

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)

[Contribution to the structural design of 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 KABYABU Feja², MUHINDO KASAY Thierry³, GUETSA KAMANOU Flavien⁴, NGAPGUE François⁵, and TAMO TATIETSE Thomas⁶

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

²Etudiant en cycle de recherche de Master Complémentaire en Structures de Génie Civil, Institut National du Bâtiment et des Travaux Publics (INBTP) de Kinshasa, RD Congo

³Ingenieur en Bâtiment et Travaux Publics, Institut National du Bâtiment et des Travaux Publics (INBTP) de Kinshasa, RD Congo

⁴Docteur en Génie Civil et Chercheur au Laboratoire de Génie Civil et Mécanique, ENSPY, Université de Yaoundé 1, Cameroon

⁵Professeur Titulaire en Génie Civil, IUT-FV de Bandjoun, Université de Dschang, Cameroon

⁶Professeur 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 'Contribution to the Structural Design of Buildings type G+9 in the Seismic Zones of Goma and Bukavu', 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). 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, modeling.

RESUME: Ce 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 « Contribution au calcul des bâtiments type R+9 dans les zones sismiques de Goma et de Bukavu en République Démocratique du Congo », 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 Etats 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). 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 ferrailage 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.

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 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;
- 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 DÉFINITION DES CONCEPTS CLÉS RELATIFS À 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 (A. 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 profonds, 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

2.2.1 INFLUENCE DES MURS DE REMPLISSAGES DANS LES STRUCTURES EN PORTIQUES

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) (**Figure 1**). Il peut aussi arriver que la maçonnerie cisaille les poteaux (M. Zacek, 1996).

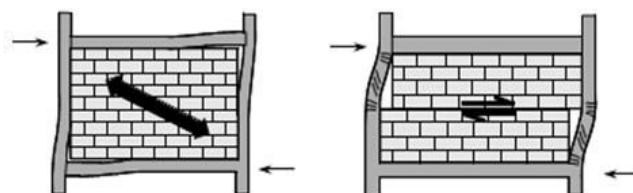


Fig. 1. Cisaillement des poteaux sous l'effet de la maçonnerie

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

2.2.2 LIQUÉFACTION DES SOLS

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 (P. BALENDIER, 2010).

Le rez-de-chaussée de cette structure (**Figure 2**) 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.



Fig. 2. Renversement de bâtiments suite à la liquéfaction du sol de fondation

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 (M. Zacek, 1996).

2.2.3 NIVEAUX " SOUPLES "

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 (**Figure 3**). 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 (A MILLARD.P., 2004).



Fig. 3. Effondrement sous l'effet d'un rez-de-chaussée " souple "

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.

2.2.4 EFFET POTEaux COURTS

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) (M. Zacek, 1996). (**Figure 4**).



Fig. 4. *Cisaillement des poteaux courts*

2.2.5 IRRÉGULARITÉ DES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ AVEC DES REMPLISSAGES EN MAÇONNERIE

Les bâtiments avec des irrégularités en plan et en élévation ne se comportent pas d'une façon sécuritaire sous l'action sismique, car ce type de bâtiments présente une irrégularité de résistance et de la rigidité.

La partie dans laquelle se situe le décrochement présente une zone de concentration des contraintes et des déformations c'est-à-dire une zone fortement sollicitée de la structure sous l'action sismique, en raison de la réduction brusque de la résistance et de la raideur de cette dernière, ce qui va engendrer la ruine des panneaux de maçonnerie au niveau du décrochement et par la suite l'apparition d'un étage transparent (souple), donnant naissance à une ruine par mécanisme d'étage (**Figure 5**).



Fig. 5. *Domages dus à la présence des décrochements*

2.2.6 INFLUENCE DU SÉISME SUR CERTAINS PARAMÈTRES CARACTÉRISTIQUES DU BÂTIMENT (MÉCANISME DE RUINE)

La secousse au sol provoqué par le séisme fait bouger la base du bâtiment, les fondations vers une direction mais le toit et le haut du bâtiment seraient au repos (**Figure 6**).

Cependant, comme les murs et les poteaux sont attachés, le toit est entraîné avec la base du bâtiment. Cette différence entre le haut et le bas du bâtiment exerce une contrainte extrême appelée inertie.

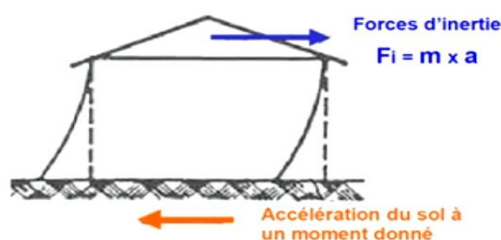


Fig. 6. Comportement d'un bâtiment sous l'effet de l'accélération au sol

Les forces d'inertie peuvent provoquer un cisaillement de la structure qui peut concentrer les contraintes sur les murs et les poteaux où les joints faibles de la structure entraînant une défaillance et un effondrement total.

PHÉNOMÈNE DE RÉSONANCE

Dans le cas le plus simple, le comportement d'un bâtiment sous sollicitation sismique est assimilable à celui d'un oscillateur harmonique, c'est une structure à un degré de liberté. Sa période c'est le temps que fait le bâtiment pour faire un aller-retour, on l'appelle aussi une période propre.

— **Période d'oscillation:** durée d'un cycle d'oscillation mesurée en secondes (inverse de la fréquence d'oscillation).

— **Période propre d'oscillation d'un bâtiment:** période selon laquelle le bâtiment oscille librement suite à un déplacement, c'est-à-dire, vis-à-vis du séisme, après l'arrêt des oscillations forcées (et jusqu'à l'amortissement complet du mouvement).

On démontre que:

- ⊕ La période propre d'oscillation dépend des masses mises en mouvement: elle croît avec les masses.
- ⊕ La période propre d'oscillation décroît avec la raideur des éléments porteurs. La raideur dépend de la nature des matériaux, de la forme des éléments et de la nature des liaisons entre les éléments.

— **La fréquence d'une grandeur périodique** est le nombre de fois qu'elle se reproduit identiquement à elle-même dans l'unité de temps; c'est l'inverse de la période. La fréquence propre est la fréquence de vibration naturelle d'une structure en l'absence de l'excitation extérieure (séisme)

Remarquons que le sol a aussi une fréquence spécifique

Si la fréquence du mouvement du sol correspond ou est proche à la fréquence naturelle d'un bâtiment, celui-ci subira les plus grandes oscillations possibles et subira une amplification de mouvement qui mèneront au plus grand dommage.

— **La résonance** est un phénomène selon lequel certains systèmes mécaniques sont sensibles à certaines fréquences. Un système résonant peut accumuler une énergie, si celle-ci est appliquée sous forme périodique, et proche d'une fréquence dite « fréquence de résonance » ou « fréquence propre » soumis à une telle excitation, le système va être le siège d'oscillations de plus en plus importantes, jusqu'à atteindre un régime d'équilibre qui dépend des éléments dissipatifs du système lui-même (bâtiment ou ponts).

2.2.7 FACTEURS INFLUENÇANT LA PÉRIODE NATURELLE D'UN BÂTIMENT

La période naturelle d'un bâtiment est influencée par deux facteurs principaux (Figure 7):

— **La masse du bâtiment** concentrée dans la dalle

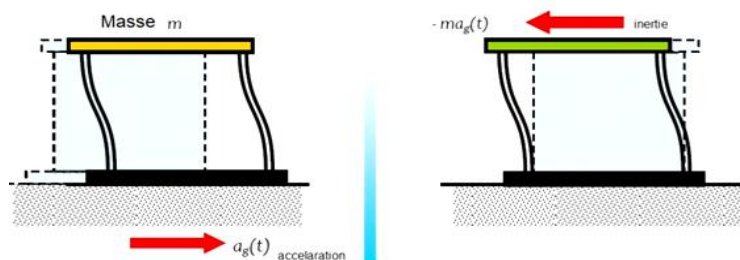


Fig. 7. Influence de la masse sur le déplacement

— **La raideur de la structure:** la raideur étant la caractéristique qui indique la résistance à la déformation élastique d'un corps (par exemple un ressort). Plus une pièce est raide, plus il faut lui appliquer un effort important pour obtenir une déflexion donnée. Son inverse est appelé souplesse ou flexibilité. Les paramètres qui interviennent sur la raideur de certains éléments de la structure d'un ouvrage (poteau, poutre, plancher,...) ou sur une structure complète (un bâtiment dans son ensemble constitué de plusieurs éléments associés) sont les suivants: la longueur, la nature des liaisons, le matériau, l'air et la forme des sections.

Parlant de la masse les expériences montrent que les bâtiments plus lourds ont des périodes plus longues.

Les bâtiments plus rigides ont une période naturelle plus courte, c'est-à-dire un bâtiment rigide rentrera en résonance lorsque la période d'oscillation du sol est courte. Tandis que le bâtiment plus ductile rentrera en résonance lorsque la période d'oscillation sismique est longue.

La période propre d'oscillation décroît avec la raideur des éléments porteurs. La raideur dépend de la longueur des éléments, de l'aire et de la forme de la section, du matériau utilisé et de nature des liaisons entre les éléments.

A mesure que la hauteur du bâtiment augmente, sa masse augmente mais sa rigidité globale diminue. Par conséquent, la période naturelle du bâtiment augmente avec l'augmentation de la hauteur. Un bâtiment de grande hauteur car ayant une période assez longue va rentrer en résonance quand les mouvements du sol sont lents. Et un bâtiment de petite hauteur car ayant une période assez courte va rentrer en résonance quand les mouvements du sol sont rapides.

2.2.8 INFLUENCE DE LA CONFIGURATION STRUCTURALE ET DE LA DUCTILITÉ DES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ SUR LEUR COMPORTEMENT SISMIQUE

2.2.8.1 INFLUENCE DE LA CONFIGURATION STRUCTURALE

2.2.8.1.1 LES STRUCTURES IRRÉGULIÈRES EN PLAN

La forme des structures est l'un des paramètres architecturaux les plus importants, car elle influence d'une manière très sensible la réponse globale de la structure aux actions sismiques. Pour un bon comportement vis-à-vis du séisme, les règlements parasismiques en vigueur préconisent de tendre vers des formes simples, compactes et régulières, tant en plan qu'en élévation. Mais, souvent pour des raisons architecturales ou esthétiques, certains édifices comportent un ou plusieurs décrochements en plan.

L'irrégularité en plan se traduit par une répartition irrégulière des masses, ou de la rigidité, provoquant une répartition irrégulière du chargement sismique horizontal qui peut engendrer de sérieuses concentrations de contraintes précisément au droit des changements structuraux où leur capacité à stocker et à dissiper de l'énergie se trouve très réduite. Plusieurs investigations ont identifié d'écarts significatifs entre les réponses sismiques des structures à profil régulier et celles des structures à profil irrégulier. La plupart de ces études ont mis en évidence une nette augmentation des déplacements relatifs inter-étages et des demandes de ductilité au niveau de la zone de discontinuité, ainsi qu'une forte contribution des modes supérieurs aux efforts de cisaillements. Les règlements parasismiques, tels que les règlements algériens et l'Eurocode 8, préconisent l'utilisation de l'analyse dynamique modale spectrale ou l'analyse dynamique temporelle comme méthodes de calcul de préférence pour évaluer la réponse sismique des structures irrégulières, tout en maintenant la méthode statique équivalente pour les structures de structures ayant des profils réguliers.

❖ Simplicité de la structure

Le comportement d'une structure simple est plus facile à comprendre et à calculer. La simplicité d'ensemble concourt à la simplicité des détails.

Le comportement sismique est notablement amélioré si une forme complexe est fragmentée en plusieurs formes plus compactes par l'introduction de joints parasismiques. La Figure 8 montre comment améliorer sensiblement le comportement sismique des formes complexes en les éclatant en formes plus simples. La séparation en formes compactes permet d'annuler toute excentricité entre les centres de cisaillement et les centres de masse, les sollicitations sismiques agissant alors au centre de masse de chaque fragment de bâtiment. Les joints parasismiques doivent être suffisamment larges pour que les blocs voisins n'entrent pas en collision au cours de leur mouvement.

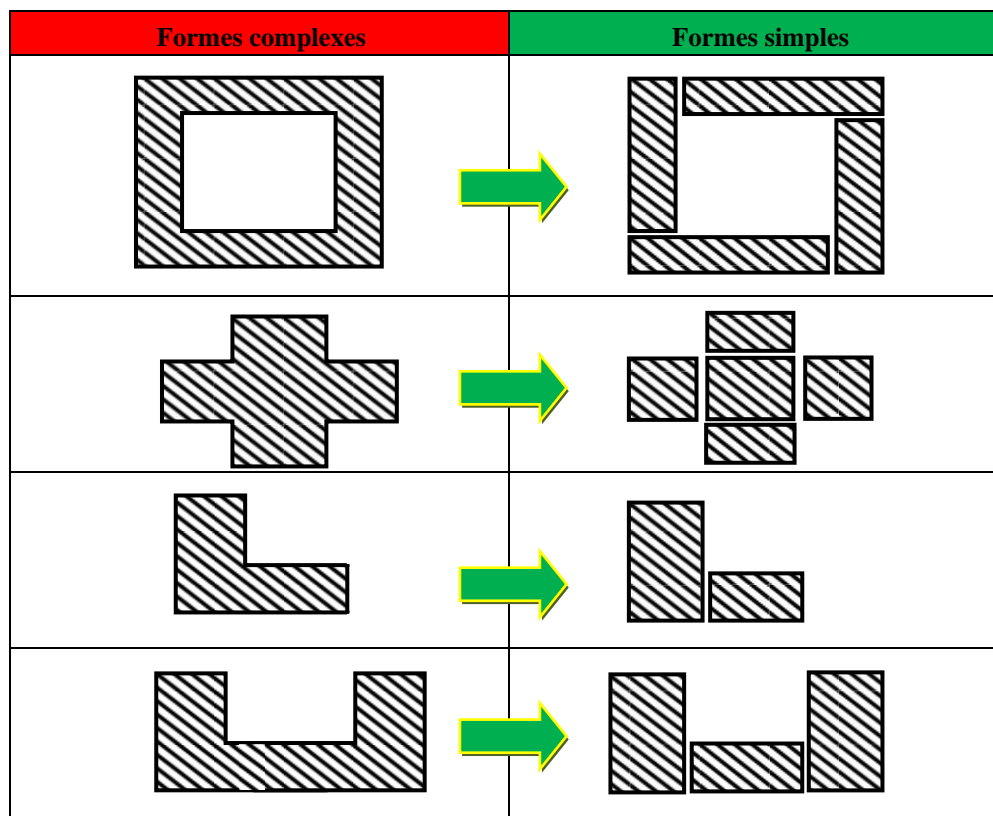


Fig. 8. Comportement sismique est amélioré si une forme complexe est fragmentée en formes plus compactes par l'introduction de joints parasismiques

❖ Continuité

Toute discontinuité dans le dessin d'une structure conduit à une concentration de contraintes et de déformations. Une structure discontinue est toujours mauvaise, car le mécanisme de ruine qu'elle fait intervenir est local. Or la dissipation d'énergie dans la structure devrait être maximale, ce qui est obtenu en faisant intervenir le maximum d'éléments, de manière à constituer un mécanisme de ruine global et non local.

2.2.8.1.2 L'IRRÉGULARITÉ DES STRUCTURES DANS LES RPA 99

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.

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 (Figure 9). La symétrie du plan selon deux axes tend à réduire notablement la torsion d'axe vertical des constructions. Notons qu'une conception judicieuse de

la structure peut quelquefois corriger les inconvénients d'une dissymétrie géométrique. La démarche consiste à faire coïncider le centre des masses avec le centre des rigidités en positionnant les éléments résistants rigides à des endroits adéquats.

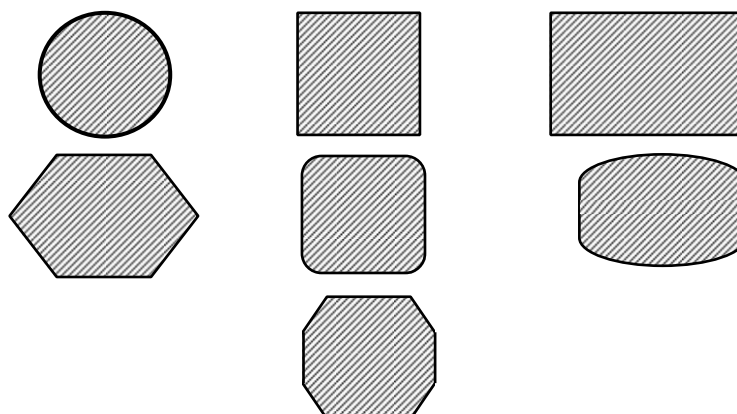


Fig. 9. Régularité en plan (formes favorables)

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (Figure 10).

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. (Figure 10)

Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

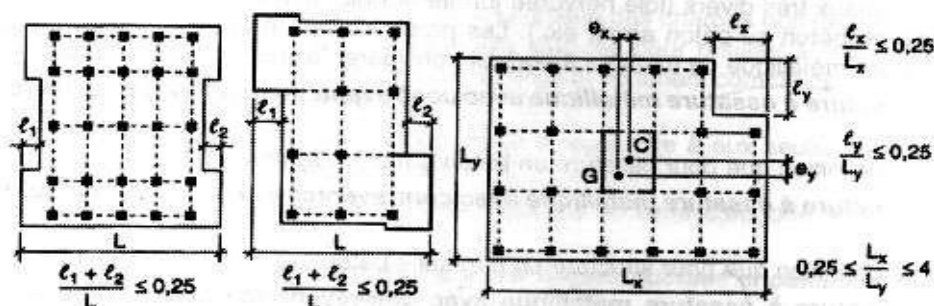


Fig. 10. Limites des décrochements en plan

Critère de régularité en élévation: En élévation, la régularité des formes, la répartition homogène des masses et des rigidités sont des critères importants qui conditionnent la stabilité et la résistance des structures sous séisme. Dans la vue en élévation, les principes de simplicité et de continuité se traduisent par un aspect régulier de la structure primaire, sans variation brutale de raideur (Figure 11). De telles variations entraînent des sollicitations locales élevées.

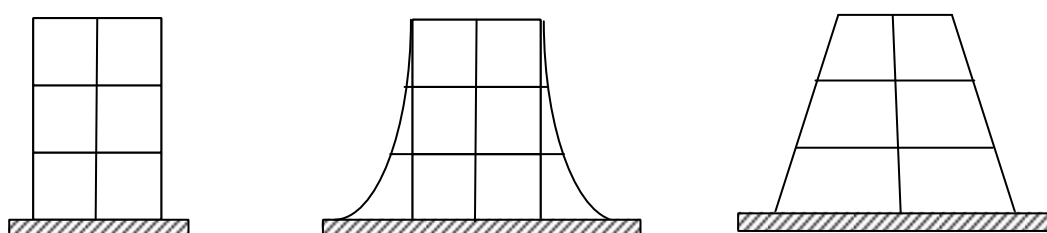


Fig. 11. Régularité en élévation (formes favorables)

Les formes irrégulières en élévation donnent lieu à des oscillations différentielles. Les parties de bâtiment de volume et/ou de hauteur distinctes vont osciller différemment et les éléments porteurs peuvent être soumis à des efforts de sens contraire, situation très défavorable pour la solidité de l'ouvrage.

Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension (Figure 12).

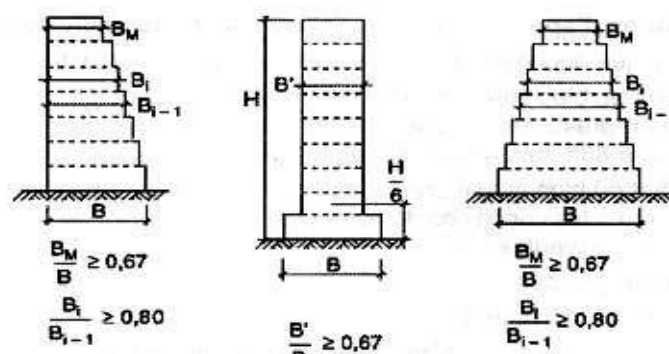


Fig. 12. Limites des décrochements en élévation

Comportement sismique des structures irrégulières

L'action sismique est une action accidentelle qui est définie dans les règles parasismiques Algériennes et l'EUROCODE 8.

Il faut noter ici, qu'en amont du dimensionnement proprement dit, une conception parasismique judicieuse assure un comportement sismique adéquat. Par exemple, il faut éviter les discontinuités de la rigidité et de la résistance qui devraient, idéalement, être réparties de manière homogène sur la hauteur de la structure.

Les structures en béton irrégulières en élévation, dont l'irrégularité est caractérisée par un décrochement en élévation, ne se comportent pas de façon sécuritaire sous l'action sismique, car ce type de structure présente une irrégularité de la résistance et de la rigidité suivant la hauteur de la structure. L'étage où se situe le décrochement en élévation de la structure constitue une zone de concentration des contraintes et des déformations, c'est-à-dire une zone fortement sollicitée de la structure sous l'action sismique, en raison de la réduction brusque de résistance et de raideur latérale de cette dernière.

Cette réduction brusque de la résistance et de la raideur latérale à cet étage va induire, sous l'action sismique, une concentration des efforts et des contraintes dans les poutres et poteaux de cet étage. Ces éléments atteignent leur résistance ultime puis leur ruine par excès de compression ou de cisaillement.

Un tel mécanisme de ruine n'est pas souhaitable, car il limite la capacité de déformation de la structure dans le domaine plastique, donc réduisant sa ductilité, et, par conséquent, limitant sa capacité de dissipation hystérétique de l'énergie induite par le séisme, c'est-à-dire réduisant sa résistance à l'action sismique (Sebastien GIEU, 2012).

Mécanisme de ruine des structures irrégulières en plan

Pour les structures, le mécanisme de ruine approprié est le mécanisme plastique global, ou les rotules plastiques se forment uniquement aux extrémités des poutres des différents niveaux de la structure et en pied des poteaux du rez-de-chaussée.

Mais, pour les structures irrégulières l'apparition des rotules plastiques est observée à l'endroit du décrochement vertical. Pour les structures irrégulières en plan la torsion engendre un déplacement supplémentaire au niveau des poteaux (surtout la rive flexible). En effet, dans les portiques réguliers, la ruine se produit par une combinaison simultanée des deux critères de ruine globale, qui sont: l'atteinte de la valeur limite du déplacement inter-étage, et la formation d'un mécanisme plastique dans les poteaux de l'RDC. La résistance ultime en compression des murs de maçonnerie est atteinte à tous les étages sauf au dernier. Par contre, la ruine du portique irrégulier, se produit par l'atteinte d'un seul critère de ruine, qui est l'instabilité structurale à cause de la formation d'un mécanisme plastique au niveau des zones critiques (rive flexible) (Figure 13).

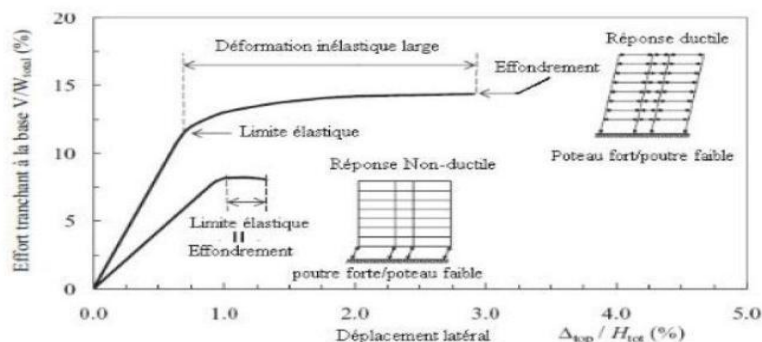


Fig. 13. Représentation de limite des décrochements en élévation (T.PAULAY and R.PARK, 1978)

2.2.8.2 INFLUENCE DE LA DUCTILITÉ

De façon générale, la ductilité est définie comme l'aptitude d'un matériau, d'un élément ou d'une structure toute entière à pouvoir se déformer de façon inélastique en conservant une raideur et une résistance qui n'altèrent pas la capacité portante. Dans le cas par exemple, d'une tour de grande hauteur en béton armé (Figure 14), la ductilité peut se traduire par la capacité d'un tel ouvrage à fléchir sous sollicitations sismiques sans que la fissuration en partie tendue et/ou l'écrasement en partie comprimée du béton en pied ne conduisent à une perte de résistance et /ou de l'équilibre statique.

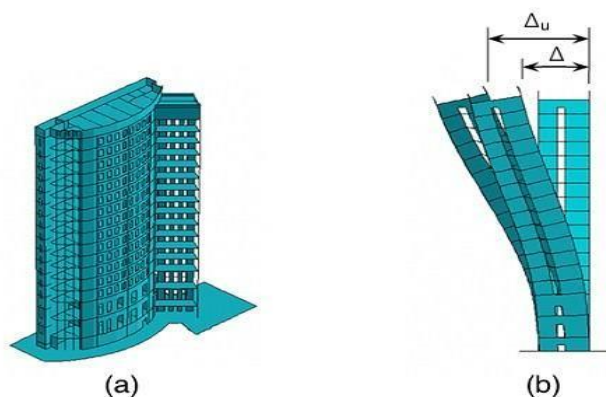


Fig. 14. Déformation d'une tour de grande hauteur. (a) Vue en perspective. (b) Vue en coupe au droit du voile central

Le diagramme force-déplacement idéalisé (Figure 15) et associé au comportement du bâtiment tour évoqué ci-avant montre que tant que le déplacement Δ_y n'est pas atteint, les armatures longitudinales en partie inférieure des abouts de voiles ne plastifient pas. Lorsque le déplacement Δ varie entre Δ_y et Δ_u , le bâtiment tour continue de fléchir sur toute la hauteur sous effort tranchant constant ou quasi-constant en plastifiant les armatures longitudinales. (IAEE, 2023)

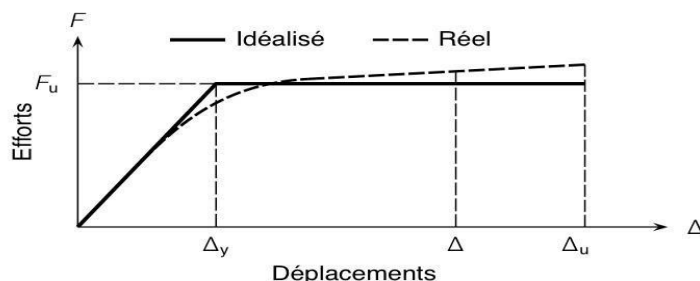


Fig. 15. Notion de ductilité. Idéalisation de la courbe force-déplacement. (IAEE, 2023)

La ductilité du bâtiment tour traduit donc son aptitude à pouvoir se déformer dans l'état fissuré, la limite élastique des armatures tendues étant atteinte. De manière générale, la grandeur adoptée pour quantifier la ductilité est le coefficient de ductilité et a pour expression:

$$\mu = \frac{\Delta y}{\Delta u}$$

Où Δu (respectivement Δy) est le déplacement correspondant à la déformation ultime (respectivement élastique) de l'un des matériaux.

En béton armé, la déformation ultime est atteinte soit par épuisement de la déformation relative du béton (3,5‰ pour le BAEL et l'EC2), correspondant à un début d'éclatement du béton dans la fibre la plus comprimée; soit par épuisement de la déformation relative de l'acier (-10‰ pour le BAEL et de -22,5‰ à -67,5‰ selon les classes d'acier pour l'EC2), laquelle peut correspondre à la rupture de l'acier.

L'aptitude d'une structure à préserver sa capacité de résistance au-delà de sa limite élastique est très importante en calcul sismique. Cette aptitude est mesurée par la ductilité, qui peut être celle du matériau, d'un élément de la structure ou de la structure même.

Nous rappelons les définitions des différents facteurs de ductilité.

2.2.8.3 FACTEURS DE DUCTILITÉ

La ductilité de la structure permet d'apprécier le niveau de la résistance de la construction en phase élastique et les dégradations dues aux déformations dans le domaine élasto-plastique qu'elle peut subir sous l'effet des charges sismiques ou accidentelles qui entraînent le plus souvent des rotules plastiques dans certains points de la structure. Un grand nombre de recherches expérimentales et analytiques, a été conduit pour l'amélioration de la capacité des rotules plastiques, de l'absorption et la dissipation de l'énergie sismique.

Cette amélioration dépend de plusieurs facteurs intrinsèques qui influent sur la ductilité et la portance des rotules plastiques. Parmi ces facteurs, on cite: La résistance à la compression du béton; Le confinement transversal des éléments; Les pourcentages des armatures tendues et comprimées; La limite élastique des armatures; L'effort normal dans les poteaux; La résistance élevée des armatures tendues.

Certains facteurs ont un effet défavorable sur la ductilité comme la résistance élevée des armatures tendues et l'effort normal dans les éléments. Par ailleurs, les autres facteurs ont un effet favorable sur la ductilité à savoir la résistance élevée de la compression du béton et le pourcentage élevé des armatures comprimées. Ainsi, particulièrement le confinement transversal des éléments en béton armé par des cadres ou par des spirales.

Pour résister à un séisme de grande amplitude, une structure doit avoir un comportement ductile. Pour l'analyse sismique, la valeur de cette ductilité doit être connue. Dans ce but, il faut différencier au moins trois types de ductilité à savoir:

Le premier de ces trois types est la ductilité du matériau lui-même. Cette ductilité peut être définie comme le rapport de la déformation maximale ε_m , correspondant à la contrainte maximale, sur la déformation ε_y , correspondant à la limite élastique.

Le deuxième pour évaluer le comportement individuel des éléments structuraux, on définit le facteur de ductilité en rotation μ_θ , défini de la même façon que le μ_ε , c'est-à-dire comme le rapport de la rotation maximale θ_m d'un élément sur la rotation θ_y correspondant à la limite élastique des matériaux le composant θ_y .

Le troisième type, finalement, la ductilité en déplacement, définie par le facteur de ductilité en déplacement μ_δ souvent employé en calcul sismique, est reliée au déplacement μ_δ d'un point de la structure. μ_δ est également défini comme le rapport du déplacement horizontal maximal δ_m d'un niveau défini de la structure, sur le déplacement δ_y correspondant à la limite élastique.

Comme pour ε_m et θ , δ_m est défini par le déplacement maximal atteint pendant un demi-cycle de charge.

On peut définir δ_y comme le déplacement correspondant au moment où la limite élastique est atteinte pour la première fois dans une section quelconque de la structure. Une autre définition de δ_y consiste en l'examen de la relation charge-déplacement de toute la structure et à noter le commencement de la déviation de comportement par rapport à la partie élastique linéaire.

Il reste des différences considérables entre les trois facteurs de ductilité précédemment définis, et on ne doit pas les confondre. Chacun d'eux a son importance et sa signification. Le facteur de ductilité de matériau μ_ε caractérise les propriétés mécaniques des matériaux. Un μ_ε élevé indique un matériau ductile, un μ_ε faible indique un matériau fragile.

Le facteur de ductilité de rotation μ_θ , représente la performance d'un élément ou d'un joint de la structure. Une structure ne peut pas avoir un comportement ductile si les valeurs de μ_θ pour ses éléments et ses joints sont insuffisants pour redistribuer les moments internes. Finalement, le facteur de ductilité en déplacement μ_δ fournit un indice pour le comportement global de la structure, c'est-à-dire l'aptitude de la structure à se déformer avec la sécurité au-delà de la limite élastique. La relation entre ces trois facteurs peut être représentée sous la forme: $\mu_\varepsilon > \mu_\theta > \mu_\delta$.

2.2.8.4 COEFFICIENT DE COMPORTEMENT

Dans les règles EC8, la valeur du coefficient de comportement est basée sur la relation: $q = k_w q_0 \geq 1,5$

Avec q_0 correspondant à la valeur de base du coefficient de comportement. Celle-ci dépend du système de contreventement, des conditions de régularité (en plan et en élévation) et du degré d'hyperstaticité (A. PLUMIER, 1998).

Les valeurs de base du coefficient de comportement (cf. **tableau 1**) montrent bien que plus le système s'apparente à des structures rigides, plus les valeurs sont basses. En particulier, pour les structures régulières « à murs porteurs » habituelles en construit en République Démocratique du Congo, le coefficient de comportement est limité à 3,0 en classe DCM, ce qui correspond au cas des murs faiblement armés de grandes dimensions.

Tableau 1. Valeurs de base du coefficient de comportement q_0 pour les structures en béton armé (cf. EC8 — § 5.2.2.2 (2))

Type structural	Conception DCM	Conception DCH
Système à ossature, système à contreventement mixte, système mur de couplés	$3,0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$4,5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Système de murs non couplés	3,0	$4,0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Système à noyau	2,0	3,0
Système en pendule inversé	1,5	2,0

Ces valeurs de base sont pondérées par le terme k_w qui est fonction du mode de rupture prédominant du système (flexion ou effort tranchant).

Si le rapport (h_{wi} / l_{wi}) ne varie pas trop entre les murs, le rapport de forme prédominant α_0 peut être évalué à partir de l'expression:

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}}$$

Où h_{wi} (Resp. l_{wi}) est la longueur du mur i (Resp. la longueur de la section transversale du mur i). D'où :

$$0.5 \leq k_w = \frac{1 + \alpha_0}{3} \leq 1$$

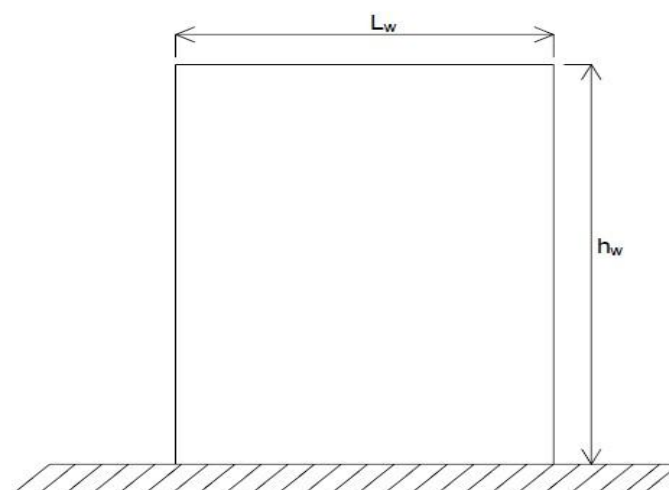


Fig. 16. Voile faible armé de grande dimension

Pour un système de murs non couplés tel que $\sum l_{wi} > \sum h_{wi}$, la valeur du coefficient de comportement peut chuter jusqu'à 1,5 (avec $k_w = 0,5$). En particulier, avec $\alpha_0 = 1$, le coefficient de comportement q vaut 2. (IAEE, 2023).

Par ailleurs, il est possible d'envisager un niveau de ductilité plus important pour ce type de structure (voiles ductiles) en liant les voiles par des poutres de couplage. En effet, une partie de l'énergie peut être dissipée dans les rotules plastiques situées aux extrémités de ces poutres. En fait, le rapport peut être directement corrélé au degré d'hyperstaticité, et donc aux nombres de rotules plastiques

pouvant potentiellement apparaître dans la structure. D'après l'EC8, les valeurs du rapport pour les structures régulières varient de 1,0 à 1,2 selon les systèmes de contreventement et sont plafonnées à 1,5.

2.2.8.5 DIMENSIONNEMENT EN CAPACITÉ

Traditionnellement, le dimensionnement des structures sous séisme s'effectue de manière conventionnelle. Autrement dit, les structures sont conçues pour résister à une fraction de leur poids propre. Les efforts sont distribués de façon à obtenir les effets les plus défavorables. Avec l'approche du dimensionnement en capacité (cf. EC8 — § 5.2.3.3), le dimensionnement des structures sous séisme est conduit en « prévoyant à l'avance » les modes de déformations pouvant conduire à des ruptures ductiles et favorables à un comportement sismique adapté.

Les zones dans lesquelles peuvent se produire ces ruptures constituent les « zones critiques » des éléments de structures en béton armé et sont dimensionnées localement en tenant compte des règles de calcul classiques du béton armé (EC2) et des dispositions constructives associées (EC8). De cette manière, il est possible de hiérarchiser les modes d'apparition des ruptures et de vérifier le comportement global de la structure.

Structures poteaux-poutres

Dans les structures formées de poteaux et de poutres, les zones critiques sont situées à proximité des nœuds (Figure 17). C'est dans ces zones que se produisent les déformations sous efforts alternés et donc les rotules plastiques.

De plus, pour éviter tout effondrement, il est préférable de privilégier la formation des rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux (à l'exception des pieds de poteaux) de façon à conserver une conception poteau fort-poutre faible.

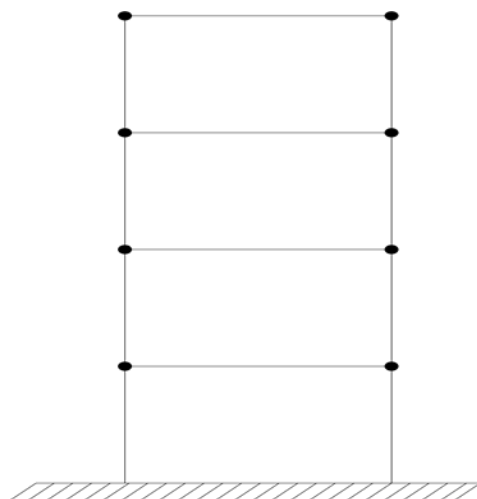


Fig. 17. Structure poteau poutre

Le dimensionnement en capacité conduit donc à calculer les rotules plastiques des poteaux avec un coefficient de sur-résistance. Dans ce sens, les règles EC8 proposent de vérifier aux nœuds et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que :

$$\sum M_{Rd} \geq 1,3 \sum M_{sd}$$

Avec :

M_{Rd} : Valeur de calcul du moment résistant ;

M_{sd} : Valeur de calcul du moment sollicitant.

Ces règles EC8 imposent que soit satisfaite, dans les deux directions orthogonales et pour chacune des orientations (positive et négative) de l'action sismique.

Analyse: Rotations plastiques

La formation des rotules plastiques dans les zones critiques est conditionnée d'une part, par un ferrailage adapté, pour permettre la rotation plastique des sections, et d'autre part, pour palier à toute éventualité de rupture fragile. D'un point de vue mécanique, la rotation plastique des sections de béton armé est provoquée par le seul mécanisme local ductile en béton armé: la flexion plastique.

Autrement dit, par raccourcissement des fibres de béton comprimées et allongements des armatures longitudinales tendues, lesquelles doivent plastifier.

❖ Dispositions réglementaires pour les armatures (règles françaises et EC8)

À la différence des règles BAEL, il est spécifié dans les règles françaises une valeur garantie de l'allongement sous charge maximale de 5 % pour les barres HA et de 2 % pour les treillis soudés. Il est donc réglementaire d'atteindre, avec des aciers conformes aux spécifications du règles françaises, par exemple une courbure de 415 Rad/m, laquelle correspond, pour l'étude qui est un cas de référence, à une déformation relative de l'acier de -15,59‰. En outre, les barres et fils tréfilés ou laminés doivent être à haute adhérence avec une limite d'élasticité spécifiée inférieure ou égale à 500MPa.

Par exemple, pour les poteaux, les règles françaises indiquent des espacements maximums à satisfaire pour garantir le non-flambement des armatures longitudinales dans les zones critiques. Soit: (IAEE, 2023).

$$S_t = \min(8 \phi_L, 0,25 a; 15 \text{ cm})$$

De la même façon que pour les règles PS92, l'EC8 imposent des allongements garantis en fonction de la classe de ductilité de l'acier (A, B ou C). Nous pouvons remarquer (cf. Tableau 2) que l'allongement minimal garanti peut aller jusqu'à 75 %. L'EC8 permet donc, en théorie, une plus grande rotation plastique et une plus grande ductilité. De plus, l'EC8 impose que « le rapport k entre la résistance à la traction et la limite d'élasticité de l'acier utilisé dans les zones critiques soit sensiblement supérieur à l'unité ». Ceci implique que seul le diagramme à branche supérieure inclinée avec une déformation de l'acier limitée à $\varepsilon_{ud} = 0,9 \varepsilon_{uk}$ n'est possible, et que l'effet de l'écroutissage doit être pris en compte.

Tableau 2. Exigences relatives aux aciers d'armatures de béton armé (IAEE, 2023)

Classe	f_{yk} (MPa)	$k = (f_t/f_y)_k$	ε_{uk} (%)
A	400–600	$\geq 1,05$	$\geq 2,05$
B	400–600	$\geq 1,08$	$\geq 5,0$
C	400–600	$\geq 1,15$	≥ 6

Pour pouvoir atteindre une ductilité moyenne des structures en béton armé, l'acier d'armature dans les zones plastiques doit répondre au minimum aux exigences suivantes:

- Rapport de la résistance à la traction $R_m = f_t$ à la limite d'écoulement $R_e = f_y$ et $R_m/R_e \geq 1.15$.
- Allongement total à la force de traction maximale: $\varepsilon_{uk} \geq 6 \%$.

Dans les zones plastiques des refends et des colonnes en béton armé (longueur plastique L_p), il faut stabiliser les barres d'armature verticales pour éviter qu'elles ne flambent sous les charges de compression. Parfois, le béton doit également être confiné afin de permettre des déformations de compression plus élevées. L'armature transversale nécessaire armature de stabilisation et de confinement avec des étriers et des barres de liaison doit être ancrée avec des crochets à 135°; des crochets à 90° ne suffisent pas, et les dommages observés lors de chaque nouveau séisme le rappellent invariablement. La distance verticale nécessaire relativement faible entre les étriers et les barres de stabilisation $s \leq 5 d$ (d = diamètre des barres stabilisées) est due à la ductilité souvent mauvaise (faible rapport d'écroutissage R_m/R_e) des aciers d'armature européens qui conduisent à un effet de flambement défavorable.

2.2.8.5.1 CRITÈRE DE DUCTILITÉ LOCALE

Nous rappelons que lorsque qu'une structure est sollicitée par des efforts de séisme, il y a appel à ductilité. Et de toute évidence, la ductilité en courbure appelée doit être inférieure à la ductilité en courbure disponible (IAEE, 2023). Ce qui s'écrit: $\mu_\phi' \leq \mu_\phi$.

La vérification d'un tel critère n'est pas facilement praticable de manière rigoureuse. Il faudrait dans un premier temps calculer les courbures élastiques et ultimes pour une étendue d'effort normal fixé, un ferrailage longitudinal et transversal donné et vérifier que les déplacements et la dissipation d'énergie résultants sont compatibles avec le coefficient de comportement fixé en amont.

Les règles EC8 permettent de nous affranchir d'une telle lourdeur de calcul en proposant de lier le coefficient de comportement à des pourcentages géométriques ou mécaniques d'armatures (longitudinales ou transversales) via le coefficient de ductilité en courbure minimal requis. Ce point constitue une «avancée fondamentale» dans la réglementation parasismique puisqu'il est totalement absent dans les règles telles que les règles françaises PS92, ou encore des règles américaines ACI 318.

En l'occurrence, la relation proposée par l'EC8 liant le coefficient de comportement au coefficient de ductilité en courbure a pour forme

$$\mu_{\phi} = \begin{cases} k(2q_0 - 1) & \text{si } T_1 \geq T_c \\ k \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{si } T_1 < T_c \end{cases}$$

T_1 : Période fondamentale du bâtiment, en secondes;

T_c : Période correspondante au palier d'accélération spectrale constante

Cette relation notifie que le coefficient conventionnel de ductilité en courbure (CCDC) est plus exigeant pour les structures raides que pour les structures souples.

Et d'une manière générale, puisque ductilité et dissipation d'énergie sont synonymes, la modulation du CCDF en fonction de la période de la structure tend à étayer que la règle d'équivalence énergétique est prépondérante sur la règle d'iso – déplacement pour les structures raides.

Par ailleurs, l'EC8 fait apparaître la notion de classe de ductilité; on distingue pour les structures en béton trois classes de ductilité, à savoir: DC «L» (ductilité limitée), DC «M» (ductilité moyenne) et DC «H» (haute ductilité). Pour ce qui concerne le dimensionnement des structures dissipatives, et donc ductiles, seules les classes DCM et DCH sont à considérer. Les structures dimensionnées en classe DCL ne peuvent pas être considérées comme dissipatives.

Le choix d'une classe dépend principalement du zonage sismique et du niveau de ductilité souhaité au moment de la conception, mais aussi du budget alloué pour la conception et la réalisation de l'ouvrage. Nous devrions ajouter également un paramètre lié aux réparations dues aux dommages après séisme et les conséquences environnementales de tels dommages. Par exemple, il n'est pas envisageable d'accepter une fissuration du béton, et donc une plastification des armatures tendues sur des ouvrages à risque élevé comme des complexes nucléarisés. La classe de ductilité appropriée dans ce cas de figure est DCL avec un coefficient de comportement $q = 1$.

Une conception en classe DCH implique nécessairement la justification d'un CCDC plus exigeant compte tenu d'une plus grande réduction des efforts via des coefficients de comportement plus élevés. Il en résulte une plus grande déformabilité et donc une conception détaillée plus exigeante vis-à-vis des conditions de ferrailage.

2.2.8.5.2 CONDITION DE DUCTILITÉ DES PRINCIPAUX ÉLÉMENTS EN BA

Dispositions constructives

Pour être complet, les règles EC8 relient le coefficient de ductilité en courbure aux conditions de ferrailage des éléments en béton armé dans les zones où se forment les rotules plastiques.

Poutres

Dans le cas des poutres, l'effort normal est en général peu influent sur la ductilité en courbure.

Selon la terminologie de l'EC8, une poutre est un élément de béton armé horizontal dont l'effort normal réduit est inférieur à 0,1. Pour ce type d'élément, la plastification des armatures se produit avant que la déformation relative du béton n'atteigne la déformation ultime.

L'excentricité entre une poutre sismique primaire et le poteau doit être inférieure à $b_c/4$ selon les règles de l'EC8. De plus, la largeur des poutres doit être telle que:

$$b_w = \min \{b_c + h_w; 2b_c\}$$

Où $b_w \geq 200$ mm pour la classe DCH, b_c désigne la plus grande dimension de la section transversale du poteau perpendiculaire à l'axe longitudinal de la poutre et h_w désigne la hauteur de la poutre.

- **Zones critiques:** Les zones critiques selon les règles de l'EC8 s'étendent sur une distance l_{cr} ($l_{cr} = h_w$ pour la classe DCM et $l_{cr} = 1,5 h_w$ pour la classe DCH) à partir d'une section d'extrémité où la poutre est connectée à un nœud poteau-poutre, ou sur une distance $l_{cr} = 2 h_w$ de part et d'autre de toute autre section susceptible de se plastifier dans la situation sismique de calcul, doivent être considérées comme zones critiques (Figure 18).

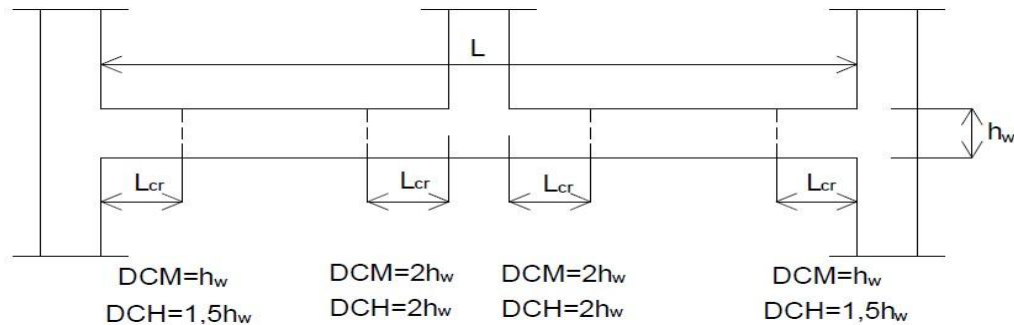


Fig. 18. Étendues des zones critiques dans les poutres selon EC8

- **Armatures longitudinales:** Le pourcentage d'armatures dans la zone tendue doit vérifier

$$\rho_{min} \leq \rho' + \frac{0.0018 f_{cd}}{\mu_{\phi} \epsilon_{sy,d} f_{yd}} \leq \rho_{max}:$$

- ✓ ρ' le pourcentage d'armatures dans la zone comprimée;
- ✓ f_{cd} la résistance de calcul en compression du béton;
- ✓ f_{yd} la résistance de calcul en traction de l'acier;
- ✓ μ_{ϕ} le coefficient de ductilité en courbure;
- ✓ ϵ_{sy} , la valeur de calcul de la déformation de l'acier à la limite d'élasticité. En particulier, pour un acier S500, $\epsilon_{sy} = 2,5\%$.

Cette relation indique que le coefficient de ductilité en courbure est principalement influencé par les caractéristiques du béton et de l'acier, et que les pourcentages géométriques des armatures tendues et comprimées y prennent une part non négligeable.

Par ailleurs, le pourcentage géométrique d'armatures longitudinales doit vérifier dans les zones tendues tout le long de la poutre:

$$\rho_{min} \geq \frac{0.5 f_{ctm}}{f_{yk}}$$

Pour un béton courant C30/37 et un acier de classe B, ρ_{min} est au voisin de 0,00289

$$f_{ctm} = 2.9 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Soit $\rho_{min} = 0,0028$ pour $f_e = 500 \text{ MPa}$. Ce pourcentage pouvait même être réduit de moitié sous réserve que le dimensionnement est vérifié sous la combinaison sismique $0.5G + Q$.

De plus, dans les zones critiques, le pourcentage d'armatures comprimées doit vérifier

$$\rho' \geq 0,5 \rho$$

Enfin, les règles EC8 indiquent qu'en classe DCH:

- Au moins deux barres HA de diamètre 14 mm doivent être placées sur les faces supérieures et inférieures de la poutre;
- Un quart de la section maximale des armatures supérieures sur appui doit être prolongée sur toute la longueur de la poutre.

- **Armatures transversales de confinement**

Le diamètre minimal des armatures transversales doit être de 6 mm en DCM. En DCM, l'espacement des armatures transversales dans les zones critiques doit vérifier

$$S_t \leq \min \left(\frac{h_w}{4}; 24 d_{bw}; 8 d_{bl} \right)$$

En DCH, l'inégalité devient

$$S_t \leq \min \left(\frac{h_w}{4}; 24 d_{bw}; 6d_{bl} \right)$$

Avec:

d_{bw} le diamètre des armatures transversales;

d_{bl} le diamètre minimal des armatures longitudinales.

Poteaux

Contrairement aux poutres, les poteaux sont des éléments verticaux fortement comprimés pour lesquels, la plastification des armatures ne peut généralement intervenir avant que la déformation ultime du béton ne soit atteinte (soit $\epsilon_{cu} = 3,5\%$). Dans ce cas, la ductilité ne peut être obtenue que par confinement du béton.

• Zones critiques:

Les zones critiques d'un poteau s'étendent sur une distance au moins égale à:

$l_{cr} = \max (h_c; l_{cr}/6; 0, 45)$ à partir d'une section d'extrémité où le poteau est connecté à un nœud poteau-poutre. Lorsque $h_c/l_{cr} < 3$, le poteau doit être considéré comme zone critique sur toute sa longueur.

En classe DCH, la longueur l_{cr} doit satisfaire:

$$l_{cr} \geq \max \left(h_c; \frac{l_{cr}}{6}; 0,60 \right)$$

Avec:

h_c la hauteur libre du poteau;

l_{cr} est la distance critique

- Armatures longitudinales:** Les armatures longitudinales doivent être réparties uniformément sur le pourtour du poteau avec, au minimum, une armature intermédiaire le long de chaque face. Le pourcentage géométrique doit vérifier:

$$0,001 \leq \rho_l \leq 0,04$$

- Armatures transversales de confinement:** Du fait que la ductilité est principalement obtenue par confinement du noyau béton, le pourcentage d'armatures transversales doit satisfaire:

$$\alpha_{\omega_{wd}} \geq 30 \mu_{\phi} \epsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

Où ω_{wd} est le pourcentage mécanique en volume des armatures de confinement tel que:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau du béton}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Avec

α : le coefficient d'efficacité du confinement

ν_d : l'effort normal réduit;

b_c (resp. b_0): La plus petite dimension transversale du poteau (resp. la plus petite dimension transversale du noyau de béton)

f_{cd} : la résistance de calcul en compression du béton

f_{yd} : la résistance de calcul en traction de l'acier

μ_{ϕ} : le coefficient de ductilité en courbure

$\epsilon_{sy,d}$: la valeur de calcul de la déformation de l'acier à la limite d'élasticité. En particulier, pour un acier S500, $\epsilon_{sy} = 2, 5\%$.

Contrairement aux poutres, la quantité d'armatures longitudinales n'influe pas ou peu sur le coefficient de ductilité en courbure. À l'exception des caractéristiques géométriques et des dimensions transversales de la section, la relation ci-haut montre bien, au travers des facteurs α et ω_{wd} , que les dispositions de ferrailage des armatures de confinement jouent un rôle essentiel vis-à-vis de la ductilité en courbure.

Par ailleurs, le pourcentage mécanique des armatures transversales (diamètre minimal 6 mm) ne peut être inférieur à 8 % dans la zone critique à la base des poteaux pour une conception en classe DCM. En classe DCH, ce pourcentage est étendu à 12 % et il doit être pourvu un pourcentage mécanique minimal de 8 % dans les autres zones critiques.

De plus, l'espacement s_t des armatures transversales, exprimé en millimètre, dans les zones critiques doit vérifier:

$$s_t \leq \min\left(\frac{b_o}{2}; 125mm; 8d_{bl}\right)$$

En classe DCH, l'inégalité précédente devient:

$$s_t \leq \min\left(\frac{b_o}{3}; 125mm; 6d_{bl}\right)$$

Avec:

d_{bl} : le diamètre minimal des armatures longitudinales

b_o : la plus petite dimension transversale du noyau de béton, prise par rapport à l'axe des armatures transversales.

Enfin, les règles EC8 précisent que le diamètre minimal des armatures de confinement doit être supérieur à 6 mm pour une conception en classe DCM. En classe DCH, le diamètre minimal des armatures transversales doit satisfaire:

$$d_{bw} \leq 0.4 d_{bl,max} \sqrt{\frac{f_{ydl}}{f_{ydw}}}$$

d_{bl} : le diamètre maximal des armatures longitudinales

f_{ydl} : la valeur de la limite d'élasticité des armatures longitudinales

f_{ydw} : la valeur de la limite d'élasticité des armatures transversales.

- **Analyse de cette disposition:**

Les dispositions constructives proposées dans les règles EC8 valident, au travers du CCDF, que la ductilité requise pour satisfaire une valeur plus ou moins élevée du coefficient de comportement, est largement influencée par les conditions de confinement du béton, mais aussi, par d'autres paramètres rattachés à la géométrie de la section ou bien aux caractéristiques mécaniques des matériaux.

2.3 NOTIONS DE DYNAMIQUE DES STRUCTURES

Les notions de la dynamique des structures interviennent dans ce travail par ce que, les actions sismiques que nous allons étudier font partie des actions dynamiques.

2.3.1 ACTIONS ET CLASSIFICATION

2.3.1.1 ACTION

On appelle « action »; un ensemble des forces ou des couples appliqués à une structure ou bien un ensemble des déplacements imposés à la structure.

2.3.1.2 CLASSIFICATION

On peut classer les actions selon leur variabilité dans le temps, selon leur variabilité dans l'espace et selon la réponse de la structure.

C'est ce dernier cas qui intéresse ce travail. Selon la réponse de la structure, il y a les actions statiques et les actions dynamiques. Les premières sont les actions qui n'entraînent pas la vibration de la structure tandis que les secondes sont celles qui vont vibrer la structure.

2.3.1.3 ACTION DYNAMIQUE

Une action dynamique est une action qui déplace les masses de structure en leur imprimant des accélérations et faisant apparaître les forces d'inertie (Charges mobiles, actions de choc, actions du vent et actions sismiques).

2.3.1.4 HYPOTHÈSES DE CALCUL

Elles concernent le matériau et le déplacement.

Le matériau est considéré homogène, isotrope et élastique linéaire tandis que le déplacement produit par les charges est petit par rapport aux dimensions de la structure.

2.3.1.5 VIBRATIONS

On appelle vibrations, les petits mouvements dynamiques alternés par l'intermédiaire de la masse et de la raideur.

2.3.1.6 CLASSIFICATION DES VIBRATIONS

Suivant la forme, l'amplitude et la période (Périodiques, Harmoniques, Décroissantes, Croissantes, Quelconques). **Suivant la cause productrice** (vibrations libres, amorties ou forcées par une excitation extérieure).

- Vibrations libres :

C'est un mouvement oscillatoire non entretenu

- Vibrations forcées :

Il s'agit des mouvements oscillatoires soumis à des réactions extérieures. On a le régime transitoire et le régime permanent ou stationnaire.

2.3.1.7 SCHÉMA DYNAMIQUE

Contrairement la structure soumise aux charges statiques pour laquelle la modélisation constitue le schéma statique, quand il s'agit des charges dynamiques ou du système oscillant.

C'est un modèle mathématique qui peut être assimilable à des ensembles des masses reliées Par des supports élastiques et le tout fixé par un support élastique.

On peut adopter des modèles simplifiés tels que: « les charriots et les brochettes ».

Sur un schéma dynamique, on représente les raideurs équivalentes dont la valeur dépend du couplage des supports élastiques et la masse d'un niveau d'un bâtiment est considérée concentrée au plancher.

2.3.1.8 AMORTISSEMENT

La notion d'amortissement doit être connue car, en génie civil, l'amortisseur fait partie des modes d'isolation parasismique des bâtiments.

L'amortissement joue le rôle important dans l'atténuation du niveau vibratoire. En général, toutes les structures quelles que soit leur nature, possèdent de l'amortissement car s'il n'existe pas, théoriquement, la structure va vibrer indéfiniment. Sa connaissance est très importante pour les systèmes réels. Nous allons considérer le cas de l'amortissement visqueux. Il est représenté sur le schéma dynamique de la manière:

2.4 LE 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).

2.4.1 LE SÉISME EN RDC

L'approche probabiliste qui a été utilisée pour la cartographie donne la possibilité de séisme en RD Congo et les zones environnantes, elle estime aussi le niveau des risques sismiques pour 12 sites dans la région. Cette cartographie des risques sismiques montre la possibilité de 2%, 5% et 10% d'avoir une accélération au de delà de celles prévue être obtenue dans 50ans. Ainsi la procédure doit prévoir un catalogue harmonisé pour 90ans en fonction des magnitudes. Le haut niveau de risque sismique est localisé sur le cratère du lac Tanganyika où le pic des accélérations sur la surface du sol excède 0.32g, 0.22g et 0.16g et sont suspect d'arriver avec 2%, 5% et 10% de chance dans 50 ans respectivement. Cependant, dans l'ouest du Rift Valley à une distance de 450 km, la chance de dépasser 0.05g i.e. le seuil de la valeur intéressant l'ingénieur est moins de 10% dans 10 ans.

L'étude de la sismicité locale à partir des micros tremblements de terre par des chercheurs a montré que trois zones sont sources principales des mouvements sismiques localisés en RD Congo et des régions environnantes; ces zones sont: La région Ouest du Rift Valley (Western Rift Valley of Africa: WRA); La crête de l'Upemba et du Lac Moero (Sud Est de la RD Congo et le Nord-Ouest Zambien); Le bassin du Congo.

Sur la Figure 19 suivante est reprise la base de la structure géologique et de la sismicité locale de la zone Ouest du Rift Africain.

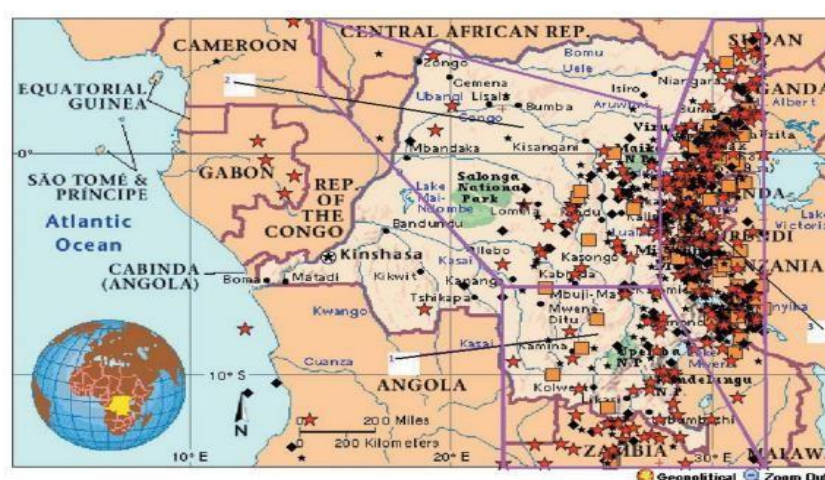


Fig. 19. Epicentres des activités sismiques dans les années allant de 1910-2008 en usage pour l'analyse de l'aléas sismique en RD Congo et zones environnantes

Ainsi, à partir des paramètres probabilistes des secousses sismiques en RDC et des zones environnante, quatre zones de sismicité ont été établit:

- Zone A (avec la plus grande probabilité de mouvement): Elle comprend le Lac Tanganyika et la zone de crête du Moero qui décrit le haut niveau probable des séismes qui peuvent excéder la valeur de l'accélération de 0.32g, 0.22g et 0.16g soit dans l'ordre probable respectif de 2%, 5% et 10% dans 50ans.
- Zone B (la plus probable): Elle comprend le bassin du Lac Kivu, le Ruwenzori et la région du Lac Edouard.
- Zone C (probabilité modérée): Cette zone comprend le Sud Est de la RDC et le Nord-Ouest Zambien et une partie du bassin du Congo refermé sur la crête Ouest.
- Zone D (probabilité moindre): Elle comprend le reste de la zone du bassin du Congo

2.4.1.1 LOCALISATION – CATÉGORIE D'IMPORTANCE – CLASSE DE SOL

Voici le nouveau zonage sismique national officialisé par la publication du CRSN/LWIRO du 22 août 2010 portant sur la délimitation des zones de sismicité du territoire congolais (Figure 20).

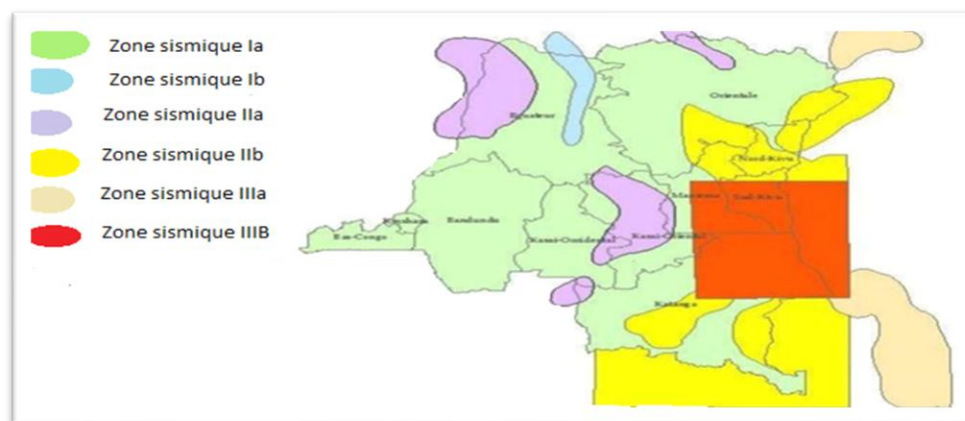


Fig. 20. Délimitation de la zone sismique de la RDC

3 MATERIELS ET METHODES

Après avoir présenté le cadre théorique relatif à la dynamique des structures et aux principes de conception parasismique, il convient à présent de définir le milieu d'étude ainsi que les outils et méthodes retenus pour la réalisation de ce travail. Ce chapitre décrit d'abord les caractéristiques géographiques, géologiques et climatiques des villes de Goma et de Bukavu, choisies comme zones d'investigation. Ensuite, les matériels utilisés (logiciels, normes et documents de référence) sont présentés, avant de détailler la méthodologie appliquée. Celle-ci comprend la modélisation de la structure, l'analyse statique et dynamique, ainsi que les calculs des rigidités, masses sismiques et périodes propres, afin d'évaluer la réponse sismique du bâtiment étudié.

3.1 MILIEU D'ÉTUDE

3.1.1 VILLE DE GOMA

Goma, capitale de la province du Nord-Kivu, est localisée au nord du lac Kivu à une altitude moyenne de 1500 m (1670 m au centre-ville). Elle est bâtie sur les anciennes coulées de lave issues principalement du volcan Nyiragongo, appartenant à la chaîne volcanique des Virunga. Ses coordonnées géographiques sont 1°41'36" S et 29°14'43" E. La ville couvre une superficie de 45 km² et sa population est estimée à environ 2 100 000 habitants, soit une densité de 46 667 hab/km².

Géotechnique et sismicité

La région de Goma, située au bord du lac Kivu dans la partie Est de la République Démocratique du Congo, est caractérisée par une géologie complexe influencée à la fois par son contexte tectonique au sein du Rift Est-africain et par l'activité volcanique intense du volcan Nyiragongo. Du point de vue géotechnique, les sols autour de Goma sont constitués principalement de dépôts volcaniques récents, tels que les cendres, scories et coulées de lave, ainsi que de matériaux alluvionnaires provenant du lac Kivu (Muvundja et al., 2017). Ces sols volcaniques présentent une granulométrie variable, une faible cohésion, et une perméabilité souvent élevée, ce qui engendre des contraintes importantes pour la construction et la stabilité des fondations des bâtiments.

Sur le plan sismique, Goma est exposée à un risque non négligeable en raison de sa position dans une zone de rift active. Le Rift Est-africain est une fracture tectonique majeure générant fréquemment des séismes modérés à forts, résultant de mouvements le long des failles (Amigo et al., 2013). Ces séismes sont d'autant plus préoccupants que leur occurrence peut provoquer des réactions dynamiques complexes dans les sols volcaniques, affectant la réponse des structures construites.

Par ailleurs, l'activité volcanique du Nyiragongo, l'un des volcans les plus actifs au monde, exerce une influence directe sur l'environnement urbain et les conditions géotechniques locales. Ce volcan est célèbre pour ses coulées de lave extrêmement rapides et destructrices qui ont déjà causé des catastrophes majeures à Goma, notamment en 2002 (Tedesco et al., 2007). Le volcanisme contribue à la nature hétérogène des sols, par la superposition de couches successives de matériaux volcaniques, ce qui complique davantage le dimensionnement des structures en zones sismiques.

Ainsi, l'analyse et la conception des bâtiments à Goma doivent impérativement intégrer ces facteurs géotechniques et sismiques spécifiques, afin de garantir la sécurité et la durabilité des ouvrages. Cette étude contribue à la compréhension des interactions entre sols volcaniques, phénomènes sismiques et réponses structurelles, en mettant en lumière la nécessité d'adapter les méthodes de calcul à ce contexte particulier.

3.1.2 VILLE DE BUKAVU

Géographie de la ville de Bukavu: Bukavu est une ville située à l'est de la République Démocratique du Congo, dans la province du Sud-Kivu. Elle est localisée au bord du lac Kivu, entre 1 500 et 1 800 mètres d'altitude. Son relief est caractérisé par des collines escarpées, des ravins profonds et des zones marécageuses au niveau des vallées. La ville connaît un climat équatorial de montagne, avec des précipitations abondantes et régulières. Cette configuration topographique influence considérablement l'urbanisation et la stabilité des sols.

Géotechnique: Les sols de Bukavu sont principalement composés d'alluvions, d'argiles volcaniques, de latérites et de cendres volcaniques, en lien avec l'activité tectonique et volcanique de la région. Ces sols présentent parfois des problèmes de stabilité dus à leur plasticité et à l'effet des eaux d'infiltration. On note aussi la présence de zones instables sujettes à des glissements de terrain, particulièrement en saison des pluies. Cela requiert une étude géotechnique préalable avant toute implantation structurelle.

Sismicité: Bukavu est située dans la zone sismique de la branche occidentale du rift Est-Africain, ce qui en fait une zone d'aléa sismique modéré à élevé. L'activité tectonique y est provoquée par la divergence des plaques africaines, engendrant régulièrement des séismes ressentis dans la ville. Le séisme de 2008 de magnitude 5,9 avec son épicentre près de Kabare a rappelé la nécessité d'intégrer la dynamique des structures et les normes parasismiques dans les projets de construction.

Climat: Le climat de Bukavu est de type tropical de montagne. Les températures oscillent généralement entre 10 °C et 25 °C, avec une pluviométrie abondante répartie en deux saisons pluvieuses et deux saisons sèches. La ville était autrefois réputée pour sa végétation luxuriante, mais connaît aujourd'hui une dégradation rapide de son couvert forestier.

3.2 MATÉRIELS

Pour mener à bien nos recherches, nous avons eu recours à la norme Européenne ENV1998-1-1 (AFNOR, 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 T.Mavonga, N.Zana, R.J.Durrheim dans leur article "*studies of crustal, seismic precursors to volcanic eruptions and earthquake hazard in the eastern provinces of the Democratic Republic of Congo*" (2010) (Figure 21).

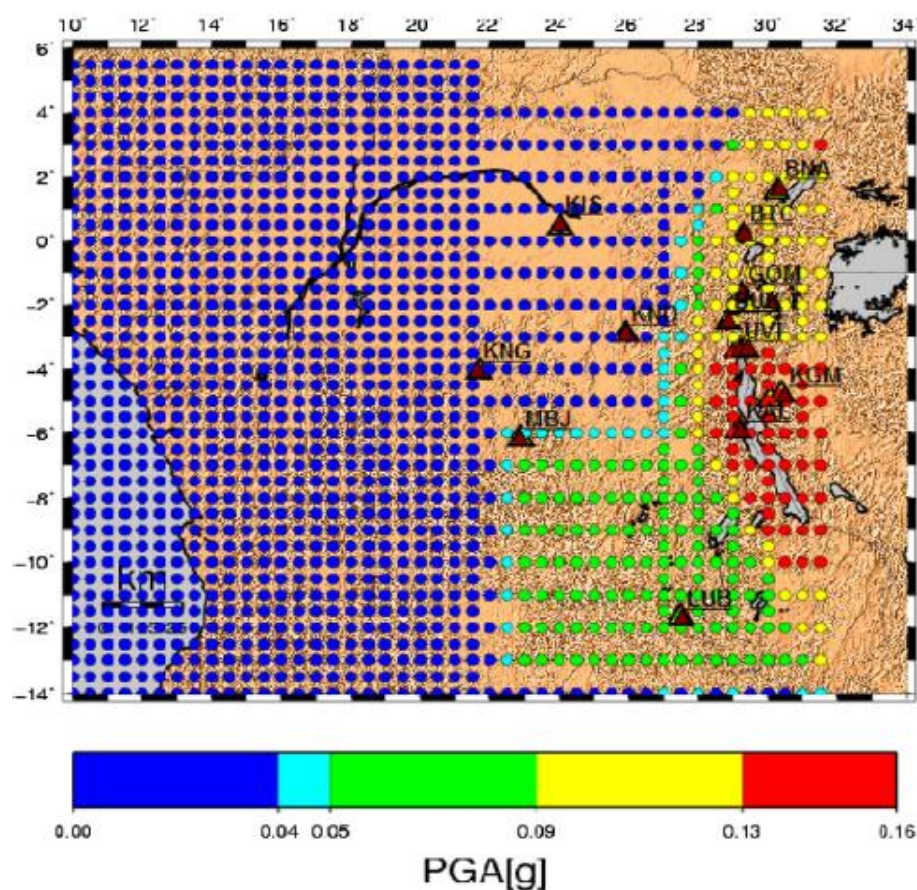


Fig. 21. Aléa sismique de la RD. Congo (Mavonga et Durrheim, 2009)

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 (Euro code 8), les normes américaines (UBC97, fema 356, ATC40, etc.) et les normes algériennes RPA 99 modifié 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 LA 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 (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 LA NORME RPA99MODIFIÉ2003

Le document technique « DTR BC 2-48 » portant sur les « REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES 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 surpressions 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 au vue 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 niveaux que nous avons analysée en suivant les étapes énumérées ci-dessous.

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 (Figure 22), 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 » (Figure 23), 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).

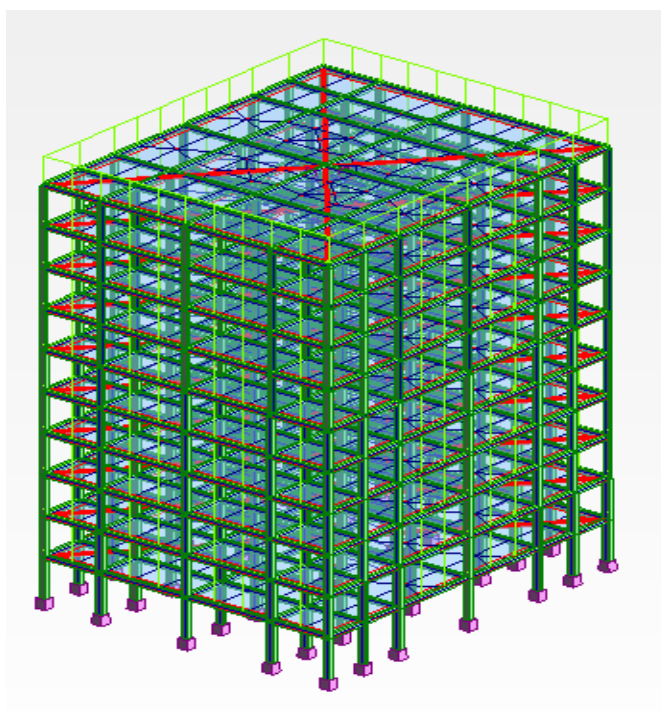


Fig. 22. Vue 3D de la structure du bâtiment

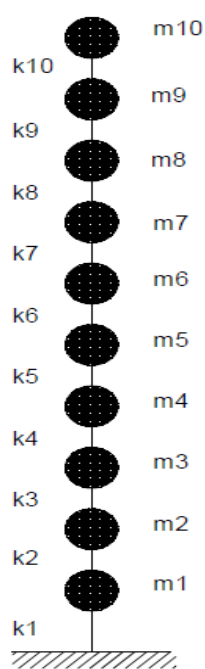


Fig. 23. Modélisation en brochette du bâtiment

3.3.3 ANALYSE STATIQUE

Les caractéristiques des éléments surfaciques sont présentées dans le tableau 3 tandis que celles des éléments en barres sont présentées dans le tableau 4.

Tableau 3. Caractéristiques des éléments surfaciques

Type	Nombre	Epaisseur (cm)	Poids unitaire (kg/m ²)	Surface (m ²)	Poids total (kg)
BETON 20					
DALLE 10	1	10	250,14	480	120065
DALLE 12	9	12	300,16	4320	1296707
Totaux nets				4800	1416772

Tableau 4. Caractéristiques des éléments en barre

Type	Nombre	Longueur (m)	Poids unitaire (kg/m)	Poids pièce (kg)	Poids total (kg)
BETON 20					
POTEAUX 30 x 30 cm	141		225,12	95226,92	95227
POTEAUX 30 x 40 cm	139	417	300,16	125168,25	125168
POTEAUX 30 x 50 cm	70	210	375,2	78792,96	78793
POUTRES 20 x 35 cm	580	2600	175,1	455248,22	455248
Total net					754436

3.3.4 CALCUL DE LA RIGIDITÉ DES ÉTAGES

La rigidité k_{ij} d'un poteau est calculée par la relation 1:

$$k_{ij} = \frac{12EI}{h^3} [1]$$

Avec k_{ij} la rigidité du poteau i au niveau j , E le module de Young instantané du béton et I le moment quadratique de la section et h la hauteur d'étage. La rigidité d'un étage (relation 2) est obtenue en faisant la somme des rigidités des poteaux, soit:

$$k_j = \sum_{i=1}^n k_{ij} [2]$$

Avec k_j la rigidité de l'étage j et n le nombre des poteaux de l'étage considéré.

Les rigidités ainsi calculées (Tableau 5) doivent tenir compte de la fissuration des éléments en béton (EC8 art.4.3.1). A défaut d'une analyse plus détaillée, la rigidité élastique à la flexion et au cisaillement des éléments en béton armé (relation 3) est prise égale à la moitié de la rigidité des éléments non-fissurés (ErickRingot, 2014). Nous avons donc comme rigidité des sections fissurées:

$$k_j = 0,5 \times \sum_{i=1}^n k_{ij} [3]$$

Tableau 5. Rigidités flexionnelles d'étages dans les deux directions

Rigidités des étages en N/mx10 ⁶		
Etage/direction	OX	OY
Rdc	262,5	729,16
Etage 1	262,5	729,16
Etage 2	210	373,33
Etage 3	210	373,33
Etage 4	210	373,33
Etage 5	210	373,33
Etage 6	157,5	157,5
Etage 7	157,5	157,5
Etage 8	157,5	157,5
Etage 9	157,5	157,5

3.3.5 CALCUL DES MASSES SISMQUES DES NIVEAUX

Les effets d'inertie de l'action sismique de calcul doivent être évalués en comptant toutes les masses présentes dans la structure au moment du séisme et qui vont osciller avec celle-ci. On doit chercher à établir la valeur la plus probable de la masse totale m ou «masse sismique» de la structure et non une surestimation de cette masse car la résultante de cisaillement en base de la structure est fonction des périodes T , qui sont fonction de m . La masse sismique d'un niveau est une somme du poids propre G et d'une fraction des charges variables $\psi_{Ei} \cdot Q_{k,i}$ dans laquelle $\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i}$. Nous avons donc la relation 4:

$$m_i = \sum G_{k,j} + \sum \psi_{Ei} \cdot Q_{k,i} \quad [4]$$

Les coefficients φ et ψ_{2i} sont donnés dans l'EC8 partie 1-2. Nous prenons $\varphi = 0.8$ et $Q_{k,i} = 1,5 \frac{kN}{m^2}$ pour les étages, $\varphi = 1.0$, $Q_{k,i} = 1 \frac{kN}{m^2}$ pour le toit et $\psi_{2i} = 0.3$ (Cat.A: résidence). Nous obtenons les valeurs du tableau 6.

Tableau 6. Masses sismiques des niveaux

x kg x10 ³			
Etage/cas de charge	Poids propre(G)	Charges variables(Q)	Masses m_i
Coefficients ψ_{Ei}	1,00	0,24 et 0,30 (étage 9)	
Rdc	226,20	17,28	243,50
Etage 1	222,30	17,28	239,60
Etage 2	218,31	17,28	235,60
Etage 3	218,31	17,28	235,60
Etage 4	218,31	17,28	235,60
Etage 5	214,36	17,28	231,64
Etage 6	210,43	17,28	227,71
Etage 7	210,43	17,28	227,71
Etage 8	210,43	17,28	227,71
Etage 9	175	14,40	189,40
Totale			2294,07

3.3.6 CALCUL DES CARACTÉRISTIQUES DYNAMIQUES DE LA STRUCTURE

Nous écrivons les équations de mouvement non amorti pour chaque degré de liberté (DDL) de la structure de façon à obtenir un système de N équations différentielles dont les inconnues sont les N déplacements aux nœuds.

On obtient sous forme matricielle l'équation 5:

$$[M][\ddot{u}] + [K][u] = [F] \quad [5]$$

Où $[M]$ est la matrice des masses, $[K]$ la matrice des rigidités, $[u]$ le vecteur des déplacements et $[F]$ un vecteur force donné par l'équation 6:

$$[F] = -a_g [M^A] \quad [6]$$

$[M^A]$ est un vecteur colonne comportant des termes de masse dépendant du modèle utilisé (masse concentrée ou cohérente) et de la direction du séisme (horizontale ou verticale) exprimé par l'équation 7:

$$[M^A] = [M][\Delta] \quad [7]$$

3.3.7 DÉTERMINATION DES MODES ET VALEURS PROPRES

On démontre que le problème revient à résoudre l'équation 8:

$$([K] - \omega_i^2 [M])[D_i] = [0] \quad [8]$$

Avec ω_i la valeur propre et $[D_i]$ le vecteur propre associé ou mode propre.

Une solution non triviale est obtenue pour $[D_i] \neq 0$ en faisant le $\det([K] - \omega_i^2[M]) = 0$

3.3.7.1 CONSTRUCTION DE LA MATRICE DE RIGIDITÉ DE LA STRUCTURE $[K]$

Pour construire la matrice de rigidité, nous imposons un déplacement unitaire à chaque degré de liberté (DDL) en lui appliquant une force égale à la somme des rigidités adjacentes. Ensuite, nous écrivons l'équilibre du système de façon à maintenir nulles autres DDL. Les valeurs des forces appliquées sont portées sur une ligne de la matrice. Nous obtenons une matrice en bande de dimension $(N \times N)$, symétrique (*théorème de Maxwell-Betti*). Nous avons pour le cas présent, les matrices suivantes dans les deux directions principales Tableau 7 et tableau 8:

Tableau 7. Matrice de rigidité de la structure dans la direction OX5 ($\times 10^9 \text{N/m}$)

0,525	-0,2625	0	0	0	0	0	0	0	0
-0,2625	0,4725	-0,21	0	0	0	0	0	0	0
0	-0,21	0,42	-0,21	0	0	0	0	0	0
0	0	-0,21	0,42	-0,21	0	0	0	0	0
0	0	0	-0,21	0,42	-0,21	0	0	0	0
0	0	0	0	-0,21	0,3675	-0,1575	0	0	0
0	0	0	0	0	-0,1575	0,315	-0,1575	0	0
0	0	0	0	0	0	-0,1575	0,315	-0,1575	0
0	0	0	0	0	0	0	-0,1575	0,315	-0,1575
0	0	0	0	0	0	0	0	-0,1575	0,1575

Tableau 8. Matrice de rigidité de la structure dans la direction OY6 ($\times 10^9 \text{N/m}$)

1,4583	-0,7292	0	0	0	0	0	0	0	0
-0,7292	1,1025	-0,3733	0	0	0	0	0	0	0
0	-0,3733	0,7467	-0,3733	0	0	0	0	0	0
0	0	-0,3733	0,7467	-0,3733	0	0	0	0	0
0	0	0	-0,3733	0,7467	-0,3733	0	0	0	0
0	0	0	0	-0,3733	0,5308	-0,1575	0	0	0
0	0	0	0	0	-0,1575	0,315	-0,1575	0	0
0	0	0	0	0	0	-0,1575	0,315	-0,1575	0
0	0	0	0	0	0	0	-0,1575	0,315	-0,1575
0	0	0	0	0	0	0	0	-0,1575	0,1575

3.3.7.2 MATRICE DE MASSE $[M]$

Pour simplifier le problème lié à la résolution du système d'équation différentielle, le mouvement de la structure est décomposé dans une base des modes propres d'un système non amorti. Dans cette base, la structure se comporte comme la superposition d'oscillateurs simples indépendants. Ce découplage inertiel a pour avantage de permettre l'utilisation d'une matrice de masse diagonale que nous présentons dans le tableau 9.

Tableau 9. Matrice de masse de la structure ($\times 10^3 \text{kg}$)

243.50	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	239.6	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	235.6	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	235.6	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	235.6	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	231.64	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	227.71	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	227.71	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	227.71	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	189.4

3.3.7.3 MATRICE MODALE [D] ET PÉRIODES PROPRES T_i

Dans ce travail, nous avons utilisé la fonction « eig » de MATLAB (*The Mathworks Inc., 2007*) pour calculer les pulsations et les vecteurs propres. Les valeurs obtenues sont présentées dans les tableaux 10 à 13.

Tableau 10. Matrice modale du système dans la direction OX8

Mod1	Mode2	Mode3	Mode4	Mode5	Mode6	Mode7	Mode8	Mode9	Mode10
0,0947	0,2635	0,4593	-0,5428	0,6377	-0,5404	0,58	-0,4406	-0,6693	-0,7687
0,1874	0,4861	0,7205	-0,6679	0,5059	-0,1977	-0,0607	0,1701	0,5913	0,9922
0,2987	0,6713	0,6648	-0,1923	-0,4096	0,628	-0,7045	0,4343	0,0699	-0,8227
0,4026	0,7303	0,2623	0,4623	-0,7274	0,2125	0,4452	-0,5549	-0,6954	0,637
0,4966	0,652	-0,2771	0,6867	0,0164	-0,623	0,4615	0,0573	0,9646	-0,4387
0,5785	0,4511	-0,6719	0,2721	0,7362	-0,2271	-0,6971	0,5042	-0,7396	0,2318
0,669	0,0719	-0,7388	-0,6126	0,2874	0,8892	0,0845	-0,8074	0,3697	-0,0837
0,7383	-0,3246	-0,309	-0,7627	-0,702	-0,2593	0,5889	0,8838	-0,1826	0,0302
0,7843	-0,6425	0,3285	0,0019	-0,3712	-0,7473	-0,8386	-0,7119	0,0857	-0,0107
0,8055	-0,8047	0,7451	0,7642	0,6577	0,6681	0,4851	0,3401	-0,0313	0,0033

Tableau 11. Périodes propres de vibration du système dans la direction OX9

1,3426									
	0,4850								
		0,2912							
			0,2180						
				0,1741					
					0,1496				
						0,1318			
							0,1238		
								0,1126	
									0,1054

Tableau 12. Matrice modale du système dans la direction OY 10

Mod1	Mode2	Mode3	Mode4	Mode5	Mode6	Mode7	Mode8	Mode9	Mode10
0,044	0,126	0,1873	-0,3477	0,2708	-0,3137	0,4465	-0,4558	0,2757	0,9984
0,0875	0,2421	0,3318	-0,5574	0,3851	-0,3775	0,4922	-0,2792	0,0295	-0,8696
0,1703	0,4327	0,4686	-0,5419	0,1804	0,0759	-0,2678	0,8103	-0,5586	0,2801
0,2491	0,5593	0,4033	-0,1199	-0,2214	0,415	-0,5734	-0,2251	0,8519	-0,0901
0,3219	0,6033	0,1641	0,392	-0,3813	0,1293	0,0939	-0,6702	-0,7857	0,0284
0,3871	0,5583	-0,1459	0,6099	-0,1246	-0,3511	0,6019	0,6422	0,3878	-0,0073
0,5203	0,2594	-0,734	0,0601	0,8011	-0,2578	-0,574	-0,1717	-0,0643	0,0007
0,6251	-0,1272	-0,597	-0,593	-0,2784	0,7248	0,4814	0,0459	0,0107	-0,0001
0,696	-0,4708	0,1298	-0,2271	-0,661	-0,7927	-0,3345	-0,0122	-0,0018	0
0,7289	-0,6551	0,7284	0,529	0,611	0,4241	0,1498	0,0031	0,0003	0

Tableau 13. Périodes propres de vibration du système dans la direction OY

1,02383345									
	0,41055848								
		0,24023682							
			0,18215709						
				0,15092884					
					0,12856994				
						0,12111426			
							0,0974217		
								0,08340388	
									0,06772713

3.3.8 DÉTERMINATION DES MASSES ET DES FACTEURS DE PARTICIPATION MODALES

Les facteurs de participation modale sont calculés par la relation 9:

$$[\alpha] = \frac{[D]^T [M] [\Delta]}{[D]^T [M] [D]} \quad [9]$$

Avec $[D]$ la matrice modale (dimension NxN) et $[\Delta]$ un vecteur unitaire de la direction étudiée dont les composantes sont égales à 1 pour les DDL correspondant à des déplacements dans cette direction. Les valeurs calculées sont présentées dans le tableau 14 suivant OX et le tableau 15 suivant OY dans les deux directions de calcul.

Tableau 14. Facteurs de participation modale suivant OX

Mode1	Mode2	Mode	Mode4	Mode5	Mode6	Mode7	Mode8	Mode9	Mode10
1,635	0,594	0,373	-0,247	0,185	-0,115	0,096	-0,064	-0,081	-0,081

Tableau 15. Facteurs de participation modale suivant OY

Mode1	Mode2	Mode	Mode4	Mode5	Mode6	Mode7	Mode8	Mode9	Mode10
1,920	0,883	0,449	-0,479	0,256	-0,215	0,272	-0,179	0,079	0,190

Les masses modales effectives sont ensuite calculées par les relations 10 et 11:

$$\tilde{M}_i = \alpha_i^2 M_i^* \quad [10]$$

$$\text{Avec } M_i^* = [D_i]^T [M] [D_i] \quad [11]$$

Une masse généralisée du système, calculée avec l'un des modes propres du système non amorti. En considérant le premier mode propre nous obtenons relation 12:

$$M_{iOX}^* = 6,944 \times 10^5 kg \quad [12]$$

Les masses modales effectives suivant OX sont présentées dans le tableau 16 tandis que celles suivant OY sont présentées dans le tableau 17.

Tableau 16. Masses modales effectives suivant OX

	Masse modale en kg x10 ³	Masse modale en%
Mode1	1857,63	80,97
Mode2	245,27	10,69
Mode3	96,80	4,219
Mode4	42,48	1,85
Mode5	23,84	1,03
Mode6	9,33	0,406
Mode7	6,48	0,282
Mode8	2,91	0,126
Mode9	4,60	0,200
Mode10	4,65	0,203
Totaux	2294,03	100

$$M_{iOY}^* = 4,44 \times 10^5 kg$$

Tableau 17. Masses modales effectives suivant OY

	Masse modale en kg x10 ³	Masse modale en %
Mode1	1638,54	71,42
Mode2	346,92	15,12
Mode3	89,84	3,91
Mode4	102,38	4,46
Mode 5	29,27	1,27
Mode 6	20,68	0,90
Mode7	32,99	1,43
Mode8	14,39	0,62
Mode9	2,82	0,12
Mode10	16,12	0,70
Totaux	2294	100

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

Le spectre de réponse est fonction de l'accélération de calcul a_g , du type de site, du comportement élastique, en ductilité limitée ou ductile de la structure et du coefficient de comportement associé. En République Démocratique du Congo, aucune institution ne s'est penchée sur la question afin de produire des spectres des réponses locales utilisables pour les besoins de dimensionnement parasismique. Cependant, il y a lieu d'utiliser un spectre de réponse réglementaire en choisissant une classe de sol similaire à celui sur lequel l'ouvrage est implanté. L'Eurocode 8 introduit deux sortes de spectres de réponse:

3.3.9.1 SPECTRES ÉLASTIQUES (NF EN 1998-1 ARTICLE 3.2.2.2)

Ce type de spectre est employé pour les structures rigides en région de faible sismicité où il n'y a aucun risque d'incursion des matériaux dans leur domaine de fonctionnement plastique ou d'endommagement. La structure a un pur comportement viscoélastique. La dissipation d'énergie est uniquement visqueuse et caractérisée par un facteur d'amortissement ξ .

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ s}: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$$

$S_e(T)$: Spectre de réponse élastique (en pseudo-accélération)

T : période fondamentale de vibration d'un système à un seul degré de liberté

a_g : accélération de calcul pour un sol de classe A: $a_g = \gamma a_{gR}$

γ : coefficient d'importance du bâtiment

S : paramètre du sol

T_B : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

T_C : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

T_D : valeur de période définissant le début de la branche à déplacement spectral constant

η : valeur du coefficient de correction d'amortissement visqueux déterminée par:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi\%}} \geq 0,55$$

3.3.9.2 SPECTRE DE RÉPONSE DE CALCUL (NF EN 1998-1 ARTICLE 3.2.2.5)

Ce spectre est employé lorsque la conception de la structure prévoit une dissipation d'énergie par mobilisation de la ductilité caractérisée par un coefficient de comportement q . C'est ce type de spectre que nous utilisons dans ce travail car nous effectuons une analyse modale spectrale.

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g$$

q : coefficient de comportement déterminé par: $q = q_o \cdot k_w \geq 1,5$

q_o : valeur de base du coefficient de comportement

k_w : coefficient reflétant le mode de rupture prédominant

$$\beta = 0,2$$

$$a_g = \gamma a_{gR}$$

$\gamma = 1,2$ Pour les bâtiments importants de catégorie III (EC8 art.4.2.5)

$a_{gR} = 1,3 \frac{m}{s^2}$ pour les villes de Goma et Bukavu (figure1)

Les valeurs de q_o et sont k_w données respectivement dans les tableaux 5.1 et 5.2 de l'article 5.2.2.2 de l'EC8. Pour cette étude, nous obtenons les valeurs suivantes:

$q_o = 1,5$: classe de ductilité limité (DCL)

$k_w = 1,3$: ossatures à plusieurs travées de plusieurs niveaux

$$q = 1,95$$

Les classes de sol et les paramètres associés sont présentés dans le tableau 18.

Tableau 18. Classes de sol et paramètres associés (Source: Eurocode 8)

Classe de sol	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

3.3.10 DÉFINITION DU NOMBRE DE MODES REPRÉSENTATIFS À PRENDRE EN COMPTE DANS L'ANALYSE

L'article 3.3.3.1 de l'EC8, à son alinéa (5) P exige que les réponses de tous les modes de vibration contribuant de façon significative à la réponse globale de la structure soient considérées. Pour cela il faut s'assurer que, la somme des masses modales effectives pour les modes considérés atteint au moins 90% de la masse totale de la structure ou que tous les modes dont la masse modale effective est supérieur à 5% de la masse totale sont pris en compte. Pour notre cas seuls deux modes de vibration ont été retenus dans les deux directions de calcul.

3.3.11 RECHERCHE DE LA RÉPONSE MAXIMALE MODE PAR MODE

À partir du spectre de réponse et des caractéristiques vibratoires de l'ouvrage (période T_i et amortissement ξ), nous déterminons l'ordonnée du spectre de réponse qui entre dans le calcul de la réponse recherchée. La réponse maximale en termes de force sismique est obtenue à chaque nœud et pour chaque mode par la relation 13:

$$F_{max} = \alpha_i [M] D_i S_d(T_i) \quad [13]$$

F_{max} : teur force du mode i

$S_e(T_i)$: Ordonnée du spectre de réponse en pseudo-accélération

α_i : Facteur de participation modale du mode i

D_i : Vecteur propre du mode i

Les déplacements max sont ensuite calculés par la relation 14:

$$d_{max} = q \alpha_i D_i \frac{S_d(T_i)}{\omega_i^2} \quad [14]$$

d_{max} est le vecteur déplacement du mode i

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

Etant donné que les maximas des réponses de tous les modes ne se produisent pas au même moment, on ne peut pas faire une addition simple des réponses. On utilise à cet effet une combinaison dite « quadratique complète » (CQC). La réponse combinée de tous les modes est donnée par les relations 15 et 16:

$$R^{max} = \sqrt{\sum_{i,j=1..N} \beta_{ij} \times R_i^{max} \times R_j^{max}} \quad [15]$$

$$\beta_{ij} = \frac{8\xi^2(1 + \rho_{ij})\rho_{ij}^{3/2}}{(1 - \rho_{ij}^2)^2 + 4\xi^2\rho_{ij}(1 + \rho_{ij})^2} \quad [16]$$

Avec $\rho_{ij} = \frac{T_i}{T_j}$ et

$\xi = \xi_i = \xi_j$: L'amortissement (pris uniformément pour tous les modes)

N : Nombre de modes

R_i^{max} : Réponse maximale du mode i

R_j^{\max} : Réponse maximale du mode j

β_{ij} : Coefficient de corrélation entre les modes i et j

Le coefficient de corrélation tend rapidement vers zéro lorsque les périodes de deux modes diffèrent de plus de 10%. Cela étant, nous pouvons négliger les termes de couplage des modes, ce qui nous ramène à la combinaison quadratique « simple » (combinaison **SRSS**: *Square Root of the Sum of the Squares*) de la relation 17.

$$R^{\max} = \sqrt{R_1^2 + R_2^2 + R_3^2 + \dots + R_n^2} \quad [17]$$

Dans notre cas, pour les deux modes retenus, on peut aisément vérifier que les deux périodes diffèrent de plus de 10%.

$$\frac{T_j}{T_i} = \frac{0,485}{1,342} = 0,36 \leq 0,9 \text{ Pour la direction OX}$$

$$\frac{T_j}{T_i} = \frac{0,410}{1,023} = 0,40 \leq 0,9 \text{ Pour la direction OY}$$

Nous retenons donc la combinaison quadratique « simple »

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, Peck & Vining, 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):

$$y = Ax + B$$

➤ Calcul manuel des coefficients:

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

$$B = \bar{y} - A\bar{x}$$

➤ 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:

$$r(x, y) = \frac{cov(x, y)}{\sqrt{var(x) * var(y)}}$$

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:

$$y = Ax^2 + Bx + C$$

Calcul manuel des coefficients:

$$\Sigma y = A\Sigma x^2 + B\Sigma x + n.C$$

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

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

Forme matricielle de la régression quadratique:

$$\begin{bmatrix} \Sigma x^2 & \Sigma x & n \\ \Sigma x^3 & \Sigma x^2 & \Sigma x \\ x^4 & \Sigma x^3 & \Sigma x^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A \\ B \\ C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Sigma y \\ \Sigma xy \\ \Sigma yx^2 \end{bmatrix}$$

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 RÉSULTAT 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.

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: 3.18 m
- Fissuration: peu préjudiciable

b) Ferrailage

- Armatures Principales: 8HA16
- Armatures Transversales: HA8

Les résultats du dimensionnement des poteaux sont présentés dans le tableau 19.

Tableau 19. 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	8 HA 16				

4.1.2 DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES

Données de base

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

- 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 à 28 jours = 25,00 MPa
- Nuances: HA 500

Les résultats du dimensionnement des semelles isolées sous poteaux sont présentés dans le tableau 20 pour le sol de type A de Goma et le tableau 21 pour le sol de type C de Bukavu.

Tableau 20. Résultat dimensionnement semelle (sol du type A) à Goma

SEMELLE ISOLEE SOUS POTEAU (SOL DE CLASSE A) A GOMA		
	Sens des X	Sens des Y
Surface AXB cm^2	200X200	
N_u En kN	2698.72	
N_{ser} En kN	1938.04	
σ_{adm} 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

Tableau 21. Résultat dimensionnement semelle (sol du type C) à Bukavu

SEMELLE ISOLEE SOUS POTEAU (SOL DE CLASSE C) A BUKAVU		
	Sens des X	Sens des Y
Surface AXB cm ²	340X340	
N _u En kN	2698.72	
N _{ser} En kN	1938.04	
σ _{adm} du sol en MPa	1,5	
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

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=3,0cm
- Fissuration: peu préjudiciable
- Tenue au feu: forfaitaire

Les résultats du dimensionnement des poteaux sont présentés dans le tableau 22.

Tableau 22. Résultat dimensionnement 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				

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 .

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g$$

$$S_d(T) = 1,56 \times 1 \times \frac{2,5}{1,95} \times \left[\frac{0,4}{T} \right] = \frac{0,8}{T} = \frac{0,8}{1,34} = 0,597 \geq 0,312 \frac{m}{s^2}$$

$$S_d(T) = 1,56 \times 1 \times \frac{2,5}{1,95} \times \left[\frac{0,4}{T} \right] = \frac{0,8}{T} = \frac{0,8}{0,485} = 1,649 \geq 0,312 \frac{m}{s^2}$$

Les résultats pour le premier et second mode de vibration sont respectivement présentés dans les tableaux 23 et 24 et la combinaison SRSS des réponses modales présentée dans le tableau 25.

Tableau 23. Résultats de calcul pour le premier mode de vibration (Mode1: $S_d(T) = 0,597 \frac{m}{s^2}$)

	$F_{max}(kN)$	$d_{max}(cm)$	Effort tranchant (kN)
Rdc	22,497	0,8227	1108,633
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

Tableau 24. Résultats de calcul pour le deuxième mode de vibration Mode2: $S_d(T) = 1,649 \frac{m}{s^2}$

	$F_{max}(kN)$	$d_{max}(cm)$	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

Tableau 25. Combinaison des réponses modales (Combinaison SRSS)

	$d_{max}(cm)$	Effort tranchant (kN)
Rdc	0,87569132	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

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 ($T_B \leq T \leq T_C$).

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$S_d(T) = 1,56 \times 1,15 \times \frac{2,5}{1,95} = 2,3 \frac{m}{s^2}$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g$$

$$S_d(T) = 1,56 \times 1,15 \times \frac{2,5}{1,95} \times \left[\frac{0,6}{1,34} \right] = 1,029 \geq 0,312 \frac{m}{s^2}$$

Les résultats pour le premier et second mode de vibration sont respectivement présentés dans les tableaux 26 et 27 et la combinaison SRSS des réponses modales présentée dans le tableau 28.

Tableau 26. Résultats de calcul pour le premier mode de vibration (Mode1: $S_d(T) = 1,029 \text{ m/s}^2$)

	$F_{max}(\text{kN})$	$d_{max}(\text{cm})$	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

Tableau 27. Résultats de calcul (Mode2: $S_d(T) = 2,3 \text{ m/s}^2$)

	$F_{max}(\text{kN})$	$d_{max}(\text{cm})$	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

Tableau 28. Combinaison des réponses modales (Combinaison SRSS)

	$d_{max}(\text{cm})$	Effort tranchant (kN)
Rdc	1,478	1992,317
Etage 1	2,911	1931,7
Etage 2	4,599	1824,317
Etage 3	6,141	1681,206
Etage 4	7,510	1524,506
Etage 5	8,695	1365,769
Etage 6	10,022	1199,489
Etage 7	11,073	982,242
Etage 8	11,794	690,632
Etage 9	12,134	330,515

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

Les calculs simplifiés manuels ont été réalisés à l'aide de MatLab sur la modélisation en brochettes tandis que les calculs automatiques ont été réalisés à l'aide de RSAP. La comparaison des résultats des déformations manuellement et automatiquement avec la combinaison SRSS est présentée dans le tableau 29 et celle sur les efforts tranchants est présentée dans le tableau 30.

Tableau 29. Comparaison des résultats des déformations (Combinaison SRSS)

Niveau	Déformation maximale (d_{max}) en cm			
	Modèle simplifié en brochettes (x)	Calcul automatique (y)	Ecart en cm	Ecart (%)
Rdc	0,8757	0,4	+0,4757	+54,32
Etage 1	1,7200	1,0	+0,72	+41,8
Etage 2	2,7060	1,6	+1,106	+40,87
Etage 3	3,5964	2,2	+1,3964	+38,8
Etage 4	4,3767	2,7	+1,6767	+38,3
Etage 5	5,0571	3,2	+1,8571	+36,72
Etage 6	5,8148	3,6	+2,2148	+38,089
Etage 7	6,4276	4,0	+2,4276	+37,76
Etage 8	6,8561	4,2	+2,6561	+38,74
Etage 9	7,0609	4,4	+2,6609	+37,68
Coefficient de Régression = 0,9996				

Tableau 30. Comparaison des résultats des efforts tranchants (Combinaison SRSS)

Niveau	Efforts tranchants (V) en kN			
	Modèle simplifié en brochettes (x)	Calcul automatique (y)	Ecart en kN	Ecart (%)
Rdc	642,63	1180,035	-537,405	-83,62
Etage 1	593,51	1138,527	-545,017	-91,82
Etage 2	554,55	1066,813	-512,263	-92,37
Etage 3	514,62	976,318	-461,698	-89,71
Etage 4	474,07	886,279	-412,209	-86,95
Etage 5	422,37	805,518	-383,142	-90,70
Etage 6	372,74	725,478	-352,738	-94,60
Etage 7	310,90	608,878	-297,978	-95,84
Etage 8	244,80	436,001	-191,201	-78,10
Etage 9	141,56	210,860	-69,30	-48,95
Coefficient de Régression = 0,9968				

4.3.2 SOL DE CLASSE C: VILLE DE BUKAVU

Les calculs simplifiés manuels ont été réalisés à l'aide de MatLab sur la modélisation en brochettes tandis que les calculs automatiques ont été réalisés à l'aide de RSAP. La comparaison des résultats des déformations manuellement et automatiquement avec la combinaison SRSS est présentée dans le tableau 31 et celle sur les efforts tranchants est présentée dans le tableau 32.

Tableau 31. Comparaison des résultats des déformations (Combinaison SRSS)

Niveau	Déformation maximale (d_{max}) en cm			
	Modèle simplifié en brochettes (x)	Calcul automatique (y)	Ecart en cm	Ecart (%)
Rdc	1,478	1,1	+0,378	+25,575
Etage 1	2,911	2,6	+0,311	+10,68
Etage 2	4,599	4,2	+0,399	+8,6
Etage 3	6,141	5,7	+0,441	+7,18
Etage 4	7,510	7,0	+0,51	+6,79
Etage 5	8,695	8,2	+0,495	+5,6
Etage 6	10,022	9,4	+0,622	+6,2
Etage 7	11,073	10,3	0,773	+6,98
Etage 8	11,794	11,0	+0,794	+6,732
Etage 9	12,134	11,5	+0,634	+5,22
Coefficient de Régression = 0,9998				

Tableau 32. Comparaison des résultats des Efforts tranchants (Combinaison SRSS)

Niveau	Efforts tranchants (V) en kN			
	Modèle simplifié en brochettes (x)	Calcul automatique (y)	Ecart en kN	Ecart (%)
Rdc	1992,317	1617,03	+375,287	+18,83
Etage 1	1931,700	1539,51	+392,19	+20,3
Etage 2	1824,317	1428,75	+395,567	+21,68
Etage 3	1681,206	1316,56	+364,646	+21,68
Etage 4	1524,506	1208,56	+315,946	+20,72
Etage 5	1365,769	1094,47	+271,299	+19,86
Etage 6	1199,489	979,06	+220,429	+18,37
Etage 7	982,242	834,65	+147,592	+15,02
Etage 8	690,632	638,99	+51,642	+7,47
Etage 9	336,515	341,56	-5,045	-1,49
Coefficient de Régression = 0,998				

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 DISCUSSION DES RÉSULTATS

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

4.4.1.1 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 pré dimensionnement.

➤ 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.

4.4.1.2 MÉTHODE SIMPLIFIÉE 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.

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

4.4.2.1 MÉTHODE AUTOMATIQUE

Relation 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 influencent directement l'intensité des efforts sismiques et par conséquent les sollicitations internes.

4.4.2.2 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 diffèrent.

➤ 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 influencent directement l'intensité des efforts sismiques et par conséquent les sollicitations internes.

4.4.3 RELATION ENTRE LES EFFORTS TRANCHANTS OBTENUS À PARTIR DU MODÈLE SIMPLIFIÉ EN BROCHETTES ET DU CALCUL AUTOMATIQUE

4.4.3.1 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 paramètres dynamiques 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.

4.4.3.2 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 à celles de la méthode simplifiée.

4.4.4 RELATION ENTRE LES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX OBTENUS À PARTIR DU MODÈLE SIMPLIFIÉ EN BROCHETTES ET DU CALCUL AUTOMATIQUE

4.4.4.1 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.

4.4.4.2 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 de sécurité accrues surtout pour les structures de grande hauteur.

5 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Ce 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 « Contribution au calcul des bâtiments type R+9 dans les zones sismiques de Goma et de Bukavu en République Démocratique du Congo », 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 Etats 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). 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 ferrailage 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. Au terme de ce travail, nous formulons les recommandations de 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 Alain & DAVIDOVICI Victor. (1982). *Calcul dynamique des structures en zone sismique*. Eyrolles. Paris, France.
- [3] Alain Pecker. (2006). Aspects géotechniques de l'Eurocode 8. CFMS.
- [4] Amigo, A & Kervyn, F. (2013). Seismicity and tectonic activity along the East African Rift System. Journal of African Earth Sciences.
- [5] HEKIMIAN Anthony. (2012). Exemple de calcul sismique – cas d'un ouvrage mixte, centre d'Etudes Techniques de l'Equipement Méditerranée.
- [6] PLUMIER A. (2014). Technique de l'ingénieur, séismes et bâtiment-analyse des constructions.
- [7] Eurocode 1. (2004b). Actions sur les structures.
- [8] Eurocode 8. (s. d.-a). Calcul des structures pour leur résistance aux séismes.
- [9] Eurocode 8. (1998). Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes- Partie 3.
- [10] H. BACHMAN. (2018). *Principe de base pour la conception parasismique des bâtiments*.
- [18] BALENDIER P. (2010). *Introduction aux phénomènes d'origine sismique*.
[https://www.bing.com/search?q=%E2%80%A209P.%20BALENDIER.%20\(2010\).%20Introduction%20aux%20ph%C3%A9nom%C3%A8nes%20d%E2%80%99origine%20sismique.&qsn&form=QBRE&sp=-1&lq=0&pq=wilfredo.%20\(s.%20d.-c\).%20guide%20](https://www.bing.com/search?q=%E2%80%A209P.%20BALENDIER.%20(2010).%20Introduction%20aux%20ph%C3%A9nom%C3%A8nes%20d%E2%80%99origine%20sismique.&qsn&form=QBRE&sp=-1&lq=0&pq=wilfredo.%20(s.%20d.-c).%20guide%20)

- de%20construction%20parasismique%20 (craterre).&sc=0-67&sk=&cvid=4005C27465A14F2290550FC5FF9D68DA. Consulté en ligne 06 décembre 2025 à 11h27.
- [19] Victor, D., & Alain, C. (2015). *Pratique du calcul sismique-guide d'application de l'Eurocode 8* (Eyrolles). Paris, France.
- [20] Wilfredo. (s.d.-c). *Guide de construction parasismique* (Craterre).
[https://www.bing.com/search?q=wilfredo.+ \(s.+d.-c\).+guide+de+construction+parasismique+ \(craterre\).&gs_lcrp=EgRIZGdlKgclAhBFGMIDMgclABBFGMIDMgclARBFGMIDMgclAhBFGMIDMgclAxBFGMIDMgclBBBFGMIDMgclBRBFGMIDMgclBhBFGMIDMgclBxBFGMIDMgclEKNTIyNDIzajBqN6gCCLACAQ&FORM=ANNTA0&PC=U531](https://www.bing.com/search?q=wilfredo.+ (s.+d.-c).+guide+de+construction+parasismique+ (craterre).&gs_lcrp=EgRIZGdlKgclAhBFGMIDMgclABBFGMIDMgclARBFGMIDMgclAhBFGMIDMgclAxBFGMIDMgclBBBFGMIDMgclBRBFGMIDMgclBhBFGMIDMgclBxBFGMIDMgclEKNTIyNDIzajBqN6gCCLACAQ&FORM=ANNTA0&PC=U531), consulté en ligne le 06 décembre 2025 à 11h19.
- [21] Bouarirene Nouredine & 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.
- [22] 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.
- [23] 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.
- [24] Melle Haniche Leila. (2015). *Évaluation de la vulnérabilité sismique d'une structure stratégique*. Memoire de Master (Génie Civil), Spécialité (structure et matériaux). Université Moulou Mammeri. Algérie. 108 p.
- [25] Mohamed Chelladi. (2021). *Conception d'un nouveau système d'isolation sismique à la base*. Thèse de doctorat, Université de Blida 1, Algérie, 190 p.
- [26] MAVONGA, T. (2007). Some characteristics of aftershock sequences of major earthquakes from 1994 to 2002 in the Kivu Province. *Western Rift Valley of Africa, Technophysics*, 439, 1-12.
- [27] Mavonga T, Zana. N, & Durrhein, RJ. (2010). Studies of cristal structure seismic precursors to volcanic eruptions and earthquake hazard in the eastan provinces of Democratic Republic of Congo. *Journal of African Earth Sciences*, 58, 623-633.
- [28] Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / Version 2003. Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique. Comitee de redaction.
- [29] Modificatifs et Compléments aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99). Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS) 2003. Groupe de Travail Spécialisé (GTS).
- [30] 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.