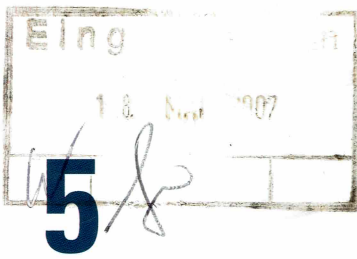


Bautechnik

Zeitschrift für den gesamten Ingenieurbau



84. Jahrgang
Mai 2007
Heft 5
ISSN 0932-8351

A 1556

Zum Tragverhalten der
Talbrücke Altwipfergrund

Bemessungsvergleiche
von Spannbetonbrücken

Spannbandbrücke aus
Kohlenstofffaser-Lamellen

Weltkulturerbe Michaelis-
kirche in Hildesheim

Zur Traglastermittlung
von Druckstäben

Großelement-Dämm-
technik mit Vakuum-
Isolationspaneelen, Teil 1



 **WILEY**
1807-2007
KNOWLEDGE FOR
GENERATIONS

 **Ernst & Sohn**
A Wiley Company

Die Michaeliskirche in Hildesheim

Erhaltung des Weltkulturerbes

Die Kirche des ehemaligen Benediktinerklosters St. Michael in Hildesheim gilt als herausragendes Bauwerk der ottonischen Baukunst und wurde 1985 in die Liste der UNESCO zum Schutz des Kultur- und Naturerbes der Welt eingetragen.

Das Gotteshaus, das Bischof Bernward (993–1022) errichten ließ und dessen Grundstein mit dem Jahr 1010 datiert ist und im Jahre 1022 – kurz vor seinem Tod – von ihm eingeweiht wurde, hat eine bewegte bauliche Vergangenheit.

Baugrundprobleme mit der Folge von Teileinstürzen sowie mangelnde Bauunterhaltung über Jahrhunderte erfordern derzeit eine grundlegende Anamnese, Bewertung des Ist-Zustands und die Planung einer nachhaltigen Sanierung dieser bedeutenden romanischen Kirche.

The Michaelis church in Hildesheim – preservation of the World Cultural Heritage. *The church of the former Benedictine abbey St. Michael in Hildesheim is considered as an outstanding building of the Ottonic architecture and was registered in 1985 into the list of the UNESCO for the protection of the World Cultural Heritage. The church – its foundation is dated with the year 1010 – which bishop Bernward (993–1022) let establish, and which was inaugurated by him in the year 1022 – briefly before his death –, has an interesting structural past.*

Ground problems with the consequence of partial collapses as well as building maintenance lacking over centuries require at present a fundamental anamnesis, evaluation of the existing state and the planning of a lasting restoration of that important Romanic church.

1 Einführung

In der Zeit der Jahrtausendwende war Bischof *Bernward* (993–1022) als Lehrer und Erzieher des späteren Kaisers *Otto III.* eine bedeutende Persönlichkeit in Kunst und Politik. Die Michaeliskirche in Hildesheim entwarf er als seine Grablegungsstätte.

Der Baugrund auf dem Hügel in Hildesheim und mangelnde präventive Bauerhaltung über Jahrhunderte sowie Umnutzungen zur Napoleonischen Zeit und die Zerstörung der Kirche am 22. 03. 1945 haben der Bausubstanz immer wieder schwersten Schaden zugefügt [1], [2], [3]. Die erste große Sanierung nach dem 2. Weltkrieg, 2005 bis 2010, erfordert eine intensive Wertung der gegebenen Standsicherheit einzelner Konstruktionsglieder und des Gesamtbauwerks. Neben der Sicherung des Gebäudes

sollen Indikatoren formuliert werden, die frühe Phasen einer sich ankündigenden Veränderung des Tragsystems anzeigen. Gravierenden Schädigungen in kommenden Jahrhunderten soll somit vorgebeugt werden.

2 Baugeschichte der Michaeliskirche

2.1 Historie

Die Michaeliskirche zu Hildesheim, ein ottonischer Bau der Vorromanik, stellt in sich eine solide, robuste Konstruktion dar mit Gurtbögen und massiven Pfeilern und Säulen. 1010 war die Grundsteinlegung und 1022 die Einweihung der Kirche.

Bereits wenige Jahre nach der Einweihung traf ein Blitz das Gebäude. Die Schäden scheinen so erheblich gewesen zu sein, dass eine erneute Einweihung 1033 durch Bischof *Godehard* erfolgte.

Ein erneuter Brand (1162) führte zu weiteren Instandsetzungsarbeiten, aber auch zu baulichen Verbesserungen und zur Bereicherung der Ausstattung. Die Krypta wurde bis zur Westvierung verlängert und auf ihr ein Raum für den Mönchschor geschaffen, der seitlich durch Schranken begrenzt war. Die Säulen des Mittelschiffs wurden bis auf zwei Säulen erneuert und die Arkaden mit Stukkaturen versehen, ebenso die Wand des Langhauses im südlichen Seitenschiff.

Um 1200 ist die Westapsis erneuert worden. Der Hochchor und das Westquerhaus wurden mit Bruchsteinen eingewölbt. Diese Lasterhöhung zog Sekundärsetzungen nach sich. 1240 bis 1259 erfolgte im Rahmen von Instandsetzungsarbeiten die Unterfangung der Kryptabögen. Die einmalige bemalte Holzdecke im Mittelschiff, die den Jessebaum, den Stammbaum Christi zeigt, wurde im 13. Jh. geschaffen [4].

1518 stürzte der südwestliche Treppenturm ein (in seinem Fundament wurde 1907 der Grundstein mit der Jahreszahl MX gefunden). Nach der Reformation 1542 in Hildesheim wurde die Kirche 1543 der lutherischen Gemeinde übereignet. Nur die Krypta und einige Bereiche des westlichen Querschiffs blieben in der Obhut der katholischen Mönche.

Ende des 16. Jh. war die Kirche stark sanierungsbedürftig. 1604 bis 1614 fanden umfangreiche Sanierungen und Erneuerungen des Gebäudes statt. Im Dreißigjährigen Krieg ist auch die Michaeliskirche Opfer von Übergriffen und Zerstörung geworden. Nur die Krypta und das nordwestliche Querhaus konnten weiterhin als Gotteshaus genutzt werden.

Aus Mangel an Bauunterhaltung gingen dem Kirchenbau zwischen 1650 und 1662 beide Vierungstürme, Ostapsis und -chor sowie das Südwestquerhaus verloren. Eine bauliche Wiederherstellung der Michaeliskirche konnte erst wieder unter Abt *Werner Fabion* (1677–1689) erfolgen. 1679 wurde der Vierungsturm mit Laterne im Osten aufgebaut. Die Wandöffnungen wurden zur statischen Sicherung vermauert.

1732 stürzt der südliche Treppenturm am östlichen Querhaus ein. 1747 wurde das Gewölbe der Westapsis abgebrochen. 1768 wurden vor die Ostfassade Strebe Pfeiler zur statischen Sicherung gesetzt.

Der sogenannte Reichsdeputationshauptschluss hob 1802 die geistlichen Fürstentümer auf. Durch den Reichsdeputationshauptschluss des Reichstages von 1803 in Regensburg wurde das Kloster 1803 säkularisiert. Alle Versuche, die Michaeliskirche als Gotteshaus zurückzugewinnen, waren vergebens. Die Kirche wurde seit dem Jahr 1805 als Strohscheune genutzt.

1822 erfolgt der Abbruch der nördlichen Außenwand, und die nördlichen Mittelschiffarkaden der Kirche wurden zur Außenwand vermauert, ebenso die Fenster und Portale der Südseite, denn die Gebäude des Michaelisklosters wurden ab 1827 als Heil- und Pflegeanstalt genutzt. Die Kirche diente als Sporthalle.

Erst 1848 wurde das Kloster der lutherischen Kirchengemeinde rückübertragen. Der Konsistorialbaumeister *Conrad Wilhelm Hase* stellte die Kirche in den Jahren 1855 bis 1857 wieder her. Die Nordwand wurde annähernd am gleichen Standort auf dem ursprünglichen Fundament rekonstruiert. Die Fenster und Portale der Südseite wurden wieder geöffnet, eine erste Heizung eingebaut und die bemalte Holzdecke restauriert. Die Vierung und der Chor wurden durch den Kirchenmaler *Bergmann* ausgemalt.

Zwischen 1907 und 1910 sind unter der Leitung des Konsistorialbaumeisters *Mohrmann* umfassende Sanierungsmaßnahmen durchgeführt worden. Die Gewölbe des nordwestlichen Querschiffs mussten aus statischen Gründen herausgenommen werden, und der Wiederaufbau des 1662 abgebrochenen südwestlichen Querschiffs erfolgte mit ca. 2 m tiefer



Bild 1. Zeichnung aus der Akte „Gravamina Monasterii S. Michaelis contra Senatum antiquae civitatis“ von 1652

Fig. 1. Drawing from acta „Gravamina Monasterii S. Michaelis contra Senatum antiquae civitatis“ 1652



Bild 2. Michaeliskirche vor 1945

Fig. 2. Michaelis church before 1945



Bild 3. Südwestansicht der Michaeliskirche 1946
Fig. 3. View from south-west of the Michaelis church 1946



Bild 4. Innenräume der Michaeliskirche nach der Kriegszerstörung
Fig. 4. Indoor rooms after the ruination by war

reichenden Fundamenten. Der geplante Wiederaufbau des westlichen Vierungsturms war nicht mehr realisierbar, denn der 1. Weltkrieg begann.

Schon 1939 zeigen sich wieder umfangreiche Bauschäden, insbesondere im westlichen Bereich der Kirche. Statische Untersuchungen ergeben, dass starke Bodenfeuchte unterhalb der Kirche Verursacher der Schäden ist. Das Stadtbauamt Hildesheim beauftragt den Stadtarchitekten *Gothe* mit den Vorbereitungen einer umfassenden baulichen Sicherung, teilweise wurden Fundamentverstärkungen vorgenommen. 1942 zwang der 2. Weltkrieg zur Einstellung der Arbeiten. Anstelle einer Sanierung und Sicherung der Kirche konnten nur noch die wertvolle Holzdecke und das Taufbecken von 1618 ausgebaut und sicher eingelagert werden. Die verbliebene Chorschranke wurde zum Schutz vermauert. Am 22. März 1945 wurde die Kirche durch Spreng- und Brandbomben zerstört. Am schwersten waren das nordwestliche und südwestliche Querschiff betroffen.

2.2 Wiederaufbau

Um die verbliebene Bausubstanz der Kirche vor dem Einsturz zu bewahren, wurden die beschädigten Säulen durch Abfangungen entlastet. Erst im

Dezember 1947 wurde das Langhaus mit Stahlfachwerkbindern überspannt und wieder eingedeckt, um den Fortschritt des Verfalls durch Witterungseinflüsse aufzuhalten. Der Wiederaufbau begann. Ziel der am Wiederaufbau Beteiligten war es, den Kirchenbau in seiner vermuteten und teilweise durch Bauforschung belegten *bernwardinischen* Gestalt zurückzugewinnen. Am 20. August 1950 konnte die Kirche mit einem ersten Gottesdienst wieder eingeweiht werden. Chor und Ostapsiden wurden 1954 angefügt.

2.3 Sanierung 2005 bis 2010

Mehr als 50 Jahre nach dem Wiederaufbau hatte die Kirchengemeinde den Entschluss gefasst, den Innenraum der Kirche zu renovieren und Ergänzungen vorzunehmen, die beim Wiederaufbau aus finanziellen Gründen nicht realisiert werden konnten, wie der Einbau eines adäquaten Fußbodenbelags. Außerdem zwingt die neue Energieeinsparverordnung die Kirchengemeinde dazu, eine neue Heizungsanlage einbauen zu lassen.

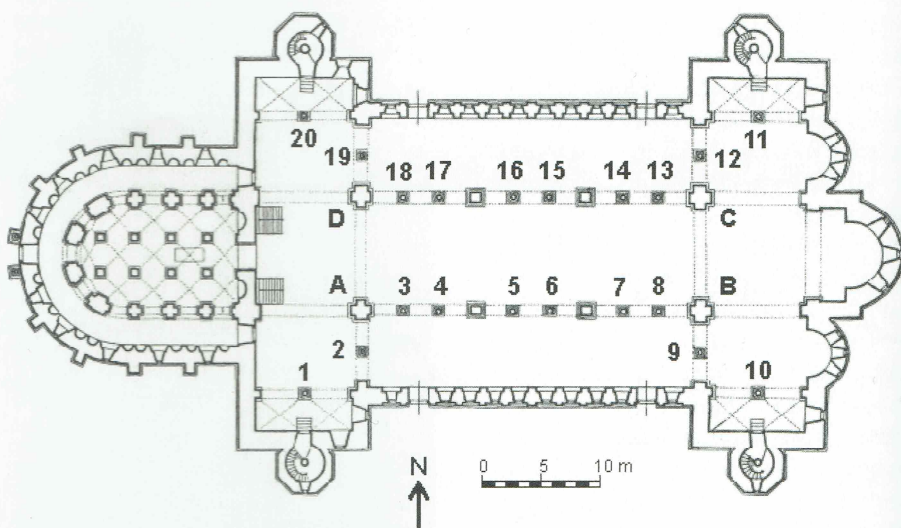


Bild 5. Heutiger Grundriss der Michaeliskirche mit Nummerierung der Säulen
Fig. 5. Recent ground plan of the Michaelis church with numeration of the columns

Bei der Vorbereitung zu diesen Baumaßnahmen kamen Zweifel auf, ob die Säulen der Kirche ihre Tragkraft im notwendigen Umfang gewährleisten können, denn sie waren im Krieg stark geschädigt worden. Zwar hatte Professor *Georg Frebold* schon im August 1947 ein Gutachten zu den Säulen erstellt und geraten, von den zwanzig Säulen im Grundgeschoss 14 Säulenschäfte und fünf Kapitelle auszuwechseln, es kamen jedoch Zweifel auf, ob dies tatsächlich in allen Fällen realisiert worden war.

An der Säule 19, die nach dem Gutachten einen neuen Schaft erhalten haben müsste, war eine Drahtarmierung zu erkennen, die den Verdacht nahelegte, dass der Schaft repariert und nicht ausgewechselt worden war. Hinzu kam, dass der den Wiederaufbau leitende Architekt *A. Steinborn* in einem Gedächtnisvermerk von 1960, mehr als 10 Jahre nach dem Wiederaufbau, von nur 12 ausgewechselten Schäften, drei Kapitellen und neun Säulenbasen schreibt. Dies und die Fotos, welche die Kriegschäden an den Säulen dokumentieren, machten eine Untersuchung der Säulen zwingend erforderlich. Von dem Potsdamer Speziallabor Köhler wurden alle Säulenschäfte mittels Ultraschall zur Erkennung von Gefügebproblemen und Georadar zur Rissortung untersucht. Die Untersuchungsergebnisse

zeigten, dass die beim Wiederaufbau ausgewechselten Säulenschäfte intakt sind, aber von den verbliebenen historischen die Säulen 17, 18, 19 und 20 in einem schlechteren Zustand (Abplatzungen, Schrägbrüche etc.) sind als die übrigen. Natürlich ergab sich nun die Frage, ob die vier als kritisch eingestuft Säulen tragsicher sind. Da die Berechnung von historischen Säulen keine verlässlichen Ergebnisse liefern kann, von denen sich die Tragsicherheit ableiten lässt, stand der Ausbau dieser Säulen zum Zwecke der Ziellastprüfung zur Diskussion. Aber gegenüber der Prüfung im Labor kann der Lastabtrag in einer in-situ-Situation ein völlig anderer sein: Beispielsweise geringfügige Schrägstellungen zwischen Säulenbasis, Schaft und Kapitell oder keine perfekte Standfläche (Vollfügigkeit) zwischen Säulenschaft, Basis und Kapitell können in der Kombination zu einen völlig anderen Lastabtrag führen, als im Labor zu simulieren ist. Es kam also bei zusätzlich unbekanntem Zwangskräften infolge Setzung nur eine realistische experimentelle Tragsicherheitsprüfung, das heißt ein Belastungsversuch in-situ und damit die von Prof. Dr.-Ing. *Klaus Steffens* von der Ingenieurgesellschaft PSI entwickelte, bereits bewährte Methode der Stützenbelastung im eingebauten Zustand in Frage [5].

3 Die ottonische Konstruktion

3.1 Der Baugrund und die Hydrologie

Der Michaelishügel, einer der drei Erhebungen in der Stadt, mit einer Kuppelhöhe von $\approx +93$ NN, ist durch Faltung des annähernd 40 m mächtigen Posidonienschiefers mit einem Einfall von etwa 20° nach Nordost entstanden. Die quartäre Deckschicht ist weitgehend aus Löß- und Geschiebelehm mit einer wechselnden Mächtigkeit von $d = 0,80$ m bis 3,40 m gegeben. Der Geschiebelehm als eisverfrachtetes Sediment mit verwittertem Tonsteinmaterial bildet weite Bereiche der Gründungsebene der Michaeliskirche. Die hohe Wasseraufnahmefähigkeit von Posidonienschiefer und Geschiebelehm deutet auf die Quellfähigkeit des Verwitterungsbodens hin. 40 m tiefe Bohrungen, 1991 abgeteuft, weisen auf zwei Grundwasserstockwerke hin, die nicht miteinander kommunizieren. Aus hydrologischer Sicht liegen die Gründungsebenen innerhalb des oberen Grundwasserstockwerks. Der Grundwasseranfall ist in niederschlagsreichen Jahreszeiten stark, in trockenen Zeiten geringer, bis hin zum völligen Versiegen. Mitten in diesem jahreszeitlich quellenden und schrumpfenden, mörtel-feindlichen Boden steht das Fundament der Michaeliskirche. Eine 1948 ausgeführte Trockenlegung des Baugrunds nördlich der Kirche mit Grä-



Bild 6. Michaeliskirche 2006
Fig. 6. Michaelis church in 2006



Bild 7. Michaeliskirche Mittelschiff
Fig. 7. Nave of the church

ben und Dränageführungen wirkte nur etwa 40 Jahre. Angelegte Pegel zeigten in den 1980er Jahren weitgehend sich verändernde Grundwasserstände. Bezüglich der Hydrographie ergibt sich somit kein ganz klares Bild [6].

3.2 Das ottonische Bauegefüge der Kirche

Archäologische Grabungen haben im Februar bis Mai 2006 den Nachweis erbracht, dass alle Fundamentgräben $B \approx 1,60$ m breit und $T \approx 1,35$ m tief aus dem Geschiebelehm ausgehoben wurden. Zwischen 1007 und 1010 wurden aus mehr oder weniger behauenen Rätssandstein-Quadern des Bruchs im Steinberg südwestlich von Hildesheim die Fundamente – mit Kalk- und Lehmörtel versetzt – außerordentlich maßgerecht eingebracht. Diese homogenen Streifenfundamente sind im Laufe der Jahrhunderte teilweise durch Eingriffe und Heizkanaleinbauten ab dem 19. Jh. gestört worden.

Auf diesen Naturstein-Banketten ist alles aufgehende Mauerwerk der Wände, Säulenbasen und Pfeiler zwischen 1010 und 1033 errichtet worden. Die Emporen der Querschiffe erhielten Kreuzkappendecken. Alle raumabschließenden Decken wurden von den hölzernen Dachstühlen als Flachdecken aus Holz abgehängt.

3.3 Schadensentwicklung an St. Michael

Die Reparaturgeschichte dieser Kirche ist ein beredtes Zeichen des Zusammenwirkens von Baugrund und Bauwerk. Der Baugrund auf dem Michaelishügel ist über die vergangenen 1000 Jahre die bestimmende Ursache für wiederkehrende Bauschäden an der Michaeliskirche (siehe Abschn. 2.1). Die gedrungene Form der Gottesburg mag verantwortlich sein, dass der Blitz nur zweimal Schäden verursachte. Die napoleonische Barbarei und die Totalzerstörung 1945 stellen in der Geschichte punktuelle Katastrophen dar, gegen die es keinen präventiven Schutz gibt.

Der geschlossene Fußboden aus Beton und dichtem Estrich aus dem Wiederaufbau hat den häufig im Wasser stehenden Fundamenten von St. Michael eine Abgabe von Diffusionsfeuchte durch die Fußbodenoberfläche nicht ermöglicht. Dazu wirkten dichte

Putze und Farben an Säulenbasen, -schäften, Pfeilern und Wänden für kapillardrängendes Wasser in diese Bauteile. Der Sulfat- und Schwefelwasserstoffgehalt hat zudem bindemittelauflösende Wirkung. Es kam zu Ausblühungen, mehr als 2,50 m hoch in den Säulen, Pfeilern und Wänden. Die Kriegseinwirkungen und die Feuchte haben Gefügeschädigungen bis hin zu Rissbildungen an einigen Säulen bewirkt, wie Ultraschall- und Rissortungen mittels Radar im Jahr 2006 durch das Potsdamer Labor Köhler gezeigt haben.

3.4 Probleme der Tragsicherheit und Dauerhaftigkeit

Aus der Schadensentwicklung (s. Abschnitt 2.1) ist ersichtlich, dass die Tragsicherheit des Bauwerks in den 1000 Jahren oftmals nicht gegeben war. Überlastungen des Baugrunds durch Lastumlagerungen aus Stützensenkungen, die aus wechselnden geohydrologischen Situationen resultierten, ergaben speziell für die Säulen z. T. kritische Zustände. Das Schrumpfen durch Austrocknung, wie auch die geringer werdende Lastaufnahmefähigkeit bei zeitweilig steigender Wasseraufnahme des Bodens und damit sinkender Konsistenzzahl, $I_C < 0,75$, verursacht ungleichförmige Setzungen. Die Differenzen innerhalb der Gesamtgründung verursachen teilweise Lastumlagerungen, die für die unterschiedlichsten Bauteile der Kirche in den zurückliegenden 1000 Jahren häufig den Bruchzustand $S > R$

(S Einwirkung, R Widerstand) bewirkten. Der Dauerhaftigkeit der Bauwerkskonstruktion des bedeutenden Weltkulturerbes musste für die große Sanierung 2005 bis 2010 besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden. Als wesentlich gefährdete Bauglieder stellten sich die 20 Säulen heraus (Bild 8). Das Eigengewicht entspricht bei den geringen Wind-, Schnee- und Verkehrslastanteilen annähernd der ständigen Last. Die rechnerische Ermittlung der Belastung ergab:

- Arkadensäulen 3–8 und 13–18:
 $Q = 1024$ kN
- für Säule 2, 9, 12 und 19:
 $Q = 968$ kN
- und für Säule 1, 10, 11 und 20:
 $Q = 767$ kN

Für die Sandsteinschäfte der Säulen bedeutet dies eine planmäßige Spannung $\sigma_d \approx 4,3$ MN/m² $\ll 80$, also auch für die gegebene Schlankheit ein gut vertretbarer Wert für ungestörten Sandstein.

Die Kartierung der Rissbilder in den Obergadenwänden (obere Wandflächen des Mittelschiffs) ist besonders dringlich und notwendig. Lastumlagerungen lassen sich daraus und aus einem genauen Nivellementprogramm, das langfristig angelegt wird, erkennen.

3.5 Voruntersuchungen

Die Rissbildungen oberhalb der Arkaden des Mittelschiffs in den Obergadenwänden geben Zeugnis von Setzungsdifferenzen und den damit einhergehenden Lastumlagerungen. Eine

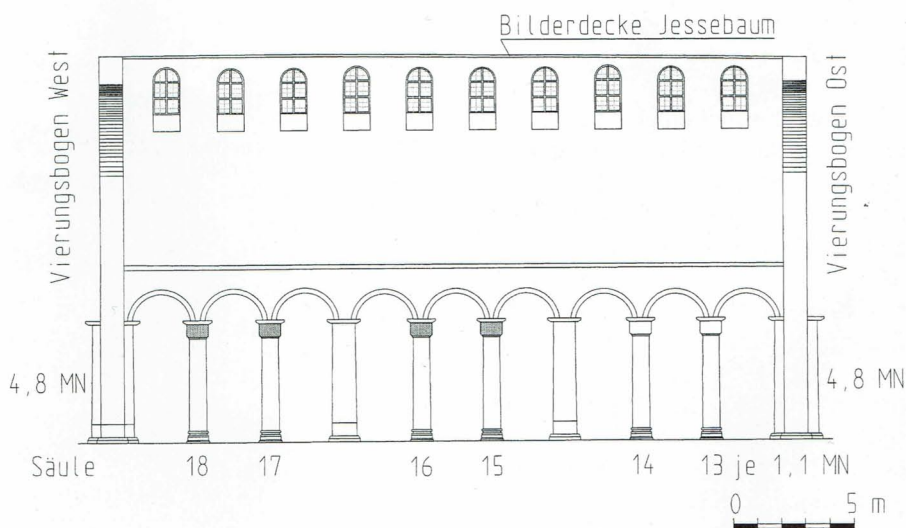


Bild 8. Arkaden nördliches Seitenschiff (2005)
Fig. 8. Arcades of the northern (side) aisle (2005)

genaue Kartierung kann erst erfolgen, wenn die Staubschutzeinhausung der Bilderdecke abgenommen wird und der Obergraden wieder zugänglich ist. Bei Teilausfall einer Säule infolge Stützensenkung kann die Belastungsumlagerung eine Lasterhöhung von bis zu ca. 30 % eintragen. Bei Gefügeschädigungen und Rissbildungen in den Schäften, Kapitellen und Basen kann somit der Bruchzustand, $S > R$ eintreten.

Aus der Kartierung der vom Labor Köhler ausgeführten Radar- und Ultraschallmessungen war ein analytischer Nachweis der selektierten Teilflächen, die sich nicht mehr oder nur teilweise am Lastabtrag beteiligten, nicht möglich. Somit entschied man sich für eine Bewertung der Säulen in situ. Durch Pegelsetzungen wird der Wasserstand im Baugrund der Kirche zukünftig kontrolliert. Daraus resultierende analytisch ermittelbare Konsistenzveränderungen des Baugrunds und ein fortlaufendes Genauigkeitsniveaulement zur Beobachtung von Setzungsdifferenzen im Zusammenhang mit einem zukünftigen Monitoring der Rissbildungen ermöglichen für die Standsicherheit des Weltkulturerbes St. Michael zu Hildesheim konstruktive Reaktionen zur Verhinderung eines neuerlichen Bruchzustandes. Hierin eingeschlossen sind Beobachtungen der Gründungen vor allem der Vierungspfeiler für eine Auflast von $Q = 4820$ kN. Ein diffusionsoffener Fußbodenaufbau wird die Feuchtebelastung für alle aufgehenden Bauwerksteile mindern.

4 Experimentelle Tragsicherheitsbewertung

4.1 Einführung

Die Tragsicherheit eines Bauteils wird allgemein durch Einhaltung der Bedingung $S \leq R$ (S Einwirkung, R Widerstand) nachgewiesen. Im vorliegenden Fall der Säulen sind beide Größen mit erheblichen Unsicherheiten belegt:

Einwirkung S : Die ständigen Einwirkungen aus Eigengewicht sind zwar rechnerisch hinreichend zutreffend zu ermitteln. Im Gegensatz dazu sind die Zwangskräfte infolge Fundamentsetzung (Normalkraft und Biegung) nicht zuverlässig abzuschätzen.

Widerstände R : Die Natursteinsäulen sind wegen der Risse, Abplatzungen und des inhomogenen Mate-

rials in ihrem Widerstand nur unter Einrechnung großer Imponderabilien zu beurteilen. Aus diesen Gründen sind für die Tragsicherheitsnachweise Belastungsversuche in situ angezeigt. Damit werden folgende gravierende Vorteile gegenüber einer konventionellen statischen Berechnung erzielt:

- Die ständige Einwirkung braucht trotz hochgradig statisch unbestimmten Tragsystems für Grenz betrachtungen nur grob ermittelt zu werden, weil sie beim Versuch bereits real wirkt.

- Die veränderliche Einwirkung (Schnee) ist hinreichend genau abzuschätzen und betragsmäßig unbedeutend.

- Die Zwangsbeanspruchungen wirken real auch im Versuch und brauchen deshalb nicht gesondert nachgebildet zu werden.

- Der Bauteilwiderstand ist unter Einsatz moderner Technologie experimentell sicher und schadensfrei zu bestimmen.

4.2 Prinzip

Das Prinzip experimenteller Tragsicherheitsnachweise lässt sich gemäß Bild 9 und [7] erläutern.

Wird ein vorhandenes Bauteil mit einem (unbekannten) effektiven Tragwerkswiderstand $eff R_U$ nach vorausgehender Analyse, Vorberechnung und Versuchsplanung durch eine steigende Einwirkung belastet, so zeigt es vielfältige Reaktionen, die (fast) alle messbar sind. Bei Erreichen der (bis dahin unbekannt!) Versuchsgrenzlasterlast F_{lim} beginnt die Schädigung des Bauteils, so dass diese Schranke allgemein nicht

überschritten werden darf, um das Bauwerk weiter nutzen zu können. Der verbleibende Zuwachs ΔQ kann sowohl für höhere Nutzlasten als auch zum Ausgleich von statischen Mängeln oder Bauwerksschäden genutzt werden.

Der beschriebene Lösungsweg ist unter Beachtung der Grundsätze für die Durchführung von Belastungsversuchen [8] an eine Reihe von Voraussetzungen geknüpft, deren relevanter Teil für die Säulenversuche im folgenden angeführt wird:

- Voruntersuchungen (stofflich und rechnerisch), Ermittlung der Versuchszielast

- Auswahl einer repräsentativen Stichprobe

- Planung des Versuchsprogramms, der Versuchstechnik und der Sicherungsmaßnahmen, insbesondere der Absturzsicherung

- Festlegung der Versuchsgrenzlasterkriterien und ihre messtechnische Erfassung

- eine flexible, regelbare Belastungsvorrichtung

- eine Online-Messtechnik mit sofortiger grafischer Darstellung der Messergebnisse auf dem Bildschirm zum sicheren Erkennen der Versuchsgrenzlasterlast und

- erfahrenes, sehr vielseitig ausgebildetes Personal (Bautechnik + Messtechnik + EDV).

Die vorstehenden Bedingungen erforderten bei den Natursteinsäulen der Michaeliskirche eine ausgefeilte Versuchstechnik unter Berücksichtigung der denkmalpflegerischen Belange.

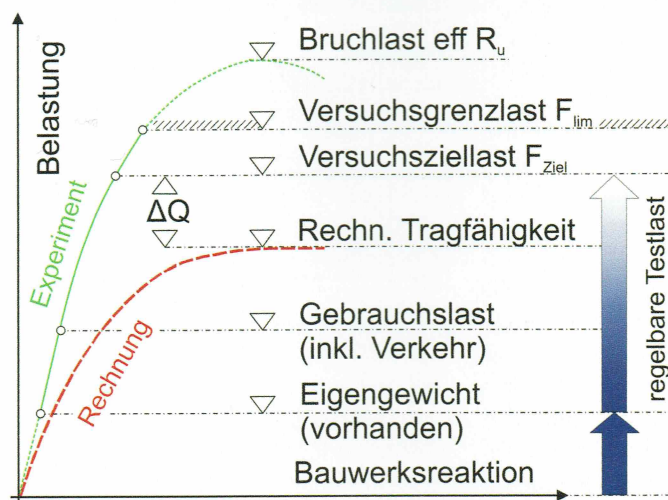


Bild 9. Prinzip experimenteller Tragsicherheitsnachweise

Fig. 9. Principle of experimental assessment of structural safety

4.3 Versuchsplanung

Mit der Vorgabe, die historischen Säulen einschließlich Basis und Kapitell im vorhandenen Lastzustand zu te-

sten, also die herrschende Auflast sowie Zwängungen und Unzulänglichkeiten in den Gesteinsfugen in zu erfassen, wurde ein Versuchsaufbau gemäß Bild 10 entwickelt.

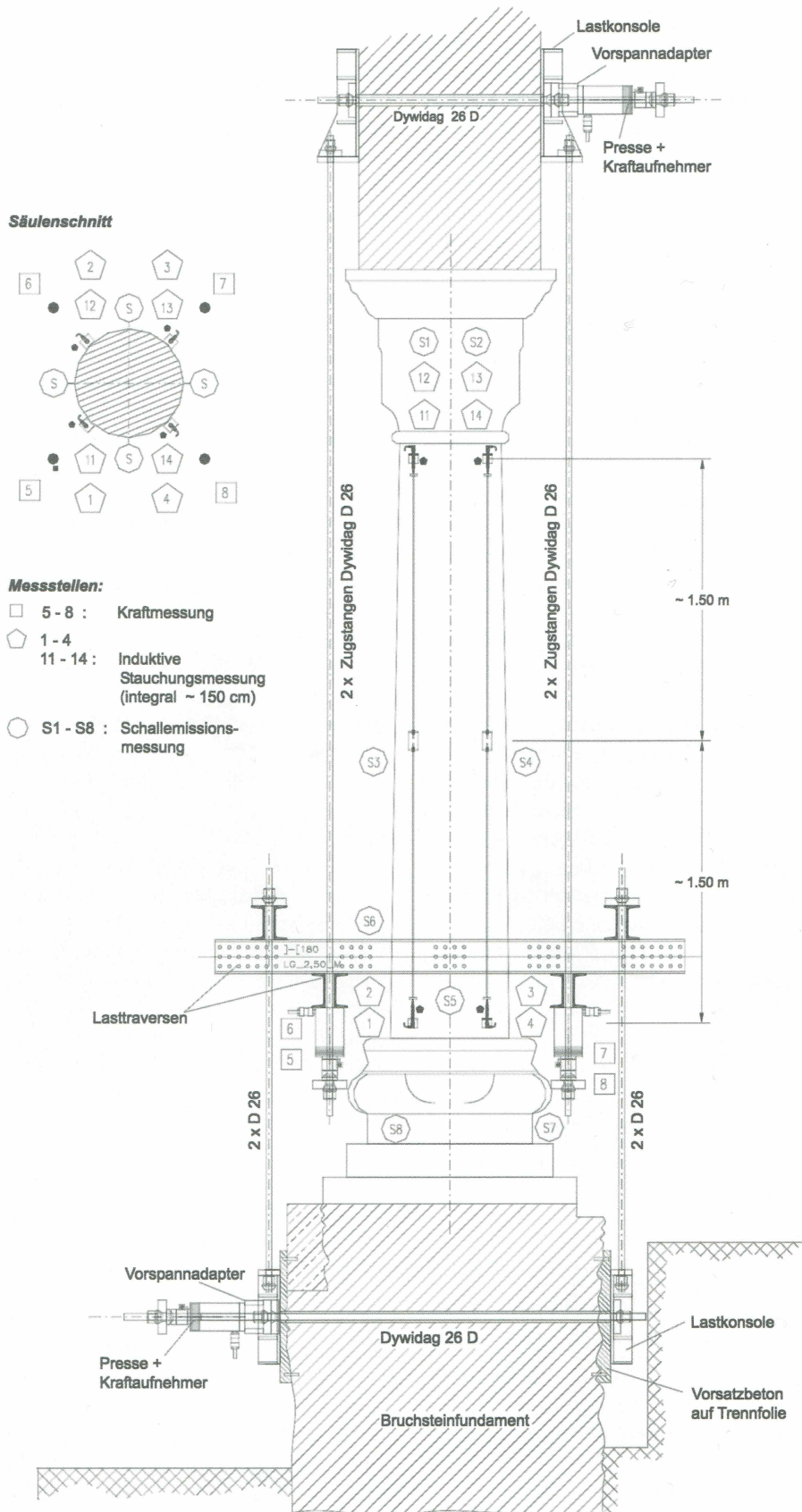


Bild 10. Versuchsaufbau
Fig. 10. Test set-up

Versuchslasten

- Erzeugung eines internen Kräftekreislaufs durch Zugstangen zwischen Gurtbogen und Fundament für Versuchszielasten ext $F_{Ziel} \leq 300$ kN
- stufenlos regelbare Versuchslasten durch Hydraulik (Bild 11); Absturz-sicherung bei unangekündigtem Bruch durch vorhandenes Hilfsgerüst, 5 mm abgesenkt (Bild 12)

Lasteinleitung

- umsetzbare Konsolen, vorgespannt
- im lockerem Bruchsteinfundament Vorsatzbeton mit Trennfolie
- kraftschlüssiges Verpressen der horizontalen Gesteinsfugen

Reaktionsmessung

- Stauchungsmessung (integral) in 4 Säulenummantelflächen; Fixpunkt in Säulenmitte, dadurch Redundanz und Kontrolle der Steinhomogenität; keine Klebeflächen (Bild 13)
- Schallemissionsmessung zum frühzeitigen Erkennen von Gefügelocke-rung sowie Rissfortpflanzung durch Dr. Kappahn, ifem-GmbH, Leipzig

Messdaten

- Einsatz einer Online-Messanlage zur zeitgleichen grafischen Darstellung der Last-Reaktions-Kurven (Bilder 14 bis 16)



Bild 11. Belastungsvorrichtung
Fig. 11. Loading device



Bild 12. Testsäule mit Absturzsicherung
Fig. 12. Test column with fall arresting device

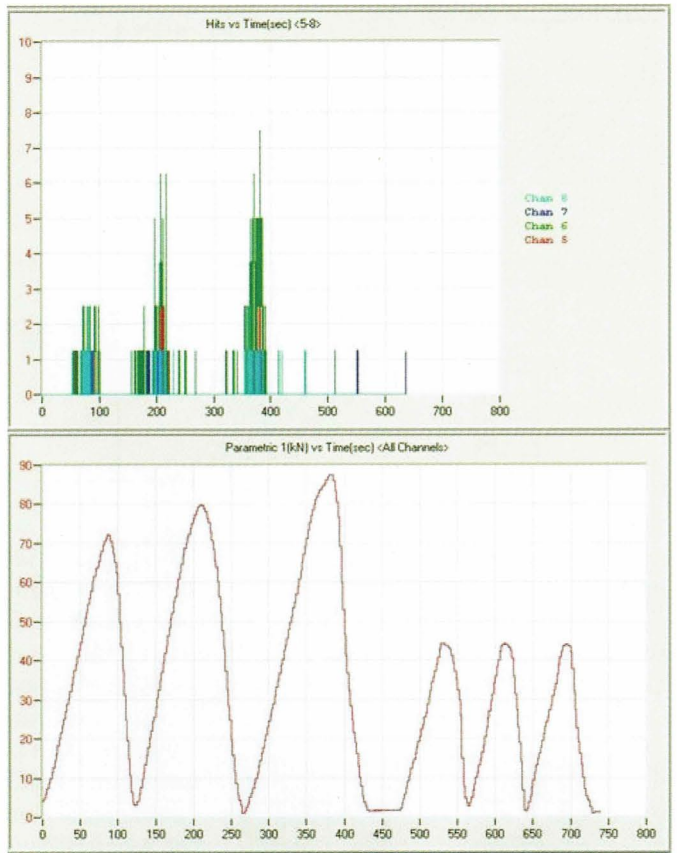


Bild 14. Schallemissionsmesskurven
Fig. 14. Acoustic emission measurement



Bild 13. Stauchungs- und Schallemissionsmessung
Fig. 13. Measuring of compressive strain and acoustic emission

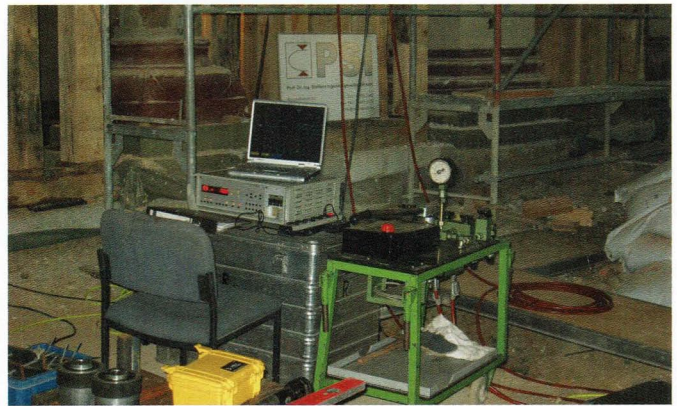


Bild 15. Online-Messanlage
Fig. 15. Online measuring set-up

4.4 Absturzsicherung

Natursteinsäulen weisen nur eine sehr begrenzte Duktilität auf. Um einen unangekündigten Bruch mit seinen unabsehbaren Folgen präventiv abzuwenden, sind derartige Versuche grundsätzlich mit einer Absturzsicherung durchzuführen, welche für die Einwirkungen aus ständiger Last plus Stoßzuschlag ausgelegt sein muss.

Im vorliegenden Fall der Michaeliskirche war zur Bestandssicherung

bereits vor den Versuchen ein Notgerüst installiert worden (Bild 12), so dass eine gesonderte Absturzsicherung entfallen konnte.

Bei vergleichbaren Säulentests im Neuen Museum Berlin [9] sowie in der Kirche St. Josef in Mannheim mussten gesonderte Absturzsicherungen aus Stahl entworfen und gegründet werden. Beim Absturzgerüst in Mannheim konnten Belastungsvorrichtung und Absturzsicherung in einer Konstruktion vereinigt werden (Bild 17).

5 Versuchsergebnis und Schlussfolgerungen

Die Versuchsziellasten wurden bei der Säule 18 (kein Original) ohne Auffälligkeiten erreicht. Bei den Säulen 17 und 19 (Originale) setzte bei etwa 1,3-facher Gebrauchslast erhebliche Schallemission und ungleichmäßige Säulenstauchung ein. Die Ursache liegt in dem durch Gefügerisse gestörten Lastabtrag. Daraufhin wurden die Versuche abgebrochen; die

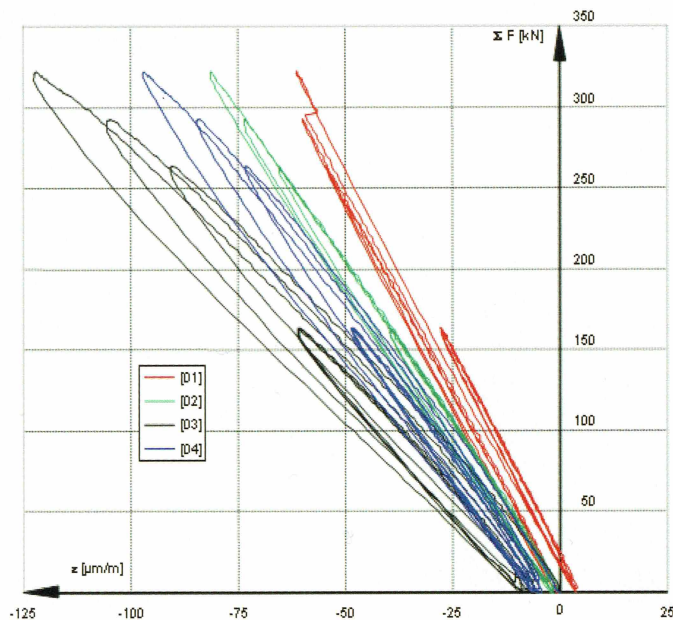


Bild 16. Stauchungsmesskurven
Fig. 16. Compressive strain measurement



Bild 17. Absturzsicherung Kirche St. Josef, Mannheim
Fig. 17. Fall arresting device (safety stiffening) at St. Josef church in Mannheim

Tragsicherheit dieser und ähnlich betroffene Säulen ist durch Vernadelung der Risse wiederherzustellen.

Die insgesamt positiven Ergebnisse und deren zukünftige Gültigkeit sind an Voraussetzungen gebunden:

- keine wesentliche Verminderung der Tragfähigkeit durch mechanische Schäden, neue Säulenrisse oder Festigkeitsabnahme, z. B. infolge Durchfeuchtung
- keine wesentliche Lasterhöhung durch Umbau oder Zwängungen. Die

Kontrolle der Zwängungen infolge Fundamentsetzungen ist unabdingbar, weil bereits eine geringe Setzungsdifferenz benachbarter Säulen wegen der steifen Gurtbogenscheibe oberhalb der Kapitelle zu einer bestandsgefährdenden Erhöhung von Säulenlasten führen kann.

6 Zusammenfassung

Der Umgang mit statischen Aufgabenstellungen bei historischen Bauwerken erfordert ein sensibles Zusammenwirken von Denkmalpflegern, Tragwerksplanern, Sonderfachleuten und Restauratoren. Dabei ist es oft unerlässlich, spezielle Wege zu beschreiten, weil das heute gültige Technik-Regelwerk mit rein theoretischen Ansätzen und Annahmen im Hinblick auf das Baudenkmal keine akzeptablen Lösungen bietet. Unter Hinzuziehung des Sonderfachgebietes „Experimentelle Tragsicherheitsbewertung“ konnten bei der St. Michaeliskirche in Hildesheim eine wirklichkeitsnahe Tragsicherheitsanalyse der Natursteinsäulen und ein dauerhaftes Sanierungskonzept erarbeitet werden – unter respektvoller Beachtung der 1000-jährigen Bauwerksgeschichte.

Literatur

[1] Graupner, A.: Die Baugrundgeologie von Hildesheim – Geologisches Jahrbuch für die Jahre 1943–1948, Hannover/Celle, 1950.

[2] Dahlgrün, F., Gruppe, O.: Geologische Karte von Preußen, Blatt Hildesheim Nr. 2090 – Preußische Geologische Landesanstalt Berlin, 1930.
[3] Beseler, H., Roggenkamp, H.: Die Michaeliskirche in Hildesheim – Selbstverlag der ev.-luth. Michaelisgemeinde zu Hildesheim, 1954.
[4] Grote, R.-J., Kellner, V.: Die Bilderdecke der Hildesheimer Michaeliskirche – Deutscher Kunstverlag München-Berlin, 2002.
[5] Gutermann, M., Steffens, K.: Experimental Safety Evaluation of Historic Structures – Reconstruction of the „Neues Museum“ in Berlin. Proceedings Structural Faults & Repair. Edinburgh, 13.–15. Juni 2006.
[6] Resch, M., Brehm, H., Neubert, L., Schütte, H.: Ingenieurgeologisches Gutachten zur geplanten Sanierung der Michaeliskirche in Hildesheim und im angrenzenden Kreuzgang – 1992, nicht veröffentlicht.
[7] Steffens, K. (Hrsg.): Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken: Grundlagen und Anwendungsbeispiele. Bauingenieurpraxis, Berlin: Ernst & Sohn 2002.
[8] DAfStb (Hrsg.): Richtlinie für Belastungsversuche an Betonbauwerken. Berlin: Beuth Verlag 2000.
[9] Eisele, G., Gutermann, M., Seiler, J., Steffens, K.: Wiederaufbau Neues Museum in Berlin – Tragwerksplanung pro Denkmalpflege. Bautechnik 81 (2004) H. 6, S. 407–422.

Bildnachweis

Bilder 1 und 4: Niedersächsisches Landesamt für Denkmalpflege, Fotothek der Bau- und Kunstdenkmalpflege
Bild 2: Archiv St. Michaelisgemeinde
Bild 3: Hartwig Beseler
Bild 5: Amt für Bau- und Kunstpflege Hildesheim/Büro Götz & Ilsemann, Hildesheim
Bild 6: Jürgen Götz, Hildesheim
Bild 7: Heiko Wesemüller-Kock, Universität Hildesheim
Bild 8: H. Beseler, H. Roggenkamp, Büro Götz & Ilsemann
Bilder 9 bis 17: Prof. Dr.-Ing. Steffens Ingenieurgesellschaft, Bremen

Autoren dieses Beitrages:

Dipl.-Ing. Eva-Maria Eilhardt-Braune, Landeskirchliche Baudirektorin, Landeskirchenamt, Rote Reihe 6, 30169 Hannover
Dipl.-Ing. Jürgen Götz, Beratender Ingenieur, Ingenieurbüro Götz & Ilsemann, Gravelottestrasse 14, 31134 Hildesheim
Prof. Dr.-Ing. Klaus Steffens, Geschäftsführer Prof. Dr.-Ing. Steffens Ingenieurgesellschaft mbH, Vogelerweg 1, 28832 Achim