



**TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
DRESDEN**

**FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN**

Schriftenreihe  
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden  
Heft 43



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

**9. SYMPOSIUM  
EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN  
VON BAUKONSTRUKTIONEN**



**TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
DRESDEN**

---

**FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN**

---

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

**9. SYMPOSIUM  
EXPERIMENTELLE  
UNTERSUCHUNGEN  
VON BAUKONSTRUKTIONEN**

Schriftenreihe  
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden  
Heft 43

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  
Prof. Dr.-Ing. Bernd W. Zastra

Institut für Massivbau  
Technische Universität Dresden

D - 01062 Dresden

Tel.: 49 351 / 4 63-3 65 68

Fax: 49 351 / 4 63-3 72 89

Redaktion: Silke Scheerer  
Korrekturen: Angela Heller  
Gestaltung: Ulrich van Stipriaan  
Titelfoto: Sabine Wellner, bearbeitet von Sven Hofmann

Diese Publikation gibt es auch Open Access auf [www.qucosa.de](http://www.qucosa.de).

Redaktionsschluss: 31. August 2017

Druck: addprint AG · Am Spitzberg 8a · 01728 Bannewitz  
Veröffentlicht: Dresden, 21. September 2017

ISSN 1613-6934

## Inhalt

Vorwort <i>Silke Scheerer, Torsten Hampel</i> .....	5
Willy Gehler als Protagonist der experimentellen Bauwerksuntersuchung <i>Oliver Steinbock</i> .....	7
Das Potenzial thermo-mechanischer Messungen für die Werkstoffcharakterisierung <i>Volker Wetzki, Franziska Pannasch</i> .....	23
Detektierung von Betonschäden an schwer zugänglichen Bauwerken mittels Thermografie <i>Helena Eisenkrein-Kreksch, Florian Bavendiek</i> .....	39
Messtechnische Bewertung des Zustandes des spannungsrissskorrosionsgefährdeten Spannstahles des U-Bahnhofs Poccistraße in München <i>Hermann Weiher, Katrin Runtemund, Christian Glomp</i> .....	49
Baubegleitende Zustandsüberwachung von Brücken <i>Max Käding, Marc Wenner, Steffen Marx</i> .....	63
Messtechnische und teilweise fotooptische Erfassung von Formänderungen an ertüchtigtem und nicht ertüchtigtem Bruchsteinmauerwerk unter Labor- und Praxisbedingungen <i>Sabine Koch, Axel Dominik, Jessica Klinkner, Clara-Maria Nocker, Domenika Baroness von Kruedener, Pascale Dominik</i> .....	75
Untersuchungen im Rahmen der geplanten Ertüchtigung zweier Pfeiler des St.-Marien-Doms Zwickau <i>Michael Kühn, Peter Schöps</i> .....	93
Bewertung der Restlebensdauer von Spannbetonbrücken durch Koppelfugenmonitoring an Praxisbeispielen <i>Dirk Sperling, Hauke Schmidt</i> .....	113
Ludwig-Erhard-Anlage Frankfurt a. M. – Belastungsversuche zum Nachweis der Tragfähigkeit historischer Rippendecken <i>Peter Braun, Gunter Hahn, Gerd Kappahn, Edyta Wünsch</i> .....	123
Durchführung von Belastungsversuchen an einbetonierten Ankerschienen in Spannbetonbindern <i>Marco Tschötschel, Bente Ebsen</i> .....	135
Der Löwenhof in Dortmund – Experimentelle Statik zum Erhalt historischer Eisenbetondecken <i>Martin Gersiek, Marc Gutermann, Friedhelm Löschmann, Marcus Patrias</i> .....	143

Sportstätten mit weitgespannten Hallendächern – Sicherstellung der Tragfähigkeit unter Schneelast durch bauwerksdiagnostische Untersuchungen, Nachrechnung, Belastungsuntersuchung und Monitoring <i>Robert Herold, Elke Reuschel, Peter Bauer</i> .....	157
Belastungsversuche an einer historischen Eisenbahn-Gewölbebrücke <i>Gregor Schacht, Jens Piehler, Erik Meichsner, Steffen Marx</i> .....	169
Erweiterte Strukturabbildung von Brücken mit adaptiven mathematischen Modellen zur Lösung aktueller noch ungelöster Probleme <i>Klaus Brandes, Petra Kubowitz, Werner Daum, Detlef Hofmann, Frank Basedau</i> .....	183
Messtechnische Bewertung der dynamischen Tragfähigkeitsreserven eines Probenbühnenbodens der Semperoper Dresden <i>Tino Kühn, Marcus Hering, Heiko Wachtel, Sabine Wellner</i> .....	189
Untersuchungen des Otto-Mohr-Laboratoriums an historischer Bausubstanz in und um Dresden <i>Sabine Wellner, Silke Scheerer, Torsten Hampel</i> .....	207
Übersicht KID-Hefte .....	215

## Der Löwenhof in Dortmund – Experimentelle Statik zum Erhalt historischer Eisenbetondecken

Martin Gersiek<sup>1</sup>, Marc Gutermann<sup>2</sup>, Friedhelm Löschmann<sup>3</sup>, Marcus Patrias<sup>4</sup>

**Zusammenfassung:** Der „Löwenhof“ ist eines der wenigen erhaltenen historischen, nicht sakralen Bauwerke innerhalb des Dortmunder Wallrings. Im Vorfeld einer brandschutztechnischen Ertüchtigung wurde die Deckenkonstruktion stellenweise freigelegt. Der schlechte Zustand des Tragwerks führte zu einer Nachrechnung, die Mängel in der Aufstellungsstatik, der Konstruktion und der Bauausführung offenbarte. Das Gebäude, durch die Volkshochschule Dortmund als Veranstaltungsstätte genutzt, wurde für den Publikumsverkehr gesperrt. Dieser Artikel beschreibt den Weg der Planungsgruppe, der über Bauwerksdiagnostik, Tragwerksplanung und experimentelle Methoden letztendlich zum Erhalt des Bauwerks führt.

**Summary: The Dortmund's "Löwenhof" – Experimental statics for the preservation of historical iron reinforced concrete ceilings.** The "Löwenhof" (Lion's Courtyard) is one of few existing historic buildings in the City of Dortmund. During the planning phase of fire protection rehabilitation measures its structural quality was assessed poor. A recalculation showed faults in its static of 1910, the construction and its workmanship. The building, used as an adult education centre, was closed for the public. This article describes how the project team solved the task to preserve the building using alternative approaches, starting with building diagnostics and ending with structural planning including load testing.

### 1 Einleitung

Der „Löwenhof“ ist ein Hofgebäude in der Innenstadt von Dortmund und wurde in den Jahren 1912/1913 nach Plänen der Architekten Paul Lutter und Hugo Steinbach im Auftrag der Löwenhof Baugesellschaft als Hotel mit Gastronomie errichtet. Es ist das letzte verbliebene große Hofgebäude von denen, die den Dortmunder Wall in der Epoche der Großstadtwerdung säumten. Das Gebäude ist als Baudenkmal in der Denkmalliste der Stadt Dortmund eingetragen. Durch einen Bombentreffer im Mai 1943 brannte das Gebäude aus und wurde später nach den ursprünglichen Plänen wiederaufgebaut. Es beherbergte im Laufe seiner Geschichte u. a. den Firmensitz der Heinrich August Schulte Eisenhandlung und ist heute Sitz der Volkshochschule Dortmund (Bild 1).

Im Jahre 2015 wurden im Zuge von Planungsleistungen zum Brandschutz Mängel bei der Eisenbetonkonstruktion aus dem Jahre 1912 festgestellt. Eine Nachrechnung durch den Tragwerksplaner offenbarte Fehler in der Aufstellungsstatik [1], der Konstruktion und der Bau-

---

1 Dr.-Ing., HEG Beratende Ingenieure, Dortmund

2 Prof. Dr.-Ing., Institut für Experimentelle Statik, Hochschule Bremen

3 Dipl.-Ing., Löschmann + Partner Beratende Ingenieure PartG mbB, Dortmund

4 Dipl.-Ing. Architekt BDA, Dortmund



Bild 1: Ansicht Löwenhof

Foto: Marc Gutermann

ausführung. Die Berechnungen ergaben keine ausreichende Tragsicherheit für die Massivdecken und Unterzüge, weder für die gewünschte Nutzung als Schulungsraum ( $p = 3,0 \text{ kN/m}^2$ ) noch für die Nutzung als Aufenthaltsraum ( $p = 1,5 \text{ kN/m}^2$ ). Das Gebäude wurde für den Publikumsverkehr gesperrt. Es wurden verschiedene Sanierungskonzepte skizziert (Tabelle 1):

- ein totaler Rückbau und Wiederaufbau bis auf die Fassade,
- Ersatzmaßnahmen in Stahlbau, wie Armierungen an sämtlichen Unterzügen in Stahl, sowie das Aufbringen von neuen Stahlbetondecken.

Es drängte sich jedoch die Frage auf, ob diese sehr kostspieligen Maßnahmen überhaupt erforderlich sind, da das Gebäude seit über 100 Jahren in Nutzung ist, ohne nur einen erkennbaren Hinweis auf eine konkrete Gefahr. Als Alternative wurde daher ein experimenteller Tragsicherheitsnachweis in Erwägung gezogen, der oft wesentlich bessere Ergebnisse erzielt als rein rechnerische Nachweiskonzepte [2].

Tabelle 1: Konzepte zum Nachweis der Standsicherheit

Grafik/Fotos: Marcus Patrias

<b>Analyse des Bestands</b> Gezielte Maßnahmen zum Erhalt des Gebäudes	<b>Komplettentkernung</b> Rettung der Fassade	<b>Komplettabriss</b> Neubau
		
<b>Investitionskosten</b>		
100 %	390 %	350 %
<b>Zeitfaktor</b>		
<b>2016 2017 2018 2019</b>	<b>2016 2017 2018 2019</b>	<b>2016 2017 2018 2019</b>
		
~2,5 Jahre	~4 Jahre	~3,5 Jahre
<b>Kulturelle Bedeutung</b>		
Erhaltung eines Identität stiftenden historischen Bauwerks	Die Fassade eines Identität stiftenden historischen Bau- werks bleibt erhalten.	Unwiederbringlicher Verlust von städtebaulicher Kultur

## 2 Lösungskonzept

### 2.1 Steuerungsgruppe

Ziel war es, den „Löwenhof“ als wichtiges historisches Gebäude am Dortmunder Wall im Stadtbild zu erhalten und gleichermaßen die wirtschaftlichste Lösung zu finden. Hierzu wurde eine Steuerungsgruppe eingesetzt, die bestehend aus Bauherrenvertretern, Architekten, Ingenieuren und Sondergutachtern den Planungsablauf in einem Flussdiagramm vorab definierte (Bild 2).

### 2.2 Datenerhebung

Da die Betonfestigkeiten, die Bewehrungsmenge und -führung sowie die Geometrien der Massivbauteile stark streuten (Tabelle 1), wurde das Ingenieurbüro für Betontechnologie und Bauwerksuntersuchung, H. V. Finette + A. Schönborn, Köln, hinzugezogen, um die benötigten Kennwerte an den Decken und Unterzügen zu ermitteln [3].

Auf der Grundlage der aufgenommenen Parameter berechnete das Ingenieurbüro HEG Ausnutzungsgrade der insgesamt 88 Deckenfelder unter Annahme einer Verkehrslast  $p_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$  [4]. Die Ergebnisse streuten zwischen  $0,37 \leq \eta \leq 1,46$  (Bilder 3 und 4) und lagen damit bereits bei charakteristischen Lasten deutlich unter  $\eta < 1,0$  ( $\eta = E_k/R_d$ ).

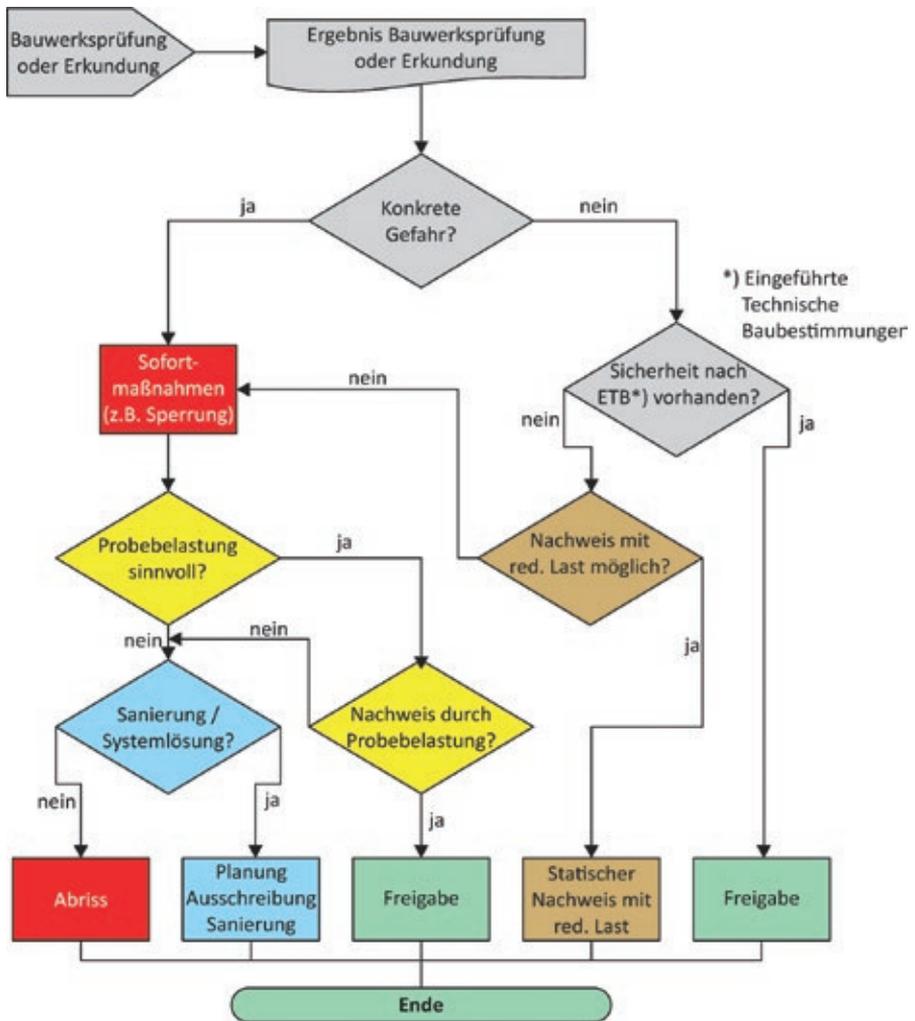


Bild 2: Flussdiagramm zur Beurteilung der Tragfähigkeit

Grafik: Marcus Patrias

### 3 Auswahl der Versuchsorte

Mit den Ergebnissen der Voruntersuchungen wurden aus der Grundgesamtheit die maßgebenden Bereiche ausgewählt, d. h. die Decken mit den kleinsten Ausnutzungsgraden  $\eta$ . Es konnten 5 der insgesamt 88 Deckenfelder für Belastungsversuche identifiziert werden

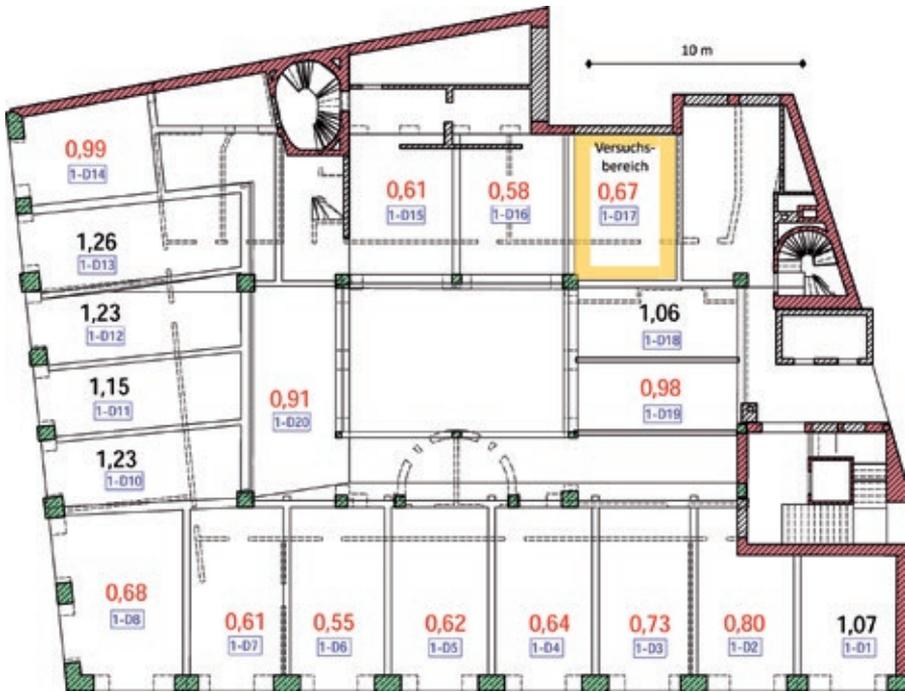


Bild 3: Grundriss 1. OG und Ausnutzungsgrade  $\eta$  der Decke über 1. OG Zeichnung: aus [4]

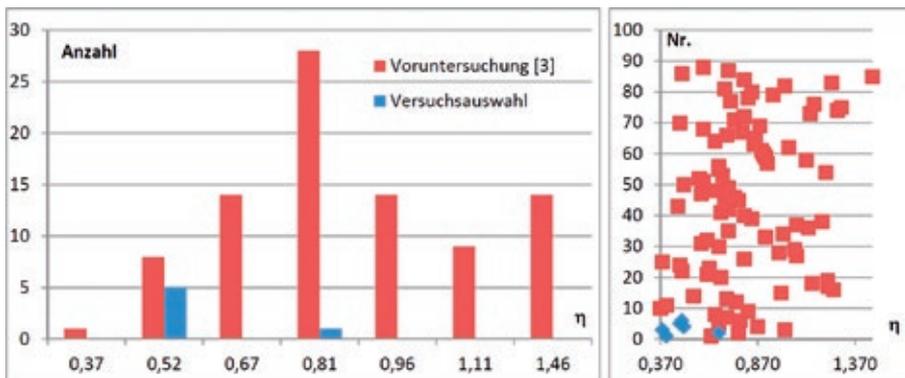


Bild 4: Berechnete Deckenausnutzungsgrade ( $\eta = E_k/R_d$ ) anhand der Voruntersuchungen Grafik: Marc Gutermann

(Tabelle 2), die übereinanderlagen und alle einen kleineren Ausnutzungsgrad als den Mittelwert  $\eta_M = 0,81$  aller vorab untersuchten Decken auswiesen (Bild 3, gelb markiert). Es handelte sich bei allen Deckenkonstruktionen um 1-Feld-Systeme ohne Durchlaufwirkung, so dass keine Stützmomente nachgewiesen werden mussten.

Tabelle 2: Deckenaufbau der getesteten Decken, aufgenommen durch Bohrkern [3]

Ort	Ausnutzungsgrad $\eta$	Deckenaufbau in [mm]				
		Beton	Leichtbeton	Estrich	$\Sigma$ Aufbau	$\Sigma$ Beton + Aufbau
4. OG (4-D17)	0,48	124	50	23	73	197
3. OG (3-D17)	0,47	138	49	27	76	214
2. OG (2-D17)	0,49	123	60	16	76	199
1. OG (1-D17)	0,67	160	25	15	40	200
EG (E-D17)	0,40	140	30	25 <sup>1)</sup>	55	195
*) Gussasphalt						

Mit dieser Stichprobe wurden 4 einachsig gespannte Decken (Decke über 1. bis 4. OG) und eine zweiachsig gespannte Decke (Decke über EG) getestet. Aufgrund der umfangreichen Voruntersuchungen war die gewählte Stichprobe ausreichend, um die Ergebnisse auf alle weiteren Decken direkt übertragen zu können, ohne weitere Berechnungen oder Nachweise führen zu müssen. Das Verfahren wurde vom Prüfenieur begleitet und freigegeben.

### 3 Versuchstechnik

#### 3.1 Belastungstechnik

Die Erzeugung der Versuchslasten erfolgte geregelt mit hydraulischen Pressen in mobilen Belastungsrahmen, die rückverankert werden mussten. Die Rahmen wurden im 1. OG aufgebaut und an den Unterzügen mittels Traversen oder durch eine Stützkonstruktion rückverankert (Bilder 5 und 6). Dazu wurden Löcher durch die Decken gebohrt und Stahltraversen unterhalb der Unterzüge mit Zugstangen verbunden. Zusätzlich wurden die Unterzüge gegen die darüberliegende Etage durchgesteift. Es wurde bei der Planung des Versuchsaufbaus auf denkmalgeschützte Bereiche (Solnhofener Platten) Rücksicht genommen.

##### 3.1.1 Versuchslasten

Die gewünschten Nutzlasten  $p_k$  und damit (Teil-)Ziele für die Versuche waren:

- Schulraum:  $p_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$
- Büroraum:  $p_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$
- Aufenthaltsraum:  $p_k = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- Trennwandzuschlag:  $p_k = 1,50 \text{ kN/m}^2$  (zzgl. zu den Nutzlasten)



Bild 5: Belastungsrahmen mit Hydraulikpresse und Zugstangen

Foto: Marc Gutermann

Aus den maßgebenden Lastbildern ergaben sich maximale Beanspruchungen (z. B. Querkräfte und Biegemomente), die im Versuch durch ein äquivalentes Lastbild (Einzellasten) nachgebildet wurden. Das Eigengewicht  $g_1$  der Deckentragwerke musste bei der Versuchslastermittlung nicht berücksichtigt werden, da es bereits wirkte [5]. Die geplanten Ausbaulasten  $g_2$  wurden dagegen mit den vorgesehenen Teilsicherheitsbeiwerten berücksichtigt.

- $g_1$  (Massivdecke, Rohdicke  $d_o \sim 13,0$  cm, Tab. 2) = 3,1 kN/m<sup>2</sup>

Die Gebrauchslast ext  $F_0$  und die Versuchszielast ext  $F_{Ziel} \leq 400$  kN wurden mit Ansätzen aus der Richtlinie für Belastungsversuche [5] für mehrere Nutzungslastniveaus ermittelt (Tabellen 3 und 4), da es aufgrund der schlechten Ergebnisse der Voruntersuchungen völlig unklar war, welche Tragsicherheiten tatsächlich nachweisbar sein würden.

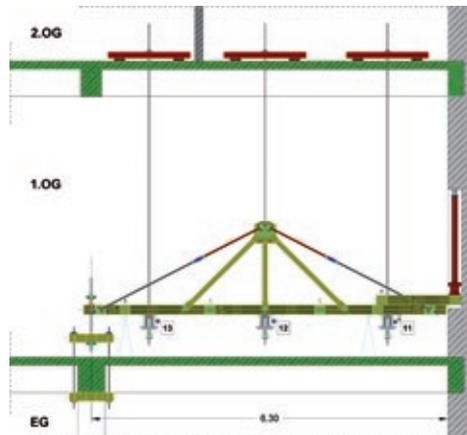


Bild 6: Belastungsrahmen mit Rückverankerung, Zugstangen und Lastverteilung

Grafik: Dennis Kahl

Tabelle 3: Versuchslasten für verschiedene Verkehrslasten – Decke über EG ( $A = 48 \text{ m}^2$ )

Verkehrslast $p_k$	[kN/m <sup>2</sup> ]	2,0	3,0	1,5	3,5	2,0	3,0
Trennwandzuschlag	[kN/m <sup>2</sup> ]	–	–	1,5	–	1,5	1,5
Gebrauchslast ext $F_Q$	[kN]	<b>110</b>	<b>160</b>	<b>190</b>	<b>240</b>	<b>240</b>	<b>240</b>
Versuchsziellast ext $F_{Ziel}$	[kN]	<b>180</b>	<b>270</b>	<b>310</b>	<b>310</b>	<b>400</b>	<b>400</b>

Tabelle 4: Versuchslasten für verschiedene Verkehrslasten – Decke über OG ( $A = 33,7 \text{ m}^2$ )

Verkehrslast $p_k$	[kN/m <sup>2</sup> ]	2,0	3,0	1,5	3,5	2,0	3,0
Trennwandzuschlag	[kN/m <sup>2</sup> ]	–	–	1,5	–	1,5	1,5
Gebrauchslast ext $F_Q$	[kN]	<b>80</b>	<b>120</b>	<b>130</b>	<b>130</b>	<b>170</b>	<b>170</b>
Versuchsziellast ext $F_{Ziel}$	[kN]	<b>130</b>	<b>190</b>	<b>220</b>	<b>220</b>	<b>280</b>	<b>280</b>

### 3.1.2 Belastungsprogramm

Die Versuchslasten wurden im Kräftekreislauf durch mobiles Belastungsgerät aufgebracht (Bild 6). Da die Position der Belastungsrahmen und damit die Lasteinleitung an die örtlichen Gegebenheiten angepasst werden mussten, wurden die Lastniveaus entsprechend angeglichen. Dabei wurden einzelne Schnittgrößen (Biegemomente) um bis zu 20 % überfahren.

Die Laststeuerung erfolgte einheitlich nach folgendem Schema, Zwischenlaststufen wurden nach Bedarf bzw. Verlauf der Messungen eingefügt:

1. 0 | Gebrauchslast | 0 | Gebrauchslast | 0 | Versuchsziellast | 0 | Gebrauchslast | 0
2. Zeitstandversuch (Gebrauchslastniveau)

## 3.2 Messtechnik

Die messtechnische Ausstattung der Bauteile erfolgte so, dass alle notwendigen Informationen gewonnen werden konnten (z. B. Dehnungen, Durchbiegung und Verschiebungen). Es wurden zusätzliche Sensoren eingesetzt, um Annahmen für Berechnungsmodelle zu stützen sowie das Tragverhalten der Flurwände zu analysieren. Zur Messwertverarbeitung mit Messraten von  $\geq 20 \text{ Hz}$  diente Messverstärker QuantumX und ein PC zur simultanen grafischen Darstellung und Speicherung. Die folgende Sensorik wurde verwendet.

### 3.2.1 Kraftmessung

Zur Kraftmessung kamen max. 6 Kraftmessdosen mit einem Messbereich bis 500 kN und einer Anzeigegenauigkeit von  $\pm 2 \text{ kN}$  zum Einsatz.

### 3.2.2 Wegmessung (Durchbiegungen und Verschiebungen)

Die Vertikalverformung der Massivdecke wurde durch induktive Wegaufnehmer WT 10 relativ zu den Unterzügen bestimmt (Messbereich von  $\pm 10$  mm, reproduzierbare Auflösung unter Baustellenbedingungen ca. 0,01 mm; Bild 7, Pos. 2).

Die relative Horizontalverformung der Unterzüge wurde durch induktive Wegaufnehmer WT 5 gemessen (Messbereich von  $\pm 5$  mm, reproduzierbare Auflösung unter Baustellenbedingungen ca. 0,01 mm).

Die im Feld stehenden Wände wurden mit den gleichen Sensoren ausgestattet, um festzustellen, ob sie der Deckenverformung folgen oder nicht.

### 3.2.3 Integrale Dehnungsmessungen

An der Deckenunterseite in Feldmitte und über den Unterzügen wurden Dehnungen mit induktiven Wegaufnehmern WT 5 integral gemessen. Durch die Wegänderungen  $\Delta l$  konnte über die Beziehung  $\varepsilon = \Delta l / l$ , bei bekannter Basislänge  $l$ , eine integrierte Dehnung  $\varepsilon$  errechnet werden. Die Sensorik kam bei den im Feld stehenden Mauerwerkswänden zum Einsatz um festzustellen, ob sich bei großen Deckenverformungen ein Druckgewölbe ausbildet (Bild 7, Pos. 1).

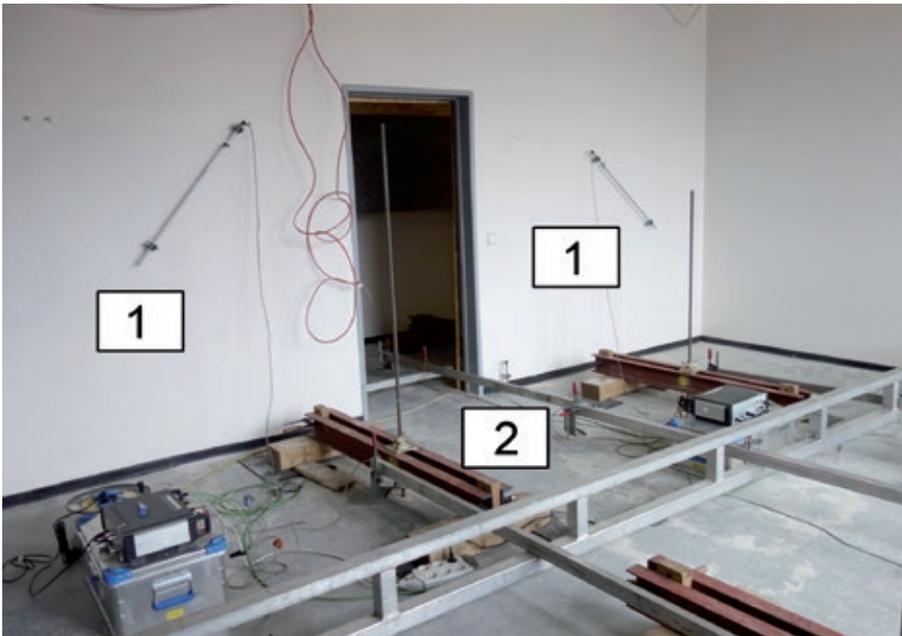


Bild 7: Lastverteilung und Messtechnik

Foto: Marc Gutermann

### 3.2.4 Umweltbedingungen

Die Umweltbedingungen wurden ebenfalls bestimmt und in die Messprotokolle aufgenommen (Temperatur etwa 16 °C; relative Luftfeuchte etwa 48 %).

## 4 Messergebnisse

### 4.1 Messwertanalyse

Während der Versuche wurden die maßgebenden Bauteilreaktionen in Abhängigkeit der Versuchslast grafisch auf dem Monitor dargestellt und zeitgleich nach den folgenden Abbruchkriterien analysiert:

- Reproduzierbarkeit (gleiche Bauwerksreaktion bei wiederholter Belastung),
- Reversibilität (keine bzw. geringe bleibende Verformung),
- Grenzwertkriterien (Einzelmesswerte: Rissweiten, Durchbiegung, Schubverformungen, ...).

### 4.2 Globales Tragverhalten

Aus den Kraft-Reaktionskurven ließ sich entnehmen, dass die Massivdecken ein annähernd lineares Last-Durchbiegungsverhalten bis zur Gebrauchslast aufwiesen. Ausgeprägte nicht-lineare Verformungen traten nur vereinzelt auf (Decke über 2. OG) und dann oberhalb der Gebrauchslast. Verbleibende Verformungen sind hauptsächlich auf Umlagerungen im System nach der Erstbelastung zurückzuführen. Wiederholungsmessungen zeigten jedoch einen reproduzierbaren und reversiblen Kurvenverlauf. Biegerisse konnten visuell nicht identifiziert werden.

#### 4.2.1 Durchbiegungen

Die Durchbiegungen  $f_Q$  unter Gebrauchslast blieben in Relation zur Deckenstützweite  $l_s$  unter dem Gebrauchstauglichkeitskriterium  $f_Q < l_s/1000$  (Tabellen 5 und 6):

- OG:  $1,28 \text{ mm} \leq f_Q \leq 1,90 \text{ mm}$  mit  $f_{Q,zul} < l_s/1000$  ( $5,05 \text{ mm} \leq l_s/1000 \leq 5,24 \text{ mm}$ )
- EG:  $f_Q \leq 3,91 \text{ mm}$  mit  $f_{Q,zul} = l_s/1000 = 6,43 \text{ mm}$  (kurze Stützweite)

Tabelle 5: Maximale Durchbiegungen der Decken über EG (Feldmitte)

Nutzlast $p_k$	[kN/m <sup>2</sup> ]	2,0	3,0	1,5	3,5	2,0	3,0
Trennwandzuschlag	[kN/m <sup>2</sup> ]	–	–	1,5	–	1,5	1,5
EG Gebrauchslast ext $F_Q$	[kN]	110	160		190		240
Zugehörige Verformung $f_Q$	[mm]	1,38	2,36		2,86		3,91
EG Versuchsziellast ext $F_{Ziel}$	[kN]	180	270		310		430
Zugehörige Verformung $f_{Ziel}$	[mm]	2,70	4,58		4,76		7,81

Tabelle 6: Maximale Durchbiegungen der Decken über OG (Feldmitte)

Ort Decke über ...	Nutzlast $p_k$ Trennwandzuschlag	[kN/m <sup>2</sup> ]	2,0	3,0	1,5	3,5	2,0	3,0
			–	–	1,5	–	1,5	1,5
	Gebrauchslast ext $F_O$	[kN]	80	120		130		170
4. OG	Zugehörige Verformung $f_O$	[mm]	0,69	1,00		1,17		1,56
3. OG			0,65	1,05		1,23		1,77
2. OG			0,67	1,14		1,27		1,90
1. OG			0,54	0,86		0,93		1,28
	Versuchsziellast ext $F_{Ziel}$	[kN]	130	190		220		280
4. OG	Zugehörige Verformung $f_{Ziel}$	[mm]	1,17	1,80		2,10		3,00
3. OG			1,23	2,03		2,51		3,29
2. OG			1,27	2,50		2,68		3,80
1. OG			0,93	1,53		1,85		3,17

#### 4.2.2 Mittragende Wirkung des Deckenaufbaus

Die Voruntersuchungen hatten durchweg schlechte Ergebnisse für die Tragsicherheiten ergeben. Sofern beim Belastungsversuch bessere Ergebnisse erzielt werden, musste vermutet werden, dass der Aufbau aus Leichtbeton sich am Lastabtrag beteiligt. Daher wurden die Betondehnungen in Feldmitte an 1 bis 2 Stellen integral gemessen und mit theoretischen Werten verglichen, die ohne und mit Verbund des Aufbaus bei Gebrauchslast entstehen könnten. Aus dem Vergleich (Tabelle 7) lässt sich ablesen, dass sich der Deckenaufbau am Lastabtrag beteiligt hat. Die gemessenen Biegedehnungen liegen oberhalb des Wertes, wenn der komplette Aufbau als mittragend angesetzt wurde, und unterhalb des Wertes, wenn nur der Konstruktionsbeton Lasten abträgt.

Tabelle 7: Gegenüberstellung theoretischer und gemessener Betondehnungen in Feldmitte

Ort Decke über ...	Dehnung [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ] bei $F_0 = 130 \text{ kN}$			
	nur Beton	berechnet		gemessen
		ohne Verbund	mit Verbund	
4. OG	158	119	62	61
3. OG	127	100	54	67 / 100
2. OG	162	116	62	95 / 68

Ein weiterer Einfluss wurde durch gemessene Biegedehnungen über den Unterzügen identifiziert. Die Randbedingungen müssten nach den theoretischen Annahmen hier frei drehbar sein. Tatsächlich ließ sich durch Messungen bei einzelnen Feldern ebenfalls eine geringe Durchlaufwirkung feststellen.

#### 4.2.3 Zusatzbelastung aus den Flurwänden

Einige Flurwände waren mit denkmalgeschützten Solnhofener Platten verkleidet. Diese verblieben daher unangetastet in den Versuchsfeldern und wurden auf der sicheren Seite liegend nicht bei der Versuchslastermittlung berücksichtigt. Mit Messtechnik (s. o.) wurde überprüft, ob die Wände bei verformter Decke als Last anzusetzen sind oder sich die Wände über ein Druckgewölbe selbst tragen. Aus den Kraft-Reaktions-Kurven ließ sich entnehmen, dass sich die gemauerten Wände (Decke über 1.–3. OG) während der Versuche von der Decke lösten, so dass hier anschließend Risse erkennbar waren. Die Stauchungssensoren bestätigten die Ausbildung eines Druckgewölbes durch Anzeige geringer Stauchungen. Es war also richtig, die Wände nicht als Zusatzbelastung zu berücksichtigen.

### 4.3 Schlussfolgerung

Die Tragreserven, die offenbar im statischen System (Durchlaufwirkung), im Bauteilwiderstand (mittragender Aufbau) und im Bemessungsmodell (Zugspannungen im Beton) vorhanden waren, waren so groß, dass die Lasten bei allen Versuchen ohne Erreichen eines Grenzwertkriteriums bis zur Versuchsziellast  $F_{\text{max}} \leq 430 \text{ kN}$  gesteigert werden konnten. Die Massivdecken wurden daher als gebrauchstauglich und tragsicher für die gewünschte Nutzlast  $p_k = 3,0 \text{ kN zgl. Trennwandzuschlag}$  eingestuft.

## 5 Zusammenfassung und Ausblick

Im Zuge von Baumaßnahmen wurden beim Dortmunder „Löwenhof“ Mängel bei Massivdecken und Unterzügen festgestellt. Eine erste Bewertung der Tragsicherheiten ergab keine ausreichende Tragsicherheit für die Eisenbetonkonstruktion aus dem Jahre 1912, weder für die gewünschte Nutzung als Schulungsraum ( $p_k = 3,0 \text{ kN}/\text{m}^2$ ) noch für die Nutzung als Aufenthaltsraum ( $p_k = 1,5 \text{ kN}/\text{m}^2$ ). Als Alternative wurde ein experimenteller Tragsicherheitsnach-

weis in Erwägung gezogen. Da die Betonfestigkeiten, die Bewehrungsmenge und -führung sowie die Geometrien stark streuten, wurden durch das Ingenieurbüro für Betontechnologie und Bauwerksuntersuchung, H. V. Finette + A. Schönborn, umfangreiche Voruntersuchungen durchgeführt, um die benötigten Kennwerte an den Decken zu ermitteln.

Das Büro HEG Beratende Ingenieure GmbH, Dortmund, berechnete anschließend Ausnutzungsgrade  $\eta$  für jede der 88 Decken unter Annahme einer Verkehrslast  $p_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$ . Die Ergebnisse streuten zwischen  $0,37 \leq \eta \leq 1,46$  und lagen bereits bei charakteristischen Lasten deutlich unter  $\eta < 1,0$ . Auf dieser Grundlage wurden der experimentelle Tragsicherheitsnachweis geplant und 5 geeignete Deckenfelder ausgesucht, die einen möglichst kleinen Tragwerkswiderstand haben und zur Minimierung des Aufwandes übereinanderliegen.

Die Versuche ergaben erstaunlicherweise, dass die Eisenbetondecken für die Belastungen  $p_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$  zzgl. Trennwandzuschlag ( $p_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$ ) gebrauchstauglich sind und eine ausreichende Tragsicherheit besitzen. Die Tragreserven der Decken, die offenbar im statischen System (Durchlaufwirkung), im Bauteilwiderstand (mitttragender Aufbau) und im Bemessungsmodell (Zugspannungen im Beton) vorhanden waren, waren ausreichend groß.

Die Unterzüge ließen sich leider nicht durch Belastungsversuche nachweisen, da hier die Auswahl einer Stichprobe unmöglich war: die Schubbereiche wiesen keine nennenswerten Bügelbewehrung auf und die vorhandenen aufgebogenen Eisen waren nicht einheitlich ausgeführt. Sie müssen konventionell verstärkt werden.

### **Danksagung**

Ein herzlicher Dank gilt allen Projektbeteiligten, die mit ihrem Engagement und der konstruktiven Zusammenarbeit wesentlich zum Gelingen der komplexen Aufgabe beigetragen haben.

### **Literatur**

- [1] Special-Geschäft für Beton- und Monierbau: Statische Berechnung der Eisenbetonkonstruktion für den Neubau Löwenhof, HansasträÙe, Dortmund. S. 1–97, aufgestellt am 23.5.1912.
- [2] Gutermann, M.; Schröder, C.: Numerical Discretization of built structures – assumption and reality. Acta Polytechnica CTU Proceedings 7 (2017), pp. 17–21.
- [3] IB Finette & Schönborn: Diverse Untersuchungen zu Deckenaufbau, Bewehrungen und Betonfestigkeiten. Unveröffentlicht, 2016.
- [4] HEG Beratende Ingenieure GmbH, Dortmund: Sicherheitsbeiwerte der Deckenfelder; diverse Grundrisse mit Ausnutzungsgraden. Unveröffentlicht, 11/2016.
- [5] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Richtlinie für Belastungsversuche an Betonbauwerken. Berlin: Beuth, 9/2000.