Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 116 (1998)

Heft: 36

Artikel: Statische Belastungsversuche an Gebäudedecken: Lehrerseminar Unterstrass und Schulhaus Riedtli, Zürich

Autor: Egger, Gottfried

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-79560

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 03.02.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Gottfried Egger, Dübendorf

Statische Belastungsversuche an Gebäudedecken

Lehrerseminar Unterstrass und Schulhaus Riedtli, Zürich

In enger Zusammenarbeit mit den jeweils zuständigen Ingenieurbüros untersuchte die Empa Dübendorf das Tragverhalten von ausgewählten Deckenbereichen in den Schulhaus-Altbauten Riedtli und Unterstrass in der Stadt Zürich. Dabei zeigten statische Belastungsversuche zur Überprüfung der Gebrauchstauglichkeit und ein Bruchversuch zur Ermittlung der Tragsicherheit eine beeindruckende Widerstandsfähigkeit der Deckenfelder.

Im Zuge geplanter Sanierungsarbeiten an den beiden älteren Schulhäusern Riedtli und Unterstrass, beide in der Stadt Zürich, stiessen die jeweils zuständigen Ingenieurbüros auf Deckenkonstruktionen von - für heutige Begriffe - eher ungewöhnlicher Bauweise. So wurden die ums Jahr 1905 herum errichteten, grossflächigen Schulzimmerdecken, wie auch die verschiedenen Korridorbereiche, allgemein durch Stahlträger zuerst in kleinere Plattenfelder unterteilt. Die einzelnen Abschnitte wurden darauf mit speziellen Hourdissteinen sozusagen liegend ausgemauert. Eine im Bericht aufgeführte Situationsskizze (Bild 1) sowie ein ausgewählter Deckenschnitt (Bild 2) vermitteln hierzu einen illustrativen Eindruck. In Bild 3 ist zudem eine aktuelle Untersicht einer unverputzten Decke fotografisch festgehalten.

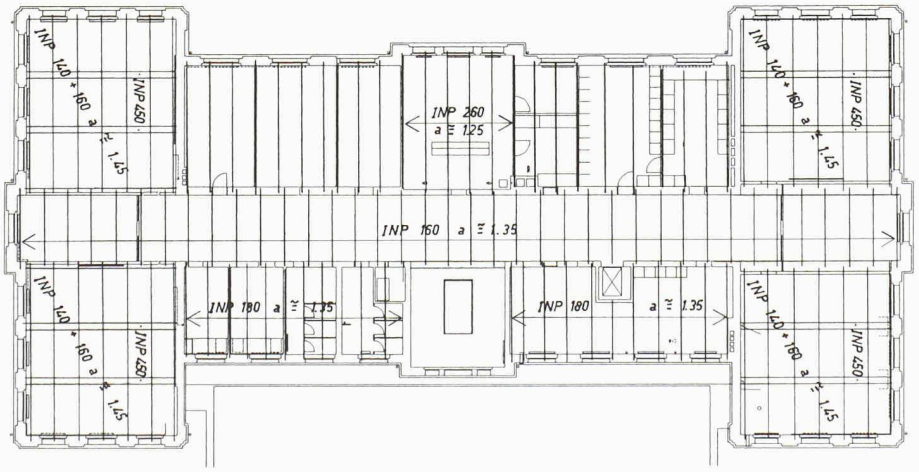
Im Falle des Seminars Unterstrass belief sich die statisch wirksame Konstruktionshöhe auf rund 100 mm bei einem maximalen Abstand der Stahlträger von gegen 1,45 m in der Haupttragrichtung. Die Deckensteine im Ausmass von 120×250×100 mm weisen ähnlich den üblichen Mauersteinen ebenfalls Hohlräume auf. Die Mörtelfugen von 15 bis 25 mm Breite sind im Normalfall sorgfältig und vollständig verfüllt. Damit durch lokale und vertikale Punktlasten nicht einzelne Steine aus dem Verband gedrückt werden, stehen deren Seiten- und Stirnflächen allgemein schief zur Ebene der Decke. Diese geometrischen Gegebenheiten dürften sich auch massgeblich positiv bei der unverzichtbaren Flächen- bzw. Bogentragwirkung der gemauerten Platten bemerkbar machen.

Beim Schulhaus Riedtli belief sich die statisch wirksame Konstruktionshöhe auf etwa 115 mm, wobei aber die Spannweiten zwischen den Stahlträgern bis zu 1,85 m in der Haupttragrichtung erreichten. Die Längen der Plattenfelder betrugen im allgemeinen das rund Zwei- bis Dreifache der vorgenannten Spannweiten. Der Verbund der Deckensteine wurde hier ebenfalls mittels schräg geschnittener Fugen erzielt.

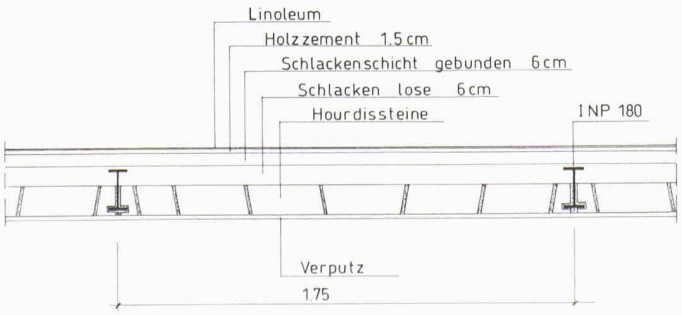
Als der zuständige Sachbearbeiter der Empa zusammen mit einem Vertreter der Bauherrschaft erstmals auf dem nackten, von jeglichen Zusatzschichten befreiten «Mauerwerksboden» in einem Dachraum des Seminars Unterstrass stand, waren die Gefühle doch sehr gemischt. Einerseits war klar, dass der Boden während nahezu hundert Jahren zumindest sein Eigengewicht klaglos ertragen hatte; andererseits aber blieb es doch eher rätselhaft, warum das überhaupt zutraf. Ein klassischer Fall also für Belastungsversuche mit Überraschungspotential, da auch rechnerische Bemühungen seitens der beteiligten Ingenieurbüros nicht weitergeholfen hatten.

Noch vor Ort wurde deshalb beschlossen, ausgewählte Deckenabschnitte über jeweils acht Einzellasten als gedachte Annäherung an eine gleichmässig verteilte Nutzlast zu beanspruchen. Als Obergrenze der hydraulisch aufzubringenden Kräfte sollte das rund 1,8fache der massgebenden Eigen- und Nutzlasten erreicht werden. Zur Kontrolle des Geschehens kam man überein, die mittlere Plattendurchbiegung relativ zur unteren Geschossdecke und in Abhängigkeit zur stufenweise aufgebrachten Belastung zu verfolgen.

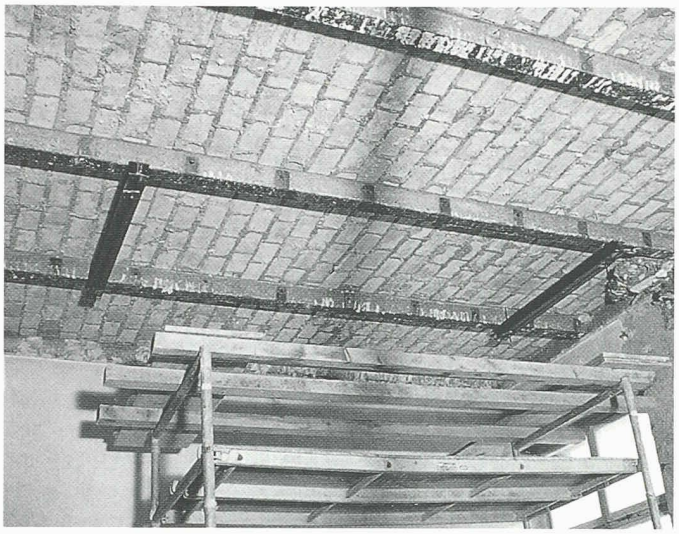
In der Folge wurden im November 1995 beim Seminar Unterstrass in Raummitten, Randfeldern und Korridorbereichen insgesamt sieben Belastungsversuche durchgeführt. Dabei konnte in einem speziell ausgesuchten Fall die Belastung sogar bis zum Durchstanzen der Steindecke (Bruchversuch) gesteigert werden. - Im Schulhaus Riedtli ergab sich im Februar 1996 noch die Gelegenheit für drei weitere Belastungsversuche in Schulzimmer- und Gangbereichen.



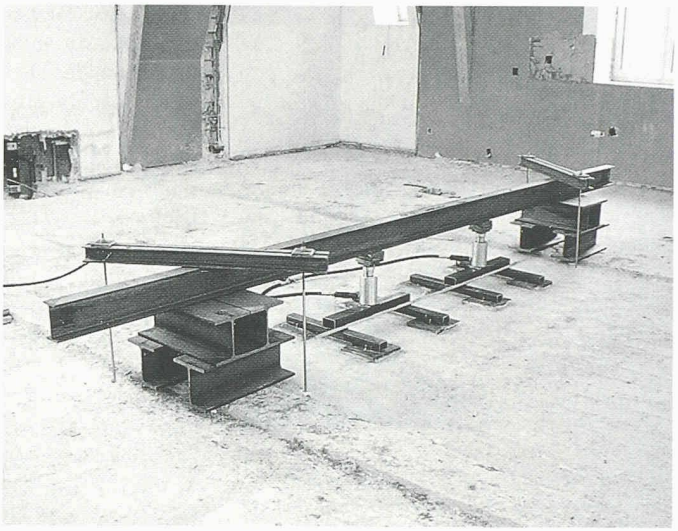
1
Beispiel Deckeneinteilung im 2. OG des Seminars Unterstrass



2
Typischer Deckenschnitt (Schulhaus Riedtli)



3
Seminar Unterstrass: Untersicht der mit speziellen Hourdissteinen liegend ausgemauerten Deckenfelder im Ausmass von 1,34 m Breite und 4,70 m Länge. In der Bildmitte befinden sich noch die rückverankernden Stahltraversen der Belastungseinrichtung



4
Seminar Unterstrass: Belastungseinrichtung mit hydraulischen Zylindern und lastverteilenden Sekundärträgern sowie den Stahlplatten mit Gips- oder Filzunterlage je nach vorhandener Bodenunebenheit. Der Abstand der Lastpunkte beträgt 0,45 m in der Quer- und 0,50 m in der Längsrichtung

Statische Belastungsversuche

Bild 4 zeigt die eingesetzte Belastungseinrichtung im Detail. Wie daraus ersichtlich ist, wurde über ein System von zwei Kraftzylindern und diversen, beschränkt gelenkig gelagerten Verteilträgern die hydraulisch erzeugte Last gleichmässig auf insgesamt acht Stahlplatten von je 20 mal 20 cm Grundfläche abgegeben. Die Versuchskräfte konnten dabei über eine Handpumpe mit einem angeschlossenen digitalen Präzisionsmanometer gesteuert werden. Je nach vorhandener Bodenunebenheit wurden die Stahlplatten mit Gips appretiert oder mit Filzzwischenlagen unterfuttert. Das Auffangen der entsprechenden Reaktionen erfolgte über einen grösseren Doppel-T-Stahlträger, der wiederum mit Hilfe von vier Traversen und Gewindestangen am feldbegrenzenden Unterzug der Decke zurückverankert wurde.

Ergänzend zur Lastaufbringung wurden auch die vertikalen Deformationen des betreffenden Plattenumfelds mindestens informativ erfasst. Hierzu wurde in der jeweiligen Feldmitte ein Invardraht auf die darunterliegende Bodenplatte abgespannt. Die Durchbiegungen liessen sich so über ein Stativ mit mechanischer Messuhr am Draht abgreifen.

Das benützte Lastgeschirr (zwei Zylinder, diverse Schläuche und die hydraulische Handpumpe) wurden vor und nach den Versuchen in einer Prüfmaschine der Empa als Einheit kontrolliert und kalibriert. Die nachgewiesene Druck-Kraft-Charakteristik ergab dabei einen weitgehend linearen Verlauf der Wertepaare. In erster Näherung gilt: Der maximal mögliche Öldruck von 354 bar entspricht einer gemeinsam ausgeübten Kolbendruckkraft von 100 kN. Der grösstmögliche Kolbenweg betrug 50 mm. Mögliche Messungenauigkeiten liegen bei den Kraftwerten unter rund 2%, bei der Deformationsmessung können sich Fehler von höchstens ±5/100 mm ergeben.

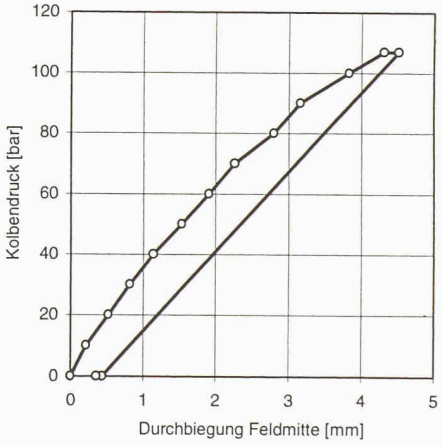
Die zu berücksichtigenden Nutz- und Eigenlasten wurden von den zuständigen Ingenieurbüros wie folgt angegeben:

- Eigenlast Deckensteine: $g_1 = 1{,}5\ kN/m^2$
- Eigenlast Decken-Überzugsschichten (wo vorhanden): $g_2 = 1{,}5\ kN/m^2$
- Nutzlast Schulzimmer- und Korridor-Bereiche: $p = 3{,}0$ bzw. $4{,}0\ kN/m^2$
- Aufaddierte Deckengesamtbelastung: $q_{max} = 7{,}0\ kN/m^2$

Bei einer Hauptspannweite von 1,34 m, wie beispielsweise im Seminar Unterstrass, ergibt sich damit ein einfaches Plattenmoment in der Hauptragrichtung pro Laufmeter von $M_{xq} = 1{,}6\ kNm/m'$.

Die hydraulisch einzuleitenden, zusätzlichen Punktlasten wurden nun jeweils so gewählt, dass sich im direkt belasteten Bereich von rund 2 m Einflusslänge ein Plattenmoment von insgesamt 1,8facher Grösse ergab, also: $M_{xqF} = 2{,}9\ kNm/m'$.

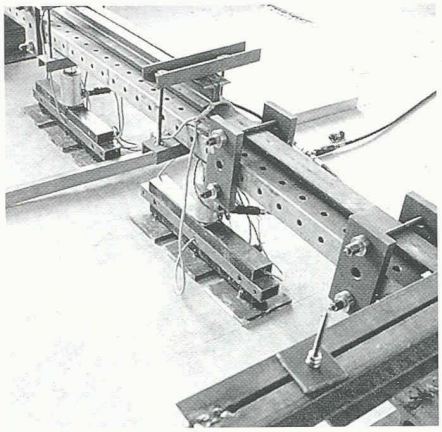
Wie sich zeigte, nahmen die derart überprüften Plattenbereiche diese Beanspruchungen problemlos auf. Bei späteren Nachrechnungen mit Hilfe eines Tabellenwerks [1] konnten sogar effektive Sicherheitsfaktoren von minimal $f_s = 1{,}83$ bis 1,88 bestätigt werden. Damit wurden von der Empa Belastungen in der Grössenordnung der sonst üblichen, rechnerischen Bruchlast auf die Platten aufgebracht. Die



Last [bar]	Last [kN]	∂ [mm]
0	0	0,00
10	3	0,22
20	6	0,52
30	9	0,82
40	12	1,14
50	15	1,53
60	18	1,90
70	21	2,26
80	24	2,80
90	27	3,16
100	30	3,83
107 (0 min.)	32	4,31
107 (15 min.) *	32	4,52
0 (0 min.)	0	0,44
0 (100 min.)	0	0,36

* Wartezeit bei konstanter Last

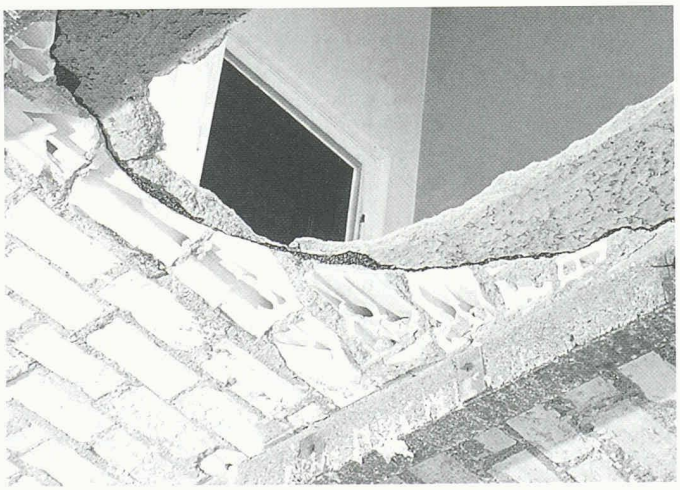
5
Seminar Unterstrass: Belastungsversuch an Deckenabschnitt ohne Überzugsschichten, Plattenspannweite 1,45 m. Bis zum Lastmaximum von 107 bar oder 32 kN ergaben sich auf der Deckenunterseite weder Abplatzungen noch offensichtliche Risse



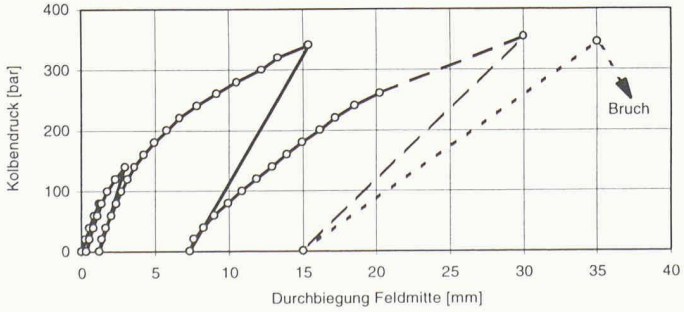
6
Seminar Unterstrass: Massiv verstärkte Belastungseinrichtung mit nurmehr sechs Lasteintragungspunkten in Linie. Unter der Auflast von 100 kN und erschöpftem Kolbenhub hat sich eine grössere Verformung, aber noch kein endgültiges Versagen eingestellt

schrittweise Steigerung der hydraulischen Zusatzbelastung, wie auch die ständige Beobachtung des Deckenverhaltens (Geräusche, Durchbiegungsverlauf und Rissbildungen), machten dies ohne grösseres Einsturzrisiko möglich. Der anschliessend beschriebene Bruchversuch bestätigte in der Folge die Zulässigkeit der gewählten Lastgrössen auf eindrückliche Weise.

In Bild 3 sind die Ergebnisse eines «beispielhaften» Belastungsversuchs tabellarisch und graphisch dargestellt. Es geht dabei um einen Deckenabschnitt ohne weitere Überzugsschichten im Mittelbereich eines Raums des Seminars Unterstrass. Der Abstand der Stahlträger bzw. die Plattenspannweite betrug 1,45 m. Nebst den bereits vorhandenen Eigenlasten musste hier noch eine additive, hydraulische Zylinderbelastung von 32 kN aufgebracht werden. Dies wiederum bedingte einen Öldruck von gegen 110 bar, der mittels Handpumpe mühelos erzeugt werden konnte.



7
Seminar Unterstrass: Schliessliche Durchstanzstelle im Detail. Auf die schiefen Deckensteine von 120 x 250 mm Grundfläche und 100 mm Höhe folgen eine dünne Dachpappe mit Korkschnipseln und ein Überzugsbeton von rund 40 mm Stärke



8
Seminar Unterstrass: Belastungs-Bruch-Versuche. Die gestrichelten bzw. gepunkteten Diagrammbereiche konnten nicht mehr mit der üblichen Genauigkeit erfasst werden, die ausgewiesenen Deformationswerte dürften aber zumindest in der Grössenordnung richtig sein

Bruchversuch

Wann immer es darum geht, die wirklichen Sicherheiten eines rechnerisch schwer erfassbaren Bauteils zu bestimmen, hilft eigentlich nur ein Bruchversuch weiter. Die Bruchlast im Verhältnis zur Gebrauchslast ergibt den gesuchten Sicherheitsfaktor f_s. Beim temporär ausser Dienst gestellten Seminar Unterstrass bot sich (als seltener Ausnahmefall) die Möglichkeit, das Verformungsverhalten in Abhängigkeit zur Lasterhöhung bis zum Einsturz der gemauerten Plattenkonstruktion nachzuweisen. Dazu waren allerdings mehrere Anläufe nötig, da die zu erwartende Traglast und Verformung völlig unbekannt waren und vorerst auch weit unterschätzt wurden. Der Abstand der Stahlträger betrug in diesem Falle 1,34 m. Die verschiedenen Versuchsschritte bis zum Brucheintritt können wie folgt zusammengefasst werden:

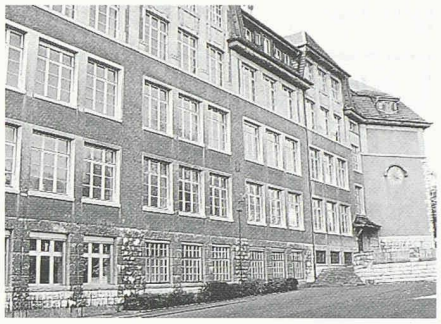
- Die unveränderte Belastungseinrichtung der statischen Belastungsversuche (gemäss Bild 3 und 4) wird bei einer Laststeigerung auf 146 bar oder 42 kN durch seitliches Ausweichen des oberen Stahlträgers instabil. Der Versuch musste deshalb abgebrochen und der Träger durch herbeigeschaffte Zusatzprofile massiv verstärkt werden.

- Mit der ausgesteiften Rahmenkonstruktion gelingt es, einen Druck von 340 bar oder total 96 kN Plattenauflast zu aktivieren. Grössere Verformungen ergeben sich aber vor allem bei der Belastungseinrichtung, was zur Erschöpfung des maximalen Kolbenhubs von 50 mm führt. Ein Plattenbruch war noch nicht abzusehen.

- Die Lasteintragung wird von der gleichmässig verteilten «Flächenlast» (acht Lastpunkte) auf extreme Linienlast (2 mal 3 Lastpunkte in der Plattenmitte) umgestellt. Damit lässt sich eine Last von vorerst 280 bar oder 80 kN erreichen, bis auch hier der mögliche Kolbenweg erschöpft ist. Da sich in der Zwischenzeit aber immerhin gewisse plastische Verformungen ergeben haben, können nach einer weiteren Zwischenentlastung zusätzliche Stahlplatten unter die beiden Pressen gelegt werden.

- Das Lastmaximum der beiden Zylinder von 354 bar oder insgesamt 100 kN (!) Auflast kann erreicht werden. Wie Bild 6 zeigt,

9 (links)
Seminar Unterstrass, Zürich. Hoffassade mit Neubau als Begegnungszentrum



10 (rechts)
Schulhaus Riedtli, Zürich. Teilansicht Fassade

Evangelisches Lehrerseminar Unterstrass (Bilder 1 und 9)

- KV, Erstellung und Umbauten

Der Kostenvoranschlag aus dem Jahre 1903 weist Aufwendungen von Fr. 100 000.- für den Bauplatz von 8000 m² und Fr. 530 000.- für das Gebäude samt Erschliessung und Mobiliar aus; Erstellung Haupthaus 1904; Sanierung 1968/69 (neue Turnhalle und Internatstrakt, Kosten: 6,4 Mio. Franken); Sanierung 1995/96 (Gebäudesubstanz, Heizung und Elektrisch, Kosten: 7,4 Mio. Franken).

- Problem bei der Sanierung 1995/96

Die Konstruktion der Decken besteht aus Stahlträgern (Primärträger Profil INP 450 mit Spannweiten bis 8 m, Sekundärträger Profil INP 140 mit Spannweiten bis 3 m). Zwischen den Stahlträgern sind Hourdissteine mit einer Spannweite bis 1,5 m und einer Höhe von lediglich 100 mm liegend vermauert. Diese heute nicht mehr übliche Konstruktionsart ist rechnerisch nur näherungsweise erfassbar.

- Statische Überprüfungen

Ingenieurbüro Jäckli AG, Effretikon

Oberstufen-Schulhaus Riedtli (Bilder 2 und 10)

- Baugeschichte, Sanierung 1995/98

Erstellung 1907/08 in nur 18 Monaten mit Kosten von damals Fr. 1 160 000.-; konzipiert für 900 bis 1000 Schüler. 1995 beschliesst die Stadt Zürich als Eigentümerin der Schulanlage eine Gesamtsanierung (Innen- und Aussenrenovation, Anpassung des Raumkonzepts sowie Erneuerung der Haustechnik). Die absehbaren Gesamtkosten belaufen sich auf rund 18 Mio. Franken.

- Problem bei der Sanierung 1995/98

Die Konstruktion der Decken besteht aus Stahlträgern (Hauptträger Profil INP 380 im Abstand von 2,8 bis 3,9 m, Sekundärträger Profil INP 160. Zwischen den Stahlträgern sind Hourdissteine mit einer Spannweite bis 1,85 m und einer Höhe von 115 mm liegend vermauert. Allein mit den Erkenntnissen aus den Sondierungen konnten keine exakten Aussagen über die Tragsicherheit der Decken gemacht werden. Daher wurden die Belastungsversuche durchgeführt.

- Statische Überprüfungen

EAG, Ingenieurbüro Eichenberger AG, Zürich

resultieren daraus auch grössere, lokale Deckendurchbiegungen. Bevor jedoch ein endgültiger Plattenbruch eintritt, ist wiederum der maximal mögliche Kolbenweg erschöpft. Nach einer letzten Entlastung und dem Unterschieben von zusätzlichen Stahlplatten kann schliesslich bei einer Auflast von 345 bar oder noch 97 kN ein abruptes Durchstanzen der Tragplatte erzeugt werden. Eine Detailaufnahme dieses Geschehens zeigt Bild 7. Der etwas vereinfachte Last-Verformungs-Verlauf geht aus Bild 8 hervor.

Dem eingangs erwähnten Gebrauchslast-Moment von $M_{xq} = 1{,}6$ kNm/m' stand damit ein Bruchmoment in der Grössenordnung von $M_{xqF} = 16{,}8$ kNm/m' gegenüber. Der Sicherheitsfaktor der vorgängig als überprüfungswürdig eingestuften Plattenkonstruktion belief sich auf $f_s \geq 10$. Ein beruhigendes Ergebnis, das in der Folge auch die Sanierungskosten massgeblich positiv beeinflusste.

Zusammenfassung

«Alt» ist nicht unbedingt auch gleichbedeutend mit «baufällig». Diese Feststellung machte die Empa Dübendorf, als sie in den Schulhaus-Altbauten Riedtli und Unterstrass in Zürich Belastungsproben an Deckenplatten vornahm. Die Untersuchungsarbeiten waren notwendig geworden, nachdem man im Zuge von Sanierungsplanungen auf Deckenfelder stiess, die mit speziellen Hourdissteinen sozusagen liegend ausgemauert worden waren (Baujahr um 1905). Da diese, heute eher unübliche Konstruktionsweise rechnerisch schwer erfassbar blieb, gelangten die beiden zuständigen Ingenieurbüros zwecks experimenteller Überprüfung der Verhältnisse (unabhängig voneinander) an die Empa.

In beiden Schulhäusern wurden daraufhin ausgewählte Deckenabschnitte mit jeweils acht Punktlasten als Annäherung an eine gleichmässig verteilte Lasteintragung statisch beansprucht. Die wirkenden Plattenkräfte wurden dabei mittels zweier hydraulischer Pressen erzeugt und deren Reaktionen wiederum über einen Rahmen auf die primären Unterzüge abgegeben. Die pro Einflussfläche eingeleiteten Kräfte bewegten sich in der Grössenordnung der 1,8fachen Eigen- und Nutzlasten (1,8 mal 7,0 kN/m² abzüglich der bereits vorhandenen, einfachen Eigenlasten). In Abhängigkeit zur stufenweise aufgebrachten Belastung wurde jeweils noch eine mittige Plattendurchbiegung mit Hilfe einer Invardraht-Abspannung gemessen.

Sämtliche Versuche im 1,8fachen Gebrauchslastbereich zeitigten ein elastisches Verhalten der Deckenabschnitte. Es ergaben sich weder Rissbildungen noch grössere bleibende Verformungen nach der Entlastung, was auch bei den direkt Betroffenen etwelche Anspannungen zu lösen vermochte.

Schlichtweg erstaunlich waren jedoch die Ergebnisse eines ergänzenden Bruchversuchs. Erst nach mehreren Anläufen gelang es hier schliesslich, ein Durchstanzen der belasteten Plattenfläche mit einer Hauptspannweite von 1,34 m und einer Konstruktionshöhe von 100 mm zu erzeugen. Im Einflussbereich der Lasteintragung von rund 3 m² mussten dazu nicht weniger als 100 kN (!) zusätzlich zu den bereits vorhandenen Eigenlasten als mittige Linienbelastung hydraulisch aufgebracht werden. - «Alt» war hier also alles andere als «baufällig», eine erfreuliche Feststellung im konkreten Fall, die selbstredend nicht generalisiert werden darf.

Adresse des Verfassers:
Gottfried Egger, dipl Bauing. ETH, Empa, Abt. 116, Überlandstrasse 129, 8600 Dübendorf

Literatur

[1]
Pucher A.: Einflussfelder elastischer Platten. Springer-Verlag 1964

Untersuchungskosten

Die in Rechnung gestellten Gesamtkosten der Empa beliefen sich für das jeweilige Stellen der Belastungseinrichtungen (Grossteile bauseits geliefert), die Durchführung der Versuche und die Berichterstattungen (zwei Untersuchungsberichte) auf rund Fr. 40 000.-.