UNIVERSITÉ DU BURUNDI
GRENIER DU SAVOIR DU BURUNDI
Dépôt institutionnel officiel
https://repository.ub.edu.bi

Etude du comportement statique et dynamique des structures en béton armé sous l'influence de la variation du nombre des éléments porteurs verticaux

Irakoze, Claude; Sous la direction de :Prof. Mikerego Emmanuel

2023-07
UB, FSI
https://repository.ub.edu.bi/handle/123456789/2018

Document téléchargé depuis le **Grenier du Savoir du Burundi** — https://repository.ub.edu.bi

République du Burundi

Ministère de l'éducation nationale et de la recherche scientifique

Université du Burundi



Master en Génie Civil, Aménagement et Maîtrise des Projets

Faculté des Sciences de l'Ingénieur **Année Académique: 2021-2022**

ETUDE DU COMPORTEMENT STATIQUE ET DYNAMIQUE DES STRUCTURES EN BETON ARME SOUS L'INFLUENCE DE LA VARIATION DU NOMBRE DES ELEMENTS PORTEURS VERTICAUX.

Mémoire

Présenté publiquement par :

IRAKOZE Claude

En vue de l'obtention du grade de Master en Génie Civil, Aménagement et Maîtrise des Projets.

Soutenu le21/07/2023 devant le jury composé de :

Dr. Ir. MASEKANYA Jean Pierre	**: Président**
Dr. Ir. NIBASUMBA Paul	**: Lecteur principal**
Prof. MIKEREGO Emmanuel	**: Directeur**
Dr. Ir. MINANI Jérémie	**: Membre**

Bujumbura, Juillet 2023

« Etude du comportement statique et dynamique des structures en béton armé sous l'influence de la variation du nombre des éléments porteurs verticaux. »

Identification du jury

Dr. Ir. MASEKANYA Jean Pierre	**: Président**
Dr. Ir. NIBASUMBA Paul	**: Lecteur principal**
Prof. MIKEREGO Emmanuel	**: Directeur**
Dr. Ir. MINANI Jérémie	**: Membre**

« Etude du comportement statique et dynamique des structures en béton armé sous l'influence de la variation du nombre des éléments porteurs verticaux. »

Dédicaces

A mes parents;

A mon frère et ma sœur;

A mes oncles et tantes;

A mes amis;

A toute ma promotion de master;

A toutes les personnes qui m'ont soutenues de près et de loin;

Je dédie ce travail.

« Etude du comportement statique et dynamique des structures en béton armé sous l'influence de la variation du nombre des éléments porteurs verticaux. »

Remerciement

Au terme de ce travail, j'aimerais exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes sans lesquelles il n'aurait pas pu prendre la forme actuelle.

Mes sentiments de vive reconnaissance s'adressent à tous mes éducateurs qui, depuis l'école primaire jusqu'à l'université ont servi de support à ma formation humaine et intellectuelle. Plus que quiconque, une mention spéciale de reconnaissance est portée à l'endroit du Professeur MIKEREGO Emmanuel, pour avoir accepté de diriger ce travail. Sa disponibilité, son amour du travail, ses conseils, ses pertinentes critiques et sa rigueur scientifique m'ont été d'une très grande utilité.

Je voudrais également que ce travail soit un signe de reconnaissance à mes chers parents pour l'affection dont ils m'ont toujours témoigné et pour leur apport tant matériel que moral à ma formation intellectuelle. Qu'ils trouvent en ce mémoire le couronnement de leurs efforts.

J'adresse aussi ma profonde gratitude à la famille NDAGIJIMANA Emmanuel, à mes oncles paternels et à mes tantes, à mes cousins et cousines, à mes amis et connaissances qui, depuis toujours, n'ont jamais raté une seule occasion de me soutenir sur tous les plans.

A tout un chacun, je dis merci.

« Etude du comportement statique et dynamique des structures en béton armé sous l'influence de la variation du nombre des éléments porteurs verticaux. »

Résumé

Le présent travail a comme but principal d'étudier le comportement statique et dynamique des structures en béton armé vis-à-vis de la variation du nombre des éléments porteurs verticaux. Afin d'atteindre ce but, notre étude a analysé trois scenarii où l'on faisait varier les portées dans le même sens et sur un même bâtiment (Bâtiment de 12 niveaux bâti sur 36mX24m).

La variation des surfaces de chargement a été faite en trois modèles :

- Modèle d'espacement des poteaux à 3m ;
- Modèle d'espacement des poteaux à 6m ;
- Modèle d'espacement des poteaux à 9m.

Toutefois, partout sur les différents scenarii, les critères déterminants sur base desquels le présent travail contrôlait étaient la stabilité et la rigidité de l'ossature en béton armé. Pour y arriver les paramètres à analyser ont été les forces latérales, efforts normaux dans les poteaux, moment dans les poteaux et pulsations propres.

Les outils informatiques nous ayant facilitées l'obtention des résultats sont entre autres les logiciels LIRA SAPR, Mathcad Prime 7.0.0.0., et Micro Soft EXCEL.

Les résultats nous ont conduit à finalement constater que l'on peut réduire la quantité des éléments porteurs verticaux (poteaux) à un taux de 61,53% avec augmentation de la section de 66,7%.

Mots clés : porteurs verticaux, structure en béton armé, stabilité, comportement statique et dynamique d'une structure en béton armé.

« Etude du comportement statique et dynamique des structures en béton armé sous l'influence de la variation du nombre des éléments porteurs verticaux. »

ABSTRACT

The main purpose of this work is to study the static and dynamic behavior of reinforced concrete structures with respect to the variation in the number of vertical load-bearing elements. In order to achieve this goal, our study analyzed three scenarios where the spans were varied in the same direction and on the same building (Building of 12 levels built on 36mX24m).

The variation of the loading surfaces has been made in three models:

- Spacing model for columns at 3m;
- columns spacing model at 6m;
- Spacing model for columns at 9m.

However, everywhere on the different scenarios, the determining criteria on the basis of which the present work controlled were the stability and the rigidity of the reinforced concrete frame. To achieve this, the parameters to be analyzed were the lateral forces, normal force in the columns, moment in the columns and proper pulsation.

The results were analyzed using the software LIRA SAPR, MATCAD Prime and Microsoft excel.

The results show that we can reduce the quantity of vertical load-bearing elements (columns) for 61.53% with an increase of columns cross section of 66.7%.

Keywords: vertical carriers, reinforced concrete structure, stability, static and dynamic behavior of a reinforced concrete structure.

« Etude du comportement statique et dynamique des structures en béton armé sous l'influence de la variation du nombre des éléments porteurs verticaux. »

TABLE DES MATIERES

Identification du jury i
Dédicaces ii
Remerciement iii
Résumé iv
ABSTRACT v
Liste des tableaux viii
Liste des figures ix
Notation xi
Avant-propos xii
CHAPITRE 0. INTRODUCTION GENERALE 1
0.1. Contexte 1
0.2. Articulation du travail 1
0.3. Problématique 2
0.4. Objectif global de l'étude 2
0.5. Objectifs Spécifiques 2
CHAPITRE 1. REVUE DE LA LITTERATURE 3
1.1 Introduction 3
1.2. Les structures en béton armé 3
1.3. Critère de choix des dimensions. 4
1.4. La défaillance d'une structure en béton armé 4
1.5. Utilisation des poteaux dans une structure en béton armé au Burundi 6
1.6. Le comportement statique des structures en béton armé 8
1.7. Le comportement dynamique des structures en béton armé 8
1.8. Les portiques en béton armé. 9
1.9. Conclusion 11
CHAPITRE 2. MATERIAUX, DEMARCHE METHODOLOGIQUE ET OUTILS 12
2.1. Introduction 12
2.2. Description de l'objet d'étude. 12
2.3. Description des matériaux 16
2.4. Prédimensionnement et évaluation des charges 16
2.5. Définition des caractéristiques mécaniques du poteau 21
2.6. Déplacement limite Δlim 22
2.7. Force latérale limite 22
2.8. Calcul des efforts normaux dans les poteaux 25
2.9. Evaluation du comportement dynamique 26

2.9.1. Calcul des masses 26
2.9.2. Calcul de rigidité 29
2.10. Représentation des rigidités et des masses. 32
2.11. Calcul des pulsations propres et des périodes propres 38
2.12. Outils utilisés 39
2.13. Conclusion 39
CHAPITRE 3 : PRESENTATION DES RESULTATS ET DISCUSSION 40
3.1. Introduction 40
3.2. La rigidité des poteaux 40
3.3. Les forces latérales limites 42
3.4. Variation de la force latérale en fonction de la rigidité des poteaux 43
3.5. Les efforts normaux dans les poteaux 44
3.6. Les efforts de cisaillement. 45
3.7. Les moments de flexion dans les poteaux 47
3.8. Relation entre effort normal et moment fléchissant dans les poteaux. 48
3.9. Relation entre force latérale, effort normal et moment fléchissant dans les poteaux. 48
3.10. Relation entre effort normal dans les poteaux et rigidité des poteaux 48
3.11. Pulsations propres (ω) et périodes propres (T) 49
3.12. Relation entre les efforts normaux, rigidités et pulsations en fonction des surfaces de chargement. 54
3.13. Conclusion 56
CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATION 57
ANNEXES 62

Liste des tableaux

Tableau 1-Les épaisseurs des dalles 17
Tableau 2- Les charges des planchers terrasse pour tous les modèles non accessibles 17
Tableau 3- Charges des planchers intermédiaires pour tous les modèles 18
Tableau 4- Les dimensions des poutres 19
Tableau 5- Les dimensions des poteaux 20
Tableau 6-Les valeurs de l'élancement mécanique 22
Tableau 7-Forces latérales pour les différents modèles d'étude 23
Tableau 8- Les surfaces tributaires des poteaux les plus chargés 25
Tableau 9- Les charges d'exploitations des planchers 26
Tableau 10- Tableau des masses 28
Tableau 11- Rigidité d'un poteau 31
Tableau 12- rigidités équivalentes 31
Tableau 13-tableau des rigidités des poteaux en fonction de la variation des travées 41
Tableau 14-forces latérales en fonction de la variation des travées 42
Tableau 15-Variation des forces latérales et des rigidités. 44
Tableau 16-variation des efforts normaux en fonction de la variation des travées. 45
Tableau 17-Variation des efforts de cisaillement en fonction de la variation des travées 46
Tableau 18-Tableau des surfaces de chargement et des moments fléchissant 47
Tableau 19- Pulsations propres ω en rad/s des différents modèles des bâtiments 50
Tableau 20- Périodes propres 53

« Etude du comportement statique et dynamique des structures en béton armé sous l'influence de la variation du nombre des éléments porteurs verticaux. »

Liste des figures

Figure 1- Structure en béton armé 3
Figure 2-Les différentes excentricités des poteaux en béton armé 4
Figure 3-huttes traditionnelle faites d'herbes et de boue 6
Figure 4-Maisons modernes construites au BURUNDI 6
Figure 5-Chantier de construction de l'OBR (bâtiment de 12 niveaux) 7
Figure 6-Structure en béton armé 7
Figure 7- Structure en béton armé 8
Figure 8-Ruine d'un bâtiment suite à un séisme à San Fernando 9
Figure 9- Schéma du comportement de la structure face aux différentes sollicitations 10
Figure 10- Vue en plan de l'objet d'étude, espacement des poteaux de 3m en X 13
Figure 11-Représentation 3D, espacement des poteaux de 3m en X 13
Figure 12-Vue en plan de l'objet d'étude, espacement des poteaux de 6m en X 14
Figure 13-Représentation 3D, espacement des poteaux de 6m en X 14
Figure 14-Vue en plan de l'objet d'étude, espacement des poteaux de 9m en X 15
Figure 15-Représentation 3D, espacement des poteaux de 6m en X 15
Figure 16 -bâtiment en 3D avec les forces latérales pour le 1er modèle d'étude (avec le logiciel LIRA SAPR) 24
Figure 17- bâtiment en 3D avec les forces latérales pour le 2e modèle d'étude (avec le logiciel LIRA SAPR) 24
Figure 18- bâtiment en 3D avec les forces latérales pour le 3e modèle d'étude (avec le logiciel LIRA SAPR) 24
Figure 19- Représentation en trois dimension des éléments de la structure, poteaux espacés de 3m dans le sens des X 32
Figure 20- Représentation des masses et rigidités, cas du modèle des poteaux espacés de 3m 33
Figure 21- Représentation en trois dimension des éléments de la structure, poteaux espaces de 6m dans le sens des X 34
Figure 22- Représentation des masses et rigidités, cas du modèle des poteaux espacés de 6m 35
Figure 23- Représentation en trois dimension des éléments de la structure, poteaux espaces de 9m dans le sens des X 36
Figure 24- Représentation des masses et rigidités, cas du modèle des poteaux espacés de 9m 37
Figure 25-Variation de la rigidité équivalente en fonction de la variation des travées 41
Figure 26-variation de la force latérale en fonction d'espacement des travées. 42
Figure 27-Variation des forces latérales en fonction des rigidités. 44

Figure 28-Variation des efforts normaux en fonction de la surface de chargement 45
Figure 29- Variation des efforts de cisaillement en fonction de la surface de chargement 46
Figure 30- Variation des moments fléchissant dans les poteaux 47
Figure 31- Les pulsations propres 51
Figure 32-Les périodes propres. 53

« Etude du comportement statique et dynamique des structures en béton armé sous l'influence de la variation du nombre des éléments porteurs verticaux. »

Notation

M	moment fléchissant
N	effort normal
e_0	excentricité due aux charges excentrées
e_i	excentricité due aux imperfections géométrique
Lx	petite portée entre nus
Ly	grande portée entre nus
e	épaisseur de la dalle
b	largeur de la poutre
h	hauteur de la poutre
B	section en cm^2 du poteau
a, b	dimension de la section du poteau
I	moment d'inertie
i_{min}	rayon de giration
λ	élancement
lf	longueur de flambement
Nu	charge limite ultime
Ns	charge limite de service
G	action ou charge permanente
Q	action ou charge d'exploitation
γ_g	coefficient de majoration de la charge permanente
γ_q	coefficient de majoration de la charge d'exploitation
WG_i	poids du aux charges permanente
WQ_i	poids du aux charges d'exploitation
β	coefficient de pondération
Δlim	Déplacement limite
F L	Force latérale
K	rigidité
E	module sécant du béton
[K]	matrice de rigidité
ω	pulsation propre
T	période propre
RPA	Règle parasismique Algérienne

« Etude du comportement statique et dynamique des structures en béton armé sous l'influence de la variation du nombre des éléments porteurs verticaux. »

Avant-propos

Les avancées technologiques dans le monde de l'informatique ont beaucoup facilité aux ingénieurs de mener des études de modélisation. Ces études de modélisation sont d'une importance capitale car elles permettent d'observer l'évolution d'un phénomène avant qu'il n'y ait lieu. C'est sur base des résultats obtenus que les ingénieurs pourront dégager des mesures conséquentes.

La modélisation pouvant être appliquée sur différents domaines du génie civil, nous a servis de mener une étude allant à déterminer pour un immeuble en hauteur, le nombre optimal de poteaux pouvant garantir la stabilité et la rigidité de l'ouvrage.

« Etude du comportement statique et dynamique des structures en béton armé sous l'influence de la variation du nombre des éléments porteurs verticaux. »

CHAPITRE 0. INTRODUCTION GENERALE

0.1. Contexte

L'augmentation démographique dans notre pays a fait que les espaces à construire deviennent insuffisantes et surtout dans les villes. De cela, cette diminution devient une question majeure, ce qui fait que certaines personnes préfèrent des constructions verticales qui parieraient à ce problème.

Le recours à ce mode de construction fait que ces bâtiments soient dotés des porteurs verticaux pouvant répondre à la tenue et à la stabilité des structures. Le plus souvent, ces porteurs verticaux sont des poteaux en béton armé.

Vue que dans beaucoup de chantiers visités sur divers coins du pays il y a des bâtiments avec une quantité importante de poteaux, notre travail vise à faire la réduction de ce dernier tout en gardant la résistance et la rigidité.

0.2. Articulation du travail

Le travail comporte quatre chapitres à savoir :

- Chapitre premier intitulé « REVUE DE LA LITTERATURE » qui développe les points en rapport avec les structures en béton armé en général, critère de choix des dimensions, défaillance des structures en béton armé, comportement statique des structures en béton armé, comportement dynamique des structures en béton armé et portique en béton armé tout en se référant aux ouvrages des autres auteurs.
- Chapitre deux qui est consacré aux « MATERIAUX, DEMARCHE METHODOLOGIQUE ET OUTILS » va mettre en évidence les points en rapports avec les matériaux, la démarche méthodologique et outils utilisés pour aboutir aux résultats du présent travail.
- Et enfin le chapitre trois qui est « PRESENTATION DES RESULTATS ET DISCUSSIONS ». Ce chapitre présente les résultats trouvés, leur analyse ainsi que les commentaires y relatif.

0.3. Problématique

Sur les chantiers visités, nous avons rencontré beaucoup des bâtiments encours de construction avec un grand nombre de poteaux. Parmi ces poteaux, il y a ceux qui ne jouent pas un rôle de porteur même s'ils sont supprimés, la structure restera stable. C'est dans cette optique que notre étude vise à voir comment faire la réduction de ce nombre important de poteaux tout en gardant la stabilité ainsi que la rigidité de l'ouvrage.

0.4. Objectif global de l'étude

L'objectif global de notre travail est de mener une étude du comportement statique et dynamique des structures en béton armé sous l'influence de la variation du nombre des éléments porteurs verticaux.

0.5. Objectifs Spécifiques

Les objectifs spécifiques de ce travail sont groupés en deux catégories :

- Du point de vue statique :

- Trouver les efforts normaux résistants dans les poteaux,
- Trouver les efforts tranchants résistants dans les poteaux,
- Trouver les moments fléchissant résistants.

- Du point de vue dynamique :

- Déterminer la force latérale pouvant provoquer un déplacement limite de la structure.
- Déterminer les pulsations propres créées lors du comportement dynamique dans les éléments de la structure
- Trouver les périodes propres des structures occasionnées par le comportement dynamique.

CHAPITRE 1. REVUE DE LA LITTERATURE

1.1 Introduction

Se référant aux travaux similaires des différents auteurs, ce chapitre détaille d'une façon générale les méthodes et mode de mis en œuvre des structures en béton armé. De plus, la documentation dans les différents ouvrages consultés relatant le comportement statique et dynamique des structures va attirer notre attention dans le dit chapitre sans oublier les visites effectuées sur les chantiers en cours de construction dans les différents coins du pays.

1.2. Les structures en béton armé

La construction doit être telle qu'elle résiste dans son ensemble à l'effet combiné de son poids, des charges climatiques extrêmes et des surcharges correspondant à son usage normal.
Le poids donné à l'aptitude au service dans la conception et l'exécution des structures en béton va dépendre énormément de l'attitude des différents acteurs intervenant dans la réalisation d'une construction. En effet, le choix concernant les limitations à donner à la fissuration, aux déformations et aux vibrations n'est pas aisé et ne peut que partiellement être dicté par des règlements. [1]
La réduction ou l'augmentation de la surface de chargement influe sur la rigidité et cela va influencer la stabilité des structures tout en tenant compte des dimensions des poteaux et poutres.



Figure 1- Structure en béton armé

Source : Extrait du livre de Patrick Palustre

1.3. Critère de choix des dimensions.

Le concepteur doit évaluer d'entrée quels sont les effets engendrés par les différentes actions agissant sur la structure. Concernant les actions directes, c'est-à-dire les charges, ce sont souvent celles de longue durée que le concepteur pourra se contenter d'examiner car elles donnent naissance au fluage du béton qui augmente considérablement des déformations. Cependant, les actions horizontales ne sont pas aussi à ignorer par le concepteur lors de l'étude des structures. [2]

La question de la non maitrise de la quantité des éléments porteurs verticaux se pose toujours au moment de la conception. Au regard de l'aménagement des espaces, les poteaux sont toujours jugés comme des obstacles dont qu'il convient de limiter le nombre le plus possible.

1.4. La défaillance d'une structure en béton armé

Une structure en béton armé doit avoir la capacité de résister face aux différentes actions. En effet, les structures porteuses en l'occurrence les poteaux doivent être capables de supporter les charges qui leur sont transmises par la superstructure afin de les transmettre au sol à travers les fondations. Le problème d'instabilité d'un poteau est dû à beaucoup de facteurs. Le plus souvent on est amené à vérifier l'effet des excentricités sur le comportement des poteaux soumis à une charge excentrée. D'où la vérification de l'effet du premier ordre et l'effet du second ordre. [3]

- ✓ Effet du premier ordre

Dans le cas d'une compression centrée d'un poteau, il y a toujours des imperfections sur la géométrie de la section, sur la position de la charge, sur la rectitude du poteau. D'où l'effet dit effet du premier ordre.

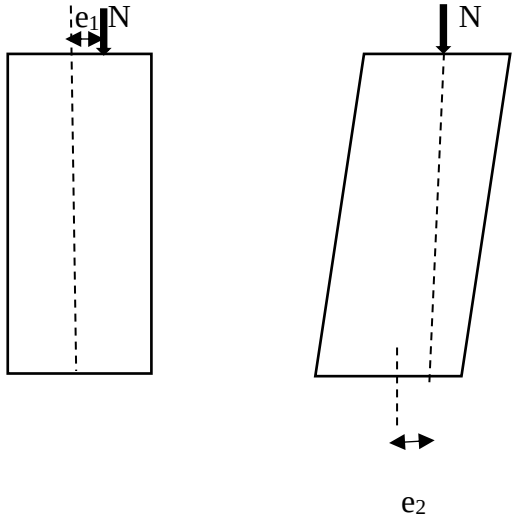


Figure 2-Les différentes excentricités des poteaux en béton armé

- ✓ Effet du second ordre

L'effet du second ordre est l'effet induit d'un moment créé par la déformation du poteau, qui provient d'un déplacement d'ensemble et devient plus important, aussi longtemps que la structure est élancée, c'est-à-dire déformable transversalement. Pour juger cela, le calcul de l'élancement de l'élément est à priori indispensable.

L'élancement réel λ doit être inférieur à l'élancement limite λ_{lim}, à partir duquel l'effet du second ordre n'est pas pris en compte.

Selon Eurocode 2,

Si $\lambda \leq \lambda_{lim}$ pas de prise en compte des effets de second ordre

Dans ce cas, une application d'effort normal N donne un moment fléchissant M :

$$M = N * e_1 \quad (1)$$

Avec e_1 excentricité totale du premier ordre.

$$e_1 = e_0 + e_i \quad (2)$$

e_0 : Excentricité des forces excentrées.

e_i : Excentricité dues aux imperfections géométriques.

N : effort normal

M : Moment fléchissant

1.5. Utilisation des poteaux dans une structure en béton armé au Burundi

Se référant à l'historique de notre pays, les premières constructions étaient des maisons appelées huttes faites d'herbes et de boue dans une forme rappelant une ruche et les burundais tissaient des feuilles ensemble pour le toit. Avec l'évolution, le domaine de la construction a connu des progrès et les maisons en matériaux durable ont apparues. Avec ce progrès, les constructeurs ont songé à construire des bâtiments en étage.



Figure 3-huttes traditionnelle faites d'herbes et de boue

Source: Catalogue.ub.edu.bi



Figure 4-Maisons modernes construites au BURUNDI

Source : **Photo d'une maison moderne prise en commune Ntahangwa en Mairie de Bujumbura par IRAKOZE Claude**

Les bâtiments modernes rencontrés dans les villes ici dans notre pays, sont en général en béton armé. Le plus souvent, ces bâtiments sont dotés des porteurs verticaux (poteaux) pour assurer la stabilité et la rigidité des structures. Des fois, dans notre pays on y rencontre des chantiers en cours de construction dont l'élévation en hauteur est importante (cas du chantier de construction d'un immeuble de l'Office Burundais des Recettes « OBR »).



Figure 5-Chantier de construction de l'OBR (bâtiment de 12 niveaux)



Figure 6-Structure en béton armé

Source : photo prise sur un chantier se trouvant à Miroir, commune Ntahangwa en Mairie de Bujumbura par IRAKOZE Claude



Figure 7- Structure en béton armé

Source : photo prise sur un chantier se trouvant à KININDO, commune Muha en mairie de BUJUMBURA par IRAKOZE Claude.

1.6. Le comportement statique des structures en béton armé

Le comportement statique des structures est régi par le poids de l'ensemble des éléments de la structure. En effet, les charges qui sont transmises aux poteaux proviennent en général à des charges des planchers et poutres reposant sur ces derniers. D'où la plupart des désordres observés lors de la défaillance de la structure sont causés par la non reprise des efforts normaux de la superstructure par les poteaux. [4]

1.7. Le comportement dynamique des structures en béton armé

Les structures en béton armé soumises à des actions sismiques sévères sont appelées à développer des déformations inélastiques importantes afin de pouvoir dissiper toute l'énergie occasionnée par les efforts sismiques. [5]

Dans les structures, les éléments porteurs verticaux sont très importants tout d'abord pour que le bâtiment supporte son propre poids. Mais lors d'un séisme ils encaissent beaucoup de dégâts surtout au niveau des zones de jonction avec le plancher et les éléments horizontaux. Ceci est dû au fait que les éléments porteurs tiennent les deux bases ensemble lors d'un séisme, et si les bases n'ont pas le même mouvement ou la même vitesse, il est déformé et se fissure en ses attaches.

Ces supports verticaux doivent être très renforcés pour résister aux charges horizontales mais doivent rester tout de même assez déformables pour qu'ils puissent résister aux charges horizontales pour qu'il n'y ait pas de rupture brutale. Ces éléments sont donc très importants, car s'ils se brisent, l'étage peut s'effondrer et le bâtiment avec. [6]

Le schéma ci-dessous montre la ruine d'un bâtiment suite à un séisme à San Fernando.



Figure 8-Ruine d'un bâtiment suite à un séisme à San Fernando

1.8. Les portiques en béton armé.

Dans les structures en portique, les poteaux jouent un rôle très significatif et c'est en résistant aux efforts verticaux d'une part et aux efforts latéraux d'autre part. Sous cette action simultanée, ces éléments seront sollicités à des efforts normaux ainsi qu'à des efforts tranchants parfois considérables à la base d'une structure.

Il est unanimement admis que les poteaux sont conçus de telle sorte qu'ils ne puissent s'endommager qu'après épuisement de la contribution des autres éléments notamment les poutres. [7]

Le concepteur doit en tous cas vérifier que la structure est à mesure de subir des déformations plastiques sans que l'intégrité et la stabilité de la structure en soient compromises.

Les portiques en béton armé sont considérés parmi les types de construction les plus courants au monde. Le comportement des poteaux de portique en béton armé est un facteur important qui détermine la performance de toute la structure contre une action sismique. Par conséquent prédire le niveau d'endommagement des poteaux dû à un séisme joue un rôle majeur dans la prédication de la vulnérabilité sismique de la structure. [5]

Il est donc évident de trouver des sections optimales des poteaux pouvant reprendre les efforts horizontaux induits par le séisme.

En effet, la surélévation d'un ouvrage a pour conséquence directe l'amplification des masses, lesquelles sont concentrées sur les planchers. Et lors d'un événement sismique, elle a une incidence négative sur le comportement élasto-plastique de la structure et de sa capacité à dissiper de l'énergie sismique par déformations plastiques, ce qui peut conduire à une ruine prématurée, soit à l'échelle locale de l'élément ou globale de l'ouvrage. [7]

D'où l'étude du comportement dynamique implique les paramètres

- Hauteur de l'étage considéré
- Masse des planchers
- Les paramètres de section et matériau donc la rigidité K

La réponse d'une structure sous un chargement résulte d'une forte interaction entre les effets des matériaux (non linéarités local), les effets de géométries des structures (géométrie, répartition des forces et des raideurs, liaisons) et l'effet d'environnement (interaction sol-structure). [8]

Le schéma ci-dessous montre le comportement de la structure face aux différentes sollicitations et l'interaction du sol sur la structure.

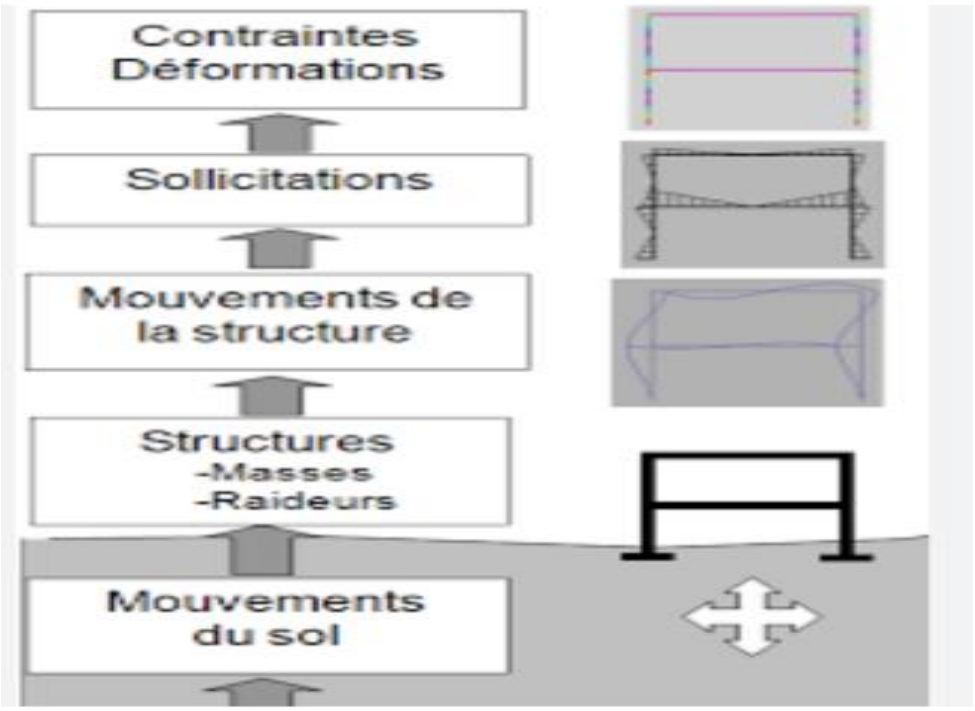


Figure 9- Schéma du comportement de la structure face aux différentes sollicitations

1.9. Conclusion

Sur base des différents points abordés dans ce chapitre à savoir les structures en béton armé, le choix des dimensions, défaillance des structures en béton armé, utilisation des poteaux dans une structure au Burundi, comportement statique et comportement dynamique des structures en béton armé et enfin les portiques en béton armé, concluons que la question de la non maitrise de la quantité des porteurs verticaux dans une structure en béton armé demeure une problématique majeure à prendre en main afin d'éviter pas mal des désordres dans les constructions.

CHAPITRE 2. MATERIAUX, DEMARCHE METHODOLOGIQUE ET OUTILS

2.1. Introduction

Le présent chapitre nommé matériaux, démarche méthodologique et outils, est consacré à la description des matériaux avec l'établissement de la démarche méthodologique ainsi que la présentation des outils utilisés pour aboutir aux résultats.

Il comprend entre autres les points suivants :

- ✓ Description des modèles d'étude ;
- ✓ Description des matériaux ;
- ✓ Caractéristiques mécaniques des matériaux ;
- ✓ Caractéristiques géométriques des modèles ;
- ✓ Prédimensionnement des éléments structuraux et évaluation des charges ;
- ✓ Vérification de l'élancement mécanique ;
- ✓ Vérification du déplacement limite ;
- ✓ Application de la force latérale limite sur les modèles ;
- ✓ Détermination des moments et efforts normaux dans les poteaux ;
- ✓ Calcul des paramètres dynamiques (pulsations et périodes propres) ;
- ✓ Enumération des outils (logiciels) utilisés.

Tous ces points nous font parvenir à la méthodologie à suivre pour arriver aux résultats de notre travail.

2.2. Description de l'objet d'étude.

Modèles d'étude

Le travail est basé sur l'étude de l'impact de la quantité des éléments porteurs verticaux sur le comportement statique et dynamique des structures en béton armé. Le modèle à étudier est un modèle d'un bâtiment à usage de bureau. La méthodologie consiste à varier les travées dans le sens de X afin de faire varier la surface de chargement du poteau et puis nous allons appliquer une force latérale dans le sens de la variation des travées tout en imposant un déplacement limite.

Pour tous les modèles étudiés, le nombre de nivaux est 12 avec 3,2m de hauteur d'un niveau. Les dimensions en plan du bâtiment étudié sont de 36m en X et 24m dans le sens des Y. Premièrement, les travées en X sont variées de 3m, deuxièmement de 6m et troisièmement de 9m.

Vue en plan de l'objet d'étude

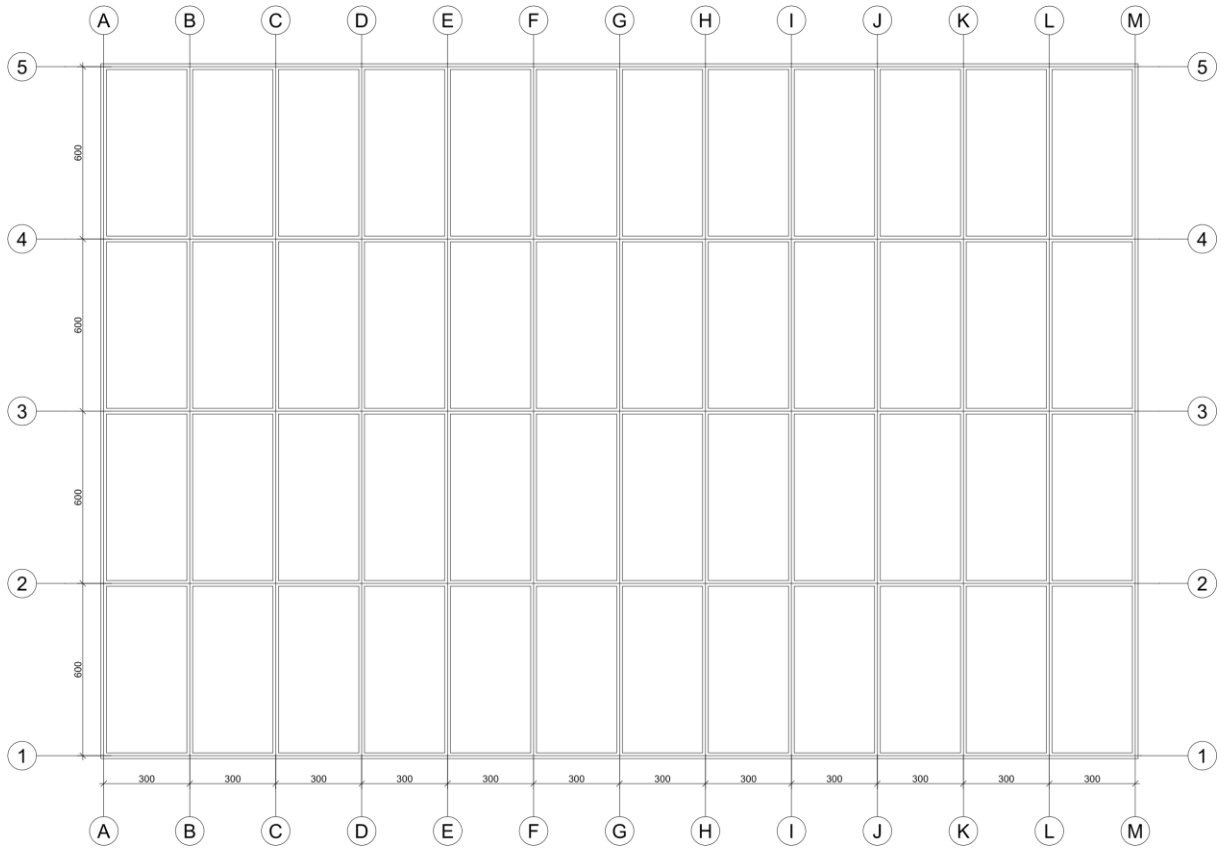


Figure 10- Vue en plan de l'objet d'étude, espacement des poteaux de 3m en X



Figure 11-Représentation 3D, espacement des poteaux de 3m en X

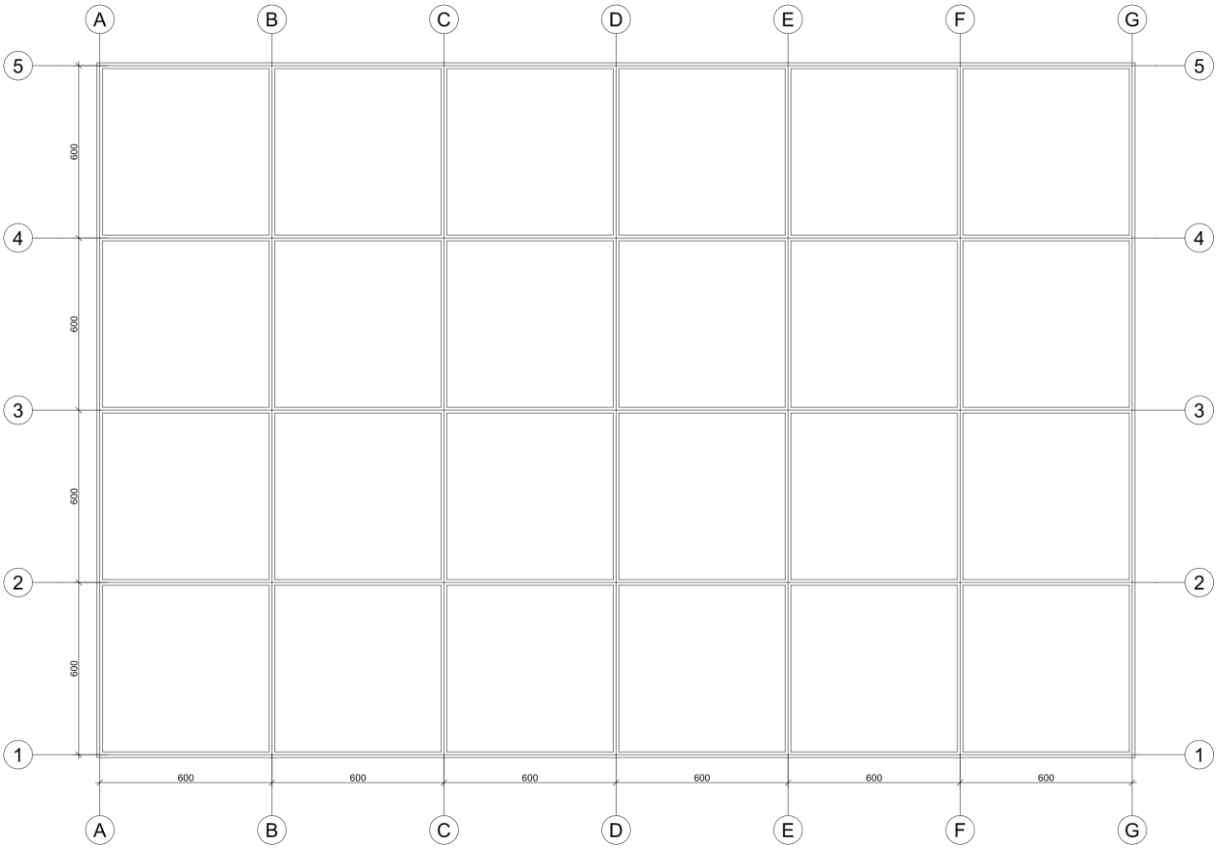


Figure 12-Vue en plan de l'objet d'étude, espacement des poteaux de 6m en X



Figure 13-Représentation 3D, espacement des poteaux de 6m en X

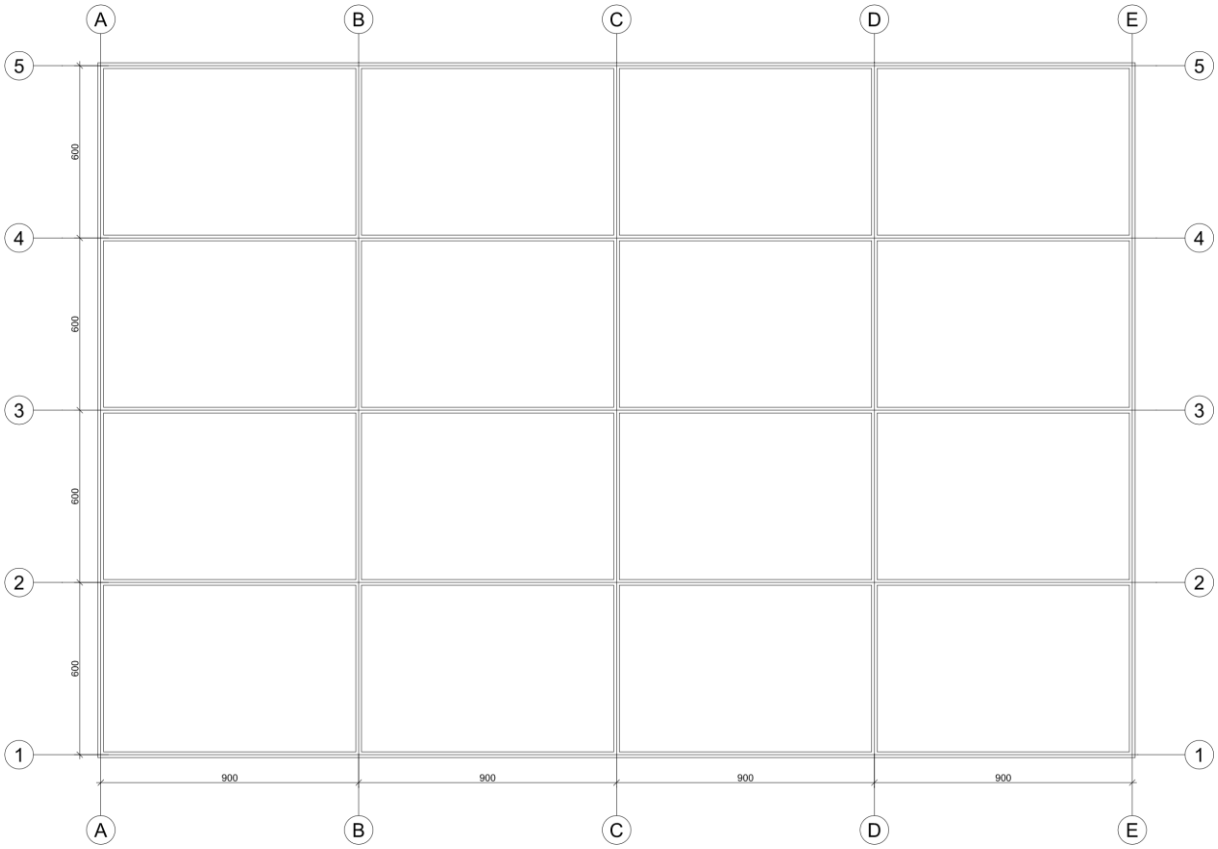


Figure 14-Vue en plan de l'objet d'étude, espacement des poteaux de 9m en X



Figure 15-Représentation 3D, espacement des poteaux de 6m en X

2.3. Description des matériaux

Les structures des bâtiments réalisés ici au Burundi sont souvent en béton armé. En effet, le béton est obtenu en mélangeant une quantité convenable du ciment, des granulats (gravier, sable) et de l'eau selon le type de l'ouvrage à réaliser. Le béton est connu par sa bonne résistance à la compression mais d'autre part à la mauvaise résistance à la traction. Pour cela, on introduit des armatures pour palier à cet inconvénient pour avoir un béton armé résistant à la compression et à la traction. [7]

2.4. Prédimensionnement et évaluation des charges

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (poteaux, poutres) soient prédimensionnés de telle manière à reprendre toutes les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- Sollicitations horizontales (cas du séisme).

D'où en se basant sur les règles pratiques de la construction, le Prédimensionnement de la superstructure consiste à proposer des dimensions à donner aux éléments de la structure.

- Prédimensionnement des dalles

Le prédimensionnement des dalles en béton armé implique la prise en compte de la hauteur, du calcul des dalles pleines, de l'épaisseur en fonction de l'usage, des différents types de dalles, et des caractéristiques du béton utilisé. Ces éléments sont essentiels pour assurer la résistance et la durabilité des dalles dans les structures de génie civil.

Dans ce travail, les dalles pleines sont à priori utilisées. Les dalles pleines ont des épaisseurs faibles par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis. [9]

Les dalles pleines se classent en deux catégories :

- Les dalles portant dans un seul sens c'est-à-dire

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} \leq 0{,}4 \qquad (3)$$

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30} \qquad (4)$$

- Les dalles portant dans deux sens c'est-à-dire

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} > 0{,}4 \qquad (5)$$

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \qquad (6)$$

Avec : Lx : petite portée entre nus ;

Ly : grande portée entre nus ;

e : épaisseur de la dalle

Comme dans ce travail nous avons trois modèles de bâtiments à étudier, nous déterminons les dimensions des trois dalles différentes.

Tableau 1-Les épaisseurs des dalles

Modèle 1			
Lx(m)	Ly(m)	ρ	e(m)
3	6,00	0,5	0,18
Modèle 2			
Lx(m)	Ly(m)	ρ	e(m)
6	6	1	0,18
Modèle 3			
Lx(m)	Ly(m)	ρ	e(m)
6	9	0,66	0,18

Evaluation des charges qui s'appliquent sur la dalle.

- Charge du plancher terrasse non accessible pour le modèle 1 et 2

Tableau 2- Les charges des planchers terrasse pour tous les modèles non accessibles

Constituants	Epaisseur (m)	Poids (KN/m^3)	Poids(kN/m^2)
Protection en gravillons roulées	0,05	17	0,85
Dalle pleine	0,18	25	4,5
Béton forme de pente	0,1	25	2,5
Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Isolation thermique (au liège)	0,04	4	0,16
Enduit sous face de ciment	0,02	18	0,36
G			8,69

- Charge des planchers intermédiaires pour tous le modèle

Tableau 3- Charges des planchers intermédiaires pour tous les modèles

Constituants	Epaisseur (m)	Poids (KN/m^3)	Poids(kN/m^2)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
Dalle pleine	0,18	25	4,5
Mortier de pose	0,04	20	0,8
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Lit de sable	0,02	18	0,36
Enduit sous face de ciment	0,02	18	0,36
Cloisons de distribution	0,19	10	1,9
G			8,52

- Prédimensionnement des poutres

Le prédimensionnement des poutres implique de déterminer les dimensions initiales approximatives en fonction des charges et des portées prévues. Des formules et des règles pratiques peuvent être utilisées pour estimer la hauteur et la largeur initiales des poutres en fonction des charges et des portées.

D'après l'article 7.5.1 de RPA99/version 2003, les dimensions des poutres doivent être :

$$b \geq 20cm \quad (7)$$

$$\mathrm{h} \geq 30\mathrm{cm} \quad (8)$$

$$\frac{b}{h} \leq 4.0 \quad (9)$$

Avec b : largeur de la poutre, h : hauteur de la poutre

Selon BEAL 91 révisée 99, les dimensions des poutres doivent respecter la condition suivante [8]:

$$\frac{\mathrm{L}}{15} \leq \mathrm{h} \leq \frac{\mathrm{L}}{10} \quad (10)$$

$$0{,}3\mathrm{h} \leq \mathrm{b} \leq 0{,}7\mathrm{h} \quad (11)$$

Avec L : plus grande portée entre nus d'appui des poutres dans le sens considéré.

b : largeur de la poutre

h : hauteur de la poutre

Les dimensions adoptées des poutres sont identiques pour toutes les poutres (poutres principales et poutres secondaires).

Tableau 4- Les dimensions des poutres

Modèle 1	
h en mètre	b en mètre
0,5	0,3
Modèle 2	
h en mètre	b en mètre
0,5	0,3
Modèle 3	
h en mètre	b en mètre
0,8	0,4

Evaluation des charges

Les charges qui s'appliquent sur la poutre sont :

- ✓ Le poids propre de la poutre qui est égal à la somme des charges du poids de la retombée de la poutre et la charge de l'enduit sur la retombée de la poutre.
- ✓ Les charges des murs sont constituées par le poids des briques pleines et le poids de l'enduit extérieur et intérieur par ml.
- ✓ Pour notre cas, les charges des murs sont égales à 12,16KN/m

- Prédimensionnement des poteaux

Il est important de définir une section de poteau compatible avec la descente de charge dans le cas le plus défavorable.

Les sections des poteaux sont déterminées en tenant compte de la surface de chargement constituée par des panneaux de dalles et des poutres qui reposent sur ces poteaux. Pour tous les modèles, nous avons fait le pré dimensionnement des poteaux du 1er niveau, les plus chargés.

Pour les poteaux des autres niveaux, ainsi que les autres poteaux restants, on va adopter les mêmes sections que ceux des 1ers niveaux. [11]

$$N = lx * ly * n \quad (12)$$

$$B \geq \frac{N}{1200}(cm^2) \quad (13)$$

$$a = b = \sqrt{B}\ (cm) \quad (15)$$

Avec N : nombre total des m^2 du plancher supporté par le poteau

lx : petite portée du panneau considéré

ly : grande portée du panneau considéré

n : nombre de niveaux

B : section en cm^2

a et b : dimensions du poteau

Comme nous avons un bâtiment, les poteaux sont encastrés en haut et en bas. Avec une longueur libre lo , $lo = 3{,}2m$

La longueur de flambement pour tous les poteaux est donnée par $Lf = 0{,}7lo$

La RPA99 (article :7.4.1) nous donne des conditions minimales de vérification des poteaux.

En zone I et II, les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes pour que l'ouvrage résiste aux sollicitations sismiques. [9]

Elles doivent vérifier les conditions suivantes :

$$Min(a, b) \geq 25cm \quad (16)$$

$$Min(a, b) \geq \frac{he}{20} \quad (17)$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \quad (18)$$

Avec a et b dimensions de la section du poteau.

he : la hauteur de l'étage

La section du poteau est un paramètre qui varie en fonction de la surface de chargement.

Les sections adoptées des poteaux sont données dans le tableau ci-dessous.

Tableau 5- Les dimensions des poteaux

Modèle 1	
a (m)	**b (m)**
0,45	0,45
Modèle 2	
a (m)	**b (m)**
0,6	0,6
Modèle 3	
a (m)	**b (m)**
0,75	0,75

Evaluation des charges du poteau

Les charges qui sont transmises aux poteaux sont les suivantes :

- ✓ Poids propres des plancher terrasse inaccessible ;
- ✓ Poids propres des planchers courants supportés par le poteau ;
- ✓ Poids propres des poutres qui transmettent leurs charges sur ce poteau
- ✓ Poids propres des poteaux transmettant leurs charges sur ce poteau.
- ✓ Poids propre du poteau.

La charge d'exploitation pour les plancher terrasse inaccessibles est prise égale à Q=1KN/m^2 et Q=2,5KN/m^2 (ouvrage à usage de bureau) pour les plancher intermédiaires courants.

Vérification de l'élancement mécanique λ

Le pré dimensionnement des poteaux est dicté par la limitation de l'élancement mécanique λ. Nonobstant, pour limiter le risque de flambement, l'élancement mécanique doit être inférieur à 70.

2.5. Définition des caractéristiques mécaniques du poteau

Les caractéristiques mécaniques sont définies comme le rapport de la longueur de flambement lf au rayon de giration (i) et la section droite du beton seul (B) calculée dans le plan de flambement.

Les formules utilisées pour la vérification de l'élancement mécanique sont :

$$B = a\ X\ b \quad (cm^2) \tag{19}$$

$$I = \frac{a*b^3}{12} \quad (cm^4) \tag{20}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad (cm) \tag{21}$$

$$\lambda = \frac{lf}{i} \tag{22}$$

Avec B : section du poteau

a et b : dimensions du poteau

I : moment d'inertie

i : rayon de giration

λ : Elancement mécanique

lf : Longueur de flambement

La condition nécessaire est que $\lambda < \lambda_{lim}$

Les calculs nous ont fait aboutir aux résultats de l'élancement mécanique suivants :

Tableau 6-Les valeurs de l'élancement mécanique

Modèle 1	Modèle 2	Modèle 3	Condition vérifiée ($\lambda < 70$)
17,24	12,93	10,34	OK

2.6. Déplacement limite Δlim

Le déplacement limite fait référence à la valeur maximale de déplacement admissible pour une structure ou un élément de structure sous l'effet de charges. Ce concept est crucial dans la conception et l'évaluation des structures, car il définit les limites de déformation acceptables pour garantir la sécurité, la fonctionnalité et le confort des occupants.

Le déplacement limite est une considération critique dans la conception et l'évaluation des structures, car il garantit la sécurité, l'intégrité et le confort des occupants. Sa détermination et son évaluation dépendent de nombreux facteurs, et sont régis par des normes et des critères spécifiques propres à chaque type de structure.

Afin de trouver les forces latérales qui s'appliquent sur le bâtiment, l'imposition d'un déplacement limite est nécessaire. D'après la norme Belge NBN, un déplacement limite d'un bâtiment est donnée par la formule suivante :

$$\Delta lim = \frac{Htot}{500} \qquad (23)$$

Avec Δlim : déplacement limite

Htot : hauteur totale du bâtiment

Pour notre cas, $\Delta lim = \frac{12*3,2}{500} = 76,8mm$

2.7. Force latérale limite

La force latérale limite fait référence à la valeur maximale de la force latérale admissible pour une structure, généralement en réponse à des charges telles que le vent, les séismes ou d'autres forces latérales. Cette notion est cruciale dans la conception des bâtiments et des structures pour garantir leur stabilité et leur résistance aux charges latérales.

La force latérale limite est une considération fondamentale dans la conception des structures pour assurer leur stabilité et leur résistance aux forces latérales potentielles. Son évaluation repose sur des analyses structurelles avancées et est influencée par de nombreux facteurs, y compris les charges latérales, les caractéristiques de la structure, et les normes de construction.

Pour notre cas, les forces latérales appliquées sur les modèles varient en fonction de la surface de chargement. Ces forces sont appliquées dans le sens de la variation des travées et sont proportionnelles au déplacement limite. Comme le déplacement limite est déterminé dans la formule 23, cette valeur va avoir un impact sur la force latérale limite.

Avec la valeur du déplacement limite du bâtiment qui est fixe, les forces latérales proportionnelles à ce déplacement sont trouvées en faisant plusieurs variations de celles-ci sur le bâtiment au moyen du logiciel LIRA SAPR.

Les valeurs des forces latérales sont dans le tableau suivant :

Tableau 7-Forces latérales pour les différents modèles d'étude

Modèle	Force latérale en KN
Modèle 1	399,5
Modèle 2	586
Modèle 3	2041

Comme c'est relaté dans le paragraphe précédent, l'application des forces latérales sur les modèles ainsi que les déplacements du bâtiment sont illustrées sur les représentations en 3D des modèles.

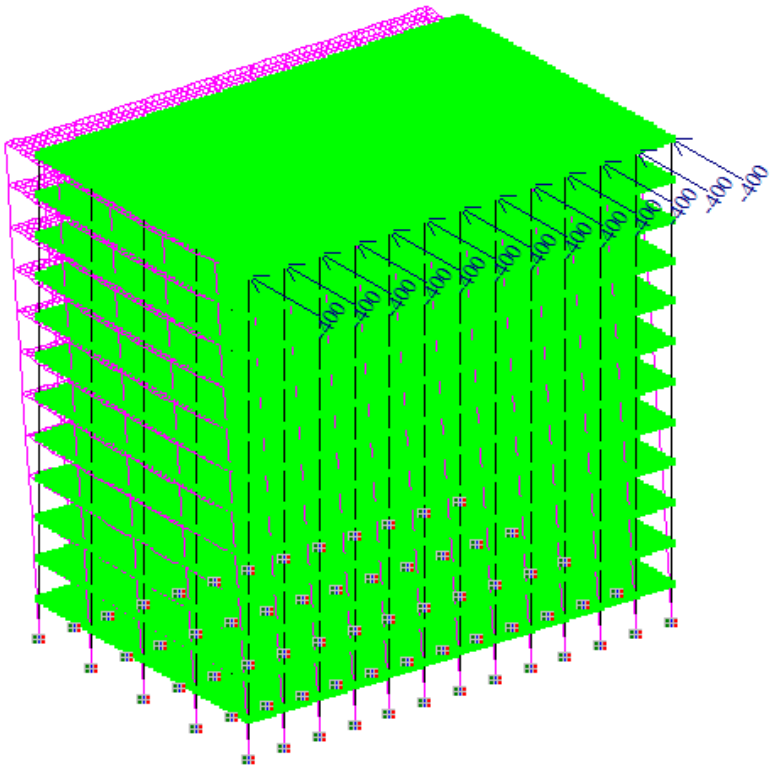


Figure 16 -bâtiment en 3D avec les forces latérales pour le 1er modèle d'étude (avec le logiciel LIRA SAPR).

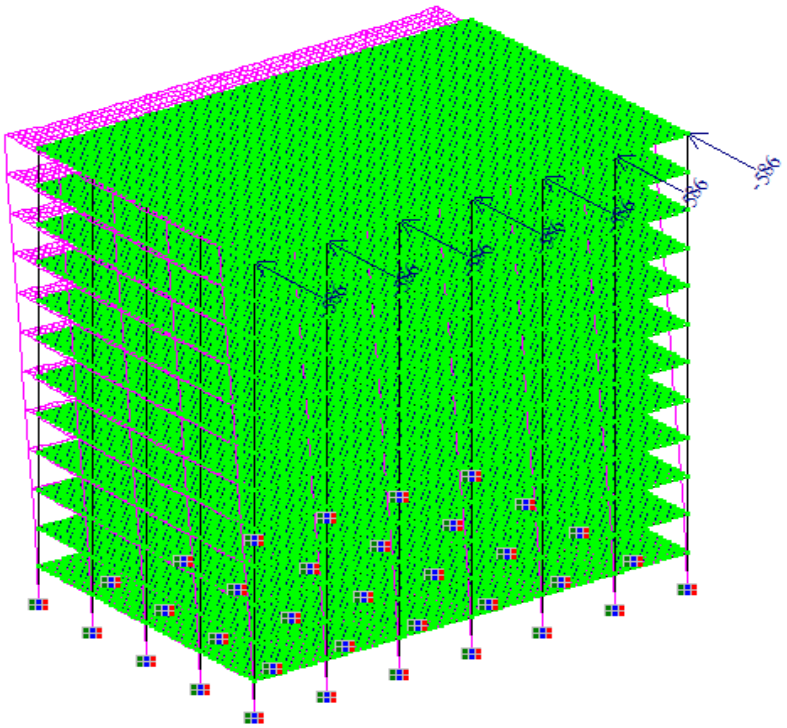


Figure 17- bâtiment en 3D avec les forces latérales pour le 2e modèle d'étude (avec le logiciel LIRA SAPR).

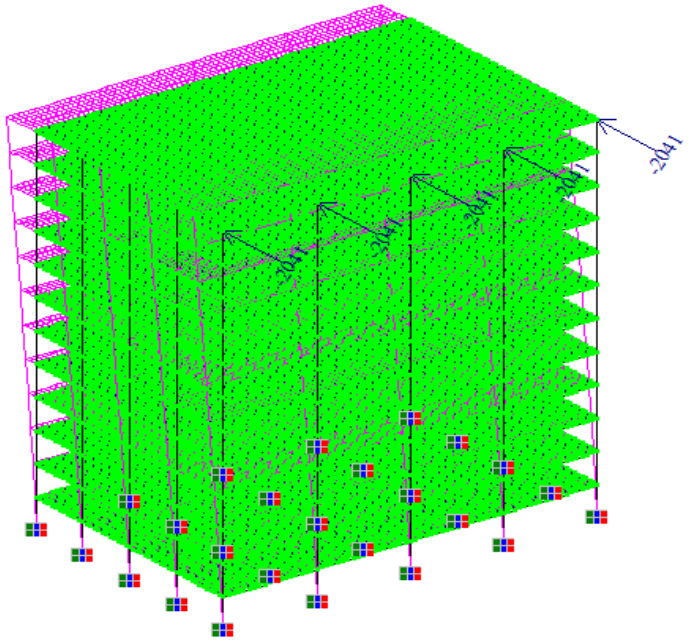


Figure 18- bâtiment en 3D avec les forces latérales pour le 3e modèle d'étude (avec le logiciel LIRA SAPR).

2.8. Calcul des efforts normaux dans les poteaux

Les efforts normaux dans les poteaux se réfèrent aux forces qui agissent perpendiculairement à la section transversale du poteau. Ces efforts sont importants pour la conception et la construction des structures, en particulier pour la résistance à la compression et la stabilité des poteaux.

Les poteaux sont principalement sollicités en compression. L'effort normal de compression, noté N, est la force qui agit dans le sens axial du poteau, c'est-à-dire le long de son axe. Cet effort est crucial pour le dimensionnement des poteaux, notamment lors de la conception des fondations et de la résistance aux charges verticales.

Les efforts normaux dans les poteaux sont donc un élément clé à considérer pour assurer la sécurité et la stabilité des structures de génie civil.

Pour notre cas, les efforts normaux dans les poteaux sont calculés en considérant que tous les poteaux ont même section dans chacun des modèles d'étude. Le poteau étudié, c'est le poteau présentant une surface de chargement grande par rapport aux autres. Comme nous avons trois modèles d'étude, nous allons faire le calcul dans toutes ces variantes.

Les surfaces tributaires des poteaux les plus chargés sont dans le tableau 8

Tableau 8- Les surfaces tributaires des poteaux les plus chargés

Modele1	Modèle 2	Modèle 3
18m^2	36m^2	54m^2

Les formules utilisées pour le calcul des efforts internes sont :

- ✓ A l''état limite ultime (ELU) :

$$Nu = \gamma_g G + \gamma_q Q \quad (24)$$

- ✓ A l''état limite de service (ELS) :

$$Nser = G + Q \quad (25)$$

Avec Nu : charge limite ultime

Nser : charge limite de service

G : action ou charge permanente

Q : action ou charge variable.

γ_g : coefficient de majoration pris égal à 1,35

γ_q : coefficient de majoration pris égal à 1,5

2.9. Evaluation du comportement dynamique

Une approche de l'étude du comportement dynamique des structures, constitue une base essentielle pour l'ingénieur en génie civil. Cependant, le génie parasismique nous fait connaitre qu'il faut construire des structures plus légères et élancées.

La dynamique des structures, concerne l'étude des oscillations des structures soumises à des diverses sollicitations en générale et aux séismes en particulier par rapport à la statique familière aux ingénieurs du génie civil, la dynamique fait intervenir le paramètre supplémentaire : « temps » [12]

Le séisme fait apparaitre un mouvement du sol qui se fait dans une direction quelconque suivant le plan horizontal. De cela, les forces engendrées par les séismes sont des forces horizontales qui sont appliquées suivant deux directions orthogonales choisies par le projecteur. Généralement, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure [13]

Les paramètres dynamiques sont calculés sur les trois modèles des variantes des bâtiments.

2.9.1. Calcul des masses

L'étude dynamique de la structure passe par la définition de son inertie et donc des masses qui la composent. La prise en compte de la masse de la structure passe par la discrétisation de cette dernière en chacun des nœuds.

Les éléments se trouvant sur le plancher de l'étage sont représentés comme des masses. Ici, la masse des planchers peut subir au maximum six déplacements à savoir trois translations et trois rotations. [13]

Ces éléments sont :

- ✓ Poids de la dalle
- ✓ Poids des poutres
- ✓ Poids des murs
- ✓ Poids des poteaux

Pour la charge d'exploitation, on va considérer celle qui est appliquée à toute la surface du plancher. Donc on prend 25% de la charge appliquée.

Tableau 9- Les charges d'exploitations des planchers

Plancher terrasse non accessible	Plancher intermédiaire
1KN/m^2	2,5KN/m^2

D'après la RPA99/version 2003 art 4.5, la formule utilisée pour le calcul des masses est la suivante :

$$Wi = WGi + \beta WQi \quad (26)$$

Avec WGi : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

WQi : poids dû aux charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau 4.5 du RPA99/version 2003.

On prend $\beta = 0{,}25$

Tableau 10- Tableau des masses

Type de modèle	Les valeurs des masses en Kg	
	Plancher terrasse	Plancher intermédiaire
Modèle 1	m12=885028,5kg	m1=m2=m3=m4=m5=m6=m7=m8=m9=m10=m11=1603835,7Kg
Modèle 2	m12=863766kg	m1=m2=m3=m4=m5=m6=m7=m8=m9=m10=m11=1400780,4kg
Modèle 3	m12=887616kg	m1=m2=m3=m4=m5=m6=m7=m8=m9=m10=m11=1565930,4kg

2.9.2. Calcul de rigidité

Le calcul de la rigidité d'une structure ou d'un élément structural est essentiel pour évaluer sa capacité à résister aux charges et à conserver sa forme sous l'effet de forces externes. La rigidité d'une structure détermine sa capacité à limiter les déformations et à maintenir sa stabilité sous l'action des charges, telles que les charges gravitationnelles, les charges latérales (vent, séisme), etc.

Éléments clés du calcul de la rigidité

- Propriétés des matériaux : Le calcul de la rigidité implique souvent l'utilisation des propriétés des matériaux constitutifs, telles que le module d'élasticité, la résistance, la ductilité, etc. Ces propriétés influencent la capacité d'une structure à résister aux déformations.
- Géométrie et configuration : La forme, la disposition et la configuration des éléments structurels jouent un rôle crucial dans le calcul de la rigidité. Des éléments tels que les poutres, les poteaux, les poutres en treillis, etc., contribuent à la rigidité globale de la structure.
- Analyse des déformations : L'évaluation de la rigidité implique souvent l'analyse des déformations structurelles sous l'effet des charges. Cela peut nécessiter l'utilisation de méthodes d'analyse telles que la méthode des éléments finis pour modéliser le comportement déformé de la structure.

Le calcul de la rigidité d'une structure implique l'évaluation des propriétés des matériaux, de la géométrie et de la configuration, ainsi que l'analyse des déformations sous l'effet des charges. Ces éléments sont essentiels pour garantir la stabilité et la performance d'une structure sous des charges diverses.

D'une façon générale, les paramètres définissant la rigidité d'un corps solide sont la géométrie de la pièce et le module d'élasticité des matériaux rendant le corps apte à s'opposer aux déformations éventuelles.

La longueur, le module sécant du béton, l'inertie et les conditions aux appuis sont les données dont la rigidité en flexion du poteau est dépendante. Ici, comme nous avons à étudier un modèle d'un bâtiment, les conditions aux appuis sont connues donc nous avons les encastrements.

Les formules de calcul de la rigidité en flexion des poteaux sont :

$$k = \frac{12EI}{h^3} \quad (27)$$

Avec K : rigidité

E : module sécant du béton

$$E_{cc} = 11000 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 * \sqrt[3]{25} = 32164MPa = 32164N/mm^2$$

$$I = \frac{a*b^3}{12} \quad (28)$$

I : moment d'inertie

h : hauteur du poteau

Souvent on représente schématiquement la rigidité par des ressorts. Pour un système composé de plusieurs ressorts, on peut déterminer la rigidité équivalente.

La rigidité équivalente est donnée par la formule suivante :

$$k_{éq} = \sum_{n=1}^{n} K * n \quad (29)$$

Avec K : rigidité

n : nombre de poteaux se trouvant sur un niveau du bâtiment.

La formule est applicable dans le cas des ressorts disposés en parallèle.

Il convient ici de calculer la rigidité d'un seul poteau sur chaque niveau afin d'en déduire celle équivalente en appliquant la formule ci haut dessus. Le tableau ci-dessous représente la rigidité d'un poteau pour chaque modèle étudié.

Tableau 11- Rigidité d'un poteau

Modele1					
a(mm)	b(mm)	h(mm)	I(mm^4)	E(N/mm^2)	K(N/m)
450	450	3200	3417187500	32164	40250400
Modele2					
a(mm)	b(mm)	h(mm)	I(mm^4)	E(N/mm^2)	K(N/m)
600	600	3200	10800000000	32164	127211100
Modele3					
a(mm)	b(mm)	h(mm)	I(mm^4)	E(N/mm^2)	K(N/m)
750	750	3200	26367187500	32164	310574100

Les rigidités trouvées pour ces différents modèles, sont des rigidités d'un seul poteau pour un seul niveau. Il convient alors de faire la rigidité équivalente de tous les poteaux d'un niveau.

Tableau 12- rigidités équivalentes

Modèle 1	Modèle 2	Modèle 3
K1=k2=k3=k4=k5=k6=k7=k8=k9=k10=k11=k12 =2616275837N/m	K1=k2=k3=k4=k5=k6=k7=k8=k9=k10=k11=k12 =4452389648N/m	K1=k2=k3=k4=k5=k6=k7=k8=k9=k10=k11=k12 =7764351368N/m

2.10. Représentation des rigidités et des masses.

La représentation des rigidités et des masses d'une structure est un aspect essentiel de la modélisation structurelle, en particulier dans le domaine du génie civil et de la conception des bâtiments.

La structure d'un bâtiment est constituée des différents éléments à savoir le plancher, les poutres et poteaux. Cependant, pour mieux représenter les masses qui sont concentrées au niveau des planchers et les rigidités des poteaux, on se sert d'un modèle de schéma appelée schéma brochette.

Comme nous avons trois modèles de bâtiment qui font objet de notre étude, on va représenter les masses et rigidités de ces modèles sur trois schémas.

- Modèle espacement des poteaux de 3m

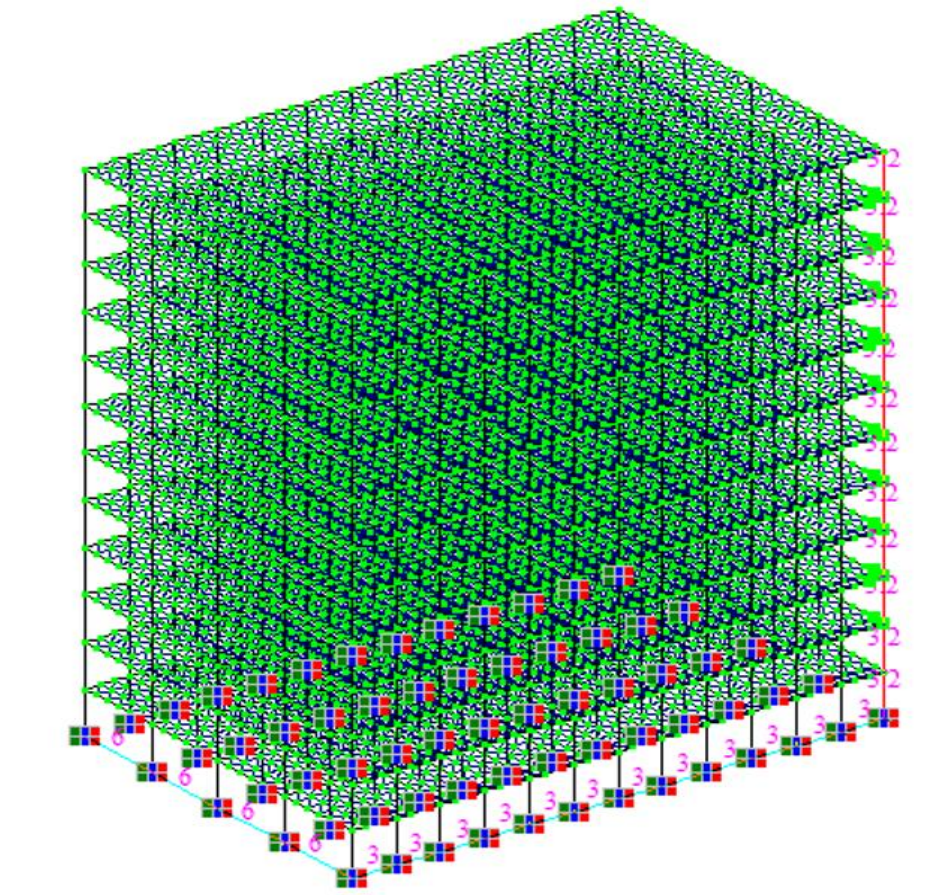


Figure 19- Représentation en trois dimensions des éléments de la structure, poteaux espacés de 3m dans le sens des X

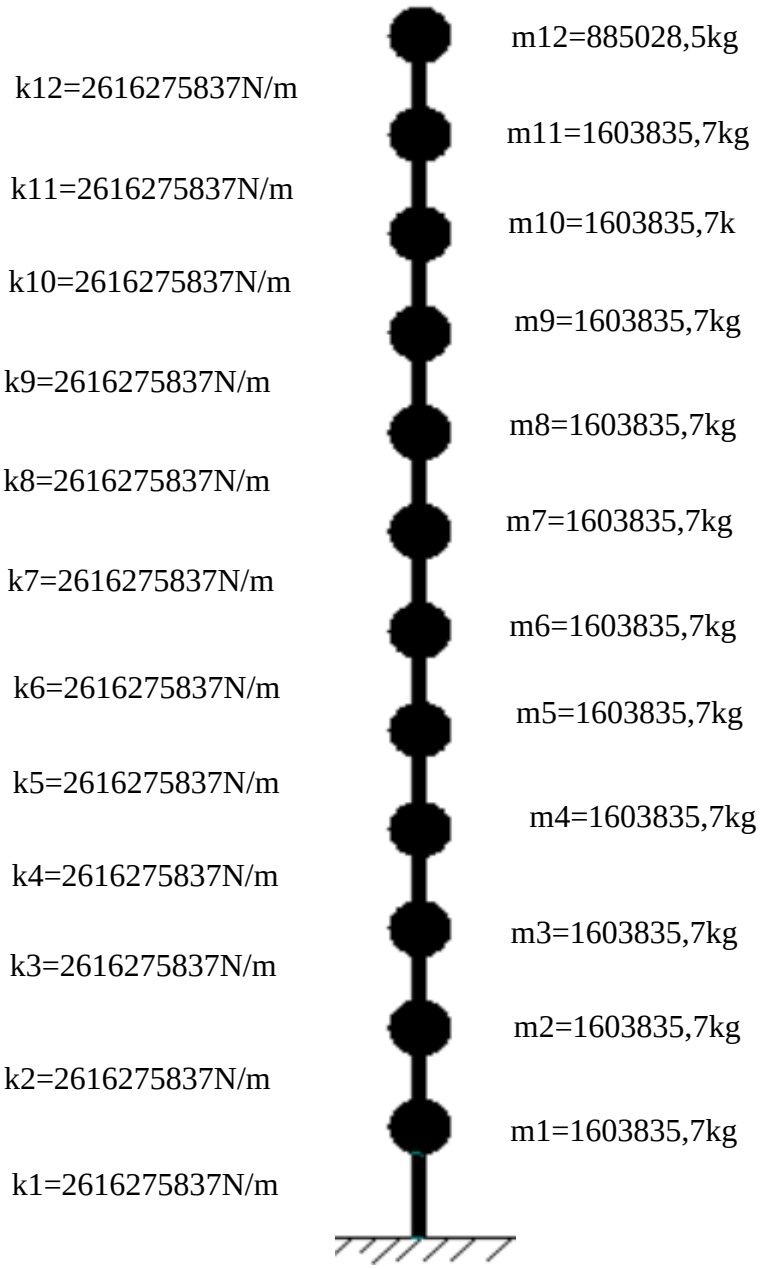


Figure 20- Représentation des masses et rigidités, cas du modèle des poteaux espacés de 3m

- Modèle espacement des poteaux de 6m

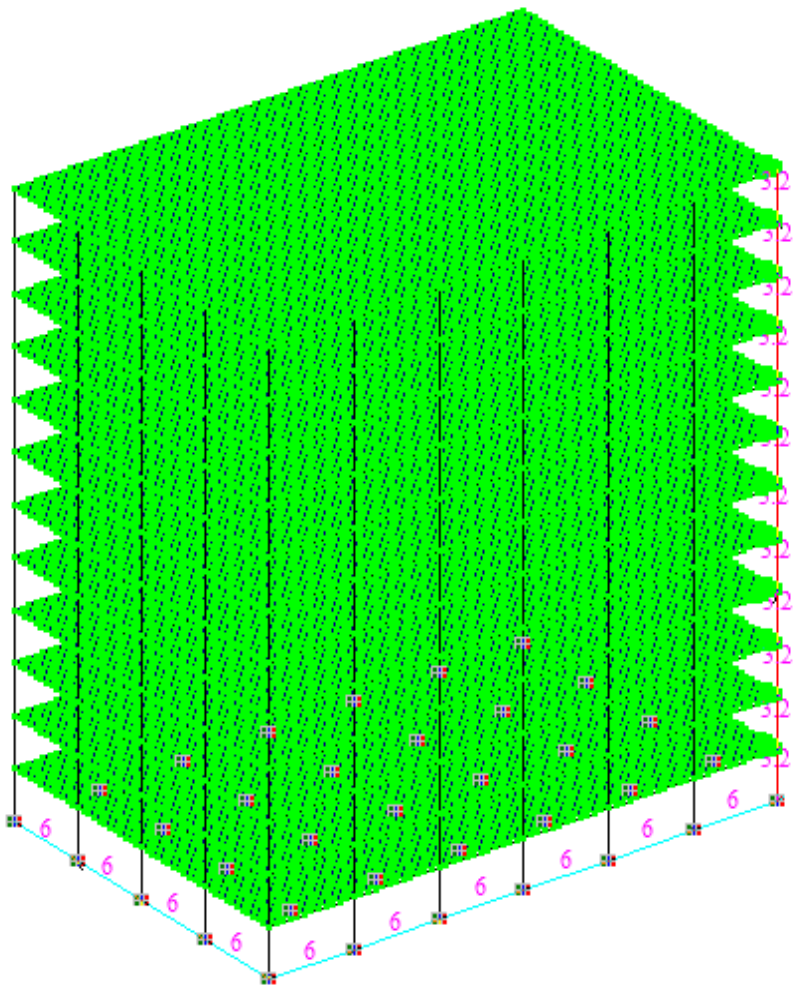


Figure 21- Représentation en trois dimensions des éléments de la structure, poteaux espaces de 6m dans le sens des X

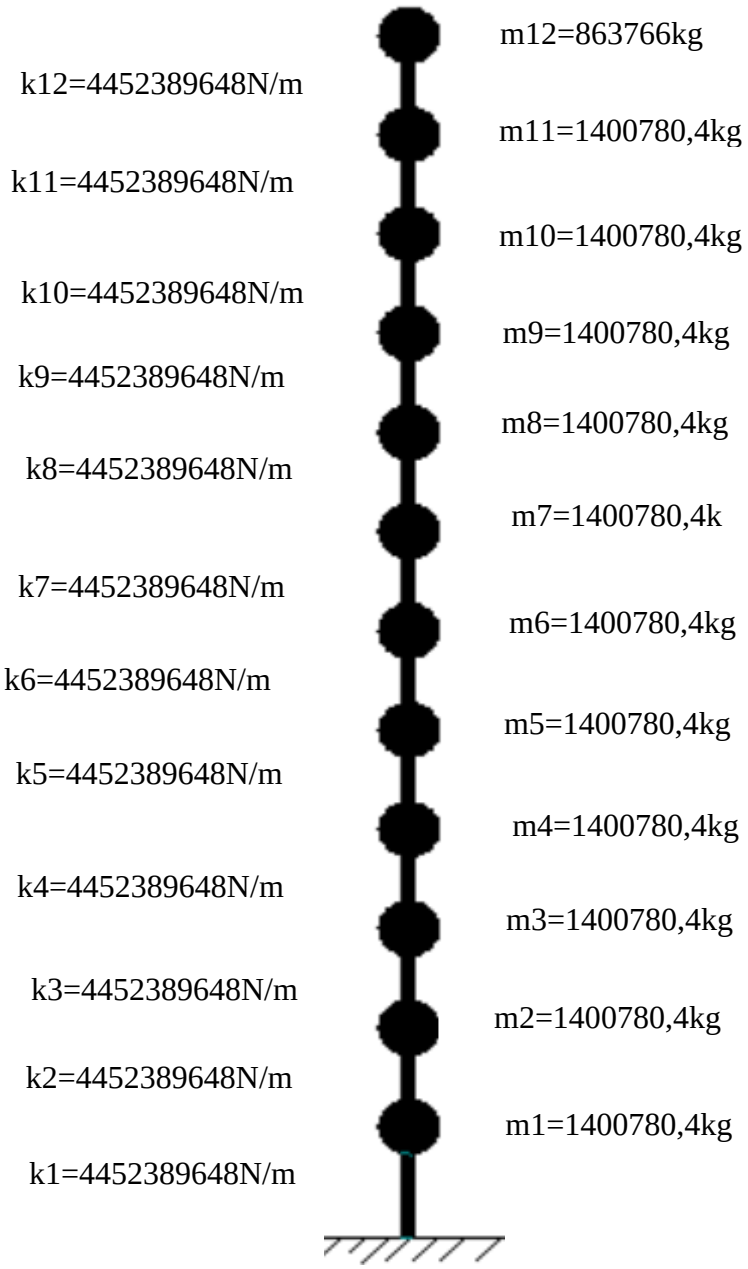


Figure 22- Représentation des masses et rigidités, cas du modèle des poteaux espacés de 6m

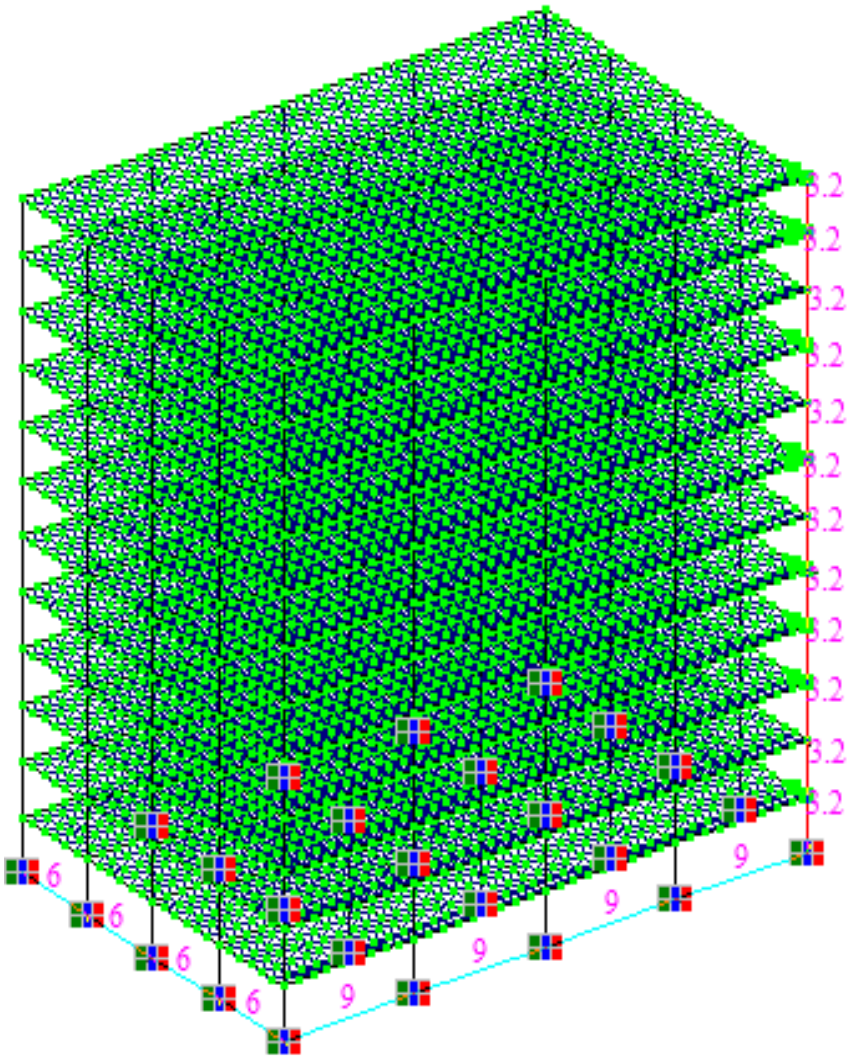


Figure 23- Représentation en trois dimensions des éléments de la structure, poteaux espaces de 9m dans le sens des X

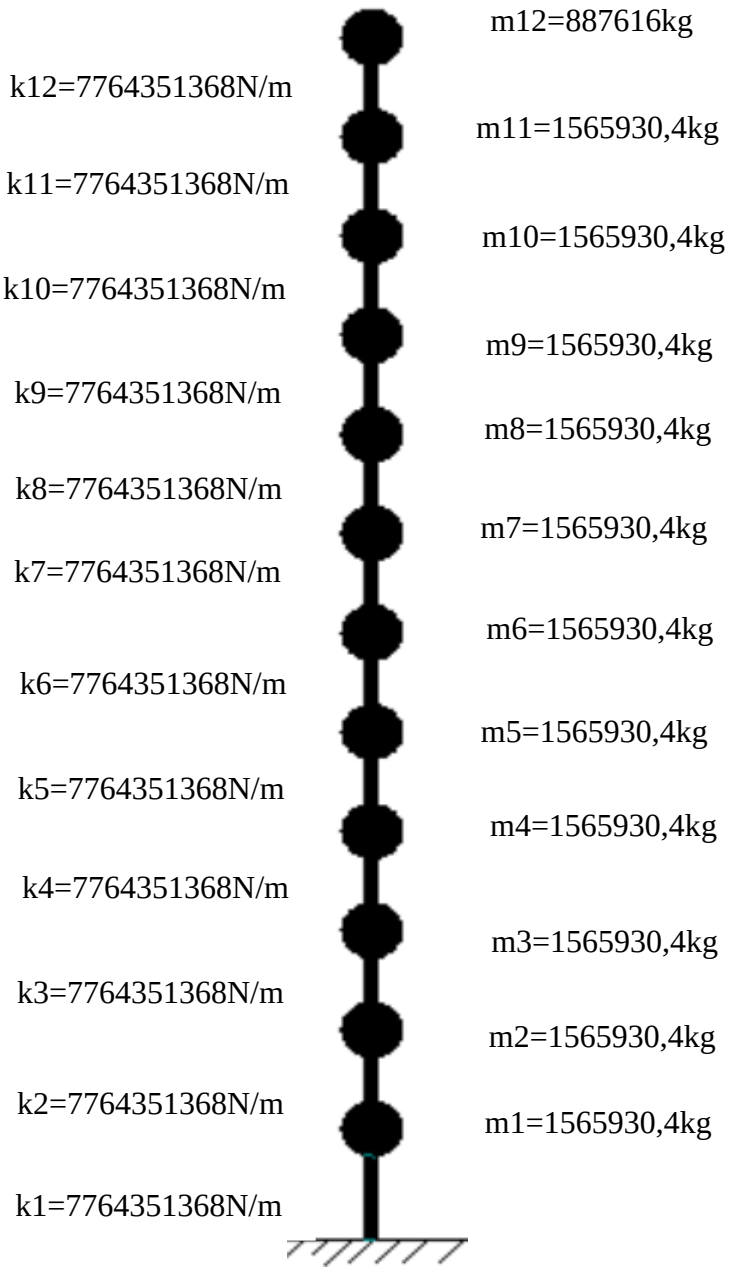


Figure 24- Représentation des masses et rigidités, cas du modèle des poteaux espacés de 9m

2.11. Calcul des pulsations propres et des périodes propres

Le calcul des pulsations et de la période propre est une étape importante dans l'analyse des structures pour évaluer leur comportement dynamique sous l'effet de charges telles que les séismes, les vents et d'autres forces dynamiques.

Le calcul dynamique a pour objet de faire intervenir le paramètre temps sous l'effet d'une action variable avec le temps, les sollicitations et par conséquent les déformations seront en fonction du temps. [14]

Toutefois, il convient de déterminer les matrices de rigidité [K] et matrice de masse [M] qui sont de l'ordre n x n. L'ensemble des forces mis en jeux conduit à la détermination de l'écriture de l'équilibre. Cette écriture nous conduise à la conclusion qui est le déterminant de la matrice. Le développement de ce déterminant aboutit à une équation de degré n en ω^2,sa résolution fourni les valeurs des pulsations $\omega_1, \omega_2 \ldots\ldots \omega_n$ classées dans un ordre croissant.[15]

- ✓ **Pulsation propre**

Les pulsations propres d'une structure correspondent aux fréquences naturelles de vibration à laquelle la structure résonne. Elles sont déterminées par les caractéristiques intrinsèques de la structure, telles que sa rigidité et sa masse.

La pulsation propre est calculée à l'aide de l'équation modale ou équation caractéristique qu'on va résoudre.

$$|[K] - \omega^2[M]| = 0 \qquad (30)$$

Ainsi, nous avons la matrice suivante :

$$\begin{bmatrix} K1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K7 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K8 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K9 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K10 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K11 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K12 \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} m1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m7 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m8 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m9 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m10 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m11 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m12 \end{bmatrix} = 0$$

Avec [K] : la matrice de rigidité

[M] : la matrice de masses

ω : la pulsation propre

- ✓ Période propre

La période propre d'une structure est le temps nécessaire pour qu'elle effectue une oscillation complète à sa fréquence naturelle. Elle est inversement proportionnelle à la pulsation propre, et peut être calculée à l'aide de la formule suivante :

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (31)$$

Avec T : période propre

ω : pulsation propre

Importance dans l'analyse dynamique des structures

Le calcul des pulsations et de la période propre est crucial dans l'analyse dynamique des structures car il permet d'évaluer leur comportement vibratoire sous l'effet de différentes charges dynamiques. Ces valeurs sont utilisées pour déterminer la réponse dynamique de la structure, évaluer sa résistance aux séismes, concevoir des dispositifs d'isolation sismique et réaliser des analyses modales pour les structures complexes.

2.12. Outils utilisés

Dans ce travail, pour aboutir aux résultats et leur analyse, les logiciels utilisés comme outils de modélisation sont :

- ❖ Pour le côté statique, nous allons utiliser le logiciel LIRA SAPR
- ❖ Pour le côté dynamique, nous allons utiliser le logiciel Mathcad Prime 7.0.0.0
- ❖ L'Excel va nous servir d'outils de traçage des courbes et histogrammes.

2.13. Conclusion

Le présent chapitre vient de mettre un accent sur les matériaux, la méthodologie et la présentation d'outils utilisés afin d'aboutir aux résultats. Le prédimensionnement des éléments de structures est fait Selon BAEL 91 révisée 99 et la RPA99/version 2003.Le calcul des paramètres dynamique à savoir les masses et rigidité sont aussi trouvées par des formules appropriées. Des schémas montrant la répartition des masses et des rigidités des éléments de la structure sont aussi représentés dans ce chapitre. Il présente également la description des outils utilisés pour arriver aux résultats.

CHAPITRE 3 : PRESENTATION DES RESULTATS ET DISCUSSION

3.1. Introduction

Après l'introduction des paramètres (caractéristiques des éléments de la structure) dans le logiciel, nous avons procédé à l'analyse et la discussion des résultats obtenus dans ce présent chapitre. Néanmoins, ce chapitre est consacré aux résultats obtenus et l'analyse de ces derniers après les applications numériques des formules développées dans le chapitre de la méthodologie utilisée. Les résultats analysés sont entre autres :

- La variation des rigidités en fonction des travées d'espacement des poteaux,
- Force latérale en fonction des travées d'espacement des poteaux,
- Force latérale en fonction des déplacements limites,
- Force latérale en fonction des rigidités des poteaux,
- Les efforts normaux et moments dans les poteaux en fonction des travées d'espacement des poteaux,
- Les efforts de cisaillement,
- Les efforts normaux dans les poteaux en fonction de la rigidité,
- Les pulsations propres en fonction des niveaux du bâtiment,
- Les périodes propres en fonction des niveaux du bâtiment
- La relation entre les efforts normaux dans les poteaux, les rigidités des poteaux et les pulsations propres.

Microsoft Excel nous a permis d'aboutir au traçage des courbes permettant ladite analyse.

3.2. La rigidité des poteaux

Les poteaux sont des éléments qui, au moment des sollicitations verticales et horizontales doivent avoir une certaine résistance pour que l'ouvrage reste stable.

L'augmentation de la rigidité équivalente des poteaux a un impact significatif sur le comportement des structures. L'augmentation de la rigidité équivalente des poteaux se traduit par une plus grande résistance à la déformation ou à la flexion des poteaux. Cela signifie que les poteaux deviennent plus rigides et moins susceptibles de fléchir ou de se déformer sous des charges appliquées. Une plus grande rigidité des poteaux peut augmenter leur capacité à supporter des charges verticales et latérales, ce qui peut être avantageux pour la résistance globale de la structure.

En général, l'augmentation de la rigidité équivalente des poteaux se traduit par une plus grande résistance à la déformation, des déformations réduites, une amélioration de la résistance aux vibrations et une augmentation de la capacité de charge. Cependant, il est important de noter que des poteaux excessivement rigides peuvent également entraîner des contraintes accrues sur d'autres éléments de la structure, ce qui nécessite une conception équilibrée pour assurer la performance optimale de l'ensemble de la construction.

C'est pour cela que nous pouvons conclure que plus les éléments porteurs sont plus rigides, plus la structure devient plus résistante statiquement et dynamiquement.

Ici, il est nécessaire de mettre un accès sur la variation de la rigidité des poteaux en fonction des surfaces de chargement.

Tableau 13-tableau des rigidités des poteaux en fonction de la variation des travées

Travée en m	Rigidité en MN/m
3	2616,275837
6	4452,389648
9	7764,351368

Ainsi, la courbe ci-dessous représente les variations des rigidités équivalentes en fonction des surfaces d'impact du poteau.

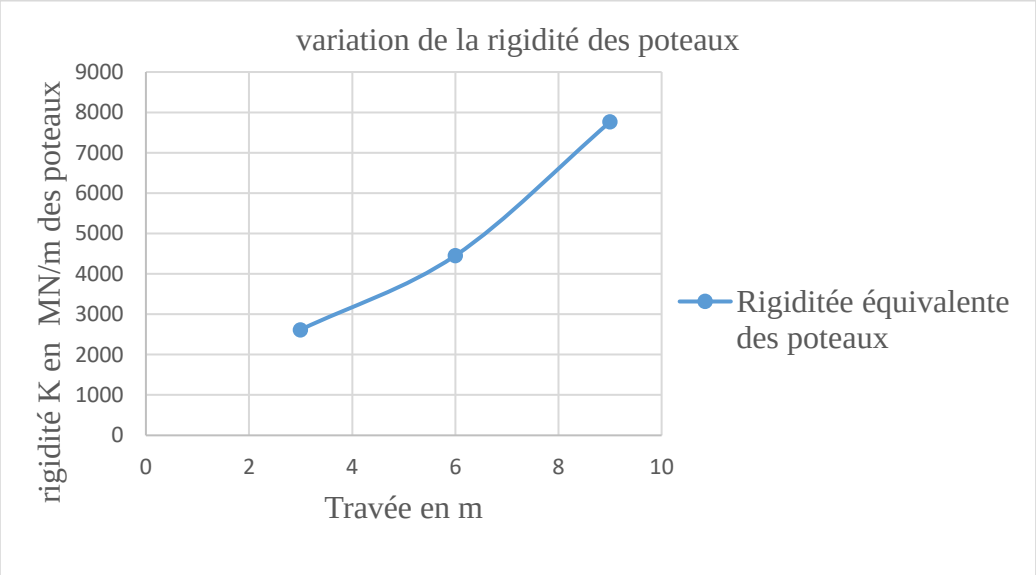


Figure 25-Variation de la rigidité équivalente en fonction de la variation des travées

La figure ci-dessus montre la variation de la rigidité des poteaux selon les différents modèles d'étude. En observant l'allure de la courbe, nous concluons que plus la surface de chargement augmente, plus la rigidité des poteaux augmente.

3.3. Les forces latérales limites

La capacité d'une structure à résister aux forces latérales est essentielle pour assurer sa stabilité et sa résistance aux événements tels que les vents forts, les séismes et d'autres charges latérales potentielles.

La force latérale limite est une considération fondamentale dans la conception des structures pour assurer leur stabilité et leur résistance aux forces latérales potentielles. Son évaluation repose sur des analyses structurelles et est influencée par de nombreux facteurs, y compris les charges latérales, les caractéristiques de la structure, et les normes de construction.

Dans la méthodologie utilisée, la variation de la force latérale est faite en fonction des surfaces de chargement (espacement des poteaux). En d'autres termes, à chaque fois que nous varions la surface de chargement des poteaux, nous avons enregistrée les forces latérales limites qui créent le déplacement limite du bâtiment, donc un déplacement limite qui est fonction de la hauteur du bâtiment.

Les tableaux ci-dessous montrent la variation des forces latérales en fonction des surfaces de chargement.

Tableau 14-forces latérales en fonction de la variation des travées

Travées en m	Force latérale en kN
3	400
6	586
9	2041

Le graphique suivant montre la représentation des forces latérales en fonction des travées.

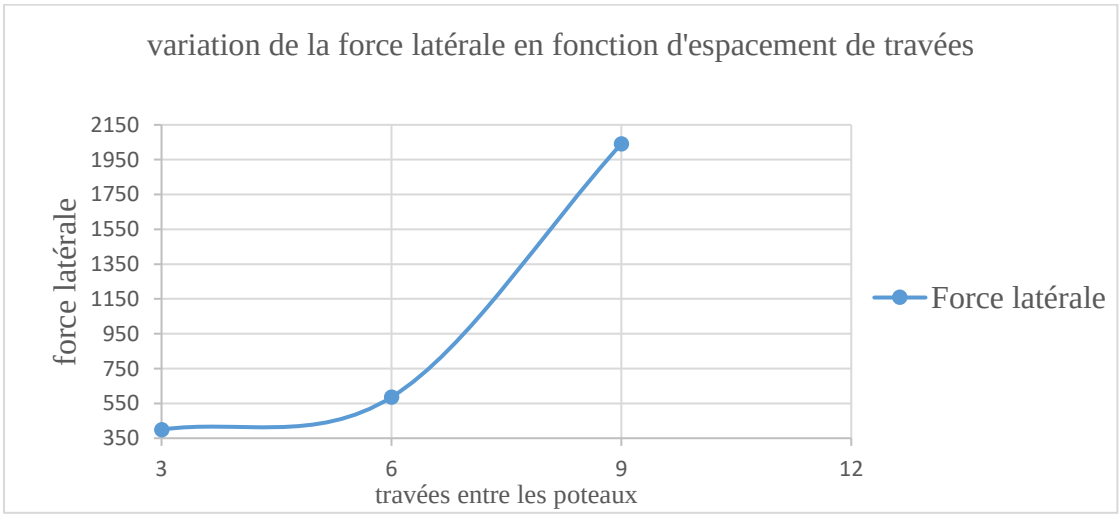


Figure 26-variation de la force latérale en fonction d'espacement des travées.

Les résultats du tableau14 et le graphique de la figure (26) montrent comment varie la force latérale en fonction de la variation des travées (de la surface de chargement des poteaux). Plus la surface de chargement augmente, plus la force latérale qui provoque le déplacement augmente. D'où alors, pour un modèle dont la surface de chargement est petite, la force latérale pouvant causée un déplacement est moins importante que pour un modèle dont la surface de chargement des poteaux est grande.

La comparaison des résultats de forces latérales et des déplacements limites nous fait voir comment varie l'un en fonction de l'autre. Les forces qui pourront causer des déformations de la structure sont proportionnelle aux surfaces de chargement du poteau. Le modèle d'espacement des poteaux de 6m a une force latérale de 46,5% plus grand que le modèle d'espacement de 3m. Et le modèle d'espacement des poteaux de 9m a une force latérale de 248,2% plus grand que le modèle de d'espacement de 6m.

Le fait que l'augmentation de la surface de chargement influe directement sur la rigidité d'un poteau, cela veut dire que pour un bâtiment donné, il faut augmenter la surface d'impact du poteau afin de se fixer dans les conditions sécuritaires face aux sollicitations latérale.

3.4. Variation de la force latérale en fonction de la rigidité des poteaux

La variation de la force latérale en fonction de la rigidité des poteaux peut être analysée en utilisant les principes de la statique et de la résistance des matériaux. En général, plus la rigidité d'un poteau est élevée, plus il peut résister à des forces latérales importantes sans subir de grandes déformations.

L'analyse de la variation de la force latérale en fonction de la rigidité des poteaux implique souvent l'utilisation de logiciels de modélisation structurelle ou de calculs manuels basés sur les équations de l'équilibre des forces et des déformations. Ces analyses peuvent aider à déterminer comment la rigidité des poteaux affecte la répartition des forces latérales et la réponse globale de la structure aux charges latérales.

Pour notre cas, le tableau ci-dessous représente les valeurs des forces latérales qui sont fonction des rigidités des poteaux pour les différents modèles d'étude.

Tableau 15-Variation des forces latérales et des rigidités.

Rigidité en MN/m	Force latérale en kN
2616,275837	400
4452,389648	586
7764,351368	2041

La courbe ci-dessous représente les variations des forces latérales pouvant causées des déplacements limite pour des rigidités différentes des modèles d'étude.

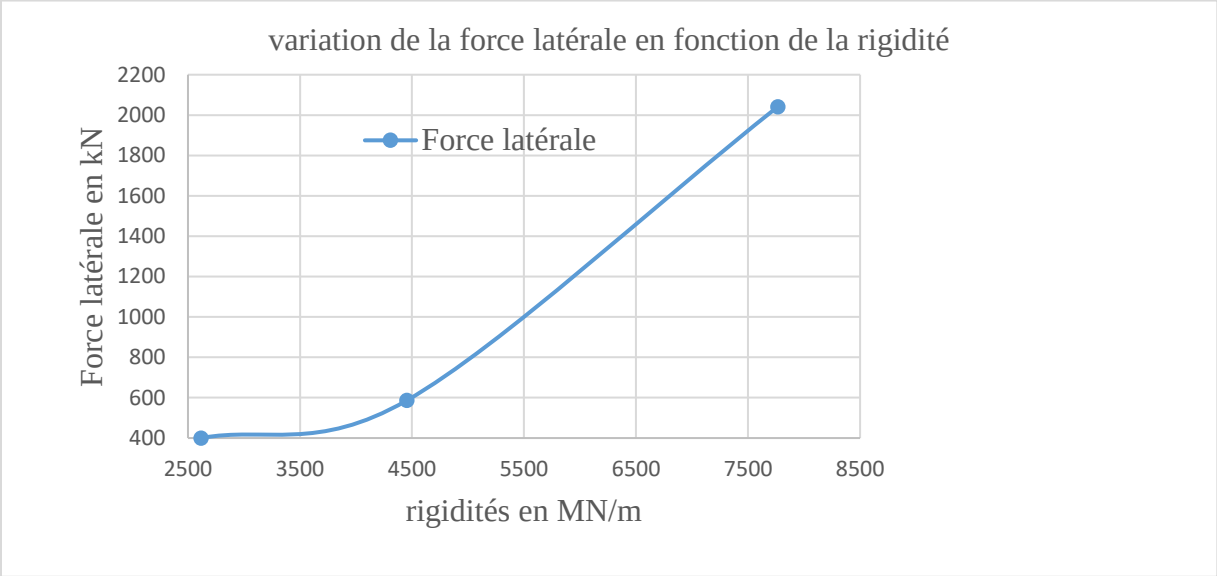


Figure 27-Variation des forces latérales en fonction des rigidités.

Le graphique montre que les forces latérales pouvant engendrer des déplacements sont proportionnelle aux rigidités des poteaux. Donc plus la rigidité augmente, plus la force doit être énorme pour provoquer le déplacement de la structure.

3.5. Les efforts normaux dans les poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, qui représentent les forces agissant le long de leur axe. Ces efforts peuvent être de compression (positifs) ou de traction (négatifs). L'effort normal de compression (N) est généralement prépondérant dans les poteaux, car ils sont principalement conçus pour reprendre des charges verticales des étages supérieurs.

Les efforts normaux enregistrés pour différents modèles sont donc fonction de la surface de chargement et de la force latérale limite en fonction du déplacement limite du bâtiment.

Ces efforts normaux N sont générés par le logiciel Lira SAPR et les résultats sont récapitulés dans les tableau ci-après représentés.

Tableau 16-variation des efforts normaux en fonction de la variation des travées.

Travée en m	Efforts normaux en KN
3	7002,12
6	12703,9
9	18839,7

Les valeurs du tableau 16 montre que les efforts normaux augmentent en fonction de l'augmentation de la surface de chargement. D'où, plus la surface de chargement augmente, plus les efforts normaux dans les poteaux augmentent.

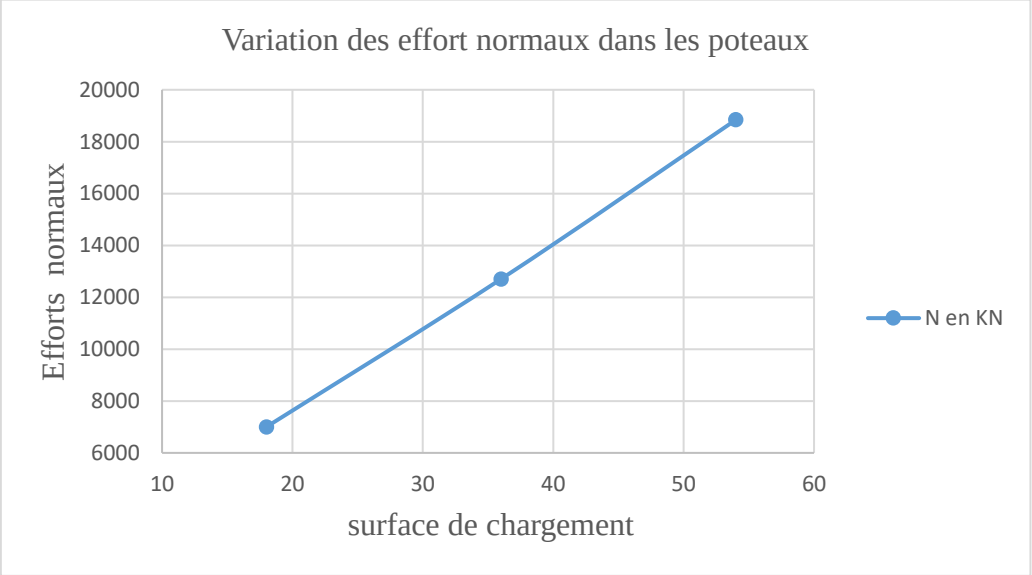


Figure 28-Variation des efforts normaux en fonction de la surface de chargement

3.6. Les efforts de cisaillement.

La force de cisaillement dans les poteaux dépend de plusieurs facteurs, tels que la charge verticale, la géométrie des poteaux, la qualité du béton et de l'acier utilisé pour l'armature, etc. La force de cisaillement peut être calculée en utilisant les principes de la mécanique des matériaux et de la conception des structures en béton armé.

La force de cisaillement est déterminée par la relation suivante :

$$V = \frac{N}{A} \qquad (35)$$

Où : V est la force de cisaillement,

N est la force axiale dans le poteau,

A est la section transversale du poteau.

Avec les résultats des efforts normaux décrits ci-dessus (cfr tableau 16) et les sections des poteaux pour tous les modèles, nous déduisons les efforts de cisaillements.

Les résultats des efforts de cisaillement sont dans le tableau ci-dessous

Tableau 17-Variation des efforts de cisaillement en fonction de la variation des travées

Travée en m	Efforts de cisaillement en kN
3	355,6
6	353,44
9	352,96

Les valeurs du tableau 17 montre que les efforts de cisaillement diminuent en fonction de l'augmentation de la surface de chargement. D'où, plus la surface de chargement augmente, plus les efforts de cisaillement diminuent.

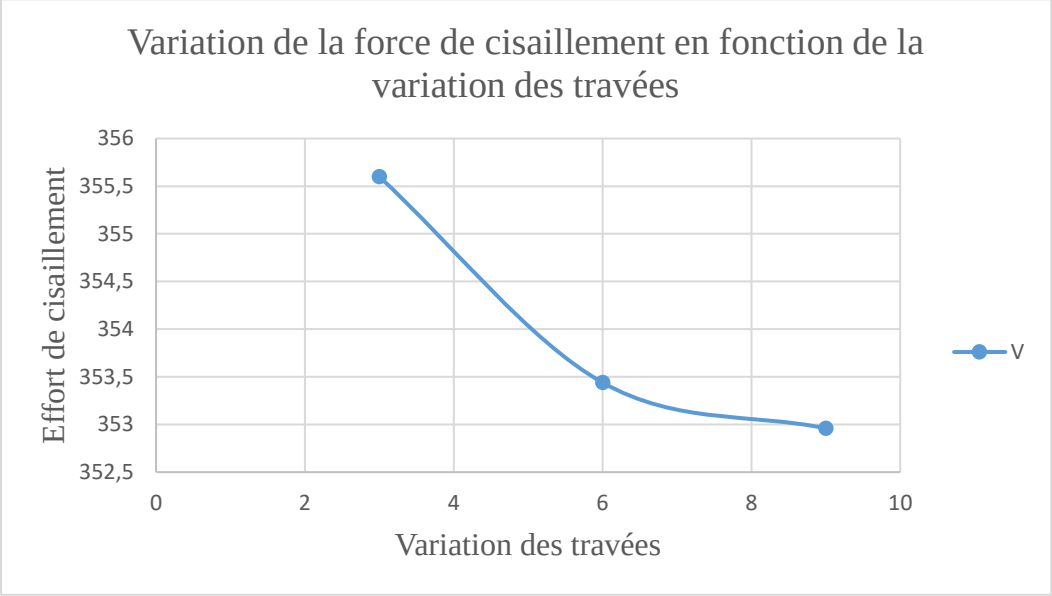


Figure 29- Variation des efforts de cisaillement en fonction de la surface de chargement

3.7. Les moments de flexion dans les poteaux

Les moments que nous présentons ici sont des moments qui sont produits dans les poteaux suite aux chargements en fonction de la surface tributaire du poteau et de la force latérale appliquée sur le bâtiment dépendant de la déformation limite du bâtiment.

Ainsi les résultats pour chaque modèle sont donnés dans le tableau

Tableau 18-Tableau des surfaces de chargement et des moments fléchissant

Travée en m	Moment fléchissant en Km
3	152,702
6	461,055
9	948,107

Les résultats du tableau 18 montrent que le moment dans les poteaux est proportionnel aux forces latérales. Plus la surface de chargement augmente, plus les moments dans les poteaux augmentent aussi. Pour un modèle dont la surface tributaire est grande, le moment est grand aussi. D'où il y a la proportionnalité entre surface de chargement et moment fléchissant dans les poteaux.

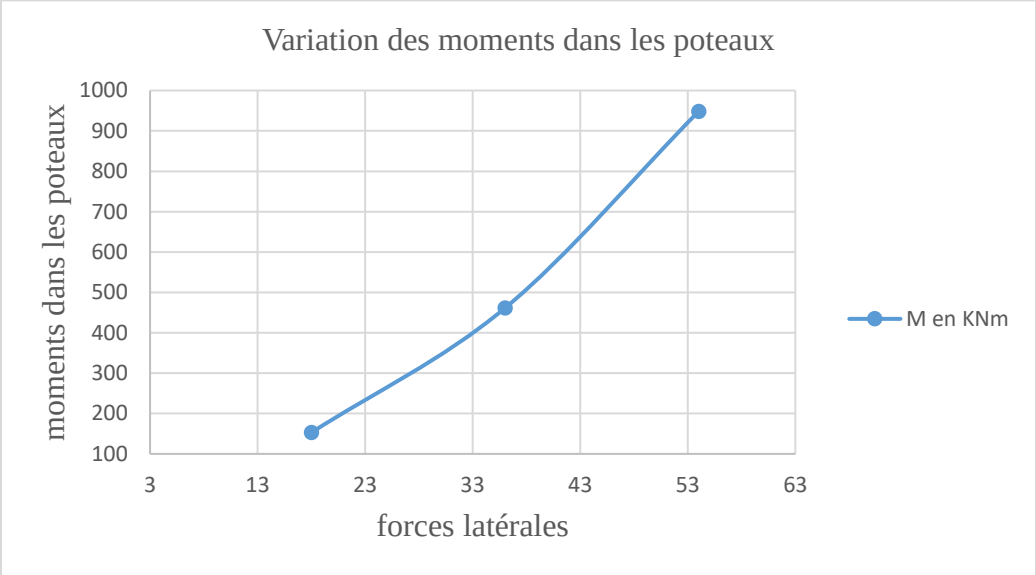


Figure 30- Variation des moments fléchissant dans les poteaux

3.8. Relation entre effort normal et moment fléchissant dans les poteaux.

La relation entre N (effort normal de compression) et M (moment fléchissant) dans les poteaux en béton armé est essentielle pour comprendre leur comportement sous différentes charges, notamment les charges verticales, les efforts horizontaux dus aux séismes et au vent, ainsi que les charges excentrées qui les soumettent à une flexion composée.

Compte tenu des graphiques des efforts normaux et des moments fléchissant dans les poteaux ci haut établis, affirmons que la variation de ces derniers dépend de la surface de chargement.

Avec les courbes montrant la variation des efforts normaux et les moments fléchissant dans les poteaux (fig. 28 et 30), les surfaces de chargement contribuent beaucoup dans l'augmentation de ces derniers.

En effet, suite aux constant des courbes se trouvant dans le graphique, concluons que pour un modèle dont la surface de chargement est petite, l'effort normal et le moment sont petit aussi. D'où, plus la surface de chargement augmente, plus l'effort normal augmente ainsi que le moment.

3.9. Relation entre force latérale, effort normal et moment fléchissant dans les poteaux.

Le graphique ci-dessous représente les forces latérales, les efforts normaux et les moments en fonction de la surface de chargement.

En analysant le graphique, remarquons que l'augmentation de la surface de chargement influe sur les forces latérales pouvant occasionnées des déplacements limite ainsi que sur les efforts normaux et les moments dans les poteaux. Cela veut dire que plus la surface de chargement augmente, plus la rigidité augmente aussi, et bien, plus la demande en force pouvant déplacer la structure augmentent.

3.10. Relation entre effort normal dans les poteaux et rigidité des poteaux

Suivant la variation des surfaces de chargement, l'allure des courbes du graphique ci-dessous montre que plus la surface de chargement augmente, plus la rigidité des poteaux augmente aussi. Avec la rigidité qui augmentent, nous voyons augmenter l'effort normaux dans les poteaux.

Pour un modèle dont l'espacement des travées est de 3m, la rigidité est de 70,17% moins grande que le modèle d'espacement des poteaux de 6m. Quant à l'effort normal, le modèle d'espacement des poteaux de 3m est de 81,42% de l'effort normal moins grand que celui de 6m.

Pour un modèle dont l'espacement des travées est de 6m, la rigidité est de 74,38% moins grande que le modèle d'espacement des poteaux de 9m. Quant à l'effort normal, le modèle d'espacement des poteaux de 6m est de 48,29% de l'effort normal moins grand que celui de 9m.

Pour un modèle dont l'espacement des travées est de 3m, la rigidité est de 196,76%% moins grande que le modèle d'espacement des poteaux de 9m. Quant à l'effort normal, le modèle d'espacement des poteaux de 3m est de 169,05% de l'effort normal moins grand que celui de 9m.

3.11. Pulsations propres (ω) et périodes propres (T)

Les paramètres dynamiques sont trouvés sur base de calcul dans le logiciel PTC Mathcad Prime 7.0.0.0 ; les résultats trouvés sont illustrés dans le tableau représenté ci-dessous.

Néanmoins, ces résultats sont obtenus à base de l'équation modale faisant intervenir les masses et rigidité en vue de l'obtention des différents paramètres dynamique (pulsations et périodes propre). De plus, la variation de la surface de chargement nous fait trouver des pulsations propres et périodes propres différentes.

- **Pulsation propre**

Les pulsations propres, également appelées fréquences propres, sont des fréquences naturelles de vibration d'un système. Elles jouent un rôle crucial dans la conception des structures en permettant d'évaluer leur comportement vibratoire et dynamique. Voici les avantages et inconvénients des pulsations propres sur la conception de la structure :

Avantages :

- ✓ Compréhension du Comportement Vibratoire : Les pulsations propres permettent de comprendre comment une structure vibrera naturellement en réponse à des forces externes ou à des excitations dynamiques. Cela est essentiel pour concevoir des structures capables de résister aux vibrations induites par diverses sources telles que le vent, les séismes, ou les machines en fonctionnement.
- ✓ Optimisation de la Conception : En identifiant les pulsations propres d'une structure, les ingénieurs peuvent optimiser sa conception pour éviter les résonances non désirées. Cela permet de minimiser les effets néfastes des vibrations excessives, ce qui est essentiel pour la durabilité et la sécurité des structures.

- ✓ Evaluation de la Stabilité : Les pulsations propres aident à évaluer la stabilité dynamique d'une structure. En comprenant ses modes de vibration naturels, il est possible de concevoir des structures capables de maintenir leur intégrité structurelle même sous des charges vibratoires importantes.

Inconvénients :

- ✓ Complexité de l'Analyse : L'analyse des pulsations propres peut être complexe, en particulier pour les structures non linéaires ou pour les systèmes comportant des éléments couplés. Cela nécessite des outils de modélisation avancés et une expertise technique approfondie.
- ✓ Sensibilité aux Paramètres : Les pulsations propres peuvent être sensibles aux variations des paramètres du système, tels que la rigidité, la masse, ou l'amortissement. Cela rend la conception basée sur les pulsations propres plus délicate dans des environnements où ces paramètres peuvent varier significativement.

En conclusion, les pulsations propres offrent une compréhension approfondie du comportement vibratoire des structures, ce qui est essentiel pour leur conception et leur performance dynamique. Cependant, leur analyse peut être complexe et nécessite une expertise technique pour une application efficace dans la conception des structures.

Tableau 19- Pulsations propres ω en rad/s des différents modèles des bâtiments

	ω_1	**ω_2**	**ω_3**	**ω_4**	**ω_5**	**ω_6**
Espacement des poteaux de 3m	12,636	20,552	24,962	36,672	47,48	56,16
	ω_7	**ω_8**	**ω_9**	**ω_{10}**	**ω_{11}**	**ω_{12}**
	57,119	65,351	71,974	76,824	76,843	79,783
Espacement des poteaux de 6m	**ω_1**	**ω_2**	**ω_3**	**ω_4**	**ω_5**	**ω_6**
	17,639	28,094	34,844	51,19	66,277	76,839
	ω_7	**ω_8**	**ω_9**	**ω_{10}**	**ω_{11}**	**ω_{12}**
	79,731	91,222	100,467	105,713	107,238	111,368
Espacement des poteaux de 9m	**ω_1**	**ω_2**	**ω_3**	**ω_4**	**ω_5**	**ω_6**
	22,031	35,656	43,519	63,936	82,778	97,445
	ω_7	**ω_8**	**ω_9**	**ω_{10}**	**ω_{11}**	**ω_{12}**
	99,582	113,934	125,481	133,468	133,938	139,097

Les graphiques suivants représentent les valeurs des pulsations propres trouvés selon les travées.

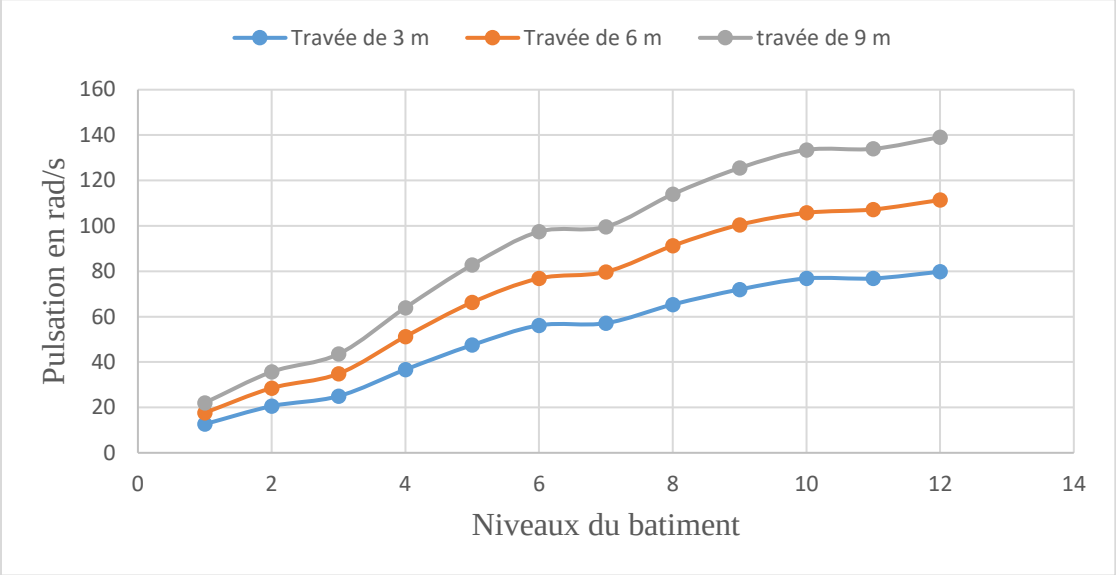


Figure 31- Les pulsations propres

En observant les résultats du tableau (19) des pulsations et la figure (31), on conclut que pour les modèles dont la surface de chargement sont petites, les valeurs des pulsations propres sont petites ce qui permet d'affirmer sans équivoque que l'augmentation de la surface de chargement induise l'augmentation de la pulsation propre.

Avec la variation des travées :

- Pour un modèle dont les travées sont espacées de 3 m et celui de 6m, le modèle d'espacement des travées de 3 m est de 39,58% de pulsation moins grand que celui d'espacement de 6m.
- Pour un modèle dont les travées sont espacées de 6m et celui de 9m, le modèle d'espacement des travées de 6 m est de 24,84% de pulsation propre moins grand que celui d'espacement de 9m.
- Pour un modèle dont les travées sont espacées de 3m et celui de 9m, le modèle d'espacement des travées de 3 m est de 74,34% de pulsation propre moins grand que celui d'espacement de 9m.

  Les comparaisons de variations sont faites sur les pulsations maximales c'est à dire aux pulsations ω_{12} de chaque modèle d'étude.

- **Périodes propres.**

Les périodes propres, également appelées fréquences propres, sont des fréquences naturelles de vibration d'un système. Elles jouent un rôle crucial dans la conception des structures en évaluant leur comportement vibratoire et dynamique. Voici les avantages et inconvénients des périodes propres sur la conception des structures :

Avantages :

- ✓ Compréhension du Comportement Vibratoire : Les périodes propres permettent de comprendre comment une structure vibrera naturellement en réponse à des forces externes ou à des excitations dynamiques. Cela est essentiel pour concevoir des structures capables de résister aux vibrations induites par diverses sources telles que le vent, les séismes, ou les machines en fonctionnement.
- ✓ Optimisation de la Conception : En identifiant les périodes propres d'une structure, les ingénieurs peuvent optimiser sa conception pour éviter les résonances non désirées. Cela permet de minimiser les effets néfastes des vibrations excessives, ce qui est essentiel pour la durabilité et la sécurité des structures.
- ✓ Évaluation de la Stabilité : Les périodes propres aident à évaluer la stabilité dynamique d'une structure. En comprenant ses modes de vibration naturels, il est possible de concevoir des structures capables de maintenir leur intégrité structurelle même sous des charges vibratoires importantes

Inconvénients :

- ✓ Complexité de l'Analyse : L'analyse des périodes propres peut être complexe, en particulier pour les structures non linéaires ou pour les systèmes comportant des éléments couplés. Cela nécessite des outils de modélisation avancés et une expertise technique approfondie.
- ✓ Sensibilité aux Paramètres : Les périodes propres peuvent être sensibles aux variations des paramètres du système, tels que la rigidité, la masse, ou l'amortissement. Cela rend la conception basée sur les périodes propres plus délicate dans des environnements où ces paramètres peuvent varier significativement.

En conclusion, les périodes propres offrent une compréhension approfondie du comportement vibratoire des structures, ce qui est essentiel pour leur conception et leur performance dynamique. Cependant, leur analyse peut être complexe et nécessite une expertise technique pour une application efficace dans la conception des structures.

Les résultats des périodes propres sont regroupés dans le tableau (20) ci-après :

Tableau 20- Périodes propres

Espacement des poteaux de 3m	**T_1**	**T_2**	**T_3**	**T_4**	**T_5**	**T_6**
	0,497	0,306	0,252	0,171	0,132	0,112
	T_7	**T_8**	**T_9**	**T_{10}**	**T_{11}**	**T_{12}**
	0,11	0,096	0,087	0,082	0,082	0,079
Espacement des poteaux de 6m	**T_1**	**T_2**	**T_3**	**T_4**	**T_5**	**T_6**
	0,356	0,224	0,18	0,123	0,095	0,082
	T_7	**T_8**	**T_9**	**T_{10}**	**T_{11}**	**T_{12}**
	0,079	0,069	0,063	0,059	0,059	0,056
Espacement des poteaux de 9m	**T_1**	**T_2**	**T_3**	**T_4**	**T_5**	**T_6**
	0,285	0,176	0,144	0,098	0,076	0,064
	T_7	**T_8**	**T_9**	**T_{10}**	**T_{11}**	**T_{12}**
	0,063	0,055	0,05	0,047	0,047	0,045

La figure (32) suivant montre les courbes des différentes périodes propres

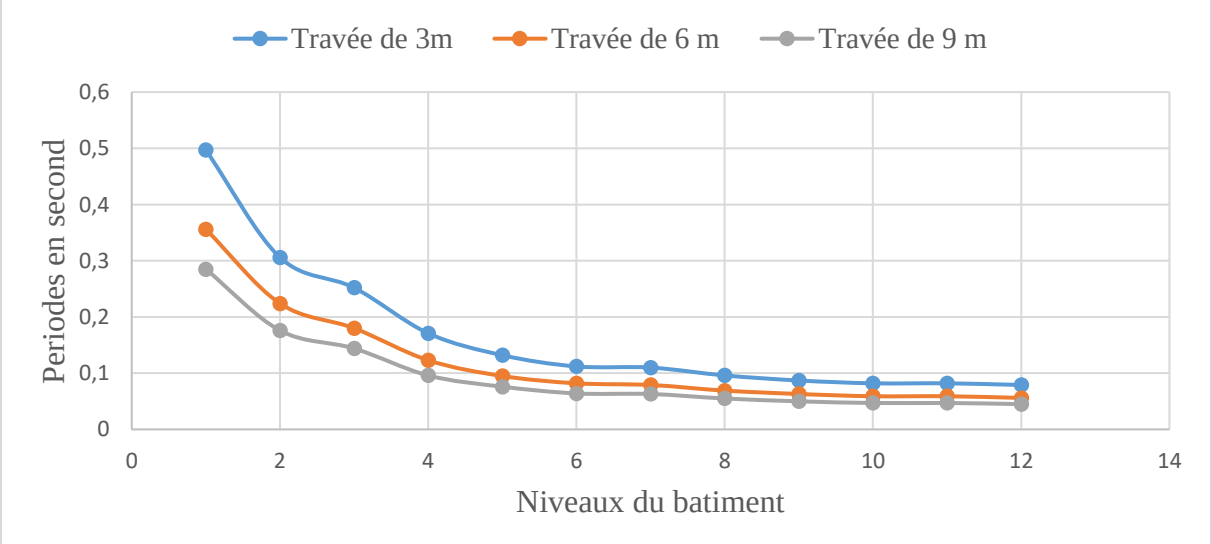


Figure 32-Les périodes propres.

En observant les résultats du tableau (20) et les courbes de la figure (32) ci-dessus, concluons que les valeurs des périodes propres sont inversement proportionnelles à l'augmentation de la surface de chargement donc la variation des travées entre les poteaux.

Avec la variation des travées :

- Pour un modèle dont les travées sont espacées de 3 m et celui de 6m, le modèle d'espacement des travées de 3 m est de 29,11% de périodes propres plus grand que celui d'espacement de 6m.
- Pour un modèle dont les travées sont espacées de 6m et celui de 9m, le modèle d'espacement des travées de 6 m est de 19,64% de périodes propre plus grand que celui d'espacement de 9m.
- Pour un modèle dont les travées sont espacées de 3m et celui de 9m, le modèle d'espacement des travées de 3 m est de 43,03% de périodes propre plus grand que celui d'espacement de 9m.

  Les comparaisons de variations sont faites sur les périodes propres maximales c'est à dire au pulsations T_{12} de chaque modèle d'étude.

3.12. Relation entre les efforts normaux, rigidités et pulsations en fonction des surfaces de chargement.

Les résultats des efforts normaux dans les poteaux en béton armé, la rigidité des poteaux et la pulsation sont des éléments clés pour évaluer la stabilité et la résistance de la structure.

Les efforts normaux dans les poteaux en béton armé dépendent des charges appliquées sur la structure. Ces efforts sont essentiels pour évaluer la capacité de charge et la résistance des poteaux. La répartition des charges sur les différents niveaux de l'immeuble influence directement ces efforts.

La rigidité des poteaux, exprimée par la constante de rigidité, est un paramètre important pour évaluer la capacité de la structure à résister aux charges latérales, telles que le vent ou les séismes. La rigidité des poteaux est déterminante pour limiter les déformations excessives de l'immeuble et assurer sa stabilité.

La pulsation, également connue sous le nom de période fondamentale de la structure, est un paramètre important pour évaluer la réponse dynamique de l'immeuble aux charges sismiques. La pulsation est influencée par la rigidité des poteaux, la masse de la structure et la distribution des masses aux différents niveaux.

Nous avons donc, pour tous les modèles étudiés, les efforts normaux dans les poteaux, les rigidités des poteaux ainsi que les pulsations augmentent en fonction de l'augmentation de la surface de chargement des poteaux. Une fois que nous varions la surface de chargement, les rigidités des poteaux augmentent, les efforts normaux dans les poteaux augmentent, aussi que les pulsations.

Cette variation suit le rapport suivant :

- Un modèle d'espacement des poteaux de 3m a un effort normal de 81,42% plus petit que l'effort normal dans les poteaux d'un modèle d'espacement des travées de 6m.
- Un modèle d'espacement des poteaux de 6m a un effort normal de 48,29% plus petit que l'effort normal dans les poteaux d'un modèle d'espacement des travées de 9m.
- Un modèle d'espacement des poteaux de 3m a un effort normal de 169,05% plus petit que l'effort normal dans les poteaux d'un modèle d'espacement des travées de 9m.
- Un modèle d'espacement des poteaux de 3m a une rigidité des poteaux de 70,17% plus petit que la rigidité des poteaux d'un modèle d'espacement des travées de 6m.
- Un modèle d'espacement des poteaux de 6m a une rigidité des poteaux de 74,38% plus petit que la rigidité des poteaux d'un modèle d'espacement des travées de 9m.
- Un modèle d'espacement des poteaux de 3m a une rigidité des poteaux de 196,76% plus petit que la rigidité des poteaux d'un modèle d'espacement des travées de 9m.
- Un modèle d'espacement des poteaux de 3m a une pulsation 39,58% plus petit que la pulsation d'un modèle d'espacement des travées de 6m.
- Un modèle d'espacement des poteaux de 6m a une pulsation 24,84% plus petit que la pulsation d'un modèle d'espacement des travées de 9m.
- Un modèle d'espacement des poteaux de 3m a une pulsation 74,34% plus petit que la pulsation d'un modèle d'espacement des travées de 9m.

Et cela prouve que l'augmentation de la surface de chargement influence l'augmentation de la rigidité des poteaux et les pulsations propres.

3.13. Conclusion

Avec les informations du présent chapitre, concluons que :

- Pour les modèles étudiés, lorsque la surface de chargement augmente, les rigidités augmentent aussi. Ainsi les forces latérales pouvant causés un déplacement de la structure augmentent dans ce cas. Cela veut dire que l'augmentation de la surface de chargement réduit le risque de déformation des structures en béton armé.
- Les rigidités des poteaux pour le modèle d'espacement des travées de 3m sont de 70,17% moins grandes que les modèles d'espacement des travées entre les poteaux de 6m tandis que celles des modèles dont l'espacement est de 6m ont des rigidités de 74,38% plus petites que les modèles dont l'espacement est de 9m.les modèles d'espacement des travées de 3 m ont des rigidités de 196,76% moins grandes que les modèles d'espacement des poteaux de 9m.
- Les modèles des bâtiments dont la surface de chargement est petite, ont des pulsations propres petites par rapport aux modèles des bâtiments avec une grande surface de chargement des poteaux. Quant aux périodes propres, les bâtiments dont la surface de chargement est petite ont des périodes propres grandes que celles des bâtiments avec une grande surface de chargement.

  Les pulsations des modèles d'espacement des poteaux de 3m, de 6m et de 9m ont des écarts variant dans l'ordre suivant :

  - Un modèle d'espacement des travées de 3m est de 39,58% de pulsation propres moins grande que celui d'espacement des poteaux de 6m,
  - Un modèle d'espacement des travées de 6m est de 24,84% de pulsation propres moins grande que celui d'espacement des poteaux de 9m,
  - Un modèle d'espacement des travées de 3m est de 74,34% de pulsation propres moins grande que celui d'espacement des poteaux de 9m.

Notons que les périodes propres sont inversement proportionnelles aux pulsations propres. D'où ils diminuent avec l'augmentation de la surface de chargement.

CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATION

Le but principal du présent travail était de déterminer le nombre optimal de poteaux, pour des immeubles construits en hauteur, c'est à l'aide des outils informatiques (LIRA SAPR, MATCARD, EXCEL) que la modélisation a été réalisée.

Les résultats de la modélisation nous ont montré que :

- Les forces latérales qui pourront provoquer des déplacements des bâtiments sont proportionnelles aux surfaces de chargement des poteaux en béton armé.
  Ainsi, pour un modèle d'espacement des travées de 3m, les forces latérales sont des 46,5% moins grandes que les forces latérales d'un modèle de 6m et celles d'un modèle de 6 m sont de 248,2% moins grandes que celles d'un modèle de 9m. Avec un modèle d'espacement de 3m et de 9m, les forces latérales d'un modèle d'espacement des travées de 3 m sont de 410,25% moins grandes que pour le modèle d'espacement de 9m.
- Les rigidités et masses des éléments de structure sont proportionnelles aux surfaces de chargement des poteaux en béton armé. En effet, la variation des rigidités d'un modèle à l'autre est de 70,17% d'un modèle de 3m moins grade que celle d'un modèle d'espacement des travées de 6m, et de 74,38% d'un modèle d'espacement des travées de 6m moins grande que la rigidité des poteaux d'un modèle d'espacement de 9m. Le modèle d'espacement des travées de 9 m à une rigidité de 196,76% plus grande que le modèle d'espacement de 3m.
- Les efforts normaux dans les poteaux sont aussi proportionnels aux surfaces de chargement des poteaux. Pour un modèle dont la variation des travées est de 3m, l'effort normal trouvées est de 81,42% plus petit que celui de modèle dont la variation des travées est de 6m. le modèle dont la variation des travées est de 6m, a un effort normal de 48,29% plus petit que celui d'un modèle de variation des travées de 9m et le modèle de variation des travées de 3m a un effort normal dans les poteaux de 169,05% plus petit que celui d'un modèle d'espacement des travées de 9m.

Du côté pulsations et périodes propres, la réponse d'un bâtiment à une vibration est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Compte tenu des résultats trouvés, nous pouvons dire que les bâtiments ayant des surfaces de chargement petites des poteaux ont des rigidités et pulsations petites par rapport aux bâtiments avec une surface de chargement des poteaux grande.

- Les pulsations trouvées pour un modèle d'espacement de 3m sont de 39,58% plus petites que celles trouvées pour le modèle d'espacement des travées de 6m.
- Les pulsations trouvées pour un modèle d'espacement de 6m sont de 24,84% plus petites que celles trouvées pour le modèle d'espacement des travées de 9m.
- Les pulsations trouvées pour un modèle d'espacement de 3m sont de 74,34% plus petites que celles trouvées pour le modèle d'espacement des travées de 9m.

Certes, les objectifs que nous nous étions fixés ont tous été atteints, et ceux-là étant de déterminer le nombre optimal de poteaux qui doivent assurer la stabilité et la rigidité d'un immeuble en hauteur. Néanmoins, le temps nous a limitée de pouvoir mener une étude élargie s'étendant sur des sites présentant des conditions (géotechniques, climatiques, sismiques) différentes.

Recommandations

On ne peut pas mener au bout un travail de fin d'étude sans rencontrer des défis. Un travail de recherche bien fait implique beaucoup de phases et beaucoup d'intervenants. Durant ces phases, les chercheurs rencontrent beaucoup de problèmes, d'où les recommandations sont ainsi formulées :

Les constructeurs des bâtiments occupant de grandes étendues et élancés sont priés de construire des bâtiments résistants statiquement et dynamiquement. Les futurs chercheurs sont recommandés ici de poursuivre les recherches en rapport avec la dynamique des structures étant donné que notre pays se situe dans la zone où il y a des vibrations sismiques qui s'accentuent. L'Université du BURUNDI est recommandée d'enrichir la bibliothèque avec des littératures en rapport avec la dynamique des structures ainsi que l'amélioration de l'internet pour faciliter les recherches.

Références bibliographiques

[1] **Patrick Palustre**, structures en béton armé, analyse et dimensionnement.

[2] **Tarek Data**, calcul béton armé, vérification des sections en béton arme sous contraintes normales a l'ELU.

[3] **Règlement Erode 2** : Calcul des structures en béton armé, afnor 1992

[4] **Henry RAUNAD et J L'Amirauté** : Précis de calcul en béton armé et application Nantes, Denod,2015

[5] **Copra A.K:** dynamics of structures. Prentice-hall, Inc., Englewood cliffs.

[6] https : TPE bâtiments parassismiques.weebly.com/effets visible sur les bâtiments

[7] **Jean Pierre Mougins** : Béton armé, BAEL 91modifiee 99 et DTU associées, deuxième Edition EYROLLES et quatrième tirage,2006

[8] **Mourad Khekili, Cuenoud Hamza et Mohamed Cuenoud** : Conference,35e Rencontre de l'Association Université de Génie Civil (AUGC), modélisation de l'endommagement d'une structure en béton armé par des éléments finis multicouche

[9] **M. Belazougui** : calcul des ouvrages en B.A. Alger, office des publication Universitaire,1991.

[8] Règle parasismique algériennes(RPA)99/version 2003

[10] **Gérard Philippon** : fondation et ouvrage en terre. Edition Eyrolles,1976

[11] **P. fasse, J-R Robinson et A. Morisset** : Tables d'états ultimes des poteaux en béton armé, Eyrolles sn,1997

[12] **Alain Capra et Victor Davidovici** : calcul dynamique des structures en zone sismique,1982

[13] **Jean Goulet et Jean Pierre Boutin :** aide-mémoire, résistance des materiaux,8e édition Dunod, paris,1998

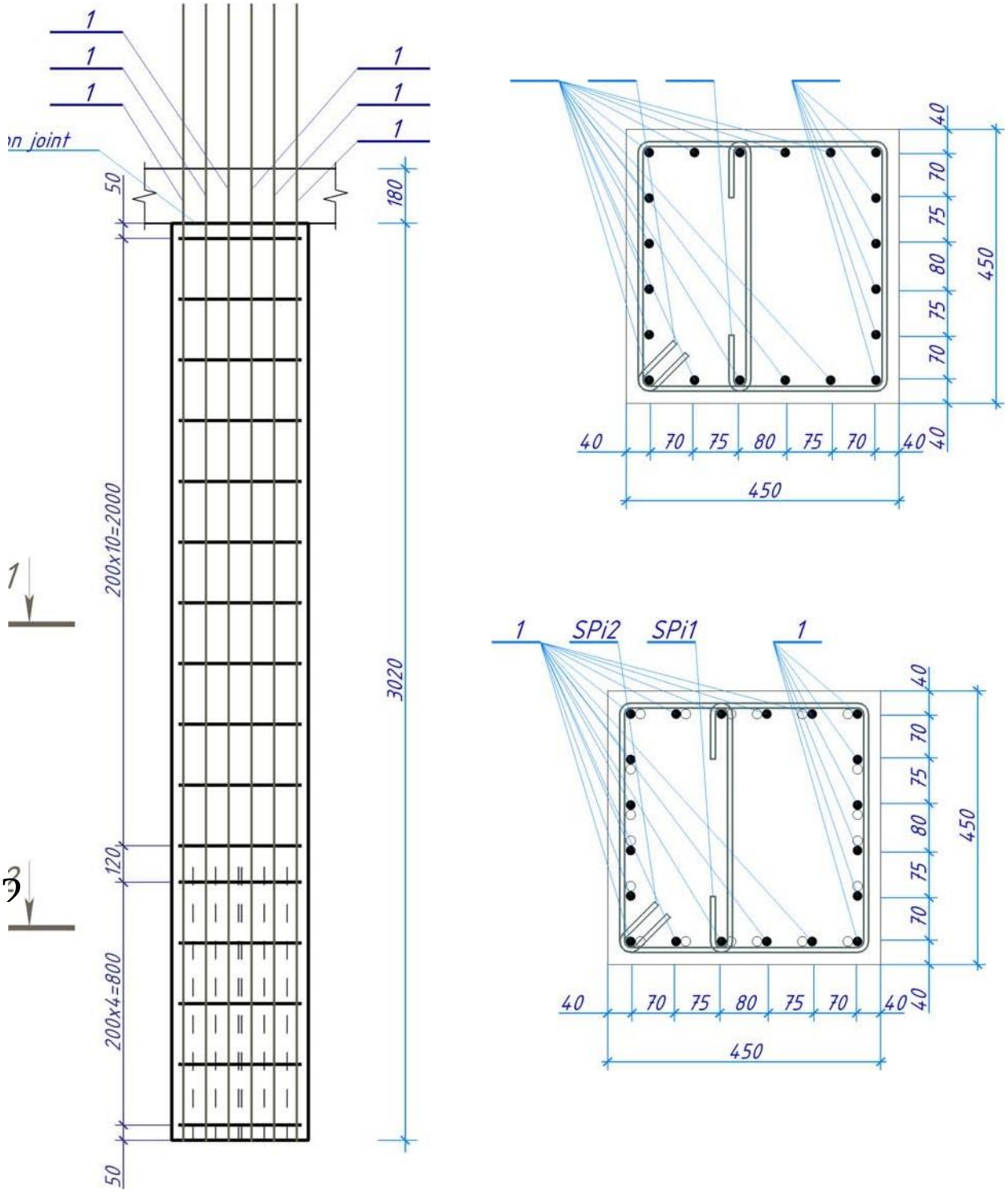
[14] **Lestuzzi P. et Badoux M** : Génie parasismique, conception et dimensionnement des bâtiments, presses polytechniques et universitaires romandes. 2008.ISBN :978-2-88074-747-3

[15] **Paultre P.** Dynamique des structures, Hermès science, Lavoisier, paris, France 2005.

« Etude du comportement statique et dynamique des structures en béton armé sous l'influence de la variation du nombre des éléments porteurs verticaux. »

ANNEXES

Ferraillage des poteaux pour le modèle des travées de 3m

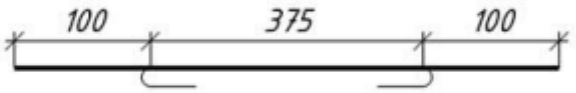
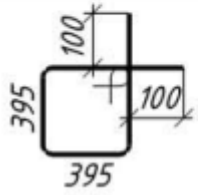


Rebar list for column 45X45cm

Tag, No.	Designation	Name	Q-ty	Mass unit,kg	Note
		45X45cm			
		Reinforcing members			
1	GOST 10884-94	ø16 A400 L=3740	20	5.9	118.03
SPi1	GOST 10884-94	ø8 L=580	17	0.23	3.89
SPi2	GOST 10884-94	ø8 L=1780	17	0.7	11.95
		Materials			
		Class of concrete C25			0.61 m3

SPi- q.v. Parts list

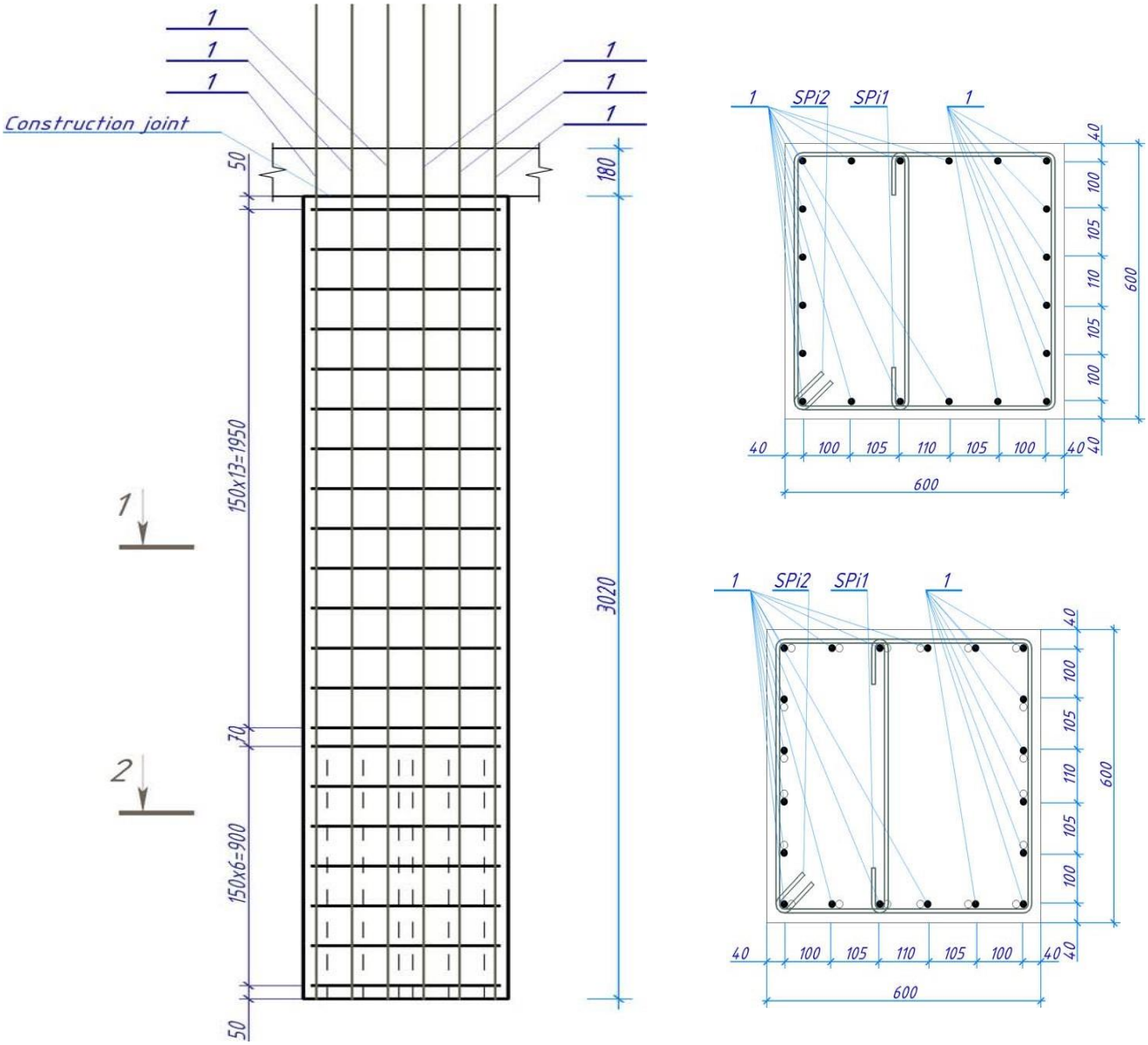
Parts list

No.	Draft
SPi1	
SPi2	

List of steel consumption, kg

Tags of elements	Reinforcing items				Summary	Total consumption
	Class of reinforcement					
			A400			
	GOST 10884-94		GOST 10884-94			
	ø8	Total	ø16	Total		
Column 45X45cm	15.85	15.85	118.03	118.03	133.88	133.88

Ferraillage des poteaux pour le modèle des travées de 6m

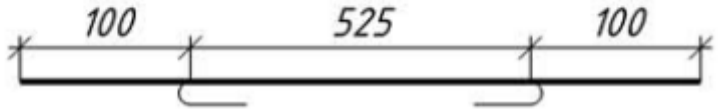
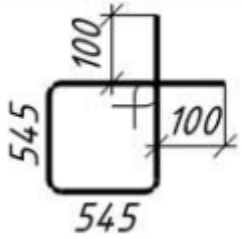


Rebar list for column 60X60cm

Tag, No.	Designation	Name	Q-ty	Mass unit,kg	Note
		60X60cm			
		Reinforcing members			
1	GOST 10884-94	ø16 A400 L=3740	20	5.9	118.03
SPi1	GOST 10884-94	ø8 L=730	22	0.29	6.34
SPi2	GOST 10884-94	ø8 L=2380	22	0.94	20.68
		Materials			
		Class of concrete C25			1.09 m3

SPi- q.v. Parts list

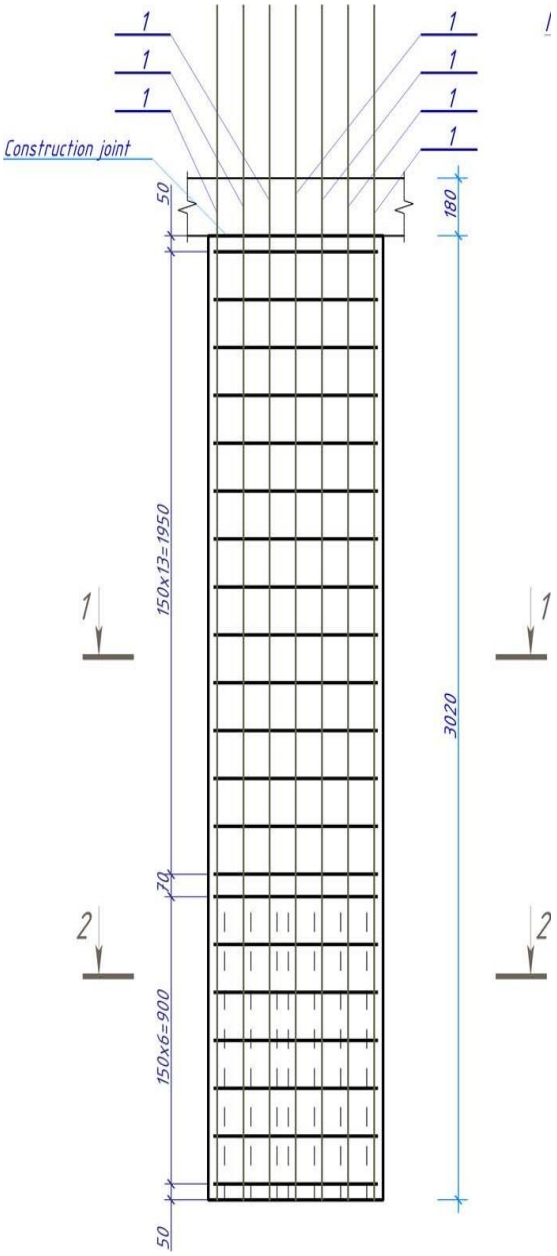
Parts list

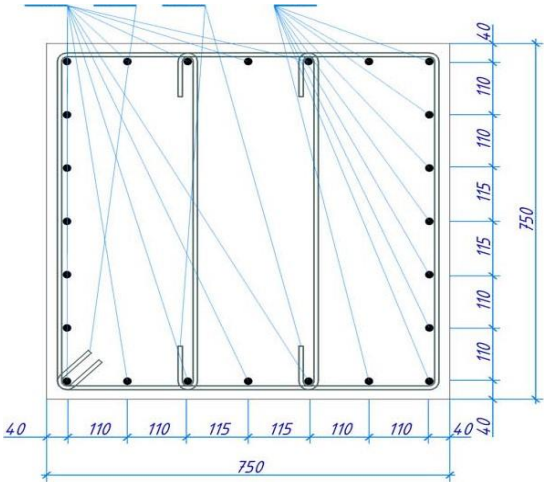
No.	Draft
SPi1	
SPi2	

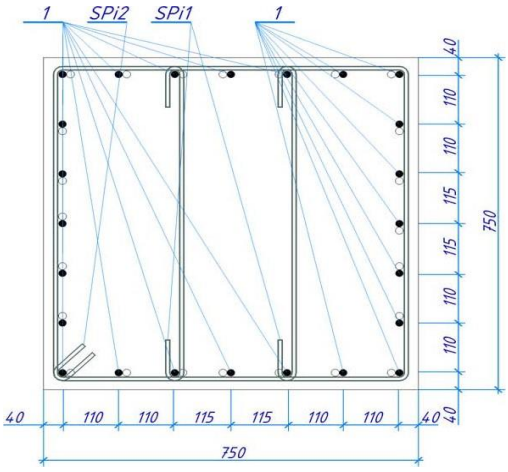
List of steel consumption, kg

Tags of elements	Reinforcing items				Summary	Total consumption
	Class of reinforcement					
			A400			
	GOST 10884-94		GOST 10884-94			
	ø8	Total	ø16	Total		
Column 60X60cm	27.03	27.03	118.03	118.03	145.06	145.06

Ferraillage des poteaux pour le modèle des travées de 9m



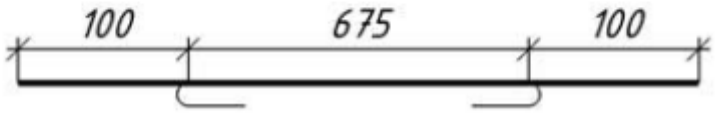
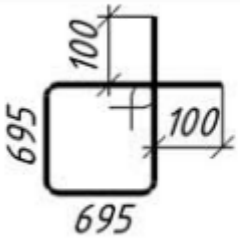




Rebar list for column 75X75cm

Tag, No.	Designation	Name	Q-ty	Mass unit,kg	Note
		75X75cm			
		Reinforcing members			
1	GOST 10884-94	ø16 A400 L=3740	24	5.9	141.64
SPi1	GOST 10884-94	ø8 L=880	44	0.35	15.29
SPi2	GOST 10884-94	ø8 L=2980	22	1.18	25.9
		Materials			
		Class of concrete C25			1.7 m3

Parts list

No.	Draft
SPi1	
SPi2	

SPi- q.v. Parts list

List of steel consumption, kg

Tags of elements	Reinforcing items				Summary	Total consumption
	Class of reinforcement					
			A400			
	GOST 10884-94		GOST 10884-94			
	ø8	Total	ø16	Total		
Column 75X75cm	41.19	41.19	141.64	141.64	182.83	182.83