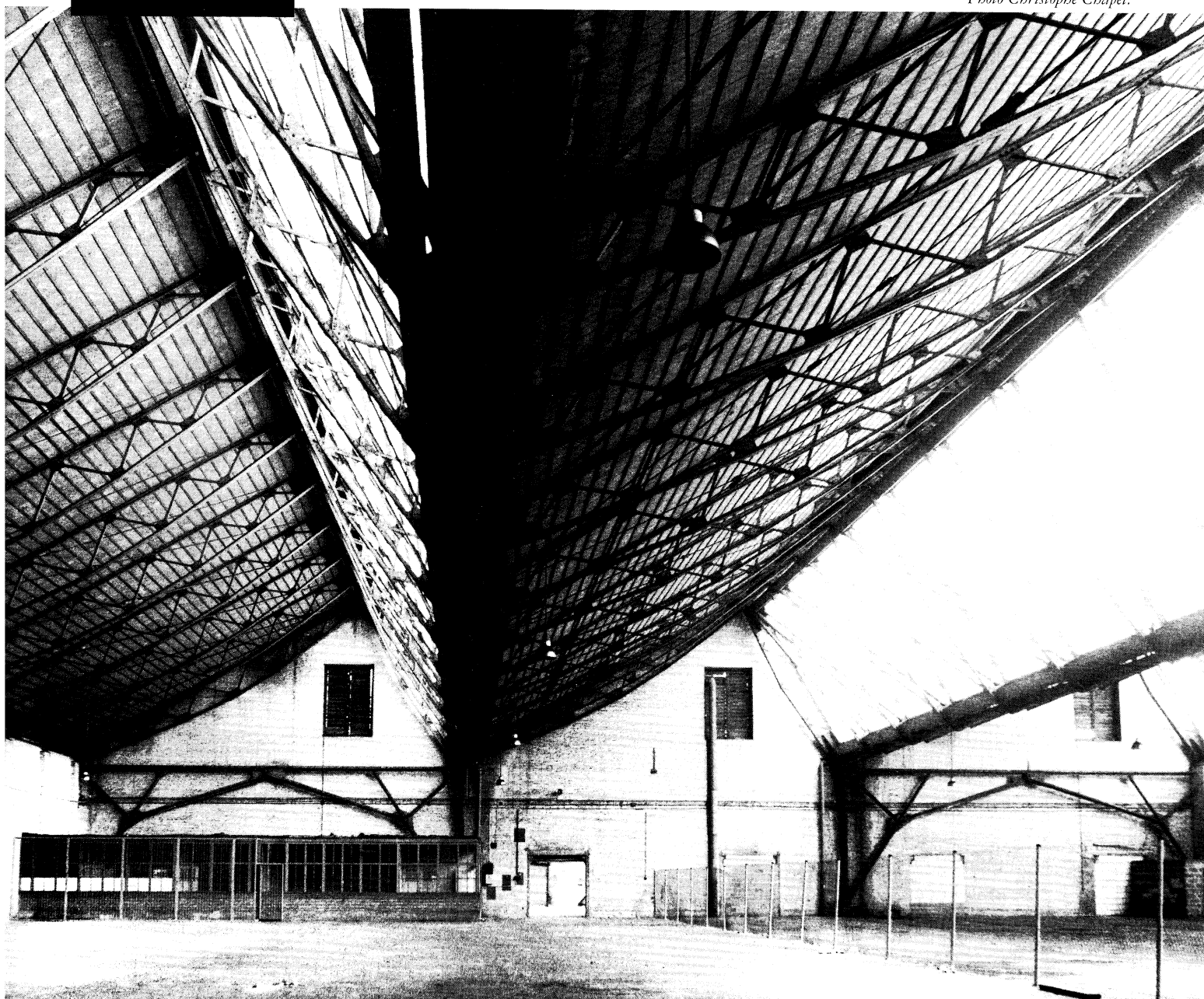




2001

Le métal et le verre dans l'architecture patrimoniale

*La charpente métallique
de l'entrepôt A de Tour et Taxis.
Photo Christophe Chapel.*



AVANT-PROPOS

Pour l'année 2000-2001, ICOMOS Wallonie-Bruxelles a choisi de se pencher plus particulièrement sur le thème du métal et du verre dans l'architecture patrimoniale, métal surtout, envisagé d'abord dans sa fonction structurale, ensuite dans sa vocation seconde, mais non secondaire, comme support de verrières, vitraux et châssis.

Le sujet a déjà été situé de manière générale dans l'éditorial de notre bulletin n°2, juillet 2000.

Il ne s'agit pas ici, dans le présent dossier, de refaire un large panorama de la question, qui a déjà été bien traitée dans le bulletin 36/37, 1995 d'ICOMOS France à l'occasion de son colloque " Fontes, fers, aciers dans l'architecture ".

Notre objectif se limitera plutôt à titre complémentaire à présenter quelques exemples hors du commun du métal dans l'architecture patrimoniale belge.

Le choix des sujets pourrait paraître arbitraire, car bien des cas intéressants ne sont pas présentés, par exemple :

- Les serres de Laeken avec système de dilatation des vitrages ;
- Les abattoirs d'Anderlecht avec rupture des colonnes en fonte par dilatation thermique ;
- Les grands arcs de la gare d'Anvers auxquels les normes actuelles d'effet du vent ne s'appliquent pas ;
- Les ponts Vierendeel, mode constructif typiquement belge que le renouvellement du parc d'ouvrages d'art fait disparaître de notre patrimoine archéologique industriel ;
- Les ascenseurs à bateaux du Canal du Centre, laissés ici de côté en raison de leur classement sur la liste du Patrimoine Mondial de l'UNESCO qui les fait connaître par ailleurs ;
- Les quelques châssis à molette restant de notre industrie minière.

Il fallut tenir compte autant de la place disponible dans le dossier que du temps disponible des auteurs potentiels.

Les quelques textes qui suivent concernent donc un nombre limité de sujets relatifs au patrimoine belge, moins bien connus ou tout à fait nouveaux, qui sont susceptibles d'attirer l'attention tant chez nous qu'à l'étranger.

LE MÉTAL D'ORIGINE DANS LA GRANDE TOUR GOTHIQUE DE L'HÔTEL DE VILLE DE BRUXELLES

Prof. dr. ir. Pierre Halleux

AVANT-PROPOS

Si le Gothique est considéré comme une étape majeure de la grande architecture de pierre, les recherches de ces dernières décades y ont fait apparaître une présence substantielle et insoupçonnée de métal à vocation structurale.

Au 19^{ème} siècle déjà, Eugène Viollet-le-Duc avait signalé l'existence d'armatures en fer forgé dans les constructions médiévales majeures.

Aujourd'hui, l'attention attirée sur cette question conduit à découvrir dans le Gothique de plus en plus de renforts métalliques dont la pertinence se trouve confirmée par les méthodes de calcul de stabilité les plus récentes : la vision du métal exploité exclusivement comme prothèse pour pallier a posteriori à une déficience ou à un désordre est donc dépassée, pour commencer à faire place à celle du métal comme matériau d'usage structural normal dans le Gothique.

Bien que de construction tardive du 15^{ème} siècle, la grande tour de l'Hôtel de Ville de Bruxelles en est un cas exemplatif par la quantité exceptionnelle de renforcements métalliques découverts et par leur rôle scientifiquement étudié lors de sa restauration lourde de la fin du 20^{ème} siècle.

La dernière décade du siècle passé a en effet vu se dérouler une vaste campagne de travaux de remise en état devenus bien nécessaires à la grande tour de l'Hôtel de Ville de Bruxelles ; pour un édifice d'une telle valeur architecturale appartenant à l'ensemble de la Grand'Place aujourd'hui classé sur la liste du Patrimoine Mondial de l'UNESCO, des investigations préalables approfondies s'imposaient avant toute intervention.

Au début de la pré-étude entreprise en 1989 pour définir les travaux à envisager, les documents disponibles se limitaient à peine aux plans dressés lors de la précédente restauration lourde, datant de 1896-1899, peu explicites quant à la présence d'éléments métalliques dans la tour.

Seules pouvaient donc être prises en compte les pièces en fer forgé connues parce qu'apparentes, comme les cerclages de la flèche, les barlotières des baies de la troisième galerie, et les étoiles de reprise de la poussée au vide des voûtes octogonales des deux galeries supérieures.

Si l'étude historique entreprise alors, et axée sur l'analyse systématique des archives encore disponibles, a fourni quelques informations restreintes sur le métal dans la tour, c'est surtout le démontage en cours de chantier des nombreuses pierres à rem-

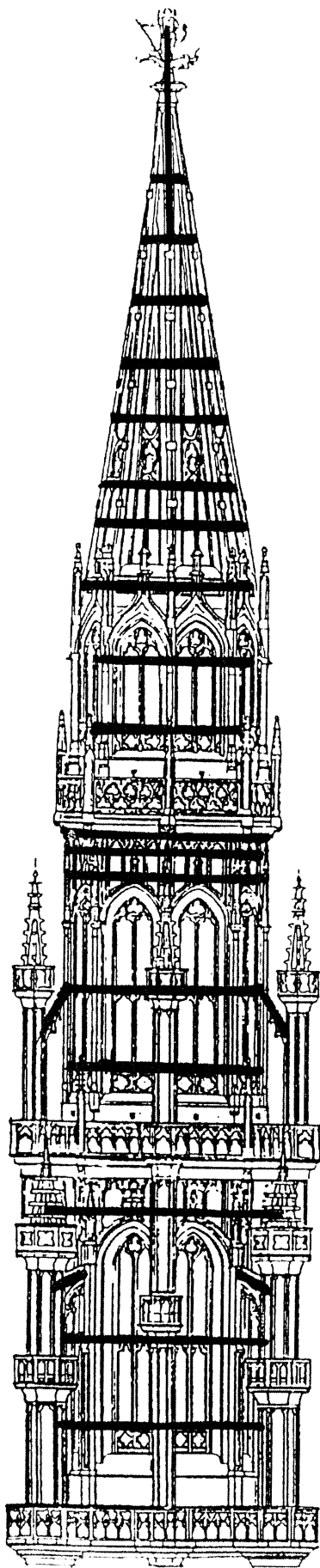


Schéma de la tour ; en trait fort, les renforcements métalliques d'origine : 3 cerclages à la première galerie, 4 cerclages et 1 étoile à la deuxième galerie, 2 cerclages et 1 étoile à la troisième galerie, 1 cerclage de base et 7 cerclages à la flèche, armature des arcs-boutants, hampe de la girouette.

placer qui a permis la découverte de multiples barres de renforcement totalement insoupçonnées.

Cette grande architecture de pierre s'oriente ainsi vers de la véritable pierre armée.

Dans la foulée des importantes études d'accompagnement justifiées par la valeur patrimoniale de l'édifice concerné ainsi que dans le cadre d'études à caractère purement académique menées à l'Université de Bruxelles, le rôle joué par les armatures déjà connues de même que celui des éléments nouvellement découverts a pu être investigué, montrant ainsi le bien-fondé de l'intuition ou du savoir-faire empirique du bâtisseur médiéval.

L'étude qui suit concerne la grande tour seule, et nous la situerons ici brièvement dans son contexte.

L'aile gauche de l'Hôtel de Ville a été entreprise au début du 15^{ème} siècle, en 1401, et l'aile droite en 1444. Entre les deux, un beffroi de forme pseudo-carrée, plus ancien mais dont la date de construction ne nous est pas connue, a été incorporé à la tour élevée de 1449 à 1455 par Jean Van Ruysbroeck.

Cette tour construite dans le style gothique fleuri ou gothique flamboyant, est une véritable dentelle de pierre. Elle est surmontée d'une girouette en cuivre repoussé de 5 m de haut, représentant l'Archange Saint-Michel terrassant le démon, dont l'original de 1455 aujourd'hui déposé était dû au fondeur Martin Van Roode.

Au moment de la construction de la tour, le beffroi plus ancien a dû être élargi vers la droite, ce qui explique la position actuellement décentrée du porche de l'Hôtel de Ville.

A partir du sommet du beffroi primitif, situé au niveau du faîte actuel de la toiture des deux ailes, commence la tour proprement dite constituée de trois galeries octogonales superposées de hauteurs respectives de 14,74 m, 13,22 m et 6,84 m, et surmontées d'une flèche pyramidale de 18,89 m. La construction en pierre atteint ainsi 91,55 m et porte la statue de Saint-Michel qui culmine à 96,5 m.

Les galeries sont voûtées en ogive, et des tourelles jouant contre-fort sont reliées à la tour principale par les arcs-boutants.

La flèche est ajourée dans sa partie inférieure, et les huit côtes qui la constituent sont reliées par des remplages et des cerclages en fer.

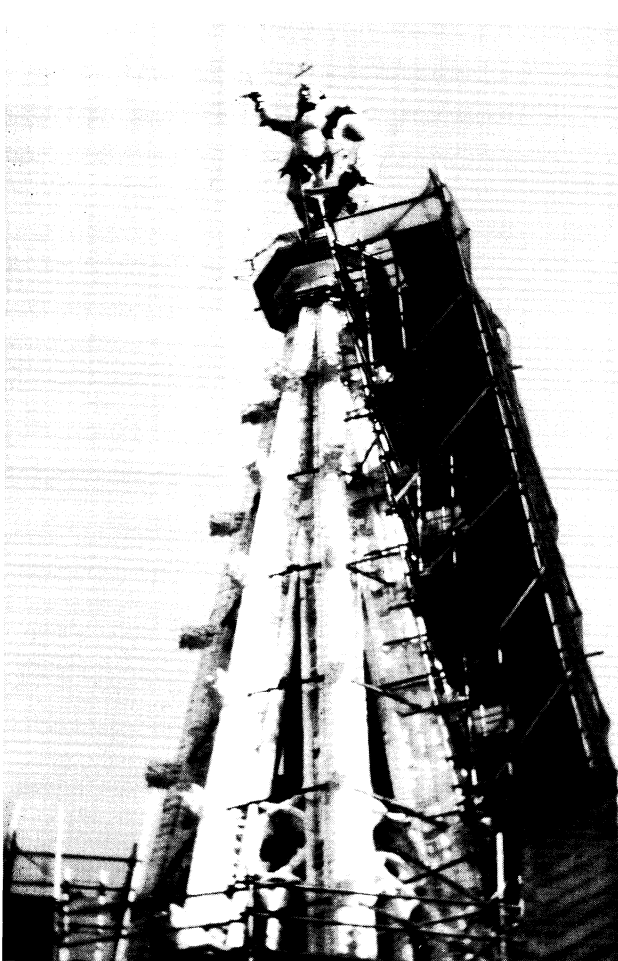
Nous examinerons successivement :

- les cerclages métalliques de la flèche,
- les renforcements des galeries et des arcs-boutants,
- la statue de Saint-Michel et le rôle structural de sa hampe,
- les autres présences du métal dans la tour,
- le plomb à vocation structurale dans la tour.

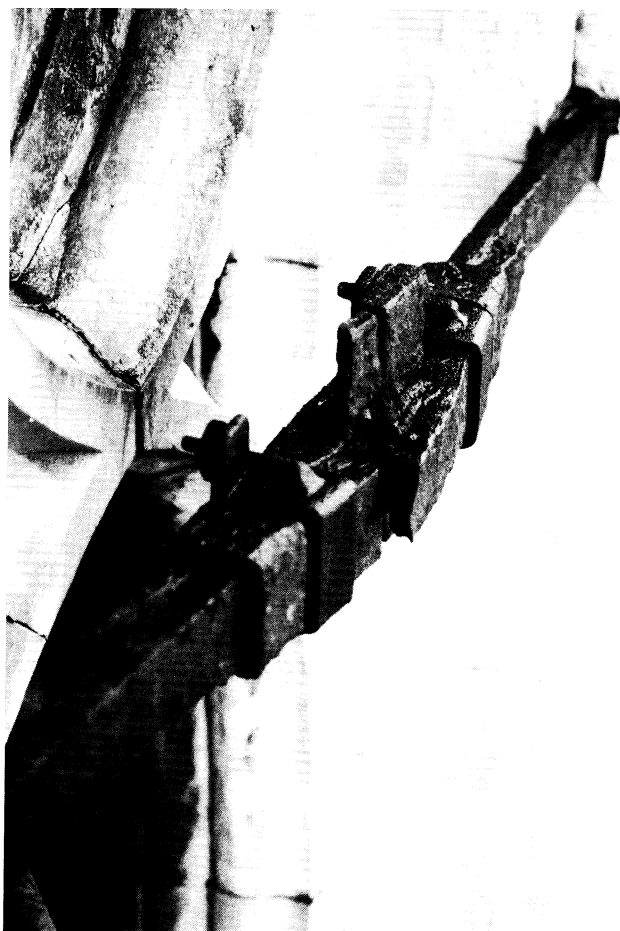
LA FLÈCHE ET SES CERCLAGES

Au premier examen précédant la restauration, le problème de la flèche et de ses cerclages dont la rouille fait éclater la pierre était apparu le plus critique au point de vue de la stabilité.

D'une hauteur totale de 18,89 m, statue de Saint-Michel non comprise, la flèche en pierre présente une partie inférieure ajourée, composée de huit côtes obliques construites par assises horizon-



Les cerclages de la flèche vus de l'échafaudage provisoire avec sa tourrelle d'inspection.



Assemblage à clavette d'un cerclage de la flèche, avec rupture et réparation récente.

tales, qui s'épaulent mutuellement par des remplages au niveau où le hors-plomb ne permet plus d'élever la maçonnerie sans soutien. La clé de voute de cette partie inférieure se trouve 10,35 m au-dessus du sol de la dernière terrasse, et le reste de la flèche jusqu'à son sommet est une pyramide octogonale en maçonnerie pleine.

La flèche comporte sept niveaux de cerclage métalliques de section 60 x 20 ou équivalente, les deux supérieurs enserrant la maçonnerie pleine, et les cinq inférieurs au niveau de la partie ajourée de la flèche étant chaque fois dédoublés, soit à chaque niveau un cerclage dit "intérieur" qui est continu et traverse franchement la maçonnerie des côtes, et un cerclage dit "extérieur", continu aussi, qui traverse également la maçonnerie, mais sur une épaisseur moindre, à l'arrière des pierres constituant les crochets décoratifs des côtes. Ces cerclages de la partie inférieure peuvent donc être considérés comme barlotières.

Il semble, d'après les archives, que les cerclages "intérieurs" sont d'origine, et que les cerclages "extérieurs" dont le placement a nécessité la dépose de certaines pierres, datent de la première restauration, intervenue très tôt de 1499 à 1501, soit moins d'un demi-siècle après la fin du chantier.

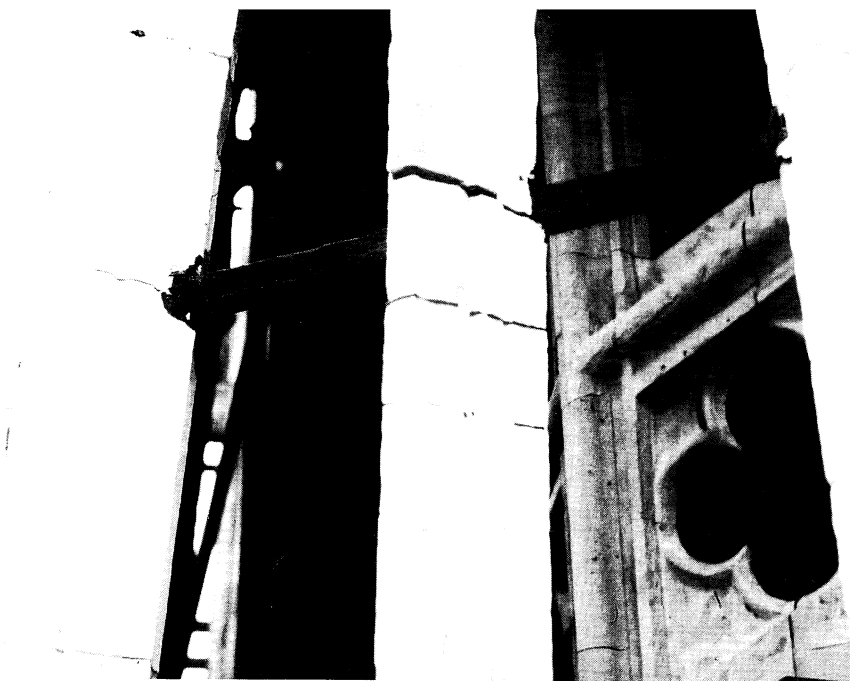
Pour justifier une intervention devenue nécessaire de manière aussi rapide, il a été avancé que les pierres auraient été de mauvaise qualité : cet argument ne tient pas, dans la mesure où ces mêmes pierres vont par la suite se comporter convenablement pendant deux siècles, sans nécessiter d'intervention jusqu'au bombardement par les troupes françaises en 1695. Il faut donc plutôt penser à des malfaçons qu'on aurait laissé passer dans la hâte d'un chantier qui s'est déroulé vraiment très vite, six ans et demi au total, et peut-être à des déficiences structurelles qui se seraient manifestées, justifiant la pose des nouveaux cerclages. Les côtes ne sont en effet pas ou plus rectilignes et présentent une déformée en S (serpentage) qui pourrait témoigner d'un manque de raideur des remplages.

Nous sommes donc tentés de considérer ces cerclages ajoutés en 1499-1501 comme s'ils faisaient presque partie de la conception d'origine.

Les cerclages sont parfois amoindris de façon drastique par la corrosion : par exemple, une barre de 35 x 50 passe à 15 x 35, c'est-à-dire de 17,5 cm² à 5,25 cm², soit une perte de section de 70 %. C'est pourquoi les cerclages ont été ici et là renforcés maladroitement au 20^{ème} siècle, en 1954 probablement, par des plats en acier de section 45 x 20, fixés grossièrement par deux cordons de soudure.

Les éléments corrodés, particulièrement dans la zone où ils s'insèrent dans la maçonnerie, là où le gonflement de la rouille fait éclater la pierre, devaient impérativement être ôtés et remplacés si besoin par des pièces inoxydables dans la mesure où leur maintien se serait avéré nécessaire.

Si la présence des renforts était connue dans leur zone visible, la continuité suspectée de la liaison au sein de la maçonnerie a été vérifiée lors des travaux de chantier : les extrémités de deux barres adjacentes sont recourbées vers le haut pour former deux crochets qui sont coiffés par un anneau en fer forgé ; les huit pièces ainsi assemblées constituent donc chaque fois un cerclage.



La rouille gonfle et disloque la maçonnerie dans la zone de pénétration du renforcement ancien.

Avant le début des travaux de restauration, une étude de l'efficacité des cerclages a pu être menée à l'Université de Bruxelles ; cette recherche à caractère académique, au coût fictif exorbitant de plus de 5 millions BEF supporté par le Rectorat, a permis d'élaborer un modèle numérique hautement sophistiqué, inabordable en bureau d'études ou par le Maître d'Oeuvre.

Les sollicitations prises en compte sont le poids propre et le vent, les effets sismiques étant négligeables ici.

Sous poids propre seul, la contrainte dans la pierre reste faible (4 à 6 kg/cm²) à la base des côtes ; les cerclages ne sont presque pas sollicités et la simulation de leur suppression dans le modèle numérique n'introduit pas de modification significative.

En ce qui concerne le vent, les normes belges actuellement en vigueur prévoient en tête de la tour une vitesse de 154 km/h avec une période de retour probable de 10 ans ; comme il s'agit d'un monument hors du commun appelé à durer, il a été jugé opportun de considérer une période de retour possible de 500 ans pour le vent exceptionnel qui atteint alors 196 km/h ; les pressions dynamiques correspondantes sont respectivement de 1,12 et 1,84 kN/ m² (\approx 110 et 180 kg/m²) puisque la sollicitation est proportionnelle au carré de la vitesse du vent.

Cela représente sous vent exceptionnel une force de plus de 10 tonnes sur la flèche et d'une tonne sur la statue de Saint-Michel, laquelle contribue, en raison de sa position élevée, à plus d'un quart du couple de basculement à la base de la flèche.

On notera que les tornades où le vent tourbillonnant peut atteindre 300 à 400 km/h, comme celle qui a frappé la

Cathédrale de Tournai le 14 août 1999, sont en Belgique des phénomènes météorologiques rarissimes, très ponctuels (une bande de 20 à 100 m de large sur quelques kilomètres) et jamais pris en compte.

Sous poids propre et vent exceptionnel, le travail des cerclages reste très modéré, l'effort maximum calculé étant de 180 kg si la flèche était entièrement en pierre de Gobertange qui a remplacé tous les parements au 19^{ème} siècle, et 240 kg avec la pierre de Balegem d'origine plus déformable. Ici aussi, la différence des contraintes dans la maçonnerie lorsque les cerclages sont fictivement ôtés dans le calcul est insignifiante. Bien que la côte la plus courte située à l'arrivée décentrée de la tourelle d'escalier qui est déjà la moins chargée s'en trouve encore décomprimée, la différence est tout à fait minime.

Les cerclages apparaissent donc plutôt comme éléments de sécurité qui garantissent la cohésion de la maçonnerie.

Par contre, la partie supérieure pleine de la flèche est typiquement sollicitée en flexion par le vent, ce qui induit sur la face amont des contraintes de traction de l'ordre de 1MPa (\approx 10 kg/cm²) à 2 m sous le sommet, et la zone tendue s'étend jusqu'à la base de la zone pleine.

Bien que ces valeurs soient en gros réduites de moitié sous vent normal de retour probable tous les 10 ans, un tel niveau de contrainte est trop élevé pour une maçonnerie de pierre : cette question sera reprise lors de l'examen de la hampe de la girouette dont la grande profondeur d'ancrage jouant armature, découverte par sondages en cours de chantier, n'était pas encore connue lors de l'exécution de cette étude.

La dépose des cerclages pénétrant dans la maçonnerie disloquée par le gonflement de la rouille était impérative, et la question s'est posée de savoir s'ils étaient ou non en tension, afin d'introduire une éventuelle précontrainte dans les armatures inoxydables de remplacement : une détermination expérimentale in situ des efforts dans les cerclages en place a donc été réalisée.

Pour ce faire, la technique de relaxation des contraintes est un procédé simple dans son principe, mais qui requiert cependant un

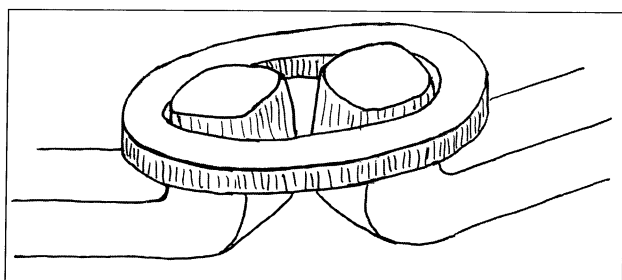


Schéma d'assemblage des barres de cerclage de la flèche, par crochets et anneau au sein de la maçonnerie..

savoir-faire pour la compensation des multiples phénomènes parasites : une barre mise en tension dans l'édifice est allongée par rapport à son état initial auquel elle revient lorsqu'elle est sectionnée par disqueuse ; des mesures d'extensométrie effectuées avec un appareillage de haute précision avant et après dépose de la barre donnent ce raccourcissement qui permet, après correction d'effets parasites de température et de flexion, de déduire a posteriori par calcul l'effort que la barre supportait initialement.

Appliquée aux barres de trois niveaux de cerclage, cette procédure a montré qu'elles n'étaient pas sous tension, et qu'aucune précontrainte ne devait dès lors être appliquée aux barres de remplacement.

LE MÉTAL DANS LES GALERIES

Au début des travaux les seuls éléments métalliques connus étaient, outre une barlotière en partie supérieure des baies de la troisième galerie, les étoiles, ou araignées, reprenant la poussée au vide des voûtes ogivales de la deuxième et de la troisième galerie. A la retombée des arcs d'ogive sur les colonnes s'exercent en effet, horizontalement vers l'extérieur, des efforts radiaux qui doivent être équilibrés, sous peine d'introduire des flexions excessives dans les colonnes.

Les étoiles sont constituées de huit tirants métalliques de 40 x 40 ancrés par des étriers en tête des colonnes et reliés à un anneau central permettant d'auto-équilibrer les efforts. La date de pose de ce système n'est pas connue ; relativement protégé des intempéries, il est correctement conservé, bien que les ancrages aient déjà demandé une remise en état en 1748.

L'absence surprenante a priori d'une étoile à la première galerie a été justifiée par le modèle numérique : la verticalisation des lignes de poussée dans les colonnes par la charge importante que représente le reste de la tour (près de 1800 tonnes) réduit l'importance relative de l'effet parasite des poussées au vide de la voûte et permet ainsi de se passer de l'étoile.

Les déposes de pierres pour restauration ont permis de constater la présence d'un nombre considérable d'éléments métalliques de renforcement, à savoir des cerclages continus en fer forgé impeccablement conservés au sein de la maçonnerie dans les balustrades et au-dessus des baies des trois galeries, ainsi qu'au sein des meneaux des deux premières galeries, les baies moins hautes de la troisième galerie étant dépourvues de meneaux.

Aucun de ces éléments métalliques n'est signalé dans les plans, pourtant très détaillés, dressés lors de la restauration de 1896-1899, et les archives antérieures ne les mentionnent pas non plus.

En particulier, et bien que les calculs aient montré qu'elle n'était pas nécessaire, l'étoile absente dans la première galerie paraissait une lacune qu'il a été décidé de combler à la faveur de la restauration en cours : c'est lors du forage des trous d'ancrage de cette étoile nouvelle que le cerclage noyé dans la maçonnerie au-dessus des baies de cette galerie a été découvert. Ainsi le bâtisseur médiéval avait-il déjà repris à ce niveau la poussée au vide de la voûte par une technique bien plus élégante que la nôtre.

Tenant compte par un processus itératif de la fissuration possible des joints de mortier en traction, l'étude numérique de l'ensemble de la tour, inscrite au cahier des charges, devait être une opération préalable à la restauration pour pouvoir en guider les options : elle n'a donc pas pu tenir compte des éléments métalliques nouvellement découverts, et c'est dans une recherche académique ultérieure que leur influence a été examinée.

Les cerclages situés dans les balustrades ont peu d'influence ; ceux qui se trouvent dans la maçonnerie au-dessus des baies et particulièrement dans les meneaux de la deuxième galerie, situés exactement au niveau d'appui des arcs-boutants, contribuent à reprendre une partie de la poussée au vide de la voûte. Les arcs-boutants sont ainsi déchargés, et la composante verticale qu'ils transmettent aux contreforts s'en trouve aussi réduite, ce qui surcharge un peu (5 %) les colonnes de la galerie, de manière favorable pour leur stabilité au vent.

Les arcs-boutants qui relient les deux premières galeries de la tour principale aux tourelles jouant contreforts étaient en très mauvais état et exigeaient une reconstruction ; il doit s'agir là d'un endroit sensible de l'édifice, car les plans de la restauration de 1896-1899 y signalent déjà le remplacement d'un nombre considérable de pierres, alors que des désordres y sont mentionnés dès 1815.

Le modèle numérique initial montrait que certains arcs-boutants peuvent passer en traction sous l'effet du vent : cette situation anormale, puisqu'il s'agit d'éléments constructifs logiquement comprimés, a d'abord fait penser à une erreur de calcul ; il n'en était rien, et la découverte surprenante d'armatures lors de leur démontage a confirmé cette situation inhabituelle qui avait dû être constatée ou prévue empiriquement bien avant nous.

Ainsi, la faiblesse chronique des arcs-boutants se trouve-t-elle expliquée, et rappelle-t-elle la situation rencontrée dans d'autres grands édifices gothiques (cathédrales de Bourges, de Chartres, ...) où des zones soumises sporadiquement à traction ont nécessité de manière chronique aussi des remplacements de pierres.

Quoi qu'il en soit, les modélisations numériques d'aujourd'hui montrent que les contraintes dans les renforts principaux, étoiles et cerclages, restent extrêmement faibles (1/20 de la contrainte admissible) y compris sous vent exceptionnel et que, même en considérant les points faibles que peuvent constituer les assemblages entre barres, leur résistance est largement suffisante.

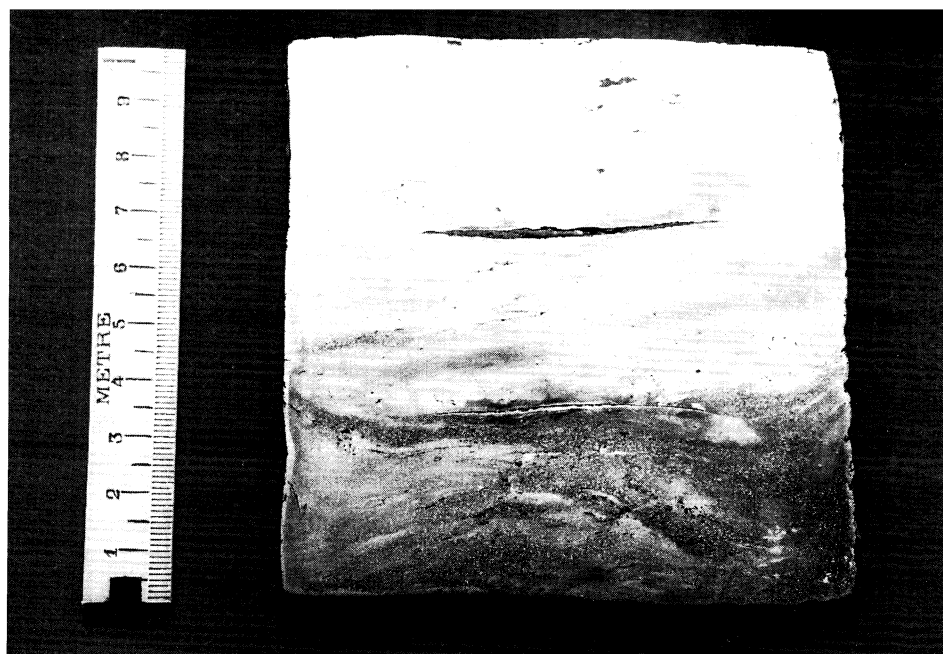
Ici aussi, ces armatures sont donc à considérer plutôt comme une sécurité en cas d'accident de dislocation de la maçonnerie.

LA HAMPE DE LA GIROUETTE

La statue de Saint-Michel terrassant le démon mise en place au faite de la tour en 1455 est l'œuvre du fondeur Martin Van Roode. Elle est en cuivre repoussé d'1 mm d'épaisseur, avec des éléments coulés en bronze comme l'épée, la croix, les mains de l'archange et les griffes du démon. L'ossature initiale est en fer forgé que les archives qualifient de fer d'Espagne.

A l'époque, la péninsule ibérique produit en effet un des meilleurs fers forgés du moment, et nous ne savons pas s'il s'agit

*Analyse métallographique d'une coupe
de la hampe de la girouette : section
carrée de 10 x 10 cm constituée de
3 pièces de $\pm 3 \times 10$ cm forgées
indépendamment et assemblées
par forgeage.*



effectivement d'un métal importé ou d'un matériau de production locale portant le label "d'Espagne" en raison de sa haute qualité, qui lui permettra d'ailleurs de se maintenir jusqu'à la restauration de 1896-1897, quand cette ossature interne est remplacée par une armature en bronze phosphoreux.

La girouette déposée a montré de nombreux désordres tels que corrosion, dégâts dû à la foudre, réparations multiples et soudures maladroites, impacts de projectiles d'arme à feu : le démontage nécessaire à sa restauration prévue initialement aurait fait disparaître les derniers témoins d'origine, et il a été décidé de la conserver en musée et de la remplacer par une copie, un peu plus lourde cette fois car réalisée en cuivre repoussé de 2 mm d'épaisseur pour accroître sa longévité, supportée par une armature en acier inoxydable.

Restée en bon état, la hampe de la statue devait être conservée, d'autant que les pierres intactes dans lesquelles elle est ancrée ne justifiaient pas de dépose.

Il fallait dès lors s'assurer que cette hampe pouvait supporter une girouette alourdie par la surépaisseur de cuivre, et elle a fait l'objet d'un examen approfondi.

L'analyse spectrographique effectuée au microscope électronique à l'Université de Bruxelles a montré qu'il s'agit d'un fer très doux, à teneur de carbone particulièrement basse, qui justifie d'ailleurs sa bonne tenue à la corrosion.

La structure de fer forgé apparaît très bien sur les coupes métallographiques effectuées au laboratoire d'essai des matériaux de l'Université (sections polies et attaquées à l'acide par le nital, solution d'acide nitrique et d'alcool), avec les concentrations d'impuretés (sulfures) au milieu de la pièce.

Il s'agit d'une section carrée de 10 x 10 cm composée de trois rectangles d'environ 3 x 10 cm, forgés indépendamment, et imparfaitement assemblés ensuite par forgeage, cet assemblage assurant malgré tout une résistance suffisante aux efforts rasants.

La résistance est très variable d'un endroit à l'autre de la section, dépendant du degré de forgeage et donc de l'écroutissage du métal. On peut toutefois compter pour cette pièce sur une limite élastique de 186 N/mm² et une résistance à la rupture de 280 N/mm², sur base d'un grand nombre (45) d'essais de dureté

Brinell effectués au laboratoire de l'Université de Bruxelles. Des essais sur éprouvettes de traction étaient exclus en raison de la longueur excessive de l'échantillon qui aurait dû être prélevé.

Lors du chantier, des sondages ont montré que cette hampe descend dans la maçonnerie en place sur une hauteur étonnante de l'ordre de 6 m, ce qui lui donne une longueur totale d'environ 8 m, compte tenu de la hauteur libre qui pénètre dans la statue jusqu'à la bille de support de la girouette au niveau de ses épaules.

Si la section de la hampe est effectivement de 10 x 10 cm jusqu'à sa base, ce que nous ignorons puisque le dégagement de la maçonnerie n'a pas été effectué, cela représente une pièce exceptionnelle de plus de 600 kg.

Une telle longueur d'ancrage n'est absolument pas nécessaire pour maintenir la girouette, et ceci nous ramène au problème déjà rencontré des contraintes de traction sous l'effet du vent à la face amont de la flèche, qui présentent d'après le modèle de calcul numérique des valeurs inacceptables pour les joints de mortier, avec un maximum à 2 m sous le sommet.

Curieusement, la question de la stabilité au vent d'une flèche pyramidale en pierre n'avait jamais été étudiée avant les travaux de J. Heyman publiés en 1991 et repris en 1995 ; la tour de l'Hôtel de Ville s'avérait ici l'occasion de généraliser son point de vue en tenant compte de la girouette.

Le raisonnement est le suivant : à un niveau donné d'une flèche pyramidale, le couple stabilisant de la partie supérieure dû à son poids propre dépend de la quatrième puissance de la hauteur jusqu'à la pointe, alors que le couple de basculement dû à la prise au vent dépend, lui, de la troisième puissance de cette dimension. Pour des niveaux qui se rapprochent du sommet, l'effet propice diminue plus vite que l'effet néfaste jusqu'à un niveau qui devient critique.

Si la question ne se pose pas pour les pyramides égyptiennes, c'est parce que l'angle d'ouverture est suffisamment large pour que le niveau critique se trouve presque au sommet.

Si on reprend le raisonnement de J. Heyman, en y ajoutant pour notre tour l'effet stabilisant du poids de la statue de Saint-Michel et le couple de renversement dû au vent qu'elle induit, c'est presque la moitié supérieure de la pyramide pleine, soit 4,5 m, qui est menacée de basculement.

Ceci n'avait jamais été rapporté avant notre étude publiée en 1993, et montre que la hampe de la statue de Saint-Michel, qui pénètre si profondément dans la maçonnerie, est une armature indispensable à la stabilité de la construction, en dehors même de l'ancrage de la girouette : nous sommes ici en présence d'une véritable maçonnerie armée parfaitement justifiée.

QUELQUES AUTRES RENFORCEMENTS MÉTALLIQUES DE LA TOUR

La tour présente aussi d'autres éléments métalliques, comme des liaisons entre les côtes et la tourelle centrale d'escalier de la flèche, qui n'ont pas été prises en compte ici, car leur section relativement faible leur confère un rôle minime dans la stabilité ; le calcul a d'ailleurs montré que le risque d'instabilité par flambement des côtes est inexistant.

A la base de la flèche, les huit côtes obliques appliquent sur la calotte de la troisième galerie des forces présentant chacune radialement une composante horizontale. Le démontage de la maçonnerie pour restauration a mis au jour au sein de cette calotte un cerclage dont le rôle était manifestement de reprendre ces efforts.

Ce cerclage d'origine a été cassé et interrompu à une époque et pour une raison inconnues, alors qu'il n'en est pas résulté de désordre apparent. Il n'était donc pas indispensable, puisque sa rupture l'a rendu inefficace, mais sa fonction a été reprise aujourd'hui par sécurité par un anneau en béton armé avec ancrage en acier inoxydable des pieds des côtes.

Le démontage des pinacles qui coiffent les tourelles jouant contrefort d'arc-boutant y a fait apparaître une barre continue en bronze reliant entre eux les éléments constitutifs assemblés : il s'agit d'armatures qui datent très vraisemblablement de la restauration de 1896, et nous ignorons quelle était la situation antérieure. Au remontage, on a préféré remplacer la barre continue traversant les assises par de courts tronçons individuels de tige filetée en acier inoxydable formant tenons reliant les pierres deux à deux, pour réduire le risque relatif à la dilatation thermique différentielle qui peut provoquer une microfissuration des joints et les rendre plus sensibles au gel.

Enfin, un dernier renforcement ne concerne pas la tour elle-même, mais le local supérieur pseudo-carré de l'ancien beffroi qui la supporte.

Dans la disposition architecturale choisie, quatre colonnes de la première galerie octogonale tombent sur les milieux des côtés du carré, et les quatre autres viennent surcharger les trompes qui voûtent ce local pour permettre le passage du carré à l'octogone.

On y trouve, longeant les murs, quatre tirants anciens dont deux présentent des cassures nettes avec réparations de fortune par couvre-joints assez inefficaces.

Cette observation manifestement inquiétante doit être tempérée par l'analyse historique de la tour

dont les informations prennent ici toute leur utilité pour le restaurateur d'aujourd'hui.

En effet, un rapport de 1748 signale déjà un premier tirant cassé, tandis que les experts de 1815 en mentionnent un deuxième : si l'édifice a pu se passer de ces renforts depuis lors, c'est manifestement qu'ils ne sont pas indispensables.

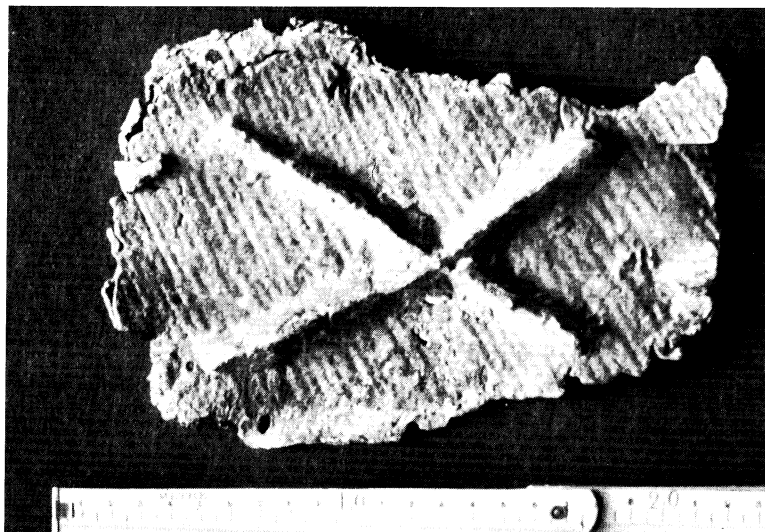
De quand datent ces tirants ? Sont-ils d'origine ? La technique d'assemblage des éléments permettant le réglage de la tension par une clavette avec deux anneaux de serrage est identique à celle qui a été utilisée pour les cerclages de la flèche en 1499-1501, mais les archives sont équivoques. Ils semblent en tout cas antérieurs à l'accroissement d'un tiers vers l'intérieur de l'épaisseur de la maçonnerie du local lors de la restauration devenue nécessaire en 1748 à la suite du bombardement de 1695, opération que nos mesures in situ par vérins plats, (Service Génie Civil - ULB) ont montrée de fonction structurale négligeable.

En tout état de cause, la mise en place pour notre restauration d'un échafaudage autoportant faisait passer provisoirement la sollicitation de la tour sous vent normal de 40 à 100 tonnes et exigeait un renforcement par des tirants d'angle dans le local concerné. Ces tirants ont été laissés en place après restauration.

LE PLOMB À VOCATION STRUCTURALE DANS LA TOUR

De multiples crampons et agrafes métalliques munis de queues d'aronde ont été retrouvés lors du démontage des pierres à remplacer ; ils étaient bien sûr ancrés au plomb de façon traditionnelle. Ils sont utiles à la cohésion de la maçonnerie, mais non indispensables tant que la situation reste normale, comme ceux dont on a retrouvé la trace en négatif dans de multiples constructions antiques alors qu'ils avaient été récupérés par des pillards.

Un joint en plomb avec nervures qui s'opposent au glissement relatif des pierres assemblées.



A ce titre, les joints complets en plomb dans la tour méritent un commentaire. Le plomb avait été employé dès l'origine dans l'édifice et des joints refaits avec du réemploi de vieux tuyaux lors de la restauration de 1499-1501.

Tout comme les joints en mortier, leur fonction première est d'assurer une répartition uniforme de la pression entre deux pierres adjacentes et d'éviter les pics de contraintes dus aux points durs qui constituent des aspérités de la pierre. Par rapport au mortier de chaux médiéval qui doit d'abord sécher, et dont la prise ultérieure par carbonatation à l'air ambiant est extrêmement lente, le plomb coulé acquiert sa résistance dès refroidissement, ce qui permet de poursuivre la construction sans attente, avantage substantiel dans un chantier étroit comme celui d'une tour.

Du point de vue structural considéré ici, les rainures en croix et saignées appelées pattes d'araignée qui sont pratiquées en vis-à-vis dans les deux faces des pierres assemblées assurent au joint des reliefs qui, bien mieux que dans un joint de mortier, offrent une résistance au cisaillement qui s'oppose au glissement des pierres l'une sur l'autre.

La tour nous offre un témoignage bien parlant de ce rôle bénéfique des joints de plomb : lors du violent incendie des toitures de l'Hôtel de Ville provoqué par le bombardement à boulets rouges des troupes françaises en 1695, les flammes montent jusqu'à la base de la flèche, d'après les relations d'époque confirmées par la présence de pierres calcinées, et les dislocations de maçonneries qui s'ensuivent sont considérables.

La calcination d'une pierre calcaire de la tour demande une température de 800°C, alors que le plomb fond dès 334°C, s'écoule des joints et cesse d'assurer la résistance au cisaillement entre pierres.

Cette destruction des joints de plomb est donc un des facteurs ayant rendu indispensable l'importante restauration de 1748.

CONCLUSION

En dehors de toute addition moderne ou du 19^{ème} siècle, la grande tour de l'Hôtel de Ville de Bruxelles s'avère présenter une quantité exceptionnelle de métal à vocation structurale mis en place d'origine.

Ceci rappelle la découverte récente d'une intervention intensive du métal dans des édifices gothiques majeurs comme les cathédrales de Beauvais et Bourges et de sa présence aujourd'hui suspectée ou partiellement identifiée comme à Amiens et Chartres.

Le métal utilisé est un fer doux à très basse teneur en carbone qui a assuré sa longévité vis-à-vis de la corrosion, mais ne permet plus de résister à la pollution actuelle.

Les barres de renforcement médiéval connues à ce jour dans la tour ont un développement qui doit représenter une dizaine de tonnes de fer, auxquelles il faut ajouter quelque 25 % pour tenir compte des dispositifs complexes et peu efficaces d'assemblage et d'ancrage utilisés.

Avec les tenons, ancrages et agrafes, et la hampe de la girouette, une estimation de 15 tonnes de fer est vraisemblable.

C'est énorme, compte tenu du fait que la production de fer par procédé indirect passant par la fonte ne date que de la fin du 15^{ème} siècle, soit après la construction de la tour.

Rapportées aux 1800 tonnes de pierre de la tour, les 15 tonnes de fer pondérées par les masses spécifiques des deux matériaux donnent une proportion en volume de 2,5 % qui reste loin en dessous du pourcentage d'armature d'un béton armé classique. Pierre armée, pas encore, mais il n'empêche qu'une telle quantité de métal a de quoi surprendre.

BIBLIOGRAPHIE

- Espion B., Elinck S., Halleux P.
Wind induced Stresses in the Spire of Brussels Town Hall Tower
IABSE Reports, vol. 70. IABSE Symposium Rome 1993. Structural Preservation of the Architectural Heritage, pp. 449-456
- Halleux P.
"Restauration de la grande tour de l'Hôtel de Ville de Bruxelles : retombée des études scientifiques d'accompagnement". ARDIC, Bruxelles 1993, 11.
- Halleux P.
"La déformabilité de la tour de l'Hôtel de Ville de Bruxelles sous les effets climatiques (vent et ensoleillement)". Proc. 4th National Congress on Theoretical and Applied Mechanics, Leuven 1997, pp. 489-492
- Halleux P.
"The Gothic tower of Brussels town hall : a scientific approach to the problems and choices concerning restoration". in "Sustained care of the cultural heritage against pollution". Cultural heritage n°40, Council of Europe Publishing, Strasbourg 2000, pp. 63-94
- Heyman J.
"Hemingbrough Spire", Proc. of the 2nd Int. Conf. Structural Repair and Maintenance of Historical Buildings, ed. by C.A. Brebbia et al., vol. 1, pp. 13-22, Computational Mechanics Publications, 1991
- Heyman J.
"The Stone Skeleton - Structural Engineering of Masonry Architecture". Cambridge University Press, 1995
- Melkebeke S.
"Incidence des renforcements métalliques présents dans la maçonnerie sur la stabilité de la tour de l'Hôtel de Ville de Bruxelles". Mémoire Université Libre de Bruxelles, 1996.

LE TITANE EN GROSSES BARRES D'ARMATURE DANS LA TOUR DE L'HÔTEL DE VILLE DE BRUXELLES : UNE PREMIÈRE MONDIALE EN RESTAURATION

Prof. dr. ir. Pierre Halleux

Parmi les problèmes rencontrés lors de la restauration lourde devenue impérative pour la grande tour de l'Hôtel de Ville de Bruxelles à la fin du 20^{ème} siècle, celui du remplacement d'armatures apparentes en fer forgé était crucial.

Dans cet édifice gothique du milieu du 15^{ème} siècle, si de nombreux renforcements métalliques d'origine inclus au sein de la maçonnerie et donc protégés contre la corrosion sont conservés en parfait état, si des pièces particulières telles que les étoiles destinées à reprendre les poussées au vide des voûtes des galeries de la tour sont restées abritées et donc peu détériorées, il n'en est pas ainsi des fers forgés extérieurs largement exposés aux intempéries et à la pollution atmosphérique.

En particulier, les cerclages octogonaux qui relient entre elles les huit côtes obliques de la partie inférieure ajourée de la flèche, de même que les barlotières de la troisième galerie ont beaucoup souffert de la corrosion. Les sections ont été drastiquement amoindries, jusqu'à provoquer ou menacer des ruptures, ce qui a justifié des renforcements malhabiles au 20^{ème} siècle, en 1954 sans doute, par soudure peu soignée de plats en acier A37.

Surtout, comme dans beaucoup d'autres édifices anciens, gothiques en particulier, c'est la pénétration de la barre métallique dans la maçonnerie qui est l'endroit critique. Dans cette zone où le ruissellement s'ajoute à la condensation provoquée par les particules fines de l'air pollué, le gonflement de la rouille fait dramatiquement éclater la pierre, car la malléabilité du joint en plomb ne suffit pas à absorber l'augmentation de volume du fer qui s'oxyde.

La question s'est d'ailleurs posée de savoir comment le métal d'origine a pu résister si longtemps : par comparaison, des barlotières remplacées au 20^{ème} siècle à la cathédrale de Tournai ont provoqué ce phénomène d'éclatement de la pierre après une trentaine d'années.

La longévité exceptionnelle du métal médiéval s'explique par sa très basse teneur en carbone que nous avons constatée lors d'analyse d'échantillons par spectroscopie au microscope électronique à l'Université de Bruxelles : il s'agit d'un fer très doux dont l'excellente résistance à la corrosion a permis un comportement remarquable pendant des siècles, mais qui devait impérativement être aujourd'hui remplacé par un matériau inoxydable.

Le cahier des charges a donc tout naturellement prévu de l'acier inoxydable de la nuance classique AISI 316.

C'est par le biais de l'examen d'une question toute différente que nous avons été amenés à suggérer une modification de ce choix, ce qui montre par ailleurs l'intérêt d'une interconnexion

entre les études préalables à la restauration d'un édifice prestigieux.

La remise en état de la maçonnerie de la tour allait impliquer le remplacement complet de certaines assises de pierre, opération à risque puisqu'un tassement différentiel intempestif des nouveaux joints aurait impliqué une légère inclinaison, vite perceptible par le jeu des bras de levier, de la zone de la tour au-dessus de l'assise concernée : c'est pourquoi la verticalité de la tour a fait l'objet d'un monitoring continu pendant toute la durée de chantier, pour déceler immédiatement l'apparition d'un hors-plomb.

Encore fallait-il éviter de confondre pareil incident de chantier avec la flexion naturelle de la tour due au vent, ou au soleil qui dilate la face exposée par rapport à la face à l'ombre.

L'examen de ce dernier point impliquait la connaissance des coefficients de dilatation thermique des principaux matériaux pierreux de la tour : pierre de Balegem de la construction d'origine, pierre de Gobertange intensivement utilisée en restauration au 19^{ème} siècle et qui représentait 95 % de la surface visible des parements, et pierre de Bourgogne, Massangis roche jaune, des interventions actuelles.

Ces coefficients de dilatation thermique ont été mesurés au Laboratoire d'Essais des Matériaux de l'Université de Bruxelles, sur des échantillons parallèles et perpendiculaires au lit de carrière, et la surprise fut grande : si la pierre de Balegem donne une valeur déjà basse de $6,75 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$, il fallait compter sur des coefficients de 3 à $4 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ seulement pour la Gobertange et la Massangis.

Avec de pareilles valeurs qui rendent la tour très peu déformable au point de vue thermique (trois fois moins que si elle était en béton), il fallait suspecter un risque d'incompatibilité avec l'acier inoxydable qui est, lui, nettement plus dilatable que le fer forgé ancien qu'il serait venu remplacer (16 contre $10 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$).

Comme les modules d'élasticité des deux matériaux sont à peu près les mêmes, ($190\,000$ et $200\,000\text{ N/mm}^2$), la barre exposée au soleil, qui est empêchée de se dilater par les deux côtes qu'elle relie et dans lesquelles elle s'encastre, va développer une poussée accrue de plus de 50 % si elle est en acier inoxydable.

Avec un écart de température envisagé de 30°C entre le métal à nu du cerclage et la masse de pierre qui présente une inertie thermique importante, l'effort développé par une barre cylindrique de 40 mm de diamètre passe de 7,5 tonnes à 11,5 tonnes : cet accroissement de plus de 50 % représente une menace de dislocation de la maçonnerie.

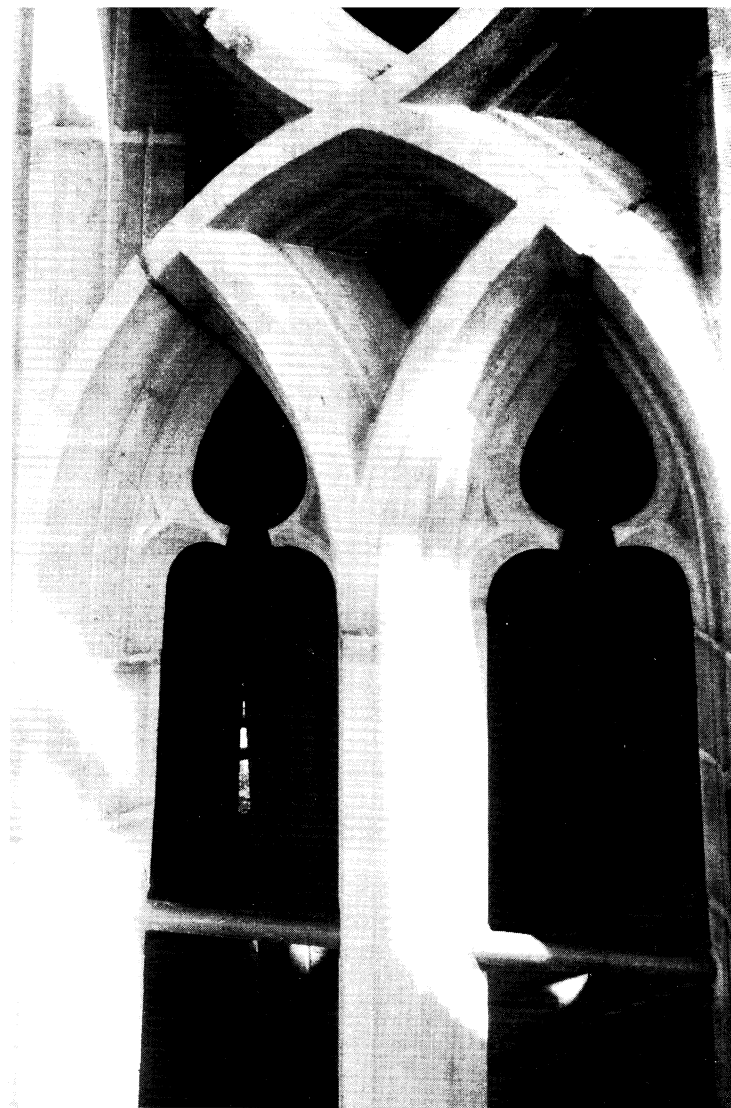
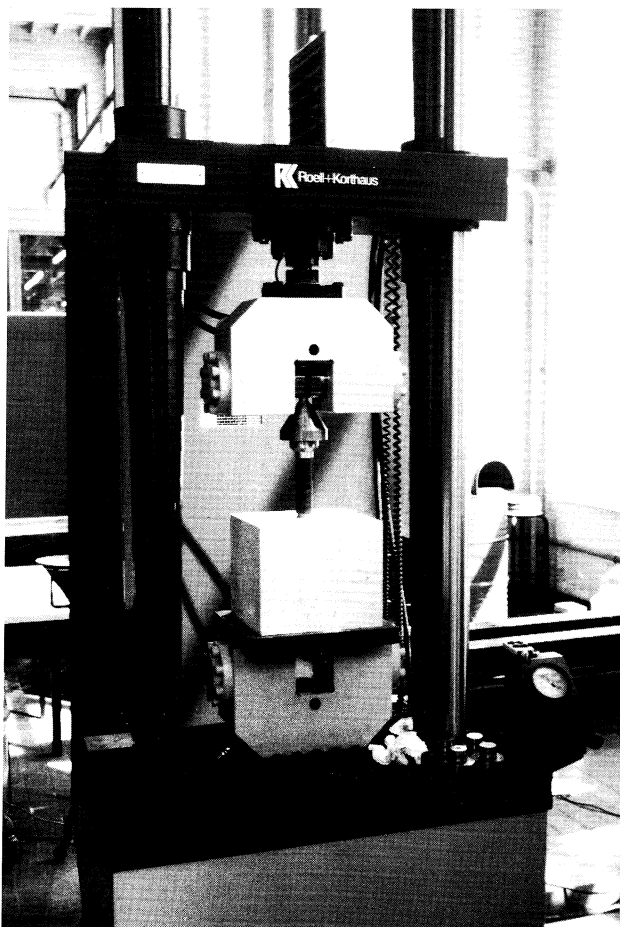
Et de pareilles valeurs seront largement dépassées, car ce n'est pas la température ambiante qui compte, mais bien l'exposition au soleil, et on sait combien un objet métallique de couleur sombre peut ainsi s'échauffer. A titre d'exemple, les ingénieurs hollandais ont mesuré des températures atteignant régulièrement 80°C au mois d'août dans les structures métalliques peintes en gris des vannes du barrage anti-tempête de l'Escaut Oriental.

Alors que l'acier inoxydable convient pour des renforcements complètement noyés au sein de la maçonnerie, son emploi en barres apparentes était ici manifestement dangereux, raison pour laquelle nous avons proposé le titane.

Avec son coefficient de dilatation thermique de 9.10-6/°C et son module d'élasticité presque deux fois plus faible (105 000 N/mm²), il conduit dans les mêmes conditions que ci-dessus à un effort parasite réduit à 3,5 tonnes, soit 30 % seulement de la valeur trouvée pour l'acier inoxydable, et un bénéfice de plus de la moitié sur l'effort développé par le fer forgé d'origine.

Le titane avait déjà été employé en restauration, sous une forme toute différente de petits crampons et agrafes, dans les monuments de l'Acropole à Athènes, mais pour un motif tout autre, celui de l'inaltérabilité, car l'atmosphère saline corrode légèrement l'acier inoxydable. Il s'agissait là de pièces de petites dimensions destinées à solidariser les blocs de marbre entre eux pour accroître la résistance à une dislocation d'origine sismique.

Essai d'ancrage d'une barre en titane au laboratoire de l'Université de Bruxelles.



Cerclage de la tour en barres de titane de 40 mm de diamètre.

Ici, l'emploi du titane en grosses barres à vocation structurale est une première mondiale. Sa justification repose donc sur une nécessité de compatibilité thermique avec la maçonnerie de pierre, et non comme à Athènes sur sa résistance à la corrosion, car l'acier inoxydable suffit pour l'atmosphère de Bruxelles.

C'est le titane "commerciallement pur" qui a été choisi pour les renforts métalliques visibles de la partie haute de la tour, car le type de pollution de Bruxelles ne justifiait pas non plus l'emploi plus coûteux du titane allié d'aluminium et de vanadium. Il s'agit du grade 2 de la classification ASTM qui offre une résistance suffisante pour les besoins présents (390 à 540 N/mm²) et une ductilité suffisante (22 % d'allongement à la rupture) pour assurer la sécurité en cas d'accident.

De grosses barres en titane de section rectangulaire comme les barres médiévales en fer forgé ne sont pas commercialisées : il aurait fallu les fabriquer de manière très coûteuse par découpe de tôles épaisses, et on a opté pour des barres cylindriques de 40 mm de diamètre.

On sait que le titane présente des difficultés d'assemblage, de soudure notamment qui exigent des précautions très particulières, et sa mise en forme par pliage n'est pas très aisée.

Ainsi, le système médiéval d'assemblage des barres au sein de la maçonnerie par un forgeage de deux crochets d'extrémités qui sont coiffés par un anneau forgé lui aussi a dû être abandonné au

profit d'une solution beaucoup plus simple : les extrémités des barres sont filetées et scellées par un mortier sans retrait dans un carottage de la pierre.

La difficulté de réalisation réside bien sûr dans la nécessité que les deux carottages pratiqués dans les deux côtes à assembler par une barre soient rigoureusement dans le même alignement.

La fiabilité du système a été vérifiée par des essais conduits en laboratoire à l'Université de Bruxelles : on y a simulé, sur le plancher d'essais du laboratoire des Constructions Civiles, la sollicitation appliquée à la barre par les charges statiques, le vent et la poussée d'origine thermique, quand elle est ancrée dans un massif de maçonnerie de pierre, ici de la Massangis, lequel est lui-même comprimé de manière à représenter le poids de la partie de l'édifice qu'il supporte. Ces essais ont été concluants.

Dans le cadre du souci de restauration, une précaution particulière a été prise : la barre ainsi posée qui traverse de part en part les deux massifs de maçonnerie reliés s'arrête de part et d'autre à 5 cm en deçà de la face externe du parement. On a pris soin,

lors du carottage, de prélever les cinq premiers centimètres de la carotte qui constitueront un bouchon remis en place après pose de la barre, rendant ainsi le scellement pratiquement inapparent.

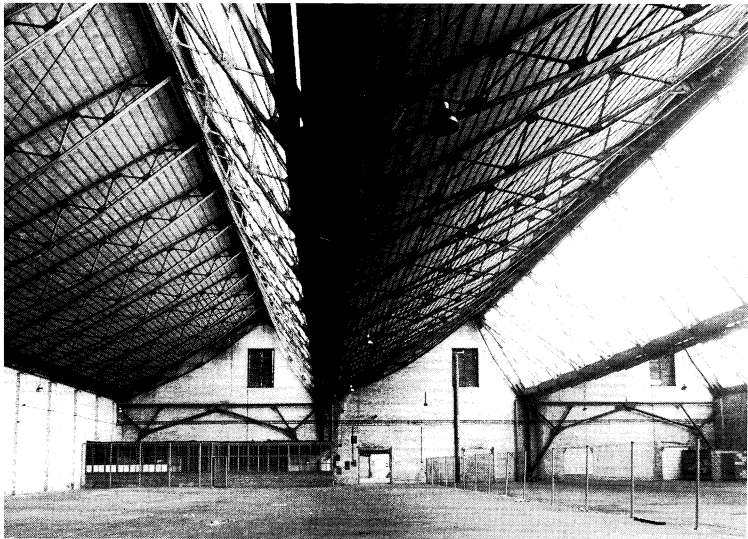
Le kilo de titane placé coûte environ quatre fois plus que le kilo d'acier inoxydable, mais en raison de sa masse spécifique à peu près deux fois moindre, ce choix conduit seulement à doubler le prix de l'opération, qui ne vaut bien sûr que pour les barres apparentes, cerclages de la flèche et barlotières de la troisième galerie, les autres armatures nouvelles, internes à la maçonnerie étant restées en acier inoxydable.

La dernière difficulté, d'ordre administratif celle-ci, a été d'obtenir en cours de chantier la modification du cahier des charges pour introduire ce matériau nouveau non prévu au départ.

L'important était de ne pas mettre en péril la stabilité de la maçonnerie par des efforts nettement plus importants que ceux qu'elle avait connus jusqu'aujourd'hui ; la solution mise en oeuvre est efficace, durable, élégante et discrète, et cela nous a conduits à une première mondiale en restauration.

VALEUR ARCHITECTURALE TECHNIQUE DE L'ENTREPÔT A DE TOUR ET TAXIS

Prof. dr. ir. Pierre Halleux



*La charpente métallique de l'entrepôt A de Tour et Taxis.
Photo Christophe Chapel.*

D'un abord purement centré sur l'histoire des techniques, le présent propos s'inscrit dans le cadre de l'architecture du métal, thème d'étude choisi par ICOMOS Wallonie - Bruxelles cette année : il ne fera dès lors pas allusion aux débats, souvent houleux, qui ont accompagné au cours de ces dernières années les projets de réaffectation du site de Tour et Taxis, car cette question sort du domaine de compétence de l'auteur.

Pour le lecteur non averti, on rappellera simplement que Tour et Taxis a été conçu il y a un siècle comme site intégré au nord de Bruxelles, regroupant sur 25 hectares, à l'aboutissement du canal maritime, une vaste gare ferroviaire et maritime et un ensemble de bâtiments destinés à une fonction d'entrepôts sous douane, parmi lesquels principalement l'entrepôt B de style néo-renaissance flamande, la gare de chemin de fer qui est une vaste structure métallique de belle qualité, et l'entrepôt A dont question ici.

En septembre 1996, l'auteur de ces lignes a rédigé sur le sujet, à la demande de la Commission Royale des Monuments et Sites, une étude purement technique dont une brève synthèse a été diffusée et publiée (A + Architecture n° 153, 4/1998 et Bulletin ICOMOS Wallonie - Bruxelles 1/I/1999), et qui est à la base du texte qui suit.

Alors que d'autres importantes structures métalliques plus ou moins contemporaines subsistent à Bruxelles, les halls du Cinquantenaire, les abattoirs d'Anderlecht, les halles Saint-Géry, la gare ferroviaire même de Tour et Taxis, ... pour ne pas entrer dans l'inventaire des bâtiments comme ceux des musées des instruments de musique et de la bande dessinée, il est certes inattendu qu'une construction industrielle d'un abord aussi banal que l'entrepôt A puisse retenir l'attention, voire se trouver qualifiée de structure unique en son genre.

Voyons donc ce qui fait l'originalité de l'entrepôt A.

Vu de l'extérieur et particulièrement bien appréhendé sur photo aérienne, l'entrepôt A apparaît comme un immense hangar de

230 m de long et de 60 m de large dans sa partie primitive, avec une couverture industrielle tout à fait classique en sheds.

En dehors des auvents latéraux, avec des marquises et colonnes en fonte qui signent une architecture datant d'un siècle, l'aspect extérieur ne se signale pas par une originalité particulière.

C'est seulement de l'intérieur que l'on peut appréhender l'intérêt de la construction et son adéquation toute spéciale à sa fonction d'entrepôt de douanes.

Construit de 1903 à 1907, l'entrepôt a connu diverses transformations qui ont heureusement conservé intact ce qui est intéressant dans l'édifice. Nous ne nous attarderons pas sur ces modifications, nous limitant à signaler l'adjonction d'une aile importante du côté ouest en 1930, qui ne présente pas d'intérêt architectural particulier, mais qui a conservé pratiquement intacts les auvents d'origine avec marquises et colonnes en fonte, en les déplaçant simplement vers l'ouest.

Nous nous attacherons à la construction d'origine et plus particulièrement à sa couverture qui est manifestement intéressante.

Très largement utilisée au cours de ce siècle, la toiture en sheds est la couverture typique des constructions industrielles. Elle est constituée d'une série de travées dont la toiture à double pente présente un faîte orienté Est-Ouest. Le versant sud, incliné à 30° est opaque et le versant nord incliné à 60° est vitré. Ceci permet une diffusion régulière de la lumière à l'intérieur des locaux, tout en y empêchant l'accès direct du soleil.

Les sheds sont d'habitude supportés par un ensemble de poteaux situés aux noeuds d'un quadrillage, disposés au niveau des parties basses de la toiture ou éventuellement des parties hautes. Selon les systèmes adoptés, la portée se fait dans le sens Nord-Sud, dans le sens Est-Ouest, ou simultanément dans les deux directions. La présence des poteaux n'est pas nécessairement gênante dans un atelier.

La structure de l'entrepôt A est cependant tout autre et sa conception répond de manière étonnante à la fonction d'entrepôt.

Vue en plan, la partie d'origine de l'entrepôt A se présente comme un hangar de 230 m de long dans le sens Nord-Sud, composé de quatre parties alignées sur la façade ouest, avec trois décrochements le long de la façade est pour accueillir les voies de chemin de fer. On compte ainsi, partant du Sud vers le Nord, 4 sheds de 61 m de large, 4 sheds de 56 m, 3 sheds de 52 m et 3 sheds de 47,5 m, portées qui ne semblent jamais avoir été atteintes ailleurs pour des sheds.

L'originalité de la structure est, en effet, que ces sheds métalliques sont sans point d'appui intermédiaire, reposant d'un côté sur un pignon en maçonnerie qui sert de contreventement et de l'autre sur une succession de portiques et de pylônes métalliques.

Les 14 sheds, chacun de 16,30 m d'ouverture, constituent une structure autoportante qui est stable sur ces 230 m de long, et les murs transversaux établis pour les besoins d'une partition de l'entrepôt n'ont aucune fonction porteuse ; ce ne sont que des cloisons qui pourraient, sans aucun risque, être ôtées.

L'ensemble de la structure se comporte ainsi de manière tout à fait originale comme un immense voile plissé.

Le sous-sol est une cave classique couverte d'une dalle en béton qui constitue la surface de travail de l'entrepôt. On signalera ici qu'il s'agit d'une des premières applications du béton armé en Belgique.

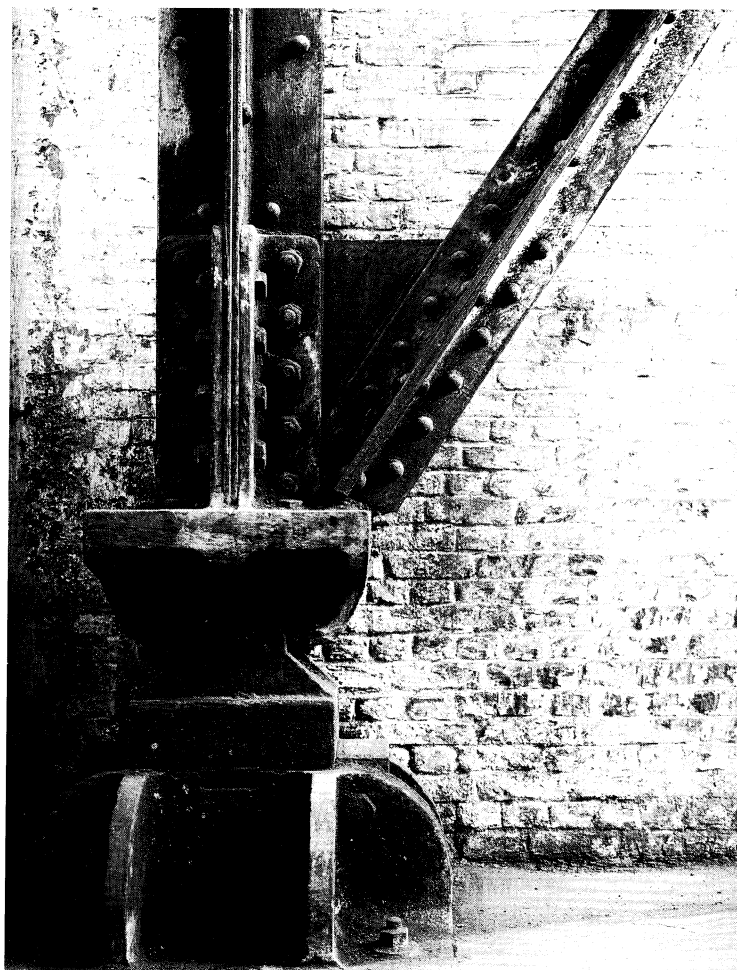
Cette surface de travail est ainsi dégagée de tout poteau de support de la toiture, ce qui est une caractéristique particulièrement intéressante dans un lieu où l'on transporte quotidiennement des marchandises.

On notera ici que des supports intermédiaires en maçonnerie auraient été gênants pour les déplacements dans l'entrepôt et que des supports métalliques, sans doute beaucoup moins encombrants auraient été vulnérables, eu égard à la probabilité élevée d'impacts de la part d'engins transportant les marchandises.

Les pans opaques de la toiture, à faible inclinaison du côté sud, sont couverts d'éléments en terre cuite qui assurent une bonne isolation thermique : même par les journées les plus chaudes de l'été, j'ai pu constater que la température dans l'entrepôt reste tout à fait acceptable.

Les versants nord des sheds ont vu leurs vitrages remplacés par du PVC. Il faut toutefois noter que le vitrage initial était posé sur un système tout à fait original autorisant la dilatation ther-

*Coussinet d'appui en fonte et rotule à la base des colonnes.
Photo Marie-Françoise Plissart.*



mique tout en assurant l'étanchéité, disposition particulièrement judicieuse, puisque, sur de pareilles portées, les dilatations thermiques auraient risqué de faire claquer les vitrages.

L'ensemble de la structure est constitué d'un système articulé comportant une série de rotules superbes, comme on les construisait autrefois. Ici aussi, il s'agit d'une réponse particulièrement adaptée à la fonction d'entrepôt de l'édifice.

En effet, il faut s'attendre, dans cette fonction d'entrepôt, à ce que certaines parties de la surface utile soient encombrées de marchandises et donc surchargées, alors que d'autres sont temporairement vides. Cette situation est génératrice de tassements différentiels particulièrement néfastes pour une construction ordinaire.

Bien que l'entrepôt soit fondé sur des pilots en bois qui s'enfoncent à 8 m dans le sol, il faut se souvenir que le terrain sur lequel est établi Tour et Taxis est marécageux et donc propice aux tassements différentiels des fondations.

Le système articulé adopté ici permet donc à la structure de bouger et de s'adapter sans dommage à des mouvements de terrain provoqués conjointement par l'exploitation d'entrepôt et la mauvaise qualité du sous-sol.

On voit ainsi que, si la structure de l'entrepôt A est relativement lourde (plus de 87 kg de métal par m² couvert) par rapport à d'autres systèmes constructifs plus modernes permettant de couvrir le même espace sans point d'appui intermédiaire (structure en treillis tridimensionnel par exemple) ou d'autres systèmes constructifs existant à l'époque (grand arcs métalliques comme à la gare d'Anvers) mais mal adaptés à la fonction de l'entrepôt, elle répond particulièrement bien à l'objectif fixé.

Du point de vue structural, il était donc justifié de chercher si d'autres édifices similaires existent ou ont existé, afin de définir le caractère original, voire unique de cette charpente.

Au cours de l'année académique 1995-96, deux mémoires universitaires ont été réalisés sur le sujet, l'un à l'ULB sous ma direction (A. Verheulpen, étudiant ingénieur civil des constructions : "Etude de la toiture en sheds de l'entrepôt A de la station Tour et Taxis") et l'autre à la KUL (Ir. Arch. G. Van den Braembusche, maîtrise en conservation du patrimoine architectural et urbain R. Lemaire, "Entrepôt A du site de Tour et Taxis, analyse du bâtiment et projet de restauration").

Lors des recherches bibliographiques menées à l'occasion de ces deux mémoires, aucune référence similaire n'a été trouvée.

Je me suis moi-même penché sur la question et j'ai eu l'occasion d'interroger de nombreux collègues étrangers, lors d'un colloque international organisé en novembre 1995 à Nancy sur "Fers, fontes et aciers dans l'architecture" par la section française de l'ICOMOS.

Ici non plus, je n'ai pu trouver de référence à des constructions équivalentes à l'entrepôt A.

Des structures contemporaines à notre entrepôt couvrant de grandes surfaces avec multiples colonnes en fonte, comme le hall des Abattoirs d'Anderlecht, ne sont pas rares à subsister aujourd'hui à l'étranger, mais personne ne connaît de sheds comme l'entrepôt A.

Jusqu'à preuve du contraire, tous jours possible, on peut dès lors considérer que la toiture de l'entrepôt A est un exemple unique.

Dans l'hypothèse de la conservation du bâtiment, quelle que soit sa réaffectation, il est important de signaler ici son bon état actuel.

S'il y a quelques problèmes mineurs d'humidité dans les caves, l'élément principal du bâtiment, à savoir sa charpente métallique, est en bon état.

Sous réserve d'une inspection rapprochée qui exige un chariot élévateur, et qui ferait apparaître l'un ou l'autre problème ponctuel, on peut penser qu'un bon traitement d'entretien peut assurer à la charpente métallique une longévité considérable.

Quelques infiltrations d'eau existent et le système d'égouttage et d'évacuation des eaux pluviales est à revoir, ce qui est normal pour un bâtiment qui date d'un siècle et dont l'entretien a parfois été négligé.

On peut donc considérer que la conservation de la structure ne demande pas des investissements considérables.

La décision de la conservation de l'entrepôt A, en tout ou en partie, relève de l'Autorité compétente et fait intervenir de multiples paramètres non évoqués ici (aspects économiques, urbanistiques et propositions de réaffectation) qui sortent du domaine de compétence de l'auteur de ces lignes.

Dans les choix éventuels, on retiendra qu'il s'agit d'une charpente métallique difficile, voire impossible à protéger en cas d'incendie, son comportement en pareille circonstance étant notoirement médiocre ; les seules mesures à prendre, système d'alarme et Sprinklers, sont seulement d'ordre préventif.

La structure, sur base du mémoire d'étudiant réalisé à l'ULB, et à confirmer par un bureau d'études compétent, semble présenter une réserve suffisante de résistance lorsqu'elle est calculée suivant les exigences des normes actuelles, en particulier concernant l'effet du vent, ce qui n'était pas évident a priori. En effet, à la demande du Bureau SECO, un nouveau calcul des grands arcs de la gare d'Anvers, contemporains de l'Entrepôt A de Tour et Taxis, a été effectué dans le Service Génie Civil à l'ULB, avec un logiciel non disponible en bureau d'études : il a montré que cette structure ne satisfait pas aux exigences des normes actuelles sans doute en raison d'une inadéquation des normes à des édifices anciens.

Dans l'hypothèse d'une conservation, il est clair que le caractère à tout le moins original sinon unique de l'édifice se trouve dans la charpente de sa toiture en sheds du début du siècle, l'aile ajoutée en 1930 étant de peu d'intérêt architectural. Cet aspect original des sheds n'est absolument pas visible de l'extérieur qui se présente comme un bâtiment industriel quelconque et ne peut être comme dit ci-dessus, appréhendé que de l'intérieur qui laisse entièrement visible la structure.

Une conservation éventuelle n'a de sens que dans la mesure où la réaffectation ne découpe pas l'espace intérieur et ne l'encombre pas de constructions nouvelles.

L'intérêt d'une conservation réside dans le maintien visible du volume intérieur qui permet la lisibilité de cette structure originale, voire unique.

L'ATOMIUM, HIER AUJOURD'HUI ET DEMAIN

Charlotte Nys et Michel Provost
Bgroup, département " Patrimoine Historique "

1. INTRODUCTION

Bien que de construction récente, l'Atomium fait partie de notre patrimoine.

En effet, en 1958, l'Atomium se voulait le symbole d'une époque où les hommes de sciences approfondissaient leurs connaissances sur la matière, et l'emblème de l'efficacité de l'industrie belge, de sa capacité à remplir des missions non exemptes de difficultés et d'audace. Actuellement complémentaires à ces symboles, il est devenu un des signes de référence de Bruxelles, un des repères pour la capitale de l'Europe qui doit être conservé.

Lors de sa conception en 1955, l'Atomium était prévu pour être maintenu en place pendant 6 mois, la durée de l'exposition universelle de 1958. Son concept tenait compte de cette durée de vie limitée. Il est en place depuis plus de quarante ans. Aujourd'hui l'objectif est de le restaurer, voire de le rénover pour en assurer la conservation.

D'autres techniques devront donc être mises en œuvre. De plus, les exigences des services d'incendie et les normes relatives aux actions climatiques ont évolué, il faudra également en tenir compte.

Nous distinguerons trois étapes successives :

- L'Atomium en 1958
- L'Atomium aujourd'hui
- Ce dont il faudra tenir compte dans la restauration pour que l'Atomium de demain ne soit pas à nouveau une " construction provisoire " ou une " falsification " de la construction originale.

2. L'ATOMIUM EN 1958

Pour l'exposition universelle de 1958, la Belgique voulait une construction spectaculaire qui fût à la fois un symbole pour cet événement et une affirmation du savoir-faire de l'industrie belge.

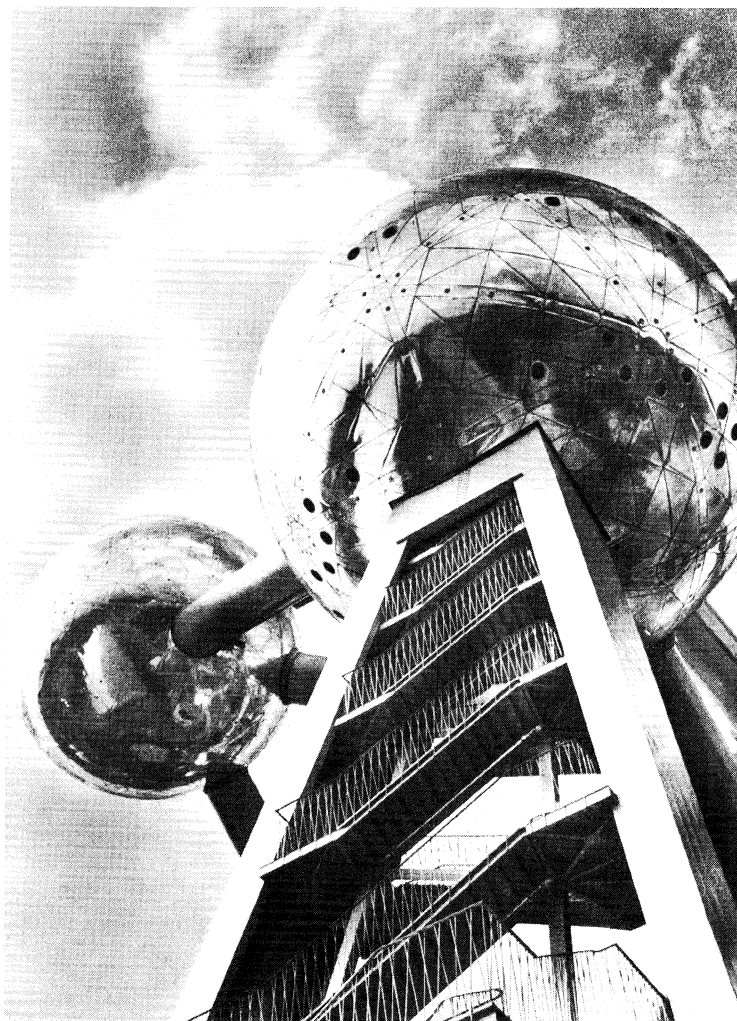
Le choix du Groupement des Hauts-fourneaux et Aciéries belges s'est donc porté sur le projet d'André Waterkeyn, directeur chez Fabrimetal. Son idée maîtresse était d'évoquer la notion de l'atome, base de toute science, et, de la sorte, attirer l'attention sur l'importance de la recherche scientifique et en particulier sur l'énorme potentiel énergétique concentré dans les noyaux des atomes. C'est ainsi qu'est née l'idée de réaliser l'Atomium, représentation du système cubique centré d'un cristal de fer, symbole naturel pour l'industrie sidérurgique appelée à la réalisation du projet.

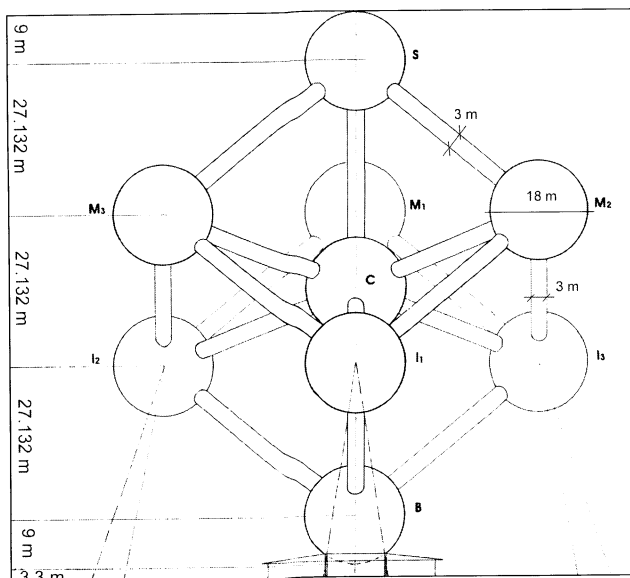
Le projet consistait à agrandir 160 milliards de fois les distances entre les différents centres des atomes, de façon à ce que les sphères figuratives des atomes puissent accueillir différentes expositions organisées à cette occasion.

Une fois l'exposition de 58 terminée, l'Atomium ayant rempli sa mission, la Ville de Bruxelles a voulu le conserver. C'est pourquoi, l'édifice est aujourd'hui préservé et toujours porteur de sa signification symbolique, c'est-à-dire un hommage à la beauté de la science et aux découvertes fascinantes du passé, du présent et du futur.

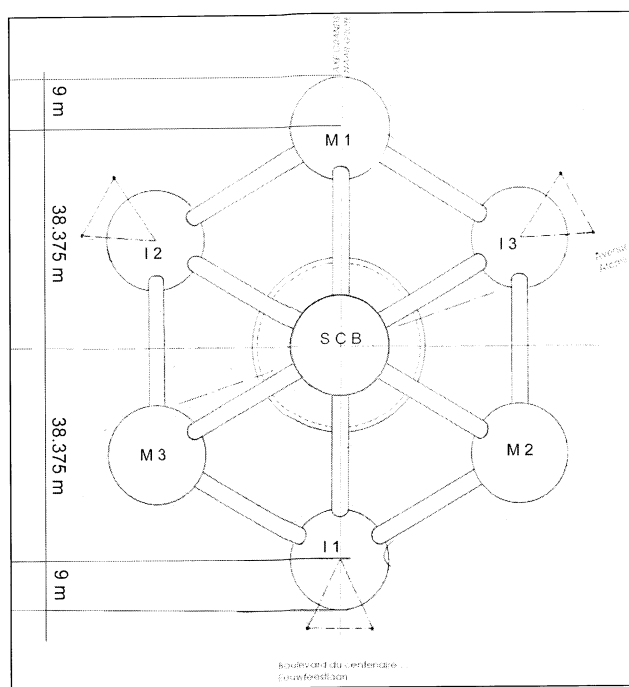
Outre sa signification symbolique initiale, l'Atomium est un élément majeur représentatif d'une époque qu'il convient de conserver.

Perspective de l'Atomium. photo de Dandoy et Sado, 1958.





Élévation de l'Atomium; extrait du plan n°3 établi par la Construction Soudée, 1957.



Vue en plan de l'Atomium; extrait du plan n°3 établi par la Construction Soudée, 1957.

2.1 Architecture, géométrie, habitabilité

Le schéma ci-dessus permet de situer chaque sphère grâce à son sigle :

I pour les sphères inférieures, M pour les sphères supérieures et B, C, S pour les sphères de base, centrale et de sommet.

Cette dénomination reprend celle utilisée par les concepteurs de l'Atomium.

L'Atomium représente un cristal de fer avec un système cubique centré comme il est courant de le faire en chimie cristalline : les atomes sont symbolisés par des sphères et les forces de liaison entre les différents atomes, par des barres reliant les sphères entre elles. Par souci d'esthétique, le cristal a été positionné de manière à rendre une diagonale verticale.

Ainsi positionné, l'Atomium mesure 102,705 m de haut (du sol au sommet de la sphère supérieure), et s'inscrit, en projection sur le sol, dans un hexagone de 94,750 m de diagonale.

Les sphères symbolisant les atomes de fer ont un diamètre de 18m.

Ce diamètre n'a bien entendu pas été déterminé par l'échelle mentionnée au point précédent (atome agrandi 160 milliards de fois), mais par la surface demandée pour les salles d'exposition d'une part, et les dimensions réalisables en pratique d'autre part.

Les sphères occupées comprennent plusieurs plateaux. La surface moyenne des plateaux est de 200 m² et la hauteur entre 2 étages est de 4m50 environ.

La surface brute des plateaux dans les sphères présente environ 3000 m² au total y compris les surfaces des locaux techniques.

Pour des raisons structurelles qui sont développées plus loin, seules les sphères M ne sont "ni occupables, ni habitables".

En ce qui concerne les tubes symbolisant les forces de liaison entre les différents atomes, la distance entre les centres des sphères, mesurée le long de l'arête du cube, est de 38,37m ; le diamètre est de 3 m. Les tubes diagonaux ont 30,34 m de long et 3,30 m de diamètre ; ce sont les escalators qui ont conditionné le choix du diamètre.

Le diamètre du pavillon, sur lequel semble reposer la sphère de base, est de 26 m.

Outre l'appui central, la géométrie particulière de l'Atomium nécessitait d'assurer la stabilité de l'édifice à l'aide de trois appuis périphériques, constitués de bipodes.

Ces bipodes ont deux fonctions importantes : soutenir les trois sphères inférieures et permettre la réalisation d'escaliers indispensables à la circulation des visiteurs. Les escaliers contenus dans les bipodes ont 35 m de haut et comptent chacun environ 200 marches.

La sphère de sommet a été aménagée dans sa moitié supérieure en un restaurant d'une capacité de 140 personnes, et au niveau du deuxième plateau, en un point de vue circulaire pouvant contenir jusqu'à 250 personnes. L'accès principal à cette sphère se fait via un ascenseur qui était, à l'époque, le plus rapide d'Europe avec une vitesse de 5 m/s, et avec une capacité de 22 personnes pouvant transporter 400 personnes à l'heure.

Le reste des sphères accessibles était destiné dans la majorité à recevoir une exposition scientifique consacrée aux applications pacifiques de l'énergie nucléaire. Faisant exception à cet usage, la sphère I3 contenait un bar dans sa partie inférieure et un point de vue dans sa partie supérieure, tandis que le plateau supérieur



Escalier dans le tube C-I2, photo Bgroup, 1999.

de la sphère centrale contenait des bureaux destinés à la gestion de l'édifice.

2.2 Les concepts de structure

Le tube central vertical, les 3 bipodes, les charpentes des sphères inférieures I et les six tubes de liaison les reliant les uns aux autres constituent l'ossature de l'Atomium.

Les sphères supérieures M s'appuient via des charpentes métalliques sur les tubes de liaisons et c'est la raison pour laquelle elles ne peuvent pas être occupées.

Il est à noter que, pour des raisons de simplification des calculs (effectués avec les moyens de 1956), l'Atomium a été rendu iso-statique. Deux liaisons (I1-C et C-M1) ont été supprimées en permettant le glissement de ces tubes à une de leurs extrémités (boutonnière).

Les bipodes sont constitués de deux poutres en caisson de profil triangulaire reliées entre elles par une traverse de grande inertie au niveau du grand palier.

Ils sont articulés sur les fondations via 2 rotules sphériques. Ces rotules sont d'ailleurs partiellement accessibles par des chambres de visites situées au pied des bipodes.

L'Atomium est fondé dans son ensemble sur 131 pieux de béton à base élargie moulés dans le sol.

59 d'entre eux contribuent à la stabilité du mât central. Ces derniers sont répartis en 4 couronnes concentriques et reliés par une dalle de 12m de diamètre et de 2m d'épaisseur percée en son centre d'une ouverture de 3m de diamètre destinée à laisser passer l'ascenseur et ses appareils de fin de course. En plus de sa fonction de liaison entre les pieux, cette dalle sert également de support pour les pièces d'appui de la construction métallique du tube central et des colonnes du pavillon d'accès.

Les autres pieux sont répartis entre les 3 bipodes à raison de 24 chacun.

Ces derniers présentent une inclinaison de 17° (angle formé par le plan des bipodes et un axe vertical) et les pieux sont également reliés entre eux par une dalle en béton.

Quelques données techniques complémentaires :

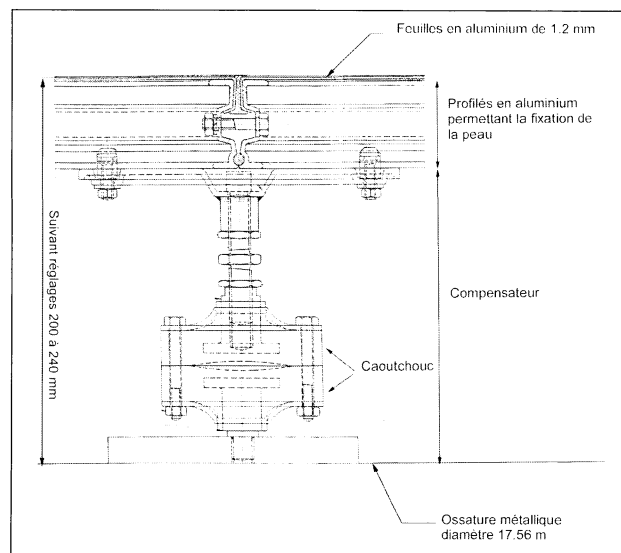
L'emploi des aciers à haute limite élastique, nuance A52 (aujourd'hui comparable avec de l'acier S 355 JR avec limite d'élasticité de 355N/mm²) pour le mât central, pour les arcs constituant les différentes sphères ainsi que pour les bipodes a été choisi afin de pouvoir alléger le poids propre de l'édifice. Les autres éléments de structures ont été conçus en acier de nuance de A37 (aujourd'hui acier S235 JR).

Les planchers des différentes sphères sont conçus pour une surcharge de service de 250 à 400 kg/m² suivant la destination des locaux.

Le poids mort total de l'Atomium est d'environ 2500 t.

2.3 La peau

Le revêtement des sphères est réalisé au moyen de tôles d'Alclad de 1,20mm d'épaisseur, soit un alliage de Peraluman 15 sur lequel est plaquée, par laminage, une feuille d'aluminium appelé Reflectal.



Détail de la peau en aluminium et sa fixation à la charpente métallique, extrait du plan U 304 B de la société Mét. D'Engbien St Eloi, 1957.

Ces tôles, principalement en forme de triangle sphérique, sont assemblées au moyen d'un réseau de profils cintrés en aluminium. L'étanchéité entre les différentes tôles est assurée par un premier joint plastique et un second en caoutchouc.

Aux points d'intersection des profils en aluminium, des plateaux circulaires réalisent la jonction, via des compensateurs (silentbloks), entre le revêtement (ensemble tôle et profil) et la structure secondaire en acier qui entretoise les arcs de la structure principale. Ces compensateurs sont nécessaires à la reprise des différences de dilatation entre les profils en aluminium et la structure secondaire en acier et à éviter tout contact entre l'acier et l'aluminium (corrosion galvanique).

La peau intègre des hublots et des châssis. Ces ouvertures sont fermées au moyen de plexiglas.

L'éclairage extérieur nocturne (hors service actuellement) a été réalisé en disposant à intervalles réguliers de petites armatures circulaires d'éclairage tout le long des 9 grands cercles de chaque sphère. Ces armatures sont intérieures aux sphères, et la peau est localement percée au droit des points lumineux.

Au moyen de contacteurs rotatifs les lampes s'allumaient et s'éteignaient successivement, donnant une impression de pulsation lumineuse en différents points de la sphère.

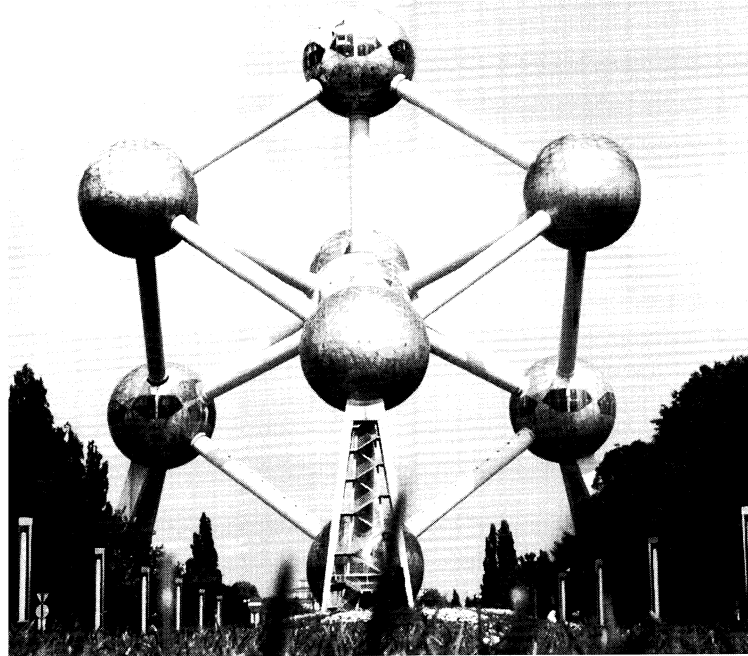
La liaison entre le revêtement des sphères et les tubes est assuré par des colorettes, constituées d'un large joint en caoutchouc permettant de reprendre les mouvements entre la peau et les tubes.

Le revêtement des tubes est constitué uniquement d'un traitement anti-corrosion et d'une peinture de finition.

3. L'ATOMIUM AUJOURD'HUI (L'ÉTAT DES LIEUX)

3.1 Quid de la charpente métallique ?

Pour le contrôle de la conception de la charpente, il a été fait appel à l'Université de Liège afin de détecter d'éventuelles zones sensibles de la charpente métallique et les éventuels problèmes de fatigue des assemblages. Les vérifications ont été réalisées par une étude par éléments finis, par l'analyse des notes de calculs d'origine et par une inspection visuelle sur place.



Vue d'ensemble de l'Atomium, photo Bgroup, 2001-10-25.

De cette étude, il ressort que les sollicitations du vent prises en compte dans les calculs d'origine suite à des essais en soufflerie correspondent à celles préconisées à l'heure actuelle par la norme belge et que les seuls problèmes notoires de stabilité de la charpente se situent au niveau de la corrosion.

L'analyse de la corrosion de la structure a été effectuée par la Vrije Universiteit Brussel. L'action de la corrosion qui a été observée se manifeste principalement aux endroits suivants :

- les tubes de liaison entre les sphères : il s'agit de la corrosion locale des tubes, des anneaux de renfort et des raidisseurs en cornières. Certaines pièces métalliques sont percées par la corrosion.
- Les tôles de plancher des sphères sont localement corrodées, voire détériorées.
- Les profilés de structure des sphères M
- Les bipodes : le bipode I1 montre l'action de la corrosion entre les plats d'assemblage des poutrelles de l'escalier.
- L'escalier du bipode I3 est en très mauvais état et doit être remplacé.

Les causes de corrosion de la structure sont à rechercher au niveau de l'étanchéité de la peau et des hublots; de la stagnation de l'eau sur les raidisseurs des tubes de liaison, dans les noeuds inférieurs des sphères et sur toutes autres saillies; de la présence de pigeons dans les sphères M et au sommet des bipodes; des ouvertures de boulonnage dans les profilés en caisson (cf certains arcs) non protégés contre la corrosion de leur surface intérieure ; et en général de l'absence ou de la vétusté des couches de protection anticorrosion (non renouvelées à cause du futur incertain du bâtiment).

De ce fait, bien que la stabilité de l'Atomium ne soit actuellement pas compromise, certains travaux sont à effectuer afin de mieux assurer sa durabilité.

3.2 Quid de la peau ?

La peau a perdu son éclat par la corrosion et on ne peut pas le lui rendre.

Les causes principales de corrosion sont les défaillances d'étanchéité au niveau de la peau et des hublots. D'autres problèmes de corrosion sont dus à l'utilisation de produits d'entretien

(produits de nettoyage dans la cuisine du restaurant de la sphère du sommet donnant lieu à une réaction corrosive avec l'aluminium) ou à l'action de la pollution atmosphérique et des intempéries. Par contre, aucun problème majeur de corrosion galvanique n'a été observé. Toutefois les dispositifs d'isolation sont devenus quasiment inefficaces.

Considérant le degré de dégradation et l'importance d'assurer la parfaite étanchéité du revêtement, la peau devra être remplacée dans son intégralité.

Les vitrages plexiglas sont vétustes et ont perdu leur bonne transparence.

Le caoutchouc des colorettes entre la peau et les tubes a perdu son élasticité et de ce fait, il se fissure à plusieurs endroits. Le remplacement de ces colorettes s'impose également.

3.3 Quid de la sécurité incendie

Des dispositions seront à prendre quant au compartimentage, au choix des matériaux de parachèvement, à la limitation de l'accès aux visiteurs. Un plan d'intervention devra être mis en place.

L'installation de détection incendie répond aux desideratas de l'ANPI, et devra être complétée par une installation de désenfumage et un compartimentage afin d'éviter le transfert de fumée vers la sphère S en cas d'incendie.

De plus, des tuyauteries de gaz circulent actuellement du sous-sol à la sphère S via les tubes et les sphères I et M. D'un point de vue de la sécurité, cette situation n'est évidemment pas rationnelle, le gaz devant idéalement rester cantonné au sous-sol.

Il est également à noter que, considérant les normes actuelles, le nombre de personnes admissibles au niveau des sphères et particulièrement au niveau de la sphère de sommet est plus faible que celui avancé en 1958.

Il est donc indispensable de limiter l'accès aux sphères. Et ceci d'autant plus que, en cas d'incendie, la majorité des plateaux ne possèdent qu'un seul escalier praticable vers leur plateau inférieur.

3.4 Quid des équipements et parachèvements ?

Les modifications du chauffage et de la ventilation n'ont pas toujours apporté le confort nécessaire aux visiteurs. Une nouvelle installation générant un confort suffisant tant en hiver qu'en été devra donc être placée.

Malgré son fonctionnement encore correct, l'installation électrique, vétuste, devra être renouvelée. Une installation d'éclairage mettant l'Atomium en valeur s'impose.

3.5 Les abords et l'accessibilité de l'Atomium

L'accueil est aujourd'hui peu engageant tant par son fonctionnement (signalétique, définition des tâches du personnel) que par son esthétique (espaces mal définis, équipements et parachèvements vétustes, entrées et sorties confuses).

De plus, l'implantation même de l'édifice, au milieu d'un large rond-point, rend aujourd'hui son accès très périlleux et l'absence d'un circuit entièrement desservi par des montées mécaniques rend impossible l'accès à l'Atomium pour les personnes moins

valides, ceci particulièrement en ce qui concerne les salles de réception de la sphère I2 et la sphère désaffectée I3.

4. ELÉMENTS À PRENDRE EN COMPTE DANS LE CADRE D'UNE RESTAURATION

Le projet définitif n'étant pas encore connu nous nous limiterons ici à des réflexions quant aux points à prendre en considération pour cette restauration :

Il est à noter que lors de l'étude de restauration, quelle que soit la solution adoptée, trois axes devront bien entendu être couverts :

- La restitution des caractéristiques structurelles
- L'aspect de l'édifice, sa mise en valeur et notamment son caractère attractif : la volonté de recréer la brillance et l'aspect général originel ;
- Le confort et la sécurité des utilisateurs : l'adaptation des installations existantes aux techniques spéciales actuelles (conditionnement d'air, installation électrique, éclairage); ajout d'escalier de secours ; installation d'un système de détection incendie, de sprinklage et d'éclairage de secours ; suppression du gaz naturel.

4.1 Restitution des caractéristiques structurelles

Tous les éléments de structure métallique devront être nettoyés et traités contre la corrosion. Certains profilés devront être localement renforcés ou remplacés là où c'est nécessaire. Les éléments structurels visibles devront être repeints.

Plus précisément les interventions se résument comme suit :

Pour la structure des tubes

- Si l'épaisseur des tôles des tubes s'avère inférieure à 5,5 mm après grenaillage, elle devra être renforcée au moyen de raidisseurs.
- Les raidisseurs au pied du tube vertical devront être renforcés.
- D'autres renforcements supplémentaires locaux devront être exécutés.

Pour les sphères

- Certains profilés de la structure secondaire (fortement corrodés) devront être remplacés.
- Une liaison des tubes aux arcs des sphères M devra être créée afin d'éviter des sollicitations néfastes provoquées par les modes de vibration.
- Certains arcs (au voisinage des rotules fixant les tubes) devront être renforcés localement par soudure de tôles de renfort.
- La passivation de la corrosion de l'acier à l'intérieur des caissons des sphères M devra être réalisée par un traitement du type inhibiteur de rouille.
- D'autres renforcements locaux devront être exécutés.

Pour les bipodes

- Les profilés en caissons devront être fermés pour les protéger de la pluie)
- Les goussets des assemblages boulonnés devront être réparés et des dispositions devront être prises pour éviter de nouvelles infiltrations d'eau entre plats (par exemple par soudage).
- Certains profilés secondaires (structure de l'escalier) devront être remplacés.

- Les marches défectueuses des bipodes devront être remplacées.
- L'escalier du bipode I3 devra être entièrement renouvelé.

4.2 L'aspect de l'édifice

- La peau et son isolation

La peau existante des sphères devra être entièrement remplacée par une peau extérieure en panneaux sandwichs à double paroi et noyau isolant fixée via des compensateurs de dilatation. Cette nouvelle peau intègrera selon leur implantation actuelle, de nouveaux hublots ou fenêtres en double vitrage bombé. Tous les raccords entre tubes et sphères (collerettes) devront être remplacés et les tubes isolés par l'intérieur.

- L'éclairage

Pour rendre le caractère attractif à l'édifice, l'éclairage extérieur pourra être modernisé par l'installation d'un système d'éclairage extérieur des sphères par fibres optiques. Cet ensemble de points lumineux permettra non seulement de recréer l'image du mouvement des électrons existant à l'origine, mais également de produire d'autres effets lumineux tels que la rotation des sphères sur elles-mêmes, et ce par simple programmation du système de gestion.

Un éclairage d'ensemble devra être également étudié.

4.3 Le confort et la sécurité des utilisateurs

- L'amélioration du confort des visiteurs

L'accueil des visiteurs devra être amélioré par l'installation d'un Visitor Center équipé, en plus d'un guichet traditionnel, de guichets automatiques destinés à réduire les files d'attente.

Afin d'assurer le confort thermique des visiteurs, un système de conditionnement d'air assurant le réchauffement en hiver et le rafraîchissement en été ainsi que l'apport d'air neuf hygiénique devra être prévu.

Un confort visuel devra être créé par une installation d'éclairage qui d'une part, permettra une souplesse maximale en cas d'exposition ou d'utilisation des salles comme salles de réunion et d'autre part, mettra en valeur la structure métallique intérieure des sphères.

Deux escalators, l'un montant, l'autre descendant, réaliseront la liaison entre le pavillon et le plateau inférieur de la cafétéria de la sphère de base et permettront l'accès de celle-ci aux personnes moins valides.

- La problématique de la protection au feu et de l'évacuation des occupants en cas d'incendie.

La structure

Le fait que la structure soit métallique implique la nécessité de recourir à des moyens ou installations permettant d'améliorer la sécurité incendie de la structure de l'édifice.

Etant donné que

- Les déformations en cas de grand vent rendent impossible l'utilisation de matériaux ignifuges de protection de la charpente,
- la configuration des sphères empêche l'installation d'un désenfumage,
- la conception générale de l'édifice ne permet pas la réalisation de compartimentages généralisés,

une installation d'extinction par sprinklage est indispensable.

Cette dernière devra être généralisée à toutes les sphères (B, C, S, I et M) et à tout le pavillon, exception faite des locaux du sous-sol contenant des équipements électriques. L'installation devra être couplée à l'évacuation des fumées froides via les systèmes de ventilation présents au niveau de chaque sphère.

Les installations techniques

- Le gaz devra être supprimé de la totalité de l'édifice et la production de chaleur devra être assurée par des chaudières électriques indépendantes à raison d'une chaudière par sphère (C, S et I) et d'une dans les sous-sols du pavillon.
- L'installation d'extincteurs et de dévidoirs devra être renouvelée.
- L'édifice sera équipé d'une installation de détection adressable généralisée à double détection. La transmission d'une alarme vers le Service Incendie se fera toujours via le dispatching du Parc des Expositions. L'arrêt des équipements de pulsion et le maintien ou la mise en fonctionnement des équipements d'extraction devront être sous asservissement de la détection.
- Le sommet de la sphère S sera équipé d'un nouveau paratonnerre à stimulateur piézo-électrique relié à la terre par câble parfaitement isolé de la structure métallique.
- Un groupe de secours enterré est prévu en dehors du pavillon. Ce dernier alimentera l'installation de sprinklage, les ventilateurs d'extraction et l'ascenseur.
- Une bonne ventilation forcée est prévue au niveau du sous-sol du pavillon et particulièrement au niveau des locaux haute et basse tension et de la chaufferie.

la sécurité des personnes

- Les capacités maximales des sphères et du pavillon devront être déterminées en fonction du nombre de personnes pouvant emprunter un escalier, de la fréquence des personnes pouvant s'engager dans les escaliers des tubes et de la vitesse de progression des personnes dans les tubes.
- Un escalier de secours supplémentaire (S → M1 → I3) devra être installé depuis la sphère S jusqu'au bipode I3. dans un circuit de tubes actuellement vide qui augmentera la capacité.
- L'éclairage de secours devra être renouvelée.

Mesures complémentaires

Afin de diminuer le risque de naissance d'un incendie, les mesures suivantes devront être prévues :

- Une réduction de la charge calorifique dans les sphères : diminuer la quantité de matériaux entreposés, utiliser des matériaux de parachèvement classés AO.
- Une réduction de la charge calorifique dans le pavillon : désaffecter tout espace à occupation humaine dans les sous-sols du pavillon.
- Rendre Rf ou fermer définitivement toute communication entre les 2 niveaux du pavillon.
- Une étude spécifique du " design sécurité " des finitions intérieures des tubes afin de couper la monotonie visuelle lors de la descente.

5. CONCLUSIONS

A l'origine l'Atomium était un ouvrage de grande audace et de très bonne qualité structurelle. Même s'il était prévu pour durer 6 mois, il se porte encore assez bien plus de quarante ans après sa construction. Seules quelques faiblesses au niveau de la peau et des parachèvements se manifestent.

On pourrait croire qu'en le refaisant à l'identique, il aurait une nouvelle vie de 40 ans. Si c'est exact du point de vue technique, ce ne l'est pas pour ce qui est de l'exploitation. En effet, les critères de sécurité et de confort ont fortement évolué.

Vu les montants extrêmement importants en jeu, même s'il s'agit d'un édifice à haute valeur symbolique, il est indispensable que l'exploitation de l'édifice supporte (directement ou indirectement) une part importante du coût de sa rénovation et de sa maintenance future.

Depuis le lendemain de l'Exposition Universelle de 1958, l'Atomium est sous-exploité. Il est important de revenir à une exploitation optimale pour en assurer la rentabilité et donc la pérennité.

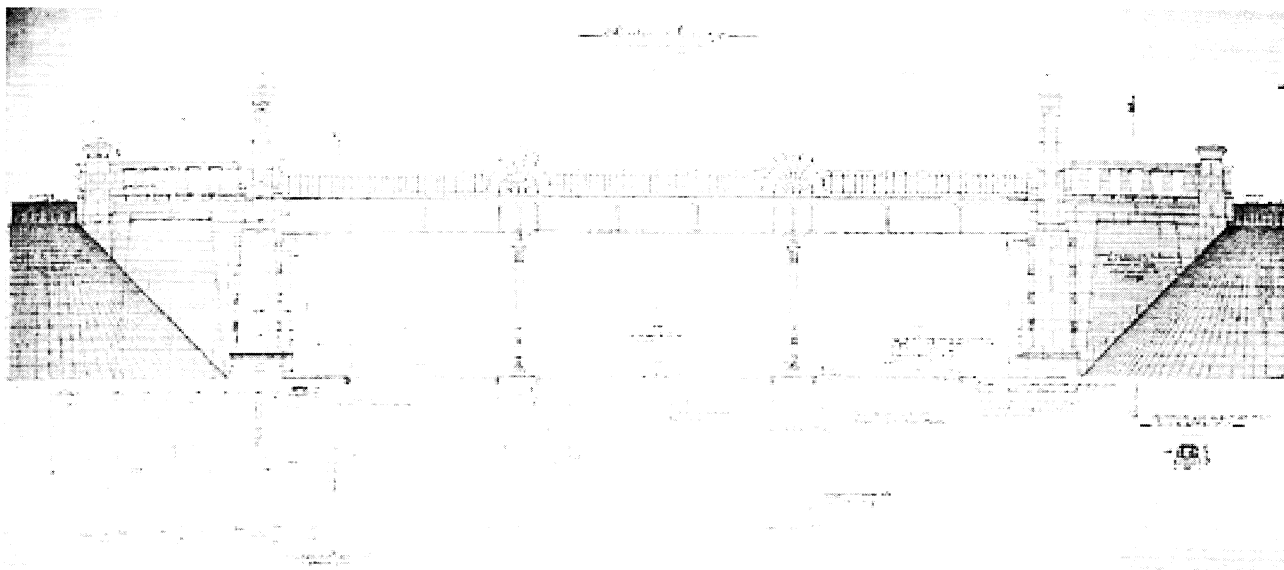
Son exploitation est le garant de sa pérennité ; veillons à ce que cette exploitation ne le dénature pas.

BIBLIOGRAPHIE

1. A. BECKERS et A.S. JOUKOFF, L'étude de la stabilité d'ensemble de l'Atomium, Extrait du n° 7-8 de ACIER – STAHL – STEEL, Revue Internationale des Applications de l'acier, Juillet – Août 1958
2. A. WATERKEYN, Description et réalisation de l'Atomium, A.S.B.L. ATOMIUM, 1958.
3. J. DUMONT, 1958, Images de l'exposition universelle de Bruxelles, Charles DESSART, 1958
4. M. PROVOST & C. NYS, Atomium : étude préliminaire – Premier avis au sujet de l'état de l'édifice, des travaux nécessaires à sa remise en état et des coûts et délais de ces travaux, mai 1996
5. J. VEREECKEN, Analyse van de corrosiestaat van het Atomium, Vrije Universiteit Brussel, Dienst Metallurgie, Electrochemie en Materialenkennis, mei 1997
6. B GROUP – GEOCAL, Etude de faisabilité pour la rénovation de l'Atomium, Phase 1 : Rapport d'état des lieux ; Phase 2 : Dossier de restauration, Ministère des Communications et de l'infrastructure, juin 1997
7. Van Impe & Partners, VZW ATOMIUM, Financiële haalbaarheidstudie, Ministerie van Verkeer en Infrastructuur, juni 1997.
8. A. BRULS & A. GODINAS & J.F. CADORIN & Y. VANDERZEYPEN Restauration de l'Atomium, Expertise charpente métallique, Université de Liège, Institut du Génie Civil, juin 1997.
9. B GROUP - GEOCAL - Ministère des Communications et de l'Infrastructure. Cahier spécial des charges T.I.W. / VI.7.1 : Restauration de l'Atomium à Bruxelles, mars 1998
10. P.KNEIPE & H. VAN GOMPEL, Avis du Service d'Incendie et d'Aide Médicale Urgente de la Région de Bruxelles-Capitale sur le projet de restauration de l'Atomium, juin 1998.
11. SECO, Investigation de l'état de corrosion de la structure de l'Atomium, avril 1999.

LE PONT DU CHARROI

André Loits, Ingénieur Principal
auprès du Service des Monuments et
des Sites de la Région de Bruxelles-Capitale



Le pont de chemin de fer qui franchit la rue du Charroi à Anderlecht est un pont à structure métallique, construit en 1910 par l'ingénieur Castiau.

Le tablier, long de 70 mètres pour une ouverture de 24 mètres est porté par 21 poutrelles hautes de 65 cm formées de plats et de cornières d'acier assemblés par rivetage. Ces poutres sont reliées par des entretoises, qui portent des voussettes en briques. Un béton, coulé sur l'extrados des voussettes, enrobe les semelles supérieures des poutres. Ce béton est protégé par un enduit et par un feutre asphalté de 13 mm d'épaisseur, qui reçoit le ballast. Le tablier s'appuie sur les culées en pierre du pont, mais aussi sur deux rangées intermédiaires de colonnes en fonte.

Ce sont ces colonnes qui font toute la beauté et l'originalité du pont.

Contrairement aux règles classiques, les colonnes - extrêmement fines - s'évasent du bas vers le haut, et portent un chapiteau en forme de corbeille, rappelant les chapiteaux papiryformes ou campaniformes de l'Égypte ancienne. Pour une hauteur de plus de 4m50, elles ont un diamètre au pied de 15 cm à peine, pour atteindre, à la base du chapiteau, un maximum de 36 cm !

L'impression de fragilité est encore accrue par la hauteur augmentée des poutres de rives (1m20), et le large encorbellement (1m50) qui porte les grèves du pont. L'ingénieur Castiau a tiré un extraordinaire parti du contraste entre la solidité massive du tablier et des culées, de l'apparente fragilité des colonnes et de l'élégance légère des garde-corps des grèves.

Le pont du Charroi a été classé par l'arrêté du Gouvernement régional le 16 mars 1995.

En 1993, l'ouvrage était menacé par le passage d'un collecteur d'eaux usées, maillon essentiel de la nouvelle infrastructure

d'épuration des eaux dans le bassin de la Senne. Le maintien du pont rendait impossible, pour de multiples raisons, la construction du nouveau collecteur.

La Société Nationale des Chemins de Fer avait par ailleurs programmé le renouvellement du pont, considérant qu'ayant subi une usure irréparable, il était arrivé en fin de vie. Le tablier présentait en effet de nombreuses traces de percolation, indiquant que l'étanchéité asphaltique ne jouait plus, localement, son rôle. Des démaigrissements dus à la rouille étaient visibles, essentiellement à l'appui des poutres sur les culées.

La SNCB attirait également l'attention sur le fait que le pont n'était pas conforme aux normes, notamment pour ce qui concerne l'impact des véhicules sur les appuis : les colonnes sont en effet articulées à leur base et à leur sommet. Un choc, même modéré pourrait les faire sortir de leur logement. La chute d'une colonne n'entraînerait pas l'effondrement du tablier, mais certainement une déformation suffisante pour provoquer le déraillement d'un convoi.

La SNCB faisait enfin valoir que le pont occupait une position stratégique, puisqu'il devait assurer le passage du TGV. Elle se déclarait en outre parfaitement consciente de la valeur historique du pont et proposait de récupérer les 42 colonnes de fonte pour les intégrer dans la décoration de la nouvelle gare TGV à Bruxelles-Midi.

La prévention de l'impact d'un véhicule sur les colonnes pouvait être rencontrée par la création d'une barrière infranchissable et par l'établissement de dispositifs limitant, physiquement, la vitesse des véhicules à l'entrée du pont. L'intervention aurait des conséquences sur l'esthétique de l'ouvrage, mais en conserverait l'authenticité.

Pour répondre à l'argument relatif à l'usure de la structure, le service des monuments et des sites fit, à la demande du cabinet



et pour éviter toute confusion d'intérêts, appel à des experts étrangers. Une étude de la stabilité résiduelle du pont fut commandée au Bureau Sedlacek and Partner d'Aix-la-Chapelle.

Le mode d'évaluation proposé par le professeur Sedlacek part du principe que l'effondrement d'une structure métallique est toujours provoquée par la progression d'une fissure causant la rupture d'une pièce portante. Il a donc mis au point une méthode de calcul de la vitesse de progression des fissures de fatigue en fonction de la qualité de l'acier et des contraintes auxquelles les différentes pièces sont soumises.

En recalculant le pont au départ de la structure existante ou des plans d'exécution, il met en évidence les sections les plus sollicitées, et estime, pour chacune de ces sections, la durée, en années, que mettra une fissure pour traverser la section. En fonction de ces résultats, il propose un programme de contrôle de l'ouvrage, basée sur une détection visuelle des fissures.

Par exemple : si le calcul montre qu'une fissure va mettre 9 ans pour traverser une section, le professeur Sedlacek fixe à 6 ans la période de contrôle. Si lors du premier contrôle, aucune fissure n'est visible, aucune intervention n'est nécessaire avant le contrôle suivant. Si au cours d'un contrôle, une fissure apparaît, une réparation doit impérativement intervenir avant un terme de 6 ans.

L'expertise menée par le bureau Sedlacek a mis en évidence que le tablier du pont ne présentait pas de risques particuliers, et que les sections étaient relativement surabondantes. Un nombre limité de nœuds devaient être soumis à un contrôle régulier. Le rapport déclencha une polémique entre experts des deux bords, ce qui n'empêcha pas le classement comme monument de l'ouvrage.

Puis les choses en restèrent là.

Pour pouvoir être conservé dans les meilleures conditions, le pont devra pouvoir bénéficier d'une campagne de contrôle et d'entretien : enlèvement (par phase) des rails et du ballast, contrôle de la carbonatation du béton et de l'oxydation des pièces enrobées, réfection de l'étanchéité, protection anti-rouille des pièces à l'air, etc.

Ces travaux ne paraissent pas être à l'ordre du jour de la SNCB, pas plus que la protection des colonnes contre l'impact des véhicules...

Egyptisant pour certains, Art Nouveau pour d'autres, échappant à toute comparaison, le pont du Charroi est par la beauté et l'originalité des techniques utilisées une œuvre exceptionnelle, unique à Bruxelles et rare dans le monde. Il mérite dès lors davantage que l'attitude distraite de ses propriétaires.

LES CHÂSSIS MÉTALLIQUES DES MOULINS DE BEEZ À NAMUR

Thérèse Cortembos

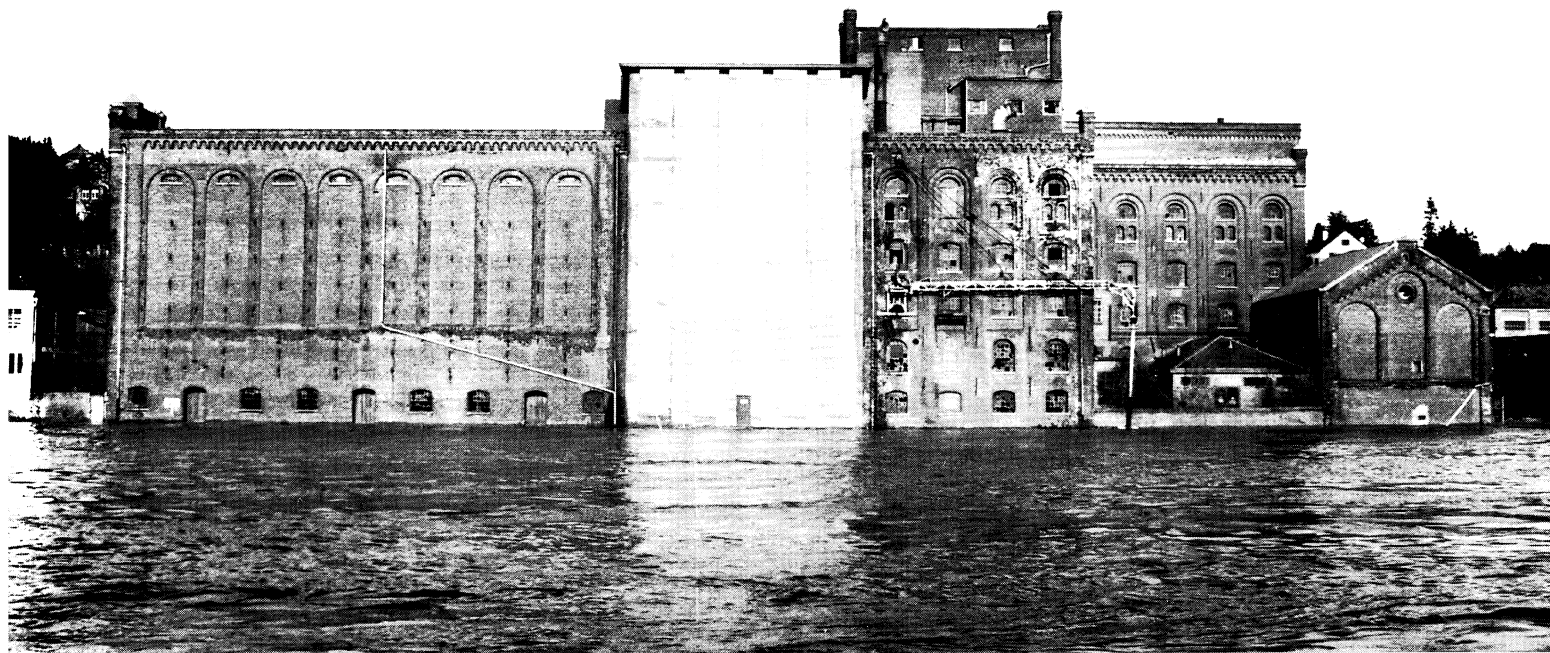
Les Moulins de Beez, minoterie industrielle du début du 20^e siècle, ont posé de nombreux problèmes lors de leur réaffectation en 1995-1998. J'aborde ici l'un d'entre eux, qui concerne le thème de ce dossier: la question des châssis métalliques anciens, indissociables de l'enveloppe du bâtiment, les "vides" étant aussi importants que les "pleins" dans la perception globale de l'ensemble.

Une architecture industrielle n'offre pas la même peau qu'une architecture civile de la même époque. Sans luxe apparent, elle ne néglige cependant pas l'image qu'elle veut donner d'elle-même, notamment par le détail des modénatures. Ces "châteaux de l'industrie", selon une expression consacrée, emploient généralement deux matériaux, la terre cuite et le métal, et surtout une mise en œuvre que l'on peut qualifier d'élémentaire.

Matériau et technique fonctionnaliste constituent ainsi une des spécificités de cette architecture dont on doit préserver l'esprit.

Aux Moulins de Beez, les châssis métalliques participent activement à l'esthétique de l'ensemble. Ils dessinent une résille fine, dont le graphisme léger fait contrepoids à l'austérité, à la massivité des murs, pourtant animés de jeux de briques. Ils sont une composante importante de cette architecture. Leur technique élémentaire, qui évoque la membrane tendue, n'est pas sans relation avec le mode de clôture d'origine médiévale: structure métallique, verres sertis, positionnement dans le tableau de la fenêtre.

Le débat sur le mode de clôture des fenêtres fut donc ouvert aux Moulins.



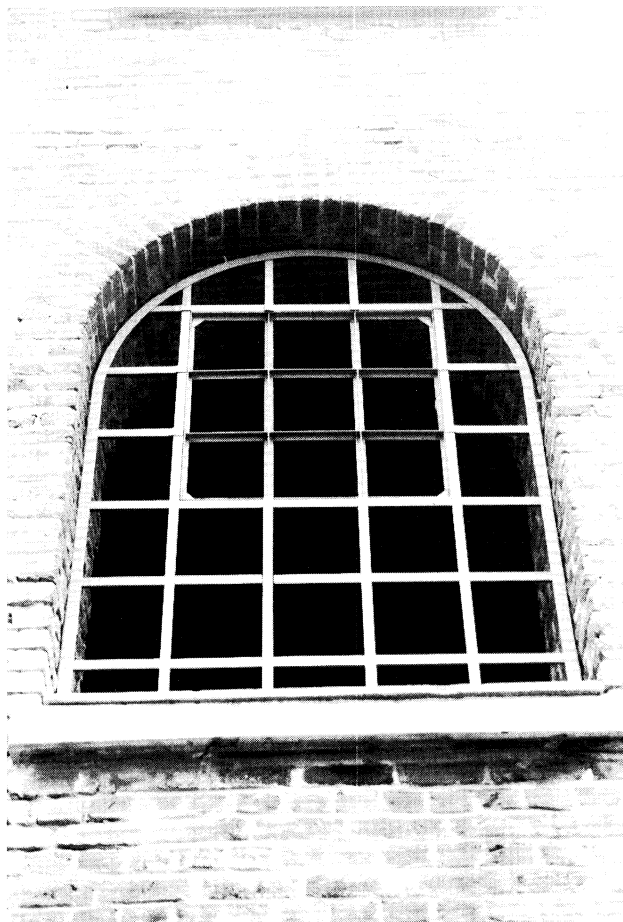
Les Moulins de Beez à Namur, avant restauration. Photo Tb. Cortembos, 1995.

Plusieurs solutions furent proposées, les châssis anciens ne répondant évidemment pas aux normes thermiques, acoustiques et d'étanchéité imposées par la fonction nouvelle.

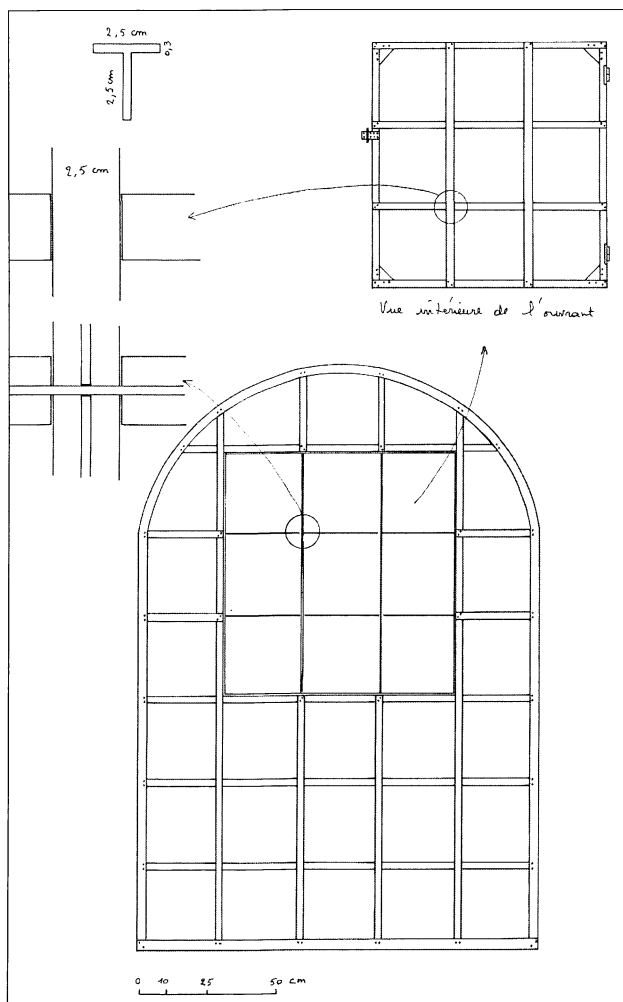
Ainsi, ont été envisagées différentes solutions: des châssis en bois avec double vitrage, au graphisme nouveau, des châssis en acier permettant la pose de doubles vitrages mais reprenant l'es-



Un châssis avant restauration. Photo Tb. Cortembos.



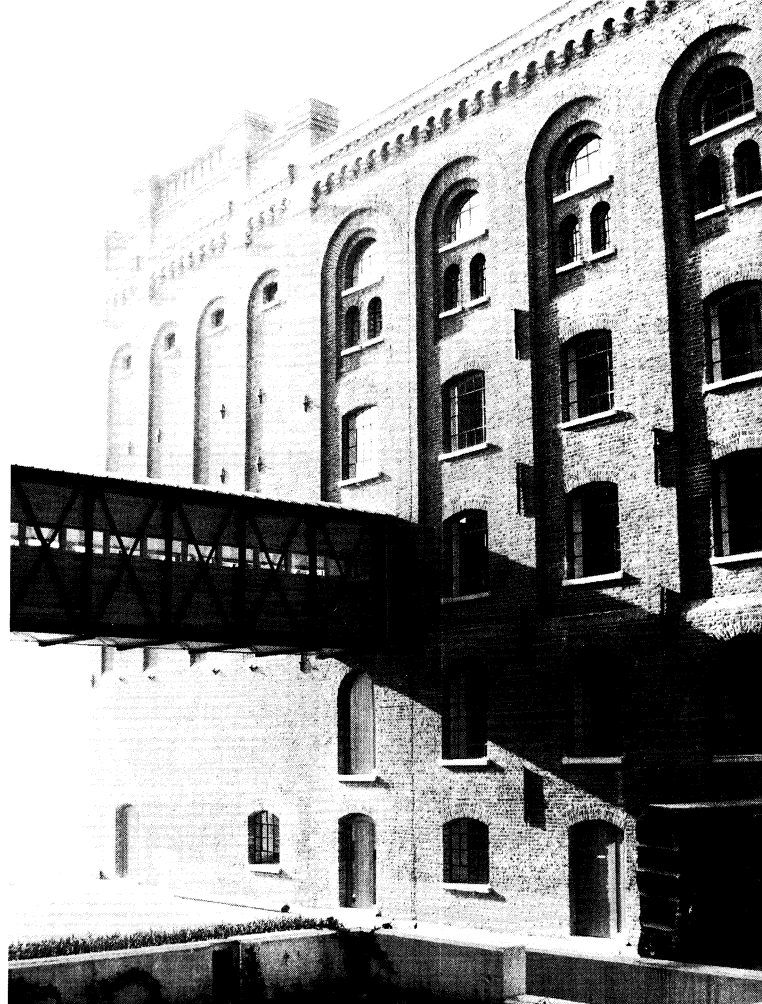
Châssis nouveau, réalisé à l'identique. Photo Tb. Cortembos.



Relevé d'un châssis du rez-de-chaussée. Dessin Th. Cortenbos, mars 1995.

prit des châssis anciens, ou dernière solution: le maintien des châssis anciens et leur doublure par un châssis intérieur en bois d'afzélia, avec simple ou double vitrage (anti-effraction au rez-de-chaussée).

C'est cette dernière solution qui prévalut. En effet, opter pour des châssis en bois ne permettait pas de respecter cette légèreté originelle, donnée par le matériau métallique mais également par le positionnement de ce châssis dans le tableau de la fenêtre et non en battée. De nouveaux châssis en acier, permettant le double vitrage, ne répondaient pas non plus au but recherché, les profils étant plus épais que ceux des châssis d'origine.



Une façade restaurée. Photo Th. Cortenbos, 1998.

Un examen plus approfondi permet de défendre le principe de restauration des châssis anciens et de les doubler à l'intérieur par un châssis neutre en double vitrage.

Tous les châssis anciens (environ 360) ont donc été démontés et transportés dans l'atelier de Monsieur Willy Baré, à Bois-de-Villers, travaillant pour les entreprises Duchêne-Druez-De Graeve. Les vitrages ont été démontés. Les pièces manquantes ou abîmées ont été remplacées par des profils en T identiques aux originaux, assemblés cependant par soudure plutôt que par rivets. Une rigole en U, perforée de trous, a été ajoutée en pied de châssis, afin de permettre l'écoulement de l'eau en cas d'infiltration. Le traitement des parties métalliques a consisté en un sablage, une métallisation et la peinture. Après repose, les châssis ont été resserrés latéralement par du silicone.

La décision de remplacer un châssis ancien, selon le modèle existant, ne s'est prise qu'après démontage de l'ensemble des vitrages, afin de juger correctement de l'état du métal. Ceci afin de garder un maximum de châssis originaux, dont un bon tiers a pu être conservé.

Après repose des châssis, des milliers de petits vitrages simples ont été découpés et mastiqués sur place.

L'embrasure de fenêtre, entre le châssis primitif et le nouveau châssis posé à l'intérieur, a été enduit d'un ciment hydrofuge, plus résistant à l'humidité que les enduits intérieurs, réalisés à la chaux hydraulique naturelle.

ICOMOS

Wallonie - Bruxelles

Président :

Michel Van der Meerschen

Secrétariat :

Rue de l'Ecluse, 22

6000 Charleroi

Tél 071 65 49 19

Fax 071 65 49 77

Publications :

Denise Barbason

Ministère de la Région wallonne

DGATLP

Montagne Ste - Walburge, 2

4000 Liège

Tél 04 224 54 75

Fax 04 224 54 44

E-mail

M.Massart@mrw.wallonie.be