



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

Schriftenreihe
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden
Heft 40



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

8. SYMPOSIUM EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN VON BAUKONSTRUKTIONEN



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

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

8. SYMPOSIUM EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN VON BAUKONSTRUKTIONEN

Schriftenreihe
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden
Heft 40

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. habil. Bernd W. Zastrau

Institut für Massivbau
Technische Universität Dresden

D - 01062 Dresden

Tel.: 49 351 / 4 63-3 42 77
Fax: 49 351 / 4 63-3 72 89

Redaktion: Silke Scheerer
Korrekturen: Angela Heller
Gestaltung: Ulrich van Stipriaan
Titelfoto: Kathrin Dietz
Probelastung an Fahnenstangen am Goldenen Reiter in Dresden

Diese Publikation gibt es auch Open Access auf www.qucosa.de

Druck: addprint AG · Am Spitzberg 8a · 01728 Bannewitz
Veröffentlicht: Dresden, September 2015

ISSN 1613-6934

Inhalt

DAfStb-Sachstandbericht <i>Mechanische Kennwerte historischer Betone, Betonstähle und Spannstähle für die Nachrechnung bestehender Bauwerke</i> <i>Jürgen Schnell, Michael Weber</i>	5
Dynamik von Stahlbetonbrücken – Messprojekte aus dem Eisenbahn- und Straßenverkehr <i>Lutz Auersch, Samir Said</i>	17
Messtechnische Überlegungen bei Fallversuchen <i>Tino Kühn</i>	31
Identifikation dynamischer Strukturparameter von Eisenbahnbrücken mittels terrestrischer Mikrowelleninterferometrie <i>Jens Schneider, Matthias Becker, Andrei Firus, Jiny Pullamthara, Michael Drass</i>	47
Einsatzmöglichkeiten der Schallemissionsanalyse im Bauwesen <i>Stephan Pirskawetz, Julia Wolf, Wolfram Schmidt, Andreas Rogge</i>	61
Hochgenaue 3D-Referenzmessungen als ein Beitrag der Geodäsie zur experimentellen Untersuchung des Systemverhaltens neugotischer Gewölbekonstruktionen <i>Jens-André Paffenholz, Ulrich Stenz, Ingo Neumann</i>	73
Experimentelle Untersuchung zum Systemtragverhalten neugotischer Gewölbekonstruktionen <i>Jens Piehler, Michael Hansen, Gerd Kapphahn</i>	81
Tragfähigkeitsuntersuchungen an historischen Fahnenmasten <i>Silke Scheerer, Sabine Wellner, Torsten Hampel, Bernd Eckoldt</i>	93
Pont Lagunaire, Togo – Experimentelle Tragwerksanalyse einer Stahlfachwerkbrücke zum Nachweis der Restnutzungszeit <i>Marc Gutermann, Werner Malgut, Klaus Ammermann</i>	103
Experimenteller Nachweis der Tragfähigkeit an der Kettenbrücke im Goethepark in Weimar <i>Erik Meichsner, Phillip Johann Jung, Oliver Hahn, Stefan Finke</i>	117
Untersuchungen und Maßnahmen an setzungsauffälligen Pfeilern der Saale-Elster-Talbrücke der Eisenbahnstrecke Erfurt–Leipzig/Halle <i>André Koletzko, Sandra Christein</i>	123
Bewertung bestehender Brücken unter besonderer Berücksichtigung der Verkehrsbeanspruchung durch Bauwerksmonitoring <i>Nico Steffens, Karsten Geißler, Ronald Stein</i>	135

Lagrange-Multiplikator-Test zur Detektierung von zunehmender Strukturschädigung:
Experimentelle Verifikation

Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Petra Kubowitz, Werner Daum,

Detlef Hofmann, Frank Basedau 147

Zustandsbewertung von Stahlbetonbauteilen mithilfe der dynamischen Eigenschaften

F. Weisleder, M. Waltering..... 159

Softwareunterstützte Nachrechnung und Ertüchtigung von Brückenbauwerken

Stefan Kimmich, Eckhard Held 175

Messtechnische Überlegungen bei Fallversuchen

Tino Kühn¹

Kurzfassung. In diesem Beitrag werden prinzipielle Untersuchungen an der 200-kJ-Fallanlage des Instituts für Massivbau der TU Dresden vorgestellt. Besonderer Wert wird dabei auf einige Aspekte der hochdynamischen Prüfung von steifen Bauteilen, wie Betonplatten, gelegt. An einigen Beispielen werden Details der Prüfung näher beleuchtet und die komplexe Interaktion zwischen Prüfanlage, Prüfling und Messwert betrachtet. Einige selektierte Ergebnisse zeigen ein teilweise unerwartetes Verhalten auf und laden zur Diskussion ein.

Reflections on measuring technique in drop tests – Abstract. *In this paper the current state of a research project on the behaviour of reinforced concrete slabs subjected to impact loads are presented. As one part of the project several slabs were tested under varying conditions using a drop tower with a capacity up to 200 kJ. In this article, details of the testing and of the complex interaction between test equipment, specimen and measurement will be shown more in detail by a few examples. The paper gives some insight in the methodology and the problems which need to be solved as well as first principal example results for public discussion.*

1 Einführung

Im vorliegenden Beitrag werden einige Aspekte umfangreicher Forschungsarbeiten zur Ermittlung des Schädigungsverhaltens von Betonplatten bei hochdynamischer Aufprallbeanspruchung betrachtet. Ein Teil des zugrunde liegenden Projektes befasst sich mit der systematischen Untersuchung der Belastungsbedingungen und der Analyse des resultierenden Schädigungsverhaltens von strukturnahen Bauteilen, in diesem Falle von ebenen Platten, welche hierfür in einer geführten Freifallversuchsanlage getestet werden.

Die Variation einer Vielzahl von Parametern, wie der Fallhöhen, der Fallmassen und der davon abgeleiteten Aufprallgeschwindigkeiten und Fallenergien, aber auch die Untersuchung des Einflusses unterschiedlicher Betonfestigkeiten oder verschiedener Bewehrungsgrade sind Teil des Gesamtprojektes. Zusätzliche Größen, wie beispielsweise der Einfluss des Impaktordurchmessers und dessen Form, werden in Stichversuchen betrachtet. Ziel der Untersuchungen und der großen Anzahl von Versuchen ist die Schaffung einer verlässlichen und konsistenten Datenbasis für spätere Analysen und Modellentwicklungen. Der vorliegende Beitrag gibt einen Einblick in die Methodik der Arbeiten und Datenanalysen und zeigt Probleme auf, welche noch gelöst werden müssen. An einigen Beispielen werden erste Ergebnisse beleuchtet.

¹ M.Sc., Institut für Massivbau, TU Dresden

2 Grundlegende Betrachtungen

Strukturen unter dynamischen Belastungen sind Gegenstand der aktuellen Forschung am Institut für Massivbau der TU Dresden. In einer Vielzahl von Projekten zu dieser Thematik wird sowohl das lokale Materialverhalten unter verschiedenen Belastungszuständen als auch dessen Einfluss auf das globale strukturelle Verhalten bei moderaten Beanspruchungsgeschwindigkeiten betrachtet. Typische Vertreter letzterer sind beispielsweise Aufprallbelastungen infolge von Fahrzeuganstoßen, Flugzeugabstürzen oder bei Felsrutschen etc.

Die hohe Geschwindigkeit bei dynamischen Experimenten führt wahrscheinlich zu einem Dehnrateneffekt in Form einer entsprechenden Festigkeitssteigerung beim Werkstoff Beton. Dies wurde bereits von mehreren Autoren sowohl für den Druckbereich, z. B. [1], als auch im Zugbereich, z. B. [2], postuliert. Unabhängig davon kann dieser Effekt in numerischen Modellen, beispielsweise als eine Art Viskosität oder Dämpfung bei niedrigen Dehnraten oder als Rissöffnungsträgheit bei höheren Geschwindigkeiten, beschrieben werden, z. B. [3]. Anhand einer Vielzahl von numerischen Benchmark-Modellen konnte aber auch gezeigt werden, dass der strukturelle und materielle Anteil bei den zugrunde liegenden Experimenten nicht wirklich separiert werden kann und jeder dieser Kennwerte jeweils beide Anteile beinhaltet. Dieser Fakt macht es äußerst schwierig, Kennwerte aus dynamischen Experimenten auf die Realität oder in entsprechend allgemeingültige Berechnungsmodelle zu überführen [4].

Wie in vielen experimentellen Fallversuchen in der Vergangenheit, z. B. [5], leider gezeigt werden konnte, ist die genaue Kenntnis über die Interaktion von Anlagentechnik und Versuchskörper entscheidend für die Bewertung von Versuchen, um verwertbare und allgemeingültige Ergebnisse zu erzielen. Der Einfluss des Werkstoffes und seiner Eigenschaften ist zwar irgendwie bemerkbar, aber nicht wirklich vom strukturellen Ergebnis trennbar. Um dieses dynamische Verhalten besser zu verstehen, sind numerische Simulationen selbst mit groben Werkstoffmodellannahmen unverzichtbar. Sie geben Einblicke in das wahre lokale Verhalten und vermitteln ein Gefühl für die globale Reaktion, ohne experimentell bedingte Störungen [6].

Im Folgenden werden als Teil eines umfangreichen Projektes zur Kennwertermittlung Beispielversuche an bewehrten Betonplatten vorgestellt, welche mit Hilfe einer eigens hierfür errichteten hochenergetischen Fallanlage durchgeführt wurden. Dieser Aufsatz vermittelt Einblicke in die Besonderheiten des Versuchsaufbaus und es werden einige grundlegende experimentelle Ergebnisse näher betrachtet, ohne einen Anspruch auf Vollständigkeit zu erheben.

2.1 Die Versuchsanlage

Entsprechend der gestellten Projektanforderungen wurde am Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden eine neue Anlage für hohe Fallenergien im Treppenhaus eines bestehenden Gebäudes konzipiert und realisiert. Mit einer Fallhöhe von bis zu ca. 11 m und einer maximalen Fallmasse von 2,5 Tonnen sind mit dieser Anlage Energien von bis zu ca. 200 kJ nutzbar. Auf einem 3×3 m großen Spannungsfeld lassen sich Bauteile entsprechender Größe fixieren und belasten. Mit Auftreffgeschwindigkeiten von bis zu 15 m/s und einem flexiblen System von Impaktoren lässt sich ein breiter Bereich dynamischer Versuche unterschiedlichster Schädigungsformen abdecken. Neben den reinen Freifallversuchen lassen sich mit der Anlage auch deutlich höhere Geschwindigkeiten mit beschleunigten Projektilen realisieren. Hierfür lässt

sich zusätzlich ein Beschleuniger senkrecht in das 4-stöckige Gebäude integrieren. Mit Hilfe von zwei parallelen Druckluftbehältern mit einer Kapazität von je 500 l lassen sich bei maximalem Ladedruck von bis zu 16 bar nahezu die gleichen Energien von 200 kJ realisieren.

Der Durchmesser des Beschleunigers ist in der aktuellen Konfiguration auf 100 mm festgelegt, wodurch sich prinzipiell die gleichen Projektile wie in der aktuell verwendeten Freifallkonfiguration nutzen lassen. Auch hierfür steht ein breites Sortiment zur Verfügung und ermöglicht die flexible Anpassung an verschiedenste Prüfaufgaben. Die maximale Projektilmasse ist hierbei in etwa auf ca. 100 kg beschränkt. Je nach Gewicht und Ladedruck lassen sich somit Auftreffgeschwindigkeiten von ca. 150 m/s realisieren.

Die Kombination beider Techniken ermöglicht dynamische Untersuchungen in einem breiten Geschwindigkeitsspektrum bei vergleichbaren Energien. Die Untersuchung des Materialverhaltens und die Validierung bestehender Modelle, aber auch die Optimierung von Schutzstrukturen und Laminataufbauten können mit der bestehenden Anlage durchgeführt werden. Das Spannfeld ermöglicht einen flexiblen und systematischen Prüfaufbau. Die sich darunter befindliche seismische Masse von 30 t ist auf vier Pneumatikfedern mit einem maximalen Federweg von 500 mm gelagert. Diese erlauben die Einstellung der Federhöhe und der Steifigkeit je nach Versuchsanforderung.

Bild 1 zeigt den Aufbau des Prüffeldes im unteren Bereich des Gebäudes mit einer zerstörten $1,5 \times 1,5$ m großen Betonplatte, dem Fallschlitten mit 100-mm-Impaktor und den vertikalen Führungen zur linken und rechten Seite. Neben dem Impaktor in der Mitte sind die zwei Notfalldämpfer zu erkennen, welche im Falle des Durchstanzens der Probe die restliche Energie abbauen und weitere Zerstörung verhindern.



Bild 1: Ansicht des Spannfeldes mit Fallschlitten und zerstörter Probe

Foto: Tino Kühn

2.2 Energie und Impulsbetrachtungen

Statische Experimente werden in der Regel kraft- bzw. weggesteuert durchgeführt. Freifallversuche sind hingegen rein energiegesteuerte Experimente, welche nur über ihre Fallmassen und Fallhöhen beeinflusst werden können. Die Energie E ist mit der potenziellen Energie bei gegebener Höhe h mit $E = m \cdot g \cdot h$ definiert. Darin sind m die Masse und g als Erdbeschleunigung enthalten. Ignoriert man Reibungseffekte, ergibt sich die Aufprallgeschwindigkeit v mit:

$$v = \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (1)$$

und die reine Fallzeit t mit:

$$t = \sqrt{\frac{2 \cdot h}{g}} \quad (2)$$

Der durch den Impaktor erzeugte Impuls wird während der Kontaktzeit teilweise in den Probekörper übertragen, wobei die Länge und die Beschaffenheit der Probekörper wichtige Einflussgrößen hierfür sind. Ignoriert man diese und diverse Oberflächeneffekte vorerst, ergibt sich die resultierende Impaktorgeschwindigkeit v_{IR} nach dem Aufprall zu:

$$v_{IR} = k \cdot \frac{m_I \cdot v_I + m_S \cdot v_S - m_S \cdot (v_I - v_S)}{m_I + m_S} \quad (3)$$

und die Geschwindigkeit v_{SR} des Prüfkörpers mit:

$$v_{SR} = k \cdot \frac{m_I \cdot v_I + m_S \cdot v_S - m_I \cdot (v_S - v_I)}{m_I + m_S} \quad (4)$$

wobei k den Impulstransfer zwischen 1 (rein elastisch) und 0 (rein plastisch), m die Masse und v die Geschwindigkeiten von Impaktor und Probe beschreiben. Die für das Beispiel experimentell ermittelbare Stoßzahl $k = 0,1$ gilt in etwa für den Referenzversuch für 2 m Fallhöhe bei einer Fallmasse von 800 kg für eine C40-Betonplatte mit einer Geometrie von $1,5 \times 1,5 \times 0,3$ m. Sie führt zu einem geringen Rückprall des Impaktors mit einer Geschwindigkeit von $v_{IR} = -0,48$ m/s und einer resultierenden Probekörper- und Fundamentgeschwindigkeit von $v_{IS} = 0,14$ m/s. Die weiche Lagerung der seismischen Masse erlaubt unter Berücksichtigung der Nichtlinearität der Federsteifigkeiten die genaue Bestimmung der resultierenden Geschwindigkeiten und Beschleunigungen und eine erste integrale Beurteilung des Schädigungsvorganges im Bauteil.

2.3 Fundament und Lagerung

Das Fundament besteht aus einer seismischen Masse von ca. 30 t und ist auf vier Doppelfaltenbalg-Pneumatikfedern mit zusätzlichen Stabilisatoren gelagert. Druck und Hub sind regelbar, was eine definite Abstimmung des Fundamentes auf den Versuch ermöglicht. Im Beispiel erfährt die Masse eine Auslenkung von 24 mm innerhalb einer Zeit von ca. 200 ms. Die Federkennlinien sind nichtlinear und von geometrischen Änderungen bei verschiedenen Hüben und vom entsprechenden Druck bei variabler Temperatur abhängig. Dies führt zum

Beispiel zu einer statischen Druckbelastung von $p_s = 3,1$ bar bei 235 mm Hublänge, um das Fundament, die Nutzlast und die Proben stabil zu halten. Pro Feder ergibt sich daraus im Beispiel eine statische Kraft von 80 kN. Bei dynamischer Belastung ist für den Beispielversuch eine zusätzliche Kraftamplitude von 5,5 kN aus der Massenbeschleunigung für jede Feder ableitbar. Das Pneumatiksystem stellt hierbei während des Versuches einen geschlossenen Kreislauf dar, was zu einer Kompression im Gesamtsystem führt. In diesem Fall ist das isentrope Druck-Volumen-Verhältnis vereinfacht gegeben durch:

$$p_D = \frac{p_s(h_s) \cdot V_s(h_s)^\kappa}{V_D^\kappa} \quad (5)$$

mit einem statischen Druck $p_s(h_s)$, dem statischen Federvolumen $V_s(h_s)$ sowie p_D und V_D als deren dynamische Anteile. Der freie Parameter κ ist der bekannte Isentropenexponent und für trockene Luft $\kappa = 1,4$. Im Beispiel erhöht sich der Druck auf $p_D = 3,7$ bar mit einer Reduzierung des Hubes auf 210 mm. Die Temperatur in den Federn erhöht sich während der Kompression. Unter der Annahme einer adiabaten Zustandsänderung ergibt sich der Zusammenhang aus:

$$T_D = \frac{T_s}{\left(\frac{V_D}{V_s}\right)^\kappa} - T_s \quad (6)$$

mit T_s und T_D jeweils als Temperaturen für den statischen und dynamischen Belastungsfall. Im Beispielerperiment erhöht sich die Temperatur um 41 K bei einer angenommenen Umgebungstemperatur von 20 °C. Weiterhin ist die Volumenänderungsarbeit aufgrund der Kompression mit:

$$dW = \frac{-p_s \cdot V_s}{\kappa - 1} \cdot \left(1 - \left(\frac{V_s}{V_D}\right)^{\kappa-1}\right) \quad (7)$$

gegeben. Für das Beispiel ermittelt sich eine Arbeit von 1,8 kJ für jede Feder, was bedeutet, dass nur ca. 65 % der Fallenergie in den Fundamentfedern wirksam werden. Bild 2 zeigt die gemessenen Fundamentdaten für das Beispiel, welche sehr gut mit den rein analytischen Annahmen übereinstimmen. Die Kenntnis über die Fundamentreaktion ermöglicht einen ersten Hinweis auf das global definierbare Schädigungsverhalten für den Plattenaufprall.

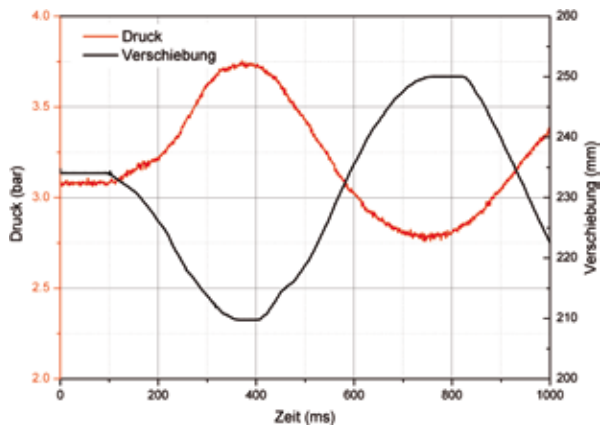


Bild 2: Druck und Verschiebungsverlauf des beschleunigten Fundamentes

2.4 Zweitschlagverhinderung

Nachdem sich das Fundament prinzipiell entsprechend Gleichung (4) verhält, können die Reaktion des Impaktors und seine Geschwindigkeit anhand von Gleichung (3) bestimmt werden. Eine Zunahme der Stoßzahl führt hierbei zum Rückfedern mit entsprechend negativen Geschwindigkeiten. Im Beispielexperiment führt die negative Geschwindigkeit v_{IR} ebenfalls zur Richtungsänderung des Impaktors, gefolgt von einem zweiten Schlag bzw. von häufigeren Schlägen bis zur vollständigen Umsetzung der im Impaktor gespeicherten Energie. Um diese Einflüsse in der Analyse zu verhindern, kann der Fallschlitten durch selbsthemmende Bremsen genau dann gestoppt werden, wenn der Schlitten nach dem ersten Aufschlag erstmalig seinen oberen Umkehrpunkt erreicht. Zu diesem Zeitpunkt ist die dynamische Lastkomponente gleich null.

2.5 Impaktorensystem

Entsprechend dieser Vorgehensweise sollte für Experimente mit hohen Steifigkeiten bzw. spröden Werkstoffen wie Beton nur der erste Schlag wirklich relevant sein. Die Länge des Schlages ist durch die Länge des Impaktors bestimmt und ergibt sich unter Annahme linear elastischer Kompression und Expansion mit:

$$t_I = 2 \cdot \frac{l_I}{c_I} \quad (8)$$

mit der Impaktorenlänge l_I und dessen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c_I , welche durch:

$$c_I = \sqrt{\frac{E \cdot (1 - \mu)}{\rho \cdot (1 - \mu - 2 \cdot \mu^2)}} \quad (9)$$

seinen Elastizitätsmodul E , seine Querkontraktionszahl μ und seine Massendichte ρ gegeben ist. Mit einer longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit von ca. $c_I = 5500$ mm/ms liegt die Impulslänge für das Beispiel bei ca. $t_I = 0,274$ ms. Berücksichtigt man vorerst weiterhin ein rein elastisches, ungeschädigtes Verhalten der Proben, ergibt sich die maximale Spannung unabhängig von der Masse des Impaktors mit:

$$S_I = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot c_I \cdot v_I \quad (10)$$

Die Impaktorspannung für das Beispiel beträgt $S_I = 134$ MPa, welche über die Impaktfläche in die Impaktorkraft von $F_I = 1,1$ MN resultiert und somit eine maximale mögliche Beanspruchung definiert.

In Bild 4 werden die gemessenen Impaktorkräfte während der ersten 4 ms für piezoelektrische Dehnungssensoren (oben) und für widerstandsbasierte Dehnungsmessstreifen (unten) verglichen. Die maximale Kraft von ca. 0,8 MN ist geringer als die theoretische Annahme. Die longitudinale Impaktoreigenfrequenz wird in der oberen Kurve gut als überlagerte Schwingung über dem ca. 1 ms langen Hauptimpuls sichtbar. Die Gesamtsteifigkeit des Impaktorsystems

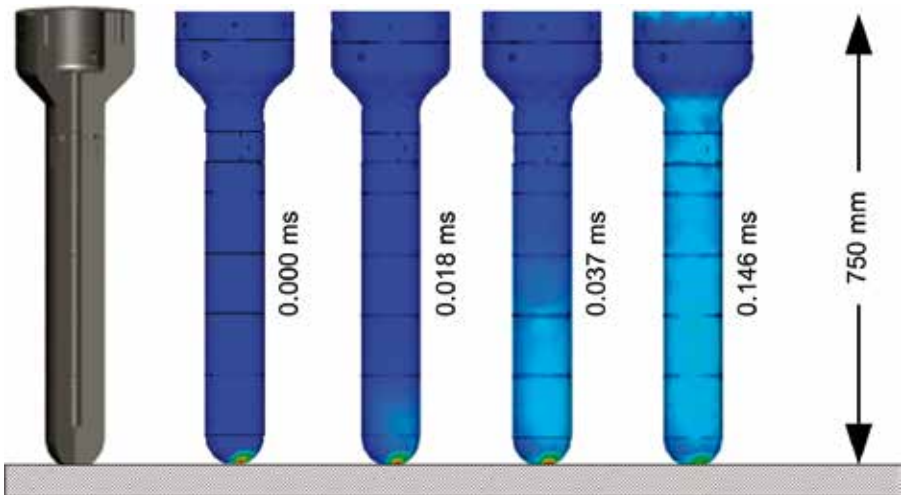


Bild 3: Spannungszustand des Impaktors zu unterschiedlichen Zeitpunkten

kann verändert werden, um das Belastungsverhalten zu modifizieren und beispielsweise die Belastungsdauer und die Impulsform variabel an das Prüfobjekt anzupassen. Dies erfolgt beispielsweise durch zusätzliche Lagen zwischen den Impaktoren und den Zusatzmassen oder durch Veränderung der Federsteifigkeiten und -wege am Fallschlitten.

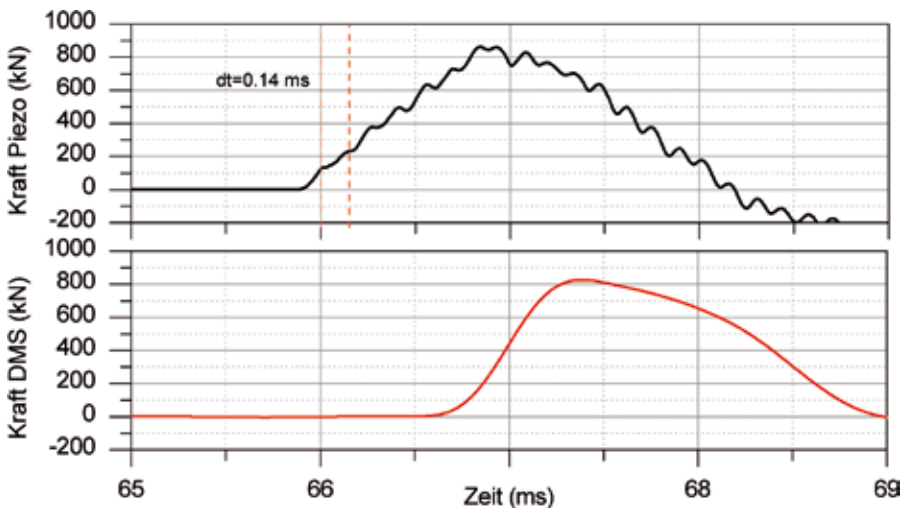


Bild 4: Kraftverläufe am Impaktor für piezoelektrische und widerstandsbasierte Sensoren

3 Prinzipielles Plattenverhalten

Bis zu diesem Punkt erfolgte die Betrachtung des äußeren Systems durch eine Abstraktion des Probenverhaltens mit Hilfe der Stoßzahl $k = 0,1$, welche für den vorliegenden Fall Gültigkeit hat. Die Probe ist auf der Fundamentmasse mit vier Festlagern fixiert, welche gleichzeitig als Kraftmesszellen dienen. Dies ermöglicht eine äußerst steife Verbindung zwischen Messobjekt und Fundamentmasse. Vergleicht man Bild 2 und Bild 4, erkennt man, dass der erste Belastungsimpuls nach ca. 70 ms beendet ist, währenddessen die Bewegung des Fundamentes erst ca. 100 ms später beginnt. Die Lagerung kann demzufolge für diese Zeit steif und unverschiebbar in vertikaler Richtung betrachtet werden. In Bild 5 sind die Belastungsbedingungen der Platte während des ersten Belastungsimpulses auf den Punkt A (obere Plattenmitte) skizziert. Mit Gleichung (9) ergibt sich die longitudinale Wellenausbreitungsgeschwindigkeit in der Betonprobe mit ca. $c_{CL} = 4.025 \text{ mm/ms}$. Mit einer Probendicke von $H_c = 300 \text{ mm}$ ergibt sich die Zeit der ersten Wellenreflektion $t_{CL} = 0,075 \text{ ms}$. Zu dieser Zeit erreicht die induzierte Druckwelle die Unterseite am Punkt B und reflektiert als Zugwelle zurück.

In Bild 6 sind die numerischen Ergebnisse des zeitlichen Verlaufes der vertikalen (SYY) und horizontalen Spannungskomponenten (SXX) in den Punkten A und B für einen kurzen Impuls dargestellt. Die sphärische Ausbreitung der Wellenfront führt in der Platte zur Reduzierung der Spannungsamplitude mit zunehmendem Abstand r zum Impulsursprung mit annähernd $1/r$. Nach einem Anfangsplateau wird der Spannungsanstieg an der Unterseite der Platte erkennbar und reflektiert in eine Zugwelle. Die reflektierten Wellenfronten interferieren mit den weiterhin einlaufenden Druckwellen zu einem komplexen, nahezu chaotischen Spannungszustand innerhalb der Struktur. Die lokalen Dehnraten reichen von hohen Werten im Bereich der Impaktzone bis hin zu geringen Werten verteilt in der gesamten Struktur.

Die sich einstellenden vertikalen Verschiebungen UYY der Positionen (A; UYY oben) und (B; UYY unten) sind in Bild 7 dargestellt. Schädigung oder Plastifizierung ist in diesem Beispiel unterdrückt. Ein Eindringen des Impaktors (rot) ist während der Belastungszeit (blau) mit deutlich größeren Amplituden an der Plattenoberseite als an der Unterseite (schwarz) zu erkennen. Das Eindringen reduziert sich wieder am Ende der Belastungszeit bis zu einem Zustand, an

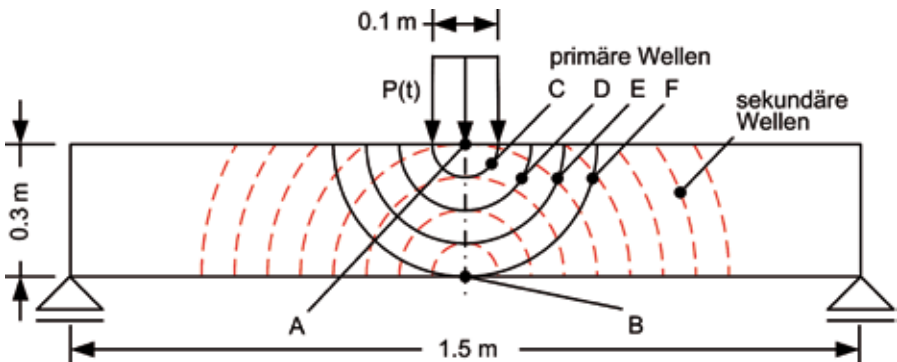


Bild 5: Prinzip zur elastischen Wellenausbreitung in der Platte

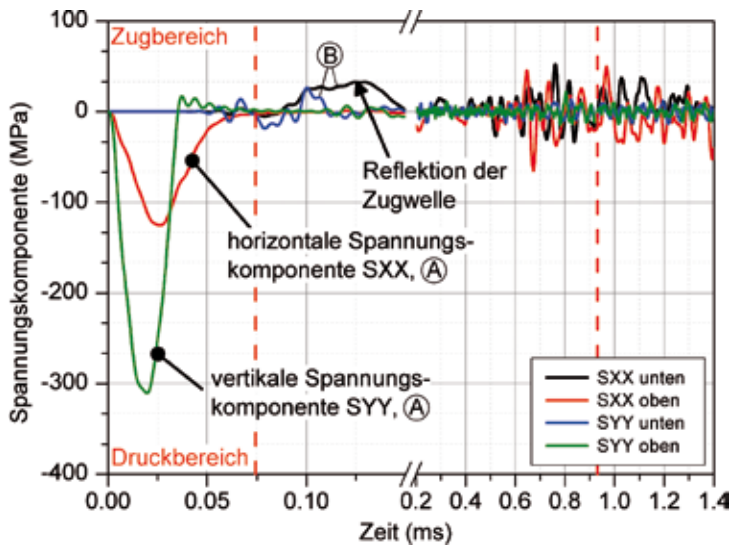


Bild 6: Berechnete Spannungsverläufe während der ersten ca. 1,4 ms

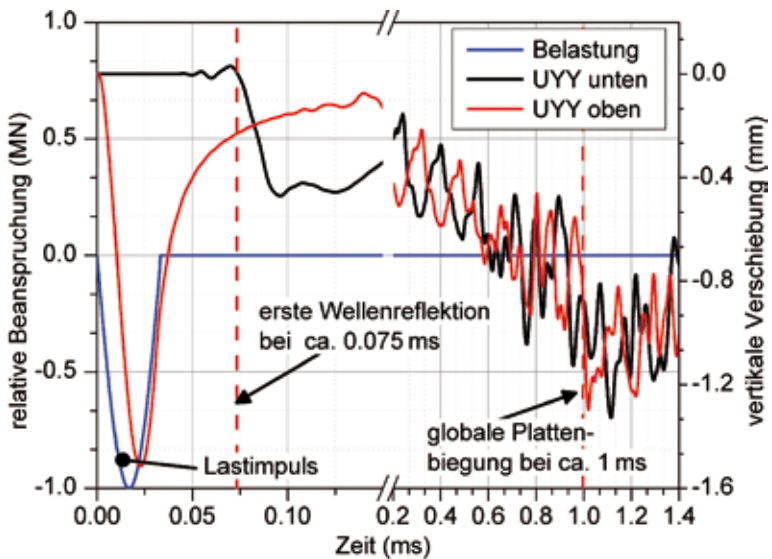


Bild 7: Berechnete Verschiebungen während der ersten 1,4 ms

dem (A) und (B) nahezu die gleichen vertikalen Verschiebungen mit vertikal oszillierenden Schwingungen aufweisen. Hieran schließt sich eine globale Verformung mit einem ersten Maximum bei ca. $t = 1 \text{ ms}$ an, welche mit der Periodenzeit der natürlichen Eigenmoden korrespondiert. Vergleicht man dies mit Bild 4, erkennt man die sehr gute Übereinstimmung der Impulsbelastungszeit mit der globalen Plattendurchbiegungszeit, was in diesem Falle zu einer eher statischen Bewertung mit Biegezugversagen führen würde.

4 Experimentelle Ergebnisse

4.1 Experimenteller Versuchsaufbau

Ausgehend von einer Referenzkonfiguration wurden verschiedenste Parameter in einem statistisch relevanten Bereich systematisch variiert. Die Referenzdaten wurden wie folgt definiert:

- ☐ Probekörper
 - ☐ Betonklasse: C40 (C35/45)
 - ☐ Plattengeometrie: $1,5 \times 1,5 \times 0,3 \text{ m}$
 - ☐ Bewehrung: BSt 500, $\varnothing_s 10/10 \text{ cm}$, kreuzweise
 - ☐ Betondeckung: 25 mm
- ☐ Impaktor
 - ☐ Fallhöhe: 2 m
 - ☐ Fallmasse: 800 kg
 - ☐ Impaktorenlänge: 750 mm
 - ☐ Impaktordurchmesser: 100 mm
 - ☐ Impaktorform an der Spitze: flach
- ☐ Fundamentdaten
 - ☐ Gewicht zuzüglich Auflager: ca. 32.000 kg
 - ☐ statische Auslenkung: 235 mm bei 3,1 bar Federdruck

Die Messdatenerfassung erfolgt standardmäßig für die Impaktorkräfte und Beschleunigungen in dessen Spitze, wobei die Kräfte parallel mit piezoelektrisch- und widerstandsbasierten Sensoren erfasst werden. Das Fundamentverhalten wird anhand des zeitlichen Verlaufes seiner Verschiebungen, Beschleunigungen und Federdrücke vollständig erfasst. Die Erfassung der Probenreaktion erfolgt durch Messung der Lagerkräfte zwischen Fundament und Probe, wobei auch hierfür redundant jeweils piezoelektrische Sensoren, Halbleiter- und klassische DMS eingesetzt werden, um geringe quasistatische Änderungen genauso gut wie hochdynamische erfassen zu können. Die Daten werden üblicherweise mit einer Samplingrate von 2 MHz für den relevanten Zeitbereich von einer Sekunde aufgezeichnet, wofür ein 24-Kanäle-Erfassungssystem zur Verfügung steht. Zusätzlich werden zwei Hochgeschwindigkeitskameras getriggert, um direkte dreidimensionale Verschiebungs- und Verformungsmessungen auf der Probe zu ermöglichen.

Nachfolgend sei nur ein geringer Teil dieser umfangreichen Untersuchungen dargestellt, ohne Anspruch auf Vollständigkeit.

4.2 Einfluss der Impaktorgeometrien

Der Einfluss der Impaktorklänge konnte bereits rein analytisch gut beschrieben werden. Die Form der Impaktorspitze spielt allerdings eine deutlich größere Rolle im Hinblick auf das Schädigungsverhalten, als dass dies rein analytisch beschrieben werden kann. Im Folgenden wurden ausgehend von der Referenzkonfiguration drei verschiedene Spitzenformen bei einem Impaktordurchmesser von 100 mm und einer Plattendicke von 200 mm untersucht. Bild 8 zeigt einen Vergleich des Schädigungsverhaltens einheitlich 100 ms nach dem Triggersignal. Die Impaktoren sind alle bereits ca. 100 mm in das Bauteil eingedrungen und man erkennt bereits recht deutlich die unterschiedlichen Schädigungsmechanismen. Die flache Impaktorspitze führt zu einem reinen ringförmigen Ausstanzen, wohingegen mit geringer werdendem Spitzenradius eine Zunahme der Oberflächenschädigung durch entsprechende Abplatzungen zu verzeichnen ist.

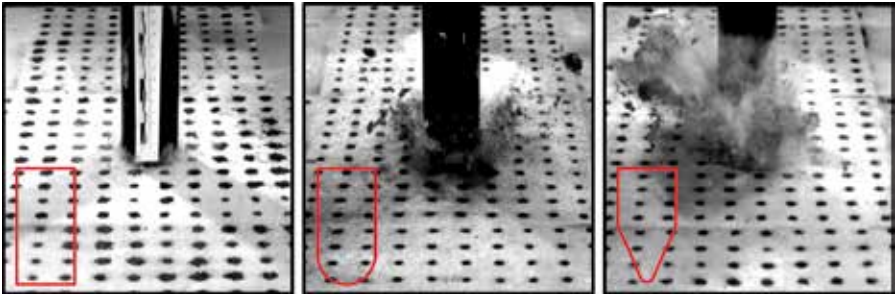


Bild 8: Einfluss der Impaktorform auf die Schädigung an der Auftreffseite zum Zeitpunkt 100 ms
Fotos: Tino Kühn

Eine genauere Betrachtung der Impaktorkraftverläufe in Bild 9 zeigt die hohen Werte mit ihrem Maximum in Druckrichtung bei ca. 534 kN für das flach, 187 kN für das halbrund und 152 kN für das spitz zulaufende Impaktorende. Die Beschleunigungsverläufe sind mit Maxima bei ca. 4.000 g recht gering für das flache Impaktorende und überschreiten den Messbereich des Sensors von 5.000 g in den beiden anderen Fällen. Interessanter als die Maxima sind in diesem Falle allerdings die nachfolgenden Verläufe. Während die Amplituden beim Impaktor mit flachem Ende nach ca. 10 ms bereits auf null abgeklungen sind, liegen die Werte für die runden und spitzen Impaktoren noch deutlich länger in diesen Bereichen, was mit einer stetigen Schädigung durch oberflächige Abplatzungen einhergeht.

Der Prozess endet mit einem Durchstanzen für den flachen Impaktor und mit weniger starker Penetration für die beiden anderen Fälle. In Bild 10 sind die Rückseiten der Platten mit deutlichen Stanzkegeln für den flachen (links) und halbrunden Impaktor (Mitte) und einem völlig davon abweichenden Verhalten im rechten Fall (spitzer Impaktor) zu sehen.

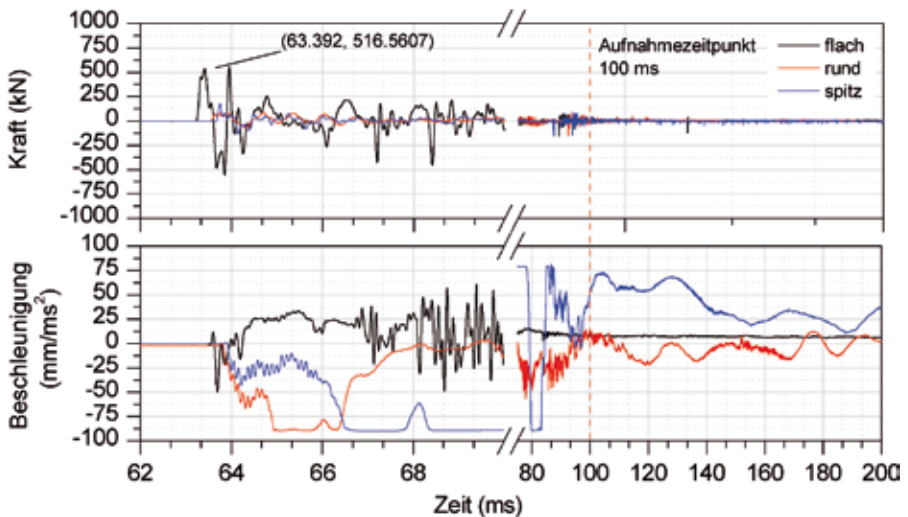


Bild 9: Verlauf von Impaktorkraft und Beschleunigung bei Verwendung dreier unterschiedlicher Impaktorgeometrien

4.3 Einfluss der Fallmassen

Die Fallmasse wurde nachfolgend auf 1.800 kg erhöht und die Plattendicke auf 200 mm reduziert bei ansonsten gleich bleibender Konfiguration. Die Fallenergie erhöht sich somit von ca. 15 kJ auf 35 kJ. Die resultierenden Impaktorkräfte und Beschleunigungsverläufe sind in Bild 11 dargestellt.

Das Maximum der Kraft des ersten Impulses erhöht sich von ca. 534 kN bei einer Fallmasse von 800 kg auf 671 kN bei 1.800kg, was moderat im Vergleich zur deutlich höheren Energie ist, allerdings aber keinerlei statistische Absicherung aufweist. Verdeutlicht werden kann dieser Effekt aber durch die Tatsache, dass bereits bei der geringeren Fallmasse eine deutliche

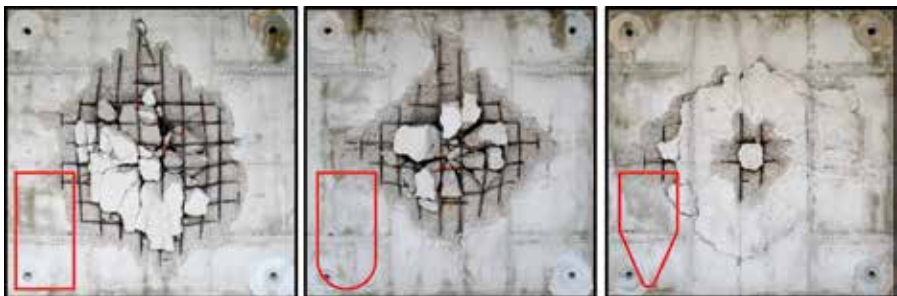


Bild 10: Einfluss der Impaktorform auf die Schädigung der Rückseite

Fotos: Tino Kühn

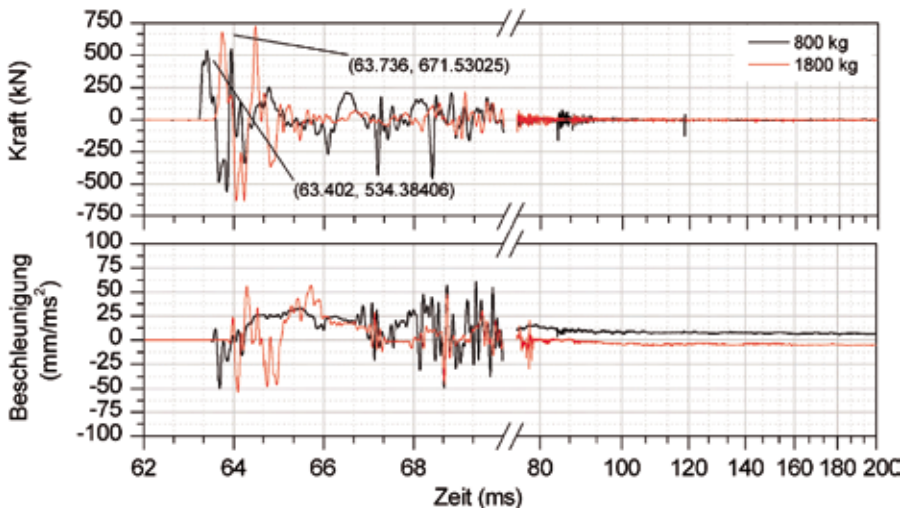


Bild 11: Verlauf von Impaktorkraft und Beschleunigung bei unterschiedlichen Fallmassen

Schädigung der Probe auftritt und diese nahezu durchstoßen wurde. Ein Extra an Energie führt nun nicht zwingend zu einem Anstieg der Schädigung, insofern diese bereits nahezu abgeschlossen ist. Ein großes Maß an Schädigung bedeutet hierbei, dass der Impaktor bereits fast die gesamte Plattendicke durchdrungen und nur noch die untere Bewehrungsschicht einen Widerstand entgegenzusetzen hat. Eine höhere Energie führt zu einer tieferen Penetration, bis in diesem Falle die Sicherheitsdämpfer den Rest absorbieren. Die Energieadsorption durch das Fundament erhöht sich von 11 kJ auf 17 kJ, allerdings verringert sich das Verhältnis zur Fallenergie von ca. 70 % auf 50 %. Dieser Unterschied liegt in diesem Fall an den aktivierten Dämpfern, welche bei einer globalen Energiebetrachtung wie dieser natürlich mit berücksichtigt werden müssen.

Bild 12 zeigt erneut vergleichend die Rückseiten der Platten für hohe und für niedrigere Fallmassen. Der Impaktor durchstößt die gesamte Plattendicke für die hohe Masse (rechts), was zu einer massiven Zerstörung der unteren Bewehrungsschicht mit teilweisen Rissen führte. Auf der linken Seite blieb der Impaktor in der Probe stecken. Die Rückseite weist zwar große Schäden auf, die Bewehrungsstäbe sind allerdings intakt.

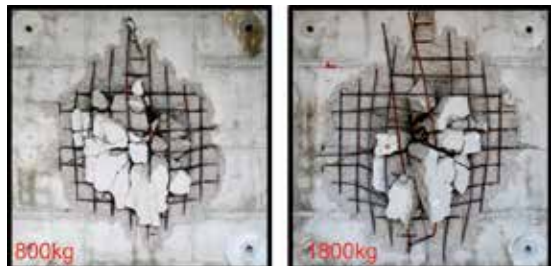


Bild 12: Einfluss der Fallmassen auf der Rückseite der getesteten Platten
Fotos: Tino Kühn

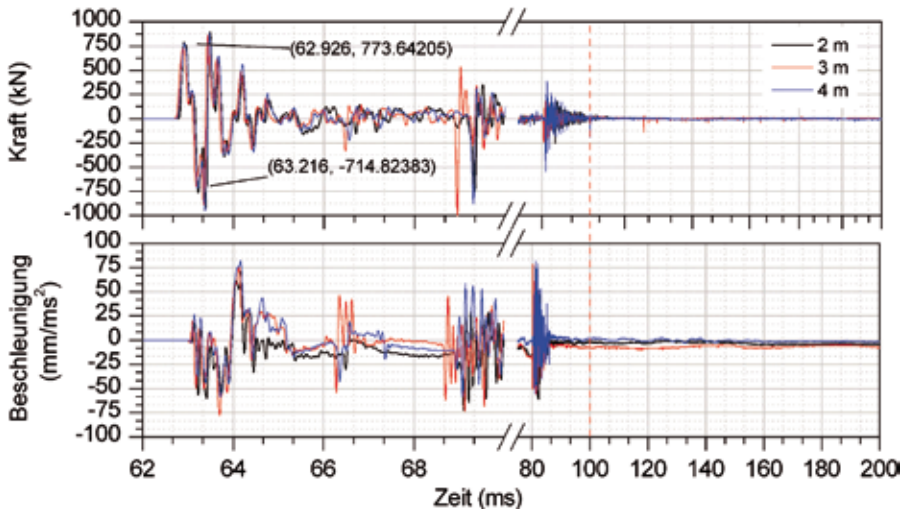


Bild 13: Einfluss der Fallhöhe auf den Kraftverlauf und die Beschleunigung

4.4 Variation der Fallhöhen

Mit Vergrößerung der Fallhöhen erhöhen sich die Fallenergie und die Auftreffgeschwindigkeit. Im Beispiel wurde die Referenzkonfiguration in drei Schritten mit 2, 3 und 4 m getestet, was zu Energien von ca. 15, 24 und 32 kJ und Impaktorgeschwindigkeiten von 6,3; 7,7 und 8,6 m/s führt. Die Plattendicke beträgt in allen Fällen 300 mm. Die Triggerzeitpunkte in Bild 13 wurden für höhere Geschwindigkeiten angepasst, um eine vergleichbare Zeitbasis zu schaffen. Es ist offensichtlich, dass die Zeitverläufe der Kräfte nahezu identisch sind und die Variation der Fallhöhe hier keinen signifikanten Einfluss zeigt. Die Kraftamplituden schwanken im Bereich von 5 % um einen Wert von ca. 750 kN. Die maximale Impaktorspitzenbeschleunigung schwankt in einem Bereich von 57, 49 bis 34 mm/ms², was ebenfalls signifikant und unerwartet ist. Die Ursachen hierfür konnten noch nicht weiter analysiert werden.

Vergleicht man die Rückseiten der Probekörper für unterschiedliche Fallhöhen (Bild 14), ist ein hohes Maß an Schädigung bei der rechts abgebildeten Platte zu erkennen. Die hohe Energie bei 4 m Fallhöhe führte wiederum zu einem vollständigen Durchstoßen der Probe mit Aktivierung der Sicherheitsdämpfer. Unabhängig davon sind die Daten während der relevanten ersten Millisekunden unbeeinflusst davon. Die Energie ist annähernd so hoch wie die bei erhöhter Fallmasse mit 1.800 kg. Ignoriert man vorerst die geringere Plattendicke bei den Fallmassenversuchen, erkennt man rechts im Bild 14 ein ähnliches Schädigungsbild. Vergleicht man die geschädigten Proben nach Impaktbelastungen mit 2 und 3 m Fallhöhen, erkennt man ab 3 m Fallhöhe Risse in der unteren Bewehrung.



Bild 14: Einfluss der Fallhöhe auf das rückwärtige Schädigungsbild

Fotos: Tino Kühn

5 Zusammenfassung

Die Ausführungen zeigen die Relevanz eines detaillierten Verständnisses der Prüfmaschine und des gesamten Versuchsaufbaus sowie des Versuchsablaufs bei der Analyse von Messdaten für schnelle Prozesse. Die theoretische Betrachtung von grundsätzlichen zeitlichen Zusammenhängen ist der wichtigste Faktor zur Festlegung eines sinnvollen Messkonzeptes für solche Experimente. Die Kenntnis des Verhaltens der Prüfkörper und deren Wechselwirkung mit der Prüfeinrichtung führen zu einem besseren Verständnis und einer nachvollziehbaren Interpretation der manchmal einfach als Messfehler oder Rauschen abgewerteten Datenbasis.

Die Interpretation der drei Beispieldatensätze wurde anhand von nur zwei Messwerten am Impaktor durchgeführt, da eine Art statische Ersatzkraft für Bauingenieure am relevantesten für die Bemessung erscheint. Im Detail hat diese eingeschränkte Sicht keine Gültigkeit mehr, da eine wesentlich größere Anzahl von Parametern durch die Interaktion von Prüfkörper und Prüfvorrichtung beeinflusst werden. Am Beispiel der Kraftmessung zwischen Impaktor und Fallmasse wird dies deutlich, da diese beispielsweise sehr stark durch Querkkräfte auf Biegung beeinflusst werden und Fehlinterpretationen hierzu möglich sind. Um dies zu kompensieren, wären perspektivisch zusätzliche Sensoren nötig.

Die drei Beispiele zeigen weiterhin die Schwierigkeiten auf, will man klar und eindeutig zwischen den drei wichtigsten Parametern Energie, Masse und Geschwindigkeit und deren Einfluss auf das Schädigungsverhalten unterscheiden. Bereits der Begriff Schädigung ist in diesem Zusammenhang nicht wirklich fassbar, noch ist er für solche Experimente einheitlich definiert.

Vor diesem Hintergrund wären Versuche ohne umfangreiche Schädigung sinnvoll, um detailliertere Informationen über die wahre Belastbarkeit der Probe zu erhalten. Versuche mit einem deutlichen Energieüberschuss machen an dieser Stelle offensichtlich nicht wirklich Sinn. Um dieses Verhalten im Detail besser zu verstehen, sind momentan umfangreiche numerische Untersuchungen zur Abbildung der Interaktion mit der Versuchseinrichtung in Arbeit und werden Auswirkung auf die nächsten Versuchsserien haben.

Danksagung

Das dieser Veröffentlichung zugrunde liegende Vorhaben wurde mit Mitteln der Deutschen Forschungsgemeinschaft DFG unter dem Förderkennzeichen Cu 37/22-1 gefördert. Der Autor bedankt sich für diese Unterstützung seiner Arbeit.

Quellen

- [1] Bischoff, P.; Perry, S.: Compressive behaviour of concrete at high strain rates. *Materials and Structures* 24 (1991), S. 425–450.
- [2] Malvar, L. J.; Ross, C. A.: Review of strain rate effects for concrete in tension. *ACI Materials Journal* 95 (1998), S. 735–739.
- [3] Häußler-Combe, U.; Kühn, T.: Modeling of Strain Rate Effects for Concrete with Viscoelasticity and Retarded Damage. *International Journal of Impact Engineering* 50 (2012), S. 17–28.
- [4] Kühn, T.; Häußler-Combe, U.: Strain Rate Sensitive Failure Modelling of Concrete with a novel Visco-Elastic-Retarded-Damage material formulation. In: *Proceedings of 10th World Congress on Computational Mechanics (WCCM 2012)*. Sao Paulo, Brazil : Escola Politécnica da Universidade de Sao Paulo, 2012.
- [5] Beckmann, B.; Hummeltenberg, A.; Weber, T.; Curbach, M.: Strain Behaviour of Concrete Slabs under Impact Load. *Structural Engineering International* 22 (2012) 4, S. 562–568.
- [6] Kühn, T.; Beckmann, B.; Hummeltenberg, A.; Curbach, M.: Experimental and numerical investigation of concrete slabs under drop weight load. In: Dancygier, A. N. (Hrsg.): *Engineering a Concrete Future: Technology, Modeling & Construction – Proceedings of the fib-Symposium 2013*, 22. –24.4.2013 in Tel-Aviv. Israeli Association of Construction & Infrastructure Engineers (IACIE) & Faculty of Civil and Environmental Engineering, Technion – Israel Institute of Technology, 2013, S. 639.