

BAUSUBSTANZ

Zeitschrift für nachhaltiges Bauen, Bauwerkserhaltung und Denkmalpflege



Meisterhaus Kandinsky / Klee – Revision der Sanierung

Burg Hohenzollern – Instandsetzung der Bastionsmauern

Tragsicherheitsbewertung von historischen Deckentragwerken

Historische Fassaden



Wissenschaftlich-Technische Arbeitsgemeinschaft
für Bauwerkserhaltung und Denkmalpflege e. V.

1|2|3|4|5|6| 2022

Fraunhofer IRB | Verlag



Marc Gutermann, Maximilian Schnieders

Tragsicherheitsbewertung von historischen Deckentragwerken im Bestand

Hält das noch oder kann das weg?

Wer im Bestand plant und baut, erlebt häufig Überraschungen, insbesondere wenn historische Tragkonstruktionen entdeckt werden, die nicht der aktuellen Normung entsprechen. In diesem Beitrag sollen Wege zur Tragfähigkeitsbewertung verschiedener historischer Deckenkonstruktionen aufgezeigt werden, inklusive experimentell gestützter Verfahren. Letztere finden Anwendung, wenn z. B. Baumängel vorliegen oder die rein rechnerische Beurteilung zu schlechten Ergebnissen geführt hat. Ausgewählte Beispiele erläutern die konkrete Umsetzung.

1 Einführung

Heute werden mehr als 60 % der Bauaufträge im Bestand umgesetzt [1]. Es ist also wahrscheinlich, bei Hochbauten, die vor dem Zweiten Weltkrieg errichtet wurden, eine historische Deckenkonstruktion anzutreffen. In einer nicht repräsentativen Umfrage (22 Institutionen [2]) wurden am häufigsten genannt: Preußische Kappendecke, Kleinesche Decke, Koenen'sche Voutendecke und Pohlmann-Rahmenzellendecke.

Eine wesentliche Voraussetzung für Nutzungs- und Investitionsentscheidungen ist der Nachweis ausreichender Tragsicherheit für die gewünschten Lastansätze. Um die historischen Berechnungsverfahren wie z. B. das n-Verfahren [3] als Nachweisformat zu nutzen, müssen alle wesentlichen Parameter bekannt sein, und die Nutzung (Ausbau- und Verkehrslasten) muss unverändert bleiben. Fehlen Angaben über die Konstruktion (Geometrie, Lagerung, Werkstoffeigenschaften), mindern Bauwerksmängel die Tragfähigkeit ab oder sind

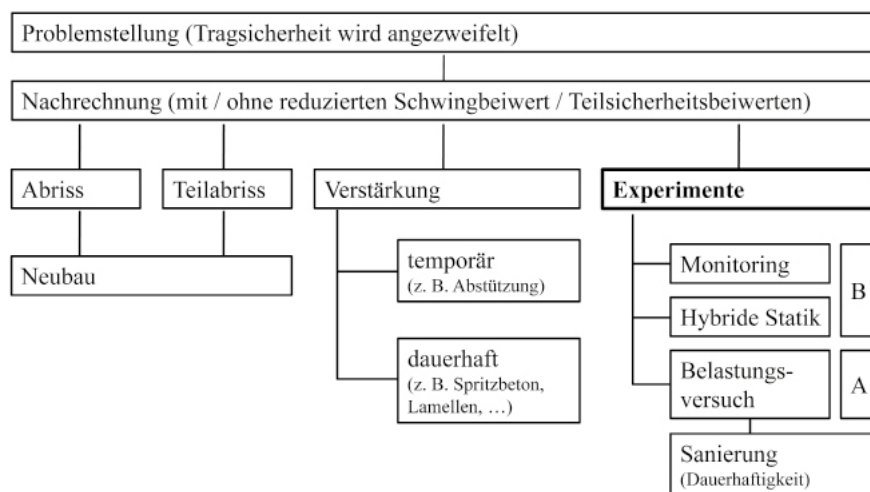


Abb. 1: Lösungsstrategien zum Tragsicherheitsnachweis für Bestandsbauten

Nutzungsänderungen geplant, muss der Nachweis nach den heute gültigen Normen geführt werden. Diese schließen historische Deckenkonstruktionen im Grunde aus. Als Konsequenz wird meist konventionell verstärkt oder abgerissen und neu gebaut (Abb. 1). Diese Varianten sind insbesondere bei denkmalgeschützten Bauten nicht akzeptabel und zudem keine sparsamen Entscheidungen, was CO₂-Emissionen und Ressourcen betrifft.

Eine alternative Vorgehensweise ist der experimentell gestützte Nachweis, bei dem entweder wesentliche Parameter für einen rechnerischen Nachweis durch Versuche ermittelt werden oder Belastungstests direkt nach ihrer Beendigung Planungssicherheit für den Baufortschritt bringen. Dadurch werden nicht nur Ressourcen geschont, sondern auch die effektive Bauzeit wird verkürzt [4].

Experimente sind Teil unserer Ingenieurgeschichte. Sie dienen der Absicherung neuer Bauweisen und helfen, theoretische Ansätze zu ver-

stehen. Schon Ende des 19. Jahrhunderts wurde erkannt, dass nur durch Versuche und Erfahrung die komplexen Zusammenhänge der Werkstoffgesetze und Mechanik verständlich werden und Konstruktionsempfehlungen abgesichert werden können [5]. Die ersten deutschen Stahlbetonvorschriften DIN 1045 (1925) enthielten daher auch Hinweise über Probelastungen im Stahlbetonbau [6].

2 Historische Entwicklung

Massive Deckenkonstruktionen verdrängten zunehmend die bis dahin üblichen Holzbalkendecken ab Ende des 19. Jahrhunderts. Hauptgründe waren der Brand- und Schallschutz, denen durch baupolizeiliche Vorschriften mehr Bedeutung beigemessen wurde [7]. In öffentlichen Gebäuden wurden bald nur noch Massivdecken verbaut. Die frühen Konstruktionen waren Ziegeldecken, die auf einer Schalung zwischen Stahlträgern als Haupttrag-element hergestellt wurden. Sie kön-

nen in Ausführungen mit waagerechter und gewölbter Unterseite (Kappendecken) unterschieden werden.

Das Bestreben, durch eine Patentanmeldung und deren Vermarktung einen wirtschaftlichen Erfolg zu erzielen, führte zu einer großen Vielfalt mit unzähligen Varianten im In- und Ausland [5]. Sie können grob unter der Rubrik »Rippendecke mit Hohlkörpern« (Abb. 2) zusammengefasst werden, obwohl es statisch nicht ganz korrekt ist, da den Hohlsteinen eine Mitwirkung am Lastabtrag zugesprochen wurde. Eine Abgrenzung der Stahlsteindecken zu Rippendecken wurde neben konstruktiven Ausführungsdetails erstmals in den Eisenbetonbestimmungen von 1932 (Teil B) aufgenommen. Eine normative Abgrenzung zur Plattenbalkendecke war bereits 1916 erfolgt.

Die Berechnungsmodelle für das neue Konstruktionsprinzip »Eisenbeton« waren Anfang des 20. Jahrhunderts ebenso zahlreich wie deren Ausführungsvarianten [3]. Für die heutige statische Beurteilung dieser Decken sind konstruktive Details wichtig, wie die statische Höhe, die Dicke der Betondruckzone sowie Art und Verlauf der Bewehrung. Sollte Letztere aus glatten Flachstählen oder Rund-eisen bestehen, ist auf eine funktionierende Rückverankerung am Auflager zu achten. Natürlich entsprechen

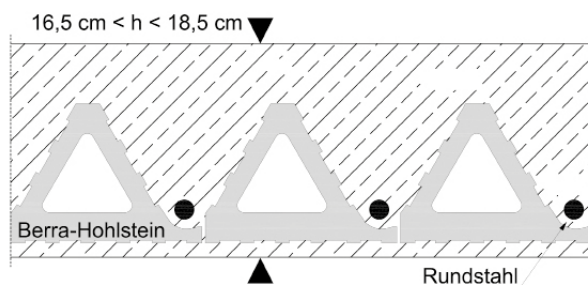


Abb. 2: Querschnitt eine Ziegeldecke, hier: Berrahohlsteindecke

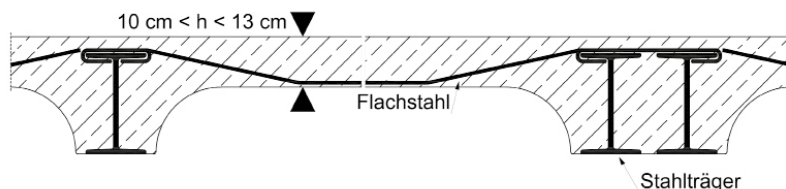


Abb. 3: Längsschnitt einer Stahlbetondecke mit auflagnernah aufgebogener Bewehrung (Koenen'sche Voutendecke)

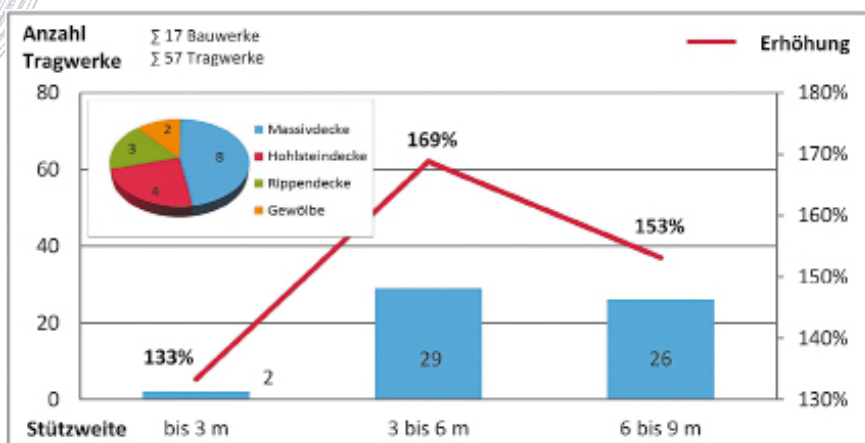


Abb. 4: Statistische Auswertung der erreichten mittleren Nutzlasterhöhungen (100 % = rechnerische Prognose)

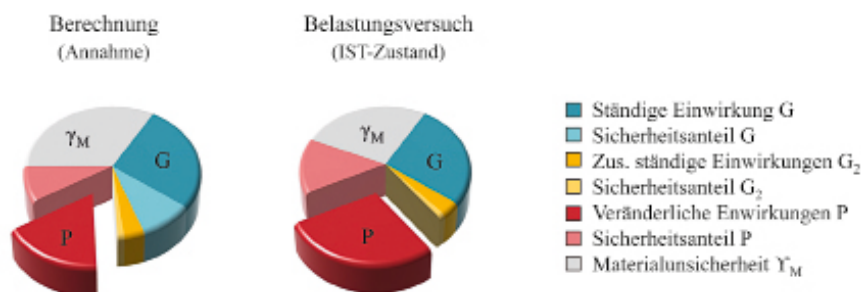


Abb. 5: Steigerungspotenzial der Nutzlast durch Belastungsversuche (Torte = Gesamttragfähigkeit einer Massivdecke)

die Ausführungen kaum den heutigen normativen Ansprüchen. Insbesondere Bügel für den Querkraftnachweis sind Mangelware, dafür finden sich aufgebogene Längseisen, die den Verlauf der Zugtrajektorien nachbilden (Abb. 3). Jedes Eisen wurde für seinen Einbauort individuell gebogen. Man kann daran ablesen, dass vor 100 Jahren der Arbeitslohn günstig, die Materialkosten jedoch hoch waren.

Ihre Hochzeit hatten die Ziegeldecken Anfang des 20. Jahrhunderts, bevor massive Stahlbetonplatten nach anfänglichen Bedenken (Eugen Dyckerhoff, 1901: »Wenn Sie ruhig schlafen wollen, lassen Sie das Eisen aus dem Zement heraus.«) langsam die Marktvorherrschaft eroberten. Dennoch gibt es auch aktuell immer noch bautechnisch zugelassene Ziegeldeckensysteme.

3 Experimentelle Tragsicherheitsbewertung

Experimentelle Methoden bewerten den aktuellen Tragwerkszustand in-

klusive aller realen Randbedingungen, sodass Unsicherheiten wegfallen und die Lasten deutlich über das rechnerisch nachgewiesene Lastniveau gesteigert werden können (Abb. 4). Experimentell gestützte Verfahren können auch dann erfolgreich sein, wenn alle anderen Ansätze zuvor gescheitert sind (Abb. 1):

1. Abschätzung der Tragsicherheit, z. B. aufgrund vorhandener Unterlagen,
 2. überschlägige Berechnung der Tragsicherheit, z. B. mit einfachen Berechnungsmodellen,
 3. genaue Berechnung der Tragsicherheit, z. B. mit komplexen FE-Berechnungsansätzen und -modellen,
 4. messwertgestützte Ermittlung der Tragsicherheit (Systemmessungen).
- Bei experimentell gestützten Nachweiskonzepten (Punkt 4) werden z. B. wesentliche Eingabeparameter in In-situ-Versuchen gewonnen, um zuverlässige Daten für die Berechnungssoftware zu erhalten. Denn trotz immer besserer und umfangreicherer Rechenprogramme wird die physikalische Wirklichkeit nur so gut beschrieben,

wie zutreffend ihre Annahmen waren. Und Letztere sollten selbstverständlich immer auf der sicheren Seite liegen.

Alternativ kann mit Belastungsversuchen auch direkt der Nachweis ausreichender Tragsicherheit erfolgen (Abschnitt 4). Das Ergebnis liegt dann direkt nach Beendigung der Versuche vor. Bei allen experimentellen Nachweisformaten gelten die gleichen Gültigkeitsbeschränkungen wie bei der Aufstellungsstatik eines Neubaus. Sie sind so lange gültig, bis sich die Nutzung verändert oder wiederkehrende Bauwerksprüfungen Anlass für weitere Untersuchungen geben. Vorgehen und Legalisierung sind in anderen Veröffentlichungen bereits beschrieben ([4], [6], [8] und [9]).

Die Bandbreite der möglichen Einsatzgebiete experimenteller Methoden ist nahezu unbegrenzt. Einige Beispiele des Hochbaus werden im nachfolgenden Abschnitt exemplarisch vorgestellt, auch um wiederkehrende Besonderheiten aufzuzeigen.

4 Anwendungsbeispiele

4.1 Allgemeine Erfahrungen

In diesem Beitrag sollen schwerpunktmäßig Ergebnisse von experimentell gestützten Nachweisen historischer Deckenkonstruktionen vorgestellt werden. Aus den letzten Dekaden liegen an unserem Institut umfangreiche Erfahrungen von über 150 Belastungsversuchen im Hochbau vor, wobei 57 Untersuchungen an historischen Deckensystemen stattfanden. Durchweg war das beobachtete Bauwerksverhalten deutlich besser als das vermutete, immer konnte eine höhere Nutzlast empfohlen werden ($\varnothing$ ca. 1,5-fach, Abb. 4). Dabei war unerheblich, welches Tragsystem vorhanden war (Gewölbe, Hohlstein-, Rippen-,



Abb. 6: Ausführungsmängel: freiliegende Rückverankerung der glatten Bewehrung

oder Massivdecke) oder aus welcher Bauzeit das Objekt stammte (1875 bis 1938). Die Nutzlasterhöhung erscheint sehr hoch. Bezieht man die erreichte Steigerung jedoch auf die Gesamttragfähigkeit, inklusive Eigen- und Ausbaulasten (Abb. 5), ergibt sich ein Faktor von ca. 1,2, der sich schon realistischer anfühlt und sich durch effektive Tragreserven erklären lässt. Diese sind z. B. höhere Materialfestigkeiten, ein räumlicher Lastabtrag und mitwirkende (aber rechnerisch nicht ansetzbare) Aufbauschichten oder Lagerbedingungen.

Die konkrete Motivation für experimentelle Untersuchungen ist vielfältig. Ein Grund ist bei historischen Decken z. B. der Denkmalschutz, wenn man das Tragsystem zwar mit zerstörungsarmen Methoden ermitteln kann, die Nachweise jedoch wegen fehlender Informationen zum Bauteilwiderstand nicht geführt werden können ([8], 3.2). Manche Tragsysteme, wie z. B. Kappendecken, dürfen nur stark vereinfacht in Rechenmodellen abgebildet werden, sodass Nutzungsveränderungen ohne Belastungsversuche kaum möglich sind ([8], 3.3). Und dann gibt es auch Objekte, bei denen bereits bei der Planung und Ausführung Fehler passiert sind, wie z. B. Rechenfehler in der Aufstellungsstatik oder freiliegende Rückverankerungen (Abb. 6 und [4]).

Leider werden auch bei Umbauten manchmal Einflüsse übersehen, z. B. dass sich durch das Entfernen von Deckenfeldern die statischen Systeme und Beanspruchungen der durchlaufenden Decken erheblich ver-

ändern. Wenn aus ehemaligen Innenfeldern Endfelder werden, erhöhen sich Feld- und Stützmomente bis zu 37 %, die nur noch experimentell unter Ausnutzung vorhandener Tragreserven nachgewiesen werden können ([9], 3.3).

4.2 Sanierung einer Kleineschen Decke

Bei der Sanierung von WC-Anlagen wurde die vorhandene Steineisendecke (Kleinesche Decke) untersucht, weil sich Risse an der Oberseite eingestellt bzw. vergrößert hatten. Es stellte sich heraus, dass beim Herstellen von TGA-Öffnungen Bewehrungsseisen auflagenah durchtrennt worden waren. Zusätzlich wurde eine weitere Stelle entdeckt, an der bereits bei einer früheren Um-

baumaßnahme ein Bewehrungsseisen der Hohlsteindecke durchtrennt worden war.

Die Decken erhielten eine Notabstützung und es wurde ein Konzept entwickelt, das kurzfristig durchführbar war, den Bauablauf so wenig wie möglich störte und die alte Tragfähigkeit wiederherstellte.

Da die Kleineschen Decken mit glatter Bewehrung ausgeführt wurden, mussten die Kräfte von der alten, glatten auf die neuen, gerippten Bewehrungsseisen übertragen und am Auflager neu rückverankert werden. Dafür wurde die Rippe freigelegt (ca. 50 cm), die bestehende Bewehrung aufgebogen und ein neuer Bewehrungsstahl (B 500, Ø 8) dazugelegt, sodass eine ausreichende Übergreifungslänge entstand (Abb. 7). Auch die neue Bewehrung wurde zum Haken aufgebogen, um eine zusätzliche Sicherheit zur Kraftübertragung zu schaffen. Auflagenah wurde die Bewehrung für die Querkraftübertragung,

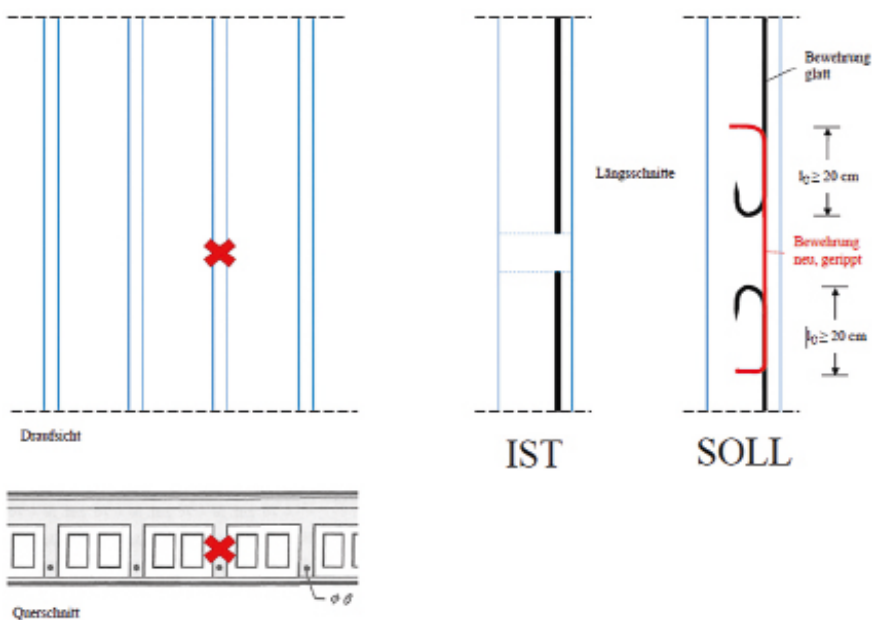


Abb. 7: Sanierungskonzept für durchtrennte Bewehrungsseisen Ø 8 der Steineisendecke in Feldmitte



Abb. 8: Querschnitt der Rippendecke (Berra-Hohlsteine) nach Aufmaß des Tragwerksplaners

wie bauzeitlich üblich, nach oben aufgebogen und am Auflager durch einen weiteren Haken rückverankert.

Die ausgebauten Bewehrungsseisen $\varnothing 8$ wurden genutzt, um für spätere Baumaßnahmen Anhaltswerte für die Materialparameter zu erhalten. Die Ergebnisse waren überraschend gut: eine mittlere Streckgrenze vom $f_{yk} = 379 \text{ N/mm}^2$ und eine Zugfestigkeit von $R_m = 450 \text{ N/mm}^2$.

4.3 Tragsicherheitsnachweis Berra-Hohlsteindecken

Der Handelshof in Lübeck wurde 1924 als Kontorhaus geplant und errichtet. Er liegt mit seiner direkten Nachbarschaft zum Bahnhof und zur Innenstadt in einer bevorzugten Lage, sodass die Um-

nutzung und der Umbau zu einem Hotel nahelag. Der beteiligte Tragwerksplaner führte eine umfassende Analyse der Bausubstanz durch und berechnete mit unterschiedlichen Ansätzen die aktuelle Tragsicherheit der historischen Decken für die geforderten Nutzlasten (Zimmerbereich: $p = 1,50 \text{ kN/m}^2$ / Flurbereich: $p = 3,0 \text{ kN/m}^2$, jeweils zzgl. Ausbaulasten). Ohne Erfolg. Der kaum verbreitete Rippendeckentyp (Berra-Hohlsteine, Abb. 8) ließ sich nur mit wesentlichen Vereinfachungen als Modell abbilden, die notwendigerweise stets auf der sicheren Seite liegen mussten. Zudem war unklar, wie der glatte Bewehrungsstahl (Stahl I) rückverankert war, und ob diese Verankerung noch intakt war.

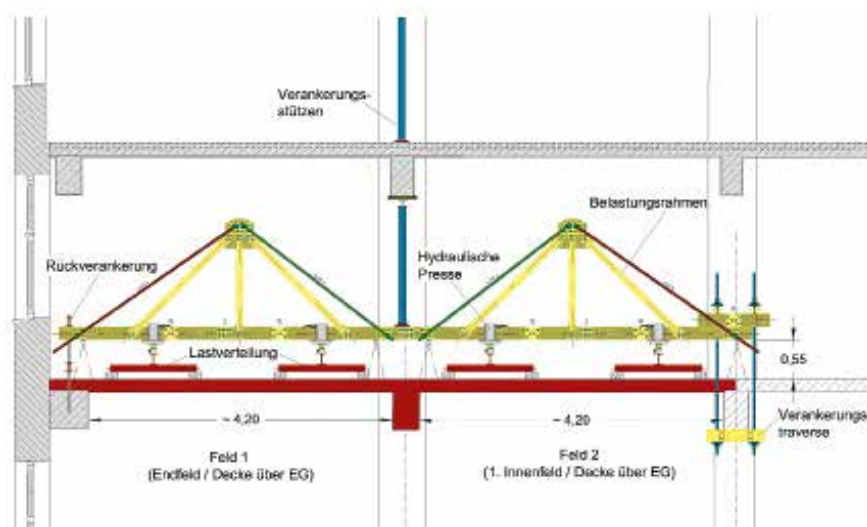


Abb. 9: Mobile Belastungsvorrichtung zum Test von Decke und Unterzug ($l_s = 4,60 \text{ m}$)

Aus der Bestandsaufnahme des Tragwerksplaners (IDK, Berlin) ergab sich eine offensichtlich gleichmäßige Deckenkonstruktion (Berra-Hohlsteindecke mit Stärken zwischen $17,0 \leq d \leq 18,5 \text{ cm}$, Abb. 8). Für die Versuche wurde ein Bereich im 1. OG ausgewählt, wo neben drei Deckenfeldern auch zwei dazwischenliegende Unterzüge getestet werden konnten (Abb. 9).

Das Messkonzept wurde an die Aufgabenstellung angepasst. Neben den Durchbiegungen der Decken und Unterzüge an 15 Stellen wurden die integralen Dehnungen an den auflagnahen Übergreifungsstößen gemessen. Weil die eingeleiteten Kräfte ebenfalls zeitgleich aufgenommen wurden, konnten am Monitor Last-Verformungskurven beobachtet (Abb. 10) und auf kritische Veränderungen oder Werte analysiert werden. Ein Abflachen der Kurve zeigt z. B. den Übergang vom ungerissenen Zustand I zum gerissenen Zustand II an. Es wurden alle Versuchsziellasten erreicht, ohne ein Grenzwertkriterium zu verletzen [10]. Die gewünschten Nutzlasten (Verkehrslast $p = 3,5 \text{ kN/m}^2$ und Ausbaulast $g_2 = 1,47 \text{ kN/m}^2$) waren somit erfolgreich nachgewiesen.

Aus den Kraft-Reaktions-Kurven (Abb. 10) ließ sich zudem entnehmen, dass

- die Durchlaufwirkung der Deckenplatte intakt, jedoch sehr gering war,
- die Durchbiegungen den linearen Bereich erst oberhalb der Gebrauchslast verlassen haben,
- die Verformungsbegrenzung eingehalten wird: $3,55 \leq f_{Q, \text{Decke}} \leq 4,60 \text{ mm} < l_s / 500 = 9,2 \text{ mm}$.

Da der Belastungsversuch zwar aus mehreren Belastungszyklen bestand, aber insgesamt einem statischen Kurzzeitversuch entspricht, wurde in einem abschließenden Zeitstandsver-

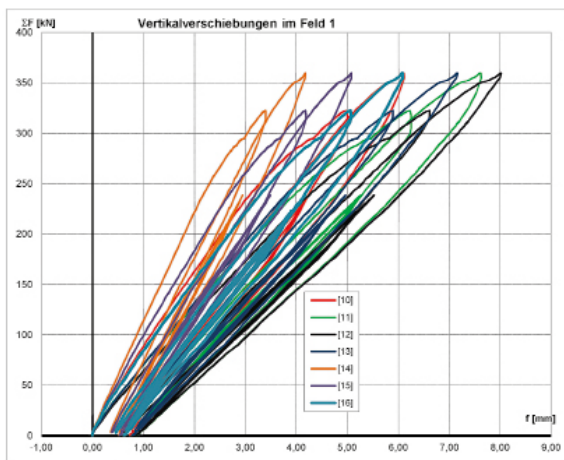


Abb. 10: Last-Durchbiegungskurven (HL, $l_s = 4,60$ m) unter Versuchsziellast $F_{Ziel} = 355$ kN

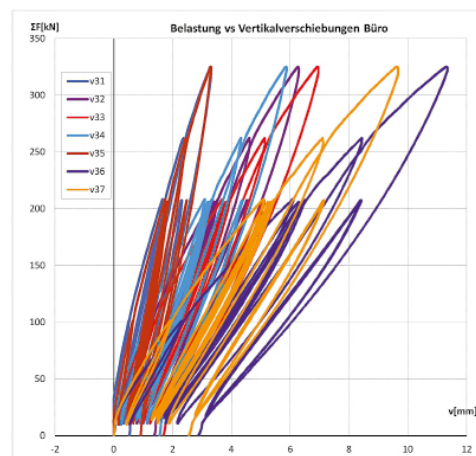


Abb. 11: Last-Durchbiegungskurven (OL, $l_s = 5,20$ m) unter Versuchsziellast $F_{Ziel} = 320$ kN

sich nachgewiesen, dass Verformungskonstanz auch unter einer längeren Standzeit der Gebrauchslast vorliegt.

Das gleiche historische Deckensystem wurde in einem Verwaltungsgebäude der 1920er-Jahre in Oldenburg vorgefunden und geprüft. Hier betrugen die Stützweiten bis $l_s = 5,20$ m, und die Rohdeckenhöhe etwa $h = 20$ cm. Es konnte mit Versuchen an vier Decken eine ausreichende Tragsicherheit für die gewünschte Nutzlast (Verkehrslast $p = 2,7$ kN/m² und Ausbaulast $g_2 = 1,7$ kN/m²) nachgewiesen werden. Auch hier existierte eine Durchlaufwirkung durch die auflagnah aufgebojene Bewehrung. Die Verformungen blieben mit $f_{Q,Decke} \leq 8,20$ mm unter dem Grenzwert $f_{grenz} = l_s / 500 = 10,4$ mm (Abb. 11) und zeigten bereits bei niedriger Belastung nichtlineares Verformungsverhalten. Die Decken erreichten größere Maximalverformungen als die in Lübeck, was nicht nur auf die größere Stützweite zurückzuführen war. Die vorgefundene Biegesteifigkeit der Oldenburger Decken war trotz größerer Ortbetonschicht schlechter als in Lübeck.

4.4 Wissenbergdecke

Das Schulzentrum in Bremen (Baujahr 1916) war für den Schulbetrieb gesperrt worden, da sich die Tragsicherheit der Stahlbetondecken für die gewünschte Verkehrslast $p = 3,0$ kN/m² rechnerisch nicht zuverlässig bestimmen ließ. Die

verbauten Wissenbergdecken sind ein eher seltenes System einer Rippendecke (Abb. 12). Die Rippen entstanden im Herstellungsprozess, indem immer zwei Stahlrohre als verlorene Schalung eingelegt und die Zwischenräume mit Schlacke oder Bims verfüllt wurden. Es wurde als ressourcenschonende Konstruktion für weitspannende Decken angepriesen, deren Rohre zudem noch als Lüftungskanäle genutzt werden konnten. In Bremen war die Konstruktion insgesamt in einem schlechten Zustand, sodass bereits der Austausch bzw. die konventionelle Erhöhung vorgesehen war. Risse in Spannrichtung und vermeintlich abgerissene Deckenränder schlossen den Erhalt des Deckensystems ohne weitergehende Untersuchungen aus. Weil die Risse konsolidiert schienen und eventuell bereits in der Bauphase durch z. B. zu frühes Ausschalen entstanden sein könnten, entschied man sich, die Tragfähigkeit mit Belastungsversuchen aus-

zuloten – mit überraschendem Ergebnis: Kein Grenzwertkriterium wurde überschritten [10], die Verformungen blieben gering ($f < 1/1.000$) und die Tragsicherheit war ausreichend.

4.5 Stampfbeton-Kreuzgewölbe

Die Treppenkonstruktion der Cumberland'schen Galerie in Hannover besteht aus gusseisernen Stützen und Trägern mit Stufen aus Steinplatten. Die Treppenpodeste sind unbewehrte Kreuzgewölbe aus Stampfbeton (Baujahr 1880). Die Tragfähigkeit der Treppenläufe konnte vom Tragwerksplaner für eine Verkehrslast von $p = 5,0$ kN/m² rechnerisch nachgewiesen werden. Der Nachweis der Treppenpodeste gelang nicht ($p_{zul} = 2,0$ kN/m²). Der Zustand der Kreuzgewölbe war bis auf einige Risse augenscheinlich sehr gut. Weil das Tragsystem »Gewölbe« bei ausreichend steifer horizontaler Lagerung sehr große Tragreserven besitzen kann, wurde vorgeschlagen, die

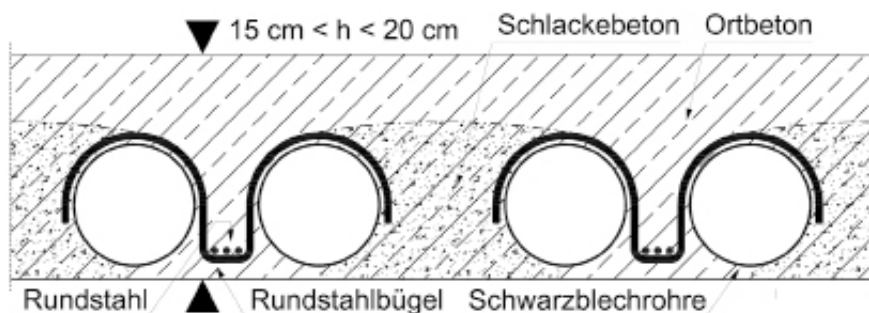


Abb. 12: Querschnitt Wissenbergdecke (s.a. [5])



Abb. 13: Lasterzeugung und -einleitung beim Nachweis des Podestes im 1. OG

Tragsicherheit der denkmalgeschützten Treppenpodeste durch Belastungsversuche nachzuweisen.

Alle Kreuzgewölbe haben den gleichen Stich mit $f \leq 27$ cm und die gleiche Scheiteldicke mit $d \leq 18$ cm. Das mittlere Kreuzgewölbe besitzt die größte Stützweite mit $l \leq 3,50$ m, sodass vorgeschlagen wurde, die mittleren Gewölbe über EG und 1. OG zu testen (Abb. 13). Bei beiden Versuchen konnte eine globale Sicherheit von $\gamma_{\text{global}} = 2,1$ für eine zulässige Verkehrslast von $p = 5,0$ kN/m² nachgewiesen werden.

4.6 Rippendecke: Wayss'sche Rohrzellendecke

Für die Rohrzellendecke wurde dem Ingenieur G. A. Wayss 1908 das Patent

erteilt. Die Rohrzellen ersetzen die Hohlsteine als verlorene Schalung und sparten deutlich Gewicht ein. Sie sollten erhöhten Schallschutz bieten und führten dabei zu einem sehr guten Verbund mit dem Putz, was heute noch jedem Sanierer Freude bereitet (Abb. 14 links).

Das untersuchte Gebäude (Baujahr 1910/11) steht heute am Anfang der Fußgängerzone in Bremen an prominenter Stelle und war ursprünglich von den Architekten H. W. Behrens und F. Neumark als Geschäfts- und Bürohaus geplant worden. Erd- und Obergeschoss wurden bereits vom Einzelhandel genutzt, die oberen vier Geschosse sollten zukünftig als Apartment-Hotel umgenutzt werden. Daraus

ergaben sich nachzuweisende Verkehrslasten von $2,5 \leq p \leq 5,0$ kN/m² zzgl. Trennwandzuschlag (1,5 kN/m²).

An allen Decken wurden die verlorene Schalung aus Rohrzellenkästen entfernt und die Oberfläche gestrahlt, sodass der Zustand begutachtet werden konnte (Abb. 14 rechts). Teilweise waren die Schalungskästen verrutscht, sodass die Rippenbreiten sehr ungleichmäßig ausgefallen waren. Bei vielen Rippen lag die Bewehrung frei und vereinzelt zeichneten sich bei schmalen Rippen ($b \leq 11$ cm) auflagernah bereits Schubrisse ab (Abb. 14 rechts). Diese vorgeschädigten Rippen konnten nur für ein Lastniveau $p = 3,28$ kN/m² zzgl. Trennwandzuschlag nachgewiesen werden und mussten konventionell verstärkt werden. Alle anderen Bereiche waren ausreichend tragsicher.

In gesonderten Versuchen wurde auch die konzentrierte Einzellast ($Q_k = 4,0$ kN, $A = 5 \times 5$ cm) auf den dünnen Plattenspiegeln ($d \sim 10$ cm) nachgewiesen. Des Weiteren wurde festgestellt, dass sich der Estrich nicht in allen vier getesteten Geschossen am Lastabtrag beteiligte. Nur an der Decke über EG war der Verbund ausreichend,



Abb. 14: Wayss'sche Rohrzellendecke (links) mit auflagernahem Schubriss (rechts)



um die Biegeschubspannungen zu übertragen. Ein lauter Knall sorgte während eines Versuchs für Aufregung: Wie sich herausstellte, war die aufgebogene Rückverankerung nicht vollständig einbetoniert (s. a. Abb. 6), sodass der Bewehrungsstab durchrutschen konnte.

5 Ausblick

Experimentell gestützte Nachweise loten die Tragwerksreserven bestehender Bauwerke aus und können selbst dann ein erfolgversprechender Lösungsansatz sein, wenn umfangreiche rechnerische Analysen unbefriedigende Ergebnisse erzielt haben. Insbesondere bei historischen Tragkonstruktionen, die durch aktuelle Normenkonzepte nicht beschrieben werden können, helfen sie auch bei veränderten Nutzungsansprüchen, den Nachweis ausreichender Tragsicherheit zu führen. Voranschreitender Computerhörigkeit trotzend bieten sie eine wirtschaftlich attraktive Alternative zu Abriss und Neubau und leisten einen wichtigen Beitrag, Baukultur zu bewahren sowie Ressourcenverbrauch und Emissionen zu reduzieren.

native zu Abriss und Neubau und leisten einen wichtigen Beitrag, Baukultur zu bewahren sowie Ressourcenverbrauch und Emissionen zu reduzieren.

Danksagung

Ein herzlicher Dank gilt allen Projektbeteiligten, die mit ihrem Engagement und der konstruktiven Zusammenarbeit wesentlich zum Gelingen der komplexen Aufgaben beigetragen haben. Besonderer Dank gilt allen Auftraggebern, die unseren Prognosen und Erfahrungswerten vertraut und die Einsätze beauftragt haben. Wir hoffen, dass auch weiterhin die Restnutzungsdauer bei vielen Bauwerken durch experimentelle Untersuchungen verlängert werden kann.

Literatur

- [1] Gorning, M.; Michelsen, C.; Pagenhardt, L.: Bauwirtschaft trotz der Corona-Krise – dennoch ruhigeres Geschäft im Jahr 2021. DIW Wochenbericht. 88 (2021), Nr. 1+2. URL: https://doi.org/10.18723/diw_wb:2021-1-1
- [2] Ossege, M.: Verstärken historischer Deckenkonstruktionen. Masterthesis. Hochschule Bremen, 2009 (unveröffentlicht)
- [3] Jürges, T.: Die Entwicklung der Biege-, Schub- und Verformungsbemessung im Stahlbetonbau und ihre Anwendung in der Tragwerklehre. Dissertation. Technische Hochschule Aachen, 2000. URL: [urn:nbn:de:hbz:82-opus-431](http://nbn:de:hbz:82-opus-431)

- [4] Gutermann, M.; Gersiek, M.; Löschmann, F.; Patrias, M.: Der Löwenhof in Dortmund – experimentelle Statik zum Erhalt historischer Eisenbetondecken, Bautechnik 95 (2018), Nr. 1, S. 78–85
- [5] Voormann, F.: Von der unbewehrten Hohlsteindecke zur Spannbetondecke. Massivdecken zu Beginn des 20. Jahrhunderts. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), Nr. 9, S. 836–846. URL: <https://doi.org/10.1002/best.200590218>
- [6] Bolle, G.; Schacht, G.; Marx, S.: Geschichtliche Entwicklung und aktuelle Praxis der Probelastung, Teil 1 und 2. Bautechnik 87 (2010) Nr. 11 + 12, S. 700–707 sowie 784–789
- [7] Voormann, F.: Historische Ziegeldeckenkonstruktionen. Bautechnik 81 (2004), Nr. 8, S. 603–609. URL: <https://doi.org/10.1002/bate.200490144>
- [8] Gutermann, M.; Kahl, D.: Beurteilung der Tragreserven bei Bestandsbauteilen. Nachweis der Tragsicherheit durch Experimente. Bausubstanz 11 (2020), Nr. 4, S. 32–39
- [9] Gutermann, M.; Kahl, D.: Experimentell gestützter Tragsicherheitsnachweis. Tragreserven von Bestandsbauteilen beurteilen. Der Bausachverständige 16 (2020), Nr. 4, S. 10–16
- [10] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton -DAFStb- (Hrsg.): DAFStb-Richtlinie – Belastungsversuche an Betonbauwerken. Berlin: Beuth Verlag, 2020

KONTAKT



Prof. Dr.-Ing.
Marc Gutermann

1993 bis 1998 Bauingenieurstudium Uni Hannover; 1998 bis 2002 Wissenschaftlicher Mitarbeiter, Hochschule Bremen; 2003 Promotion TU Dresden; 2003 bis 2007 Geschäftsführender Gesellschafter PSI mbH; seit 2007 Professor und Leiter des Instituts für Experimentelle Statik, Hochschule Bremen; seit 2008 Geschäftsführender Gesellschafter IGES mbH.

Hochschule Bremen
Institut für Experimentelle Statik
Neustadtswall 30
28199 Bremen
Tel.: 0421 5905-2345
E-Mail: ifes@hs-bremen.de
Internet: www.ifes.hs-bremen.de

Maximilian Schnieders
B.Sc.



2013 bis 2018 Studium Bauingenieurwesen B.Sc. an der Hochschule Bremen; seit 2019 Studium Bauingenieurwesen M.Sc. an der Hochschule Bremen; 2020 bis 2021 Mitarbeit im Forschungsprojekt »SyMoB« am Institut für Experimentelle Statik (IFES) an der Hochschule Bremen; seit 2021 angestellt als Bauingenieur in der Ingenieurgesellschaft Experimentelle Statik (IGES) mbH, Bremen.

Ingenieurgesellschaft Experimentelle Statik mbH
Neustadtswall 30
28199 Bremen
Tel.: 0421 5905-2345
E-Mail: info@iges-online.de
Internet: www.belastungsversuch.de

INFO

Das Institut für Experimentelle Statik (IFES) der Hochschule Bremen wurde 1977 gegründet, um Studierenden die Theorie der Statik praxisnah zu vermitteln. Wegen des wachsenden Interesses der Wirtschaft an neuen Bewertungsmethoden widmete sich das Institut zunehmend der anwendungsbezogenen Forschung auf diesem Gebiet.

Die Ingenieurgesellschaft Experimentelle Statik mbH (GES) wurde 2008 als Spin-Off gegründet. Die heutigen Schwerpunkte sind experimentelle Tragsicherheitsnachweise (Belastungsversuche), Bauwerksdiagnosen sowie experimentell gestützte Berechnungen (Systemmessungen und Hybride Statik).