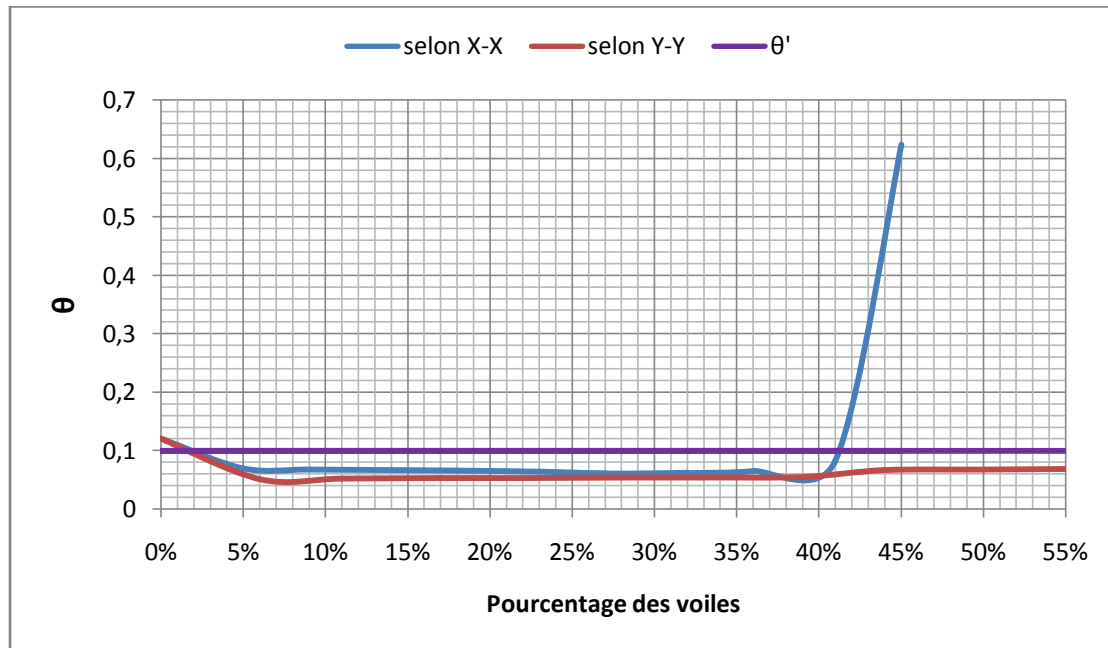


Figure 9.5.1. Variation de l'effet P- Δ en fonction de la disposition en plan des voiles

Analyse des résultats :

Sur la base des résultats qui nous ont permis de tracer les courbes ci-dessus, on peut nous tenir aux points suivants :

- L'ajout des murs voiles selon une seule direction, soit disant X-X ou Y-Y, permet de négliger l'effet P- Δ .
- La valeur de (θ) reste constante après l'insertion des 7,5% des murs voiles selon les deux directions. Les 45% des voiles selon X-X mènent l'effet P- Δ .

9.5.2. En fonction du pourcentage :

a. Sans noyau central :

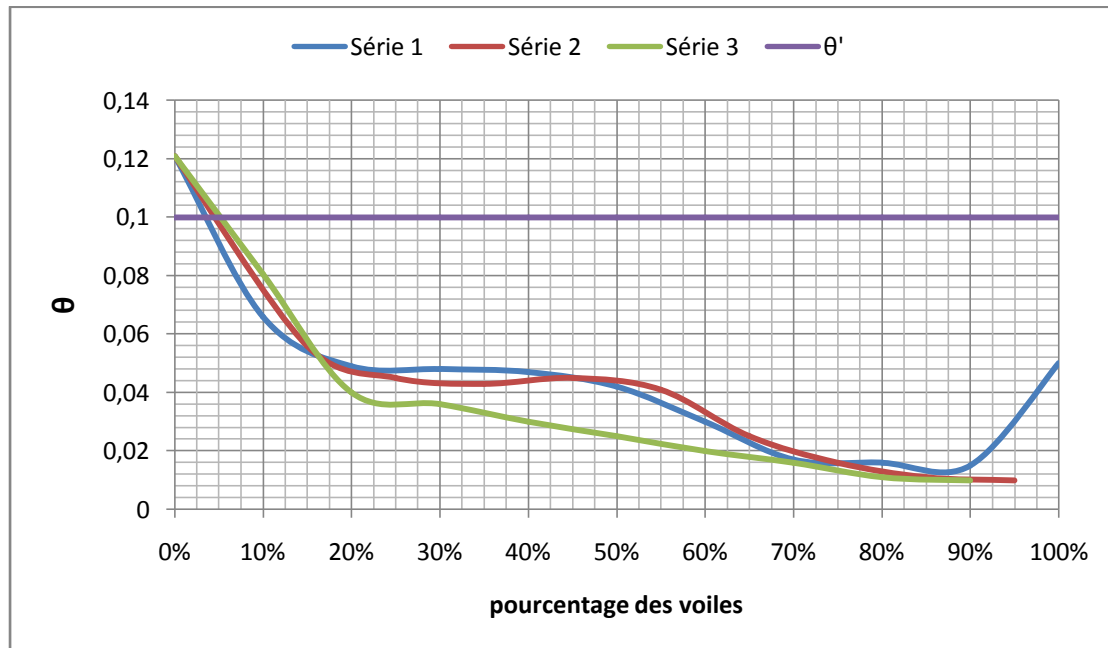


Figure 9.5.2.a. Variation de l'effet P-Δ en fonction du pourcentage des voiles (sans N.c.)

Analyse des résultats :

Sur la base des résultats qui nous ont permis de tracer les courbes ci-dessus, on peut nous tenir aux points suivants :

- plus on augmente le pourcentage des murs voiles, plus l'effet P-Δ se peut être négligés.
- La première série dont l'effet P-Δ s'est négligé est la Série-1, chez le pourcentage 3,5 (1,6% selon X-X, 1,9% selon Y-Y).

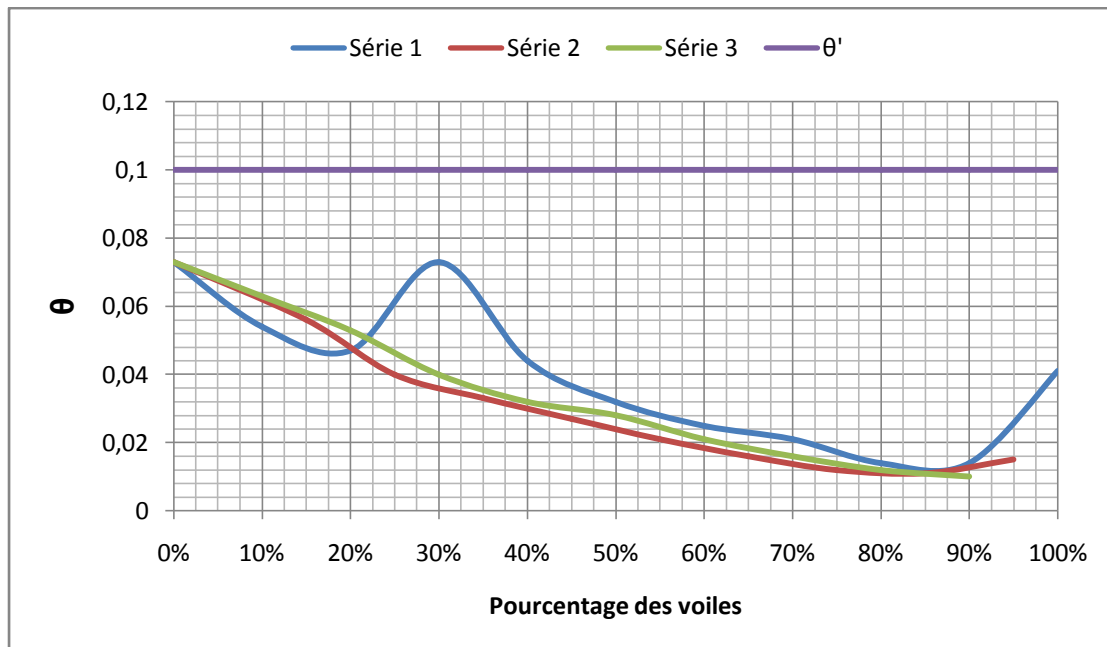
b. Avec noyau central :

Figure 9.5.2.b. Variation de l'effet P- Δ en fonction du pourcentage des voiles (avec N.c.)

Analyse des résultats :

Sur la base des résultats qui nous ont permis de tracer les courbes ci-dessus, on peut distinguer que le noyau central seul peut négliger l'effet P- Δ , en diminuant la valeur de (θ) de plus de 39%.

9.6. CONCLUSION

L'étude comparative, entre structure à portiques seuls et structure à portiques contreventés par des voiles, de notre bâtiment R+15 nous montre que les différentes insertions des murs voiles, soit par rapport à la disposition en plan ou pourcentage, donnent des résultats divers pour la conception parasismique.

Le noyau central seul permet d'améliorer le comportement de la structure.

La meilleure disposition parmi toutes ces variantes, en tenant compte l'aspect économique, est celle de la Série-1 chez le pourcentage 54 (d'une proportion : 24,3% selon X-X, 29,7% selon Y-Y). Un pourcentage plus n'est qu'une perte de charge !

L'analyse des résultats des différents paramètres, de la vérification RPA, a mis en évidence que plus on ajoute des murs voiles dans notre structure, on :

- ▶ Diminue le période ;
- ▶ Augmente les résultantes des forces sismiques à la base ;
- ▶ Diminue les déplacements latéraux inter-étages ;
- ▶ Néglige l'effet P- Δ .



CONCLUSION

CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce modeste projet de fin d'étude, qui constitue pour nous une première expérience, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'assimiler les différentes techniques du calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, de développer les idées à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

L'analyse tri dimensionnelle d'une structure, ici notre bâtiment, est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul (à savoir **SAP2000**), qui nous a permis une étude rapide et avec moins d'effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. Notre travail consiste à une étude comparative entre une structure à portique seuls et des structures contreventées par des murs voiles, en prenant les quatre critères de vérification de RPA : la période et ses caractéristiques dynamiques, les résultantes des forces sismiques à la base, les déplacements latéraux inter-étages et l'effet P- Δ .

L'objectif visé par ce travail est d'essayer à répondre les interrogations posées sur notre problématique. Afin de ça, on peut commencer par dire que les murs voiles sont des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable, et qui présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales dans leur plan. Cette étude a démontré que le renforcement par l'ajout des voiles permet d'améliorer le comportement de la construction vis-à-vis le risque sismique et d'assurer la stabilité de la structure globale. Ainsi que les différentes dispositions et pourcentages donnent des résultats divers pour la conception parasismique, alors la disposition en plan dans les structures mixtes est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel, donc il faut toujours chercher la bonne disposition avec le moins de pourcentage.

Enfin et pour mettre notre point de final, on va dire que le but principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales, sécuritaires et bien sûr économiques. Ce projet qui constitue notre première expérience dans un domaine très vaste, il nous a acquis des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans la vie professionnelle avec beau coup de confiance !



ANNEXES

Bibliographie

1. **NDZANA AKONGO Grégoire, TCHOUMI Samuel.** *REHABILITATION DES OUVRAGES EN BETON ARME DEGRADEES PAR LA CORROSION DES ARMATURES.* Cameron : Université de Douala (Ecole Normale Supérieure de l'Enseignement Technique) ENSET, 2007.
2. **YEGHNEM R. , MEFTAH S. A. , TOUNSI A. , ADDA BEDIA E. , MECHAB I. , BELAHDJ A. H. .** *ETUDE DE LA REPOSE SISMIQUE DES MURS DE CONTREVENTEMENT EN BETON ARME REHABILITES PAR DES MATERIAUX COMPOSITES.* Chlef : Université Hassiba Benbouali, octobre 2010.
3. **HEMSAS Miloud, ELACHACHI Sidi Mohammed, BREYSSE Denys.** *ANALYSE PERFORMANTIELLE DES MURS VOILES SOUMIS À UNE ACTION SISMIQUE.* Paris : Ecole Centrale Paris, 2007.
4. **HAMOU Kada, RAMDANE Kheir-Eddine, AOUANE Abderrehime, BOUABDALLAH Moulay-Abdallah.** *L'AUGMENTATION DE LA CAPACITE DE L'ANCIENNE STRUCTURE PAR L'AJOUT DES MURS VOILES METHODE PUSHOVER.* Oran : Université des Sciences et de la Technologie U.S.T.O., novembre 2008.
5. **HEMSAS Miloud, ELACHACHI Sidi Mohammed.** *VULNERABILITE SISMIQUE DES STRUCTURES QUASI-SYMETRIQUES A MURS PORTEURS EN B.A ET METHODES DE CAPACITE SPECTRALE.* Oran : ENSET, octobre 2009.
6. GENIE PARASISMIQUE. wikipedia. [En ligne] http://fr.wikipedia.org/wiki/G%C3%A9nie_parasismique.
7. **HAMIZI M. , RASSOUL I. , HANNACHI N.E. .** *CONCEPTION ET REALISATION D'UN SYSTEME D'AIDE A L'EVALUATION DE LA VULNERABILITE DU BATI EXISTANT.* Constantine : Université Mentouri, novembre 2008.
8. Génie Civil Algérie. *Facebook.* [En ligne] 24 mars 2011. [Citation : 21 01 2013.] <https://www.facebook.com/notes/g%C3%A9nie-civil-algerie/costruction-parasismique/203267303026377>.
9. MUR PORTEUR. wikipedia. [En ligne] http://fr.wikipedia.org/wiki/Mur_porteur.
10. DEFINITION MUR PORTEUR. murs porteurs. [En ligne] <http://www.mursporteurs.fr/>.
11. comprendre choisir. [En ligne] <http://mur.comprendrechoisir.com/comprendre>.
12. *PROBLEMATIQUE DES VOILES EN BETON ARME.* Lyon : Institut National des Sciences Appliquées INSA.
13. **ZAREK Milan.** *CONCEPTIONS PARASISMIQUE NIVAN D'AVANT PROJET,* Cahier Numéro 1. Collection Conception Parasismique, 2004.

Résumé

Les séismes induisent des destructions importantes et occasionnent des pertes considérables en vies humaines et d'importants dégâts matériels. La construction parasismique est progressivement développée pour atténuer les risques et assurer la sécurité des habitants. Plusieurs méthodes sont proposées, parmi eux le renforcement par des voiles en béton armé.

Notre projet présente une étude dynamique d'un bâtiment R+15 à usage d'habitation et commercial, situé à Oran (zone de moyenne sismicité). C'est une étude comparative entre la structure à portiques seuls et des structures contreventées par des murs voiles en fonction quatre paramètres de la vérification RPA, en faisant varier le pourcentage des voiles et sa disposition suivant les deux sens, longitudinal (Y-Y) transversal (X-X). Les résultats obtenus montrent que la disposition en plan dans les structures mixtes est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel, donc il faut toujours chercher la bonne disposition avec le moins de pourcentage.

ملخص

الزلازل تحدث دمارا هائلا وتسبب خسائر كبيرة في الأرواح وأضرار في الممتلكات. وقد وضع البناء المقاوم للزلازل تدريجيا للحد من المخاطر وضمان سلامة السكان. ويقترح عدة طرق، من بينها تعزيز جدران الخرسانة المسلحة.

مشروعنا يمثل دراسة ديناميكية لبرابرة سكنية وتجارية تتألف من طابق أرضي + 15 طابق، تقع في وهران (منطقة زلزالية متوسطة). و هو عبارة عن دراسة مقارنة بين بناية مركبة من هيكل الإطار فقط وأخرى ذات أشعة الجدران، وفقا لأربعة معالم خاصة بمقياس هندسة الزلازل الجزائري، من خلال تغيير النسبة المئوية للأشعة وال موقع وفقا لكتلة الجهتين، الطولية (YY) والعرضية (XX). النتائج تبين أن الموقع ضروري للتصميم السليم والسلوك الهيكلي الجيد، حتى ننظر دائما موقع مثالي مع أقل نسبة.

Abstract

Earthquakes induce significant destruction and cause considerable loss of life and property damage. Earthquake-resistant construction has gradually developed to mitigate risks and ensure the safety of residents. Several methods are proposed, among them the reinforcement of reinforced concrete walls.

Our project has a dynamic study of R 15 for residential and commercial building, located in Oran (area average seismicity). This is a comparative study between the frame structure and braced only by sails walls feature four parameters verification RPA structures by varying the percentage of sails and layout according to the two, longitudinal (YY) cross (XX). The results show that the disposal plan in composite structures is essential for proper design and good structural behavior, so always look good layout with the least percentage.

Mots-clés :

Bâtiment – RPA – Murs voiles – Interaction.