
De la tour des Finances de Liège à d'autres projets de bâtiments de grande hauteur

A. Leroy¹, L. Demortier², V. de Ville de Goyet³

¹ Bgroup-Greisch, Rue Jules Cockx 8-10 B-1160 Bruxelles, aleroy@greisch-bgroup.com

² Bureau d'Etudes Greisch, Allée des Noisetiers 25 B-4031 Liège, ldemortier@greisch.com

³ Bureau d'Etudes Greisch, Allée des Noisetiers 25 B-4031 Liège, vdeville@greisch.com

RÉSUMÉ. La ville de demain se construit, mais se construit verticalement... Si certaines métropoles poussent leurs constructions à plus de 500 mètres de haut avec des élancements inférieurs à 20, nos villes européennes se contentent de constructions moins ambitieuses sans pour autant être simplistes. Cette présentation, au départ de la tour des finances de Liège (118 m), vise à brasser différents aspects techniques étudiés dans la conception de tours d'une hauteur inférieure à 200 m. Les aspects liés à la contribution des noyaux et de la structure extérieure aux noyaux seront évoqués. Les avantages et inconvénients de la préfabrication de certains éléments, du choix du béton à haute performance ou non seront abordés avec leurs impacts sur les aspects de déformabilité tant verticale qu'horizontale. Les contraintes de confort des occupants sous les actions du vent seront évoquées.

ABSTRACT. The city of tomorrow is being built, but built vertically ... If some cities raise their buildings over 500 meters tall with slenderness ratios below 20, our European cities satisfy themselves with less ambitious constructions, without being simplistic. This presentation, from the "tour des Finances" of Liège (118 m), aims at exploring various technical aspects considered in the design of buildings of a height lower than 200 m. Aspects related to the contribution of the core and the outer structure will be discussed. The advantages and disadvantages of precast elements, choice of high-performance concrete or not will be discussed with their impact on aspects of both vertical and horizontal deformability. The constraints of occupant comfort under wind actions will be discussed.

MOTS-CLÉS : immeuble de grande hauteur, confort, déformabilité, préfabrication, système outrigger.

KEY WORDS: high-rise building, comfort, deformability, precast concrete, outrigger system.

1. Introduction

La rareté des terrains constructibles, générée par la densification des centres urbains, a engendré l'apparition de tours de plus en plus élevées dans les plus grandes métropoles du monde. Dans un souci de rentabilité financière, il est indispensable que ces immeubles s'élèvent verticalement, jusqu'à atteindre aujourd'hui des élancements autour de 1:20 pour certains projets résidentiels à New-York. Ces tours filiformes sont rendues possibles par les progrès technologiques réalisés ces dernières années dans le domaine des matériaux et dans les méthodes de mise en œuvre. Nos villes européennes se contentent de constructions moins ambitieuses, sans pour autant être simplistes. En particulier, le parc immobilier belge comporte des bâtiments hauts dont la majorité culmine à une centaine de mètres d'altitude. Bien qu'à l'échelle mondiale, ils ne peuvent être considérés comme des ouvrages de grande hauteur, ils présentent néanmoins un certain nombre de spécificités similaires du point de vue de la conception et du dimensionnement. Le Bureau d'Etudes Greisch a participé ces dix dernières années à la conception d'une dizaine de projets d'immeubles tours d'une hauteur inférieure à 200m, principalement en Belgique mais également à l'étranger. Au départ de la tour Paradis à Liège (« Tour des Finances »), cette présentation vise à brasser différents aspects techniques spécifiques élaborés dans le cadre de la conception de quelques-uns de ces ouvrages.

2. Compensation des déplacements différentiels colonnes-noyau dans les structures béton

Dans le but de limiter au maximum l'encombrement des éléments porteurs, le recours à des bétons à haute performances pour les colonnes (communément C80/95) est devenu systématique. Il en découle des phénomènes de déformations différentielles, notamment avec le noyau central présentant généralement des taux de contraintes normales plus faibles (la section étant définie par des critères de raideur transversale plus que par la reprise de charges verticales).

Ce phénomène est illustré dans le cas de la Tour Paradis, pour laquelle un calcul de l'évolution dans le temps des déplacements verticaux a été réalisé suivant une approche séquentielle, intégrant le planning de construction et de chargement de la structure. Pour chaque pas de temps correspondant à un évènement (bétonnage, mise en place d'élément préfabriqué, chargement de la structure) le calcul de l'impact à long terme sur la structure est réalisé en fonction des éléments déjà présents à cet instant et de leurs caractéristiques (variation de module d'élasticité dans le temps, retrait et fluage). En comparant les résultats obtenus pour le noyau central et les colonnes (fig. 1), on montre que ce phénomène pourrait engendrer des déformations de la structure hors tolérances en service (inclinaison des dalles, redistribution d'efforts,...), correspondant à des tassements différentiels à long terme de l'ordre de 65mm au sommet de la tour. L'objectif est de définir les contre-longueurs à imposer pour obtenir à long-terme des déplacements compatibles colonnes-noyau.

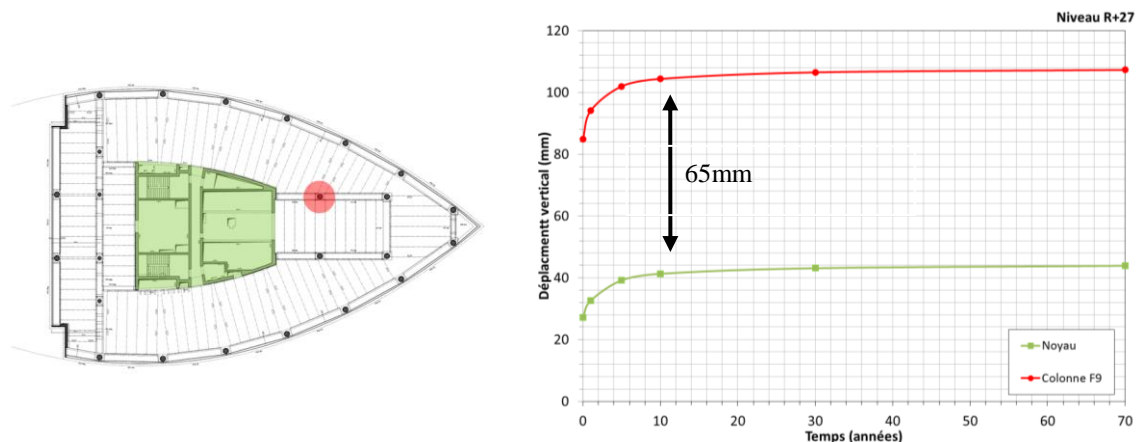


Figure 1. Déplacements différentiels noyau/colonnes au sommet de la tour.

Déformations du noyau central

Considérons que l'étage "n" soit bétonné au temps t_n . Il est tenu compte que cet étage est bétonné à son niveau théorique. Les déformations liées au raccourcissement élastique, au retrait et au fluage des étages inférieurs ayant eu lieu avant t_n sont donc oubliées, le bétonnage de l'étage "n" masquant tout l'historique.

Au temps de calcul t_{cal} , le niveau "n" subira un déplacement vertical dû :

- A la portion de fluage entre t_n et t_{cal} des étages inférieurs engendrée par les charges appliquées avant t_n ,
- A la portion de retrait des étages inférieurs entre le moment de bétonnage t_n du niveau "n" et le temps t_{cal} ,
- Au raccourcissement élastique des niveaux inférieurs engendré par toutes les charges appliquées après t_n ,
- Au fluage des étages inférieurs engendré par les charges appliquées après t_n .

La figure ci-dessous (fig. 2) synthétise les déplacements verticaux à long terme du noyau calculés pour chaque niveau après 30 ans (demi-vie du bâtiment) ainsi que la proportion des différents phénomènes en jeu.

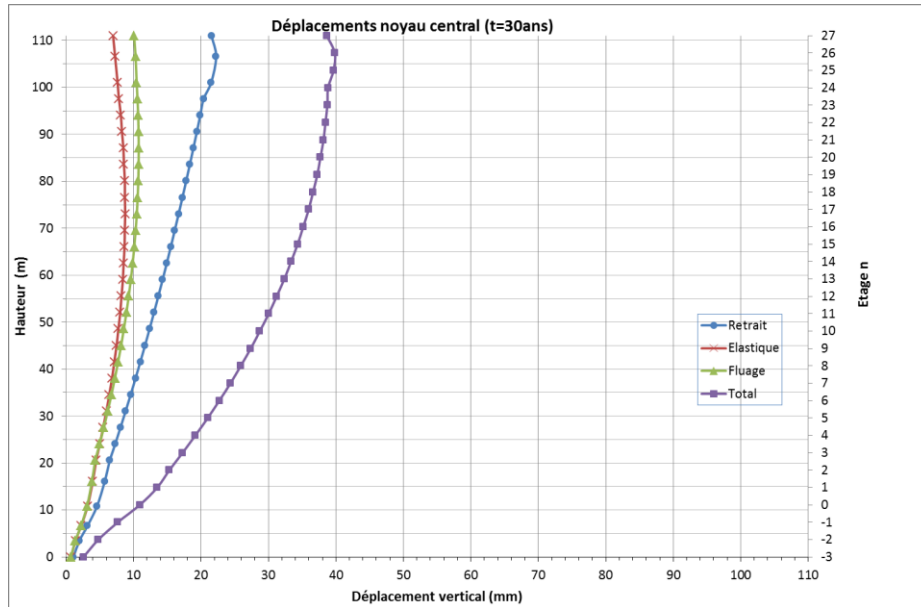


Figure 2. Déplacements verticaux à $t = 30ans$ –noyau central.

Il est intéressant d'observer :

- La variation des déplacements élastiques (et fluage) subis à chaque niveau en fonction de la position dans la tour. On observe que le déplacement élastique maximal est atteint au 17e niveau, soit à $2/3$ de sa hauteur. On peut expliquer ce phénomène par le fait que les niveaux inférieurs présentent une longueur faible pour des charges importantes alors que les niveaux supérieurs présentent une longueur importante pour des charges faibles. Les niveaux intermédiaires présentent par contre des charges moyennes pour une longueur élastique moyenne, ce qui maximise le déplacement élastique par rapport à la côte initiale.
- La courbe liée au retrait est d'allure linéaire et participe de manière importante aux déplacements totaux.

Déformations des colonnes – contre-longueurs

Suivant la même méthode, on détermine les déformations des colonnes préfabriquées. Cependant, on ne considère dans un premier temps aucun rattrapage des déformations des colonnes inférieures au moment de la pose, puisque c'est l'objet de l'approche. Considérons que la colonne de l'étage n soit posée au temps t_n .

Au temps de calcul t_{cal} , le niveau n subira un déplacement vertical dû :

- Au retrait des colonnes inférieures (en considérant que celles-ci sont posées à un âge de 30 jours),
- Au raccourcissement élastique des niveaux inférieurs engendré par toutes les charges appliquées avant et après t_n ,
- Au fluage des étages inférieurs engendré par les charges appliquées avant et après t_n .

La figure ci-dessus (fig.3) synthétise les déplacements verticaux à long terme de la colonne calculés pour chaque niveau après 30 ans. Il faut considérer que la colonne se sera déplacée d'environ 100 mm au sommet de la tour par rapport à sa côte théorique.

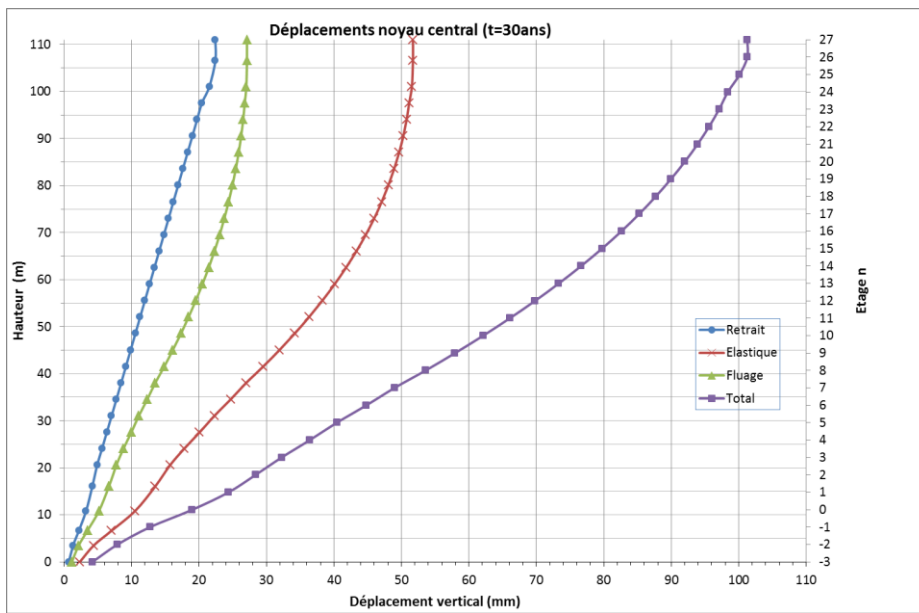


Figure 3. Déplacements verticaux à $t=30ans$ -colonne intérieure.

Il est intéressant d'observer :

- La variation des déplacements élastiques (et fluage) subies à chaque niveau en fonction sa position dans la tour. On observe en particulier que puisqu'aucun rattrapage des déformées n'est considéré au moment de la pose des colonnes, les déplacements croisse de manière monotone avec la hauteur,
- L'influence du retrait pour ces éléments préfabriqués est beaucoup moins marquée que pour le noyau central (toute la portion de retrait des 30 premiers jours est évitée).

Méthode de compensation des déformations à long terme

Le même calcul mené à différents moments permet de tracer l'évolution dans le temps des déplacements. On observe qu'une grande partie de la déformée à long terme est déjà atteinte à la fin du chantier ($t=700$ jours), et que la déformée n'évolue plus significativement après 5 ans (fig. 4). L'objectif est de donner aux colonnes les contre-longueurs nécessaires pour que, en fin de chantier, les déplacements à chaque niveau des colonnes correspondent aux déplacements du noyau. Ainsi, cela correspond à faire coïncider les points de départ à $t=0$ des deux courbes, soit à récupérer un déplacement relatif de 56mm. Lorsque cette correction est apportée, l'évolution des déplacements relatifs entre noyau-colonnes est limitée à 6 mm.

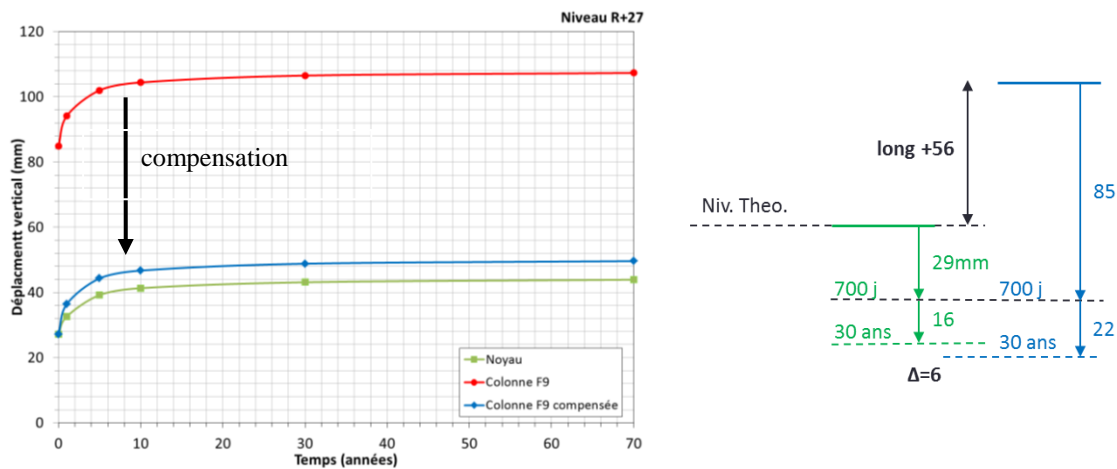


Figure 4. Principe de compensation et évolution des déplacements dans le temps.

La contre-longueur théorique à donner aux colonnes pour le niveau n, correspond à la différence entre le déplacement relatif noyau-colonnes à récupérer aux niveaux n et n-1 (fig. 5). La somme des contre-longueurs

correspond au déplacement relatif total de 56mm. Même si ces contre-longueurs paraissent minimales à l'échelle du bâtiment de 110m, ne pas en tenir compte pourrait engendrer des déplacements différentiels inacceptables (65mm). Pour l'exécution, il sera important de renseigner le niveau de pose de la colonne plutôt que sa sur-longueur. Dans la mesure du possible, la sur-longueur sera d'ailleurs opérée au niveau de l'épaisseur des joints. Dans cette optique, il faut recalculer pour l'étage n le déplacement au moment t_n du sommet de la colonne n-1, en tenant compte des sur-longueurs des colonnes inférieures.

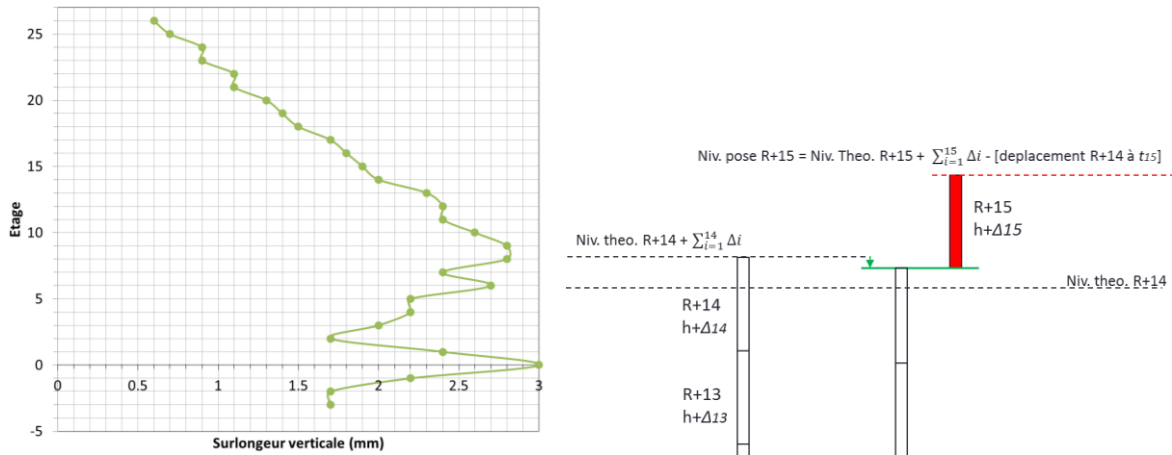


Figure 5. Répartition des sur-longueurs aux étages et détermination des niveaux de pose des colonnes.

La figure 6 présente pour chaque étage la modification du niveau de pose des colonnes à considérer par rapport à la côte théorique. Pour simplifier la réalisation sur chantier, on considère des valeurs entières dont la moyenne est globalement équivalente.

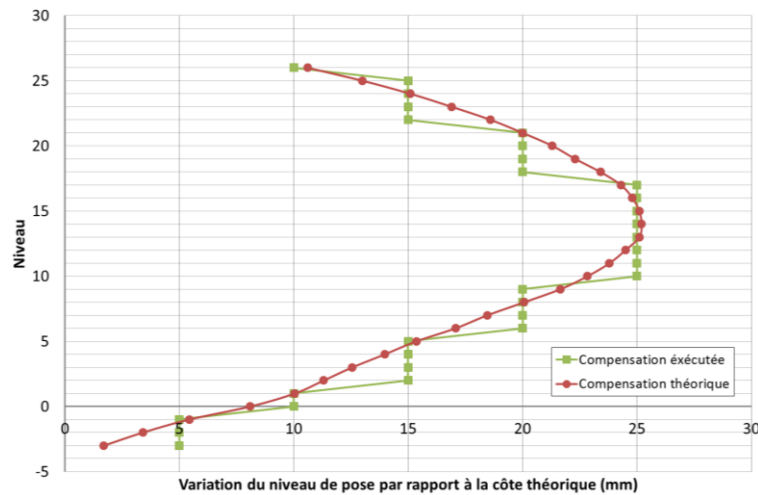


Figure 6. Variation des niveaux de pose des colonnes par rapport aux cotes théoriques.

3. Reprise des efforts horizontaux - Etude dynamique sous vent et critères de confort (Tour Paradis – Liège)

Le noyau central de la tour Paradis est constitué de deux sous-noyaux reliés à chaque étage par des linteaux (section 1x1m) permettant le passage de l'effort rasant entre les deux cellules. Cette section fonctionne comme une poutre Vierendeel (poutre échelle), où le moment global du au vent est repris partiellement en flexion dans chacun des noyaux et par découplage d'effort normal dans chaque section.

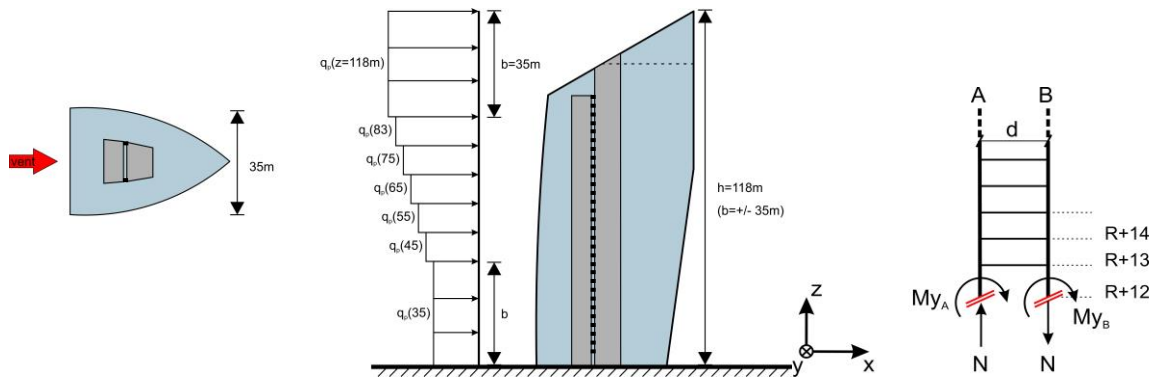


Figure 7. Géométrie noyau central tour Paradis.

Pour des bâtiments de grande hauteur, il convient d'effectuer en plus des vérifications statiques habituelles une vérification du confort des occupants sous vent (par rapport à des critères normatifs). Ce critère ne porte pas sur la valeur absolue du déplacement de la construction sous vent, mais sur l'accélération horizontale que ceux-ci sont susceptibles de subir. La valeur limite admissible de l'accélération, fonction de la fréquence propre du mode fondamental en flexion de la construction, varie également en fonction du type d'occupation de l'immeuble.

En développant l'expression de la pression globale, on met en évidence que sa valeur résulte de la superposition d'une partie constante et d'une partie variable, définie par la moyenne quadratique des variations dues à la répartition spatiale (B) et à la partie résonante (R). L'accélération horizontale associée au premier mode en flexion (fréquence propre n_1) ne trouvant son origine que dans la partie variable résonante, il est nécessaire d'isoler sa contribution dans le déplacement maximal calculé sous les valeurs de pointe de vent. Une analyse des fréquences propres de la structure montre que la fréquence des modes fondamentaux en flexion de la tour est de l'ordre de 0,372Hz.

$$qw(z) = cf. \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) \cdot (1 + 2 k_p I_v(z) \sqrt{B^2 + R^2}) \quad [1]$$

$$a_{cc} = 4 \pi^2 \cdot n_1^2 \cdot dep_{var} = 4 \pi^2 \cdot n_1^2 \cdot dep_{max} \cdot \frac{(2 k_p I_v(z) \sqrt{R^2})}{(1 + 2 k_p I_v(z) \sqrt{B^2 + R^2})} \quad [2]$$

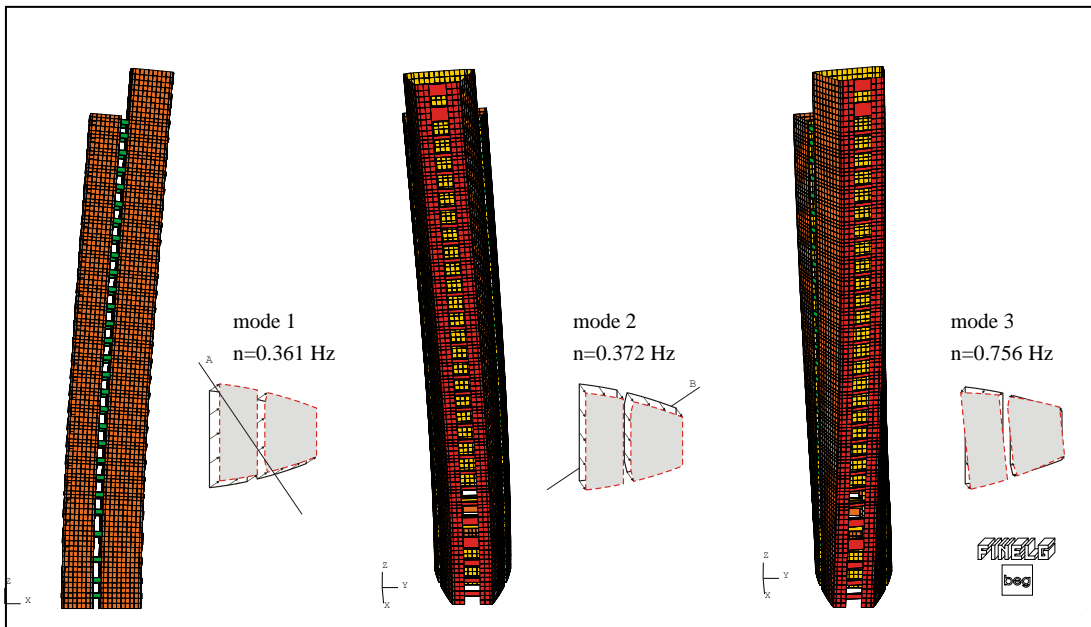


Figure 8. Analyse dynamique tour Paradis – fréquences propres.

L'analyse statique sous vent, toutes directions confondues, montre qu'un déplacement maximal de 10,25cm est obtenu pour un vent perpendiculaire aux grandes façades, soit 1/1000 de la hauteur hors-sol de la tour. On en

déduit l'accélération caractéristique maximale (probabilité d'apparition de 2%/an – période de retour de 50 ans) que pourraient subir les occupants de la tour : $0,193 \text{ m/s}^2$.

La valeur limite admissible pour la fréquence propre de $0,372 \text{ Hz}$ vaut quant à elle $1,05 \text{ m/s}^2$ pour un immeuble de bureaux. L'accélération subie par les occupants de la tour de bureaux est donc 5 fois inférieure à la valeur limite imposée par la norme et le critère de confort est largement vérifié.

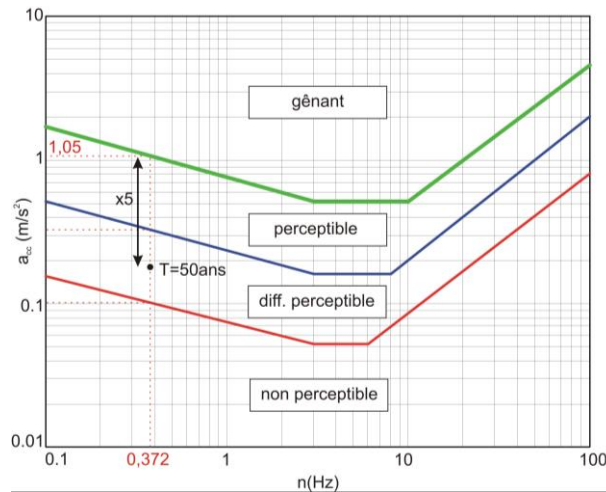


Figure 9. Courbes limites critère de confort.

4. Raidissement via étage de transfert noyau-colonnes (outrigger system) – Silver Tower - Bruxelles

Nous avons vu que dans le cas de la tour Paradis, le noyau central seul est suffisamment raide pour répondre aux critères de déformation transversal ; ce n'est pas toujours le cas. L'immeuble de bureaux Silver Tower comporte trente-et-un niveaux hors sol et sept niveaux en sous-sol et présente une hauteur de $127,7 \text{ m}$ ($136,9 \text{ m}$ en considérant la charpente de façade). Située dans un contexte étroit, encadrée par des espaces publics et des voies de chemin de fer, la géométrie de la construction est formalisée par une lentille elliptique de 28 m de large par 69 m de long. La typologie du bâtiment est une structure principale, constituée d'un noyau central en béton armé (repreant ascenseurs, escaliers, trémies), positionné homothétiquement au centre des plateaux. La géométrie de la tour, et de son noyau, en forme de lentille montre une grande raideur dans le sens longitudinal, et une souplesse importante dans le sens transversal (soumis à la plus grande prise au vent). Cette souplesse est susceptible de générer des déplacements en tête intolérables en cas de vent exceptionnel.

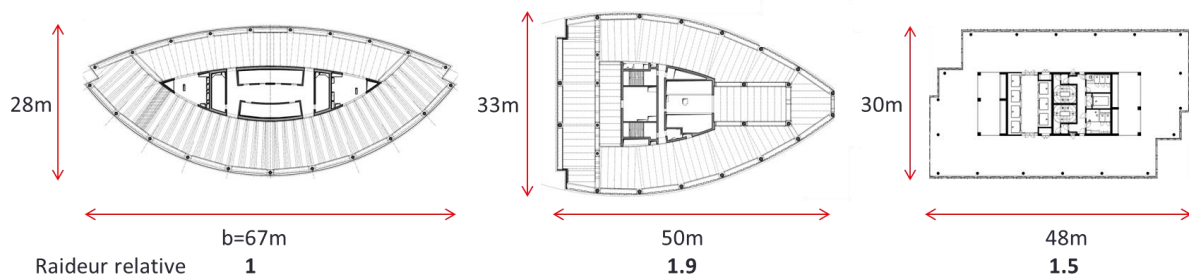


Figure 10. Comparaison de la raideur relative (I_{noyau}/b) par rapport à d'autres projets analogues.

Limitation des déplacements et augmentation de la raideur globale

Les résultats obtenus par la modélisation de la structure indiquent que le déplacement en tête dépasse largement les critères limites usuels : $d=49,0 \text{ cm} = H/310 > H/500$ (fig. 12). Il pourrait en résulter un endommagement important des cloisons ou des éléments de façade et il est donc indispensable d'augmenter la raideur globale du bâtiment. Une première solution serait d'augmenter l'inertie du noyau, soit en augmentant l'épaisseur des voiles, soit en augmentant son emprise. Ces deux solutions ne sont cependant pas compatibles avec le fonctionnement de la tour et nuiraient fortement à la rentabilité des surfaces.

Dans son principe, la solution retenue consiste à faire participer les colonnes de façade dans la reprise du moment global dû au vent grâce à une connexion rigide entre le noyau et les colonnes. Il peut être démontré que la position la plus efficace pour cette connexion correspond à 55% de la hauteur du bâtiment. En bloquant ponctuellement la rotation du noyau, ces raidisseurs produisent un encastrement local du noyau vers les colonnes, dans lesquelles le moment est repris par découplage en effort normal (fig. 11). Cet encastrement intermédiaire sur la hauteur de la tour influence très favorablement le mode de déformation de celle-ci. Les déplacements en tête sont diminués de manière substantiels et respectent ainsi les critères limites : $d=27.3\text{cm} = H/556 < H/500$ (fig. 12).

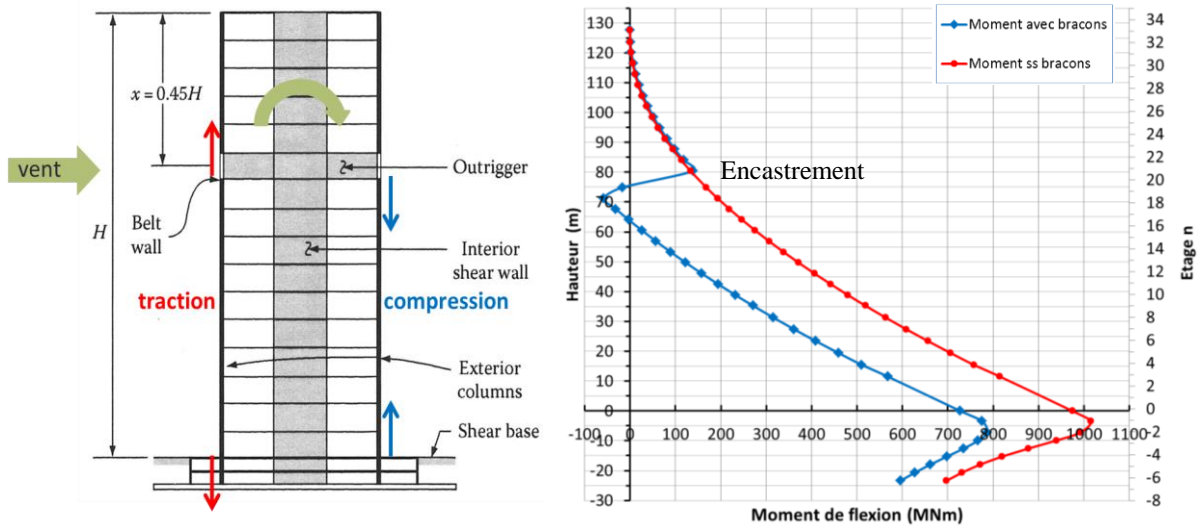


Figure 11. Impact des raidisseurs (outriggers) sur la reprise des efforts de vent.

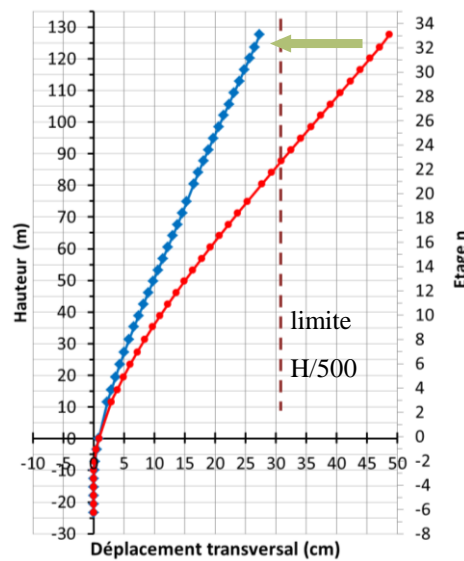


Figure 12. Effet des raidisseurs sur la déformée transversale sous vent.

Ces raidisseurs sont matérialisés par des bracons métalliques disposés entre les niveaux R+17 et R+19. Ces bracons sont conçus de manière à permettre à long terme des déplacements différentiels liés au fluage entre les colonnes (fortement chargées sous charges permanentes) et le noyau (moins chargé puisqu'il assure plus un rôle de stabilisation horizontale que de reprise de charges verticales). Autrement, les colonnes auraient tendance avec le temps à se « suspendre » aux bracons et à transférer ainsi des charges permanentes vers le noyau.

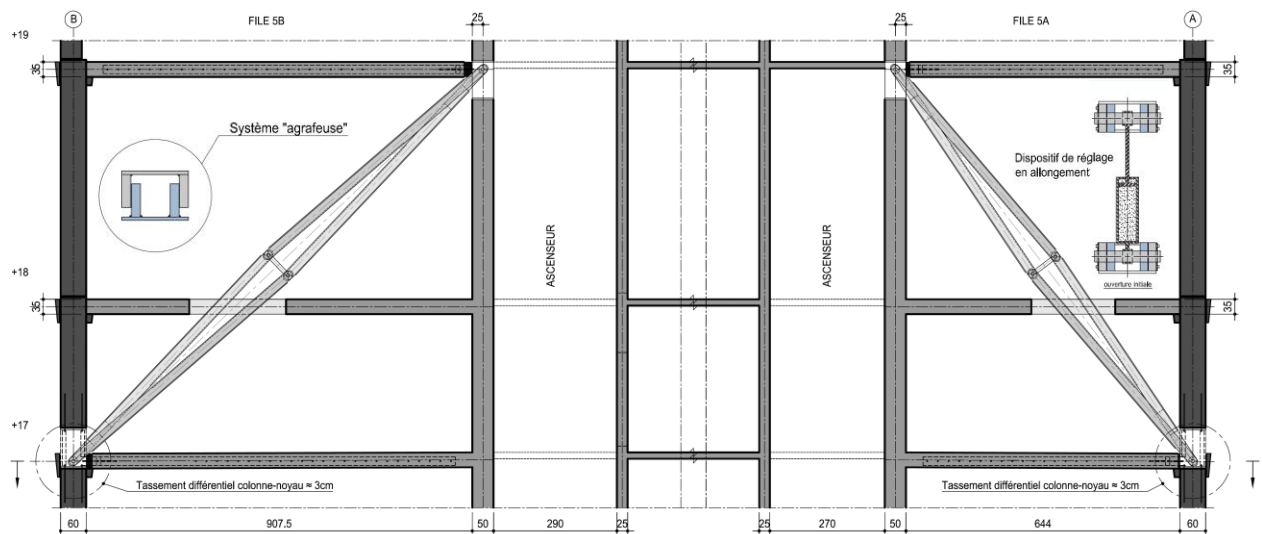


Figure 13. Conception des raidisseurs.

Les bracons se composent de quatre profilés métalliques reconstitués soudés reliés deux à deux par un axe pour former une membrure supérieure et une membrure inférieure. Chaque membrure est reliée à ses extrémités par un axe aux pièces de connexion avec le noyau et les colonnes. La géométrie des membrures et des pièces de connexion est étudiée pour qu'elles puissent s'emboîter parfaitement l'une dans l'autre (à l'image d'une agrafeuse) et permettre ainsi une rotation libre au niveau des connexions. Au centre, un dispositif de réglage en allongement assimilé à un vérin relie la membrure supérieure à la membrure inférieure.

Cette géométrie particulière confère aux bracons la capacité de s'allonger à long terme moyennant un réglage (raccourcissement) de l'amortisseur, et admettre ainsi un tassement différentiel noyau-colonne (estimé à 30mm pendant la vie de l'ouvrage) sans bridage. A court terme, ils permettent le transfert des efforts nécessaire à la reprise du vent et à la participation des colonnes.

5. Conclusions

Au travers de trois problématiques apparues dans l'étude de tours d'une centaine de mètres de hauteur en Belgique, dont notamment la Tour Paradis à Liège, nous avons montré que le dimensionnement de ce type d'ouvrage est fortement conditionné par des critères de déformabilité, en complément des critères de résistance habituels.

Les exigences pour ce type de bâtiments en termes de raideur transversale, de vérification de critères de déformations sous-vent, ou de confort des occupants, nécessitent dans certains cas d'adapter le schéma structurel de l'ouvrage pour augmenter sa raideur globale. Nous avons illustré l'efficacité d'un système avec raidisseurs (outriggers system) dans le cas de la Silver Tower à Bruxelles.

Les phénomènes de déformations différentielles verticales doivent également être considérés, notamment pour les bâtiments ayant recours aux bétons préfabriqués à haute performance. Nous avons montré, sur base de la Tour Paradis, qu'il est possible d'approcher de manière théorique ce comportement et d'y apporter une réponse simple et efficace sur chantier.