

**Das Kongresshaus Biel** mit dem Hochhaus und dem Hauptbau mit Hängedach.



# Es fällt ins Auge, nicht um

Eine generelle Erdbebenüberprüfung bescheinigte dem Kongresshaus in Biel einen massgeblichen Ertüchtigungsbedarf. In einer anschliessenden detaillierten Untersuchung konnten die Ingenieure von Basler&Hofmann und Mantegani&Wyseier die Diagnose stark relativieren.

Text: Yves Mondet, Dimitrios Piskas, Fabian Hürzeler

Das Kongresshaus mit Hallenbad in Biel hat längst seinen festen Platz unter den Schweizer Architekturklassikern. Erbaut wurde es in den Jahren 1961 bis 1966 vom Bieler Architekten Max Schlup und dem Nidauer Bauingenieur Robert Schmid nach einem 1956 ausgerichteten Wettbewerb. Beim Hochhaus war zusätzlich das Ingenieurbüro Wilhelm & Walter involviert.

Der monumentale Gebäudekomplex – auch heute noch ein Wahrzeichen der Stadt – besteht aus einem schlanken Bürohochhaus und dem Kongresszentrum mit Mehrzwecksaal und Hallenbad unter einem Dach. Das eindruckliche Hängedach – damals eines der weitgespanntesten seiner Art in Europa – und die Hochhauskonstruktion waren neuartig und verlangten innovative Entwicklungen seitens der Bauingenieure. Seit Anfang des 21. Jahrhunderts steht das Ensemble unter Denkmalschutz und ist im Kulturgüterschutzinventar als Objekt von nationaler Bedeutung (A-Objekt) gelistet.

## Auf generell folgt detailliert

Im Rahmen der Zustandserfassung des Gesamttragwerks des Kongresshauses führte das Ingenieurbüro Mantegani & Wyssseier in den Jahren 2014 bis 2016 auch eine generelle Überprüfung der Erdbebensicherheit nach SIA-Merkblatt 2018:2004 durch. Sie erfolgte mit kraftbasierten Finite-Elemente-Berechnungen mit dem Antwortspektrenverfahren an vereinfachten Stabmodellen. Weil die Ausführungspläne nur lückenhaft und Sondierungen gar nicht vorhanden waren, mussten hierfür einige Annahmen getroffen werden. Die generelle Überprüfung zeigte potenzielle Schwachstellen: Die massgebenden Erfüllungsfaktoren von  $\alpha_{\text{eff}} = 0.4$  beim Hochhaus und  $\alpha_{\text{eff}} = 0.7$  beim Hauptbau waren nicht ausreichend (vgl. «Erfüllungsfaktor  $\alpha_{\text{eff}}$ », S. 26). Gemäss der generellen Überprüfung bestand daher ein potenziell massgeblicher Verstärkungsbedarf.

Bauliche Eingriffe waren aufgrund des Denkmalschutzes jedoch möglichst zu vermeiden. Deshalb entschied die Bauherrschaft in Abstimmung mit der Denkmalpflege, dem Bauingenieur und dem beigezogenen Erdbebenexperten, eine detaillierte Überprüfung nach dem empfohlenen Vorgehen der Norm SIA 269:2011 durchzuführen. Die getroffenen Vereinfachungen und Annahmen sollten verifiziert und der Massnahmenbedarf konkretisiert werden.

Die Ingenieure von Mantegani & Wyssseier zogen Erdbebenspezialisten von Basler & Hofmann als Subplaner hinzu und eruierten ein Vorgehen, um die vertiefte Untersuchung durchzuführen (vgl. «Der Weg zur Detailuntersuchung», S. 25). So konnte eine verfeinerte und aktualisierte Analyse der beiden Gebäude erfolgen.

## Hochhaus mit seismischen Schwachstellen

Das Hochhaus besteht aus dem nutzbaren Gebäudeteil (10 m × 27 m) mit Glasfassaden und dazwischenliegenden Erschliessungskern.

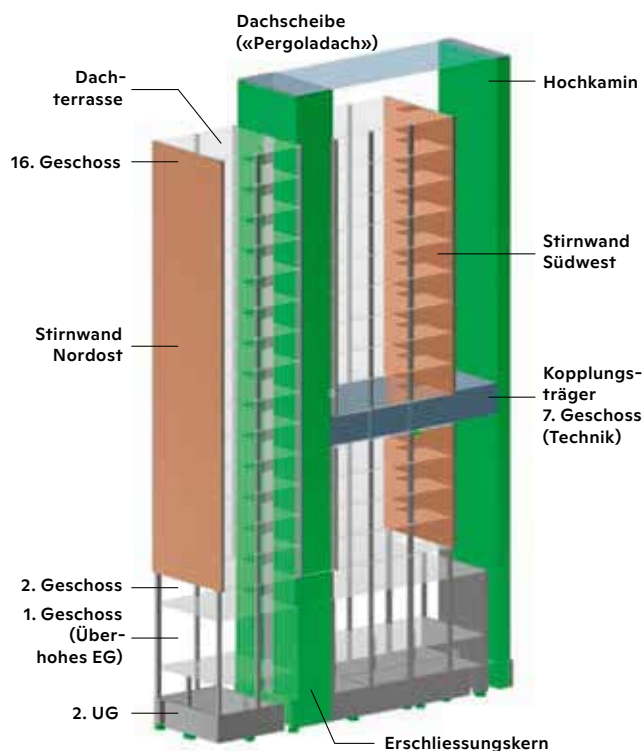
te Hochkamin aus Stahlbeton an. Zwei Untergeschosse, 16 oberirdische Geschosse und eine Dachterrasse – teils offen, teils gedeckt – als 17. Geschoss ergeben eine Gesamthöhe über Terrain von 55 m.

Die Abtragung der vertikalen Schwerelasten erfolgt hauptsächlich über die Stahl-Beton-Verbundstützen an den Längsfassaden, über die Stirnwände, den Erschliessungskern und den Hochkamin aus Ortbeton.

In den unteren Geschossen sind Stahlbetondecken, teilweise als Hohlkörperdecken und ab der Decke über dem dritten Geschoss als Stahl-Beton-Verbunddecken ausgeführt. In den Regelgeschossen und im Erdgeschoss spannen die Decken zwischen den Fassadenstützen ohne Zwischenabstützung. Zur Reduktion der Spannweite sind im ersten Untergeschoss Zwischenstützen vorhanden. Im zweiten Untergeschoss fangen Tragwände die vertikalen Stützenlasten ab und leiten sie in die Flachfundation ein.

Erschliessungskern, Stirnwände und Hochkamin tragen zur horizontalen Aussteifung bei. Hochkamin und Kern sind im siebten sowie im 17. Geschoss durch Ortbetonscheiben miteinander verbunden und im gemeinsamen, steifen zweiten Untergeschoss eingespannt. Die aussteifenden Elemente sind im Grundriss leicht unsymmetrisch angeordnet, was bei Erdbebenwirkung in Gebäudequerrichtung zu Torsion führt.

Die Stirnwände laufen vertikal nicht durch und sind auf je zwei Stützen des zweiten Obergeschosses abgestellt, was den Abtrag von Horizontallasten unterbricht. Diese erzwungene Umleitung stellt eine konzeptionelle Schwachstelle dar.

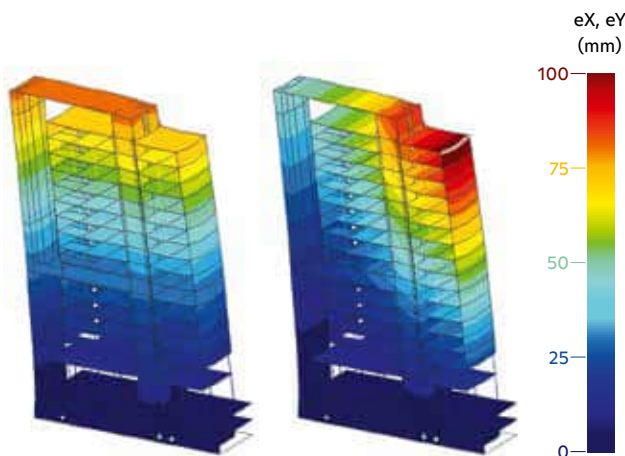


**Tragwerksmodell des Hochhauses mit Bezeichnung der wesentlichen Elemente;** farblich hervorgehoben sind die vier stabilisierenden Stahlbetonelemente.

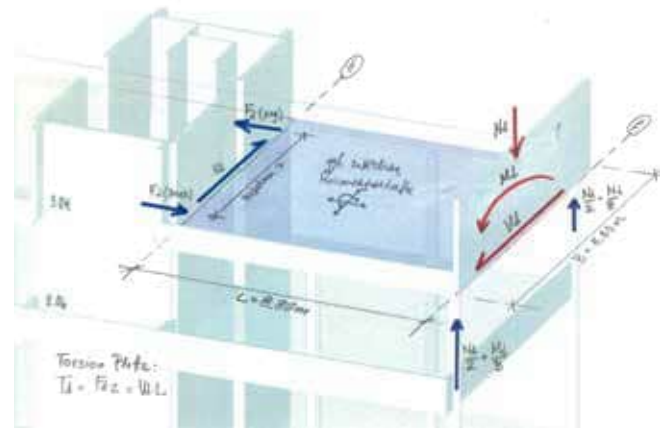




**Haupteigenperioden (Massenanteil)** T1=1.8s (0.62) längs, T2=1.4s (0.59) quer mit Torsion, T4=0.47s (0.20) längs, T5=0.34s (0.14) quer mit Torsion. Steifigkeit reduziert auf xx% der ungerissenen Steifigkeit.



**Rechnerische Verformungen** beim Überprüfungsbeben. Links: Längsverformung eX, Rechts: Querverformung eY.



**Modell zur Abtragung der Erdbebenkräfte** beim Übergang der Stirnwände in die Stützen (seismische Schwachstelle S4), in den Stützen (seismische Schwachstelle S3) und beim Anschluss der Decke über dem zweiten Geschoss an den Kern.

Die Bewehrungsausbildung und die Anschlüsse zwischen verschiedenen Bauteilen sind in der Regel nicht duktil ausgebildet, was die Erdbebensicherheit ungünstig beeinflusst und zu konstruktiven Schwachstellen führt.

Die detaillierte rechnerische Untersuchung erfolgte kraftbasiert mit dem Antwortspektrenverfahren an einem detaillierten 3-D-Finite-Elemente-Modell mit Schalen- und Stabelementen (Beton- und Stahlbauteile). Rissbildungen der Stahlbetonelemente bei Erdbebeeinwirkung fanden Berücksichtigung, indem die Steifigkeit der Bauteile unterschiedlich reduziert wurde (vgl. Abb. Haupteigenperioden, oben). Das Modell wurde auf Höhe der Bodenplatte eingespannt gelagert angenommen, da im Erdbebenfall die Foundation überdrückt bleibt. Es zeigten sich sechs seismische Schwachstellen S1–S6 mit den jeweiligen Erfüllungsfaktoren  $\alpha_{\text{eff}}$  (Werte in eckigen Klammern aus der generellen Überprüfung):

- Die Kernwände auf der Seite des Liftschachts im 1. UG und EG (S1 mit  $\alpha_{\text{eff}} = 1.2$  [0.8])
- Die kurzen Fassadenstützen im 1. UG (S2 mit  $\alpha_{\text{eff}} = 1.0$  [0.4])

- Die Eckstützen im 2. OG unterhalb der Stirnwände (S3 mit  $\alpha_{\text{eff}} = 1.0$  [0.7])
- Die Verbindung der Stirnwände mit den darunterliegenden Eckstützen (S4 mit  $\alpha_{\text{eff}} \geq 0.9$ )
- Die Verbindung Kernwände zu Decke im 2. UG (S5 mit  $\alpha_{\text{eff}} \geq 0.9$ )
- Die Verankerung der Regeldecken des 3. bis 16. Geschosses in die Kernwände (S6 mit  $\alpha_{\text{eff}} = 0.8$ )

## Hauptbau: ein Dach aus Balkenketten

Das Haupttragwerk des ca. 80 m × 40 m messenden Hauptbaus mit 25 m Höhe auf der Nordostseite und 14 m auf der Südwestseite besteht aus dem Hängedach, das in Gebäudelängsrichtung spannt und beidseitig auf riesigen Auflagerböcken gelagert ist. Letztere bestehen aus den vorgespannten Fangträgern, in denen die Spannkabel des Hängedachs verankert sind, den massiven Ort beton-Schrägstützen, in die die Fangträger eingespannt sind, und den Zugstützen. Diese mobilisieren als runde, vorgespannte Betonstützen auf der Nordostseite respektive Stahlhohlkastenstützen auf der Südwestseite das zum Knotengleichgewicht erforderliche Gegengewicht aus den Untergeschossen.

34 Betonzugbänder, sogenannte Balkenkettens, bilden im Abstand von 1.1 m das Hängedach. Die aneinandergereihten Glieder dieser Balkenkettens sind schlaff bewehrte, zwei Meter lange Betonbalken, die vorfabriziert wurden. Sie sind mit durchlaufenden Spannkabeln gegeneinander bzw. gegen die Auflagerböcke gespannt.

Die Dachverkleidung besteht aus ebenfalls vorfabrizierten Betonplatten, die zwischen den Balkenkettens spannen und eine Breite von 50 cm aufweisen. Die konstruktive Verbindung von Balken und Platten erfolgte durch Ergänzung des Plattenbalkenquerschnitts mit Ortbeton und entsprechenden Anschlussbewehrungen. Entlang der ersten bzw. letzten Balkenkette des Hängedachs verlaufen die Dachrandträger. Es sind Ortbetonstreifen mit Brüstungen, die auf der Stahlunterkonstruktion der Fassade liegen und damit statisch nicht zum Hängedach gehören. Diese Trennung ermöglicht es dem Hängedach, sich infolge veränderlicher Last und Temperatur vertikal ungehindert zu verformen.

## Schlank und steif kombiniert

Das vorgespannte Betonhängedach ist ein strukturell sehr elegantes Tragwerk, das hohe Schlankheit erfolgreich mit hoher Steifigkeit kombiniert. Die Zugglieder überbrücken die grossen Spannweiten mit hoher Materialeffizienz. Die dank Vorspannung überdrückten Betonquerschnitte der Auflagerböcke sorgen für eine Minimierung der Formänderungen trotz variabler Einwirkungen.

Die Leichtigkeit der Dachkonstruktion und das hohe Verhältnis von selten auftretenden veränderlichen Lasten (Schnee, kombiniert mit Winddruck, Windsog) zu ständigen Lasten (Eigengewicht, Dachaufbau) sind wichtige, günstige Eigenschaften hinsichtlich der Erd-

bebensicherheit: geringere Erdbebenträgheitskräfte und höherer, auch für den Erdbebenfall nutzbarer Widerstand.

Als horizontale Aussteifung bei Wind- und Erdbebenlasten wirken in Gebäudelängsrichtung die steifen Stabdreiecke der Auflagerböcke. Die Schrägstütze und die Zugstütze sind beide in den Untergeschossen eingespannt und wirken als Fachwerk. Da die Auflagerböcke in den Bemessungssituationen mit Nutzlast, Schnee und Wind horizontal und vertikal belastet werden, stellt die analoge Beanspruchung infolge horizontaler Erdbebeneinwirkung in Gebäudelängsrichtung und aus vertikaler Erdbebeneinwirkung für die Auflagerböcke keine Herausforderung dar.

Anders sieht es für die horizontale Erdbebeneinwirkung in Gebäudequerrichtung aus. Diese erzeugt eine relevante Querbeanspruchung der Auflagerböcke, die ansonsten nur noch in geringerer Grösse durch Wind auf die Längsfassaden erzeugt wird. Den Widerstand dagegen können die Auflagerböcke durch Rahmenwirkung von den zwei Schrägstützen mit dem Fangeträger (auf der Seite Konzertsaal verstärkt durch den oberen und seitlichen betonierten Teil vom Schrägdach) erzeugen. Dabei entsteht u. a. Torsion in den Schrägstützen (infolge nicht orthogonal zueinanderstehenden Hauptachsen von Schrägstützen (Rahmenstütze) und Fangeträger (Rahmenriegel)). Insbesondere für die einteiligen, sich nach unten verjüngenden Schrägstützen badseitig ist dies im Erdbebenfall kritisch. Die Schrägstützen erfahren in der Bemessungssituation Erdbeben eine Normalkraft-Biegemoment-Torsions-Beanspruchung. Der badseitige L-förmige Fangeträger wird im Vergleich zur Bemessungssituation mit Nutzlast, Schnee und Wind mit einer höheren Biegung aus seiner Ebene beansprucht.

## Der Weg zur Detailuntersuchung

### Intensive Nachforschung nach Grundlagen:

Weitere Ausführungspläne des Hochhauses konnten im Archiv des Nachfolgebüros eines damals beteiligten Stahlbauers



**Erstellung des Hängedachs** mit bereits verlegten Balkenkettens und vorfabrizierten Betonplatten dazwischen.

ausfindig gemacht werden. Gespräche mit zwei Zeitzeugen führten zu weiteren Archivunterlagen. Es waren dies der damalige Bauleiter Edgar Studer, der über eine von ihm erstellte umfangreiche Fotodokumentation zur Bauausführung verfügte, und Prof. em. Dr. Hugo Bachmann. Er führte als junger Bauingenieur beim Spannkabelhersteller Stahlton und anschliessend an der ETH Zürich statische Berechnungen zum Hängetragwerk sowie Bauteilversuche vor Ort durch und verfügte noch über entsprechende Unterlagen. Auch das Baujournal und die Bauabrechnung konnten ausfindig gemacht werden.

**Spektrale Standortstudie:** Eine standortspezifische Abklärung der Erdbebeneinwirkung (Überprüfungsbeben) war angezeigt, da die SIA Normen im Jahr 2018 die aktualisierte Erdbebengefährdungsstudie des Schweizerischen Erdbebedienstes SED 2015 noch nicht berücksichtigten. Ausserdem liegt am Standort ein ungewöhnlicher Baugrundaufbau mit steifer Schicht von Flussablagerungen über weicher Schicht aus Seesedimenten

vor. Einen solchen bilden die Baugrundklassen der Norm SIA 261 nicht ab. Sie setzen voraus, dass der Baugrund von unten nach oben weicher wird. In der generellen Überprüfung wurde als grobe Näherung die Baugrundklasse D verwendet. Das von den Spezialisten der Résonance ermittelte standortspezifische Spektrum zeigt deutlich tiefere Beschleunigungen im hohen Periodenbereich und höhere Beschleunigungen im tiefen Periodenbereich.

**Sondierungen an entscheidenden Tragwerkselementen:** Diese konnten in Absprache mit der Bauherrschaft und der Denkmalpflege durchgeführt werden, um Wissenslücken zur Sorte und zur Ausführung der Bewehrung zu schliessen.

**Vertiefte Grundlagenauswertung und Tragwerksstudium:** Das erneute Studium der vorhandenen Ausführungspläne in Kombination mit den neu beschafften Unterlagen und Sondierungsergebnissen führte zu einem massgeblich erweiterten Kenntnisstand zu den Tragwerken. • Y. Mondet, D. Piskas, F. Hürzeler

## Erfüllungsfaktor $\alpha_{\text{eff}}$

Das Ergebnis einer rechnerischen Untersuchung der Erdbebensicherheit nach Norm SIA 269/8 *Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben* ist der Erfüllungsfaktor  $\alpha_{\text{eff}}$ . Er beschreibt, inwieweit die Anforderungen an die Erdbebensicherheit gemäss den gültigen Tragwerksnormen beim überprüften Bauwerk erfüllt sind und dient zur Beurteilung der Erdbebensicherheit in drei Wertungen (nach Bafu):

**Ungenügend:** Bei einem Erfüllungsfaktor  $\alpha_{\text{eff}} < 0.25$  für «normale» resp.  $< 0.4$  für bedeutende und lebenswichtige Bauwerke (wie z. B. Schulen oder Akutspitäler) ist die Erdbebensicherheit ungenügend.

Es sind zwingend Massnahmen zu ergreifen, um die Mindestanforderungen bei bestehenden Bauten von  $\alpha_{\text{min}} = 0.25$  für «normale» bzw. 0.4 für bedeutende und lebenswichtige Bauwerke einzuhalten.

**Mangelhaft:** Bei einem Erfüllungsfaktor  $\alpha_{\text{eff}}$ , der zwischen 0.25 (resp. 0.4) und 1.0 liegt, ist die Erdbebensicherheit mangelhaft. Die Erdbebensicherheit ist weitergehend zu verbessern, wenn sich bei der Gegenüberstellung von Kosten und Nutzen die Verhältnismässigkeit von Massnahmen nachweisen lässt. Dabei ist grundsätzlich die Erfüllung des normgemässen Zustands für Neubauten anzustreben.

**Normgemäss:** Bei einem Erfüllungsfaktor  $\alpha_{\text{eff}} \geq 1.0$  ist die Erdbebensi-

cherheit gemäss geltenden Normen gegeben. Die Anforderungen an Neubauten sind zu 100 Prozent erfüllt. Es besteht kein Handlungsbedarf.

Wichtig zu wissen ist: Eine normgemässe Erdbebensicherheit ( $\alpha_{\text{eff}} \geq 1$ ) bedeutet nicht, dass das Bauwerk ein Erdbeben unbeschadet übersteht. Das Ziel ist der Personenschutz und die Schadensbegrenzung.

Die Gewährleistung der Funktion des Bauwerks fordert die Norm nur bei den Bauwerken mit lebenswichtiger Infrastrukturfunktion. Das sind v.a. diejenigen Bauwerke, die im Erdbebenfall zur Rettung von Menschenleben benötigt werden. • Y. Mondet, D. Piskas, F. Hürzeler

Die beschriebene Ausbildung und konstruktive Verbindung der Betonplatten der Dachverkleidung mit den Balkenketten ermöglicht eine gewisse Scheibenwirkung. Damit kann die globale Torsion, die aufgrund der in Querrichtung ungleich steifen Auflagerböcke entsteht, auf deren aussteifende Elemente verteilt werden.

### Erfüllungsfaktoren indirekt ermittelt

Für das Haupttragwerk wurden nichtlineare statische Analysen unter Schwerelasten und darauf basierend Eigenschwingungsanalysen und kraftbasierte lineare Erdbebenanalysen mit dem Antwortspektrenverfahren am 3-D-Modell mit Stab- und Schalenelementen durchgeführt. Die geometrische Nichtlinearität des Hängedachs, die infolge der grossen Verformungen, der endlichen Dehnsteifigkeit und der vernachlässigbaren Biegesteifigkeit der Balkenketten entsteht, wurde bei der Ermittlung von Auswirkungen der Schwerelasten erfasst.

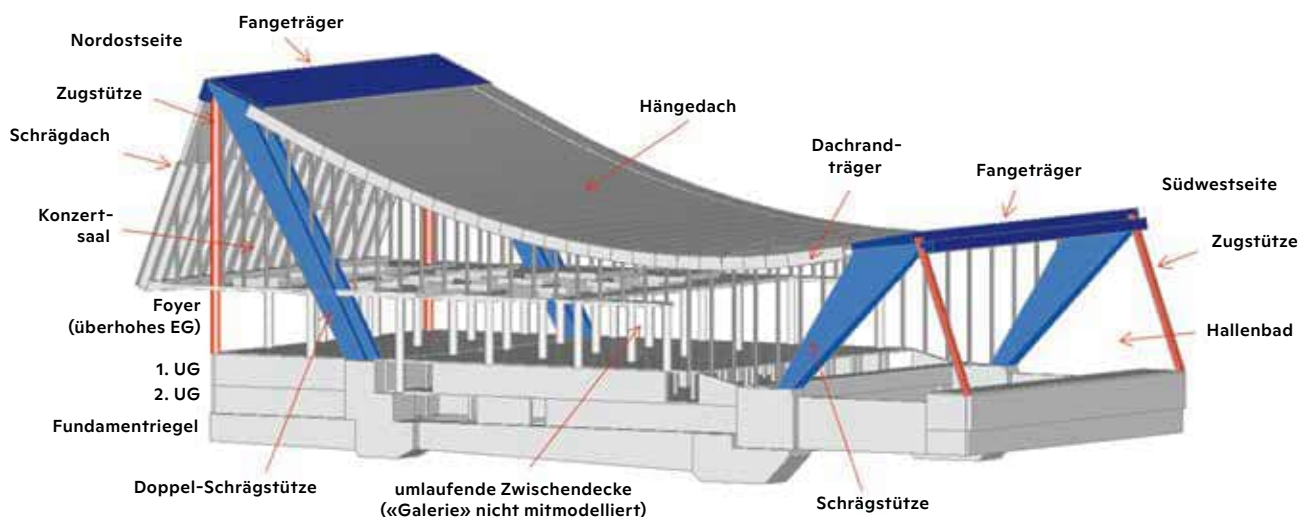
Die Verschiebungen der Fangträger aus Erdbebeneinwirkung betragen 10 bis 15 mm in Gebäude-längs- sowie in vertikaler Richtung. 35 bis 45 mm sind

es in Gebäudequerrichtung. Das Hängedach erfährt infolge Erdbebeneinwirkung maximale Verschiebungen an unterschiedlichen Stellen von 67/46/177 mm (längs, quer, vertikal).

Da nicht alle Bewehrungspläne vorliegen und Sondierungen an gewissen Stellen nicht möglich oder verhältnismässig waren, erfolgte die Berechnung des Erfüllungsfaktors teilweise indirekt durch den Vergleich der Auswirkungen der Bemessungssituation mit Nutzlast, Schnee und Wind mit denjenigen der Bemessungssituation Erdbeben. Es resultieren für alle Bauteile Erfüllungsfaktoren  $\alpha_{\text{eff}} \geq 1.0$ . Als massgebend zeigte sich der Schub aus Rahmenbiegung im Fangträger und die Längsbewehrung am Fuss der Schrägstütze des badseitigen Auflagerbocks.

### Detailliert gut

Die Erdbebensicherheit des Kongresshauses Biel ist basierend auf der vorgestellten Überprüfung nach Norm SIA 269/8:2017 und in Anbetracht eines bestehenden Bauwerks grundsätzlich als gut zu beurteilen. Beim Hochhaus zeigt sich mit  $\alpha_{\text{eff}} = 0.8 < 1.0$  bezüglich der



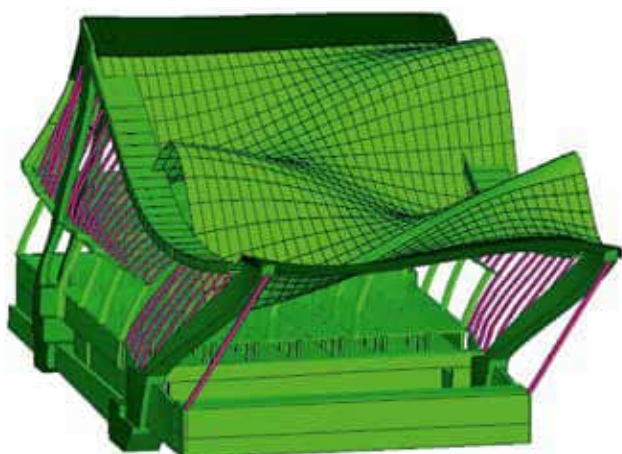
**Tragwerksmodell des Hauptbaus mit Bezeichnung der wesentlichen Elemente** und farblich hervorgehobenen stabilisierenden Stahl-/Spannbetonelementen.





**Hauptbau des Kongresshauses Biel** (Südwestseite mit dem Hallenbad) und das Hochhaus im Hintergrund.

heute gültigen Norm SIA 269/8:2017 ein leichtes, momentan akzeptables Sicherheitsdefizit, dessen Behebung auf den ersten Blick als nicht verhältnismässig erscheint. In der nächsten Projektierungsphase der aktuell gestoppten Instandsetzungsplanung wird durch Bauherrschaft, Planungsteam und Denkmalpflege anhand einer differenzierten Beurteilung projekt- und bauteilspezifisch zu entscheiden sein, ob weitergehende Massnahmen verhältnismässig sind und ergriffen werden sollen.



■ Beton 25%      ■ Beton 75%      ■ Stahl  
 ■ Beton 50%      ■ Beton 99%

**Haupteigenperiode (Massenanteil) in Querrichtung** (stark überhöht)  $T_5=0.88s$  (0.73) quer mit leichter Torsion. Steifigkeit reduziert auf xx% der ungerissenen Steifigkeit.

## Detailierung für Kosten und Sicherheit

Die detaillierte Überprüfung der Erdbbensicherheit ermöglichte es, ein fundierteres Tragwerksverständnis zu erarbeiten. Äusserst wertvoll hierfür waren archivierte Originalunterlagen, nach denen auch intensiv recherchiert wurde. Wünschenswert – für alle Bauten – wäre ein vollständiger Erhalt solch wichtiger Dokumente an zentraler Stelle. Wo sie fehlten, war es entscheidend – in Absprache mit der Denkmalpflege – zu sondieren. So konnten detailliertere Berechnungsmodelle erstellt und mit der aktualisierten Erdbbenwirkung vertiefte Berechnungen zur Erdbbensicherheit durchgeführt werden. Die Beurteilung der Erdbbensicherheit des Kongresshauses fiel somit bedeutend besser aus, wodurch der Massnahmenbedarf viel geringer ist oder gar ganz wegfällt.

Diese Erfahrung am Kongresshaus Biel zeigt, wie zentral es ist, eine Beurteilung und Massnahmenempfehlung nicht basierend auf einer generellen, sondern auf einer detaillierten Überprüfung vorzunehmen. Dies gilt gemäss Norm SIA 269:2011 grundsätzlich bei der Überprüfung von Tragwerken und nicht nur in Bezug auf die Einwirkung Erdbeben. Der Hebel von detaillierten Untersuchungen hinsichtlich wirtschaftlicher, nachhaltiger und dennoch sicherer Lösungen ist nicht zu unterschätzen. •

*Yves Mondet*, Dipl. Bauingenieur, Leiter bauliche Sicherheit, [yves.mondet@baslerhofmann.ch](mailto:yves.mondet@baslerhofmann.ch);  
*Dimitrios Piskas*; Dipl.-Ing., Projektleiter Hochbau, [dimitrios.piskas@baslerhofmann.ch](mailto:dimitrios.piskas@baslerhofmann.ch);  
*Fabian Hürzeler*, Dipl. Bauingenieur, Geschäftsführer, [fabian.huerzeler@m-w.ch](mailto:fabian.huerzeler@m-w.ch)