



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

Schriftenreihe
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden
Heft 48



Manfred Curbach, Heinz Opitz,
Silke Scheerer, Torsten Hampel (Hrsg.)

10. SYMPOSIUM EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN VON BAUKONSTRUKTIONEN

11. März 2019

Herausgeber der Reihe

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach
apl. Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Graf
Prof. Dr.-Ing. Peer Haller
Prof. Dr.-Ing. habil. Ulrich Häußler-Combe
Prof. Dr.-Ing. habil. Michael Kaliske
Prof. Dr.-Ing. Viktor Mechtcherine
Prof. Dr.-Ing. Richard Stroetmann
Prof. Dr.-Ing. Bernhard Weller

Institut für Massivbau
Technische Universität Dresden

D - 01062 Dresden

Tel.: +49 351 463-3 65 68
Fax: +49 351 463-3 72 89

Titelbild:
Belastungsrahmen für die Prüfung von Geschossdecken im Jugendstil-Kaufhaus
Görlitz (Foto: Oliver Mosig, s. Beitrag Mosig et al. in diesem Tagungsband)

Redaktion und Layout: Silke Scheerer
Korrekturen: Petra Kahle, Angela Heller
Umschlag und Druckvorbereitung: Stefan Gröschel
Für die Inhalte der Beiträge sind die Autor*innen verantwortlich.

Druck: addprint AG · Am Spitzberg 8a · 01728 Bannewitz
Veröffentlicht: Dresden, März 2019

Der Tagungsband ist open access auf der Homepage des Instituts für Massivbau verfügbar (<https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/das-institut/veranstaltungen/SEUB>).

ISSN: 1613-6934
ISBN: 978-3-86780-583-4

Inhalt

Vorwort	7
Steffen Marx, Jürgen Grünberg, Gregor Schacht	
Sicherheitskonzept für Belastungsversuche	9
Mai Häßler	
Experimentelle Bestimmung des Beanspruchungszustands in fachwerkartigen Eisen- und Stahltragwerken mit Hilfe von Schwingungsmessungen	23
Thilo Fröhlich, Veit Birtel, Dieter Lotze	
Zyklische Prüfung von Befestigungen in Beton mittels Schwingungsanregung	33
Oliver Mosig, Sabine Wellner, Jörg Rudolph	
Belastungsprüfung der Geschossdecken im Jugendstil-Kaufhaus Görlitz	45
Volker Wetzke, Claudia Pahlow	
Das Potenzial von Miniatur-Druckproben für die Werkstoffcharakterisierung von Stahlguss	59
Kerstin Speck, Fritz Vogdt, Manfred Curbach, Yuri Petryna	
Faseroptische Sensoren zur kontinuierlichen Dehnungsmessung im Beton	71
Jens Heinrich, Reinhard Maurer	
Rissmonitoring zur Untersuchung der Ermüdungsfestigkeit an bestehenden Brückenbauwerken	83
Max Käding, Gregor Schacht, Guido Bolle, Steffen Marx	
Überwachung von Brücken mit Gefährdung durch Spannungsrissskorrosion	97
Florian Schill, Milo Hirsch, Andreas Eichhorn	
Überwachung von Tragwerken mit Profilscannern	109
Jörg Scheithauer, Chris Hobusch, Falk Steinigk, Torsten Hillig, Matthias Schramm	
UAV und BIM – neue Herausforderungen an die Bauüberwachung bei Infrastrukturmaßnahmen an Eisenbahnbrücken der Deutschen Bahn	123
Nico Steffens, Kay Degenhardt, Karsten Geißler	
Modifiziertes Ziellastniveau bei Straßenbrücken durch Bauwerksmonitoring	135
Marc Gutermann, Werner Malgut, Carsten Böhme	
Experimenteller Nachweis von Straßenbrücken kleiner Stützweite am Beispiel von Wegebrücken in der Eilenriede, Hannover	147
Oliver Fischer, Sebastian Gehrlein	
Weggesteuerte In-situ-Querkraftversuche (bis in den Nachbruchbereich) und innovative Messtechnik an einer 60 Jahre alten 7-feldrigen Spannbetonbrücke ...	161

Belastungsprüfung der Geschossdecken im Jugendstil-Kaufhaus Görlitz

Oliver Mosig¹, Sabine Wellner², Jörg Rudolph³

Kurzfassung. Im Zuge der Sanierung des Jugendstil-Kaufhauses in Görlitz führte das Otto-Mohr-Laboratorium des Instituts für Massivbau der TU Dresden Traglastversuche an den Geschossdecken des Gebäudes durch. Bei den Decken handelt es sich um sogenannte Reformhohlsteindecken aus dem frühen 20. Jahrhundert. Mit einer Belastungsrahmenkonstruktion konnten die Geschossdecken experimentell nachgewiesen werden.

1 Das Kaufhaus Görlitz

Die Errichtung des Görlitzer Warenhauses am Demianiplatz nahe der Frauenkirche begann im Jahr 1912 nach den Plänen des Potsdamer Architekten Carl Schmanns in Anlehnung an das seinerzeit wohl beeindruckendste Kaufhaus Deutschlands, das Berliner Kaufhaus Wertheim. Nach nur einem Jahr Bauzeit eröffnete es am 30. September 1913 unter dem Namen „Kaufhaus zum Strauß“ [1] unter Führung einer kleinen mittelständischen Firma. „Das neue Warenhaus, ein Geschäftspalast von eigenartiger Pracht und monumentaler Wucht, ist fertig und dem Verkehr übergeben worden“, hieß es bei der Eröffnung [2].

Das 5-geschossige Gebäude mit etwa 10000 m² Nutzfläche wurde als Stahlskelettbau errichtet, verkleidet mit Naturstein. Neben der Außenfassade (Bild 1) weist vor allem das aufwendig ornamental verzierte Glaskuppeldach Elemente des Jugendstils auf (Bild 2). Die zweischalige Glaskuppel überspannt den Lichthof im Inneren (Bild 3), welcher von einem dreigeschossigen Galerie-Ring umgeben ist. Mit seinen schlanken Marmor-verkleideten Pfeilern, den Freitreppen und zwei imposanten Kronleuchtern stellt das Gebäude das einzige in seiner ursprünglichen Gestalt erhaltene bauliche Zeugnis der frühen deutschen Warenhausarchitektur dar [3], [4], wohingegen anderenorts der originäre Charme ähnlicher Warenhäuser zumeist durch Zerstörungen während des Zweiten Weltkrieges oder durch Modernisierungsmaßnahmen abhandengekommen ist. Auch nach über 100 Jahren lassen die Architektur und das gut erhaltene Ambiente des Kaufhauses den Hauch der goldenen Zwanziger erahnen [5].

¹ Dipl.-Ing., Institut für Massivbau, TU Dresden

² Dipl.-Ing. (FH), Institut für Massivbau und Otto-Mohr-Laboratorium, TU Dresden

³ Dipl.-Ing., RR Consulting, Zittau



Bild 1 Außenansicht des Görlitzer Kaufhauses

Das Kaufhaus ist eine gefragte Kulisse für Film- und Fashion-Drehs. So war das Görlitzer Warenhaus beispielsweise Drehort für den mehrfach Oscar-prämiierten Film „The Grand Budapest Hotel“ von Regisseur Wes Anderson.

Die Geschichte des Kaufhauses ist geprägt von vielen Eigentümerwechseln. Im Jahr 1929 übernahm die Karstadt AG das Warenhaus, diese wurde jedoch nach dem Ende des Zweiten Weltkrieges enteignet. So ging das Gebäude 1950 in den Besitz der DDR über, die es fortan von der staatlichen Handelsorganisation (HO) betreiben ließ [6]. 1958 wurde es in die Centrum-Warenhaus-Kette eingegliedert, die Kaufhäuser in diversen Städten der DDR besaß [7]. Unter deren Leitung wurden 1983/1984 der Lichthof und die Glaskuppel umfangreich restauriert [8], [9]. Nach der Wiedervereinigung erhielt die Karstadt AG das Kaufhaus zurück und verkaufte es 2005 an eine britische Investmentgruppe, die es später unter dem Namen Hertie betrieb. Aufgrund der Insolvenz des damaligen Eigentümers und aus Mangel an Investoren musste das Kaufhaus 2009 schließen. Nach vier Jahren Leerstand erwarb schließlich der Investor Winfried Stöcker das Gebäude. Sein Ziel ist es, das Kaufhaus in seiner alten Pracht und nach neuestem Standard für die Görlitzer und Touristen wiederzueröffnen.

Bevor das Kaufhaus seine Türen erneut öffnen kann, sind jedoch umfangreiche Sanierungsarbeiten notwendig. Hierfür musste unter anderem der Nachweis der Tragfähigkeit an den Geschossdecken geführt werden, da für die geplante Wiedereröffnung als Kaufhaus hohe Anforderungen an die Tragsicherheit der Baukonstruktion gestellt werden. Gerade

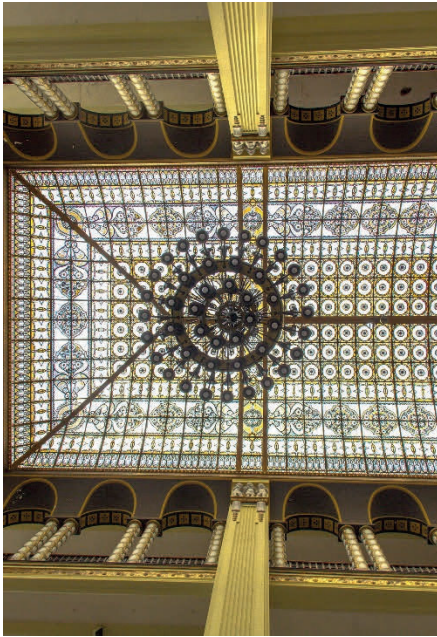


Bild 2 Glasdach mit Lichtkuppel

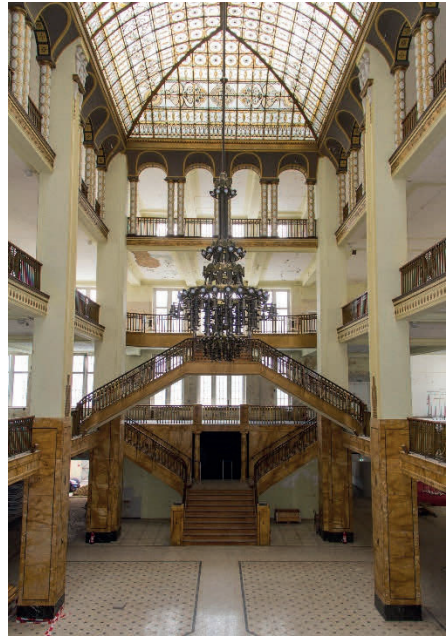


Bild 3 Lichthof des Gebäudes mit freitragenden Treppen und Kronleuchtern

die Tragfähigkeit der Geschossdecken muss wegen den im Vergleich zum Zeitpunkt der Errichtung erhöhten Ausbaulasten neu beurteilt werden. Da dieser Nachweis nach heutiger Normung rechnerisch nicht erbracht werden konnte [10], musste der Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit durch experimentelle Probelastungen erfolgen. Das Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden führte dazu insgesamt 10 Probelastungen an Geschossdecken in zwei Gebäudebereichen durch [11].

2 Auswahl der zu prüfenden Deckenfelder

Die gesamte Geschossfläche beträgt schätzungsweise 7000 m². Davon konnte natürlich nur ein kleiner Teil experimentell geprüft werden. Um eine Übertragbarkeit der Prüfergebnisse auf ungeprüfte Deckenfelder zu gewährleisten, wurden je Geschossebene zwei Untersuchungsbereiche festgelegt.

Der Bereich I befindet sich im südlichen Teil des Gebäudes, der Bereich II im Norden (Bild 4). Diese beiden Bereiche dienen als Referenz für die jeweilige Etage. Die nicht geprüften Deckenfelder haben ähnliche bauliche Randbedingungen sowie gleiche oder kleinere Stützweiten. Die Lage der beiden Untersuchungsbereiche ist über alle Etagen identisch, wobei die Fläche der zu prüfenden Deckenfelder aufgrund unterschiedlicher baulicher



Bild 4 Grundriss des Erdgeschosses mit den beiden Prüfbereichen I und II

Randbedingungen variiert. In Summe wurden 10 Deckenfelder experimentell beprobt. Das größte Deckenfeld hat eine Fläche von 51 m^2 , das kleinste eine Fläche von etwa 22 m^2 .

Bei den zu prüfenden Decken handelt es sich um Steineisendecken, sogenannte Reformhohlsteindecken. Diese Deckentragssysteme sind typisch für die Zeit des frühen 20. Jahrhunderts. Sie galten als leichte, einfach herzustellende und wirtschaftliche Lösung im Wohn- und Geschäftshausbau [12]. Aufgrund der unscharfen Randbedingungen ist der heutige Umgang mit historischen Steineisendecken in Bezug auf statische Nachweise schwierig, weswegen häufig Probelastungen durchgeführt werden [13], [14].

Der Querschnitt besteht aus sich nach oben verjüngenden Formziegeln ($24 \times 20 \times 19 \text{ cm}$) mit zwei nebeneinanderliegenden Hohlräumen (Bild 5). Die Ziegel sind ohne Stoßfuge und versetzt angeordnet. Als Bewehrung liegen einachsig Rundeisen im Durchmesser 20 mm in jeder Fuge vor. Zusätzlich befinden sich zwei Durchmesser 10 mm Rundeisen in jeder dritten Fuge. Stahlzugprüfungen ergaben Zugfestigkeiten von mindestens 300 N/mm^2 .

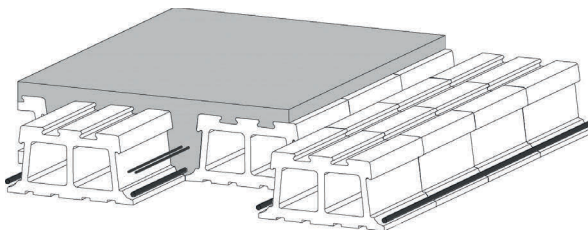


Bild 5 Reformhohlsteindecke

Ergänzt wird der Deckenquerschnitt durch eine Aufbetonschicht von mindestens 5 cm. Die Höhe des Gesamtquerschnittes beträgt 24 cm.

Anhand von Bohrkernen wurden Druckfestigkeiten bestimmt. Da die Probenpreparation etwas diffizil war, war bei einigen Bohrkernen das geforderte Verhältnis von Bohrkernhöhe zu Bohrkerndurchmesser etwas zu hoch (also ungünstiger als nach der DIN EN 13791 [15] gefordert). Die Bohrkernfestigkeiten lagen im Bereich von 30 bis 57 N/mm², was einer Streubreite von 27–51 N/mm² bezogen auf den 15er Würfel ergibt. Die Decken lagern in den Randbereichen auf Unterzügen auf, welche aus zwei nebeneinander liegenden, einbetonierten Stahlprofilen bestehen.

3 Versuchsaufbau und Messtechnik

Vor Beginn der Konzipierung der Belastungstechnik mussten Überlegungen zur Einleitung sowie Rückverankerung der Lasten getroffen werden. Aufgrund der hohen Ziellast und der großen Spannweite der Deckenfelder wurden die Lasten auf möglichst viele Lasteinleitungspunkte aufgeteilt, was sich positiv auf die Momentenverteilung in dem Stahlrahmen auswirkte, der als Widerlagerkonstruktion diente. Wie üblich wurde die nachzuweisende konstante Flächenlast in äquivalente Einzellasten aufgeteilt.

Um einen Kräftekreislauf zu erzeugen, wurden die auf die Geschossdecken einzutragenden Lasten über Zugstangen und Stahltraversen in die entsprechend dimensionierte Widerlagerkonstruktion im Kellergeschoss eingeleitet. Diese wurde an den massiven Außen- und Innenwänden sowie an den Pfeilern verankert, um die Auflast des Gebäudes als Gegenlast zur einzuleitenden Belastung nutzen zu können. Die 2,80 m hohe Widerlagerkonstruktion (Bild 6) bestand aus verschraubten U-Profilen, zwei mittig liegenden vertikalen Druckstreben und paarweise angeordneten diagonalen Druck- und Zugstreben. Die Gesamtlänge variierte zwischen 6,80 m (Bereich I, Bild 6 links) bzw. 10,30 m (Bereich II, Bild 6 rechts). Wegen der großen Stützweite im Bereich II war eine zusätzliche Biegeverstärkung des Belastungsrahmens notwendig (vgl. zusätzliches Stahlprofil im rechten Foto, Bild 6).

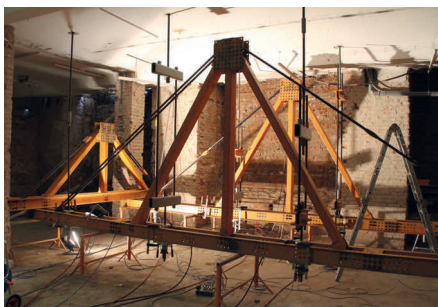


Bild 6 Widerlagerkonstruktion zum Lastabtrag; links: Untersuchungsbereich I (hier war ein zusätzlicher Querrahmen zur Verankerung des Widerlagers im Bestand notwendig, ganz links im Foto zu sehen); rechts: Untersuchungsbereich II



Bild 7 Lastverteilung auf der Deckenfläche; die Kraft aus einer Zugstange wird über die Stahltraverse in zwei Lasteinleitungspunkte geleitet Reformhohlsteindecke

Die Lasteinleitung in die Geschossdecken erfolgte über Zugstangen und Stahltraversen. Je nach Größe des zu belastenden Feldes wurden 4, 6 bzw. 8 Zugstangen vorgesehen. An ihrem unteren Ende waren sie an der stählernen Widerlagerkonstruktion befestigt. Auf der zu prüfenden Decke wurden die singulären Lasten je Zugstange noch einmal gleichmäßig auf jeweils zwei Lasteintragungspunkte aufgeteilt (Bild 7). Mittels Holzbrettern und einer ausgleichenden Sandschicht wird so eine Quasi-Flächenlast auf der Decke erzeugt.

Mit einem Hydraulikzylinder, der mit einer elektrischen Kraftmessdose gekoppelt war, wurde die Belastung synchron für alle Zugstangen F_i aufgebracht (Bild 8). Während der experimentellen Traglastuntersuchungen wurden die Durchbiegungen w unterhalb der zu prüfenden Decke mit induktiven Wegaufnehmern (IWA) ermittelt. Die Lage der Messstellen ist beispielhaft für die Decke über dem Erdgeschoss im Bereich II (PB4) ebenfalls in Bild 8 dargestellt. Die IWA sind in drei Achsen – mittig und in den Drittelpunkten der Decken-

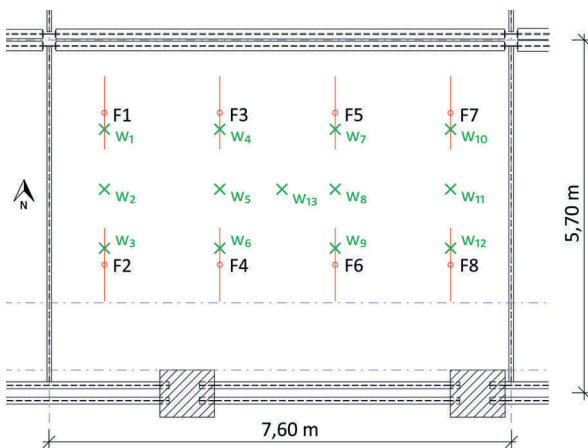


Bild 8 Messstellenplan der zu prüfenden Geschossdecke; hier: Decke über 2. Obergeschoss – PB4

spannweite – angeordnet. Ein zusätzlicher Wegaufnehmer IWA 13 befindet sich in Mitte des zu prüfenden Deckenfeldes.

Um auch das Trag- und Verformungsverhalten der Stahlunterzüge und der angrenzenden Auflagerbereiche einschätzen zu können, wurden während der ersten Deckenbelastung zusätzlich die Durchbiegungen in Mitte des Unterzuges und am Auflager gemessen, um bei allen weiteren Versuchen ein Versagen dieser Bauteile ausschließen zu können.

4 Versuchsdurchführung

4.1 Zielbelastung

Ziel der Belastungsprüfung war es, die Geschossdecken als Verkaufsraum der Kategorie D2 nach Eurocode 1 [16] experimentell nachzuweisen. Daraus ergibt sich eine anzusetzende charakteristische Verkehrslast q_k von 5,0 kN/m². Zusätzliche 2,0 kN/m² resultieren aus der geplanten Ausbaulast g_k .

Die beim Belastungsversuch vorhandenen ständigen Einwirkungen infolge Deckeneigen Gewichts werden bei der Ermittlung des extern einzutragenden Lastanteils der Versuchsziellast $ext\ q_{Ziel}$ nicht einkalkuliert [18], Gl. (1).

$$ext\ q_{Ziel} = \sum_{j \geq 1} \gamma_{g,j} \cdot g_{k,j} + \gamma_{q,1} \cdot q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot q_{k,i} \quad (1)$$

$$ext\ q_{Ziel} = \gamma_G \cdot g_{k,Ausbau} + \gamma_Q \cdot q_k = 1,35 \cdot 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,5 \cdot 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 10,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (2)$$

Unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_g für ständige und γ_q für veränderliche Lasten ergibt sich eine Ziellast von 10,2 kN/m² für den Nachweis der Tragsicherheit, Gl. (2).

4.2 Abbruchkriterien

Um Schäden am Gebäude auszuschließen, wurden im Vorfeld strikte Abbruchkriterien definiert. Gemäß DIN EN 1992-1-1:2011-01, 7.4 [17] ist zur Wahrung des Erscheinungsbildes oder der Gebrauchstauglichkeit der Durchhang f unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination auf 1/250 der Stützweite zu beschränken. Dadurch sollen einerseits die ordnungsgemäße Funktion und Dauerhaftigkeit sowie das Erscheinungsbild des Bauteils sichergestellt werden, andererseits dürfen angrenzende Bauelemente (Trennwände etc.) nicht beeinträchtigt werden.

Weiterhin führen ein deutliches Anwachsen des nichtlinearen, plastischen Verformungsanteils sowie optische und akustische Versagensankündigungen zum Abbruch des Belastungsversuchs. Befindet sich ein Material im elastischen Bereich, verursachen aufgebraachte Lasten keine bleibenden Verformungen. Auch sehr geringe plastische Verformungen sind i. d. R. als unkritisch einzustufen. Nach der Entlastung nimmt das Bauteil seine Ausgangsgeometrie nahezu wieder ein, auch wenn es sich unter Belastung verformt hatte. Eine plastische Verformung ist demgegenüber irreversibel, d. h. dauerhaft. Durch das stufenartige Lastregime und die Echtzeit-Darstellung der entsprechenden Größen am

Messcomputer kann der Zeitpunkt der Änderung des Materialverhaltens während des Versuches genau beobachtet und bestimmt werden. Somit ist ein rechtzeitiges Eingreifen bei den kleinsten Anzeichen eines baldigen Bauteilversagens möglich.

Beim Eintreten einer oder mehrerer Abbruchkriterien ist der Belastungsversuch zu beenden, weil sonst mit Schädigungen gerechnet werden muss, die eine weitere Nutzung beeinträchtigen können. In diesem Fall ist die erreichte Versuchsziellast q_{ziel} Grundlage für die Bestimmung des Bemessungswerts der veränderlichen Lasten in der statischen Berechnung.

4.3 Belastungsregime

4.3.1 Vorbetrachtungen

Jeder Versuch wurde in zwei Abschnitten durchgeführt. Im ersten Abschnitt wurde die Last bis zum Erreichen der erforderlichen Flächenlast von $10,2 \text{ kN/m}^2$ unter Einbeziehung der Teilsicherheitsbeiwerte (Grenzzustand der Tragfähigkeit) gesteigert. Gemäß der DAfStb-Richtlinie [18] erfolgte die Laststeigerung stufenweise. Dieses erste Belastungsregime dient dem experimentellen Nachweis der Tragfähigkeit der Geschossdecken.

Im zweiten Abschnitt des Belastungsregimes erfolgte die dauerhafte Belastung der Decke für ca. 20 Minuten unter halber Gebrauchslast.

4.3.2 Belastungsregime 1 – Nachweis der Tragfähigkeit

Das Lastregime des ersten Teils der experimentellen Probelastung ist in Bild 9 schematisch dargestellt, vgl. Tabelle 1. Zu Beginn des Versuches wurde das Deckensystem mit einer Grundlast in Höhe der 0,25-fachen Gebrauchslast angefahren. Anschließend erfolgte die schrittweise Steigerung der Belastung auf 50 % und 80 % der Gebrauchslast, jeweils mit einer Haltezeit von 2 Minuten und einer anschließenden Entlastung auf die Grundlast. Die Grundlast dient einer konstanten Lasthaltung im Tragwerk, um Kräfteumlagerungen durch ein wiederholtes Setzen und Heben der Widerlagerkonstruktion auszuschließen. Während der 2-minütigen Haltezeit kann die Decke aus sicherer Entfernung auf mögliche Schäden hin, z. B. in Form von Rissen, begutachtet werden.

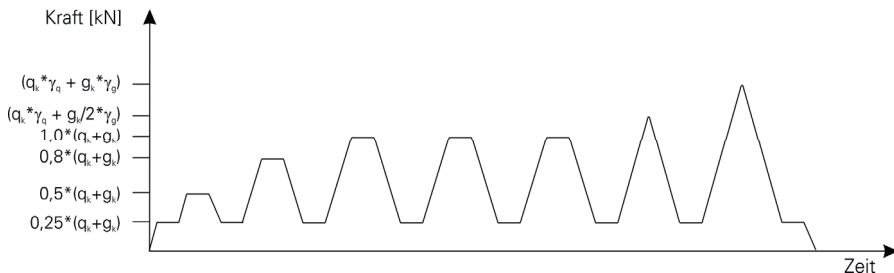


Bild 9 Schematische Darstellung des stufenweisen Belastungsregimes – Abschnitt 1

Tabelle 1 Belastungsregime

Lastschritt	Lastfaktor	Flächenlast in [kN/m ²]
Vorlast	$0,25 \cdot (g_k + q_k)$	1,75
1	$0,50 \cdot (g_k + q_k)$	3,50
2	$0,80 \cdot (g_k + q_k)$	5,60
3–5	$1,00 \cdot (g_k + q_k)$	7,00
6	$(g_k/2 \cdot \gamma_g) + (q_k \cdot \gamma_q)$	8,85
7	$(g_k \cdot \gamma_g) + (q_k \cdot \gamma_q)$	10,20

Danach folgend wurde das Deckentragwerk mit der vollen Gebrauchslast belastet, dieser Schritt wurde insgesamt drei Mal wiederholt, um eventuelle Zunahmen der elastischen und plastischen Verformungsanteile beobachten zu können. In den letzten beiden Stufen des ersten Belastungsregimes wurde die Last weiter gesteigert – zuerst die Laststufe halbe Ausbaulast + volle Nutzlast ($\gamma_g \cdot g_k/2 + \gamma_q \cdot q_k$), danach Aufbringen der Ziellast von 10,2 kN/m² ($\gamma_g \cdot g_k + \gamma_q \cdot q_k$). Diese beiden Lastschritte werden nur kurz – ohne Haltezeit – angefahren. Abschließend erfolgte die komplette Lastfreistellung der Decke.

4.3.3 Belastungsregime 2 – Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (Dauerlast)

Nach der vollständigen Entlastung des Systems folgte der zweite Abschnitt der Belastungsprüfung – die Dauerlast. Die Decke wurde erneut mit der Grundlast in Höhe der 0,25-fachen Gebrauchslast belastet, um nach einer Haltezeit von 2 Minuten die Belastung erneut auf die 0,5-fache Gebrauchslast zu steigern. Diese Laststufe wurde zur Ermittlung der Verformungen unter einer Dauerlast für ca. 20 Minuten gehalten. Danach wurde das System bis zur Grundlast entlastet und ein weiteres Mal die 1-fache Gebrauchslast angefahren. Nach einer Haltezeit von 2 Minuten erfolgte ein letztes Mal die Entlastung auf die 0,25-fache Gebrauchslast bevor, nach einer letzten Haltezeit von 2 Minuten, das System komplett lastfrei gestellt wurde.

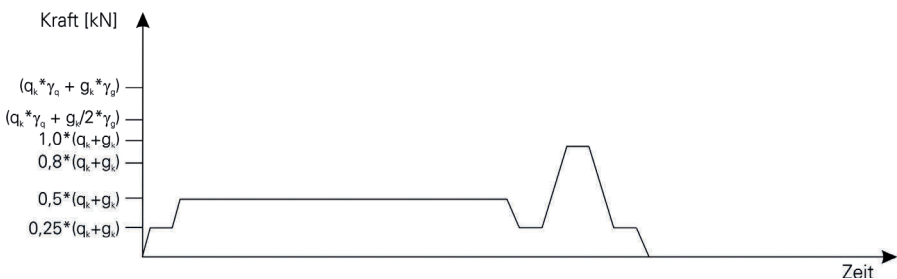


Bild 10 Schematische Darstellung des Belastungsregimes unter Dauerlast – Abschnitt 2

5 Darstellung der Ergebnisse am Beispiel der Decke PB 4 über dem 2. Obergeschoss

5.1 Nachweis der Tragsicherheit

Das Deckenfeld hat eine Fläche von 43,32 m² (7,60 m × 5,70 m). Um die Ziellast zu erreichen, musste demnach eine Gesamtkraft von über 440 kN hydraulisch erzeugt und über die Widerlagerkonstruktion zurück in das Gebäude abgetragen werden. Diese Belastung wurde auf insgesamt acht Lasteinleitungspunkte F1 bis F8 verteilt.

Während der experimentellen Traglastuntersuchung der Decke über dem 2. Obergeschoss wurden die Durchbiegungen durch 13 induktive Wegaufnehmer (IWA 1 bis 13) ermittelt, vgl. Bild 8. Die während der stufenweisen Belastung der Decke über dem 2. Obergeschoss ermittelten Verformungen sind auszugsweise in Bild 11 grafisch im Last-Verformungs-Diagramm dargestellt.

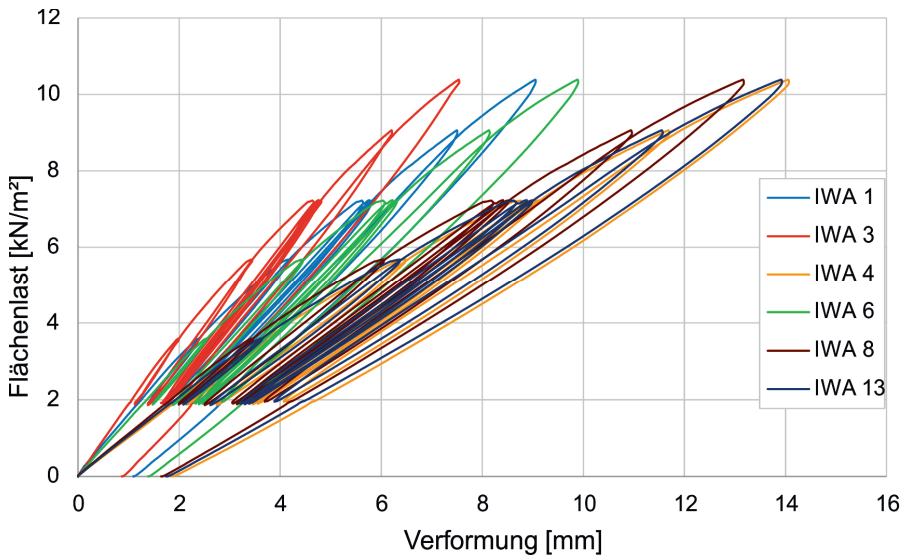


Bild 11 Flächenlast-Verformungs-Diagramm der Decke PB 4

Die maximalen Verformungen wurden erwartungsgemäß im mittleren Bereich des Deckenfeldes gemessen. Während der höchsten Belastungsstufe (10,2 kN/m²) betrug die maximale ermittelte Durchbiegung 14,1 mm (IWA 4). Dieser Wert ist kleiner als der zulässige Grenzwert w_{zul} von 22,8 mm für diese Deckenplatte, Gl. (3).

$$w_{zul} \leq \frac{l}{250} = \frac{5,70 \text{ m}}{250} = 22,8 \text{ mm} \quad (3)$$

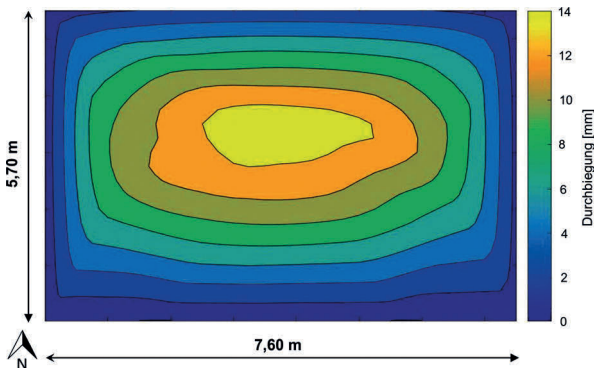


Bild 12 Interpolation der Messwerte unter der Ziellast von $10,2 \text{ kN/m}^2$

Zur Verdeutlichung der gemessenen Durchbiegungen wurde eine Interpolation der Verformungen unter Ziellast ($10,2 \text{ kN/m}^2$) durchgeführt. Diese ist in Bild 12 grafisch dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass sich die Geschossdecke asymmetrisch verformt. Dies resultiert aus den unterschiedlichen baulichen Lagerungsbedingungen der Decke. Die massive Außenwand bildet das südliche Auflager (unterer Plattenrand in Bild 12) und im Norden liegt die Decke auf einem Unterzug auf, welcher nur an den Eckbereichen durch Pfeiler gestützt wird. Dadurch liegt das Maximum der Durchbiegung ausmittig im nördlichen Deckenbereich.

Bei der stufenweisen Belastung wurde während der Haltezeiten die Decke auf mögliche Risse oder Beschädigungen infolge des Lasteintrags untersucht. Dabei wurden ausschließlich feine Risse mit Breiten von 1–2 mm im vorhandenen Deckenputz festgestellt. Neben der Entstehung der genannten Risse konnten keine Schädigungen der Decke infolge des Lasteintrags verzeichnet werden. Die plastischen Verformungen betragen nach Beendigung der stufenweisen Belastung zwischen 0,81 mm (IWA 12) und 1,85 mm (IWA 4). Die ausreichende Tragfähigkeit des Deckenfelds konnte somit für eine Ziellast von $10,2 \text{ kN/m}^2$ durch eine Probebelastung experimentell nachgewiesen werden.

5.2 Dauerlast

Nachdem die geplante Ziellast von $10,2 \text{ kN/m}^2$ für das Deckenfeld erreicht werden konnte, erfolgte die Dauerbelastung. Die dabei gemessenen Durchbiegungen sind in Bild 13 im Flächenlast-Verformungs-Diagramm und in Bild 14 im Zeit-Verformungs-Diagramm erneut für ausgewählte Wegaufnehmer dargestellt. Dabei konnte festgestellt werden, dass die Verformungen während der 20-minütigen Dauerlast (0,5-fache Gebrauchslast) nicht oder nur in einem vernachlässigbar kleinen Maß zunehmen. Es wurden maximale Durchbiegungen in Höhe von 4,41 mm an der Messstelle des IWA 4 erfasst, die geringsten Verformungen wurden an den Messstellen der IWA 12 (2,03 mm) und 3 (2,33 mm) gemessen.

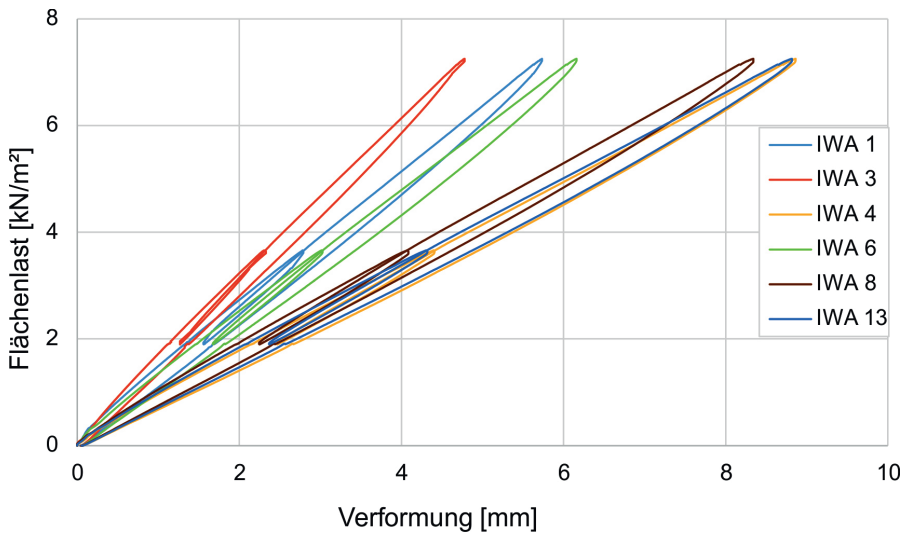


Bild 13 Flächenlast-Verformungs-Diagramm der Decke PB 4 unter Dauerlast

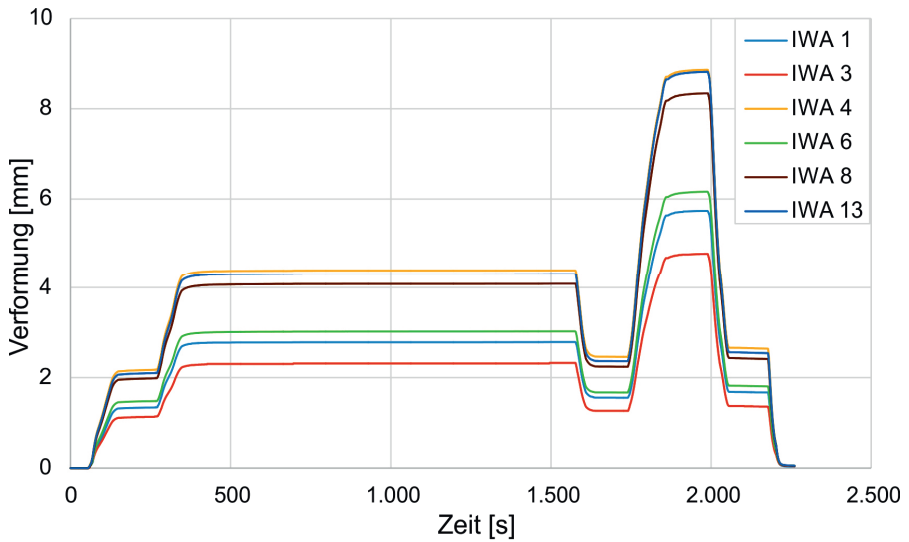


Bild 14 Zeit-Verformungs-Diagramm der Decke PB 4 unter Dauerlast

Bei der Beanspruchung der Decke über dem 2. Obergeschoss mit einer Dauerlast wurden ausschließlich geringe Rissbreiten von bis zu 1 mm festgestellt. Ein Risswachstum konnte nicht beobachtet werden. Die Risse schlossen sich bei Entlastung auf das Vorlastniveau

nahezu vollständig. Sonstige Schädigungen der Decke infolge des Lasteintrags wurden nicht festgestellt. Nach Beendigung der Dauerlast wurde ein letztes Mal die 1-fache Gebrauchslast für eine Dauer von 2 min angefahren. Hierbei wurde die maximale Verformung in Höhe von 8,86 mm an der Messstelle des IWA 4 erfasst. Die geringsten Verformungen wurden an den Messstellen von IWA 12 (4,17 mm) und IWA 3 (4,78 mm) gemessen.

Im Zeit-Verformungs-Diagramm in Bild 14 ist deutlich zu erkennen, dass alle Wegaufnehmer bei vollständiger Entlastung der Decke auf ihren Nullwert zurückgehen. Das bedeutet, dass infolge Dauerlast keine bleibenden plastischen Verformungen in die Decke eingetragenen wurden. Die Gebrauchstauglichkeit der Decke konnte somit nachgewiesen werden.

6 Zusammenfassung

Die Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit der Geschossdecken des Görlitzer Kaufhauses konnten durch Belastungsprüfungen experimentell nachgewiesen werden. Die Prüflastlasten wurden ohne Beeinträchtigung des Tragwerkes in beiden Gebäudebereichen bei allen Deckenfeldern erreicht. Unter Last konnten nur geringe visuell wahrnehmbare Rissbreiten bis 2 mm festgestellt werden. Diese Risse haben sich nach der Entlastung nahezu vollständig geschlossen. Weiterhin konnten keine Beschädigungen oder optische Veränderungen der Decken bzw. angrenzender Bauteile durch den Lasteintrag beobachtet werden. Aufgrund der geringen plastischen Endverformung kann das Verformungsverhalten der Geschossdecken als überwiegend linear elastisch bezeichnet werden.

Nach der Richtlinie für Belastungsversuche an Betonbauwerken [18] dürfen auch gleichartige, nicht durch Belastungsversuche geprüfte Bauwerksteile beurteilt werden, wenn ihre Gleichartigkeit in allen wesentlichen Einzelheiten nachgewiesen werden kann. Im vorliegenden Fall kann von einer Gleichartigkeit ausgegangen und eine Übertragbarkeit der Ergebnisse angenommen werden. Bei den nicht geprüften Deckenfeldern handelt es sich ebenfalls um Steineisendecken (Reformhohlsteindecken) mit gleicher oder kleinerer Stützweite, bei ähnlichen baulichen Randbedingungen.

Die erfolgreich durchgeführten Belastungsversuche an den Geschossdecken sind ein wichtiger Schritt für die baldige Wiedereröffnung des imposanten Jugendstil-Kaufhauses in Görlitz – das letzte erhaltene bauliche Zeugnis der frühen deutschen Warenhausarchitektur.

Literatur

- [1] Eröffnung des „Kaufhauses zum Strauß“. Niederschlesische Zeitung Nr. 230, 1.10.1913
- [2] Nathan, C.: Ein Hauch von Lafayette. *Monumente* (1994) 3/4, S. 18–21
- [3] Bednarek, A.; Treppe, H.-J.: *Historisches Warenhaus Karstadt Görlitz*. Regensburg: Schnell & Steiner, 1996
- [4] Bednarek, A.: Das Görlitzer Warenhaus. Vorbilder und Bedeutung eines Architekturdenkmals. *Görlitzer Magazin* (1988), S. 32
- [5] *Acta des Magistrates zu Görlitz*. Grundstück 419 (Demianiplatz 11–13), Band I, Blätter 179 und 187, Ratsarchiv Görlitz

- [6] Wikipediaeintrag zum Görlitzer Warenhaus:
www.wikipedia.org/wiki/Görlitzer_Warenhaus (geprüft am 18.12.2018)
- [7] Junghänel, F.: Die Kulissenstadt. Berliner Zeitung vom 25./26.1.2014
- [8] Bednarek, A.: Das Görlitzer „Kaufhaus zum Strauß“ – ein Kapitel deutscher Warenhausgeschichte. In: Großmann, G. U.; de Vries, D. J.; Fleckmann, K.; Klein, U. (Hrsg.): Hausbau in Görlitz, in der Lausitz und in Böhmen, Jahrbuch für Hausforschung, Bd. 43, Marburg: Jonas, 1995, S. 93–102
- [9] Boetel, H. J.: Konsumtempel in neuem Glanz. Bausubstanz (1992) 9, S. 14–17
- [10] Wenn sich Decken biegen und Bauleute zittern! Jugendstilkaufhaus Görlitz besteht erste Bewährungsprobe. Bericht über die Deckenbelastung im Görlitzer Kaufhaus – online unter: www.mdr.de/sachsen/bautzen/goerlitz-jugendstil-kaufhaus-stoecker-sanierung-deckenbelastung-100.html (geprüft am 18.12.2018)
- [11] Curbach, M.; Hampel, T.; Wellner, S.; Mosig, O.: Versuchsbericht und Gutachten über die Belastungsversuche zur experimentellen Bestimmung der Tragsicherheit von Stahlsteindecken im Kaufhaus Stöcker. Institut für Massivbau der TU Dresden, Dresden, 2018, 173 S.
- [12] Fischer, M.: Steineisendecken im Deutschen Reich 1892–1925, Band I bis III. Diss., BTU Cottbus, 2008
- [13] Hampel, T.; Scheerer, S.; Hohensee, J.; Wehner, B.: Beurteilung der Tragfähigkeit von Stahlstein- und Stahlbetondecken für geplante Umnutzung. Untersuchungsbericht, Institut für Massivbau und Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden, Dresden, 2010, 27 S.
- [14] Opitz, H.; Curbach, M.; Hampel, T.; Wellner, S.: Versuchsbericht und Gutachten über die Belastungsversuche zur experimentellen Bestimmung der Tragsicherheit von Stahlsteindecken im Polizeirevier Hoyerswerda. Institut für Massivbau der TU Dresden, Dresden, 2015, 31 S.
- [15] DIN EN 13791:2018-06 – Entwurf: Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen; Deutsche und Englische Fassung prEN 13791:2018.
- [16] DIN EN 1991-1-1 (12.2010) und DIN EN 1991-1-1/NA (12.2010) – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau.
- [17] DIN EN 1992-1:2011-01: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit Nationalem Anhang.
- [18] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Richtlinie Belastungsversuche an Betonbauwerken. Berlin: Beuth, 2000

Bildnachweise

Bilder 1–3, 6 (links), 7	Sabine Wellner
Bild 4	Jörg Rudolph und Oliver Mosig
Bild 5	aus [12], modifiziert
Bilder 6 (rechts), 11–14	Oliver Mosig
Bild 8	Jörg Rudolph und Sabine Wellner

Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden Heft 48

Das 10. Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“ fand am 11. März 2019 an der TU Dresden statt. Im vorliegenden Buch sind die schriftlichen Beiträge zusammengestellt.

Das Symposium wurde mit einem Vortrag über Analogiebetrachtungen und Sicherheitsaspekte bei experimentellen Bauwerksuntersuchungen eröffnet. Zum Thema Messtechnik wurden in diesem Jahr vor allem faseroptische Systeme und deren Anwendung sowie die Möglichkeiten digitaler bildgebender Verfahren diskutiert. Zwei Vortragende stellten Messmethoden vor, die auf Schwingungsanregungen beruhen, einmal zur Bestimmung von Stabkräften und einmal für die Prüfung von Befestigungen. Als Fortsetzung eines Beitrags zum 9. SEUB wurde das Potential von Miniaturproben zur Kennwertermittlung dargelegt.

Berichte über Projekte zur Thematik Bauwerksbeprobung und Monitoring rundeten das Vortragsprogramm ab. Neben einem Beispiel aus dem Hochbau nahmen beim 10. SEUB vor allem Projekte aus dem Brückenbau eine dominierende Rolle ein. Die Spanne reichte von der Anwendung faseroptischer Messmethoden bei 1:1-Versuchen über die realitätsnahe Bestimmung von Ziellastniveaus bis zu In-situ-Tests an Brückenbauwerken.