

Utilisation des fonctions de régression en vue de mettre en évidence les corrélations entre les déplacements et entre les efforts tranchants de masses de chaque niveau des structures de bâtiments de type R+9 sans éléments de contreventement dans les zones sismiques de Goma et de Bukavu en République Démocratique du Congo (RDC)

[Use of regression functions to highlight correlations between displacements and between the shear forces of masses at each level of the G+9 storey building without shear walls or bracing systems in seismic zones of Goma and Bukavu in the Democratic Republic of Congo (DRC)]

Moundom Amadou¹, Mapendo Kabayabu Feja², and Tamo Tatietse Thomas³

¹Maître de conférences (Associate Professor or Reader) en Génie Civil, FASA, Université de Dschang, Cameroon

²Etudiant en Master Complémentaire (D.E.A) en Structures de Génie Civil, Institut National du Bâtiment et des travaux Publics (INBTP) de Kinshasa, RD Congo

³Professeur Titulaire (HDR) en Génie Civil, ENSPY, Université de Yaoundé 1, Cameroon

Copyright © 2026 ISSR Journals. This is an open access article distributed under the ***Creative Commons Attribution License***, which permits unrestricted use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

ABSTRACT: This work focuses on the seismic design of reinforced concrete structures in highly seismic areas such as Goma and Bukavu. Entitled 'Use of regression functions to highlight correlations between displacements and between the shear forces of masses at each level of the G+9 storey building without shear walls or bracing systems in seismic zones of Goma and Bukavu in the Democratic Republic of Congo (DRC)', the study aims to analyze the influence of soil properties on the seismic behavior of a (G+9) or 10 storey building in accordance with the provisions of Eurocode 8. The analyses and designs were carried out according to the norm RPA99 modified 2003, MATLAB (for simplified manual calculations), Robot structural Analysis Professional (for automated calculations), Eurocode 8, Eurocode 2, Reinforced concrete to limit States 91 (mod.99). The building is a ten-storey reinforced concrete structure without shear walls or bracing systems, in order to clearly observe the effect of soil type on dynamic behavior. Two types of analyses were carried out: A manual static analysis for the preliminary design of structural elements (beams, columns, footings), and a modal response spectrum analysis according to Eurocode 8 for seismic evaluation. The results reveal that soft soil from Bukavu (Class C) produces higher internal forces, with an average increase in base shear forces of approximately 41%, and a 42% increase in lateral displacements compared to hard soil from Goma (Class A). Two regression functions use in this work showed the correlation between the displacements and the shear forces of masses of levels of the G+9 storey building without shear walls or bracing systems in seismic zones of Goma and Bukavu. This is due to the amplification of seismic waves in soft soils, which significantly affects tall buildings. Finally, the generated reinforcement plans were adapted to the specific loads for each soil type, highlighting the importance of adjusting the design to local ground conditions. This study underlines the critical impact of soil type on seismic analysis and structural design. It emphasizes the importance of prior geotechnical investigations and strict adherence to Eurocode 8 provisions to ensure structural safety in seismic regions.

KEYWORDS: Eurocode 8, reinforced concrete structures, seismicity, soft soil, hard soil, modelling, linear regression functions, polynomial regressions.

RESUME: Le présent travail s'inscrit dans le cadre de la maîtrise du dimensionnement parasismique des structures en béton armé, dans des régions à forte activité sismique telles que Goma et Bukavu. Intitulé « Utilisation des fonctions de régression en vue de mettre en évidence les correspondances entre les déplacements et entre les efforts tranchants de masses de chaque niveau des structures de bâtiments de type R+9 sans éléments de contreventement dans les zones sismiques de Goma et de Bukavu en République Démocratique du Congo (RDC) », ce travail vise à analyser l'influence des caractéristiques du sol sur le comportement sismique d'un bâtiment de type, conformément aux exigences de l'Eurocode 8. Les analyses et dimensionnements ont été réalisés à l'aide de la norme RPA99 modifié 2003, MATLAB (pour les calculs simplifiés manuels), Robot structural Analysis Professional (pour les calculs automatiques), l'Eurocode 8, l'Eurocode 2, le Béton Armé aux États Limites 91 (mod.99). Le bâtiment analysé est une structure de dix niveaux en béton armé, sans éléments de contreventement, pour observer clairement l'effet de la nature du sol sur son comportement dynamique. Deux types d'analyses ont été menés: Une analyse statique manuelle pour le prédimensionnement des éléments (poutres, poteaux, semelles), et une analyse modale spectrale selon l'Eurocode 8 pour évaluer les effets sismiques. Les résultats montrent que le sol meuble de Bukavu (classe C) génère des sollicitations plus élevées, avec une augmentation moyenne des efforts tranchants à la base de l'ordre de 41 %, et une augmentation des déplacements latéraux d'environ 42 % par rapport à un sol dur de Goma (classe A). Deux fonctions de régression utilisées à cet effet ont mis en évidence les correspondances entre les déplacements et les efforts tranchants des masses de niveaux des structures des bâtiments de type R+9 sans éléments de contreventement dans les zones sismiques de Goma et de Bukavu. Cela s'explique par le phénomène d'amplification des ondes sismiques dans les sols souples, qui affecte plus fortement les structures de grande hauteur. Enfin, les plans de ferraillage générés ont été adaptés aux sollicitations spécifiques de chaque type de sol, mettant en évidence l'importance d'un dimensionnement différencié selon les conditions locales. Ce travail met en lumière l'impact crucial de la nature du sol dans l'analyse et le dimensionnement sismique des bâtiments. Il rappelle l'importance de l'étude géotechnique préalable et de l'application rigoureuse des normes telles que l'Eurocode 8, pour garantir la sécurité des constructions en zone sismique.

MOTS-CLEFS: Eurocode 8, Structures en béton armé, sismicité, sol meuble, sol dur, modélisation, fonctions de régression linéaire, fonctions de régression polynômiale.

1 INTRODUCTION GENERALE

1.1 CONTEXTE GÉNÉRAL

Les structures en béton armé sont fondamentales dans la construction mondiale de bâtiments et d'ouvrages d'art, mais elles doivent supporter plus que les seules charges statiques, incluant les actions dynamiques comme les séismes. Le séisme est un aléa naturel majeur, imprévisible, dont les effets entraînent des déplacements et des déformations susceptibles d'engendrer des dégâts matériels considérables et des pertes humaines. Pour limiter ces conséquences, des normes parasismiques ont été mises en place, assurant un niveau de sécurité minimal; par conséquent, le dimensionnement des structures doit à la fois assurer une résistance suffisante aux actions sismiques et une ductilité capable d'absorber l'énergie due aux déformations. Toutefois, l'intégration de l'aléa sismique dans la conception reste un défi majeur pour les ingénieurs civils, particulièrement dans notre région, où les contraintes géo-structurelles et les ressources disponibles diffèrent des standards internationaux.

1.2 PROBLÉMATIQUE

Les tremblements de terre, bien que brefs, figurent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices, en raison de leur imprévisibilité et de leur puissance.

À l'échelle internationale, plusieurs événements récents ont montré l'ampleur du risque: en 2018, environ 26 séismes ont causé la mort de plus de 3 000 personnes; le 6 février 2023, un double séisme en Turquie et en Syrie a provoqué plus de 50 000 décès; le 28 mars 2025, un séisme de magnitude 7,7 au Myanmar a causé la mort de plus de 3 700 personnes et d'importants dégâts aux infrastructures.

À l'échelle régionale, la République Démocratique du Congo, particulièrement sa partie orientale, est également exposée. Les villes de Goma et de Bukavu, situées dans la vallée du Rift Albertin, ont connu plusieurs événements notables: le séisme du

24 novembre 2002 (magnitude 6), celui du 3 février 2008 (magnitude 5,9, avec 9 morts et plus de 1 500 maisons détruites), et plus récemment, le 27 mars 2023 (magnitude 4,5 ressenti à Goma et ses environs).

De plus, le 28 juillet 2025, deux secousses de magnitude 5,1 ont été enregistrées le même jour, l'une près de Bukavu (152 km) et l'autre près de Goma (237 km), confirmant la persistance du risque sismique dans la région.

Dans un contexte de forte croissance immobilière, l'intégration du risque sismique dans la conception et le calcul des bâtiments devient donc une priorité pour protéger les populations.

1.3 OBJECTIFS DU SUJET

En traitant le présent sujet, les objectifs suivants, doivent être atteints:

➤ Objectif principal

Concevoir et dimensionner la structure d'un bâtiment type en tenant compte des normes parasismiques, en utilisant à la fois la méthode simplifiée (modèle des brochettes) et le calcul automatique (Robot Structural Analysis), afin d'évaluer la sécurité et la performance des constructions dans les villes de Goma et Bukavu.

➤ Objectifs spécifiques

- Réaliser une analyse statique et dynamique d'un bâtiment type à 10 niveaux à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis et de la méthode simplifiée (modèle des brochettes).
- Comparer les effets sismiques propres aux villes de Goma et Bukavu à partir du comportement structurel d'une ossature type.
- Évaluer l'influence de l'isolation parasismique sur la période propre des structures et sa capacité à réduire les effets destructeurs des séismes.
- Établir une relation entre les réponses sismiques issues des deux sites étudiés en utilisant conjointement la méthode simplifiée et le calcul automatique.
- Proposer des recommandations pour l'intégration efficace des normes et techniques parasismiques dans les pratiques de construction locales.

2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

2.1 DÉFINITIONS DES CONCEPTS CLÉS RELATIFS A LA NAISSANCE DU SÉISME

Un séisme est un ébranlement de l'écorce terrestre provoqué par le jeu d'une cassure, une éruption volcanique ou certaines activités humaines. Il correspond à la libération soudaine de l'énergie mécanique accumulée par les roches au cours d'une déformation progressive (Plumier, 2014).

La plupart des tremblements de terre se produisent au niveau des failles qui délimitent les plaques tectoniques de l'écorce terrestre. Des tensions apparaissent lorsque ces plaques se déplacent mutuellement de manière lente. La libération soudaine de l'énergie de déformation ainsi accumulée dans la croûte terrestre, ou dans la couche sous-jacente appelée manteau, provoque un ébranlement local dont une partie de l'énergie se transforme en ondes sismiques à la surface de la terre.

La création d'une faille ou, plus fréquemment, le glissement le long d'une faille existante, constituent le mécanisme générateur d'un séisme. Les dégâts observés en surface sont fonction de l'amplitude, la fréquence et la durée des vibrations. On distingue:

Les séismes tectoniques: Ce sont les plus fréquents et les plus dramatiques. Ils se situent souvent à l'intersection de deux plaques. Les causes sont la subduction (il y a glissement d'une plaque par-dessus l'autre), la collision, ainsi que l'apparition de rift (la croûte terrestre s'amincit, ce qui mène à une rupture lithosphérique).

Les séismes d'origine volcanique: Ceux-ci résultent de l'accumulation de magma dans les volcans et il y a des ruptures dues aux roches comprimées. Ils sont donc provoqués par des fractures et par les mouvements des roches poussées par le magma qui se fraie un chemin vers la surface.

Les séismes d'origine polaire: Ils sont dus aux cassures des glaciers qui se produisent lorsque l'avancée des coulées de glace est irrégulière. Le nombre de séismes de ce type est en hausse depuis plusieurs années, à cause du réchauffement climatique.

Les séismes d'origine artificielle: Ces séismes induits sont dus à certaines activités humaines telles que les barrages, les pompes profondes, l'extraction minière, les explosions souterraines, ou même les bombardements. Ils sont relativement fréquents et de faible amplitude.

2.2 PRINCIPAUX FACTEURS DE VULNÉRABILITÉ DES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ

Au début d'un tremblement de terre, la maçonnerie reprend presque toutes les forces sismiques, mais après elle s'écroule souvent par compression oblique ou glissement (faible frottement suite à un manque de compression). Il peut aussi arriver que la maçonnerie cisaille les piliers (Zacek, 1996).

Une combinaison extrêmement défavorable de deux méthodes de construction très différentes: les cadres sont souples et plus ou moins ductiles, la maçonnerie est rigide et en même temps fragile.

La liquéfaction des terrains résultant d'un tremblement de terre entraîne des désordres au niveau de la composition du sol où reposent les fondations. Ceci provoque l'affaissement de la couche non liquéfiée sur la couche liquéfiée, et a pour conséquence le mouvement ou la giration de la structure (Balendier, 2010).

Le rez-de-chaussée de cette structure est devenu quasiment souterrain, la liquéfaction du sol a entraîné son enfoncement.

Pour remédier à ce problème, des essais sont réalisés en laboratoire par des géotechniciens afin d'examiner si le sol de fondation de la future structure est liquéfiable. En général il s'agit de sable fin à moyen à grains arrondis et saturé en eau, se trouvant entre deux couches d'argile imperméable.

Lorsque c'est le cas, il est préférable de ne pas fonder la structure sur ce type de sol et essayer d'atteindre d'autres profondeurs où le terrain sera plus avantageux (Zacek, 1996).

De nombreux bâtiments comportent un ou plusieurs niveaux dont la rigidité horizontale est sensiblement inférieure à celle des autres étages. Lors de séismes destructeurs, ces niveaux sont fréquemment écrasés suite à la rupture de poteaux à leurs extrémités. Le cas se produit quand ces poteaux assurent la résistance aux charges horizontales du niveau "souple".

La rupture a habituellement lieu à leurs jonctions avec les planchers supérieur et inférieur, car le rayon de courbure y est petit et le besoin de ductilité (de plasticité) très important, dépassant la capacité de déformation des poteaux usuels.

D'une manière générale, les dommages sismiques se produisent de préférence au droit d'un changement de rigidité, à la jonction d'un élément "souple" et d'un élément rigide (Millard, 2004).

Un confinement dense du béton aux extrémités des poteaux, ainsi que la présence d'un gousset ou d'un chapiteau, améliore leur comportement sans toutefois leur assurer une capacité de résister à un séisme de forte magnitude. Les véritables solutions consistent à conférer au niveau concerné une rigidité horizontale comparable à celle des autres niveaux.

Dans le cas de colonnes courtes et massives, il se produit un énorme gradient de moment et ainsi un grand effort tranchant, qui entraîne, avant même d'atteindre M_{pl} , une rupture par cisaillement (une alternative pour éviter une telle rupture est de les dimensionner au cisaillement et de les construire selon les règles du dimensionnement en capacité) (Zacek, 1996).

Chaque bâtiment doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères ci-dessous:

Critères de régularité de la structure: Pour offrir une meilleure résistance aux séismes, les ouvrages doivent de préférence avoir, d'une part des formes simples, d'autre part, une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation. Le but recherché est d'assurer la meilleure répartition possible des sollicitations à travers la structure de façon à faire participer tous les éléments à l'absorption et à la dissipation de l'énergie développée par l'action sismique (Norme RPA 99 modifié 2003; Moundom et al., 2026).

Critère de régularité en plan: Le mouvement sismique horizontal est un phénomène bidirectionnel. La structure doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les directions et les éléments structuraux doivent avoir des caractéristiques de résistance et de rigidité similaires dans les deux directions principales, ce qui se traduit par le choix de formes symétriques (Norme RPA 99 modifié 2003; Moundom et al., 2026). À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (Norme RPA 99 modifié 2003; Moundom et al. 2026).

2.3 NOTIONS DE DYNAMIQUE DES STRUCTURES

Les travaux de Moundom et *al.* 2026 ont consacré une grande part aux notions dynamiques des structures.

2.4 BASSIN DU CONGO

L'origine des mouvements tectoniques est inconnue dans le bassin du Congo. Aucune surface de rupture n'est documentée jusque-là, pourtant bien de chocs de tremblement sont enregistré dans cette région. Dans l'historique sismique de la région, les séismes remarquables enregistrés sont entre autres de magnitude $M_b=5,4$ à $M_b=5,6$, enregistré pendant la période allant de 1976 à 1998. Ces séismes avaient été étudiés par Fairhead et Stuart (1982), Diewonski et *al.*, (1996) et Atalay (2002). Ils ont montré que le bassin du Congo est prédominé par un état de compression horizontal. Le mécanisme des failles de ces séismes montre approximativement une orientation Est- Ouest qui sont expliqué par des mouvements de compression horizontaux des plateaux africains, due aux forces de poussé originaire des crêtes centrales dans le milieu de l'Atlantique et du système des failles de l'Afrique de l'Est (EARS: East African Rift System).

3 MATERIELS ET METHODES

3.1 MILIEU D'ÉTUDE

▪ Ville de Goma

La ville de Goma se situe dans le système de Rift Est-Africain, une région de l'Est de l'Afrique. La structure du sol de Goma est rocheuse en raison des éruptions volcaniques des volcans situés au nord de la ville, notamment le Nyiragongo et le Nyamulagira. Ces volcans, toujours en activité, offrent à la ville une couche de lave altérée. La région de Virunga est sensible à la tectonique du Rift et présente une activité sismique marquée, souvent liée à l'activité magmatique et à la fracturation sous les volcans (Moundom et *al.*, 2026).

La région de Virunga est sensible à la tectonique du Rift et présente une activité sismique marquée, souvent liée à l'activité magmatique et à la fracturation sous les volcans. Les éruptions volcaniques du Nyiragongo affectent régulièrement la ville de Goma. La plus récente, survenue le 22 mai 2021, a causé des coulées de lave, des tremblements de terre, des fissurations du sol, des destructions de maisons et des pertes humaines. La magnitude la plus élevée enregistrée pendant cette période fut de 5,2, le 25 mai 2021 à 11h03 heure locale, avec un épicentre situé dans la partie sud de la ville ($1,71^\circ$ S; $29,23^\circ$ E) et à une profondeur de 8 km (source: Observatoire Volcanologique de Goma).

La ville de Goma est exposée aux séismes, soit dus à l'activité volcanique, soit aux tensions accumulées à l'intérieur de la plaque tectonique. Le séisme le plus fort enregistré près de Goma au cours des 100 dernières années fut de magnitude 6,2, survenu à Bukavu le 24 octobre 2002.

▪ Ville de Bukavu

La ville de Bukavu est située dans la partie Est de la République Démocratique du Congo, elle est limitée à l'Ouest et au sud par le territoire de Kabare, au nord par le lac Kivu et à l'Est par la vallée de la Ruzizi, affluent permettant au lac Kivu de se déverser dans le lac Tanganyika et qui forme la frontière naturelle avec le Rwanda et le Burundi. De ce fait Bukavu a été et est encore amenée à jouer un rôle stratégique important dans le domaine politique, administratif, économique et intellectuel. Située sur la rive sud-ouest du Lac Kivu, elle est la capitale de la province du Sud-Kivu. La ville comptait environ 845 000 habitants, et quelques 250 000 habitants dans la banlieue et les villages alentours. Avec un relief montagneux, elle offre un climat tropical de montagne en deux saisons (Moundom et *al.*, 2026).

La géographie de Bukavu se caractérise par des terrains fragiles à cause des failles (cassures) qui apparaissent en surface à plusieurs endroits. Les couches qui constituent les terrains comportent des roches d'origine volcanique (basaltes et trachytes surtout) fortement altérées (décomposées et pourries responsable de la formation des sols argileux très bien connus à Bukavu). A plusieurs endroits, ces couches de roches volcaniques sont séparées entre elles par des dépôts d'argiles rouges appelées « lits argileux rouges ». C'est au niveau de ces lits argileux rouges qu'apparaissent souvent à Bukavu les sources d'eaux. Au contact avec l'eau les lits argileux rouges sont glissant et se comportent donc comme couches-savons, ce qui facilite le glissement des terrains superficiels qu'ils supportent, surtout quand ces derniers sont gorgés d'eau et qu'ils se trouvent sur une pente.

3.2 MATÉRIELS

Pour mener à bien nos recherches, nous avons eu recours à la norme Européenne ENV1998-1-1 (2005) réglementant le calcul des structures en zone sismique ainsi qu'à bon nombre d'autres documents traitant de la dynamique des structures appliqué au génie parasismique. En ce qui concerne les calculs mathématiques très lourds à effectuer à la main, nous avons utilisé le logiciel MATLAB (MatrixLaboratory) (*TheMathworksInc.*, 2007) afin de gagner en temps et précision.

Par ailleurs, pour déterminer la valeur de l'accélération du sol a_{gR} , nous avons exploité les cartes de l'aléa sismique de la République du Congo établies par Mavonga, et *al.*, (2010).

3.3 MÉTHODES

3.3.1 CONSIDÉRATION NORMATIVE SUR LE SÉISME

La normalisation des phénomènes sismiques est l'une des préoccupations majeures dans biens des pays. Les plus rependues dans les pays d'Afrique sont les règles françaises (PS92), la norme Européenne (Eurocode 8), les normes américaines (UBC97, fema 356, ATC40, etc.) et les normes algériennes RPA99 modifié en 2003. Dans la considération sismique, la détermination du comportement global de la structure en tenant compte de la distribution des actions induites par le séisme au sein des éléments de la structure s'effectue par un calcul linéaire ou des calculs de dimensionnement en capacité. L'une de ces approches consiste à effectuer le calcul temporel non linéaire à partir d'un accélogramme et en utilisant une loi de comportement adéquate pour le matériau considéré. Cette technique pouvant être utilisée pour analyser les structures de plus grandes ampleur (ouvrage d'art), il est aussi préférable d'utiliser les coefficients réducteurs d'efforts puisque ceux-ci sont étroitement liés à la demande de ductilité globale. Cette prise en compte de la ductilité lors de l'analyse globale peut se simplifier par l'application du coefficient de comportement.

3.3.1.1 NORME EURO CODE 8

La prénorme française expérimentale, dénommée EC8-DAN 1 -1 reproduit intégralement l'ENV 1998-1 -1 que le Comité Européen de Normalisation (CEN) a recommandé en tant que prénorme européenne. Cette norme détaille toutes autres adaptations nationales au titre de Document d'Application National (en abrégé DAN). C'est pourquoi la publication de cette prénorme européenne n'induit pas le retrait des normes nationales. Les objectifs de l'EC8-DAN sont entre autres:

- De produire à la demande du Comité Européenne de Normalisation, la version française de l'EC 8 et de spécifier les adaptations nationales apportées à l'EC 8 et qui définissent les conditions techniques d'application de la norme pendant la phase d'expérimentation (ajustements éventuels des valeurs encadrées, normes et autres documents nationaux de référence) et aussi cette norme les dispositions, préfigurent les améliorations techniques qu'AFNOR proposera d'introduire quand il sera question de convertir la prénorme européenne (ENV) en Norme européenne (EN) de plein droit.
- De définir les conditions d'application de l'EC 8 à remplir pour satisfaire les exigences de la réglementation nationale sur la prévention du risque sismique.
- De mettre à la disposition des maîtres d'ouvrages, publics ou privés, le document normatif sur les considérations relatives au séisme qui soit contextualisé sur la coordination des procédures de marchés publics de travaux et relative au rapprochement des dispositions législatives, réglementaires et administratives des États membres de la communauté européenne concernant les produits de construction.

3.3.1.2 NORME RPA 99 MODIFIÉ 2003

Le document technique « DTR BC 2-48 » portant sur les « Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 » qui a été approuvé par la commission technique permanente pour le contrôle technique de la construction (CTP) lors de sa réunion du 4 Décembre 1999 se situe dans la continuité des documents précédents « RPA 81, version 1983 » et « RPA 88 » dont il garde la philosophie originelle. Il constitue en fait une actualisation qui s'avère nécessaire après près de deux décennies de pratique riche et diversifiée de la part des scientifiques et techniciens nationaux des bureaux d'études et de contrôle, des entreprises et des institutions de formation supérieure. Cette actualisation tient compte également des leçons tirées des récents séismes survenus en Algérie ainsi que d'autres coins à l'extérieur de l'Algérie. Cette actualisation a en outre bénéficié des grands progrès de la recherche dans ce domaine aussi bien au niveau national qu'international.

Les points qui ont été retenus pour révision se présentent comme suit:

- Préciser les objectifs et les niveaux de protection parasismique recherchés pour les différentes catégories de constructions qui relèvent du domaine d'application du RPA.
- Décrire les principes de conception parasismique à respecter, préalablement à tout calcul (choix de site, implantation...).
- Revoir les différentes classifications (zonage sismique, sites et sols, catégories d'ouvrages).
- Préciser les critères de choix de la méthode de calcul des forces sismiques (méthode statique équivalente, méthode d'analyse modale spectrale).
- Décrire la méthode statique équivalente avec les modifications apportées sur les différents paramètres.
- Décrire la méthode dynamique modale spectrale.
- Décrire les critères de sécurité à justifier pour que la structure soit réputée parasismique (système de contreventement, éléments secondaires et éléments non structuraux).
- Revoir les dispositions constructives relatives aux constructions en béton armé, en acier et en maçonnerie porteuse chaînée.

3.3.1.3 CONSIDÉRATION SUR LES CHARGES SISMIQUES

La normalisation considère les actions sismiques comme des charges accidentelles. Ainsi elles sont considérées avec des valeurs nominales pondérées dans les calculs par le coefficient égal à 1. Cependant, la tenue en compte des actions sismique dans la construction d'un ouvrage attend que celui-ci ne puisse présenter des probabilités considérables d'effondrement ou des désordres structuraux majeurs. Tous désordres dus à ces actions doivent rester contenus dans les limites acceptables. Alors, dans la considération des actions de calculs sismique, il est pris en compte:

- Les actions d'ensemble qui sont exercées sur la structure, en considérant la structure dans son ensemble;
- Les actions locales s'exerçant sur les éléments de la structure, des éléments non structuraux ou des équipements.
- Ces actions seront donc à considérer indépendamment les unes des autres car elles interviennent dans les calculs de vérifications sous forme des combinaisons de calcul. Vu que ces actions sont de nature dynamique, dans la suite des calculs du mouvement sismique, l'action s'exerçant sur l'ouvrage est considéré composé de:
- Des forces d'origine dynamique induites dans la structure par le mouvement de translation d'ensemble du sol du fait de l'inertie des masses qui composent la structure ou qui lui sont lié ou aussi qui s'appuient sur cette dernière.
- Des déplacements directement imposés à l'ouvrage ou à sa base (fondation) par les mouvements différentiels. Ces mouvements étant considérés appliquées dans la suite des calculs dans un état statique structure.
- Des forces développées par des oscillations de torsion de l'axe vertical causé par les mouvements différentiels horizontaux le long de la hauteur du bâtiment;
- Des suppressions dynamiques exercées sur l'ouvrage à la base par les terres, de l'eau éventuellement retenues par ce dernier.

3.3.1.4 PARAMÈTRES DE CALCULS SISMIQUES

Chaque élément de structure a des paramètres à vérifier pour répondre à la sollicitation sismique selon la destination de l'ouvrage. Ainsi pour le calcul d'un ouvrage en zone estimée sujet aux séismes, les paramètres ci-dessous constituent la base de calcul pour les actions sismiques:

- **La zone de sismicité:** La zone de sismicité donne référence aux caractéristiques associées au séisme dans un milieu donné. Ce paramètre fait donc référence aux caractéristiques des séismes fréquents dans un milieu (sismicité très faible, faible, modérée, moyenne ou forte). La donnée recherchée dans ce paramètre est l'intensité de l'accélération du mouvement due au séisme. L'accélération de calcul au niveau du sol pour chaque zone sismique, correspond à une période de retour de référence de 475ans.
- **La catégorie d'ouvrage:** Le type d'ouvrage est tenu en compte dans ces calculs aux vues que les ouvrages ont différente destination. Ce qui leur confère différent niveau d'importance, accentuant ainsi la rigueur sur la considération de la charge sismique.
- **La classe de sol:** Permet de classer un sol dans un rapport avec son comportement par lequel il transmet des ondes sismiques.

De par la nature du sol et les valeurs des spectres de réponse élastique, ces deux éléments interviennent dans l'évaluation des composantes horizontales du mouvement sismique. L'influence des conditions du site de sol sur l'action sismique doit être

prise en compte dans les calculs, généralement en considérant les quatre classes de sol de fondation S_1 , S_2 , S_3 et S_4 , tel que prévue par la norme algérienne RPA. Ces classes sont décrites par les profils stratigraphiques suivants:

- **Catégorie S_1** (site rocheux): Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement (V_s) à 800m/s.
- **Catégorie S_2** (site ferme): Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec V_s 400 m/s à partir de 10 m de profondeur.
- **Catégorie S_3** (site meuble): Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec V_s 200 m/s à partir de 10 m de profondeur.
- **Catégorie S_4** (site très meuble)
 - Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.
 - Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.
- **Le coefficient de comportement:** Le coefficient de comportement q est une approximation du rapport entre les forces sismiques que la structure subirait si sa réponse était complètement élastique avec un amortissement visqueux de 5 %, et les forces sismiques minimales qui peuvent être utilisées lors de la conception et du dimensionnement, avec un modèle linéaire conventionnel, en assurant encore une réponse satisfaisante de la structure. Les valeurs du coefficient de comportement q , incluant également l'influence d'amortissements visqueux différents de 5 %, sont indiquées, pour divers matériaux et systèmes structuraux, selon divers niveaux de ductilité, dans les parties concernées de l'ENV 1998. Il met un lien entre le spectre élastique en intégrant l'influence de certains aspects sur la réponse des structures, plus particulièrement la capacité de dissipation d'énergie de la structure en déformations plastiques.
- **L'amplification spectrale:** Dans le domaine d'application de l'ENV 1998, le mouvement dû au séisme à un certain point de la surface du sol, est représenté en général par un spectre de réponse élastique en accélération, dénommé par la suite « spectre de réponse élastique ». L'action sismique horizontale est décrite par deux composantes orthogonales considérées comme indépendantes et représentées par le même spectre de réponse.
- **Le coefficient d'amplification topographique:** Il est pris en compte pour les ouvrages situés en rebord de crête.

Pour atteindre notre objectif, nous avons considéré la structure d'un bâtiment de 10 étages que nous avons analysé en suivant les étapes énumérées contenues dans les travaux de Moundom et *al.* 2026.

3.3.2 MODÉLISATION DE LA STRUCTURE

Rappelons que le nombre de degrés de liberté d'un système est le nombre de composantes du déplacement requises pour exprimer les forces d'inertie se développant dans celui-ci. Ces déplacements sont évalués en un nombre des points de la structure, appelés nœuds où sont concentrées les masses. Dans le cas le plus général, un nœud possède six mouvements possibles (3 translations et 3 rotations) et le nombre de degrés de liberté du système est égal à $N=6p$ où p est nombre de nœuds.

Dans le cas des bâtiments multiétages, les planchers peuvent être considérés comme infiniment rigide (diaphragme), la cinématique d'un niveau de plancher est décrite par le mouvement d'un de ses points; on aboutit au modèle « brochette », dans lequel la masse d'un niveau est concentrée en un point (centre de gravité du plancher) (EC8 art 3.3.1.3) et la raideur en flexion-cisaillement d'un étage est égale à la somme des raideurs des poteaux de ce dernier. Le nombre de degrés de liberté a été réduit en l'occurrence à $2p=6$. On utilisera un modèle pour chaque direction principale (X et Y) (Norme RPA 99 modifié 2003; Moundom et *al.*, 2026).

3.3.3 ANALYSE STATIQUE

L'analyse statique est présentée dans les travaux de Moundom et *al.* 2026.

3.3.4 CALCUL DE LA RIGIDITÉ DES ÉTAGES

La rigidité des étages est présentée dans les travaux de Moundom et *al.* 2026.

3.3.5 CALCUL DES MASSES SISMQUES DES NIVEAUX

Les travaux de Moundom et *al.* 2026 présentent la méthodologie d'évaluation des masses sismiques de chaque niveau.

3.3.6 CALCUL DES CARACTÉRISTIQUES DYNAMIQUES DE LA STRUCTURE

Les travaux de Moundom et *al.* 2026 présentent la méthodologie de caractérisation de la structure qui passe par la construction de la matrice de rigidité de la structure $[K]$, la détermination de la matrice de masse $[M]$ et la matrice modale $[D]$ et périodes propres T_i .

3.3.7 DÉTERMINATION DES MASSES ET DES FACTEURS DE PARTICIPATION MODALES

Les travaux de Moundom et *al.* 2026 présentent la méthodologie de détermination des masses et des facteurs de participation modales.

3.3.8 DÉTERMINATION DU SPECTRE DE RÉPONSE DU SITE D'IMPLANTATION DE L'OUVRAGE

Les travaux de Moundom et *al.* 2026 présentent la méthodologie de détermination du spectre de réponse comportant les spectres élastiques (NFEN1998-1 Article 3.2.2.2) et le spectre de réponse de calcul (NFEN1998-1 Article 3.2.2.5).

3.3.9 DÉFINITION DU NOMBRE DE MODES REPRÉSENTATIFS A PRENDRE EN COMPTE DANS L'ANALYSE

Les travaux de Moundom et *al.* 2026 ont présenté le nombre de modes représentatifs à prendre en compte dans l'analyse.

3.3.10 RECHERCHE DE LA RÉPONSE MAXIMALE MODE PAR MODE

Les travaux de Moundom et *al.* 2026 présentent la méthodologie de recherche de la réponse maximale mode par mode.

3.3.11 CUMUL DES MODES SELON LA COMBINAISON ADÉQUATE ET DÉDUCTION DES EFFORTS ET DÉPLACEMENTS DANS LA STRUCTURE

Les travaux de Moundom et *al.* 2026 présentent la méthodologie de détermination du cumul des modes selon la combinaison adéquate et déduction des efforts et déplacements dans la structure.

3.4 FONCTIONS DE RÉGRESSION

3.4.1 INTRODUCTION

Les fonctions de régression permettant d'établir les relations entre les indicateurs, c'est une étape essentielle pour évaluer la cohérence des modèles et des méthodes de calcul. Ces relations sont établies à travers l'utilisation de fonctions de régression appliquées aux séries statistiques doubles (Draper & Smith, 1998). L'objectif est de mettre en évidence les correspondances entre: Les déplacements et efforts tranchants des masses de niveaux d'une même structure construite sur des sols de classes différentes (A et C); Les résultats obtenus par la méthode simplifiée (méthode des brochettes) et ceux issus du calcul automatique par logiciel (Montgomery et *al.*, 2012); Les relations entre les déplacements et les efforts tranchants associés.

3.4.2 DONNÉES STATISTIQUES

Les données seront constituées des déplacements horizontaux ainsi que des efforts tranchants enregistrés pour différents niveaux de la structure étudiée. Trois comparaisons principales seront effectuées: Déplacements et efforts tranchants sur sol de classe A vs sol de classe C; Déplacements et efforts tranchants sur sol de classe A: Comparaison entre méthode des brochettes et Robot Structural Analysis; Déplacements et efforts tranchants sur sol de classe C: comparaison entre méthode des brochettes et Robot Structural Analysis.

Ces données permettent d'exploiter des modèles statistiques de régression adaptés pour analyser la corrélation entre les résultats (INS, 2015).

3.4.3 OUTILS STATISTIQUES

3.4.3.1 NUAGE DE POINTS ET POINT MOYEN

On considère deux variables statistiques x et y observées sur la même population de n individus. Les couples (x_i, y_i) , $i = 1, 2, \dots, n$, définissent une série statistique à deux variables (Montgomery et al., 2012).

- Le nuage de points est l'ensemble des points $M_i (x_i, y_i)$.
- Le point moyen G a pour coordonnées: $\bar{x} = (1/n) \sum x_i$, $\bar{y} = (1/n) \sum y_i$

3.4.3.2 AJUSTEMENT AFFINE (RÉGRESSION LINÉAIRE)

Lorsque les points d'un nuage sont sensiblement alignés, on peut approcher leur tendance par une droite dite droite de régression (Draper & Smith, 1998) (équation 1):

$$y = Ax + B \quad (1)$$

➤ **Calcul manuel des coefficients** (équations 2 et 3):

$$A = (\sum (x - \bar{x})(y - \bar{y})) / (\sum (x - \bar{x})^2) \quad (2)$$

$$B = \bar{y} - A\bar{x} \quad (3)$$

➤ **Calcul automatique (par calculatrice):**

- **TI 83:** STAT → Edit → L1, L2 → STAT → CALC → LinReg (ax+b)
- **CASIO:** Menu STAT → entrer valeurs (List1, List2) → CALC → REG → Ax+b
- **SHARP:** Mode STAT → LINE → entrer données x_i, y_i → RCL a, RCL b

➤ **Validité de l'ajustement:**

Le coefficient de corrélation $r(x, y)$ permet d'évaluer la force de la relation 4:

$$r(x, y) = (\text{cov}(x, y)) / \sqrt{(\text{var}(x) * \text{var}(y))} \quad (4)$$

C'est un nombre compris entre -1 et 1 qui mesure la relation entre les deux variables x et y .

Plus le coefficient de corrélation est proche des valeurs extrêmes -1 et 1, plus la corrélation linéaire entre les variables est forte.

- Si $r(x, y) > 0$, les valeurs prises de y ont tendances à croître quand les valeurs de x augmentent
- Si $r(x, y) < 0$, les valeurs prises par y ont tendances à décroître quand les valeurs de x augmentent
- Si $r(x, y) = 0$, absence totale de corrélation: les variations des variables x et y sont indépendantes.

➤ **Ajustement quadratique (régression polynomiale du second degré):**

➤ On cherche une fonction polynomiale du second degré (équation 5):

$$y = Ax^2 + Bx + C \quad (5)$$

Calcul manuel des coefficients (équation 6):

$$\sum y = A \sum x^2 + B \sum x + n \cdot C$$

$$\sum xy = A \sum x^3 + B \sum x^2 + C \sum x \quad (6)$$

$$\Sigma x^2 y = A \Sigma x^4 + B \Sigma x^3 + C \Sigma x^2$$

Forme matricielle de la régression quadratique (équation 7):

$$[\begin{bmatrix} \Sigma x^2 & \Sigma x & n \\ \Sigma x^3 & \Sigma x^2 & \Sigma x \\ \Sigma x^4 & \Sigma x^3 & \Sigma x^2 \end{bmatrix} [\begin{bmatrix} A \\ B \\ C \end{bmatrix}] = [\begin{bmatrix} \Sigma y \\ \Sigma xy \\ \Sigma yx^2 \end{bmatrix}] \quad (7)$$

Calcul automatique (par calculatrice):

- **TI 83:** STAT → CALC → QuadReg
- **GRAPH 100:** Menu REGQuad
- **SHARP:** Mode STAT → QUAD → entrer données → coefficients a, b, c

4 RESULTATS ET DISCUSSION

4.1 RÉSULTATS DE L'ANALYSE STATIQUE

L'analyse statique a été effectuée par le logiciel Robot structural Analysis

4.1.1 DIMENSIONNEMENT DU POTEAU

La charge $N_u = 2683,82$ kN obtenue après descente de charge dans le logiciel ROBOT nous ont permis d'obtenir la section du Poteau qui est de 30cm x 50cm.

Les résultats présentés dans le tableau 1 reprennent les notes de calcul de la semelle sous le Poteau le plus chargé. Les données de base sont les suivantes:

Tableau 1. Résultat dimensionnement poteau

Section en cm^2	N_u en KN	α	B_r en m^2	$A_{th} = \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$ en cm^2	A_s réelle en cm^2
30X50	2683,82	0.59	0.1344		49.09
Choix d'armatures	10 HA 25				

a) Données de base

- Classe armatures: HA 500
- Enrobage: 3.0 (cm)
- Classe: Béton 25 $\Rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Calculs suivants: BAEL 91 modifié 99
- hauteur sous dalle: 3.18m
- Fissuration: peu préjudiciable

b) Ferrailage

- Armatures Principales: 10HA25
- Armatures Transversales: HA8

4.1.2 DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES

➤ Données de base

- Norme pour les calculs en béton armé: BAEL 91 modifié 99
- Norme pour les calculs géotechniques: DTU 13.12
- Type: semelle isolée

- Contrainte du sol pour un sol rocheux (Goma): 1,5 MPa
- Contrainte du sol pour un sol Argileux (Bukavu): 0,6 MPa

➤ Caractéristique des matériaux

- Résistance caractéristique du béton; $f_{c28} = 25,00 \text{ MPa}$
- Nuances: HA 500

Les résultats présentés dans le tableau 2 reprennent les notes de calcul de la semelle sous le poteau le plus chargé dans la ville de **Goma**.

Tableau 2. Résultat de dimensionnement des semelles (Goma -sol du type A)

Semelle isolée sous poteau (sol de classe A)		
	Sens des X	Sens des Y
Surface AXB cm ²	200X200	
N_u En kN	2698.72	
N_{ser} En kN	1938.04	
$\sigma_{adm \text{ du sol}}$ en MPa	1,5	
h en cm	60	
$A_a = \frac{P_u (A - a)}{8 d \sigma_s} * 1, 1 = A_b$ en cm ²	13,04	13,43
Hauteur des patins en cm	25	25
Choix d'armatures	17HA 14	14HA 16

Source: Moundom et al., 2026

Les résultats présentés dans le tableau 3 reprennent les notes de calcul de la semelle sous le Poteau le plus chargé dans la ville de Bukavu.

Tableau 3. Résultat de dimensionnement des semelles (Bukavu-sol du type C)

Semelle isolée sous poteau (sol de classe C)		
	Sens des X	Sens des Y
Surface AXB cm ²	340X340	
N_u En kN	2698.72	
N_{ser} En kN	1938.04	
$\sigma_{adm \text{ du sol}}$ en MPa	0,6	
h en cm	75	
$A_a = \frac{P_u (A - a)}{8 d \sigma_s} * 1, 1 = A_b$ en cm ²	10,88	11,13
Hauteur des patins en cm	25	25
Choix d'armatures	25HA 14	25HA 14

Source: Moundom et al., 2026

4.1.3 DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE

Les hypothèses de calculs de dimensionnement qui vont nous permettre de dimensionner la poutre sont les suivantes:

a) Données de base

- Calcul suivant: BAEL 91 modifié 99
- Enrobage des aciers inférieurs et supérieurs: $c=3,0\text{cm}$

- Fissuration: peu préjudiciable
- Tenue au feu: forfaitaire.

Les résultats présentés dans le tableau 4 reprennent les notes de calcul des poutres.

Tableau 4. Résultat dimensionnement des poutres

Poutre continue					
	Appuis A et E	Travée AB et DE	Appuis B et D	Travée BC et CD	Appuis C
Calcul des armatures longitudinales					
b en m	0,25				
h en m	0,50				
A_s réelle en cm ²	2HA12	2,26	2,26	2,26	2,26
Choix d'armatures	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
Calcul des armatures transversales					
Choix d'armatures	2HA6				

Source: Moundom et al., 2026

4.2 RÉSULTAT DE L'ANALYSE DYNAMIQUE

Nous présentons les résultats pour la direction de calcul OX

4.2.1 SOL DE CLASSE A: VILLE DE GOMA

Pour les deux modes de vibration retenue, nous utiliserons la troisième partie du spectre de réponse car leurs périodes sont comprises entre $T_{(C)}$ et T_D . Les résultats pour le premier mode de vibration sont présentés dans le tableau 5.

Tableau 5. Résultats de calcul pour le premier mode de vibration

Mode 1 : $S_d(T) = 0,597 \text{ m/s}^2$			
	F_{max} (kN)	d_{max} (cm)	Effort tranchant (kN)
Rdc	22,497	0,8227	1108,633 1086,136
Etage 1	43,825	1,6287	1086,136
Etage 2	68,681	2,5957	1042,311
Etage 3	92,579	3,4988	973,63
Etage 4	114,205	4,3162	881,051
Etage 5	130,792	5,0275	766,846
Etage 6	148,692	5,8142	636,054
Etage 7	164,108	6,4170	487,362
Etage 8	174,333	6,8169	323,254
Etage 9	148,921	7,0011	148,921

Source: Moundom et al., 2026

Les résultats pour le deuxième mode de vibration sont présentés dans le tableau 6.

Tableau 6. Résultats de calcul pour le deuxième mode de vibration

Mode 2 : $S_d(T) = 1,649 \text{ m/s}^2$			
	$F_{max}(\text{kN})$	$d_{max}(\text{cm})$	Effort tranchant(kN)
Rdc	62,848	0,300	404,247
Etage 1	114,068	0,553	341,399
Etage 2	154,922	0,765	227,331
Etage 3	168,539	0,832	72,409
Etage 4	150,462	0,743	-96,13
Etage 5	102,342	0,514	-246,592
Etage 6	16,047	0,081	-348,934
Etage 7	-72,399	-0,369	-364,981
Etage 8	-143,301	-0,732	-292,582
Etage 9	-149,281	-0,917	-149,281

Source: Moundom et al., 2026

Les résultats pour la combinaison des réponses modales sont présentés dans le tableau 7.

Tableau 7. Combinaison des réponses modales

Combinaison SRSS		
	$d_{max}(\text{cm})$	Effort tranchant (kN)
Rdc	0,87569132 1,72002113	1180,035
Etage 1	1,72002113	1138,527
Etage 2	2,70608268	1066,813
Etage 3	3,59636281	976,318
Etage 4	4,3796839	886,279
Etage 5	5,0537067	805,518
Etage 6	5,81476419	725,478
Etage 7	6,42760064	608,878
Etage 8	6,85608851	436,001
Etage 9	7,06089868	210,860

Source: Moundom et al., 2026

4.2.2 SOL DE CLASSE C: VILLE DE BUKAVU

Pour le premier mode de vibration nous utilisons la troisième partie du spectre de réponse ($T_C \leq T \leq T_D$) et pour le deuxième mode nous utilisons la deuxième partie ($T_B \leq T \leq T_C$). Les résultats pour le premier mode de vibration sont présentés dans le tableau 8.

Tableau 8. Résultats de calcul pour le premier mode de vibration

Mode 1 : $S_d(T) = 1,029 \text{ m/s}^2$			
	$F_{max}(\text{kN})$	$d_{max}(\text{cm})$	Effort tranchant (kN)
Rdc	38,777	1,418	1910,86639
Etage 1	75,538	2,807	1872,08896
Etage 2	118,381	4,474	1796,55066
Etage 3	159,572	6,031	1678,17011
Etage 4	196,847	7,439	1518,59814
Etage 5	225,436	8,666	1321,75152
Etage 6	256,289	10,022	1096,31587
Etage 7	282,86	11,061	840,02712
Etage 8	300,484	11,75	557,167264
Etage 9	256,684	12,067	256,683513

Source: Moundom et al., 2026

Les résultats pour le deuxième mode de vibration sont présentés dans le tableau 9.

Tableau 9. Résultats pour le deuxième mode de vibration

Mode 2 : $S_d(T) = 2,3 \text{ m/s}^2$			
	$F_{max}(\text{kN})$	$d_{max}(\text{cm})$	Effort tranchant(kN)
Rdc	87,66	0,419	563,842
Etage1	159,101	0,773	476,182
Etage2	216,084	1,067	317,08
Etage3	235,076	1,161	100,996
Etage4	209,863	1,036	-134,08
Etage5	142,745	0,717	-343,943
Etage6	22,383	0,114	-486,688
Etage7	-100,981	-0,516	-509,072
Etage8	-199,874	-1,021	-408,09
Etage9	-208,216	-1,279	-208,216

Source: Moundom et al., 2026

4.3 VALIDATION DES RÉSULTATS PAR MODÉLISATION 3D SUR LE LOGICIEL RSAP

Les résultats trouvés par modélisation en brochette sont comparés à ceux obtenus sur un modèle 3D par calcul éléments finis. Les écarts sont considérés positifs lorsque les valeurs trouvées par le logiciel sont inférieures à celles calculées sur un modèle en brochette du bâtiment.

4.3.1 SOL DE CLASSE A: VILLE DE GOMA

Le tableau 10 présente une étude des écarts entre les déplacements et des efforts tranchants au niveau des nœuds dans la ville de Goma.

Tableau 10. Écart entre les déplacements et des efforts tranchants au niveau des nœuds dans la ville de Goma.

Combinaison SRSS				
	$d_{max}(cm)$	Ecart en %	Effort tranchant (kN)	Ecart en %
Rdc	0,4	+54,321	642,63	+45,541
Etagé 1	1,0	+41,861	593,51	+47,870
Etagé 2	1,6	+40,873	554,55	+48,018
Etagé 3	2,2	+38,827	514,62	+47,289
Etagé 4	2,7	+38,351	474,07	+46,510
Etagé 5	3,2	+36,680	422,37	+47,565
Etagé 6	3,6	+38,088	372,74	+48,621
Etagé 7	4,0	+37,768	310,90	+48,938
Etagé 8	4,2	+38,740	244,80	+43,853
Etagé 9	4,4	+37,684	141,56	+32,865

Source: Moundom et al., 2026

4.3.2 SOL DE CLASSE C: VILLE DE BUKAVU

Le tableau 11 présente une étude des écarts entre les déplacements et des efforts tranchants au niveau des nœuds dans la ville de Bukavu.

Tableau 11. Écart entre les déplacements et des efforts tranchants au niveau des nœuds dans la ville de Bukavu

Combinaison SRSS				
	$d_{max}(cm)$	Ecart en %	Effort tranchant (kN)	Ecart en %
Rdc	1,1	+22,425	1617,03	+18,836
Etagé 1	2,6	+7,374	1539,51	+20,302
Etagé 2	4,2	+6,124	1428,75	+21,683
Etagé 3	5,7	+5,488	1316,56	+21,689
Etagé 4	7,0	+5,901	1208,56	+20,724
Etagé 5	8,2	+5,377	1094,47	+19,864
Etagé 6	9,4	+6,206	979,06	+18,376
Etagé 7	10,3	+6,880	834,65	+15,026
Etagé 8	11,0	+6,382	638,99	+7,477
Etagé 9	11,5	+4,698	341,56	-3,341

Source: Moundom et al., 2026

Les résultats trouvés par l'analyse modale spectrale sur un modèle en brochette du bâtiment sont donc assez conservateurs pour être utilisés en pratique.

4.4 FONCTIONS DE RÉGRESSION

Ces fonctions ont permis d'établir les relations entre les indicateurs, elles ont été essentielles pour évaluer la cohérence des modèles et des méthodes de calcul. Ici nous avons utilisé des fonctions de régression appliquées aux séries statistiques doubles.

L'objectif est de mettre en évidence les correspondances entre:

- Les déplacements et efforts tranchants des masses de niveaux d'une même structure construite sur des sols de classes différentes (A et C).
- Les résultats obtenus par la méthode simplifiée (méthode des brochettes) et ceux issus du calcul automatique par logiciel.

- Les relations entre les déplacements et les efforts tranchants associés.

4.4.1 DONNÉES STATISTIQUES

Ici les données sont des déplacements horizontaux ainsi que des efforts tranchants enregistrés pour différents niveaux de la structure étudiée. Trois comparaisons principales ont été effectuées :

- Déplacements et efforts tranchants sur sol de classe A vs sol de classe C.
- Déplacements et efforts tranchants sur sol de classe A: comparaison entre méthode des brochettes et Robot Structural Analysis.
- Déplacements et efforts tranchants sur sol de classe C: comparaison entre méthode des brochettes et Robot Structural Analysis.

4.4.2 RELATION ENTRE LES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX DES NIVEAUX DU BÂTIMENT SITUÉ SUR LES SOLS DE TYPE A ET C

Le tableau 12 présente la relation entre les déplacements latéraux des niveaux du bâtiment situé sur les sols de type A et C par la méthode automatique.

Tableau 12. Relation entre les déplacements latéraux des niveaux du bâtiment situé sur les sols de type A et C par la méthode automatique

N°	d_{max} (cm)		$y = 2,594x + 0,018$	$y = 0,023x^2 + 2,482x + 0,116$
	Sol de type A (x)	Sol de type C (y)		
1	0,4	1,1	1,056	1,112
2	1,0	2,6	2,612	2,621
3	1,6	4,2	4,169	4,145
4	2,2	5,7	5,725	5,686
5	2,7	7,0	7,022	6,982
6	3,2	8,2	8,319	8,290
7	3,6	9,4	9,357	9,344
8	4,0	10,3	10,394	10,406
9	4,2	11,0	10,913	10,939
10	4,4	11,5	11,432	11,474

$R = 0,9998$

Les nuages des points issus de la méthode automatique, la régression linéaire et régression polynômiale sont représentés respectivement sur les figures 1, 2 et 3.

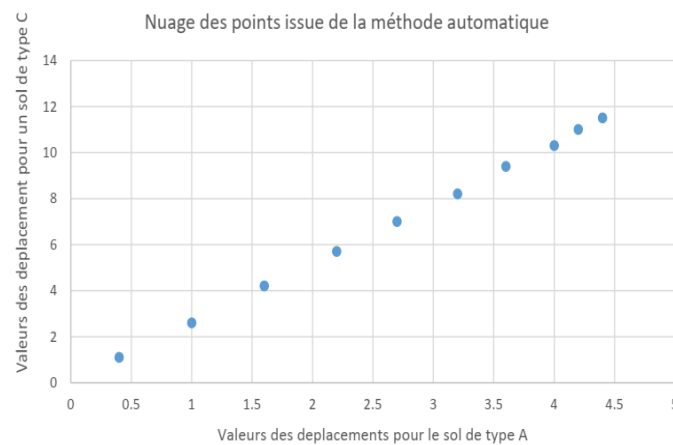


Fig. 1. Nuage des points issu de la méthode automatique en utilisant la régression linéaire : $y = 2,594x + 0,018$; $R = 0,9998$

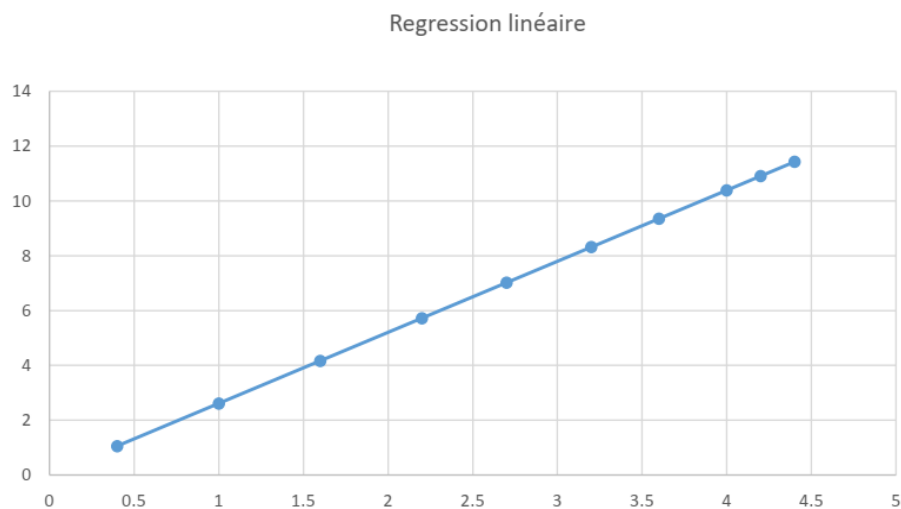


Fig. 2. Régression linéaire de degré 1 : $y = 2,594x + 0,018$; $R = 0,9998$

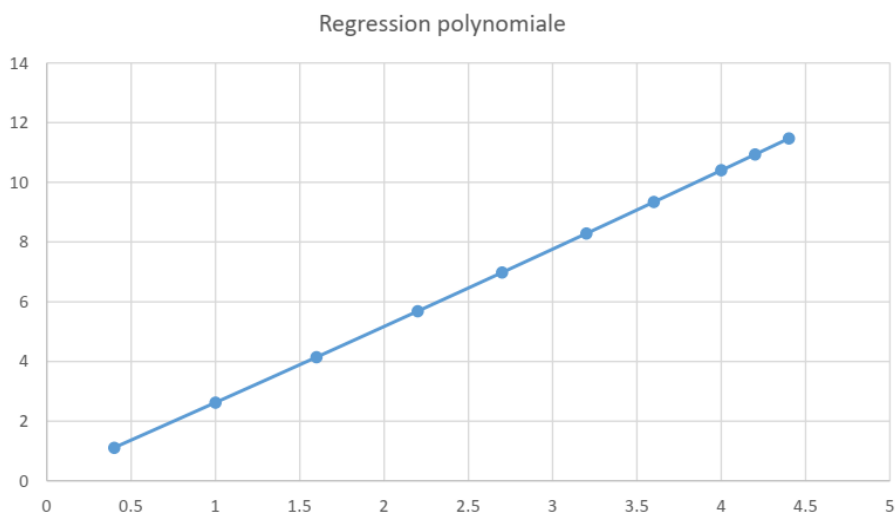


Fig. 3. Régression polynomiale de degré 2 : $y = 0,023x^2 + 2,482x + 0,116$

4.4.2.1 MÉTHODE SIMPLIFIÉE EN BROCHETTE

Le tableau 13 présente la relation entre les déplacements latéraux des niveaux du bâtiment situé sur les sols de type A et C par la méthode simplifiée en brochette.

Tableau 13. Relation entre les déplacements latéraux des niveaux du bâtiment situé sur les sols de type A et C par la méthode simplifiée en brochette

N°	d_{max} (cm)		$y = 1,729x - 0,0587$	$y = 0,001x^2 + 1,721x - 0,046$
	Sol de type (x)	Sol de type (y)		
1.	0,8757	1,478	1,456	1,462
2.	1,72200	2,911	2,916	2,917
3.	2,7060	4,599	4,621	4,619
4.	3,5964	6,141	6,161	6,157
5.	4,3767	7,510	7,510	7,506
6.	5,0571	8,695	8,687	8,684
7.	5,8148	10,022	9,998	9,996
8.	6,4276	11,073	11,057	11,058
9.	6,8561	11,794	11,798	11,801
10.	7,0609	12,134	12,153	12,157

Les nuages des points issus de la méthode simplifiée, la régression linéaire et régression polynômiale sont représentés respectivement sur les figures 4, 5 et 6.

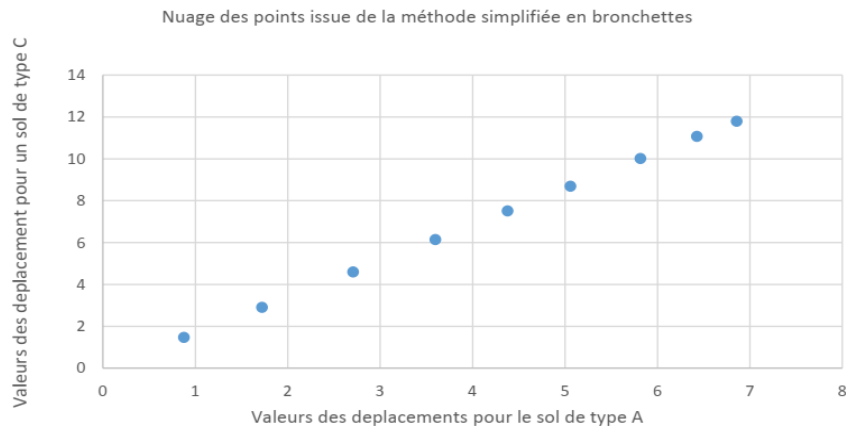


Fig. 4. Nuage des points issu de la méthode simplifiée en utilisant la régression linéaire : $y = 1,729x - 0,0587$

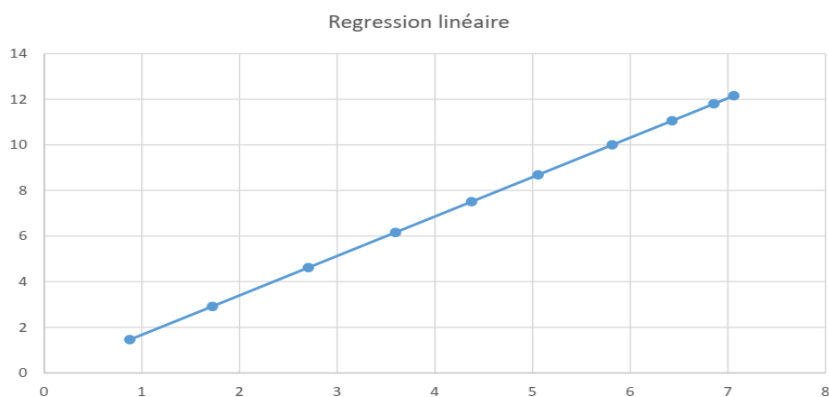


Fig. 5. Régression linéaire de degré 1 : $y = 1,729x - 0,0587$

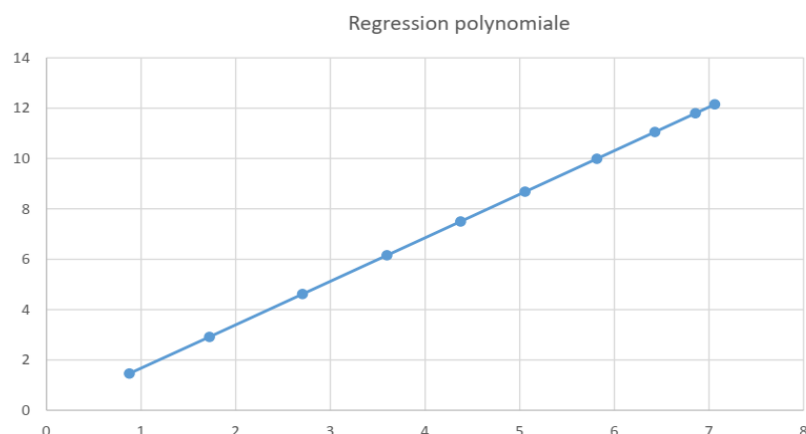


Fig. 6. Régression polynômiale de degré 2 : $y = 0,001x^2 + 1,721x - 0,046$

4.4.3 RELATION ENTRE LES EFFORTS TRANCHANTS DE NIVEAUX DU BÂTIMENT SITUÉ SUR LES SOLS DE TYPE A ET C

Le tableau 14 présente la relation entre les efforts tranchants de niveaux du bâtiment situé sur les sols de type A et C par la méthode automatique.

Tableau 14. Relation entre les efforts tranchants de niveaux du bâtiment situé sur les sols de type A et C par la méthode automatique.

	Efforts tranchants en kN		$y = 2,542x + 13,867$	$y = -0,0006x^2 + 3,019x - 66,59$
	Sol de type A(x)	Sol de C type (y)		
1.	642,63	1617,03	1647,686	1626,103
2.	593,51	1539,51	1522,803	1514,208
3.	554,55	1428,78	1423,752	1423,399
4.	514,62	1316,56	1322,234	1328,439
5.	474,07	1208,56	1220,538	1230,048
6.	422,37	1094,47	1087,698	1101,741
7.	372,74	979,06	961,519	975,554
8.	310,90	834,65	804,297	814,188
9.	244,80	638,99	636,245	636,6333
10.	141,56	341,56	373,768	348,828

$R = 0,999$

Les nuages des points issus de la méthode automatique, la régression linéaire et régression polynômiale sont représentés respectivement sur les figures 7, 8 et 9.

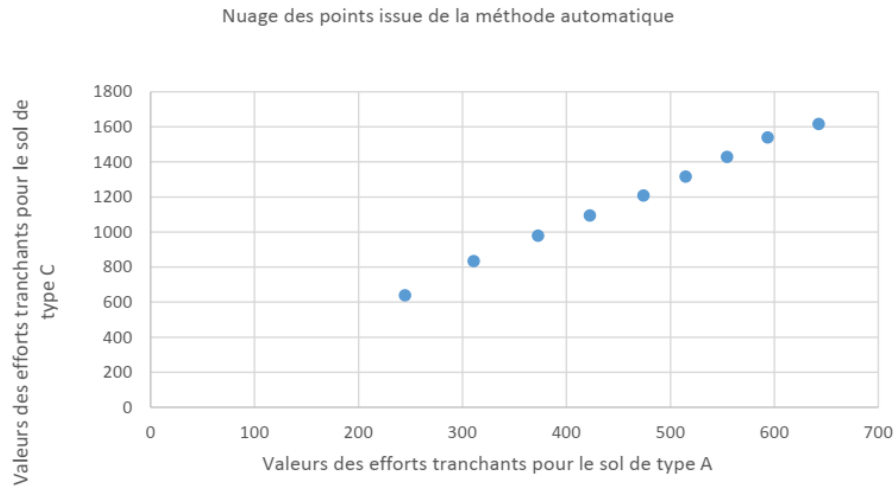


Fig. 7. Nuage des points issu de la méthode automatique en utilisant la régression linéaire : $y = 2,542x + 13,867$ avec $R = 0,999$

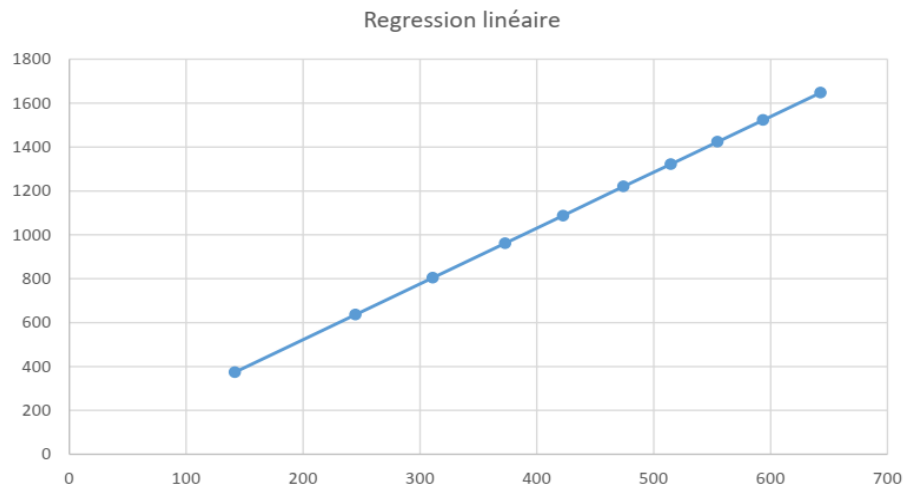


Fig. 8. Régression linéaire de degré 1 : $y = 2,542x + 13,867$ avec $R = 0,999$

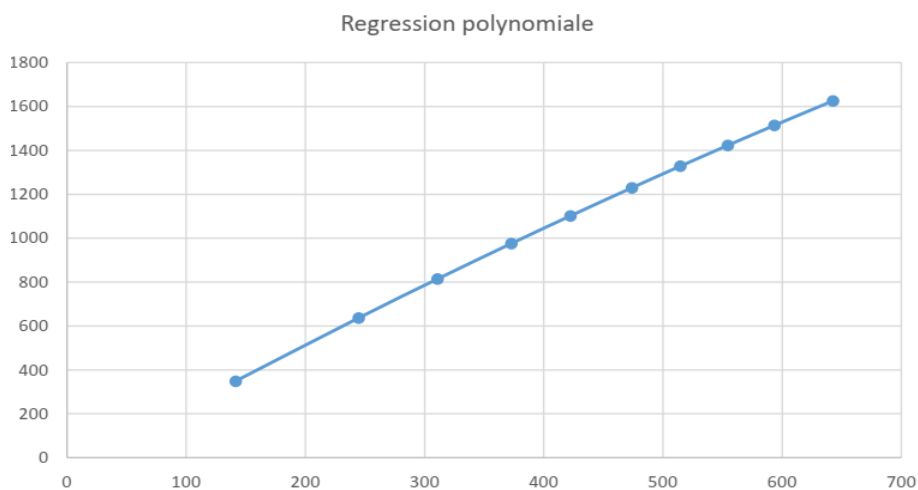


Fig. 9. Régression polynômiale de degré 2 : $y = -0,00006x^2 + 3,019x - 66,59$

4.4.3.1 MÉTHODE SIMPLIFIÉE EN BROCHETTES

Le tableau 15 présente la relation entre les efforts tranchants de niveaux du bâtiment situé sur les sols de type A et C par la méthode simplifiée en brochettes.

Tableau 15. Relation entre les efforts tranchants de niveaux du bâtiment situé sur les sols de type A et C par la méthode simplifiée en brochettes.

	Efforts tranchants en kN		$y = 1,756x - 58,405$	$y = 0,00011x^2 + 1,74x - 53,885$
	Sol de type A (x)	Sol de type C (y)		
1.	1180,035	1992,317	2013,399	2014,650
2.	1138,537	1931,700	1940,541	1941,399
3.	1066,813	1824,317	1814,614	1814,881
4.	976,317	1681,206	1655,730	1655,409
5.	886,279	1524,506	1497,648	1496,9153
6.	805,578	136,769	1355,960	1355,007
7.	725,478	1199,489	1215,327	1214,294
8.	608,878	982,242	1010,611	1009,708
9.	436,001	690,632	707,088	706,915
10.	210,860	330,545	311,805	313,545

$R \cong 0,9996$

Les nuages des points issus de la méthode simplifiée en brochette, la régression linéaire et régression polynômiale sont représentés respectivement sur les figures 10, 11 et 12.

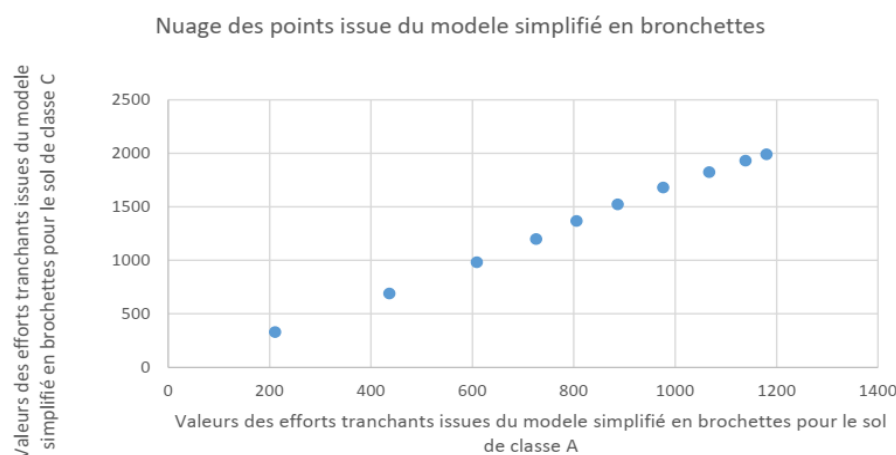


Fig. 10. Nuage des points issu de la méthode simplifiée en brochette en utilisant la régression linéaire : $y = 1,756x - 58,405$ avec $R = 0,9996$

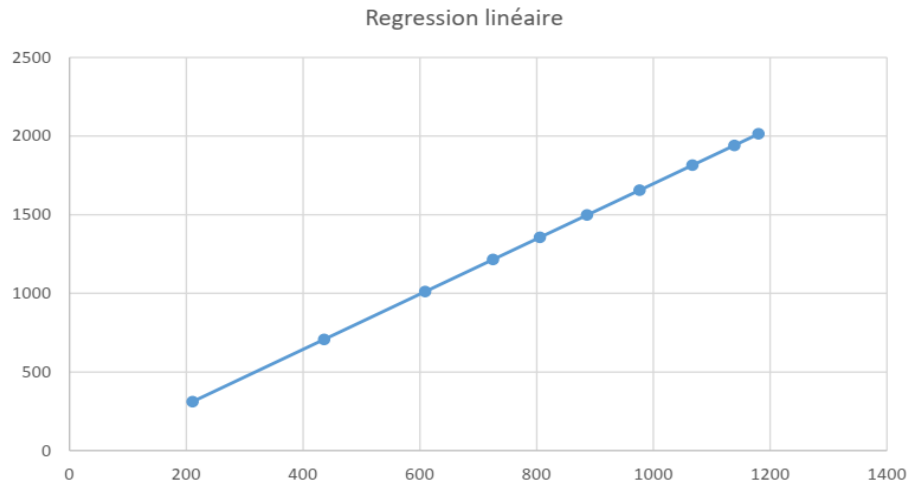


Fig. 11. Régression linéaire de degré 1 : $y = 1,756x - 58,405$ avec $R = 0,9996$

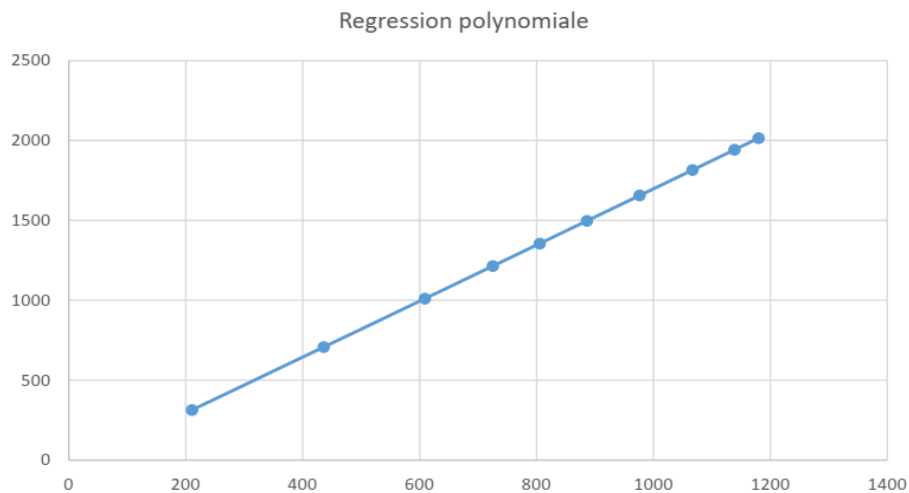


Fig. 12. Régression polynômiale de degré 2 : $y = 0,000011x^2 + 1,74x - 53,885$

4.4.4 RELATION ENTRE LES EFFORTS TRANCHANTS OBTENUS A PARTIR DU MODÈLE SIMPLIFIÉ EN BROCHETTES ET DU CALCUL AUTOMATIQUE

Le tableau 16 présente la relation entre les efforts tranchants obtenus à partir du modèle simplifié en brochette et du calcul automatique pour le sol de classe A.

Tableau 16. Relation entre les efforts tranchants obtenus à partir du modèle simplifié en brochette et du calcul automatique pour le sol de classe A.

	Effort tranchant		$\hat{y} = 1.95\hat{x} - 31,58$	$\hat{y} = -0,0008\hat{x}^2 + 2,61\hat{x} - 144$
	Brochettes (x)	Automatique (y)		
1.	642.63	1180.035	1224.647	1194.603
2.	593.51	1138.527	1128.625	1116.661
3.	554.55	1066.813	1052.466	1051.975
4.	514.62	976.318	9744.410	983.048
5.	474.07	886.279	895.142	910.326
6.	422.37	805.518	794.078	813.625
7.	372.74	725.478	697.060	716.597
8.	310.90	608.878	576.174	589.943
9.	244.80	436.001	446.960	447.501
10.	141.56	210.860	245.144	210.428

R=0.9968

Les nuages des points issus de la méthode automatique, la régression linéaire et régression polynômiale sont représentés respectivement sur les figures 13, 14 et 15.

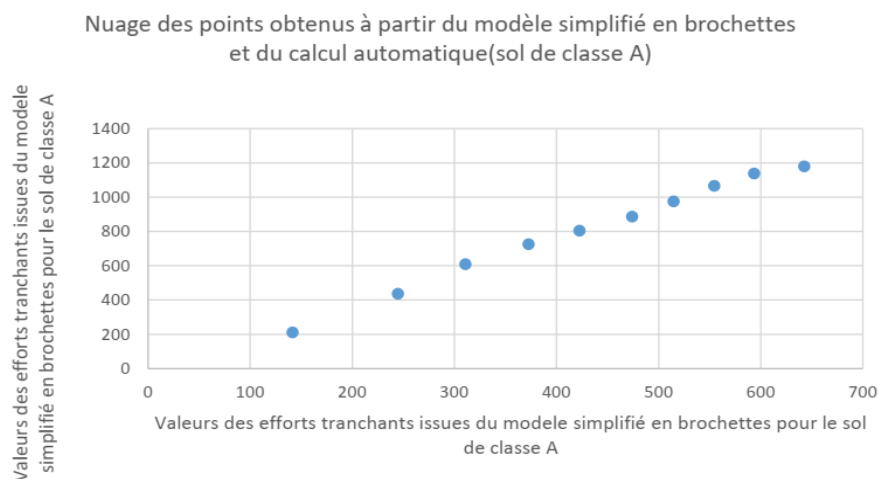


Fig. 13. Nuage des points issu de la méthode automatique en utilisant la régression linéaire $y = 1.5x - 31, 58$, $R=0,9968$

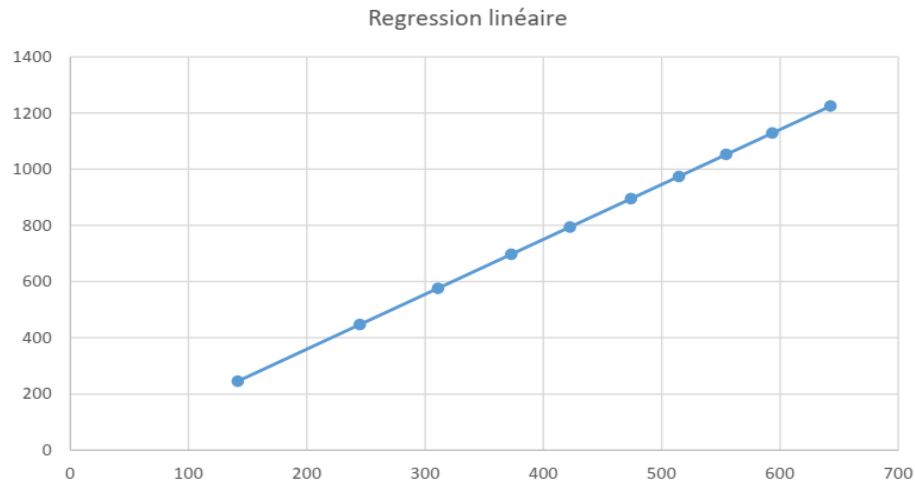


Fig. 14. Régression linéaire de degré 1 : $y = 1.5x - 31,58$, $R = 0,9968$

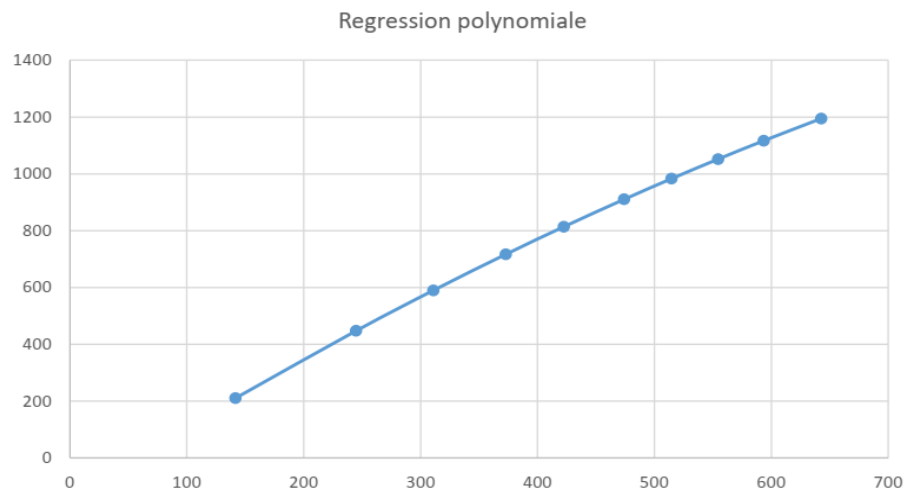


Fig. 15. Régression polynômiale de degré 2 : $y = -0,0008x^2 + 2,619x^2 - 144$

4.4.4.1 SOL DE CLASSE C

Le tableau 17 présente la relation entre les efforts tranchants obtenus à partir du modèle simplifié en brochette et du calcul automatique pour le sol de classe C.

Tableau 17. Relation entre les efforts tranchants obtenus à partir du modèle simplifié en brochette et du calcul automatique pour le sol de classe C.

	Effort tranchant		$y' = 0,74x' + 102,42$	$y' = 0,00003x'^2 + 0,654x' - 220,06$
	Modélisation en brochettes (x)	Calcul automatique (y)		
1.	1992,317	1617,03	1572,042	1583,315
2.	1931,700	1539,51	1527,328	1535,399
3.	1824,317	1428,75	1448,75	1451,146
4.	1681,206	1316,56	1342,552	1340,112
5.	1524,506	1208,56	1524,506	1220,174
6.	1365,769	1094,47	1109,872	1100,425
7.	1199,489	979,06	987,216	976,871
8.	982,242	834,65	826,965	818,355
9.	690,632	638,99	611,861	610,759
10.	336,515	341,56	346,222	362,584

Les nuages des points issus du modèle simplifié en brochettes et du calcul automatique, la régression linéaire et la régression polynômiale sont représentés respectivement sur les figures 16, 17 et 18.

Nuage des points obtenus à partir du modèle simplifié en brochettes et du calcul automatique(sol de classe C)

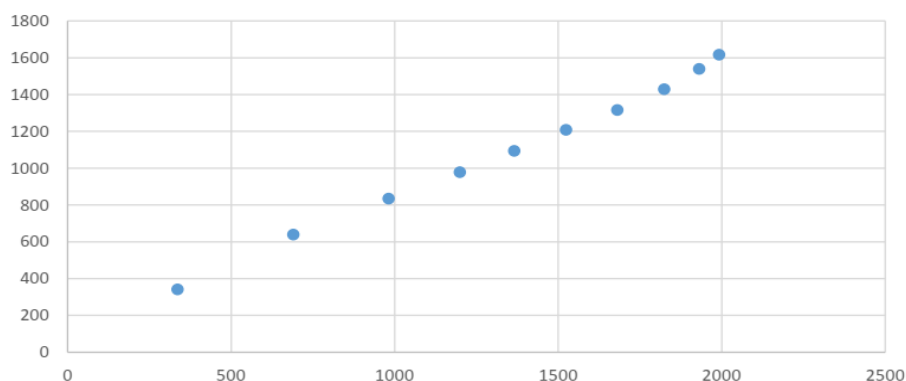


Fig. 16. Nuage des points issu du modèle simplifié en brochettes et du calcul automatique en utilisant la régression linéaire : $y = 0,74X + 102,42$; $R = 0,998$

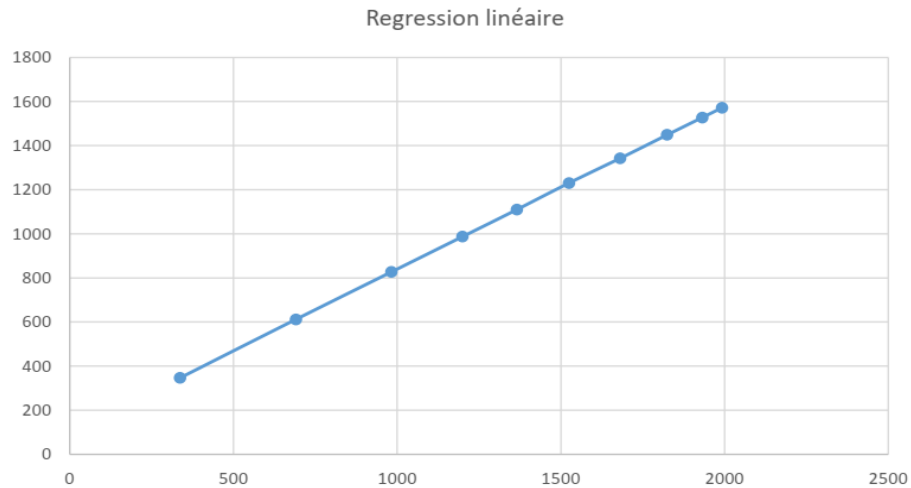


Fig. 17. Régression linéaire de degré 1 : $y = 0,74X + 102,42$; $R = 0,998$

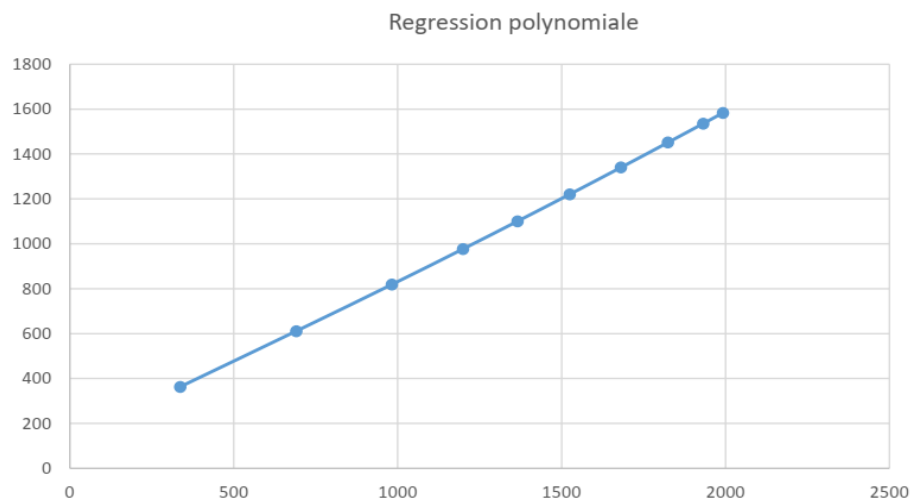


Fig. 18. Régression polynomiale de degré 2 : $y = 0,00003X^2 + 0,654X - 220,06$.

4.4.5 RELATION ENTRE LES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX OBTENUS A PARTIR DU MODÈLE SIMPLIFIÉ EN BROCHETTES ET DU CALCUL AUTOMATIQUE

Le tableau 18 présente la relation entre les déplacements latéraux obtenus à partir du modèle simplifié en brochettes et du calcul automatique pour le sol de classe A.

Tableau 18. Relation entre les déplacements latéraux obtenus à partir du modèle simplifié en brochettes et du calcul automatique pour le sol de classe A.

	d_{max}		$\hat{y} = 0,640\hat{x} - 0,117$	$\hat{y} = 0,0068\hat{x}^2 + 0,696\hat{x} - 0,201$
	Modèle simplifié (x)	Calcul automatique (y)		
1.	0,8757	0,4	0,443	0,402
2.	1,7200	1,0	0,984	0,975
3.	2,7060	1,6	1,615	1,631
4.	3,5964	2,2	2,184	2,212
5.	4,3767	2,7	2,684	2,713
6.	5,0571	3,2	3,119	3,143
7.	5,8148	3,6	3,604	3,614
8.	6,4276	4,0	3,996	3,989
9.	6,8561	4,2	4,270	4,249
10.	7,0609	4,4	4,401	4,372

$R = 0,9996$

Les nuages des points issus du modèle simplifié en brochettes et du calcul automatique, la régression linéaire et la régression polynômiale sont représentés respectivement sur les figures 19, 20 et 21.

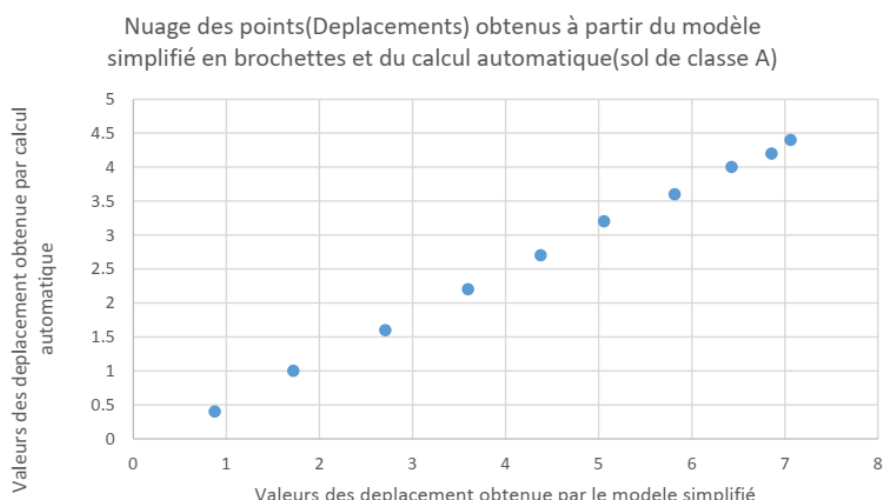


Fig. 19. Nuage des points issu du modèle simplifié en brochettes et du calcul automatique en utilisant la régression linéaire : $y = 0,640x - 0,117$; $R = 0,9996$

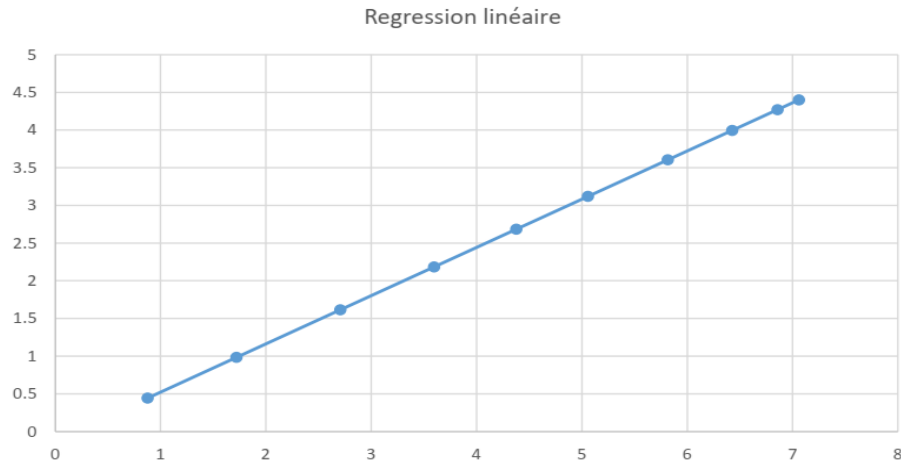


Fig. 20. Régression linéaire de degré 1 : $y = 0,640x - 0,117$; $R = 0,9996$

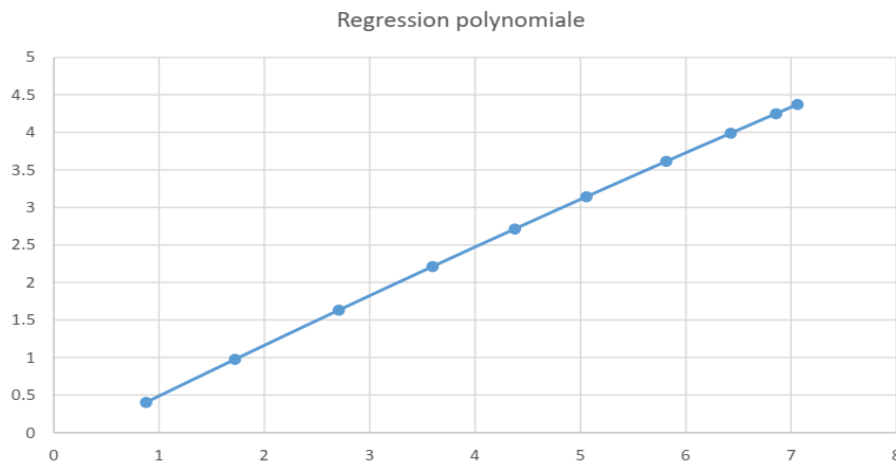


Fig. 21. Régression polynômiale de degré 2 : $y = 0,00068x^2 - 0,696x - 0,201$

Le tableau 19 présente la relation entre les déplacements latéraux obtenus à partir du modèle simplifié en brochettes et du calcul automatique pour le sol de classe C.

Tableau 19. Relation entre les déplacements latéraux obtenus à partir du modèle simplifié en brochettes et du calcul automatique pour le sol de classe C.

	<i>dmax</i>		$\hat{y} = 0,96\hat{x} - 0,232$	$\hat{y} = -0,003\hat{x}^2 - 1,003\hat{x} - 0,341$
	Modèle simplifié (<i>x</i>)	Calcul automatique (<i>y</i>)		
1.	1,478	1,1	1,187	1,134
2.	2,911	2,6	2,563	2,551
3.	4,599	4,2	4,184	4,206
4.	6,141	5,7	5,665	5,702
5.	7,510	7,0	6,979	7,018
6.	8,695	8,2	8,117	8,148
7.	10,022	9,4	9,391	9,404
8.	11,073	10,3	10,401	10,39
9.	11,794	11,00	11,093	11,064
10.	12,134	11,5	11,419	11,381

$R = 0,9998$

Les nuages des points issus du modèle simplifié en brochettes et du calcul automatique, la régression linéaire et la régression polynômiale sont représentés respectivement sur les figures 22, 23 et 24.

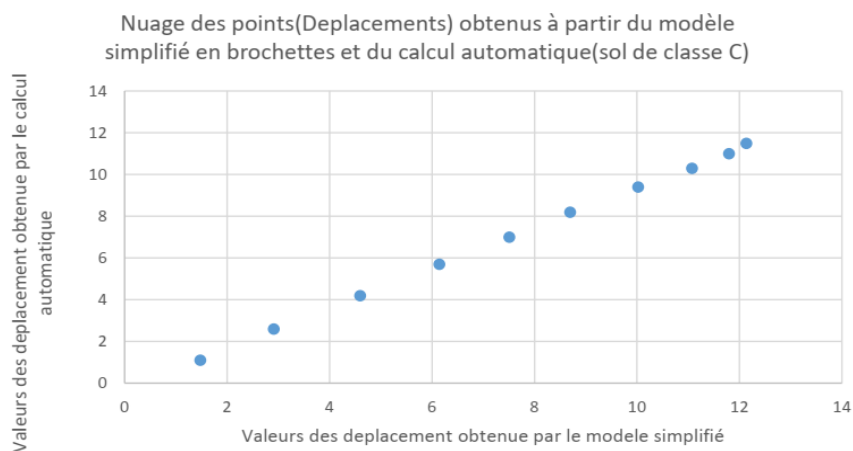


Fig. 22. Nuage des points issu du modèle simplifié en brochettes et du calcul automatique en utilisant la régression linéaire : $y=0,96x-0,232$, $R=0,9998$

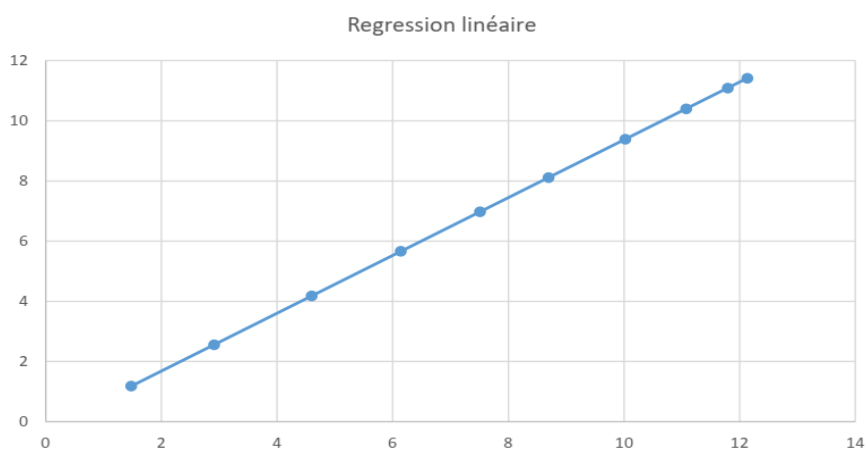


Fig. 23. Régression linéaire de degré 1 : $y=0,96x-0,232$, $R=0,9998$

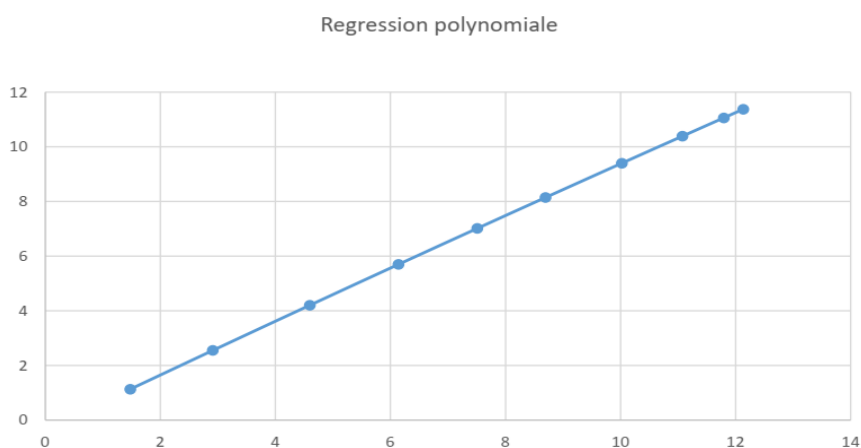


Fig. 24. Régression polynômiale de degré 2 $y=0,003x^2+1,003x-0,341$

4.4.6 DISCUSSION DES RESULTATS

4.4.6.1 RELATION ENTRE LES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX DES NIVEAUX DU BÂTIMENT SITUÉ SUR LES SOLS DE TYPE A ET C

4.4.6.1.1 MÉTHODE AUTOMATIQUE

➤ Régression linéaire

L'analyse de régression linéaire effectuée entre les déplacements latéraux de niveaux de la structure pour les deux types de sol (A et C), en se basant sur les résultats issus du calcul automatique montre une forte corrélation entre les deux séries, ce qui permet de prédire la réponse en sol C à partir de celle en sol A avec une bonne précision. Cela signifie que le sol de type C amplifie en moyenne 2,5 fois les déplacements par rapport au sol de type A. Cette corrélation peut être utilisée comme l'outil d'estimation dans la phase de prédimensionnement.

➤ Régression polynômiale (degré 2)

L'ajustement par un polynôme du second degré montre une légère courbure dans la réponse, surtout pour les valeurs élevées de déplacement. Ce modèle affine encore mieux la prédiction des déplacements en sol C à partir du sol de classe A, surtout pour les étages supérieurs.

4.4.6.1.2 MÉTHODE SIMPLIFIÉ EN BROCHETTE

➤ Régression linéaire

Les résultats de l'analyse statistique entre les déplacements latéraux obtenus par le calcul simplifié pour les sols de type A et ceux du sol de type C mettent une corrélation linéaire très forte avec un coefficient de corrélation $R = 0,998$, cela traduit une relation quasi-parfaite entre les deux séries des données. Ce qui implique que les déplacements latéraux étudiés pour un bâtiment implanté dans l'un des sols peuvent être estimés à partir de l'autre.

➤ Régression par un polynôme quadratique

Cet ajustement donne le résultat très proche de celui du modèle linéaire. Toute cette légère amélioration n'est pas significative, ce qui confirme la pertinence et la suffisance du modèle linéaire pour présenter cette relation. Sur le plan physique, cette forte similitude de comportement malgré la différence de type de sol indique que la réponse de la structure analysée est principalement gouvernée par ses caractéristiques propres (géométrie, masse, rigidité) plutôt que par les écarts géotechniques entre les deux types de sol considérés. Il faut donc un dimensionnement rigoureux tenant compte à la fois du type de sol et de la régularité structurelle pour une réponse sismique maîtrisée.

4.4.6.2 RELATION ENTRE LES EFFORTS TRANCHANTS DE NIVEAUX DU BÂTIMENT SITUÉ SUR LES SOLS DE TYPE A ET C

4.4.6.2.1 MÉTHODE AUTOMATIQUE

Relations statistiques

➤ Droite de régression

Le coefficient $R=0,999$ montre qu'il y a donc une corrélation linéaire quasi parfaite. Cela confirme que malgré la différence des amplitudes, la distribution des efforts tranchants suit une évolution similaire étage par étage.

➤ Fonction polynomiale

L'ajustement par une fonction polynomiale du second degré donne également des bons résultats, mais sans avantage significatif par rapport au modèle linéaire.

Techniquement les résultats montrent que les efforts tranchants obtenus pour le sol de type c sont systématiquement supérieurs à ceux du sol de type A pour tous les niveaux de l'ouvrage. Cette différence s'explique par les propriétés géotechniques plus défavorables du sol de classe C qui est caractérisé par une faible rigidité et une grande amplification des mouvements sismique, comparé au sol de classe A qui est plus rigide et mieux compacté

Les types de sol influence directement l'intensité des efforts sismiques et par conséquent les sollicitations internes.

4.4.6.2.2 MÉTHODE SIMPLIFIÉE EN BROCHETTES

Modèle de régression

➤ Droite de régression

Il y'a donc une corrélation linéaire très forte. Cela démontre une évolution quasi proportionnelle des efforts entre les deux types de sols, suggérant que le comportement dynamique global reste similaire, bien que les amplitudes diffèrentes.

➤ Fonction polynomiale de second degré

L'ajustement par un polynôme du second degré est aussi précis que ce précédent. La répartition des efforts tranchants par niveau met une progression régulière et que la modélisation linéaire est suffisante dans la majorité de cas.

Techniquement, les résultats montrent que les efforts tranchants obtenus pour le sol de type c sont systématiquement supérieurs à ceux du sol de type A pour tous les niveaux de l'ouvrage. Cette différence s'explique par les propriétés géotechniques plus défavorables du sol de classe C qui est caractérisé par une faible rigidité et une grande amplification des mouvements sismique, comparé au sol de classe A qui est plus rigide et mieux compacté.

Les types de sol influence directement l'intensité des efforts sismiques et par conséquent les sollicitations internes.

4.4.6.3 RELATION ENTRE LES EFFORTS TRANCHANTS OBTENUS A PARTIR DU MODÈLE SIMPLIFIÉ EN BROCHETTES ET DU CALCUL AUTOMATIQUE

4.4.6.3.1 SOL DE CLASSE A

- Corrélation très forte entre les deux méthodes

- Le coefficient de corrélation $R=0,9968$ indique une très forte liaison linéaire entre les valeurs des efforts tranchants issues de deux méthodes.
- Cela signifie que, bien que les valeurs ne soient pas identiques, l'évolution des efforts selon l'altitude suit le même comportement dans les deux approches.

- Écarts significatifs de valeurs absolues

Les valeurs obtenues par la méthode automatique sont nettement supérieures à celles de la méthode simplifiée à tous les niveaux. Cela s'explique par le fait que la méthode automatique intègre plus de paramètre dynamique tels que la masse modale, la forme propre ainsi que les amplifications dues aux vibrations.

- Impact sur le dimensionnement

- L'utilisation de la modélisation en brochettes pourrait sous-estimer les efforts pour le sol de type A, ce qui serait conservateur mais potentiellement insuffisant en cas de séisme fort.
- La méthode automatique est plus réaliste et permet un dimensionnement plus fiable des éléments résistants.

4.4.6.3.2 SOL DE CLASSE C

▪ Corrélation

Pour le sol de classe C, la corrélation est forte mais moindre pour le sol de classe A

- Corrélation légèrement inférieure à celle observée pour le sol de classe A
- Les deux méthodes suivent une même tendance globale mais avec des écarts plus variables selon les niveaux
- La méthode automatique donne les valeurs inférieures par rapport celles de la méthode simplifiée.

4.4.6.4 RELATION ENTRE LES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX OBTENUS A PARTIR DU MODÈLE SIMPLIFIÉ EN BROCHETTES ET DU CALCUL AUTOMATIQUE

4.4.6.4.1 SOL DE CLASSE A

- Concordance globale des résultats

Les déplacements obtenus par la modélisation en brochettes sont supérieurs à ceux obtenus par la méthode automatique mais les deux ajustements donnent presque les mêmes résultats. Le coefficient de corrélation $R = 0,9996 \cong 1$ indique une relation quasi parfaite entre les deux séries de résultats. Ceci atteste de la fiabilité de la méthode simplifiée dans le contexte du sol de type A.

- Modèles de régression

Les fonctions de régression (linéaire et quadratique) ajustées aux données présentent un très bon accord avec les valeurs observées.

Cela confirme que les déplacements suivent une tendance régulière et prévisible selon la hauteur du bâtiment, facilitant ainsi l'analyse simplifiée de structures. L'usage de la méthode simplifiée permet alors un gain de temps et une bonne précision, ce qui est avantageux en phase préliminaire de conception.

4.4.6.4.2 SOL DE CLASSE C

➤ Concordance globale des résultats

Les déplacements obtenus par les deux méthodes sont presque les mêmes avec un petit écart à l'avantage de la modélisation en brochette.

➤ Modèles de régression

Les deux fonctions de régression permettent un ajustement satisfaisant des déplacements obtenus, ce qui confirme une tendance régulière. Toutefois, dans ce contexte, la régression quadratique offre un meilleur ajustement.

➤ Implication pour la conception sismique

Sur un sol de type C, la méthode automatique est fortement recommandée pour garantir une précision suffisante, la méthode simplifiée peut être utilisée à des fins préliminaires, mais avec des marges des sécurités accrues surtout pour les structures de grandes hauteurs.

5 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

5.1 CONCLUSION

Le risque sismique augmente significativement avec la hauteur des structures, rendant indispensable une conception rigoureuse et un dimensionnement adéquat pour garantir leur stabilité face aux séismes. Dans cette étude, une analyse modale spectrale a été menée sur un bâtiment de dix niveaux, en considérant deux types de sols: un sol de classe A et un sol de classe C, correspondant respectivement aux conditions géotechniques des villes de Goma et de Bukavu.

Cette analyse a mis en évidence l'influence déterminante des caractéristiques du sol sur le comportement dynamique des structures. Des différences notables ont été observées en termes de périodes propres et d'efforts internes, soulignant l'importance de prendre en compte les conditions géotechniques locales dès la phase de conception.

Les effets sismiques calculés ont été superposés aux charges statiques (charges permanentes et d'exploitation) conformément aux combinaisons prévues par les normes en vigueur. Toutefois, le respect des règles de dimensionnement parasismique, bien qu'essentiel, ne suffit pas à lui seul à assurer la sécurité d'un ouvrage.

La performance sismique d'une structure dépend également de nombreux autres facteurs, tels qu'une conception architecturale réfléchie, la régularité de la structure en plan et en élévation, le choix judicieux des matériaux, ainsi que de la qualité de l'exécution sur le chantier. C'est pourquoi l'ingénieur doit adopter une approche intégrée, prenant en compte les exigences parasismiques dès les premières phases du projet et veillant à une mise en œuvre soignée et réaliste.

Une telle approche globale est indispensable pour garantir la sécurité des occupants, minimiser les pertes matérielles et assurer la résilience des infrastructures face aux aléas sismiques, en particulier dans des zones sismiques sensibles comme celles de Goma et Bukavu.

5.2 RECOMMANDATIONS

Au terme de ce travail, nous formulons les recommandations suivantes:

- Réaliser systématiquement des études géotechniques approfondies avant toute conception en zone sismique, afin de bien caractériser le sol et adapter le modèle de calcul en conséquence.
- Privilégier une régularité géométrique des structures, tant en plan qu'en élévation, pour réduire les effets de torsion et garantir une meilleure réponse sismique.
- Former et sensibiliser les ingénieurs, architectes et entrepreneurs aux exigences parasismiques, en mettant à jour régulièrement leurs connaissances selon les normes les plus récentes.
- Renforcer le contrôle qualité lors de la mise en œuvre sur chantier, car une bonne conception ne peut être efficace qu'avec une exécution soignée.
- Encourager l'élaboration et l'application de normes locales ou régionales adaptées aux zones sismiques du Kivu, fondées sur des données sismotectoniques actualisées et des études de vulnérabilité spécifiques au contexte local.

Ces recommandations visent à améliorer la résilience des structures, réduire les risques pour les populations, et contribuer à une meilleure planification urbaine dans les zones sismiques telles que Goma et Bukavu.

REFERENCES

- [1] Millard, A. (2004a). Structures sous séismes : Expérimentation en laboratoire. Hermes, Lavoisier. Paris, France.
- [2] CAPRA, A. & DAVIDOVICI, V. (1982). *Calcul dynamique des structures en zone sismique*. Eyrolles. Paris, France.
- [3] Plumier, A. (2014). Technique de l'ingénieur, séismes et bâtiment-analyse des constructions.
- [4] Eurocode 1. (2004b). Actions sur les structures.
- [5] Eurocode 8. (s. d.-a). Calcul des structures pour leur résistance aux séismes.
- [6] Eurocode 8. (1998). Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes- Partie 3.
- [7] Jacky, M. (2010). Le risque sismique – les séismes et leurs effets – construction parasismique. Grenoble –INP. France.
- [8] Jean Lemaître, Pierre-Alain Boucard, & François Hild. (2007). *Résistance mécanique des solides*. Dunod, Paris, France.
- [9] Zacek M. (1996). *Construire Parasismique, Edition Parenthèses*. 72, Cours Julien -13006, Marseille -France.
- [10] Michael, E. (2019). Earthquake Perils Lead, Swiss Re, Dégâts du séisme : Directs et indirects. Swiss Re.
- [11] Muvundja, F (avec Kabongo, S & Tshibangu, J.). (2017). Caractérisation géotechnique des sols volcaniques autour de Goma, RDC.
- [12] Nicolas, J. (2008). Maçonneries en zone sismique : Méthode et exemples de dimensionnement selon l'Eurocode 8 (CERIB). Paris, France.
- [13] Balendier, P. (2010). Introduction aux phénomènes d'origine sismique.
- [14] [https://www.bing.com/search?q=%E2%80%A2%09P.%20BALENDIER.%20\(2010\).%20Introduction%20aux%20ph%C3%A9nom%C3%A8nes%20d%E2%80%99origine%20sismique.&q=n&form=QBRE&sp=-1&lq=0&pq=wilfredo.%20\(s.%20d.-c\).%20guide%20de%20construction%20parasismique%20\(craterre\).&sc=0-67&sk=&cvid=4005C27465A14F2290550FC5FF9D68DA](https://www.bing.com/search?q=%E2%80%A2%09P.%20BALENDIER.%20(2010).%20Introduction%20aux%20ph%C3%A9nom%C3%A8nes%20d%E2%80%99origine%20sismique.&q=n&form=QBRE&sp=-1&lq=0&pq=wilfredo.%20(s.%20d.-c).%20guide%20de%20construction%20parasismique%20(craterre).&sc=0-67&sk=&cvid=4005C27465A14F2290550FC5FF9D68DA). Consulté en ligne 06 décembre 2025 à 11h27.
- [15] Victor, D., & Alain, C. (2015). *Pratique du calcul sismique-guide d'application de l'Eurocode 8* (Eyrolles). Paris, France.
- [16] Bouarirene Noureddine & Tellal Lamouri. (2019). *Étude dynamique comparative des bâtiments avec spectre de réponse réel et réglementaire*. Mémoire de Master en Génie Civil, Université Akli Mohand Oulhadje – Bouira, Algérie.
- [17] Jugurtha KARICHE. (2018). Rôle de transfert multiple de contraintes, déficit de sismicité et caractéristiques physiques des ruptures sismiques. Thèse de doctorat en Géophysiques. Université de Strasbourg. France. 244 p.
- [18] Kalondero Moise M. (2024). Etude comparative des comportements des structures en béton armé et celles métalliques lorsqu'elles sont soumises aux séismes. Mémoire de licence]. IBTP / Butembo. RD Congo.
- [19] Mavonga T, Zana. N, & Durrhein, RJ. (2010). Studies of cristal structure seismic precursors to volcanic eruptions and earthquake hazard in the eastean provinces of Democratic Republic of Congo. *Journal of African Earth Sciences*, 58, 623-633.

- [20] Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / Version 2003. Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique. Comitee de redaction.
- [21] Modificatifs et Compléments aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99). Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS) 2003. Groupe de Travail Spécialisé (GTS).
- [22] Moundom, A., Mapendo Kabyabu, F., Muhindo Kasay, T., Guetsa Kamanou, F., Ngapgue, F, and Tamo Tatietse, T., (2026). Contribution au calcul des structures des bâtiments de type R+9 sans éléments de contreventement dans les zones sismiques de Goma et de Bukavu en République Démocratique du Congo (RDC). International Journal of Innovation and Scientific Research, ISSN 2336-0046, Vol. 83 No. 2, pp. 165-211.
- [23] Règles BAEL 91 révisées 99, (Février 2000). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Paris, France. 221 p.