

## ERDBEBENINGENIEURWESEN UND BAUDYNAMIK

Eine gemeinsame Publikation von

**D G E B**

Deutsche Gesellschaft für  
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik  
www.dgeb.org

**O G E**

Österreichische Gesellschaft für  
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik  
www.oge.or.at

**S G E B**

Schweizer Gesellschaft für  
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik  
www.sgeb.ch

**Inhalt****Aufsätze**

- S 2 **Die Erdbebenserie in der Emilia-Romagna im Mai 2012: Schäden an Industriehallen und geotechnische Aspekte**  
T. Wenk, M. Baur, B. Duvernay, A. Paparo
- S 8 **DGEB – Erkundungsreise, Mai 2012: Erdbebenserie Emilia-Romagna in Norditalien**  
J. Rosin, F. Taddei, T. Schmitt
- S 15 **Einsatz von duktilem Beton zum Schutz gegen hochdynamische Einwirkungen**  
H. Sadegh-Azar, R. Borsutzky, S. Hauser

**EDITORIAL**

Die verheerende Erdbebenserie im Mai 2012 in Norditalien weist eine traurige Bilanz auf. Infolge zahlreicher eingestürzter Gebäude kamen mehrere Menschen ums Leben und viele wurden verletzt. Die Folgen des Erdbebens zeigen deutlich die Verletzbarkeit des Bauwerksbestands, die Notwendigkeit der Erdbebenertüchtigung bestehender Bauten und der Weiterentwicklung seismischer Normen sowie die kontinuierliche Anpassung der Erdbebengefährdungskarten.

Die DEGB und SGEb entsendeten spontan zwei Expertengruppen, die in den Tagen nach den Erdbeben eine Begutachtung der Schäden vornahmen. Zielsetzung war hierbei nicht die flächenhafte Erfassung der Schäden, sondern die Beurteilung von Schäden im Hinblick auf Lehren bezüglich Erdbebenverhalten von Einzelbauten.

Für die DEGB sind Stephan Dreyer, Julia Rosin, Francesca Taddei und Timo Schmitt nach Italien gefahren. Das Fotomaterial der Erkundungsreise steht den DGEB-Mitgliedern im internen Downloadbereich zur Verfügung und eine umfassende Dokumentation wird in dem DGEB-Schriftenreihenheft 15 erfolgen.

Von der SGEb machte sich eine von Thomas Wenk geleitete Gruppe, der Michael Baur, Blaise Duvernay und Alessandro Paparo angehörten, unmittelbar nach dem ersten Beben am 20.05.2012 auf den Weg nach Italien.

Die ersten Ergebnisse der Schadensaufnahmen vor Ort sind in zwei Beiträgen in diesem Mitteilungsblatt zusammengestellt. Der Beitrag der DGEB gibt einen Gesamtüberblick und dokumentiert Schäden an historischen und modernen Mauerwerksbauten. Der Beitrag der SGEb konzentriert sich auf die in großer Zahl aufgetretenen Schäden an Industriehallen und erläutert die Thematik der Bodenverflüssigung.

Wie gewohnt möchten wir Sie auch diesmal auf die Internetseiten unserer Gesellschaften

<http://www.dgeb.org>

<http://www.oge.or.at>

<http://www.sgeb.ch>

aufmerksam machen und Sie dazu einladen, sich auf diesem Weg über die Arbeit der nationalen Gesellschaften zu informieren und eine Mitgliedschaft in Betracht zu ziehen. Weiterhin möchten wir Sie auf die am 26.-27. September 2013 an der RWTH Aachen stattfindende Konferenz „Seismic design of industrial facilities“ (<http://www.SeDIF-Conference.de>) hinweisen, auf der die Thematik der Erdbebensicherheit von Industrieanlagen behandelt wird.

Christoph Butenweg  
Rudolf Heuer  
Thomas Wenk

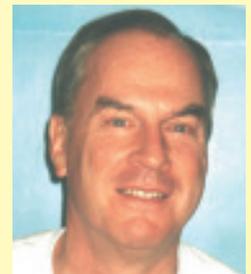
S 1



Christoph Butenweg  
(Vorsitzender DGEB)



Rudolf Heuer  
(Generalsekretär OGE)



Thomas Wenk  
(Vorsitzender SGEb)

# Die Erdbebenserie in der Emilia-Romagna im Mai 2012: Schäden an Industriehallen und geotechnische Aspekte

T. Wenk, M. Baur, B. Duvernay, A. Paparo

S 2

**Zusammenfassung** Im Mai 2012 wurde die Region Emilia-Romagna in Norditalien durch eine Erdbebenserie mit Magnituden bis zu  $M_V = 5,9$  erschüttert. Neben zahlreichen Mauerwerksbauten sind auch Industriehallen in unerwartet großem Ausmaß beschädigt worden und Bodenverflüssigung trat in mehreren Ortschaften auf. Da die Erdbebengefährdung der betroffenen Region vergleichbar mit derjenigen der drei D-A-CH-Länder ist, können aus den Schadenbildern wertvolle Lehren gezogen werden, die für Industriehallen und geotechnische Aspekte in diesem Beitrag des SGEB-Erkundungsteams dargestellt werden.

## 1 Einleitung

Eine Woche nach dem Erdbeben vom 20. Mai 2012 mit einer Magnitude von  $M_V = 5,9$  in der Region Emilia-Romagna in Norditalien begab sich eine vierköpfige Erkundungsmmission der Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (SGEB) für drei Tage ins Hauptschadengebiet, um von typischen Schadenbildern Lehren für die Erdbebensicherung in der Schweiz zu ziehen. Die Erdbebengefährdung der betroffenen Region entspricht etwa derjenigen in den höheren Erdbebenzonen der drei D-A-CH-Länder und die Magnitude des Erdbebens erreicht etwa die Stärke des Bemessungsbebens in diesen Zonen, so dass sich die Beobachtungen und Erfahrungen gut übertragen lassen.

Im folgenden werden die Schäden an Industriehallen und geotechnische Aspekte, darunter insbesondere die Bodenverflüssigung, beschrieben. Beide Schadenarten sind in einem Ausmaß aufgetreten, das für diese Erdbebenstärke nicht erwartet worden ist. Der vorliegende Beitrag ergänzt den Beitrag des DGEB-Erkundungsteams, in dem seismologische Aspekte und Schäden an historischen und modernen Mauerwerksbauten zusammengefasst werden [1].

### Dr. sc. techn. Thomas Wenk

Gehrenholz 2h, CH-8055 Zürich

### Dr.-Ing. Michael Baur

Hochschule Luzern Technik & Architektur  
CC Konstruktiver Ingenieurbau  
Technikumstrasse 21, CH-6048 Horw

### M.Sc. Blaise Duvernay

Koordinationsstelle des Bundes für Erdbebenvorsorge  
Bundesamt für Umwelt (BAFU)  
CH-3003 Bern

### M.Sc. Alessandro Paparo

Earthquake Engineering and Structural Dynamics  
Laboratory (EESD), ENAC, Ecole Polytechnique  
Fédérale de Lausanne (EPFL)  
CH-1015 Lausanne

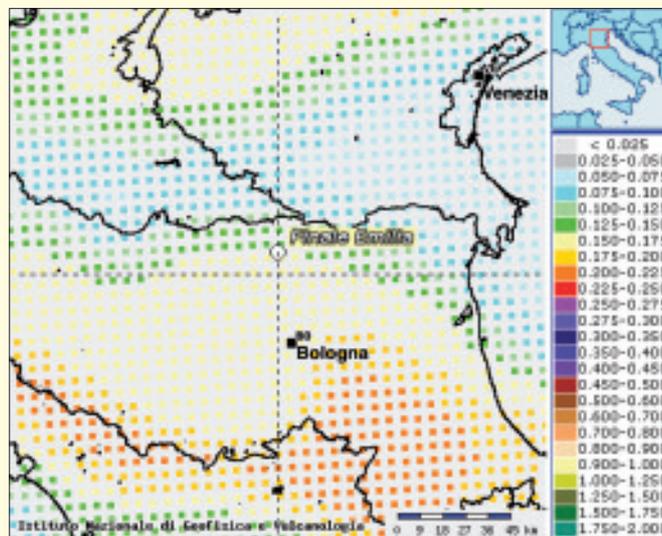


Bild 1. Erdbebengefährdungskarte der Region Emilia-Romagna mit dem Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung für eine Wiederkehrperiode von 475 Jahren [2].

## 2 Erdbebenbestimmungen

Seit 2003 gilt für Italien eine kontinuierliche Erdbebenzonenkarte, die interaktiv abgefragt werden kann [2]. Bild 1 zeigt in einem Ausschnitt die Erdbebengefährdung in der Region Emilia-Romagna mit dem Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung  $a_{gd}$  für eine Wiederkehrperiode von 475 Jahren, d.h. der maximalen Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A (Fels) und normale Bauten mit einem Bedeutungsfaktor von 1,0. Das Hauptschadengebiet ist im nördlichen Teil der Emilia-Romagna gelegen mit der Stadt Finale Emilia im Zentrum. Es befindet sich in einem Bereich mittlerer Seismizität, nämlich in der grünen Zone mit  $a_{gd} = 1,25$  bis  $1,5$   $m/s^2$  und der gelben Zone mit  $a_{gd} = 1,5$  bis  $1,75$   $m/s^2$  der italienischen Erdbebenzonenkarte, die etwa den beiden höchsten Erdbebenzonen Z3a und Z3b der Schweiz entsprechen.

Vor 2003 war der nördliche Teil der Emilia-Romagna als nicht seismische Zone eingestuft, in der keine Erdbebeneinwirkung zu berücksichtigen war. Deshalb sind die meisten Gebäude im Hauptschadengebiet ohne Erdbebenbemessung erstellt worden. Erdbebenertüchtigungen von vor 2003 gebauten Gebäuden konnten keine festgestellt werden. Seit 2008 gelten in Italien die Eurocodes als Tragwerksnormen, darunter der Eurocode 8 für die Erdbebenbemessung [3]. In Italien erfolgte die nationale Umsetzung der Eurocodes durch ein Ministerialdekret [4].

Für die Bemessung der horizontalen Verankerung von nicht tragenden Bauteile, wie z.B. Fassadenplatten, ist gemäß [4] ein Erdbebenbeiwert  $S_a = a_{gd} S [3(1 + z/H) / (1 + (1 - T_a/T_1)^2) - 0,5]$  entsprechend Gleichung (4.25) im Eurocode 8 [3] zu berücksichtigen. Dabei ist  $S$  ein Bodenparameter,  $z/H$  das Höhenverhältnis zwischen der Höhenlage des nicht tragen-



Bild 2. Lagerhalle für Parmesan mit umgekippten schweren Fassadenplatten in Moglia (a, b). Detailansicht (c) der Oberkante der linken Fassadenplatte in (b).



Bild 3. Essigfabrik mit umgekippten schweren Fassadenplatten in Motta (a). In der Halle kippte ein Stahltank mit Essig um und lief aus (b). Die Stahltanks sind am Boden unverankert (c).



Bild 4. Lagerhalle mit umgekippten schweren Fassadenplatten in Cavezzo (a). In der mittleren Stahlbeton-Fertigteilstütze sind zwei Ankerschienen für Fassadenanker erkennbar (b). Ein daraus herausgerissener Fassadenanker ist im roten Kreis in (c) und im Detailfoto (d) ersichtlich.

den Bauteils und der Gebäudehöhe sowie  $T_a/T_1$  das Schwingzeitenverhältnis zwischen nicht tragendem Bauteil und Gebäude. Für den mittleren Bemessungswert der Bodenbeschleunigung im Schadengebiet von  $a_{gd} = 1,5 \text{ m/s}^2$  sowie Baugrundklasse C ( $S = 1,15$ ) ergibt sich im ungünstigsten Fall ein Erdbebenbeiwert  $S_a = 0,95$ , wenn Resonanz zwischen nicht tragendem Bauteil und Gebäude angenommen wird, d.h.  $T_a = T_1$  und  $z = H$ . Unter Berücksichtigung des Verhaltensbeiwerts für Fassadenbauteile  $q_a = 2,0$  [3] erreicht die horizontale Verankerungskraft gerade etwa das halbe Gewicht der zu befestigenden Fassadenplatte.

### 3 Schäden an Industriehallen

Vor allem der westliche Teil der Emilia-Romagna ist stark industrialisiert, so dass bei der Serie von leicht schwächeren Nachbeben am 29. Mai mehr Hallen beschädigt wurden als beim Hauptstoß weiter östlich am 20. Mai, vergleiche dazu

die Karte der Epizentren im **Bild 2** des Beitrags des DGEB-Erkundungsteams [1].

#### 3.1 Heruntergefallene Fassadenplatten

Heruntergefallene Fassadenplatten waren ein weit verbreitetes Schadenbild bei Industriehallen. Meist handelte es sich um schwere Fassadenplatten aus Beton mit schwacher Verankerung oder ohne erkennbare Verankerung für Horizontalkräfte am Tragwerk der Halle. Bild 2 zeigt eine Lagerhalle für Parmesan mit umgekippten Fassadenplatten in Moglia, **Bild 3** zeigt die Halle einer Essigfabrik in Motta, wo durch die umgekippte Fassade ein Tank-Anhänger beschädigt wurde. Bei der neuen Lagerhalle in Cavezzo in **Bild 4** lässt sich eine typische Verankerung der Fassadenplatten bei Konstruktionen aus Stahlbeton-Fertigteilen erkennen. In den Stahlbeton-Fertigteilstütze sind vertikale Ankerschienen für Fassadenanker eingelassen (Bild 4b). Der daraus herausgerissene schwache Fassadenanker in den Bildern 4c



Bild 5. Neubau einer Lagerhalle aus Stahlbeton-Fertigteilen in Cavezzo. Innenansicht einer nach außen gekippten Fassadenplatte (b) der Querfassade in der Ansicht (a). Detailansicht des herausgerissenen Fassadenankers (c).



Bild 6. Eingestürzte Stahlhalle in Sant'Agostino (a) und eingestürzte Stahlbeton-Fertigteilhalle in Casumaro (b), in der als Folge des Erdbebens ein Brand ausgebrochen ist.

und 4d lässt vermuten, dass es sich dabei nur um eine Verankerung für die Horizontalkräfte infolge Wind und nicht für Erdbeben handelt.

**Bild 5** zeigt eine beschädigte Halle aus Stahlbeton-Fertigteilen, die zur Zeit des Erdbebens noch im Bau war. Sie befindet sich im gleichen Industriegebiet von Cavezzo wie die Halle in Bild 4 und kann als typisches Beispiel für den vorherrschenden Konstruktionstyp der Fertigteilhallen in der Region betrachtet werden. Die schwachen Verankerungen der bereits montierten untersten Reihen von Fassadenplatten sind ausgerissen (Bild 4c) und die Fassadenplatten nach außen gekippt (Bild 4b). Auffallend ist ferner, dass in der Halle kein eigentliches Aussteifungssystem für horizontale Einwirkungen vorhanden ist. Jede Stahlbeton-Fertigteilstütze wirkt als im Fundament eingespannter vertikaler Kragarm ohne Rahmenwirkung über Fassadenriegel oder über Dachträger, da diese nur auf kurzen Stützenkonsolen aufgelegt sind (Bild 5a).

### 3.2 Dacheinstürze

Bei einigen Hallen stürzte das Dach ein. **Bild 6** zeigt Einstürze einer Stahlhalle in Sant'Agostino und einer Stahlbeton-Fertigteilhalle in Casumaro. Die Stahlbeton-Fertigteilhalle weist einen ähnlichen Konstruktionstyp auf wie die noch im Bau befindliche Halle in Bild 5. Die auf kurzen Konsolen der Fertigteil-Stützen aufgelagerten Dachträger sind infolge Auseinanderbewegung der Stützen in einer Art von Kartenhauseffekt herunter gestürzt. Die Stützen blieben zum größten Teil stehen. In dieser Halle ist als Folge des Erdbebens ein Brand ausgebrochen (Bild 6b). Bei den übrigen eingestürzten Hallen wurden keine Brandspuren gesehen.

### 3.3 Beschädigte Inhalte

Die Schäden an Maschinen, Lagergut und sonstigen Ausrüstungen in den Hallen waren meist größer als die Schäden an den Hallen selbst. Hinzu kommen Folgeschäden durch Produktionsausfall. Auch in den nicht eingestürzten Hallen entstanden große Schäden an den Inhalten infolge umgestürzte Lagerregale, wie z.B. in Bild 2 bei der Parmesan-Halle.

## 4 Bodenverflüssigung

Beim Hauptbeben der Magnitude 5,9 vom 20. Mai 2012 (Herdtiefe 6,3 km) traten primär in den beiden Ortschaften San Carlo und Mirabello, die 14 km und 18 km östlich vom Epizentrum liegen, großflächig verschiedene Effekte von Bodenverflüssigung auf.

### 4.1 Potential zur Bodenverflüssigung

Die betroffenen Ortschaften liegen in flachem Gelände in der Po-Ebene mit einem nur wenige Meter tiefen Grundwasserspiegel. Namhafte Schichten und Linsen von bodenverflüssigungsempfindlichen Böden, insbesondere lockere und wassergesättigte Sande, befinden sich vorwiegend entlang von heutigen und früheren Flussläufen [5], [6].

Die beobachtete Bodenverflüssigung in San Carlo und Mirabello steht in Zusammenhang mit dem früheren Flusslauf des Reno, der diese Orte in Richtung Nord-Ost bis Mitte des 18. Jahrhunderts durchquerte. Um einen besseren Schutz gegen immer wiederkehrende Hochwasser sicherzustellen, wurde der Reno in der zweiten Hälfte des 18. Jahrhunderts östlich von San Carlo kanalisiert. Das alte Flussbett wurde aufgeschüttet, um Verkehrswege und Bebauungen entlang

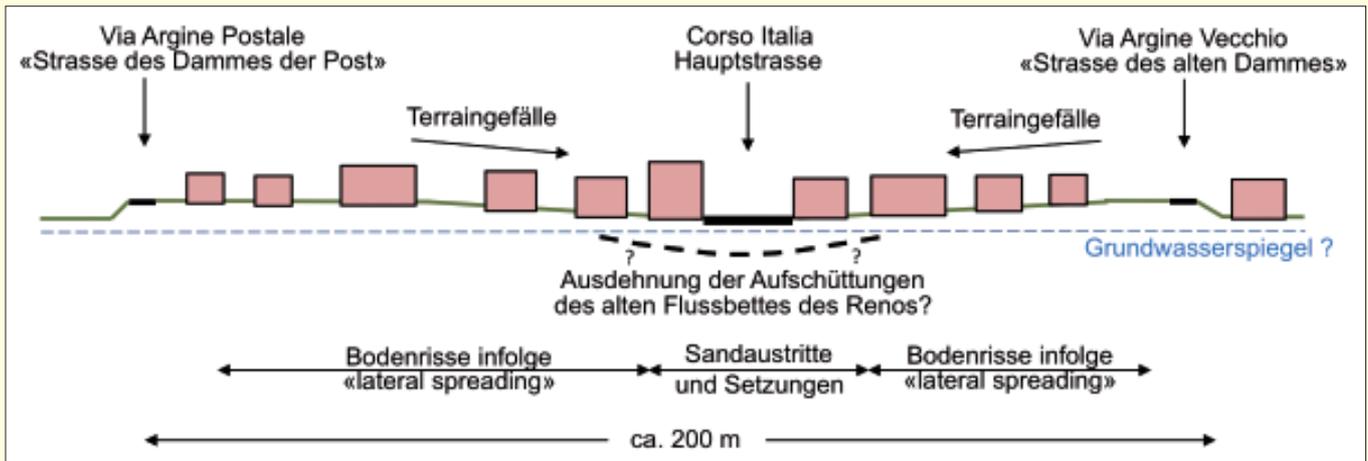


Bild 7. Schematischer Querschnitt durch das alte Flussbett des Reno quer zur Hauptstraße „Corso Italia“ mit der Verteilung der Bodenverflüssigungsphänomene in Mirabello



Bild 8. Bodenverflüssigung in Mirabello: Sandaustritt in einem Park (a), Trennrisse im Boden von der Bildecke rechts unten bis durch die Fassade im Hintergrund verlaufend (b), differentielle Setzungen zwischen Außenwand und Boden des Erdgeschosses im Eingangsbereich eines Wohnhauses (c).



Bild 9. Geringfügige Gebäudesetzungen und Bodenrisse infolge Bodenverflüssigung entlang der Hauptstraße in Mirabello: Setzungen eines dreistöckigen Geschäftshauses mit Aufwölbung des Trottoirs (a), Riss durch eine Querstraße infolge seitlicher Bodenverschiebungen (b).

des Flusslaufes zu ermöglichen [7]. Dadurch befinden sich große Teile des heutigen Siedlungsgebietes von San Carlo und Mirabello auf lockeren, wassergesättigten Sanden, die ein markantes Potential zur Verflüssigung aufweisen. Ähnliche Phänomene wurden bereits früher bei Erdbeben in der Po-Ebene beobachtet, wie z.B. im Jahre 1570 in Ferrara, als Gebäude auf Sanden in einem alten Flussbettes des Po starke differentielle Setzungen erfuhren [8], [9].

#### 4.2 Mirabello

Der Ort Mirabello wurde auf dem aufgeschütteten Flussbett und den seitlichen Dämmen entlang dem ehemaligen Flusslaufes des Reno gebaut. Bild 7 zeigt einen schematischen Querschnitt durch das heute aufgeschüttete Flussbett des Reno quer zur Hauptstraße „Corso Italia“ mit der Verteilung der verschiedenen Bodenverflüssigungsphänomene in Mirabello (Bild 8 und 9). Sandaustritte an die Oberfläche, häu-



Bild 10. Sandaustritte durch Bodenrisse in San Carlo: in einem Feld (a), entlang der Viale Antonio Gramsci am Rande des abgesperrten Quartiers von San Carlo (b).

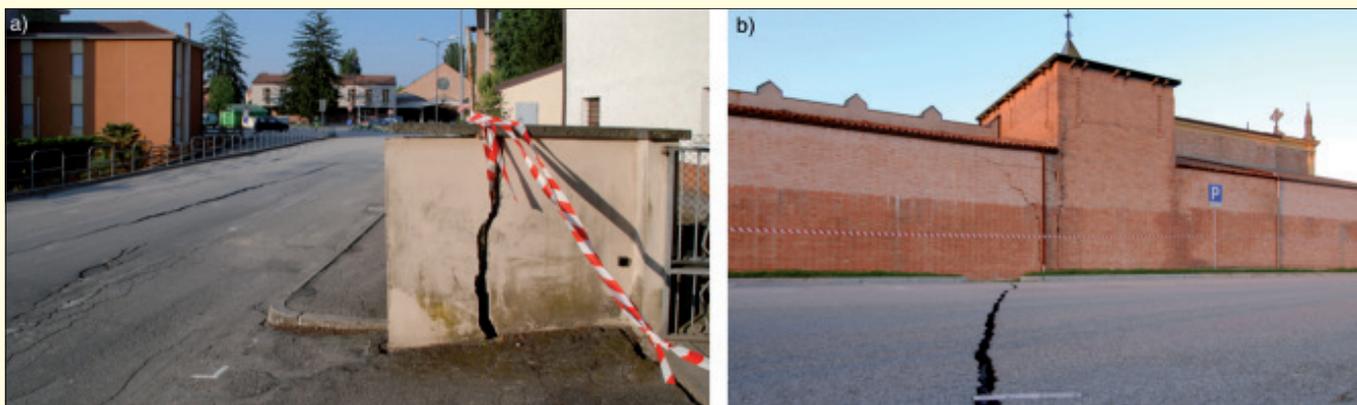


Bild 11. Risse durch Umfassungsmauern infolge Bodenverflüssigung in San Carlo: durch eine Gartenmauer in der Viale Antonio Gramsci (a), durch die Friedhofsmauer mit Fortsetzung als Bodenriss (b).

fig entlang Kanalisationsleitungen und bei Brunnen, konnten festgestellt werden (Bild 8a). Zur Zeit der SGEB-Erkundungsmision waren die resultierenden Sand-Ablagerungen in Mirabello zum größten Teil schon weggeräumt. Spuren zeigten, dass die Mächtigkeit dieser Ablagerungen lokal einige Dezimeter erreicht hatte. Bodenrisse mit einer Breite von einigen Zentimetern wurden an verschiedenen Orten parallel zur Hauptstraße „Corso Italia“ in Mirabello beobachtet (Bilder 8b und 9b). Diese wurden durch seitliche Bodenverschiebungen („lateral spreading“) auf verflüssigten Schichten in Richtung zur Mitte des ehemaligen Flussbettes verursacht. Bei einigen Gebäuden setzten sich die parallel zur Hauptstraße verlaufenden Risse infolge seitlicher Bodenverschiebungen als vertikale Trennrisse in den Fassadenwänden fort (Bild 8b).

Entlang der Hauptstraße traten bei einigen Gebäuden Setzungen im Bereich von wenigen Zentimetern auf, jedoch ohne nennenswerte strukturelle Schäden oder bleibende Schiefstellungen zu verursachen. Beim Mauerwerksgebäude im Hintergrund von Bild 8a musste ein Gewölbe infolge Setzungsschäden provisorisch abgestützt werden. Bei einem Wohngebäude waren differentielle Setzungen von einigen Zentimetern im Eingangsbereich des Erdgeschosses zu beobachten (Bild 8c). Um die Türe nach dem Erdbeben öffnen zu können, mussten die Bodenplatten entfernt werden. Das Gebäude hatte kein Untergeschoss und die vermutlich auf Streifenfundamenten fundierten Außenwände setzten sich gegenüber der Bodendecke des Erdgeschosses. Diese Bauweise ohne Untergeschoss ist repräsentativ für die Gegend.

Bild 9a zeigt geringfügige Gebäudesetzungen eines Geschäftshauses an der Hauptstraße in Mirabello, die an der Aufwölbung des Trottoirs zu erkennen sind. Das Aufschwimmen oder der Einsturz von Kanalisationsleitungen wurde nicht beobachtet. Ob unterirdische Leitungen beschädigt oder verstopft wurden, konnte vor Ort nicht festgestellt werden. Der einzige Totaleinsturz in Mirabello war derjenige der Kathedrale di San Paolo. Doch darf vermutet werden, dass die Bodenverflüssigung bei diesem Einsturz keine Rolle gespielt hat.

### 4.3 San Carlo

In San Carlo wurden ähnliche Schadenbilder (Bild 10 und 11) infolge Bodenverflüssigung wie in Mirabello beobachtet, jedoch tendenziell häufiger als in Mirabello. Andererseits war die Zuordnung der Bodenverflüssigungsphänomene zur Lage des alten Flussbettes des Reno weniger eindeutig als in Bild 7 für Mirabello dargestellt.

Ein Quartier von San Carlo wurde relativ stark von der Bodenverflüssigung betroffen. Es war am 29. Mai 2012 noch vollständig abgesperrt. Gemäß [10] und [11] sollen in dieser Zone größere Bodenrisse und Sandaustritte in Häusern bis zu 60 cm Mächtigkeit sowie größere horizontale Bodenverschiebungen aufgetreten sein. Einige Gebäude hätten größere strukturelle Schäden erlitten. Das Bild 10b zeigt einen Bodenriss mit Sandaustritt entlang der Straße „Viale Antonio Gramsci“ am Rande des abgesperrten Gebietes. Im Bild 11a ist an der gleichen Straße eine Gartenmauer infolge verflüssigungsbedingten Setzungen entzwei gebrochen. Weitere

Schäden aus seitlichen Bodenverschiebungen wurden beim Friedhof beobachtet, wo sich ein Bodenriss durch die Friedhofsmauer fortgepflanzt hat (Bild 11b).

Wie in Mirabello konnten auch in San Carlo keine Schäden im Boden verlegten Leitungsnetzen festgestellt werden. Jedoch erfolgte die örtliche Trinkwasserversorgung mit Tanklastwagen, was auf eine beeinträchtigte Wasserversorgung hinweist.

#### 4.4 Bodenbewegungsgrößen und Bodenverflüssigung

Das Epizentrum des stärksten Nachbebens vom 29. Mai 2012 mit der Magnitude 5,8 und einer Herdtiefe von 10,2 km lag ca. 15 km weiter westlich von San Carlo und Mirabello als das Epizentrum des Hauptbebens. Nach dem Nachbeben wurden keine weiteren Anzeichen von Bodenverflüssigung in San Carlo und Mirabello beobachtet.

Die Erschütterungskarten des Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia [12] zeigen für das Gebiet San Carlo-Mirabello maximale horizontale Bodenbeschleunigungen von 0,12 bis 0,16 g für das Hauptbeben am 20. Mai und 0,05 bis 0,10 g für das Nachbeben am 29. Mai. Die Werte vom 20. Mai sind mit größeren Unschärfen behaftet, da die nächste Messstation (MRN) ca. 50 km entfernt von San Carlo in Mirandola lag. Am 29. Mai waren fünf temporäre Messstationen in einem Radius von 15 km um das Gebiet San Carlo-Mirabello im Einsatz mit der nächsten Station nur 5 km süd-westlich von San Carlo.

#### 5 Geotechnische Bauwerke

Wegen der flachen Topographie gibt es in der Emilia-Romagna relativ wenige geotechnische Bauwerke. Zu erwähnen sind vor allem Flussdämme, kleine Dämme von Verkehrswegen und einige Stützbauwerke. Während der SGEB-Erkundungsmission wurden keine erwähnenswerten Schäden an solchen Bauwerken beobachtet.

#### 6 Schlussfolgerungen

Das Ziel dieses Beitrags war es, typische Schadenbilder an Industriehallen und geotechnische Aspekte der Erdbebenserie in der Emilia-Romagna zusammenzutragen, mögliche Ursachen für die Schäden zu diskutieren und Lehren für die Schweiz daraus zu ziehen. Dabei sind die Lehren aus der Bodenverflüssigung besonders hervorzuheben:

- Analoge Situationen von bebauten Gebieten auf aufgeschütteten alten Flussläufen sind auch in der Schweiz vorhanden.
- Bereits bei Erdbeben mit einer Magnitude unter 6,0 und mit Bodenbeschleunigungen von ca. 0,15 g kann Bodenverflüssigung auftreten.
- Die Erschütterungen am 20. Mai 2012 in San Carlo und Mirabello erreichten vermutlich etwa den Bereich der Bemessungswerte der horizontalen Bodenbeschleunigung der höheren Erdbebenzonen Z2 bis Z3b in der Schweiz [13]. D.h., dass in diesen Zonen bei sensiblen Böden mit

Bodenverflüssigung zu rechnen ist. In der laufenden Teilrevision der Norm SIA 267 Geotechnik [14] soll ein entsprechender Grenzwert von 0,11 g eingeführt werden, unter welchem die Bodenverflüssigung nicht weiter zu untersuchen ist. Dieser aufgrund empirischer Ansätze aus [15] festgelegte Grenzwert ist nun durch die Beobachtungen in der Emilia-Romagna bestätigt worden.

Die großen Schäden an Industriehallen lehren, dass in Gebieten in denen Erdbebenbestimmungen erst vor wenigen Jahren eingeführt wurde, die Erdbebenertüchtigung bestehender Bauten unerlässlich ist und dass die Erdbebensicherung neben dem Tragwerk auch nicht tragende Bauteile und Inhalte umfassen muss.

#### Literatur

- [1] Rosin, J., Taddei, F., Schmitt, T.: Die Erdbebenserie in der Emilia Romagna im Mai 2012: DGEB-Erkundungsmission, D-A-CH-Mitteilungsblatt, Bauingenieur 87 (2012), Heft 9.
- [2] INGV – Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia: Dati online della pericolosità sismica in Italia (2012), <http://esse1.mi.ingv.it/>
- [3] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, European Standard EN 1998-1, European Committee for Standardisation, Brussels, Belgium (2004).
- [4] Ministero delle Infrastrutture: Norme Tecniche per le Costruzioni, Decreto Ministeriale 14/01/2008.
- [5] Carta Geologica d'Italia alla Scala 1:50'000. [www.isprambiente.gov.it](http://www.isprambiente.gov.it)
- [6] Romeo, R.W.: Emilia (Italy) M 5.9 earthquake on May 2012. An unusual pattern of liquefaction". Italian Journal of Engineering Geology and Environment, 2 (2012).
- [7] Barbieri, M.: Brevi note storico-geografiche sul Reno – [www.protocogalliera.it](http://www.protocogalliera.it). Quelle: Reno, campi e unomini, Rivista della pianura, Anno 1, n.1, giugno-dicembre 2003, [www.pianurareno.org](http://www.pianurareno.org).
- [8] Berardi, R., Margottino, C., Molin, D., Parisi, A.: Soil liquefaction: case history in Italy. Technophysics, 193: 141–164 (1991).
- [9] Prestininzi, A., Romeo, R.W.: Earthquake-Induced Ground Failures in Italy. Engineering Geology, 58(3–4): 387–397 (2000).
- [10] Crespellani, T., Facciorusso, J., Ghinelli, A., Madaï, C., Renzi, S., Vannucchi, G.: Rapporto preliminare sui diffusi fenomeni di liquefazione verificati durante il terremoto in Pianura Padana Emiliana del maggio 2012, Università degli studi di Firenze, Dipartimento di ingegneria civile e ambientale, Sezione Geotecnica (2012).
- [11] Fioravante, V., Giretti, D.: Il Caso de San Agostino-San Carlo. Rapporto, Università degli Studi di Ferrara, Dipartimento di Ingegneria (2012).
- [12] Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia: Shake Maps, <http://shakemap.rm.ingv.it/shake/index.html> (2012).
- [13] Schweizer Norm SIA 261: Einwirkung auf Tragwerke. Schweizerische Ingenieur und Architekten-Verein, Zürich (2003).
- [14] Schweizer Norm SIA 267: Geotechnik. Schweizerische Ingenieur und Architekten-Verein, Zürich (2003).
- [15] Idriss, I.M., Boulanger, R. W.: Soil liquefaction during earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute, MNO-12 (2008).

# Die Erdbebenserie in der Emilia-Romagna im Mai 2012: DGEB – Erkundungsmission

J. Rosin, F. Taddei, T. Schmitt

**Zusammenfassung** Im Mai 2012 wurde Norditalien durch eine Erdbebenserie in der Region Emilia Romagna erschüttert. Die beiden stärksten Beben am 20. und 29. Mai mit Magnituden von 5,9 und 5,8 forderten Tote und Verletzte und verursachten beträchtliche wirtschaftliche Schäden. Die DGEB führte Anfang Juni eine Erkundungsmission zur Aufnahme von Bauwerksschäden durch. Der vorliegende Beitrag gibt Überblick über die seismologischen Hintergründe und stellt die wirtschaftlichen Auswirkungen sowie die Schäden an historischen und modernen Mauerwerksbauten vor. Eine ausführlichere Berichterstattung erfolgt im Rahmen der DGEB Publikation Nr. 15.

## 1 Einleitung

Am 20. Mai 2012 um 4:02 Uhr Ortszeit erschütterte ein schweres Erdbeben mit der Lokalmagnitude ( $M_L$ ) 5,9 (nach Richter) die Region Emilia Romagna in Norditalien. Das Epizentrum lag zwischen den Orten Finale Emilia und San Felice sul Panaro, etwa 36 km nördlich von Bologna. Das Erdbeben forderte sieben Todesopfer, zahlreiche Gebäude wurden zerstört oder beschädigt. Dem Hauptbeben vom 20. Mai gingen kleinere Beben voraus. Es folgte bis heute eine Erdbebenserie mit zahlreichen Nachbeben. Neun Tage nach dem ersten großen Beben ereignete sich am 29. Mai um 9:00 Uhr Ortszeit ein zweites schweres Beben mit der Lokalmagnitude 5,8 und verursachte weitere Todesopfer und Zerstörungen.

Dipl.-Ing. Julia Rosin, M.Sc. Francesca Taddei

Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen

Dipl.-Ing. Timo Schmitt

SDA-engineering GmbH

Kaiserstr. 100, 52134 Herzogenrath

gen. Das Epizentrum dieses Bebens lag bei Medolla, 15 km westlich des Bebens vom 20. Mai. Im Zeitraum vom 16. Mai bis zum 6. Juni wurden über 2000 Erdbeben mit Magnituden größer 3,0 registriert, von denen sieben Beben eine Magnitude größer 5,0 erreichten (**Bild 1**).

In der landwirtschaftlich geprägten Region traf das Erdbeben vom 20. Mai 2012 die Menschen vollkommen überraschend. Die stärksten beobachteten historischen Beben in dieser Gegend hatten Epizentralintensitäten von VII-VIII auf der Mercalli-Cancani-Sieberg-Skala (MCS) und liegen schon fast 100 Jahre und mehr zurück.

### 1.1 Erkundungsmission der DGEB

Die DGEB führte vom 1. bis 4. Juni eine Erkundungsreise in der von den Erdbeben betroffenen Region durch. Die in diesem Zeitraum besuchten Ortschaften sind in **Bild 2** dargestellt. Der Schwerpunkt der Untersuchung lag auf dem Zivil- und Wohnungsbau, Hallen und Gewerbebauten sowie historischen Kulturbauten. Der vorliegende Beitrag beschränkt sich auf einen seismologischen Überblick sowie auf Schäden an historischen und modernen Mauerwerksbauten. Für weiterführende Informationen wird auf die DGEB-Publikation Nr. 15 [3] hingewiesen. Die Bilder der Erkundungsreise stehen den Mitgliedern der DGEB bereits jetzt im internen Downloadbereich zur Verfügung.

## 2 Seismologische Aspekte

Das Italienische Nationale Institut für Geophysik und Vulkanologie (INGV) gibt als Bebencharakteristika der beiden stärksten Erdbeben die in **Tabelle 1** angegebenen Werte an. Der Herdmechanismus der Erdbeben ist revers mit maximaler Kompression in nahezu nord-südlicher Richtung (**Bild 5**). Es handelt sich um eine Aufschiebung. Dies steht im Zusammenhang mit der Lage der Erdbebenherde in der Po-Ebene, die zwischen den beiden Verschiebungsfronten der Apenni-

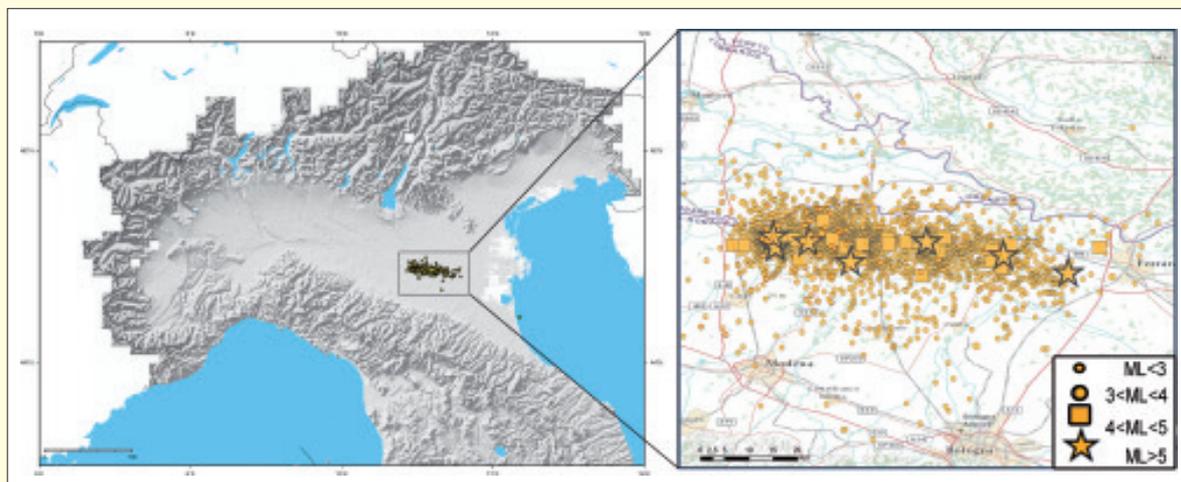


Bild 1. Lage der Erdbebenregion in Norditalien und Lage der Epizentren der Erdbeben mit  $M_L > 3,0$  im Zeitraum vom 16. Mai bis zum 6. Juni 2012, Sterne markieren Beben mit  $M_L > 5,0$ ; [1], [2]

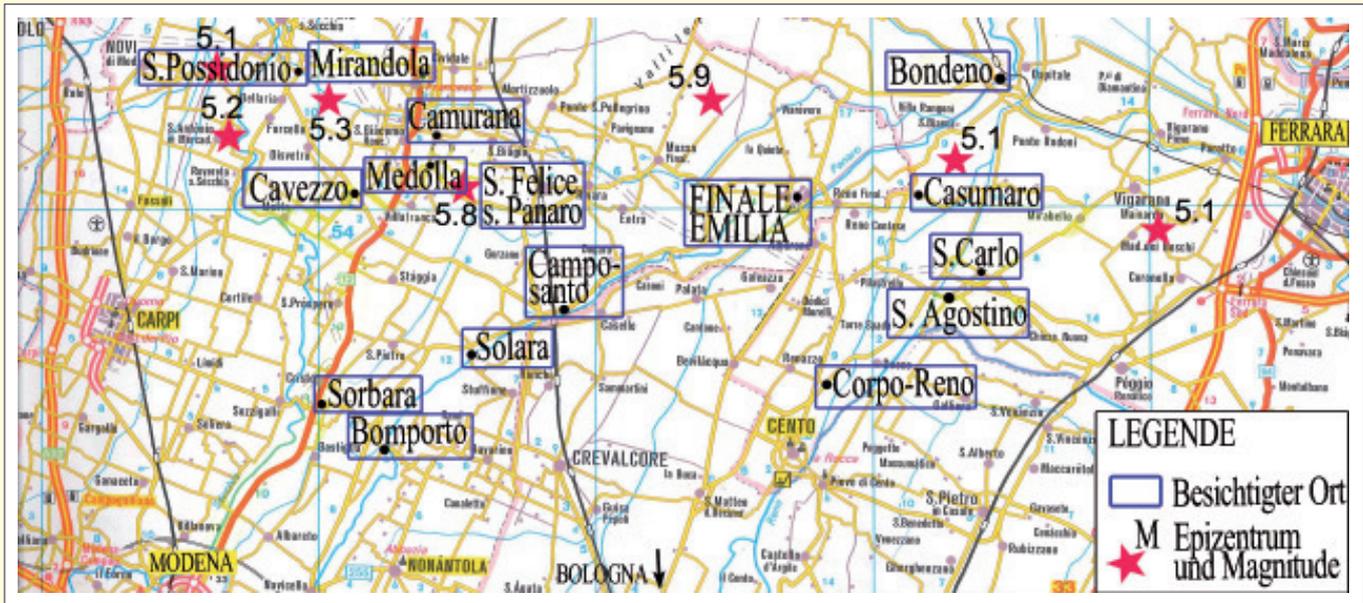


Bild 2. Untersuchte Orte und Epizentren der Beben mit  $M_l > 5,0$  im Zeitraum 19. Mai bis 6. Juni 2012; [4]

Tabelle 1. Bebencharakteristika der Erdbeben vom 20. und 29. Mai 2012 (Stand 29.06.2012); [2]

	Beben vom 20. Mai 2012	Beben vom 29. Mai 2012
Lokalmagnitude ( $M_l$ )	5,9	5,8
Momentmagnitude ( $M_w$ )	5,86	5,66
Ortszeit	4:02 Uhr	9:00 Uhr
Epizentrum (geogr. Koordinaten)	44.89 N, 11.23 E	44.85 N, 11.09 E
Herdtiefe	6,3 km	10,2 km

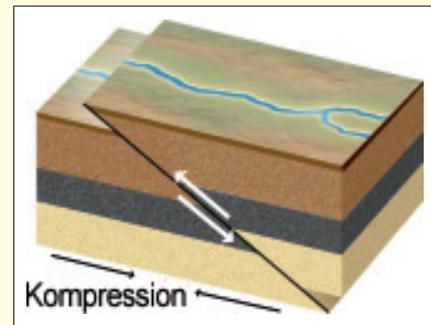


Bild 3. Reverser Herdmechanismus; [5]

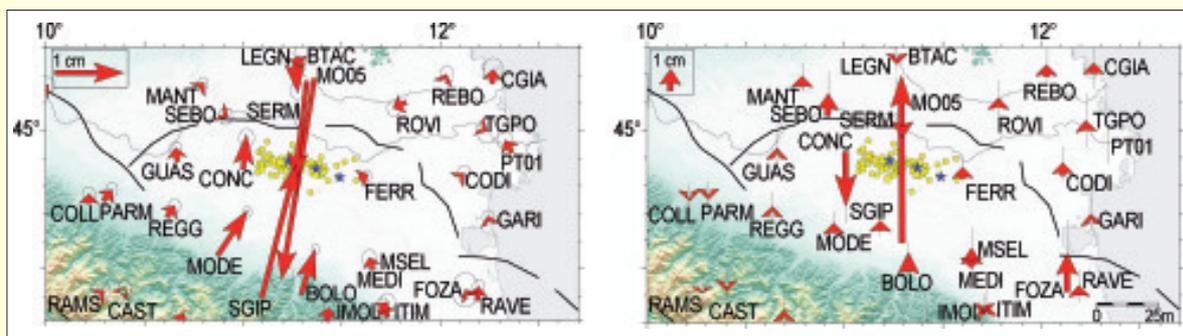


Bild 4. GPS Messungen der Gesamtverschiebungen in der Erdbebenregion im Zeitraum vom 5. bis 21. Mai (links: horizontale Verschiebungen, rechts: vertikale Verschiebungen); [2]

nen im Südwesten und der Alpen im Norden liegt. In diesem Gebiet herrschen komplexe tektonische Verhältnisse. Über die Zeit akkumulierte Spannungen werden dort immer wieder in neuen Erdbeben entladen. Im größeren tektonischen Zusammenhang ist die Kollision der Afrikanischen mit der Eurasischen Platte zu sehen, in deren Folge auch die Auffaltung der Alpen steht. Die durch das Beben am 20. Mai ausgelösten Verschiebungen an der Erdoberfläche zeigt **Bild 4**. Die größten Verschiebungen wurden an der Station Finale Emilia mit 30 mm horizontal und 73 mm vertikal gemessen. Die Ost-West Ausdehnung der lokalisierten Epizentren erstreckt sich auf einer Länge von etwa 40 km.

Das Hauptbeben wurde im Umkreis von 100 km an etwa 30 Stationen aufgezeichnet. Die maximale Beschleunigung von  $303 \text{ cm/s}^2$  wurde in vertikaler Richtung an der herdnächsten Station in einer Epizentralentfernung in 13,4 km gemessen. Die kurze Entfernung erklärt die hohe Beschleunigung in vertikaler Richtung. Die maximale Bodenbeschleunigung für eine mittlere Wiederkehrperiode von 475 Jahren für felsige Bedingungen beträgt nach italienischer Norm in diesem Gebiet um  $150 \text{ cm/s}^2$  [6]. **Tabelle 2** gibt die Stationen mit einer gemessenen maximalen Bodenbeschleunigung (PGA) von mehr als  $30 \text{ cm/s}^2$  an. Zum aktuellen Zeitpunkt stehen noch keine Registrierungen zur Verfügung, sodass keine Auswertung von Antwortspektren erfolgen konnte.

Tabelle 2. Gemessene maximale Beschleunigungen (PGA) größer 30 cm/s<sup>2</sup>; [7]

Station	Ort / Distrikt	Epizentral- distanz (km)	PGA (cm/s <sup>2</sup> )
MRN	Mirandola / Modena	13,4	303
NVL	Novellara / Reggio Emilia	39,7	51
SRP	Sorbolo / Parma	62,1	41
MDC	Medicina / Bologna	55,4	39
MDN	Modena / Modena	38,3	36
ALF	Alfonsine / Ravenna	76,8	33

S 10

Tabelle 3. Vorläufige Schätzung der landwirtschaftlichen Schäden in Mio. €, Stand 22.06.2012; [9]

Bereich	Mio. €
Parmigiano Reggiano	150
Grana Padano	70
Aceto Balsamico	15
Landhäuser, landwirtschaftliche Nutzgebäude	150
Bewässerungsanlagen, Wasserinfrastruktur	50
Ernte, Bestellung, Verarbeitung (Obst-/ Weinanbau, Viehzucht, Gewächshäuser)	50
Maschinen, landwirtschaftliche Geräte, Tiere	35
Summe	520

### 3 Schadensüberblick

#### 3.1 Sozioökonomische Schäden

Die Region Emilia Romagna spielt als drittwohlhabendste Region in Italien eine wichtige Rolle in der italienischen Wirtschaft: In den vom Erdbeben getroffenen Teilen werden zehn Prozent des Bruttoinlandsproduktes der Emilia Romagna erwirtschaftet, was einem Prozent des italienischen BIPs entspricht. Mehr als 35.000 Unternehmen mit etwa 130.000 Beschäftigten haben hier ihren Sitz.

Insgesamt sind infolge der zwei stärksten Erdbeben 26 Menschenleben zu beklagen, die Anzahl der Verletzten beträgt etwa 400 und es wird von 14.000 Obdachlosen ausgegangen (Pressemitteilung der Tagesschau vom 6. Juni). Die meisten Schäden an Gebäuden betreffen Mauerwerksbauten – insbesondere historische Bauten, von denen viele UNESCO-Weltkulturerbe sind, – und Industriehallen in Fertigteilbauweise. In einigen Orten sind auch Bodenverflüssigungen aufgetreten. Infolge des Erdbebens sind zurzeit 12.000 Arbeitnehmer vorübergehend arbeitslos. In der Fertigungsindustrie sind 500 Firmen direkt vom Erdbeben betroffen, insgesamt 5.000 Unternehmen sind von Sekundärfolgen betroffen. Die Summe aller Schäden wird mit 1,2 Milliarden Euro angegeben [8].

Auch für die Landwirtschaft Italiens gilt das Beben als ökonomische Katastrophe, gilt die gesamte Poebene doch als die Wiege der italienischen Gastronomie. Allein in der Agrar- und Ernährungswirtschaft beläuft sich der Schaden an Gebäuden, Ackerbau, Viehzucht und der Produktion von regionalen Spezialitäten nach einer ersten Schätzung der landwirtschaftlichen Vereinigung auf mehr als 500 Millionen Euro (Tabelle 3).

#### 3.2 Schäden an öffentlichen und privaten Gebäuden

Direkt nach dem Erdbeben vom 20. Mai wurde eine Einschätzung der Schäden in zwei Schritten vorgenommen. Zunächst fand eine Schnellüberprüfung durch lokale Behörden und die nationale Feuerwehr statt, die 47.263 überprüfte Ge-

Tabelle 4. Ergebnis der Sicherheitsüberprüfung für die Benutzungsbewilligung der Gebäude im Erdbebengebiet, Stand 23.06.2012; [10]

Überprüfte öffentliche und private Gebäude in Emilia Romagna							
	A	B	C	D	E	F	Gesamt
Bologna	681	251	59	13	426	33	1463
Ferrara	1072	571	208	44	1269	207	3371
Modena	2986	1402	388	69	3163	623	8631
Reggio Emilia	405	261	107	11	379	33	1196
Gesamt	5144	2485	762	137	5237	896	14661

Überprüfte Schulen in Emilia Romagna							
	A	B	C	D	E	F	Gesamt
Bologna	22	19	4	2	7	0	54
Ferrara	100	52	9	1	32	5	199
Modena	53	48	13	6	23	6	149
Reggio Emilia	16	6	1	0	3	1	27
Gesamt	191	125	27	9	65	12	429

Überprüfte öffentliche und private Gebäude in der Lombardei							
	A	B	C	D	E	F	Gesamt
Mantova	145	100	37	19	188	29	518

- A: Nutzbarkeit gegeben. Das Gebäude kann in allen Teilen begangen und genutzt werden, ohne dass Maßnahmen erforderlich sind. Der Schaden ist gering und es besteht keine Gefahr für Bewohner.
- B: Nutzbarkeit mit Gegenmaßnahmen gegeben. Das Gebäude ist in Teilen beschädigt und kann nur genutzt werden, wenn entsprechende Sicherheitsmaßnahmen vorgenommen werden.
- C: Nutzbarkeit nur teilweise gegeben. Das Gebäude kann nur in Teilen sicher begangen werden. In großen Teilen besteht erhöhte Einsturzgefahr und ist somit nicht nutzbar.
- D: Nutzbarkeit vorübergehend nicht gegeben. Das Gebäude ist vorübergehend gesperrt und kann erst wieder genutzt werden, wenn es nach einer detaillierten Inspektion freigegeben wird.
- E, F: Nutzbarkeit nicht gegeben. Das Gebäude ist aufgrund von hohen Sicherheitsrisiken nicht nutzbar. Dies können entweder konstruktive, nicht konstruktive oder geotechnische Risiken sein (E), wobei nicht zwangsläufig Einsturzgefahr bestehen muss, oder externe Risiken (F), die durch einsturzgefährdete angrenzende Gebäude etc. gegeben sind. In letzterem Fall ist das Gebäude selbst nicht zwangsläufig beschädigt.

bäude umfasste. In einem zweiten Schritt wurde die Sicherheitsüberprüfung vom Bundesamt für Bevölkerungsschutz und Katastrophenhilfe mittels einer Schadensbewertungsskala (AeDES-Formular) durchgeführt [10]. Bis zum 23.06.2012 wurden 15.608 öffentliche und private Gebäude überprüft, von denen 15.090 in der Emilia Romagna und 518 in der Lombardei stehen. Für diese Überprüfung wurde nur die Außenbeschädigung der Bauwerke herangezogen: Nach den Bestimmungen des AeDES muss ein Expertenteam die beschädigten Gebäude nach den Kriterien aus Tabelle 4 durch eine schnelle optische Beurteilung klassifizieren.



Bild 5. Rathaus in Sant'Agostino, Seitenansicht



Bild 6. Kirche in Camurana, Vorderansicht



Bild 7. Anordnung der Zuganker in der Kirche von Camurana, Bild 6

#### 4 Schäden an Mauerwerksbauten

Die im Rahmen der DGEb-Erkundungsreise untersuchten Mauerwerksgebäude können in drei Gruppen eingeteilt werden: historische Gebäude und Kulturdenkmäler, moderne Mauerwerksbauten und ländliche Gebäude.

#### 4.1 Historische Mauerwerksbauten

Historische Gebäude aus dem Spätmittelalter und der Renaissance bilden einen großen Teil der italienischen Altstädte und umfassen neben großen repräsentativen Palastbauten, die oftmals als öffentliche Gebäude wie Rathäuser oder Banken genutzt werden, insbesondere auch Kirchen und Glockentürme. Von insgesamt 1.159 historisch wertvollen und geschützten Objekten in dem betroffenen Gebiet wurden ungefähr 600 Kulturgüter beschädigt, Stand 23.06.2012, [10].

Die vorherrschende vertikale Tragstruktur bei diesen alten Gebäuden stellt regelmäßiges Vollziegelmauerwerk dar, oftmals mehrschichtig verbaut. In einigen historischen Gebäuden sind Zuganker angeordnet – entweder von Anfang an oder nachträglich eingebaut. Das Rathaus in Sant'Agostino (Bild 5), ein 12 m hohes Backsteingebäude mit Arkadengang an der Hauptfassade, zeigt an den Seitenwänden die für unbewehrtes Mauerwerk typischen Schubrisse, die zum Zusammenbruch der Außenwand auf der rechten Gebäudeseite geführt haben. Die Schubrisse sind dabei eine Kombination aus Treppenrisse und Rissen durch Steine. Zuganker hätten die Schubrisse wahrscheinlich nicht verhindern können, allerdings wäre das Gebäude auf Höhe der Zuganker besser zusammengehalten worden und die Rissbreiten wären beschränkt worden. Zusätzlich ist innenseitig an der Kollapsstelle eine große über zwei Stockwerke gehende Halle angeordnet, was einen Höhenversatz der Geschosdecken im Gebäude zur Folge hat und nicht den Regeln des erdbebengerechten Bauens entspricht. Durch die große Wand schlankheit kommt es hier zu einem großflächigen Versagen des Mauerwerks aus der Ebene heraus (Out-of-plane).

Ein Beispiel für ein Gebäude mit Zugankern ist die Kirche in Bild 6, die Anordnung der Zuganker ist in Bild 7 schematisch dargestellt. In den seitlichen Längsmauern des Hauptschiffes sind unterhalb des Dachanschlusses Zugstangen eingebaut. Diese Zugelemente sind in der Regel nur leicht oder gar nicht vorgespannt und wirken erst, wenn die Tragstruktur „auseinandergezogen“ wird. Mehrschichtig gebaute Mauerwerksgebäude haben durch ihre dicken Wände oft eine große Masse, was in Kombination mit der mäßigen Festigkeit unbewehrten Mauerwerks die Gebäude für Versagen aus der Ebene heraus anfällig macht. Zuganker sorgen für den Zusammenhalt des Gebäudes, können aber ein Versagen aus der Ebene heraus nicht immer komplett verhindern, da sie die Wände nur punktuell zusammenhalten. Außerdem müssen die Wände auf der Höhe jeder Geschosdecke an ihrer oberen und unteren Kante gehalten werden, um ein Versagen aus der Ebene heraus zu verhindern. Bei dem Gebäude in Bild 6 war die Fassade vermutlich nicht in Höhe des Dachgiebels gehalten, sondern nur an den Seiten. Der rechte Zuganker konnte die entstehenden Kräfte nicht aufnehmen und versagte auf Zug, wie in Bild 8 zu erkennen ist, die Front der Kirche versagte aus der Ebene heraus. Die zeitliche Abfolge dieser Versagensfälle konnte im Rahmen des Erkundungsgangs nicht geklärt werden.

Weitere häufig beobachtete Schäden sind das Herabfallen von auskragenden oder vorstehenden Elementen wie Turmspitzen oder Statuen und Schäden an Glockentürmen. Auch ein Versagen von Giebelwänden ist häufig festzustellen, Bilder 9 und 10. In der Regel sind die Giebelwände nicht in der Lage den Dachschieb aufzunehmen. Da Querversteifungen oder Pfeilervorlagen fehlen, kommt es zu kritischen Rissen und großflächigen Schäden der Giebelwände.



Bild 8. Zugankerversagen in der linken Außenwand der Kirche von Camurana, Seitenansicht zu Bild 6



Bild 9. Teatro Sociale in Finale Emilia, Seitenansicht



Bild 10. Teatro Sociale in Finale Emilia, Vorderansicht

#### 4.2 Moderne Mauerwerksbauten

Bei modernem Mauerwerk sind mehrere Bauarten zu differenzieren: Mauerwerk, bewehrt oder unbewehrt, Ausfachungsmauerwerk in einer Stahlbetonrahmenkonstruktion und kombinierte Mauerwerk-Stahlbeton-Systeme (eingefasstes Mauerwerk).

Bis 2003 wurde das betroffene Gebiet nicht als Erdbebenzone eingestuft, daher wurden die Gebäude in dieser Region oft nicht für seismische Einwirkungen ausgelegt. Ab 2003 gilt die Anordnung Nr. 3274 [11], seit 2005 gilt die nationale Norm NTC 2008 [6], die die Region Emilia Romagna von einem Gebiet mit niedrigem Erdbebenrisiko in ein Gebiet mit mittlerem Risiko hochgestuft hat. Die Ermittlung der Einwirkungen erfolgt ausschließlich mit der nationalen Norm NTC 2008, die Bemessung eines Tragwerks darf aber auch mit der italienischen Version des Eurocode 8 [12] und nationalem Anhang [13] erfolgen. Voraussetzung dafür ist jedoch die Einhaltung der Bestimmungen gemäß NTC 2008.

Die Schäden an modernen Mauerwerksbauten traten hauptsächlich an Wohngebäuden, aber auch an kombinierten Wohn- und Geschäftsgebäuden auf. Die Schäden variierten von kleineren Schäden – wie abgebröckeltem Putz oder Schäden an Schornsteinen – über Schäden durch herabgefallenes Verblendmauerwerk bis hin zu Schäden, die die Tragfähigkeit des Gebäudes beeinträchtigten und sogar zum Totaleinsturz führten. Bild 11 zeigt ein teileingestürztes Gebäude aus Vollziegeln. Das Erdgeschoss wird für Garagen und Lagerräume verwendet, während sich in den darüber liegenden Stockwerken Wohnungen befinden. Das Erdgeschossmauerwerk ist mit Steinplatten verblendet, jedoch genau wie die oben anschließenden Stockwerke mit Vollziegeln zweireihig gemauert. Der nicht zerstörte Teil des Gebäudes macht deutlich, dass durch die unterschiedliche Nutzung der Stockwerke und der damit verbundenen unterschiedlichen Grundrissform kein bis zum Fundament durchgehendes Aussteifungssystem vorliegt, sondern dass die hier aufgetreten verheerenden Gebäudeschäden durch ein weiches Erdgeschoss zustande gekommen sind.

Bild 12 zeigt ein zweistöckiges Gebäude aus Ziegelmauerwerk, gebaut aus Steinen mit einem hohen Lochanteil. Hier



Bild 11. Teileinsturz eines Mehrfamilienhauses in Cavezzo, Mauerwerksbau aus Vollziegeln



Bild 12. Mauerwerksgebäude in San Felice, Kombination aus Schub- und Biegedruckversagen



Bild 13. Schäden an der Fassade und dem Ausfachungsmauerwerk der Stahlbetonrahmenkonstruktion bei einem Wohn- und Geschäftshaus in Cavezzo

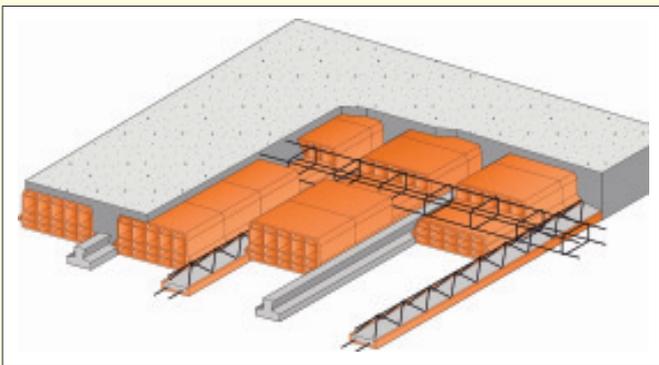


Bild 14. Deckensystem aus vorfabrizierten bewehrten Betonbalken, Ziegeln, Bewehrungskörben und Ortbetonüberdeckung; [14]

liegt eine Kombination von Biegedruck- und Schubversagen vor. Die Wand rechts der Türöffnung zeigt ein typisches Biegedruckversagen infolge der Wandrotation. Zusätzlich ist ein Querwandabriss zu erkennen, der durch die Aktivierung der Querwand bei der Wandrotation der Schubwand zustande kam. Hier war offensichtlich die Verzahnung konstruktiv nicht ausreichend ausgebildet. Die diagonalen Risse zeigen auch hier – analog zur Versagensform der historischen Mauerwerke – das typische Schubversagensrissbild für unbewehrtes Mauerwerk. Ähnlich ist das Versagensbild auf der Wand links des Tores. Durch die Türöffnung ist diese Wand allerdings zusätzlich geschwächt, zu erkennen ist eine pro-

visorische Abstützung des Türsturzes zur Vermeidung weiterer Schäden.

Das dreistöckige Gebäude in **Bild 13** ist ein Beispiel für ein Gebäude aus Stahlbetonrahmen mit ausfachenden Mauerwerkswänden. Die Fassade ist verblendet. Das Verblendmauerwerk ist in großen Teilen heruntergefallen und die Schornsteine sind ebenfalls beschädigt. Durch die Bewegungen des Stahlbetonskeletts ist das Ausfachungsmauerwerk ebenfalls beschädigt worden, so droht eine Ausfachungswand im Ganzen herauszukippen. Auch in den übrigen Ausfachungswänden zeigen sich Steinverschiebe und Risse in den Steinen, was sich auch in der Schiefstellung der Fensterrahmen zeigt. Der Stahlbetonrahmen sieht äußerlich unbeschädigt aus (keine großen Risse oder gar sichtbare Bewehrung), jedoch war an Teilen des Gebäudes – die hier nicht abgebildet sind – eine deutliche Schiefstellung des Stahlbetonskeletts zu erkennen.

#### 4.2.2 Deckensysteme

Die Decken der alten und historischen Gebäude sind üblicherweise Holzdecken und das Dach ein Ziegel gedecktes Holzsparrdach, wie in den Bildern 5 und 6 erkennbar ist. Bei moderneren Gebäuden ist die in Italien sehr häufig verwendete leichte Deckenstruktur aus vorfabrizierten Betonträgern, eingelegten Ziegelsteinen und Bewehrungskörben mit einer Ortbetonüberdeckung (Solaio in latero-cemento) zu finden. **Bild 14** zeigt eine schematische Zeichnung des SLC-Deckensystems [14], welches im Gebäude in **Bild 11** Anwendung findet und in **Bild 15** im Detail dargestellt ist. Im Gegensatz zu einer einfachen Holzbalkendecke bildet eine solche Rippendecke mit Querverteilung zur besseren Lastumlagerung eine schubsteife Scheibe, was im Erdbebenfall zusammen mit den umlaufenden Ringbalken eine gleichmäßige Lastverteilung auf alle horizontalen Aussteifungselemente gewährleisten kann. Allerdings wirkt diese Deckenart eher ein-axial abtragend, was bei Versagen einer tragenden Wand eher zum Versagen der gesamten Deckenkonstruktion führen kann als bei zweiachsig gespannten Betondecken.

#### 4.3 Ländliche Mauerwerksbauten

Zur Gruppe der ländlichen Gebäude in der Region zählen ehemalige Bauernhäuser und Scheunen, die keine große bauliche Relevanz besitzen, aber doch Zeuge der traditionsreichen landwirtschaftlichen Vergangenheit der Region sind. Einige Gebäude werden heute noch als Heuboden oder zum Schutz für Geräte genutzt, manche Gebäude trugen aber vermutlich auch vor dem Erdbeben schon Zeichen großer Vernachlässigung und waren leerstehend und ungenutzt.

Üblicherweise hat ein solches Bauwerk eine Gebäudehöhe von 5 - 6 m, verteilt auf meist zwei Stockwerke, sowie 30 cm dicke, zweischichtige Wände und ein Dach in Holzbauweise. Die Schlankheit der Wände, der große Abstand zwischen den Wänden wegen fehlender Zwischenwände, die Flexibilität des Daches sowie die schlechte Verbindung zwischen Dach und Wänden führen zu einer hohen seismischen Vulnerabilität. Etwa hundert dieser Bauten sind teilweise oder völlig zerstört worden, das typische Schadenbild ist ein Versagen aus der Ebene der Mauerwerkswände. Das eingestürzte ländliche Gebäude in **Bild 16** zeigt Versagen der Außenwände infolge der Belastung senkrecht zur Wandebene der Fassade aufgrund fehlender Innenwände und einer mangelhaf-



Bild 15. Nahaufnahme des Gebäudes aus Bild 11 mit SLC-Deckensystem



Bild 16. Ländliches Gebäude außerhalb von Sant'Agostino



Bild 17. Ländliches Gebäude außerhalb von Medolla

ten Dachaussteifung. Der gleiche Versagensmechanismus ist bei dem Gebäude in Bild 17 zu erkennen, während das unmittelbar angrenzende Gebäude mit vermutlich zwei Zwischendecken unbeschädigt ist. Allerdings kann bei beiden zerstörten Gebäuden ein sehr guter Zusammenhalt der Wände in den Eckbereichen beobachtet werden.

## 5 Zusammenfassung

Der vorliegende Bericht über die DGEB-Erkundungsreise in das Erdbebengebiet Emilia Romagna in Norditalien geht auf einige seismologische Aspekte ein, beziffert die wirtschaftlichen Schäden und behandelt die Auswirkungen auf Mauerwerksbauten. Obwohl das Erdbebengebiet im Spannungsfeld der Kollision zwischen Afrikanischer und Eurasischer Platte liegt und aus historischer Zeit Schadenbeben bekannt

sind, ist es erst ab 2003 normativ einer Erdbebenzone zugeordnet. Das stärkste Beben der Erdbebenserie hatte eine Magnitude von 5,9. Die größte registrierte Beschleunigung betrug  $303 \text{ cm/s}^2$  in einer Epizentralentfernung von 13,4 km und liegt damit deutlich über dem nach Norm anzusetzenden Wert von ca.  $150 \text{ cm/s}^2$  bei einer Überschreitenswahrscheinlichkeit von 10 % in 50 Jahren. Exemplarisch wurden einige typische Schäden an historischen, modernen und landwirtschaftlichen Mauerwerksbauten aufgezeigt. Bei den historischen Bauten zeigte sich oftmals ein Versagen von Wänden aus der Ebene heraus. Bei moderneren Mauerwerksbauten, die größere Aussteifungssysteme zu beobachten waren, ist es ebenfalls ein recht häufiges Schadensbild.

## Literatur

- [1] ISIDE Working Group (INGV), Italian Seismological Instrumental and Parametric Database: <http://iside.rm.ingv.it>
- [2] Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia INGV: Terremoto in Pianura Padana Emiliana (<http://ingvterremoti.wordpress.com/tag/terremoto-in-pianura-padana-emiliana/>, aufgerufen am 28.06.2012)
- [3] Butenweg, C. (Hrsg.): DGEB-Erkundungsreise vom 01.06.-04.06.2012 – Erdbebenschäden in der Emilia Romagna, Italien, DGEB-Publikation Nr. 15, 2012 (noch nicht veröffentlicht)
- [4] Eurocart: Carte Stradali Delle Regioni Emilia Romagna, Studio F.M.B. Bologna
- [5] SCEC UseIt – Undergraduate Studies in Earthquake Information Technology, (<http://scec.usc.edu/internships/useit/eqbasicinfo>, aufgerufen am 02.07.2012)
- [6] NTC 2008: Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, Ministro delle infrastrutture, D.M. 14 Gennaio 2008
- [7] Rete Accelerometrica Nazionale RAN (<http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/ran.wp>, aufgerufen am 26.06.2012)
- [8] Confederazione Generale dell'Industria Italiana, Confindustria: Quadro della situazione e proposte per gli interventi urgenti in relazione agli eventi sismici del 20 e 29 Maggio 2012 in Emilia-Romagna, Senato della Repubblica – Commissione Industria, commercio turismo, Roma, Juni 2012 (<http://goo.gl/X3Tzn>, heruntergeladen am 28.06.2012)
- [9] Confederazione Nazionale Coltivatori Diretti, Coldiretti: Terremoto: Coldiretti, Il Primo Bilancio dei danni nelle Campagne. (<http://goo.gl/21L87>, aufgerufen am 25.06.2012)
- [10] Dipartimento della Protezione Civile: Manuale per la compilazione della scheda di 1 livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica (AeDES), Editrice Italiani nel Mondo srl, Roma, June 2009
- [11] Ordinanza Nr. 3274 del presidente del consiglio dei ministri: „Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica“, Supplemento Ordinario n. 72 della G.U. n. 105 del 8.05.2003)
- [12] UNI EN 1998-1:2005: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici, 2005
- [13] Annessi Tecnici Nazionali agli Eurocodici, Assemblea Generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, angenommen durch die Wahl Nr. 98 vom 24.09.2010 und Nr. 4 vom 25.02.2011
- [14] Baccio V.: Solaio in latero-cemento – Confronto con sistemi alternativi (<http://www.solaioinlaterizio.it/user/ConfrontoAlternativi.pdf>, heruntergeladen am 25.06.2012)

# Einsatz von duktilem Beton zum Schutz gegen hochdynamische Einwirkungen

H. Sadegh-Azar, R. Borsutzky, S. Hauser

**Zusammenfassung** Hochdynamische Einwirkungen stellen in der Regel eine Herausforderung bei der Konzipierung und Auslegung der Baustrukturen und der entsprechenden Schutzsysteme dar. Zu den innovativen Baumaterialien, die eine hohe Schutzwirkung gegen hochdynamische Einwirkungen bieten, gehört der duktile Beton als eine Weiterentwicklung des Stahlfaserbetons. Die wichtigsten Eigenschaften dieses Betons und dessen Schutzwirkung werden in diesem Beitrag vorgestellt.

## 1 Einleitung

Hochdynamische Einwirkungen stellen in der Regel eine Herausforderung bei der Konzipierung und Auslegung der Baustrukturen und der entsprechenden Schutzsysteme dar. Zu diesen Einwirkungen gehören z.B. solche aus terroristischen Angriffen (u.a. Explosionen, Beschuss oder Flugzeugabsturz) aber auch Stoßbelastungen, Absturz von Trümmersteinen und Anpralllasten. Einige dieser hochdynamischen Einwirkungen sind in der Größe extrem. Zudem werden große Energiemengen in kürzester Zeit in die Baustruktur eingeleitet.

Abweichend von der konventionellen Bemessungspraxis wird bei außergewöhnlichen Einwirkungen, zu denen die hochdynamischen Einwirkungen zählen, eine gewisse Schädigung des Bauwerks oder der Struktur in Kauf genommen. Große Rissbildungen und bleibende Verformungen werden toleriert, sofern sicherheitstechnische Belange dem nicht entgegenstehen.

Hierdurch erlangt die Duktilität der Struktur gegenüber der statischen Tragfähigkeit eine bedeutendere Rolle. Der Baustoff DUCON ist auf Grund seiner hohen plastischen Verformungsfähigkeit prädestiniert hochdynamische Lasten aufzunehmen. Nach einer kurzen Einführung in die Art und Wirkungsweise von hochdynamischen Lasten werden die wichtigsten Eigenschaften dieses duktilen Betons und dessen Schutzwirkung vorgestellt.

## 2 Hochdynamische Einwirkung

### 2.1 Charakteristische Eigenschaften

Außergewöhnlichen Einwirkungen wie Explosionen aus Fern-, Nah- oder Kontaktdetonation, Flugzeugabsturz, Fahrzeuganprall, Waffenbeschuss, Trümmeranprall, Splitter-

schlag oder sonstige Stoßbelastungen wirken oft nur in einem extrem kurzen Zeitraum auf die getroffene Struktur ein. Solche hochdynamischen Einwirkungen mit Dauern im Milli- und Mikrosekundenbereich werden dem Gebiet der Kurzzeitdynamik zugeordnet. Da das globale Antwortvermögen eines Bauwerks üblicherweise eher im Bereich von Zehntelsekunden liegt, kann das globale Tragwerk nicht für den hochdynamischen Lastabtrag aktiviert werden. Die eingeleitete Energie muss daher in einem lokal begrenzten Bereich unmittelbar am Einleitungsort der hochdynamischen Last absorbiert werden.

### 2.2 Nachweisführung

Für hochdynamische Stoß- oder Anprallszenarios werden üblicherweise eine Last-Zeit Funktion oder eine Energiemenge vorgegeben. Es muss nachgewiesen werden, dass diese durch das Zielobjekt aufgenommen werden kann. Für gewöhnlich wird der analytische Nachweis in Form von Energiebetrachtungen geführt. Hierbei muss nachgewiesen werden, dass die Einwirkungsenergie  $E_A$  (z.B. Stoßenergie) kleiner als die aufnehmbare Energie  $E_R$  des Zielobjekts ist:

$$E_A < E_R$$

Die aufnehmbare Energie eines Systems oder Bauteils ist das Integral über der Last-Verformungs-Kurve bis zur maximal möglichen plastischen Verformung  $u_{max}$  (z.B. bei Versagen):

$$E_R = \int_0^{u_{max}} F(u) du$$

Im einfachen Falle eines elastischen, d.h. spröden Systems ( $u_{max}=u_{el}$ ) mit der Steifigkeit  $k$  ergibt sich folgende Gleichung für die aufnehmbare Energie:

$$E_{R,el} = \int_0^{u_{max}} F(u) du = \frac{1}{2} k u_{max}^2 = \frac{1}{2} k u_{el}^2$$

Wird in einem System zusätzlich zu der elastischen Verformung  $u_{el}$ , z.B. durch duktilen Materialverhalten, ein ausgeprägtes plastisches Verformen  $u_{pl}$  ermöglicht, vergrößert sich die aufnehmbare Energie  $E_R$  erheblich. Dies kann an einem elastisch-idealplastischen System verdeutlicht werden. Für solch ein duktilen System mit einer Traglast  $F_{max}$  ergibt sich die aufnehmbare Energie zu:

$$E_{R,ep} = \int_0^{u_{max}} F(u) du = F_{max} u_{max} - \frac{1}{2k} F_{max}^2$$

Dr.-Ing. Hamid Sadegh-Azar

Dr.-Ing. Robert Borsutzky

HOCHTIEF Solutions AG, Consult IKS Energy  
Lyoner Str. 25, 60528 Frankfurt am Main

Dr.-Ing. Stephan Hauser

DUCON Europe GmbH & Co.KG  
Farmstrasse 118, 64546 Moerfelden-Walldorf

Teilt man nun die aufnehmbare Gesamtverformung  $u_{max}$  in einen elastischen Anteil  $u_{el}$  und in einen plastischen Anteil  $u_{pl}$  ( $u_{max}=u_{el}+u_{pl}$ ), erhält man den folgenden Ausdruck für die aufnehmbare Energie:

$$E_{R,ep} = F_{max} \left( u_{pl} + \frac{u_{el}}{2} \right)$$

Ist also beispielsweise das plastische Verformungsvermögen  $u_{pl}$  eines Systems doppelt so groß wie das elastische Verformungsvermögen  $u_{el}$ , verdreifacht sich die aufnehmbare Energie des duktilen Systems  $E_{R,ep}$  gegenüber der des spröden Systems  $E_{R,el}$ . Dieses Verhalten ist qualitativ auch in den Last-Verformungs-Kurven der **Bilder 2 - 4** erkennbar. Die Duktilität ist daher einer der entscheidenden Parameter für die Fähigkeit eines Systems, hochdynamische Lasten aufzunehmen.

### 3 Duktiler Beton

Zu den innovativen Baumaterialien, die eine hohe aufnehmbare Energie besitzen, gehört der duktile Beton (DUCON®, DUCtile CONcrete) als eine Weiterentwicklung des Stahlfaserbetons (**Bild 1**). Dieser Hochleistungsbaustoff ist aus einem selbstverdichtenden Hochleistungsbeton und einer räumlichen Mikroarmierung zusammengesetzt, dessen gewünschtes Materialverhalten für die verschiedenen denkbaren Anwendungen durch Varianten im Materialaufbau eingestellt werden kann. Das Materialverhalten ist durch eine hohe Trag- und Widerstandsfähigkeit, Dauerhaftigkeit und durch eine äußerst hohe Duktilität mit ausgeprägter Plastifizierung und Energieabsorption gekennzeichnet. Bauteile aus duktilem Beton sind daher in ihrem Tragverhalten unter statischen und insbesondere hochdynamischen Lasten (z.B. infolge Anprall, Beschuss, Explosion) solchen aus konventionellem Stahlbeton deutlich überlegen. Bei gleicher Trag- und Schutzwirkung sind mit DUCON bedeutend schlankere Bauteile ausführbar.

Die wichtigsten Merkmale des Hochleistungswerkstoffes sind:

- Sehr hohe Druckfestigkeit (100 – 130 N/mm<sup>2</sup>)
- Hohe Abrieb- und Verschleißfestigkeit
- Sehr hohe Dichtheit und Dauerhaftigkeit
- Sehr hohe Tragfähigkeit (Biegezug, Schub und Zug) bereits ab 15mm Bauteilstärke



Bild 1. Homogener Aufbau der Mikroarmierung im Querschnitt (links), Anwendung DUCON (rechts)

- Extreme Duktilität (= hohe Verformungsfähigkeit und Energieabsorption)

Die ersten drei Eigenschaften findet man auch bei anderen Hochleistungsbetonen, nicht jedoch die beiden letzteren. Insbesondere gibt es keinen, der extreme Duktilität mit hoher Druckfestigkeit kombiniert. Im Regelfall geht eine Erhöhung der Druckfestigkeit eines Betons einher mit einer Abnahme seiner Duktilität. Durch die genannten Merkmale hebt sich DUCON signifikant von herkömmlichem Stahlbeton und Faserbeton ab.

Der duktile Beton wurde in erster Linie als explosions- und beschussfester Beton entwickelt, beispielsweise für den Gebäudeschutz von kritischen und gefährdeten Infrastruktur-Verrichtungen und militärischen Einrichtungen. Die durchgeführten dynamischen Belastungsversuche in der HOCHTIEF-Versuchshalle in Walldorf zeigen jedoch auch eine außerordentliche Widerstandsfähigkeit gegen Stoß- und Anpralllasten.

Das duktile Verhalten des Materials kann den Anforderungen entsprechend variiert und in gewissen Bandbreiten hinsichtlich Biege-, Schub- und Durchstanzverhalten programmiert werden.

#### 3.1 Duktiles Biegeverhalten

Das duktile Biegeverhalten von DUCON ist durch umfangreiche Versuche verifiziert und quantifiziert worden. Das Verbundmaterial ist in der Lage sehr große Verformungen ohne Versagen oder Bruch aufzunehmen (**Bild 2**).

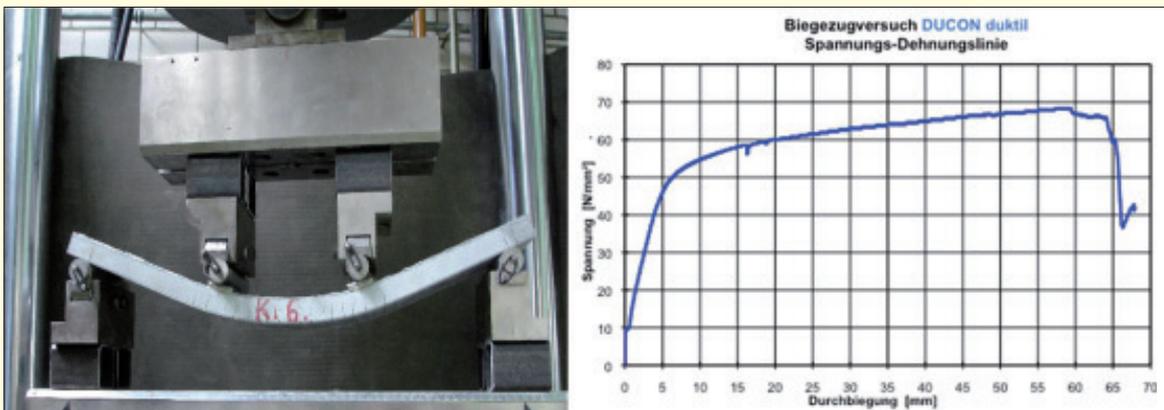


Bild 2. Duktiles Biegeverhalten, Duktilitätsgrad > 10

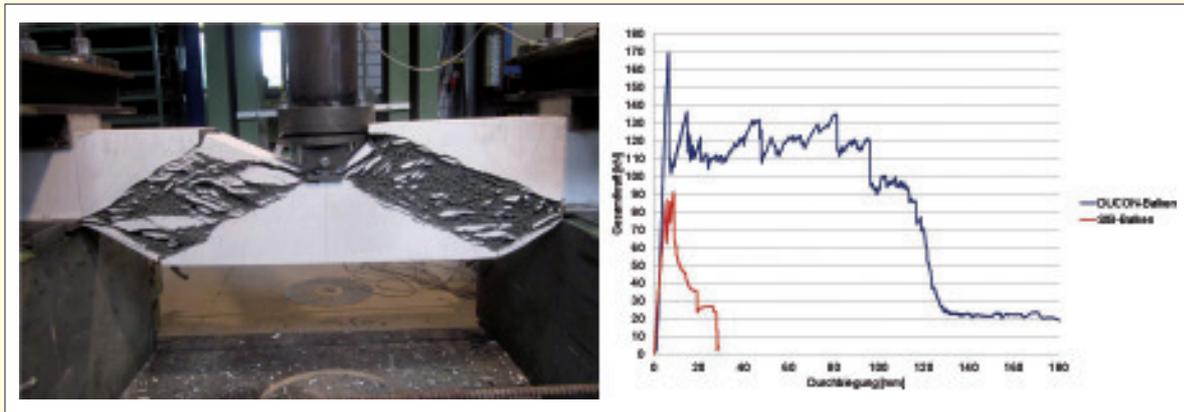


Bild 3. Duktiles Schubverhalten, Duktilitätsgrad DUCON > 20, Duktilitätsgrad Stahlbeton < 4



Bild 4. Duktiles Durchstanzverhalten, Duktilitätsgrad > 10

### 3.2 Duktiles Schub- und Durchstanzverhalten

Es wurden diverse statische und dynamische Versuche zum Schub- und Durchstanzverhalten von DUCON in der HOCHTIEF-Versuchshalle durchgeführt. Die Schubversuche wurden mit Balken aus DUCON und aus Stahlbeton mit gleichem Bewehrungsgehalt und gleicher Betonfestigkeit durchgeführt (Bild 3). Die entsprechende Kraft-Verformungs-Kurve für DUCON ist in Bild 3 dargestellt. Zum Vergleich ist auch die Kraft-Verformungs-Kurve für einen Stahlbetonbalken (mit etwas modifizierten Randbedingungen) dargestellt. Wie aus Bild 3 zu erkennen ist, bleibt die Tragfähigkeit nach vollständigem Bruch des Balkens fast unvermindert erhalten und das System kann eine enorme Menge der Einwirkungsenergie im Nachbruchbereich aufnehmen. Die ersten Versuchsergebnisse (Bild 3) mit Balkenstärken bis 20cm zeigen, dass ein Großteil der maximalen Tragfähigkeit bis zu einer Verformung von 50% der Bauteilstärke erhalten bleibt.

Das Gleiche gilt für die Durchstanzversuche mit Plattenstärken bis 10cm (Bild 4). Auch hier wird die hohe Tragfähigkeit über einen langen Verformungsweg gehalten. Hierdurch kann bei dynamischen Lasten (z.B. Stoßlasten) eine Penetration in die Baustruktur effizient verhindert werden.

Basierend auf den Versuchsergebnissen wird zurzeit ein Bemessungs- und Modellierungsansatz für außergewöhnliche Lasten (u.a. Stoß- und Anpralllasten, Erdbeben und Waffenwirkung) für DUCON entwickelt.

### 3.3 Widerstand gegen Explosion

Der Baustoff DUCON weist im Vergleich zu Stahlbeton aufgrund seiner zuvor beschriebenen Eigenschaften, insbesondere seiner hohen Duktilität, einen hohen Widerstand gegen Explosion auf. Bild 5 zeigt den Schädigungsgrad einer Stahlbetonplatte und von zwei DUCON-Platten infolge Kontakt-



Bild 5. Zwei DUCON-Platten mit unterschiedlicher Bewehrung und eine Stahlbetonplatte v.l.n.r. (links), Frontseite DUCON (rechts, oben), Frontseite Stahlbeton (rechts, unten)

detonation (Haftladung). Bei den DUCON-Platten entstehen auf der Frontseite lokale Schädigungen, auf der Rückseite beulen die Platten aus. Die Stahlbetonplatte wurde von der Explosionsdruckwelle durchschlagen. Darüber hinaus scherte die Betonstahlbewehrung ab und es entstand ein Trümmerwurf.

#### 4 Ausblick

Zurzeit wird bei HOCHTIEF das Biege-, Schub- und Durchstanzverhalten von DUCON im Rahmen eines umfangreichen Versuchsprogramms untersucht. Es sind hierfür sowohl statische als auch dynamische (Stoß-)Versuche vorgesehen. Der Fokus liegt auf dem post-elastischen (plastischen) Verhalten bis zum endgültigen Bruch. Hierdurch können die enormen Energie-absorbierenden Eigenschaften des Materials durch die Duktilität quantifiziert werden. Basierend auf diesen Versuchen sollen die entsprechenden

Bemessungsansätze und Bemessungstools für die außergewöhnlichen Einwirkungen entwickelt werden.

Die Herstellungskosten von DUCON liegen natürlich aufgrund des hohen Bewehrungsgrads und dem zugrunde liegenden Hochleistungsbetons über dem von Normalbeton, jedoch erheblich niedriger als diverse Spezialanfertigungen für außergewöhnliche Lasten (z.B. Stahl-Sandwich-Konstruktionen). Das Material soll somit in Zukunft noch stärker bei allen Arten von außergewöhnlichen Einwirkungen zum Einsatz kommen. Beispiele hierfür sind:

- Neubau und Ertüchtigung von Schutzbauwerken gegen hohe Anprall- und Stoßlasten
- Neubau und Ertüchtigung von Tunnelkonstruktionen bei Explosionsbelastungen
- Ertüchtigung von bestehenden Gebäuden zum Schutz vor Terror- und Anschlaglasten
- Ertüchtigung von Bauwerken für Erdbeben

## MITTEILUNG

### Neuer VCI-Leitfaden für die erdbebensichere Auslegung von Industrieanlagen

Im Jahr 2009 wurde vom Verband der Chemischen Industrie in Zusammenarbeit mit dem Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik der RWTH Aachen erstmalig der Leitfaden „Der Lastfall Erdbeben im Anlagenbau“ [1] herausgebracht, um in Anlehnung an die damals gültige DIN 4149:2005 [2] Empfehlungen zur Handhabung des Lastfalls Erdbeben im Anlagenbau der chemischen Industrie und verwandter Industrien zu geben. Im Zuge der Harmonisierung technischer Regelwerke in Europa wird die DIN 4149:2005 durch die DIN EN 1998-1 [3] ersetzt und durch weitere Teile der DIN EN 1998 ergänzt. DIN EN 1998-1 gilt dabei für den erdbebengerechten Entwurf, sowie die entsprechende Bemessung und Konstruktion von Bauwerken des Hoch- und Ingenieurbaus. Sonderbauwerke, zu denen auch Anlagen der chemischen Industrie mit erhöhtem Gefahrenpotential gehören können, fallen nicht in den Anwendungsbereich dieser Norm. Daher soll die Neuauflage des VCI-Leitfadens [4] Betreibern und Planern Handlungsanweisungen für Entwurf, Bemessung und Konstruktion von Anlagen der Chemischen Industrie oder verwandten Industrie nach dem Stand der Technik an die Hand geben. Der Leitfaden ist in erster Linie für die Errichtung neuer Anlagen gedacht. Es werden aber auch wirtschaftliche und sicherheitstechnisch sinnvolle Empfehlungen im Umgang mit bestehenden Anlagen gegeben. Dabei ist zu beachten, dass das Immissionschutzrecht nicht generell die Anpassung von bestehenden Anlagen an den aktuellen Stand der Technik verlangt. Die Verhältnismäßigkeit von Ertüchtigungsmaßnahmen muss im Einzelfall, d.h. für jede Einzelanlage und für jede einzelne Anforderung, beurteilt werden. Wie bisher beschränkt sich der Leitfaden auf die für chemische Anlagen bedeutsamen anwendungsrelevanten Änderungen und Erweiterungen zur DIN EN 1998-1 und ist somit in Kombination mit der Norm anzuwenden. Für Anlagen, deren seismisches Verhal-

ten von dem üblicher Hochbauten abweicht, verweist der Leitfaden auf die weiteren Teile der Normenreihe DIN EN 1998. Der Anwender sollte demnach über ausreichend Erfahrung im Umgang mit der DIN EN 1998 und ein ausreichendes Verständnis im Allgemeinen für die Wirkung von Erdbeben auf bauliche Anlagen verfügen. Um dem Anwender den Umstieg auf den neuen Leitfaden zu erleichtern, und um eine gute Übersicht zu gewährleisten, wurde – soweit möglich – die Gliederung der ersten Auflage beibehalten. Dadurch sind die einzelnen Abschnitte thematisch nicht immer analog zur DIN EN 1998-1 strukturiert, es werden aber Verweise zu den entsprechenden Abschnitten der Norm genannt. Weitergehende Anmerkungen und Erklärungen zu theoretischen Hintergründen sind in den Erläuterungen zum Leitfaden zusammengefasst. Der Leitfaden wird der Baupraxis zukünftig im Laufe des Jahres unter der Adresse <http://www.vci.de> zur Verfügung stehen.

*C. Butenweg, B. Holtschoppen  
Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik  
RWTH-Aachen University*

- [1] Verband der Chemischen Industrie (VCI): Leitfaden: Der Lastfall Erdbeben im Anlagenbau, Fassung 05/2009.
- [2] DIN 4149: Bauten in deutschen Erdbebengebieten. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin Beuth-Verlag, Berlin, 2005.
- [3] DIN EN 1998-1, Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten. Deutsche Fassung EN 1998-1:2004+AC:2009. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, Dezember 2010.
- [4] Verband der Chemischen Industrie (VCI): Leitfaden: Der Lastfall Erdbeben im Anlagenbau, Fassung 2012.