

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 neue Norm SIA 269/8 Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben**
T. Wenk
- S 4 **Entwicklung der Resttragfähigkeit von Mauerwerk unter zyklischen horizontalen Lasten**
A. Schneemayer, Ch. Schranz, E. K. Tschegg, A. Kolbitsch
- S14 **EU-Projekt INSYSME: Innovative Systeme für erdbebentaugliche Ausfachungswände aus Ziegelmauerwerk in Stahlbetonrahmentragwerken**
U. Meyer, C. Butenweg, E. Fehling

EDITORIAL

Die wichtigste gemeinsame Aktivität der drei Gesellschaften im letzten Jahr war die 13. D-A-CH-Tagung in Wien, die zusammen mit dem „Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics“ von der OGE erfolgreich durchgeführt wurde. Die große Anzahl von Teilnehmern aus ganz Europa zeigte einmal mehr die Wichtigkeit der Themen Erdbeben und Baudynamik in Forschung und Praxis. Zur Förderung des wissenschaftlichen Nachwuchses in diesem Themenbereich wurden von der DGEB in Wien vier Förderpreise vergeben. Die Förderpreise für ihre Promotionsarbeiten erhielten Dr.-Ing. C. Gellert und Dr.-Ing. M. Teich und die Förderpreise für Studienabschlussarbeiten erhielten Dipl.-Ing. M. Chasapi und M.Sc. I. Reichert. Die DGEB gratuliert den Preisträgern und bedankt sich für die Einsendung vieler interessanter Abschlussarbeiten.

Gleichzeitig möchten wir bereits auf die nächste von der SGEB organisierte gemeinsame Tagung hinzuweisen. Die 14. D-A-CH-Tagung mit dem Titel „Erdbeben und bestehende Bauten“ wird am 20. und 21. August 2015 an der ETH Zürich stattfinden. Dem Organisationskomitee gehören Prof. Dr. K. Beyer (Leitung), Prof. Dr. D. Fäh, Prof. Dr. B. Stojadinovic und Dr. T. Wenk an. Kurzfassungen von Beiträgen aus Forschung und Praxis zum Thema „Erdbeben und bestehende Bauten“ werden bis Ende 2014 an info@sgeb.ch erbeten. Eine weitere interessante Veranstaltung für das Erdbebeningenieurwesen auf europäischer Ebene ist die vom 24. bis 29. August 2014 in Istanbul stattfindende Konferenz „Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology“, eine gemeinsame Veranstaltung der 15. Europäischen Konferenz in Erdbebeningenieurwesen und der 34. Generalversammlung der Europäischen Seismologischen Kommission, auf der ein thematischer Schwerpunkt die seismische Auslegung von Sonderbauwerken ist.

Weiterhin möchten wir Sie darüber informieren, dass das Mitteilungsblatt, wie bereits im letzten Jahr, auch zukünftig immer im April und Oktober erscheint. Wie gewohnt laden wir Sie ein sich auf den Internetseiten unserer Gesellschaften

<http://www.dgeb.org>

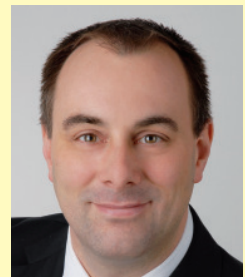
<http://www.oge.or.at>

<http://www.sgeb.ch>

über die Arbeit der nationalen Gesellschaften zu informieren und eine Mitgliedschaft in Betracht zu ziehen. Abschließend bitten wir, interessante Themenvorschläge für Beiträge in den nächsten D-A-CH Mitteilungsblättern an eine der drei Gesellschaften einzusenden.

Christoph Butenweg
Rudolf Heuer
Thomas Wenk

S 1



Christoph Butenweg
(Vorsitzender DGEB)



Rudolf Heuer
(Generalsekretär OGE)



Thomas Wenk
(Vorsitzender SGEB)

Die neue Norm SIA 269/8 Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben

T. Wenk

1 Ausgangslage

S 2

Im Jahre 2004 erschien das Merkblatt SIA 2018 „Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben“ mit dem neuen risikobasierten Konzept der Verhältnismässigkeit zur Beurteilung der Notwendigkeit von Erdbebenertüchtigungsmassnahmen [1]. Es war damals die erste Schweizer Norm, die spezifisch auf die Bedürfnisse bestehender Bauten ausgerichtet war. Gerade bei der Erdbebensicherung ist die differenzierte Betrachtung von Neu- und Altbauten besonders wichtig, da dort die Kostendifferenz zur Erreichung des gleichen Schutzniveaus bei Neu- und Altbauten in der Regel sehr gross ist. Die Erdbebenertüchtigung auf das gleiche Schutzniveau wie für Neubauten (Erfüllungsfaktor = 1,0) kann zu hohen Kosten führen, die unverhältnismässig im Vergleich zur erzielten Risikoreduktion sind. Aufbauend auf den Erfahrungen von 10 Jahren erfolgreichem Einsatz in der Praxis wurde nun das Merkblatt SIA 2018 von der SIA-Arbeitsgruppe 269/8 vollständig überarbeitet und in die Erhaltungsnorm SIA 269/8 [2] im Rahmen der Normenreihe SIA 269 „Erhaltung von Tragwerken“ übergeführt [3].

2 Neuerungen in der Norm SIA 269/8

Die Gliederung der neuen Norm SIA 269/8 folgt weitgehend dem Merkblatt SIA 2018. Die allgemeinen Kapitel wurde gestrafft und an die Grundlagen-Norm SIA 269 angepasst. Die Anhänge mit den mechanischen Eigenschaften der Baustoffe früherer Normengenerationen wurden in die baustoffspezifischen Erhaltungsnormen SIA 269/2 bis 269/6 transferiert. Die wesentlichen Neuerungen in der Norm SIA 269/8 werden in den folgenden Kapiteln kurz beschrieben.

Dr. sc. techn. Thomas Wenk

Gehrenholz 2h
CH-8055 Zürich

2.1 Betonbauten

Die Bestimmungen des kraftbasierten Verfahrens der Überprüfung wurden ergänzt durch Angaben zur Bestimmung der Biege- und Schubsteifigkeit von Stahlbetonbauteilen. Das verformungsbasierte Verfahren wurde erweitert mit Regeln zur Bestimmung der Bruchkrümmung im Falle von Überlappungsstössen der Längsbewehrung im plastischen Bereich.

2.2 Mauerwerk

Das Kapitel Mauerwerk wurde komplett neu erarbeitet mit Regeln für Modellbildung, Steifigkeit, Widerstände und Verformungsvermögen von Tragelementen aus Mauerwerk sowohl für das kraftbasierte als auch für das verformungsbasierte Verfahren.

2.3 Geotechnik

Mit dem neuen Kapitel Geotechnik abgestimmt auf die im Jahre 2013 revidierte Norm SIA 267 [4] wurde die bestehende Lücke im Merkblatt SIA 2018 im Bereich Grundbau geschlossen. Hilfreich sind insbesondere die Abgrenzungskriterien, bei welchen Erd- und Stützbauwerken auf eine Überprüfung der Erdbebensicherheit verzichtet werden darf. Zu erwähnen sind ferner die neuen Überprüfungsdiagramme, mit denen festgestellt werden kann, ob der Einfluss einer Verflüssigung oder Scherfestigkeitsverminderung des Baugrunds genauer untersucht werden muss. Damit entfallen diese meist aufwendigen Überprüfung für die günstigeren Kombinationen von Erdbebenzone, Baugrundklasse und Bauwerksklasse.

2.4 Beurteilung der Verhältnismässigkeit

Abgesehen von der Streichung des Kriteriums der Zumutbarkeit werden die bisherigen risikobasierten Kriterien des Merkblatts SIA 2018 weitgehend übernommen. Somit muss unabhängig von den Kosten neu ein Mindestereffüllungsfaktor $\alpha_{min} = 0,25$ für Bauwerksklasse I und II (Bild 1, links) bzw.

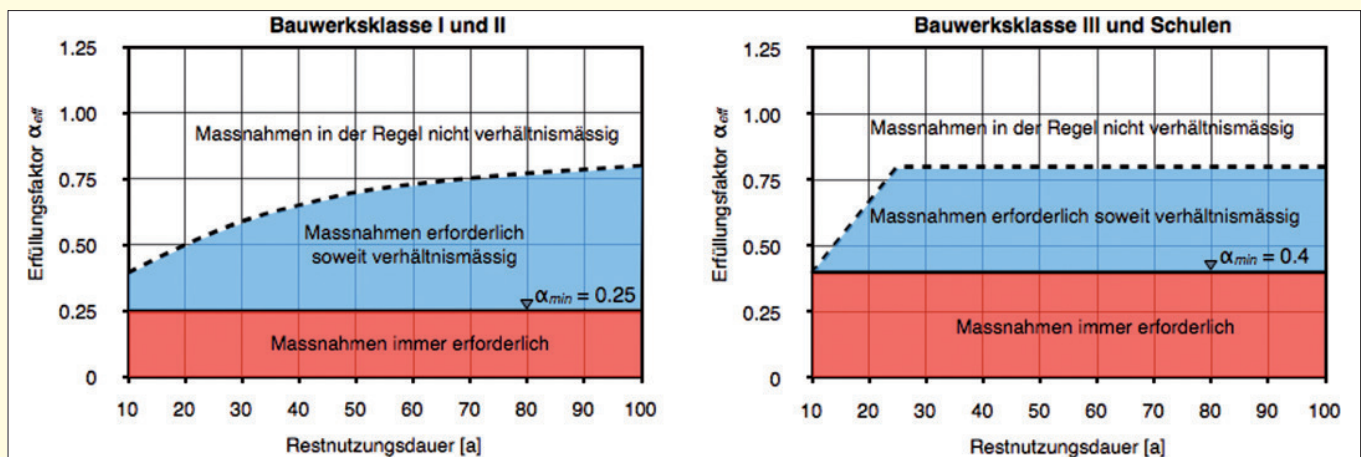


Bild 1. Notwendigkeit von Erdbebenertüchtigungsmassnahmen bei Bauwerksklasse I und II (links) sowie bei Bauwerksklasse III und bei Schulen (rechts) in Funktion des Erfüllungsfaktors und der Restnutzungsdauer des Gebäudes gemäss Norm SIA 269/8.

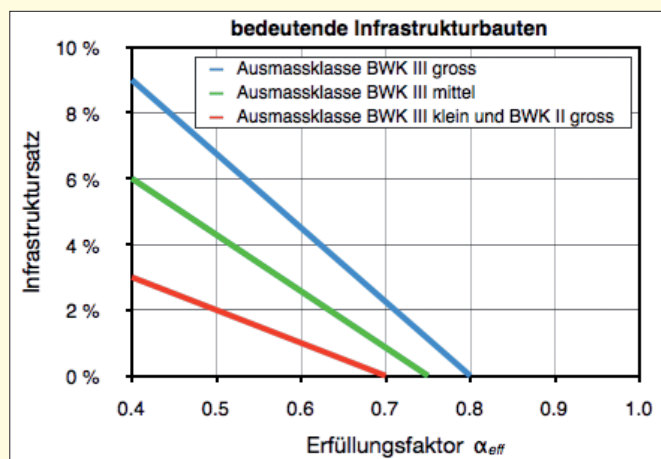


Bild 2. Infrastruktursätze zur Beurteilung der Verhältnismässigkeit von Erdbebenertüchtigungsmassnahmen von Infrastrukturbauten in Funktion der Ausmassklasse und des Erfüllungsfaktors gemäss Norm SIA 269/8.

$\alpha_{min} = 0,4$ für Bauwerksklasse III (Bild 1, rechts) erreicht werden. Für Schulen gilt neu ein Mindestertüchtigungsfaktor $\alpha_{min} = 0,4$ statt wie bisher $0,25$, um Kinder besser zu schützen (Bild 1, rechts). Ob eine Ertüchtigung über diese Minimalwerte hinaus erforderlich wird, bestimmt sich durch Gegenüberstellung des Aufwands und der erzielten gesamten Risikoreduktion. Zur Berechnung der Reduktion der Personenrisiken stehen wie bisher Risikofaktoren in Funktion des Erfüllungsfaktors zur Verfügung. Neu stehen auch Risikofaktoren für Schäden am Tragwerk oder an nicht-tragenden Bauteilen zur Verfügung, so dass Sachschäden relativ einfach in die Risikoberechnung einbezogen werden können.

Als Ausnahmeregel darf bei Bauten mit einem sehr kleinen Personenrisiko ein Erfüllungsfaktor $\alpha_{eff} < \alpha_{min} = 0,25$ akzeptiert werden, wenn die mittlere Personenbelegung kleiner als $0,2$ Personen und die maximale Personenbelegung kleiner als 10 Personen sind.

2.5 Infrastrukturbauten

Bei den bisherigen risikobasierten Kriterien waren die Personenrisiken dominant, was oft dazu führte, dass auch bei lebenswichtigen Infrastrukturbauten nur der Mindestertüchtigungsfaktor zu erreichen war, falls die Personenbelegung klein war. Neu werden bei Bauten mit lebenswichtiger oder

bedeutender Infrastrukturfunktion Ertüchtigungskosten bis zu einem gewissen Prozentsatz (Infrastruktursatz) des Wertes des Bauwerks und der direkt betroffenen Sachen unabhängig von der Personenbelegung als verhältnismässig betrachtet. Bild 2 zeigt die verhältnismässigen Infrastruktursätze für eine Restnutzungsdauer von 50 Jahren in Funktion der Ausmassklasse eines möglichen Ausfalls und des Erfüllungsfaktors der betrachteten Infrastrukturbaute. Der Mindestertüchtigungsfaktor beträgt $\alpha_{min} = 0,4$ unabhängig von den Kosten. Als Beispiel für die Ausmassklasse „BWK III gross“ sei ein Behandlungstrakt eines Akutspitals genannt, als Beispiel für die Ausmassklasse „BWK II gross“ das Autobahnnetz.

3 Weiteres Vorgehen

Die öffentliche Vernehmlassung der Norm SIA 269/8 dauert bis Mitte Mai 2014. Bis zu diesem Zeitpunkt kann der Vernehmlassungsentwurf der Norm von der SIA-Webseite heruntergeladen werden: www.sia.ch/de/dienstleistungen/sia-norm/vernehmlassungen/ bzw. www.sia.ch/fr/services/sia-norm/mises-en-consultation/nc/1/. Anschliessend erfolgt die Überarbeitung aufgrund der eingegangenen Kommentare. Die Publikation der definitiven Fassung der Norm SIA 269/8 ist für Ende 2014 vorgesehen.

Literatur

- [1] Merkblatt SIA 2018 „Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben“, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2004.
- [2] Norm SIA 269/8 „Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben“, Vernehmlassungsentwurf, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2014: www.sia.ch/de/dienstleistungen/sia-norm/vernehmlassungen/
- [3] Norm SIA 269 „Erhaltung von Tragwerken – Grundlagen“, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2011: www.web-norm.ch/269/1-9999/D/false/a,b,c,e,/1/-1/null/null/D/Product-Search
- [4] Norm SIA 267 „Geotechnik“, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2013.

Entwicklung der Resttragfähigkeit von Mauerwerk unter zyklischen horizontalen Lasten

A. Schneemayer, Ch. Schranz, E. K. Tschegg, A. Kolbitsch

S 4

Zusammenfassung

Tragendes Mauerwerk ist nicht nur vertikalen, sondern auch horizontalen Kräften ausgesetzt, z. B. aus Wind- und Erdbebenlasten. Letztere führen immer zu zyklischen Belastungen. Kommt es dabei zum erstmaligen Überschreiten der Schubtragfähigkeit des Mauerwerks, ist die Resttragfähigkeit des Mauerwerks von Interesse. Diese ist neben der Auflast u. a. auch von der Mörtel-Stein-Kombination abhängig. In dieser Arbeit wird die Resttragfähigkeit von Mauerwerk für unterschiedliche Mörtel bei gleichem Ziegelmaterial untersucht. Das Mauerwerk wird mehrmals bis zur jeweiligen maximalen Tragfähigkeit horizontal belastet, wobei die Lastrichtung zyklisch gewechselt wird. Zusätzlich erfolgt die Aufzeichnung des Bruchverhaltens des Mauerwerks.

1 Einleitung

Historisch gewachsene Städte besitzen oft einen hohen Anteil an Gebäuden mit tragenden Wänden aus Ziegelmauerwerk. Das Mauerwerk weist dabei generell eine hohe Widerstandskraft gegen Druckkräfte auf. Jedoch sind Gebäude auch horizontalen Lasten ausgesetzt, z. B. hohen Windkräften. Noch komplizierter sind die Belastungsfälle, die bei Erdbeben entstehen [1], [4]. Befinden sich die Städte in seismischen Zonen, ist das Mauerwerk stärkeren zyklischen Belastungen ausgesetzt, die zu Schäden oder gar Zerstörung führen können. Diese Lastfälle müssen in der Bauingenieurpraxis berücksichtigt werden, weswegen entsprechende Normen diese Belastungen regeln, z.B. ÖNORM B 1996-1-1 [9], ÖNORM EN 1996-1-1 [10], ÖNORM B 1998-1 [11], ÖNORM EN 1998-1 [12].

Durch die genannten zyklischen Belastungen kann es zu unterschiedlichen Formen des Versagens kommen [1], [5]. Eine Form des Versagens ist dabei das Schubversagen in der Fuge; dies führt zu einem fugenparallelen Aufreißen im Mörtel. Bei in der Baupraxis üblichen Auflastniveaus ist diese duktile Versagensform eine der dominierenden Versagensformen von Schubwänden. Der Widerstand gegen Versagen hängt dann neben der Auflast auch von der Festigkeit des Mörtels, der Steine sowie des Verbunds ab. Die mechanischen Eigenschaften von Mörtel und Ziegel werden durch Zugfestigkeit, Druckfestigkeit, Biegezugfestigkeit und E-Modul beschrieben [6], [15]. Zusätzlich können auch die bruchmecha-

nischen Eigenschaften des Mörtel-Ziegel-Interfaces angegeben werden [14].

Diese Eigenschaften bestimmen die Höhe der Tragfähigkeit sowie das Schadensbild. Oft wird beides unter zyklischen Belastung untersucht, z. B. [2], [16]. Diese Arbeit beschäftigt sich mit der Veränderung der Resttragfähigkeit unter quasi-statischer horizontaler Belastung bei Änderung der Lastrichtung jeweils nach Erreichen der Maximaltragfähigkeit.

2 Experimentelle Ermittlung des Resttragfähigkeit von Mauerwerk

Ein Stück Mauerwerk wird in Wandebene durch eine horizontale Belastung bis zur Maximaltragfähigkeit in eine Richtung belastet. Dabei sind die Maximaltragfähigkeit sowie das Bruchbild von Interesse. Danach erfolgt die Belastung in die entgegengesetzte Richtung – wieder bis zur aufnehmbaren Maximalkraft. Abschließend ändert sich die Belastungsrichtung ein weiteres Mal. Es erfolgt erneut eine Belastung bis zur maximalen Tragfähigkeit. Somit erhält man schrittweise die Resttragfähigkeiten.

2.1 Materialien und Probenherstellung

Die untersuchten Mörtelarten und Mischungsverhältnisse sind in Tabelle 1 aufgelistet. Diese decken einen breiten Festigkeitsbereich ab – von Kalkmörtel (KM) mit einer Druckfestigkeit von unter 1 N/mm² bis hin zu reinem Zementmörtel (M30) mit einer Druckfestigkeit von ca. 30 N/mm². Dazwischen finden auch zwei in der Praxis sehr häufig verwendete, industrielle Fertigmörtel mit Druckfestigkeiten von ca. 5 N/mm² (M5) und ca. 10 N/mm² (M10) Verwendung. Das Testprogramm komplettiert ein selbst gemischter Mörtel (M20), der mit einer Druckfestigkeit von ca. 19 N/mm² die Lücke zwischen M10 und M30 schließt. Die selbst gemischten Mörtel (M20 und M30) erfüllen die Anforderungen nach ÖNORM B 5344 [8].

Die Herstellung der Mauerwerkskörper erfolgt im Labor durch eine geschulte Fachkraft. Der Mörtel wird mittels Labormischer angerührt und lagenweise zwischen die angefeuchteten Normformatziegel (120x250x65 mm) eingebracht. Die Ziegel weisen eine durchschnittliche Druckfestigkeit von 35 N/mm² auf. Die Abmessungen des gesamten Mauerwerkversuchskörpers betragen 515x515 mm und er ist aus 7 Lagen aufgebaut. Zur Ermittlung der Mörtelfestigkeit nach ÖNORM EN 1015-11 [7] kommen zusätzlich Prismen der Größe 40x40x160 mm zum Einsatz. Nach 28 Tagen Lagerung erfolgen die Biegezug- und Druckprüfung der Prismen und die Schubprüfung der Mauerwerkskörper.

2.2 Prüfverfahren

2.2.1 Normprüfverfahren

Die in ÖNORM EN 1015-11 [7] angeführten Biegezugversuche werden für alle Mörtelarten zusätzlich zu den Mauerwerksversuchen durchgeführt, um die Druck- und Biege-

Andreas Schneemayer, Dipl.-Ing.

Christian Schranz, Dipl.-Ing. Dr.techn.

Elmar Karl Tschegg, Ao.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn.

Andreas Kolbitsch, Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn.

Technische Universität Wien

Institut für Hochbau und Technologie

Forschungsbereich Hochbaukonstruktion und Bauwerkserhaltung

Karlsplatz 13/206-4, A-1040 Wien

Tabelle 1: Mischungsverhältnisse und Festigkeiten der verwendeten Mörtelarten

Mörtelart	Volumsteile			Biegezugfestigkeit	Druckfestigkeit
	Kalk	Zement	Sand	[N/mm ²]	[N/mm ²]
KM	1	0	4	0,45	0,5
M5	industrieller Fertigmörtel			1,59	4,8
M10	industrieller Fertigmörtel			2,86	10,4
M20	1		16	4,34	18,9
M30	0	1	4	5,97	29,8

zugfestigkeit zu ermitteln. Bei den Versuchen wurde die Prüfmaschine kraftgesteuert geregelt. Der Anstieg hat laut ÖNORM EN 1015-11 so zu erfolgen, dass die Versuchsdauer zwischen 50 und 90 Sekunden liegt. Die ermittelte Maximalkraft wird durch die projizierte Bruchfläche (40 x 40 mm) geteilt und die Ergebnisse sind in Tabelle 1 angeführt.

2.2.2 Mauerwerksversuche

Die Mauerwerksversuche erfolgen auf einem geschweißten Stahlrahmen (siehe Bild 1), der wiederum in eine mechanische Prüfmaschine eingebaut ist. Die Mauer wird bei Versuchsstart mit der Vertikalkraft $F_v = 30 \text{ kN}$ (entspricht $0,49 \text{ N/mm}^2$) vorbelastet und die Position des Querhaupts konstant gehalten. Dadurch kommt es bei zusätzlicher horizontaler Belastung zu einer Veränderung (meist Erhöhung) der Vertikalkraft.

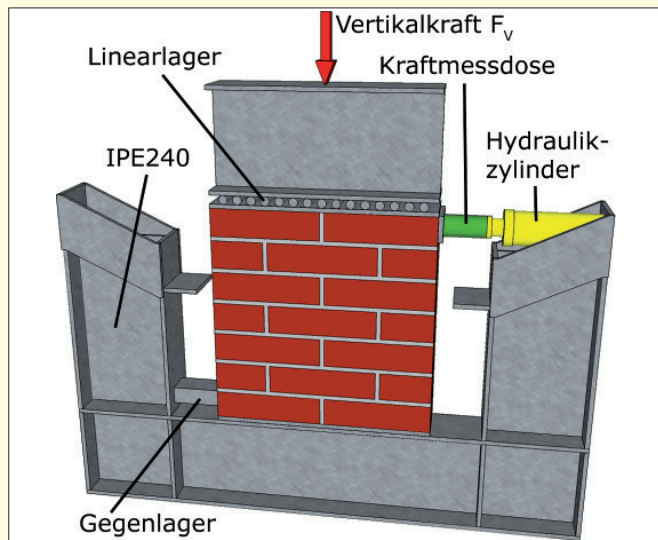


Bild 1: Prinzipskizze des Versuchsaufbaus

Die Horizontalkraft wird mittels handbetätigtem Hydraulikzylinder eingebracht und jeweils bis zum Erreichen der Maximalkraft (= Versagen der Mauer) gesteigert. Der Versuch wird erst bei Erreichen einer Verschiebung von über 10 mm gestoppt und der Hydraulikzylinder auf der gegenüberliegenden Seite der Mauer montiert sowie erneut bis zum Bruch und Erreichen einer Verschiebung von über 10 mm betätigt. Dies wird auch ein drittes Mal auf der im ersten Versuch verwendeten Seite wiederholt. Somit wird eine kontrollierte und langsame Wechselbelastung erzeugt und die Messdaten des Videoextensometers und der Kraftmessdosen aufgezeichnet.

2.2.3 Videoextensometer

Zur Messung des Dehnungs- und Rissverlaufs innerhalb des Versuchskörpers wird ein Videoextensometer verwendet. Dabei sind 56 Messpunkte (siehe Bild 2) mit einer Abtastrate von 1Hz simultan erfasst und deren Verschiebungen relativ zur Ausgangsposition bestimmt [3]. Um Verschiebungen des gesamten Mauerwerks bzw. der Prüfvorrichtung nicht in die Be-

rechnung miteinzubeziehen, werden die Verschiebungen auf den Auflagerpunkt (links oder rechts unten, je nach Prüfrichtung) bezogen.

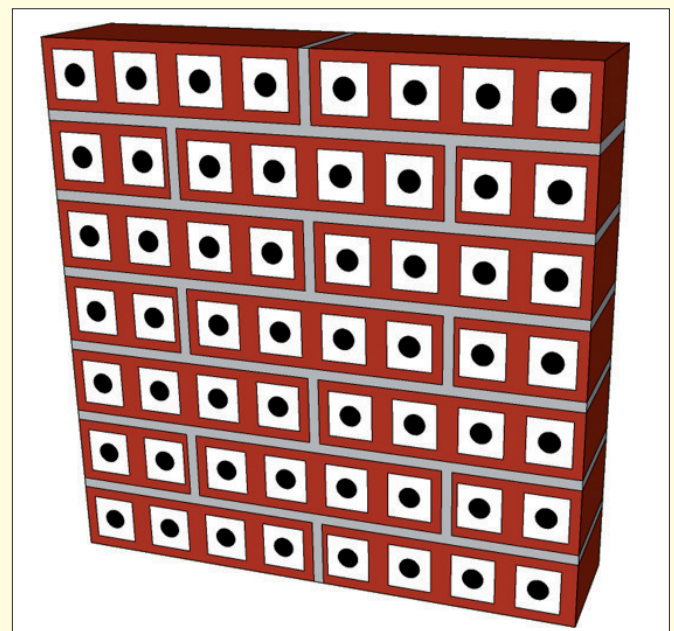


Bild 2: Positionen der 56 Messpunkte für die Videoextensometermessung

2.2.4 Stereoskopisches Verfahren zur Bestimmung der Oberflächenrauigkeit

Das Prinzip des stereoskopischen Verfahrens beruht auf der Erstellung zweier Bilder, die bezüglich einer fixen optischen Achse um einen definierten Winkel verkippt sind. Dies wurde in der Vergangenheit für Landvermessungen eingesetzt. Die Verkipfung hat hierbei euzentrisch zu erfolgen, was bedeutet, dass die Kippachse in der Mitte der zu vermessenden Oberfläche liegen muss.

Bei diesem Verfahren wird das Stativ oberhalb der Probe aufgestellt und die Kamera schwenkbar montiert. Dabei werden 2 Bilder im Winkel von jeweils 5° um die Zentralprojektion aufgenommen und mit Hilfe spezieller Software zu einem dreidimensionalen Oberflächenbild zusammengefügt [15].

In Bild 3 sieht man als Beispiel eine Ziegeloberfläche. Die Bilder a) und b) zeigen die Oberflächen bei der Stoßfuge bzw. Lagerfuge in der 3D Ansicht und Bild c) zeigt den Rauigkeitsverlauf entlang der eingezeichneten Linien. Der Einfluss der Oberflächenrauigkeit bzw. der Oberflächengestaltung auf den Verbund wurde in [14] untersucht.

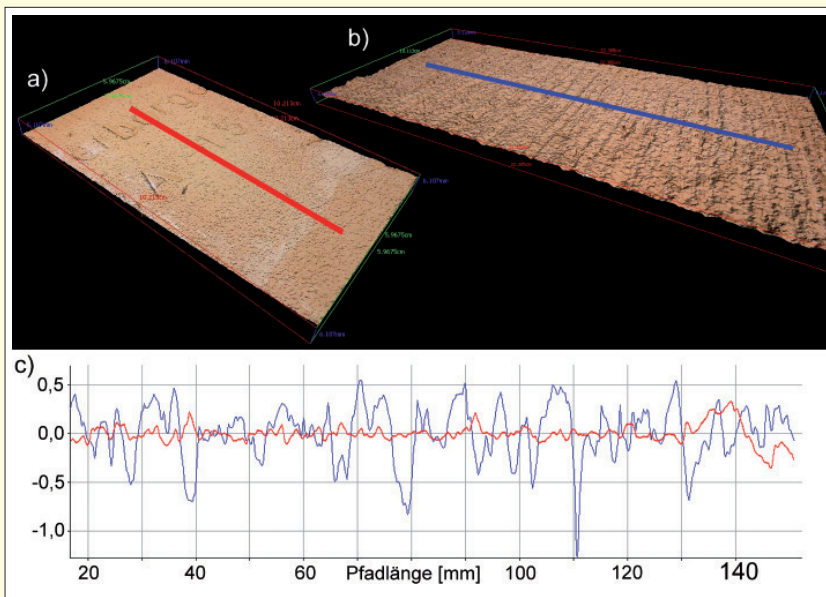


Bild 3: Rauigkeitsverlauf auf unterschiedlichen Ziegeloberflächen

4 Ergebnisse

4.1 Messprogramm

Die Versuche wurden bei den Mörtelarten M5 bis M30 an jeweils 8 bis 10 gleichen Proben durchgeführt. Lediglich bei den Versuchskörpern aus Kalkmörtel wurden nur 2 Versuche durchgeführt, da deren Herstellung und 28-Tage-Lagerung direkt im Prüfraumen erfolgen musste.

Tabelle 2 listet die Mittelwerte der Ergebnisse der Untersuchungen. $F_{H1,max}$ ist die maximale Horizontalkraft bei der ersten Belastung. Erwartungsgemäß steigt die aufnehmbare Belastung mit der Qualität des Mörtels. Danach wird die Richtung der Belastung geändert. $F_{H2,max}$ ist die nun erreichbare Maximalkraft. Zusätzlich ist der Prozentwert bezogen auf $F_{H1,max}$ angegeben. Abschließend wird nochmals die Belastungsrichtung gewechselt und die nun maximal erreichbare Kraft ermittelt. Die entsprechenden Werte sind ebenso in Tabelle 2 eingetragen.

Bild 4 stellt den prozentuellen Verlauf der Tragfähigkeit über diese drei Versuche dar. Interessanterweise fällt die Tragfähigkeit bei Mörteln mit höherer Qualität stärker ab.

4.2 Kalkmörtel

Bild 5 zeigt ein Kraft-Zeitschritt-Diagramm, zwei Mauerwerksansichten samt Rissverlauf sowie drei Videoextensometerbilder.

Tabelle 2: Mittelwerte der maximalen Horizontalkräfte $F_{H,max}$ und Resttragfähigkeit des Mauerwerks im jeweiligen Versuchsdurchgang

	Versuchsdurchführung				
	1	2		3	
Mörtel	$F_{H1,max}$ [kN]	$F_{H2,max}$ [kN]	Resttragfähigkeit	$F_{H3,max}$ [kN]	Resttragfähigkeit
KM	16,6	15,1	91%	13,4	81%
M5	46,7	41,0	88%	27,0	58%
M10	56,5	44,5	79%	28,3	50%
M20	76,5	55,7	73%	24,9	33%
M30	85,1	54,8	64%	23,2	27%

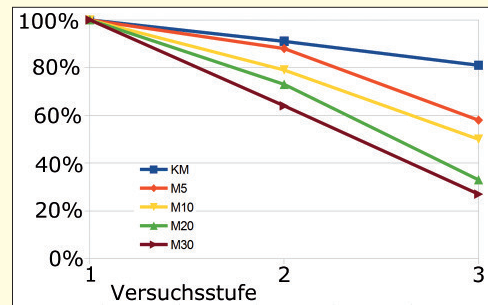


Bild 4: Prozentueller Verlauf der Tragfähigkeit bezogen auf die maximale Tragfähigkeit in Versuchsstufe 1

meterbilder. In jeder Versuchsstufe wird eine Verschiebung von mind. 10 mm eingebracht. Das Kraft-Zeitschritt-Diagramm zeigt den Verlauf der horizontalen (grüne Linie) und vertikalen Belastung (rote Linie) über die Lastschritte. Am Beginn ist der Kraftanstieg der horizontalen Belastung bis zur Maximaltragfähigkeit ($F_{H1,max}$) zu sehen, danach wird das Mauerwerk entlastet – bis die Horizontalkraft wieder 0 erreicht. Nun erfolgt die Belastung in die Gegenrichtung (daher ist die Horizontalkraft nun negativ) wieder bis zur Maximaltragfähigkeit (= erste Resttragfähigkeit – $F_{H2,max}$), mit nachfolgender Entlastung (Horizontalkraft wird wieder 0). Abschließend erfolgt erneut eine Belastung in die erste Richtung bis zur Maximaltragfähigkeit (= zweite Resttragfähigkeit – $F_{H3,max}$). Für alle drei Belastungszustände ist das Verformungsbild der Videoextensometermessung dargestellt. Zwei Mauerwerksansichten zeigen noch das Rissbild nach Erreichen der Maximaltragfähigkeit der ersten und der dritten Belastung.

Mauerwerksproben aus Kalkmörtel bieten mit Abstand den geringsten Widerstand gegen Schubbeanspruchung von allen getesteten Mörteln. Im Kraft-Zeitschritt-Diagramm ist kein ausgeprägtes Maximum der Horizontalkraft F_H (grüne Linie) erkennbar, sondern ein relativ flacher Verlauf. Dies deutet auf ein eher elastisches Verhalten hin. Der Riss erfolgt nicht schlagartig, sondern bildet sich langsam von rechts oben (Krafteinleitung) nach links unten (Gegenlager) aus. Bei weiterer Belastung steigt die Verschiebung bis 10 mm ohne messbaren Kraftabfall. Durch Belastung in die Gegenrichtung (Versuchsstufe 2) steigt F_{H2} wieder annähernd bis $F_{H1,max}$ an (Resttragfähigkeit 91%) und bleibt auch hier bis zur Endverschiebung von 10 mm auf diesem Niveau. Selbst bei Versuchsstufe 3 bleibt eine Resttragfähigkeit von über 80% erhalten. Der Riss verläuft hauptsächlich durch das Interface Mörtel-Ziegel, lediglich im Bereich des Auflagers entsteht ein Zugversagen im Ziegel.

Die Videoextensometerbilder zeigen die klaren Rissverläufe, die das Mauerwerk in vier Mauerwerksbereiche trennen. Zusätzlich ist auch das elastische Verhalten zu erkennen, denn innerhalb der einzelnen Mauerwerksbereiche variieren die Verschiebungen.

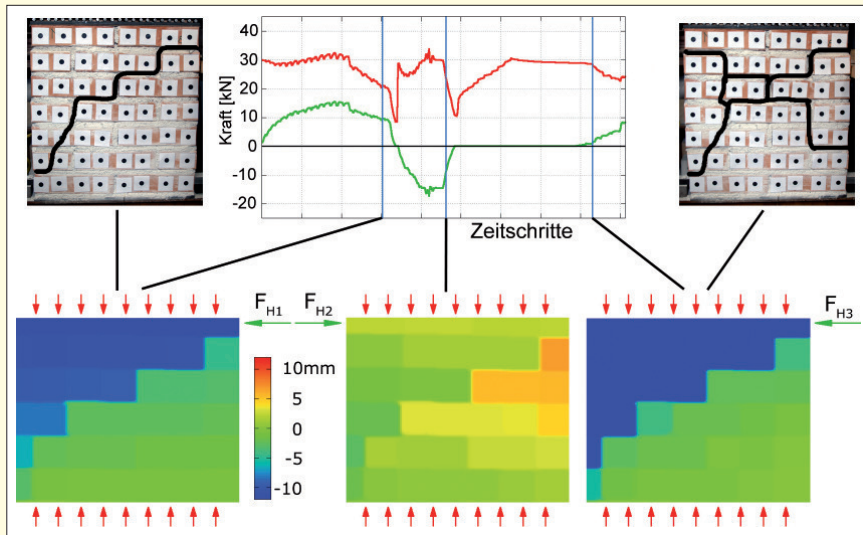


Bild 5: Ergebnisse der Mauerwerksversuche mit Kalkmörtel

Die Vertikalbelastung bleibt anfänglich bei 30 kN. Dies weist zusätzlich auf das elastische Verhalten des Mörtels hin, da die Horizontalbelastung nicht zu einer Schiefstellung des Mauerwerkskörpers und somit zu einer automatischen Erhöhung der Vertikallast führt. Nach dem Riss verringert sich die Vertikallast; es kommt zu einem leichten Einsacken im Mauerwerk. Bei Versuchsstufe 2 und 3 wird die Vertikalbelastung jeweils wieder auf 30 kN angehoben und damit das Querhaupt neu positioniert.

4.3 Mörtel M10

Bild 6 zeigt die Ergebnisse für Mauerwerksteile mit Mörtel M10. Der Mauerwerksmörtel M10 stellt den hochwertigsten der verwendeten industriellen Mörtel dar. Dabei ist $F_{H1,max}$ deutlicher als zuvor ausgeprägt. Bei Versuchsstufe 2 steigt $F_{H2,max}$ nur bis ca. 79% von $F_{H1,max}$. In der letzten Versuchsstufe ist im Kraft-Zeitschritt-Diagramm kein ausgeprägtes Maximum vorhanden und die Resttragfähigkeit liegt bei lediglich 50%. Der Rissverlauf ist vergleichbar mit jenem von Kalkmörtel und zeigt die bekannten Muster des Schubversagens. Dies ist auch in den Videoextensometerbildern zu sehen.

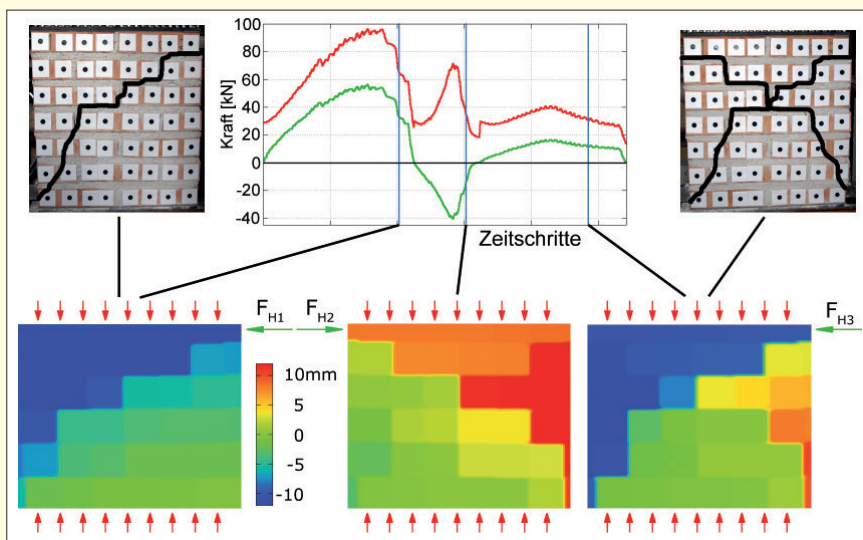


Bild 6: Ergebnisse der Mauerwerksversuche mit Mörtel M10

Obwohl der Rissverlauf mit jenem des Kalkmörtels vergleichbar ist, zeigt sich der wesentlich bessere Verbund auch im Verlauf der Vertikallast. Diese steigt direkt nach Versuchsbeginn stark an, es kommt also zu einem „Kippen der Wand“ und die oberste Ziegelreihe wird gegen das Querhaupt gedrückt. Zu einer Entlastung führt erst das Schubversagen in Versuchsstufe 1. Auch bei Versuchsstufe 2 und 3 steigt die Vertikallast jeweils über den Ursprungswert von 30 kN, da auch der Verbund der nicht gerissenen Mauerwerksteile noch sehr gut ist. Dies zeigt sich auch in den gleichmässigen Verformungen (kaum Variation) der nicht gerissenen Mauerwerksteilen in der Videoextensometermessung.

4.4 Mörtel M30

Bei diesem Mörtel mit hohen Druckfestigkeiten im Bereich von 30 N/mm² zeigt sich ein vollkommen anderes Bild beim Rissverlauf (siehe Bild 7) als bei den Versuchen mit Kalkmörtel. Es entstehen schon bei Versuchsstufe 1 zwei Risse, die sich schlagartig nach Erreichen der Maximalkraft $F_{H1,max}$ ausbilden. In Versuchsstufe 2 sinkt die Resttragfähigkeit auf nur noch 64% ab und es entsteht auch kein ausgeprägtes Maximum der horizontalen Kraft. In der letzten Versuchsstufe beträgt $F_{H3,max}$ nur noch 23 kN (also 27% von $F_{H1,max}$) und liegt somit unter dem Wert des Mörtels M10 von rund 28 kN.

Generell entsteht ein wesentlich zerklüftertes Rissbild, das auf ein „spröderes“ Verhalten des Mauerwerkskörpers hinweist. Die zusammenhängenden Teile haben jedoch noch einen starken Verbund.

Genauso wie bei den Versuchen mit Mörtel M10 steigt die Vertikallast nach Versuchsbeginn stark an und erreicht den Ursprungswert erst nach der Entlastung nach Erreichen der Maximalkraft $F_{H1,max}$. Selbiges Verhalten tritt auch bei den Versuchsstufen 2 und 3 auf.

5 Zusammenfassung und Diskussion

Die Entwicklung der Tragfähigkeit von Mauerwerk unter Auflast gegenüber horizontaler Belastung in abwechselnder Richtung wurde für unterschiedliche Mörtel-Ziegel-Kombinationen untersucht. Dabei kam ein in Österreich üblicher Normformatziegel zur Anwendung, unter Verwendung von fünf unterschiedlichen Mörteln. In drei Versuchsstufen erfolgte eine Belastung bis zur einer Verschiebung von mind. 10 mm (die maximal aufnehmbare Horizontalkraft ist dabei immer erreicht), danach wurde die Lastrichtung geändert. Die Versuchsserien bestanden aus 8 bis 10 Mauerwerksproben mit Ausnahme der Serie mit dem geringer belastbaren Kalkmörtel (hier wurden aufgrund der langen Herstdauer nur 2 Versuche durchgeführt). Es können folgende Ergebnisse zusammengefasst werden:

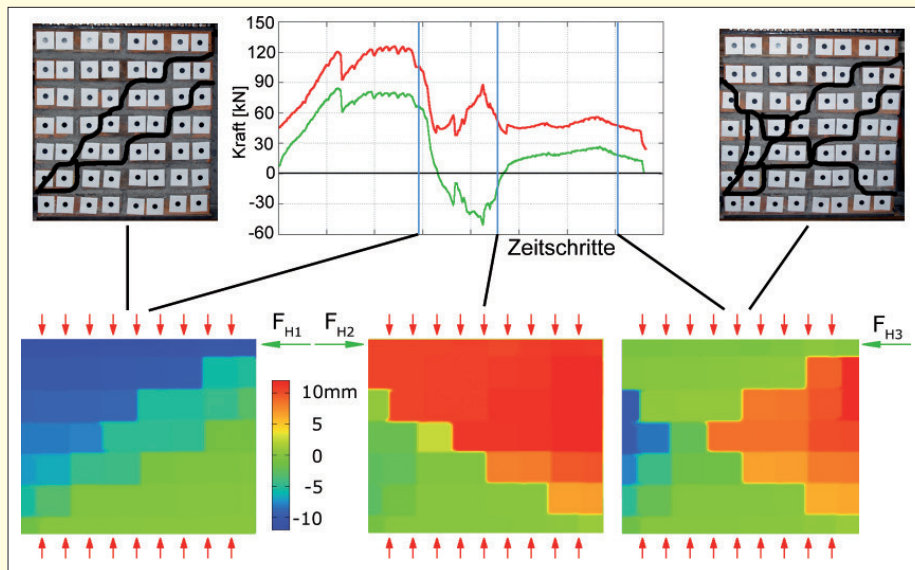


Bild 7: Ergebnisse der Mauerwerksversuche mit Mörtel M30

- Die Versuchsserie mit dem Kalkmörtel zeigt die mit Abstand geringste primäre Tragfähigkeit von 16,6 kN. In der dritten Versuchsstufe beträgt die Tragfähigkeit noch 13,4 kN, also 81% der primären Tragfähigkeit. Somit hat das Mauerwerk mit Kalkmörtel den geringsten Tragfähigkeitsverlust.
- Der Riss bildet sich langsam von der Krafteinleitung zum Gegenlager und erfolgt nicht schlagartig. Diese Versuchsserie zeigt ein elastisches, „weiches“ Verhalten des Mauerwerkskörpers. Dies ist an den Verformungen innerhalb der zusammenhängenden Mauerwerksteile erkennbar.
- Die Versuchsserie mit dem Mörtel M10 weist eine wesentlich höhere primäre Tragfähigkeit von 56,5 kN auf. In der

dritten Versuchsstufe sinkt die Tragfähigkeit auf 28,3 kN, also rund 50% der primären Tragfähigkeit.

- Das Verhalten des Mauerwerkskörpers dieser Serie ist ähnlich jener mit Kalkmörtel. Es entsteht ein ähnliches Rissbild, jedoch führt der bessere Verbund zu einem weniger elastischen Verhalten sowie zu einem „Kippen der Wand“ und somit zu höheren Vertikalbelastungen.
- Die Versuchsserie mit dem Zementmörtel M30 hat erwartungsgemäß die höchste primäre Tragfähigkeit von 85,1 kN. In der dritten Versuchsstufe sackt diese jedoch auf 23,5 kN ab, also nur noch 27% der primären Tragfähigkeit. Damit liegt der absolute Wert sogar schon unter jenem der Versuchsserie mit Mörtel M10, obwohl die primäre

Tragfähigkeit im Vergleich rund 50% höher war.

- Der Rissverlauf ist für diese Versuchsserie gänzlich anders. Durch das „sprödere“ Verhalten kommt es zur schlagartigen Bildung von mehreren Rissen nach Erreichen der primären Tragfähigkeit. Generell ist das Schadensbild durch wesentlich mehr Risse geprägt als bei den anderen Mörteln.

Zusammenfassend bleibt festzuhalten, dass das „elastische“ Verhalten der Mörteln mit geringerer Druckfestigkeit einerseits zu geringerer primärer Tragfähigkeit führt, jedoch andererseits dadurch auch weniger Schäden im Mauerwerk entstehen.

Literatur

[1] Butenweg, C., Gellert, C., Meskouris, K.: Mauerwerkswände unter zyklischer Schubbeanspruchung, Mauerwerk 11, Heft 6, S. 356–362, 2007.

[2] Beyer, K., Tondelli, M., Petry, S.: Rütteltischversuche an einem Gebäude mit Mauerwerks- und Stahlbetonwänden, Bauingenieur, Band 88, S. S2-S7, 2013.

[3] Celarek, A.: Berührungslose Echtzeit-Punktvermessung für Materialprüfungen. Diplomarbeit, TU Wien, 2009.

[4] Grünberg, J., Meincke, S., Radtke, F.: Experimentelle und numerische Untersuchungen des Materialverhaltens von Mauerwerk unter Erdbebenlasten, Mauerwerk 9, Heft 6, S. 262–269, 2005.

[5] Luccioni, B., Rougier, V.C.: Shear behaviour of brick-mortar interface in CFRP retrofitted or repaired masonry, Int. J. of Mechanical Sciences 52, S. 602–611, 2010.

[6] Mann, W.: Zug- und Biegezugfestigkeit von Mauerwerk – theoretische Grundlagen und Vergleich mit Versuchsergebnissen, in: Mauerwerkskalender, S. 601–607, 1992.

[7] ÖNORM EN 1015–11:2007 03 01: Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk – Teil 11: Bestimmung der Biegezug- und Druckfestigkeit von Festmörtel, Austrian Standards Institute, Wien, 2007.

[8] ÖNORM B 3344:2012 10 15: Baustellengemischte Mauer- und Putzmörtel, Austrian Standards Institute, Wien, 2012.

[9] ÖNORM B 1996–1–1:2009 03 01: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1–1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk – Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1996–1–1, Austrian Standards Institute, Wien, 2009.

[10] ÖNORM EN 1996–1–1:2013 01 01: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1–1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk, Austrian Standards Institute, Wien, 2013.

[11] ÖNORM B 1998–1:2013 15 06: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, Austrian Standards Institute, Wien, 2013.

[12] ÖNORM EN 1998–1:2013 15 06: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, Austrian Standards Institute, Wien, 2013.

[13] Possler, Hans P.: Oberflächenrauheit von Baustoffen, Diplomarbeit, TU Wien, 2009.

[14] Schneemayer, A., Schranz, C., Kolbitsch, A., Tschegg, E.K.: Fracture-Mechanical Properties of Mortar-to-Brick Interfaces, Journal of Materials in Civil Engineering, accepted for publication, 2014.

[15] Schubert, P.: Eigenschaften von Mauerwerk, Mauersteinen und Mauer- mörtel, Mauerwerkskalender, S. 93–110, 1999.

[16] Vasconcelos, G., Lourenço, P.B.: Assessment of the in-plane shear strength of stone masonry walls by simplified models, Proceedings of the International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions SAHC'2006, New Delhi, S. 843–859, 2006.

Ermittlung von Momentmagnituden für den deutschen Erdbebenkatalog

T. Schmitt, G. Leydecker

Zusammenfassung Zur Berechnung der Beschleunigungen durch Erdbeben an einem Standort werden in der seismischen Gefährdungsanalyse empirische Abnahmebeziehungen mit der Magnitude als Erdbebenstärkemaß verwendet. Bevorzugt wird dafür die Momentmagnitude, die jedoch nur für eine geringe Zahl von Erdbeben instrumentell bestimmt worden ist. Deshalb werden Vorgehensweisen zur Berechnung von Momentmagnituden neuzeitlicher und historischer Erdbeben in Abhängigkeit von der Ausgangsdatenlage vorgestellt. Umrechnungsbeziehungen verschiedener Magnitudenarten – instrumentell oder aus makroseismischen Daten bestimmt – in die Momentmagnitude werden verglichen, ebenso wie Formeln zur direkten Berechnung der Momentmagnitude aus Epizentralintensität und Herdtiefe. Bei unbekannter Herdtiefe wird die Verwendung der charakteristischen Herdtiefe der erdbebengeographischen Region des Epizentrums empfohlen. Als Ergebnis der Untersuchungen wird eine an den Ausgangsdaten abgestimmte Vorgehensweise vorgeschlagen. Ziel ist die möglichst zuverlässige Ermittlung der Werte der Momentmagnitude für den deutschen Erdbebenkatalog von Leydecker (2011) bei einem vertretbaren Aufwand.

1 Einleitung

Zur Berechnung der Beschleunigungen durch Erdbeben an einem Standort werden in der seismischen Gefährdungsanalyse empirische Abnahmebeziehungen verwendet. International hat sich der Begriff „Ground Motion Prediction Equation“ (GMPE) eingebürgert. GMPEs beziehen sich auf die Magnitude als Erdbebenstärkemaß. Dies setzt voraus, dass auch für historische Erdbeben ohne instrumentelle Aufzeichnungen eine Magnitude bestimmt werden kann. Allerdings gibt es verschiedene Magnitudenarten, die zur Homogenisierung des Datensatzes in die gewünschte Magnitudenart umgerechnet werden müssen. Zur Ermittlung der Werte einer Magnitudenart aus makroseismischen Daten und zur Umrechnung zwischen verschiedenen Magnitudenarten gibt es eine Vielzahl empirischer Formeln. Einige davon sind regionenspezifisch. Die Wahl der Vorgehensweise zur Berechnung einheitlicher Magnitudenwerte kann einen signifikanten Einfluss auf die Ergebnisse der probabilistischen Berechnung haben. Daher ist hier besondere Sorgfalt geboten. Die meisten GMPEs beziehen sich auf die Momentmagnitude. Diese Größe ist nur für eine geringe Zahl von Erdbeben instrumentell bestimmt. Im Folgenden werden Vorgehensweisen zur Berechnung von Momentmagnituden neuzeitlicher und historischer Erdbeben in Abhängigkeit von der Ausgangsdatenlage vorgestellt. Ziel ist die möglichst

zuverlässige Ermittlung der Magnitudenwerte für den deutschen Erdbebenkatalog von Leydecker (2011) bei einem vertretbaren Aufwand.

Für die meisten neuzeitlichen (registrierten) Erdbeben ist nur die Lokalmagnitude (M_L) berechnet worden. Sie ist schnell bestimmbar, hat aber auch gewisse Nachteile. Dies begründet sich darin, dass die ursprüngliche Lokalmagnitude von Richter auf ein spezielles Seismometer bezogen ist und an Erdbeben in Kalifornien kalibriert wurde. Für die Anwendung in einer anderen Region müssen eigene Umrechnungsbeziehungen entwickelt werden, sodass in M_L ein gewisser subjektiver Einfluss enthalten ist.

Für einige Erdbeben sind makroseismische Magnituden M_K aus makroseismischen Daten bestimmt worden, insbesondere von den Erdbebenstationen Bensberg und Stuttgart über jeweils eigene Formeln für deren jeweiligen Zuständigkeitsbereich.

2 Lokal- und Momentmagnitude

Die Magnitude ist ein Maß für die von einem Erdbebenherd abgestrahlte Wellenenergie. 1935 führte der Seismologe Charles F. Richter die nach ihm benannte „Richterskala“ ein, heute Lokalmagnitude M_L benannt. Die Bestimmung erfolgt durch einen Vergleich der gemessenen Amplitude A des Erdbebens mit einem Referenzbeben in der gleichen Epizentralentfernung mit der Magnitude $M_L = 0$ und der Amplitude A_0 . Die Abnahme der Maximalamplituden über die Entfernung ist dabei bezogen auf ein Seismometer des Wood-Anderson-Typs. Registrierungen mit anderen Instrumenten werden auf dieses Seismometer zurückgerechnet, um einen standardisierten Wert zu erhalten. Die Formel lautet:

$$M_L = \log(A/A_0)$$

Die neuere Momentmagnitude M_W , deren Zahlenwerte an die der anderen Magnituden angelehnt sind, geht auf Kanamori (1977) zurück. Sie wird aus dem seismischen Moment als physikalischem Stärkemaß berechnet. Der Bezug auf das seismische Moment hat den großen Vorteil, dass kein Sättigungsphänomen auftritt, d. h., die Momentmagnitude strebt im Gegensatz zu anderen Magnituden für stärkste Beben keinem Grenzwert zu. Das seismische Moment M_0 wird ermittelt zu M_0 [Nm] = $\mu \cdot V \cdot A$. Hierbei ist A die Bruchfläche, V die mittlere Verschiebung der Bruchfläche und μ der Schermodul des Gesteins. Die Momentmagnitude M_W nach Kanamori (1977) ergibt sich zu

$$M_W = 2/3 \cdot \log(M_0) - 6,07$$

3 Beziehungen zur Ableitung der Momentmagnitude

3.1 Berechnung von M_W aus M_L

Für neuzeitliche Erdbeben ist die Lokalmagnitude aus Registrierungen bestimmt worden. Liegt diese vor, so ist die

Dr.-Ing. Timo Schmitt

SDA-engineering GmbH

Kaiserstrasse 100, 53134 Herzogenrath

Dr. Günter Leydecker, Dipl. Geophys.

Am Wesenbeek 11, 30916 Isernhagen

guenter.leydecker@gmx.de

Berechnung von M_W aus M_L sinnvoll. Hierzu werden Beziehungen für verschiedene Regionen betrachtet:

- Reamer & Hinzen (2004)
- Grünthal et al. (2009a)
- Allmann et al. (2010)

In Reamer & Hinzen (2004) wurden die instrumentellen Erdbebenstationen der Erdbebenstation Bensberg für Beben im nördlichen Rheinland zwischen den Jahren 1975 und 2002 neu ausgewertet, und die Epizentren und die Lokalmagnituden $M_{L,BENS}$ wurden neu berechnet. Zur Kalibrierung der Magnituden wurde die Amplituden-Entfernungskorrektur (nach Richter) neu bestimmt. Zudem wurde auch eine Beziehung zwischen der Lokalmagnitude – bestimmt durch die Erdbebenstation in Bensberg ($M_{L,BENS}$) – und der Momentmagnitude hergestellt. Der dieser Beziehung zugrundeliegende Datensatz besteht aus 39 Erdbeben aus den Jahren 1992 bis 2002. Für die Bestimmung des seismischen Momentes wurden Breitbandregistrierungen von Stationen in Deutschland, in den Niederlanden und in Luxemburg genutzt. Die Regression ergab folgende Beziehung:

$$M_W = 0,722 \cdot M_{L,BENS} + 0,743$$

Reamer & Hinzen (2004) vergleichen die neue Beziehung mit einer früheren Auswertung der Bensberg-Daten von Ahorner (1983). Beide Regressionsgeraden weisen eine sehr ähnliche Steigung auf, allerdings liegt die Gerade nach Ahorner (1983) höher als die nach Reamer & Hinzen (2004). Dies führen Reamer & Hinzen (2004) auf ihre Re-Kalibrierung der Lokalmagnituden zurück.

In Reamer & Hinzen (2004) ist auch ein Vergleich der Amplituden-Abnahme-Relation für die Berechnung von M_L mit der Relation von Stange & Brüstle (1997) für den Oberrheingraben dargestellt. Für Entfernungen zwischen 20 km und 200 km, welche die wesentliche Datenmenge darstellt, kann eine sehr gute Übereinstimmung der Kurven festgestellt werden. Dies stützt die Annahme, dass die Beziehung zwischen $M_{L,BENS}$ und M_W auch auf Erdbeben in Südwestdeutschland übertragbar ist.

Grünthal et al. (2009a) stellen einen kompilierten Erdbebenkatalog für Zentral-, Nord- und Nordwesteuropa zusammen. Für alle Erdbeben wird auch einheitlich eine Momentmagnitude angegeben. Dazu entwickeln Grünthal et al. (2009a) verschiedene Beziehungen zur Berechnung von M_W . Aus einem Datensatz von 221 ausgewählten Erdbeben wird die Beziehung

$$M_W = 0,0576 \cdot M_L^2 + 0,646 M_L + 0,55$$

als Polynom 2. Grades ermittelt.

Für den Schweizer Erdbebenkatalog in der Version ECOS-09 wurde eine Beziehung zwischen M_L und M_W aus Erdbeben zwischen 1998 und 2009 abgeleitet, welche in Allmann et al. (2010) dokumentiert ist. Es wird eine Dreiteilung der Regression vorgeschlagen, wobei für das jeweilige Magnitudenintervall eine eigene Formel gilt. Die Regressionsbeziehungen lauten:

$$\begin{aligned} M_L < 2: & \quad M_W = 0,594 \cdot M_L + 0,985 \\ 2 \leq M_L < 4: & \quad M_W = 1,327 + 0,255 \cdot M_L + 0,085 \cdot M_L^2 \\ M_L \geq 4: & \quad M_W = M_L - 0,3 \end{aligned}$$

Ein Vergleich der oben aufgeführten Regressionsbeziehungen zeigt **Bild 1**. Es ist auffällig, dass die Beziehungen von Grünthal et al. (2009a) und Allmann et al. (2010) für $M_L > 3$ recht gut übereinstimmen. Die Beziehung von Reamer & Hinzen (2004) passt für $2 < M_L < 4$ sehr gut zur Beziehung von Allmann et al. (2010). Zu größeren Magnituden hin weichen die Beziehung von Ahorner (1983) und Reamer & Hinzen (2004) immer stärker von der Beziehung von Allmann et al. (2010) ab, da letztere durch wesentlich mehr Daten belegt ist. Daher wird für den Deutschen Erdbebenkatalog empfohlen zur Umrechnung von M_L in M_W einheitlich die Beziehung von Allmann et al. (2010) anzuwenden.

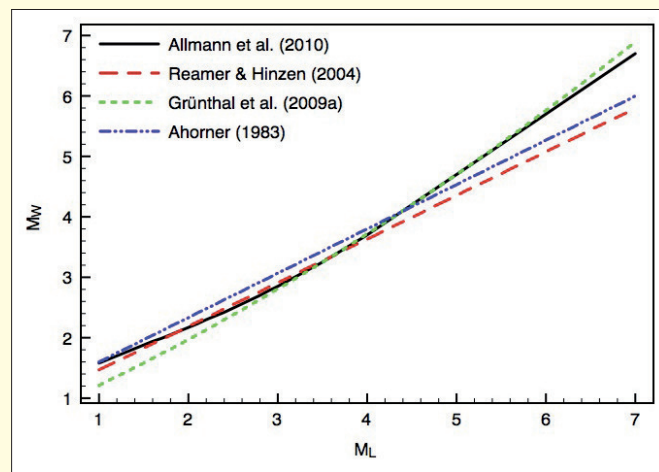


Bild 1. Vergleich verschiedener Beziehungen zwischen M_W und M_L

3.2 Berechnung von M_W historischer Erdbeben aus Intensität und Herdtiefe

In diesem Abschnitt wird die Berechnung von M_W für Erdbeben ohne instrumentelle Aufzeichnungen betrachtet. Die Magnitude historischer Erdbeben kann nur über makroseismische Daten, d. h. Intensitäten und Isoseistenradien abgeschätzt werden. Je besser die Schütterwirkung des Erdbebens bekannt ist, desto genauer lässt sich die Magnitude berechnen. Im Erdbebenkatalog von Leydecker (2011) ist für einige Beben auch eine makroseismische Magnitude M_K angegeben. Für die Berechnung von M_W kommen verschiedene Methoden in Frage. Die Berechnung von M_W kann dabei aus der Makroseismik direkt erfolgen oder über die Berechnung von M_L als Zwischenschritt. Zudem wird eine Beziehung zwischen M_W und der Magnitude nach Kárník (1969) (hier: M_{Kar}) sowie die Korrelation von M_W mit M_K untersucht. Formeln, in die nicht nur die Epizentralintensität und die Herdtiefe des Erdbebens eingehen, sondern auch die Erschütterungsausbreitung in Form von Isoseisten oder lokalen Intensitäten führen zu genaueren Ergebnissen.

Johnston (1996) gibt einen Formelsatz zur Berechnung von M_W aus den Flächen der Isoseisten an. Diese Methode wurde von Leydecker (2011) für die gut belegten Erdbeben angewendet. Bakun & Wentworth (1997) entwickelten eine Methode zur Berechnung von Magnituden aus lokalen Standortintensitäten. Diese Methode wurde auch für den Schweizer Erdbebenkatalog ECOS-09 zur Bestimmung von M_W angewendet. Die entsprechenden Formeln müssen allerdings an Erdbeben aus dem Anwendungsgebiet kalibriert werden und sind daher nicht unmittelbar auf Deutschland übertragbar. Hinzen & Oemisch (2001) wenden die Vorgehensweise

von Bakun & Wentworth (1997) zur Bestimmung von M_L auf das nördliche Rheinland an und berechnen M_L für einige historische Erdbeben mittels einzelner lokaler Standortintensitäten.

Zur Berechnung der Magnitude aus der Epizentralintensität I_0 und der Herdtiefe h [km] werden folgende Regressionsbeziehungen betrachtet und verglichen:

- Grünthal et al. (2009b), mit $M = M_W$
- EKDAG (2010), mit $M = M_W$
- Rudloff & Leydecker (2002), mit $M = M_L$
- Gutdeutsch et al. (2002), mit $M = M_{Kar}$

Grünthal et al. (2009b) entwickeln aus 41 gut dokumentierten Erdbeben in Zentraleuropa eine Formel zur Berechnung von M_W aus I_0 und h :

$$M_W = 0,667 \cdot I_0 + 0,30 \cdot \log(h) - 0,10$$

In EKDAG (2010) ist ebenfalls eine Beziehung zur Berechnung von M_W aus I_0 und h angegeben. Diese Regression basiert auf 58 Erdbeben, überwiegend aus dem nördlichen Rheinland. Die Momentmagnituden wurden von L. Ahorner, Erdbebenstation Bensberg, bestimmt. Die Regressionsbeziehung lautet:

$$M_W = 0,107 + 0,564 \cdot I_0 + 0,819 \cdot \log(h)$$

Rudloff & Leydecker (2002) verwenden für die Regression Erdbeben (insgesamt 270) aus dem deutschen Erdbebenkatalog von Leydecker in der Version aus dem Jahre 2001 für $4,0 \leq I_0 \leq 7,5$:

$$M_L = -0,154 + 0,636 \cdot I_0 + 0,555 \cdot \log(h)$$

In einem nächsten Schritt wird dann über die im vorherigen Abschnitt favorisierte Beziehung von Allmann et al. (2010) – zur Berechnung von M_W aus M_L – die Beziehung zwischen M_W und I_0 und h hergestellt.

Gutdeutsch et al. (2002) stellen eine Regression von I_0 und h mit der Magnitude von Kárník (M_{Kar}) her. Datenbasis ist der Erdbebenkatalog von Kárník (1996), der Erdbeben im Zeitraum von einem Jahrhundert in Zentral- und Südeuropa umfasst. Die Regression basiert daher auf einer großen Datenbasis:

$$M_{Kar} = -1,682 + 0,654 \cdot I_0 + 1,868 \cdot \log(h)$$

Die Gültigkeit dieser Beziehung wird für ca. $4 \leq M \leq 7$ angegeben. Die Standardabweichung dieser Beziehung ist mit 0,285 recht gut. Die Magnitude im Katalog von Kárník (1996) für Erdbeben mit Herdtiefen < 60 km ist die Oberflächenwellen-Magnitude M_S . Es kann angenommen werden, dass diese etwa M_W entspricht (siehe Grünthal & Wahlström 2005). Mit $M_{Kar} = M_S \approx M_W$ kann ein direkter Vergleich mit den anderen Relationen erfolgen. In **Bild 2** sind alle Kurven der zuvor genannten Beziehungen für eine Herdtiefe von 10 km eingezeichnet. Die Beziehung von Rudloff & Leydecker (2002) (über M_L) führt im Vergleich zu kleineren M_W -Werten. Die Gerade der Beziehung aus EKDAG (2010) hat im Vergleich zu allen anderen Beziehungen eine geringere Steigung. Für die Anwendung empfehlen sich die Beziehungen von Grünthal et al. (2009b) und Gutdeutsch et al. (2002), welche sehr ähnliche M_W -Werte ergeben. Zur Berechnung von M_W aus I_0 und h wird von uns die Beziehung von Gutdeutsch et al.

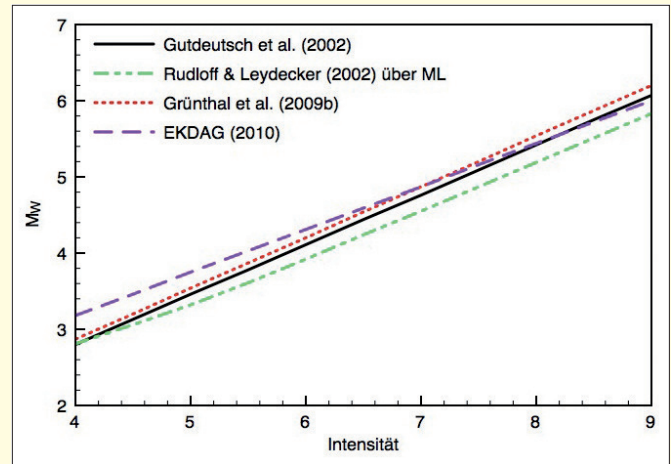


Bild 2. Beziehungen zur Berechnung von M_W aus der Intensität; Herdtiefe 10 km. Bei der Beziehung von Rudloff & Leydecker (2002) wurde M_W aus M_L nach Allmann et al. (2010) berechnet

(2002) herangezogen, da die Regression eine geringe Standardabweichung besitzt und im mittleren Bereich aller Kurven liegt.

Die oben aufgeführten Gleichungen zwischen Intensität und Magnitude beinhalten als weiteren Parameter immer die Herdtiefe. Es sind zwar auch Umrechnungsformeln ohne den Parameter Herdtiefe publiziert, aber die dabei erzielten Ergebnisse unterliegen extremen Streubreiten und werden deshalb von uns nicht verwendet.

Für viele historische Erdbeben im Katalog, welche für die Berechnung der Häufigkeitsverteilung relevant sind (M etwa > 5), ist keine Herdtiefe bekannt. Um dennoch eine Magnitude möglichst realistisch abschätzen zu können, wird für diese Beben die im folgenden Abschnitt beschriebene charakteristische Herdtiefe angesetzt.

3.3 Charakteristische Herdtiefe(n) einer Region

Während die Epizentralintensität historischer Beben aus den schriftlichen Überlieferungen bestimmt wird, bleibt die Herdtiefe häufig unbekannt und lässt sich nur in seltenen Fällen bei flächenhafter Kenntnis der makroseismischen Wirkungen eingrenzen. Um dieser Faktenlücke zu begegnen, wurde von Kopera & Leydecker (persönl. Mitteilung) das Konzept „charakteristische Herdtiefe(n) einer Region“ entwickelt.

Die charakteristische Herdtiefe einer erdbebengeografischen Region wird als jene Tiefe definiert, in der über die Zeit das Maximum der seismischen Energie in Form von Erdbebenwellen abgestrahlt wird. Hierzu wurden für jede Region in Deutschland mit ausreichenden Erdbeben Daten alle jene Beben herausgesucht, deren Herdtiefe und Magnitude M_L instrumentell bestimmt worden waren. Um die durch menschliche Tätigkeit (z. B. Bergbau) verursachten Erdbeben auszuschließen, wurden i. Allg. nur Beben berücksichtigt, deren Herdtiefe größer 3 km war.

Für die Beben einer Region wurden mittels M_L die Energien berechnet und jeweils für alle bekannten Herdtiefen aufsummiert. Aus diesen Tiefen-Energiesummen wurde das Maximum bestimmt, also jene Tiefe mit der größten Freisetzung von seismischer Energie. Diese Tiefe wird von Kopera & Leydecker als charakteristische Herdtiefe der jeweiligen Region bezeichnet. In wenigen Regionen, so z. B. in der Region Niederrheinische Bucht, zeigen die Tiefen-Energiesummen zwei Maxima. In solchen Fällen werden beide Tiefen

als charakteristische Herdtiefen bezeichnet und benutzt. In der Tabelle in Leydecker (2011), Anhang 9, S. 191, sind die zu jeder der erdbebengeographischen Einheiten bestimmten charakteristischen Herdtiefen eingetragen (s. auch Abb. 1.4 in Leydecker et al. 2006).

Für manche Region war die Datenlage allerdings zu dürftig, um eine charakteristische Herdtiefe bestimmen zu können. Hier sollte als charakteristische Herdtiefe 7 km angenommen werden, ein Wert, der häufig in Deutschland vorkommt. Für Regionen mit zwei charakteristischen Herdtiefen sollte der Mittelwert beider charakteristischen Herdtiefen angenommen werden. Der damit berechnete M_W -Wert ist konservativ, denn er liegt über dem Mittelwert der mit beiden charakteristischen Herdtiefen berechneten M_W -Werte.

3.4 Berechnung von M_W aus der makroseismischen Magnitude M_K

Im Erdbebenkatalog von Leydecker (2011) ist für einige Erdbeben auch die makroseismische Magnitude M_K angegeben. Diese wurde über spezielle Formeln, die in den regionalen Erdbebenobservatorien jeweils für deren Zuständigkeitsbereich entwickelt worden waren, aus makroseismischen Daten bestimmt. Insbesondere die Erdbebenstationen in Bensberg und Stuttgart hatten solche empirischen Formeln abgeleitet und konsequent angewandt. Um zu testen, wie diese Magnitude mit M_W korreliert, werden alle Beben mit Angabe von M_K und M_W aus dem Katalog von Leydecker (2011) entnommen und es wird eine lineare Regression durchgeführt. Mit insgesamt 38 Erdbeben ergibt sich die in Bild 3 dargestellte Beziehung:

$$M_W = 0,978 \cdot M_K + 0,155$$

Die Standardabweichung beträgt 0,25. Wie Bild 3 zeigt, kann eine lineare Beziehung zwischen M_K und M_W hergestellt werden, mit $M_W \approx M_K$. Einschränkend ist anzumerken, dass die M_W Werte in Leydecker (2011) nicht alle auf instrumentellen Auswertungen basieren, wobei nur gut bestimmbar M_W Werte in den Katalog übernommen wurden. Die Beziehung aus Bild 3 empfiehlt sich dennoch vorzugsweise zur Berechnung von M_W historischer Erdbeben falls M_K bekannt ist.

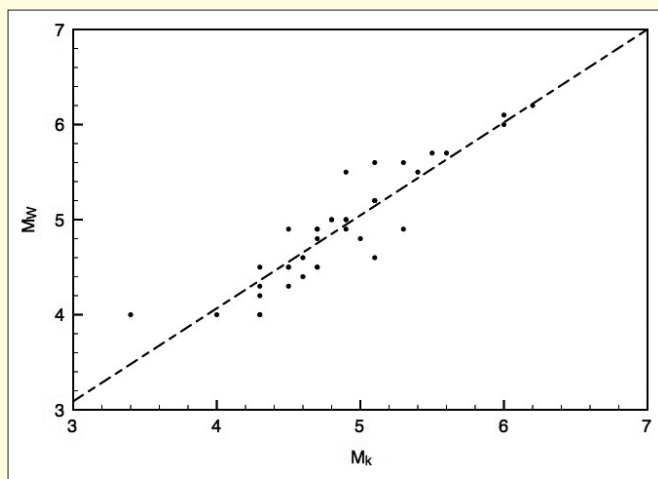


Bild 3. Regressionsbeziehung zwischen M_W und der makroseismischen Magnitude M_K , bestimmt aus den Daten im Erdbebenkatalog von Leydecker (2011)

4 Empfohlene Vorgehensweise

Auf Grundlage der zuvor durchgeführten Vergleiche verschiedener Beziehungen aus der Literatur und einer eigenen durchgeführten Regressionsbeziehung wird empfohlen, folgende Vorgehensweise zur Ermittlung von Momentmagnituden M_W für den Erdbebenkatalog von Leydecker (2011) anzuwenden. Die Auflistung erfolgt dabei in absteigender Priorität je nach Ausgangsdatenlage:

1. Aus instrumentell bestimmter Lokalmagnitude M_L ,
Umrechnung in M_W nach Allmann et al. (2010):
 $M_L < 2$: $M_W = 0,594 \cdot M_L + 0,985$
 $2 \leq M_L < 4$: $M_W = 1,327 + 0,253 \cdot M_L + 0,085 \cdot M_L^2$
 $M_L \geq 4$: $M_W = M_L - 0,3$
2. Aus makroseismischer Magnitude M_K mit der Beziehung $M_W = M_K$
3. Aus Epizentralintensität I_0 und Herdtiefe h nach Gutdeutsch et al. (2002):
 $M_W = -1,682 + 0,654 \cdot I_0 + 1,868 \cdot \log(h)$
 Sofern die Herdtiefe unbekannt ist, wird diese wie folgt zugewiesen:
 - a) Herdtiefe gleich der charakteristischen Herdtiefe entsprechend der erdbebengeographischen Region des Epizentrums.
 - b) Wenn für die Region zwei charakteristische Herdtiefen ermittelt wurden, sollte der Mittelwert aus beiden charakteristischen Herdtiefen angenommen werden.
 - c) Konnte für die Region keine charakteristische Herdtiefe ermittelt werden, sollte $h = 7$ km angenommen werden.

Literatur

- [1] Ahorner, L. (1983): Seismicity and Neotectonic Structural Activity of the Rhine Graben System in Central Europe. - Proceedings of the NATO advanced research workshop held at Utrecht, the Netherlands, June 1–4, 1982, ed. by A. Reinier Ritsema and Aybars Gürpınar, pp. 101–111.
- [2] Allmann, B., Edwards, B., Bethmann, F. & Deichmann, N. (2010): Determination of M_W and calibration of M_L (SED) – M_W regression. – Appendix A to: Fäh, D., Giardini, D., Kästli, P., Deichmann, N., Gisler, M., Schwarz-Zanetti, G., Alvarez-Rubio, S., Sellami, S., Edwards, B., Allmann, B., Bethmann, F., Wössner, J., Gassner-Stamm, G., Fritsche, S., Eberhard, D., 2011. ECOS-09 Earthquake Catalogue of Switzerland, Release 2011, Report and Database. Public catalogue, 17. 4. 2011. Swiss Seismological Service ETH Zurich, Report SED/RISK/R/001/20110417.
- [3] Bakun, W. H., & Wentworth, C. M. (1997): Estimating earthquake location and magnitude from seismic intensity data. - Bull Seismol. Soc. Am., 87, pp. 1502–1521.
- [4] EK DAG (2010): Magnitudenorientierter Erdbebenkatalog für deutsche und angrenzende Gebiete EK DAG – erweiterter Ahorner-Katalog, Version 1.0 (März 2010), Teil A Erläuterungen. - Bauhaus Universität Weimar, EDAC.
- [5] Grünthal, G., Wahlström, R. & Stromeyer, D. (2009a): The unified catalogue of earthquakes in central, northern, and northwestern Europe (CENEC) – updated and expanded to the last millennium. – Journal of Seismology, 13(4), pp. 517–541.
- [6] Grünthal, G., Stromeyer, D. & Wahlström, R. (2009b): Harmonization check of M_W within the central, northern, and northwestern European earthquake catalogue (CENEC). – Journal of Seismology, 13(4), pp. 613–632.

- [7] *Gutdeutsch, R., Kaiser, D. & Jentzsch, G.* (2002): Estimation of earthquake magnitudes from epicentral intensities and other focal parameters in Central and Southern Europe. - *Geophys. J. Int.* (2002) 151, 824–834.
- [8] *Hinzen, K.-G. & Oemisch, M.* (2001): Location and Magnitude from Seismic Intensity Data of Recent and Historic Earthquakes in the Northern Rhine Area, Central Europe. – *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 91 (1), pp. 40–56.
- [9] *Johnston, A. C.* (1996): Seismic moment assessment of earthquakes in stable continental regions – II. Historical seismicity. – *Geophys. J. Int.* 125, 639–678; (Oxford).
- [10] *Kanamori, H.* (1977): The energy release in great earthquakes. – *Journal of Geophysical Research*, Vol. 82, 2981–2987.
- [11] *Kárník, V.* (1969): Seismicity of the European Area – Part 1. - Reidel, Dordrecht.
- [12] *Kárník, V.* (1996): Seismicity of Europe and the Mediterranean. ed. by Klima, K. – Academy of Sciences of the Czech Republic StudiaGeo s.s.r.o. and Geophysical Institute, Praha.
- [13] *Leydecker, G.* (2011): Erdbebenkatalog für Deutschland mit Randgebieten für die Jahre 800 bis 2008. – *Geologisches Jahrbuch, Reihe E, Geophysik*, Heft 59, 198 S., 12 Abb., 5 Tab., 9 Anlagen, 1 CD; Hrg.: Bundesanstalt f. Geowissenschaften u. Rohstoffe, Hannover. Vertrieb: E. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung, Stuttgart. ISBN 978-3-510-95989-1.- zum Download: deutsch <http://www.bgr.de/quakecat>; englisch http://www.bgr.de/quakecat_en
- [14] *Leydecker, G., Schmitt, T. & Busche, H.* (2006): Erstellung ingenieurseismologischer Gutachten für Standorte mit erhöhtem Sekundärrisiko auf der Basis des Regelwerkes KTA 2201.1 – Leitfaden. – 58 S., 16 Abb., 4 Tab.; Hrg.: Bundesanstalt f. Geowiss. u. Rohstoffe, Hannover. Vertrieb: E. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung, Stuttgart. ISBN 3-510-95952-3..
- [15] *Reamer, S.K. & Hinzen, K.-G.* (2004): An Earthquake Catalog for the Northern Rhine Area, Central Europe (1975–2002). – *Seismol. Res. Letters*, 75(6), Nov./Dec. 2004.
- [16] *Rudloff, A. & Leydecker, G.* (2002): Ableitung von empirischen Beziehungen zwischen der Lokalbebenmagnitude und makroseismischen Parametern, Projekt Gorleben 9G2643110000 Standsicherheit Nachbetriebsphase, Seismische Gefährdung. – Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, Hannover; Tagebuch-Nr.: 12994/02, 19. Dezember 2002.
- [17] *Stange, S. & Brüstle, W.* (1997): Sind die Lokalmagnituden des LED zu hoch? – Presented at the 56th Annual Meeting of the Deutsche Geophysikalische Gesellschaft in Potsdam.

Meldung

Internationaler Dialog zur Erdbebensicherheit von Industrieanlagen

Vom 26. bis 27. September 2013 fand in Aachen die International Conference on Seismic Design of Industrial Facilities (www.SeDIF-Conference.de) statt. Die SeDIF-Conference wurde ausgerichtet vom Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik der RWTH Aachen University in Kooperation mit dem Institute for Earthquake Engineering der Dalian University of Technology, China, und bot erstmalig eine Plattform zum intensiven fachlichen Austausch zwischen Wissenschaft und Praxis auf dem Gebiet des Erdbebeningenieurwesens im Anlagenbau. Dass gerade die spezielle Ausrichtung der Tagung offenbar genau den Zeitgeist getroffen hat, zeigen die für eine solch thematisch eng gefasste Tagung hohe Anzahl an Teilnehmern und deren Zusammenstellung: Von den 140 Teilnehmern, die aus 17 Ländern der Welt zusammengekommen waren, waren etwa 40% aus dem Ausland angereist. Etwa die Hälfte der Teilnehmer repräsentierte wissenschaftliche Einrichtungen, die andere Hälfte vertrat international tätige Ingenieurbüros, Behörden oder Unternehmen des Anlagenbaus und -betriebs.

In 55 qualitativ hochwertigen Fachbeiträgen, aufgeteilt in zwölf themenbezogene Sessions, konnte der internationale Stand der Forschung in den einzelnen Teilbereichen umfassend zusammengetragen werden. Dabei wurden Ansätze aus dem Bereich der Grundlagenforschung ebenso vorgestellt wie ganz konkrete Lösungen für praktische Auslegungsfragen. Im Anschluss an die Präsentationen und während der Pausen ergab sich unter den Teilnehmern eine Vielzahl sehr intensiver und fruchtbarer Diskussionen zum Thema. Dabei zeigte sich unter anderem der dringende Bedarf der Praxis, in Zukunft engeren Zugang zu Forschungsergebnissen zu erhalten. Ganz im Sinne des „Technologie-transfers“ wurden während der SeDIF-Conference auch in-



tensive Kontakte zwischen Unternehmen und Hochschulen geknüpft.

Die Fachbeiträge der Autoren wurden in Form von Fachaufsätzen in einem 650-seitigen Tagungsband veröffentlicht und stehen der Fachwelt nun im Anschluss an die Konferenz als e-book des Springerverlags zur Verfügung.

Dr.-Ing. Britta Holtschoppen
Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen

EU-Projekt INSYSME: Innovative Systeme für erdbebentaugliche Ausfachungswände aus Ziegelmauerwerk in Stahlbetonrahmentragwerken

U. Meyer, C. Butenweg, E. Fehling

S 14

Zusammenfassung Am 1. Oktober 2013 ist das auf drei Jahre angelegte EU-Forschungsprojekt INSYSME – Innovative Systeme für erdbebentaugliche Ausfachungswände aus Ziegelmauerwerk in Stahlbetonrahmentragwerken – gestartet. Unter der Koordination der Universität Padua beteiligen sich 16 Partner aus sechs europäischen Ländern (Deutschland, Griechenland, Italien, Portugal, Rumänien, Türkei). Als deutsche Partner nehmen die Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel aus Bonn, die Universität Kassel sowie das Ingenieurbüro SDA-engineering GmbH aus Herzogenrath, teil. Ziel der deutschen Partner ist die Entwicklung von innovativen Ausfachungssystemen aus monolithischem wärmedämmenden Ziegelmauerwerk, mit denen nicht nur eine erhöhte Erdbebensicherheit, sondern auch die sichere Erfüllung der steigenden Anforderungen aus Windbeanspruchungen gewährleistet werden können. Die Forschungsergebnisse sollen vom Partner SDA-engineering GmbH in die bereits seit einigen Jahren verfügbare Softwarelösung MINEA [1] integriert werden. Die Förderung erfolgt im 7. Rahmenprogramm der EU-Kommission. Weitere Informationen stehen auf den Websites des Projektes [2] zur Verfügung.

Hintergrund und Zielstellung

Mit Stahlbetonrahmentragwerken kann bei einer entsprechenden konstruktiven Durchbildung der Rahmenknoten auch im Mehrgeschossbau eine höhere Erdbebensicherheit erreicht werden, da auf Grund der im Vergleich zu wandausgesteiften Systemen geringeren Steifigkeit kleinere Trägheitskräfte durch die seismische Bodenbewegung aktiviert werden. Gleichzeitig stellen sich aber im Sinne einer erdbebengerechten Bauweise größere Verformungen ein, die bei der Ausführung der planmäßig nicht am horizontalen Lastabtrag beteiligten Ausfachungswände zu beachten sind. In der Praxis erfolgt die Ausfachung jedoch häufig ohne Fugenanordnung, so dass die Ausfachungen bei einwirkenden Horizontallasten durch den entstehenden Kontakt zwischen Rahmen und Wand voll am Lastabtrag beteiligt werden. Dies kann bei einem plötzlichen Schubversagen der Ausfachungen zu einer erhöhten Beanspruchung der Stützen führen. Ungünstig wirkend kommt hinzu, dass die Ausfachungswände durch die räumliche Erdbebeneinwirkung zusätzlich auch senkrecht zur Wandebene belastet werden. Dies kann bei schon vorliegender Schädigung in Wandebene zu einem schnelleren Versagen der Wand aus der Ebene heraus füh-

ren. **Bild 1** zeigt einen typischen Erdbebenschaden für eine Ausfachungswand mit Schäden in und senkrecht zur Wandebene. Fundierte Regeln für die Bemessung und konstruktive Auslegung von Ausfachungswänden unter Berücksichtigung der gleichzeitigen Erdbebeneinwirkung in und senkrecht zur Wandebene sind in der europäischen Erdbeben-norm Eurocode 8 [3] nicht verankert. Die Schließung dieser normativen Lücke ist eine wesentliche Zielsetzung des europäischen Forschungsvorhabens INSYSME.



Schädigung von Ausfachungswänden in und senkrecht zur Ebene

Arbeitsprogramm

In dem Projekt wird das seismische Verhalten von Ausfachungswänden aus Ziegelmauerwerk - insbesondere aus hochdämmenden gefüllten Ziegeln - unter Berücksichtigung der Interaktion mit dem Stahlbetonrahmen grundlegend untersucht. Hierzu sind experimentelle Untersuchungen an Rahmen mit Ausfachungen aus unbewehrtem Ziegelmauerwerk für Belastungen in und senkrecht zur Wandebene geplant. Die experimentellen Untersuchungen werden ergänzt durch Untersuchungen mit numerischen Simulationsmodellen. Aufbauend auf den Erkenntnissen werden dann innovative Systeme zur Verbesserung des seismischen Verhaltens von Ausfachungen aus Ziegelmauerwerk sowohl in Versuchen als auch in Simulationen analysiert. Den Abschluss der experimentellen Arbeiten bildet ein Rütteltischversuch an einem Modellgebäude, an dem das Verhalten der Ausfachungswände unter Berücksichtigung

Dr.-Ing. Udo Meyer

Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel e.V.

Dr.-Ing. Christoph Butenweg

SDA-engineering GmbH, Herzogenrath

Prof.-Dr. Ing. Ekkehard Fehling

Universität Kassel

der Filterwirkung des Gebäudes realitätsnah untersucht werden kann. Ein wesentliches Projektziel ist auch die Ableitung von Berechnungs-, Konstruktions- und Bemessungsregeln und deren Aufbereitung für die Ausarbeitung von Richtlinien. Weiterhin ist im Rahmen des Projektes die softwaretechnische Umsetzung der Berechnungs- und Bemessungsregeln vorgesehen. Mit Abschluss des Projektes sollen somit erstmals Regeln für die erdbebengerechte Auslegung von Ausfachungsmauerwerk aus Ziegelmauerwerk zur Verfügung stehen.

Literatur

- [1] MINEA: Softwarelösung zur Berechnung und Bemessung von Mauerwerksbauten, www.minea-design.com
- [2] Projektwebsites: <http://www.insysme.eu>, http://cordis.europa.eu/projects/rcn/110090_en.html
- [3] EN 1998-1:2004: Comité Européen de Normalisation: Eurocode 8 – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1–6, Brüssel 2004

Schwingungsdämpfer für die Olympische Fackel in Sochi

Während der vergangenen olympischen und paralympischen Winterspiele im russischen Sochi loderte das olympische Feuer auf einem 50m hohen, diagonal auskragenden Fackelturm. Der Baukörper ist gekennzeichnet durch seine geschwungene, freigeformte Fassadenkonstruktion. Gerade diese Form sorgte jedoch dafür, dass die Struktur für eine besonders problematische Form der widerregten Schwingungen anfällig war. Am Institut für Stahlbau der RWTH Aachen wurden umfangreiche Untersuchungen zur Sicherstellung der dynamischen Standsicherheit für diese Struktur im Vorfeld der beiden Großveranstaltungen durchgeführt.

Standsicherheitsrelevante Schwingungseffekte können im Bauwesen aufgrund unterschiedlicher Einwirkungsarten auftreten. In den meisten Fällen handelt es sich dabei um zwangserregte Mechanismen. Dies bedeutet, dass der Erregermechanismus selbst einen dynamischen Charakter hat und die Struktur entsprechend ihres dynamischen Systemverhaltens zu mehr oder minder starken Schwingungen angeregt wird. Die Lastwirkungen aus Erdbeben, Fahrzeugverkehr oder bestimmte widerregte Mechanismen fallen in diese Kategorie. Eine Interaktion der Lastwirkung mit dem Schwingungsverhalten muss bei diesen zwangserregten Einwirkungsprozessen nicht berücksichtigt werden. Besonders komplex wird die Bewertung der zu erwartenden Tragwerksantworten, wenn die dynamische Lastwirkung vom Schwingungsverhalten des Bauwerks abhängt. Man spricht in diesem Fall von einer Selbststeuerung bzw. von selbsterregten Schwingungen. Ein derartiges Verhalten kann bei schlanken Baukörpern infolge der natürlichen Windströmung auftreten. Die große Gefahr bei selbsterreg-

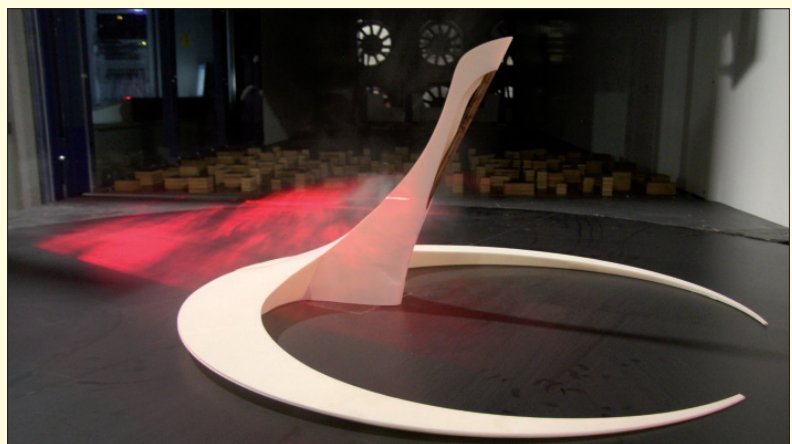


Bild 1. Strömungsvisualisierung am 1:100 Modell der olympischen Fackel im Grenzschichtwindkanal des Instituts für Stahlbau der RWTH Aachen

ten Schwingungsmechanismen liegt darin, dass infolge der Schwingungsbewegung die effektive Erregerlast stetig anwächst. Damit ist letztlich die Standsicherheit der betroffenen Struktur akut gefährdet. Ein Beispiel für diesen gefährlichen Mechanismus ist der Einsturz der Tacoma-Narrows Brücke (bei Seattle) im Jahre 1940. Bei dieser Brücke war eine aerodynamisch ungünstige Querschnittsform in Verbindung mit dem strukturdynamischen Verhalten des Bauwerks letztlich der Grund, dass bereits bei vergleichsweise geringen Windgeschwindigkeiten von ca. 8 m/s [1] die gefährlichen Flatterschwingungen (Kombination aus Torsions- und Biegeschwingung) einsetzen konnten. Erst mit diesem Schadensfall wurde der Mechanismus bekannt. Die wissenschaftliche Auseinandersetzung folgte im Anschluss. Heutzutage müssen schlanke Bauwerke deshalb generell im Hinblick auf zwangs- und selbsterregte Strömungseffekte untersucht werden. Für die Fackel der Winterspiele in Sochi wurden hierzu Windkanalmessungen und numerische Untersuchungen durchgeführt. Bei der Vermessung des maßstäblichen Modells im Grenzschichtwindkanal (Bild 1) wurden die richtungsabhängigen globalen Kraftbeiwerte abhängig von der Anströmrichtung ermittelt. Mit Hilfe des numerischen Modells wurden die dynamischen Struktureigenschaften in Form der Eigenfrequenzen und der generalisierten Massen bestimmt. Charakteristisch für die Anfälligkeit zu selbsterregten Schwingungen ist der Verlauf des Quertriebsbeiwertes c_p ,

Dr.-Ing. Frank H. Kemper
Dipl.-Ing. Carles Colomer Segura
Prof. Dr.-Ing. Markus Feldmann
RWTH Aachen
Institut für Stahlbau
Mies-van-der-Rohe-Str. 1
52074 Aachen

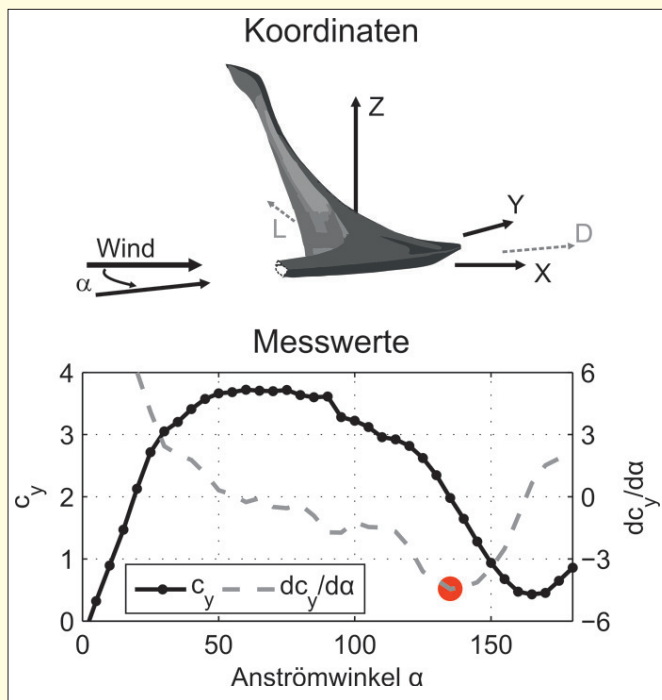


Bild 2 Koordinatendefinition und gemessener Verlauf des Quertriebsbeiwertes c_y sowie Derivat $dc_y/d\alpha$



Bild 3. Nahezu fertiggestellte Struktur der olympischen Fackel im Dezember 2013, Durchführung der Schwingungsmessungen vor Ort

bzw. dessen Ableitung in Bezug auf den Anströmwinkel α . Generell kann ein negatives Derivat $dc_y/d\alpha$ als negativer Dämpfungsbeitrag für das dynamische Strukturverhalten interpretiert werden. Wenn dieser negative Dämpfungsbeitrag die Größe der Strukturdämpfung überschreitet, wird die Struktur – abhängig von der vorherrschenden Windgeschwindigkeit – dynamisch instabil. Die Windgeschwindigkeit, bei der die negative Dämpfung überwiegt, wird als Einsetzgeschwindigkeit für den selbsterregten Schwingungsmechanismus bezeichnet.

Die aerodynamische Dämpfung des Systems wird unter Berücksichtigung der strukturdynamischen Charakteristik wie folgt berechnet [2]:

$$\delta_a = \frac{\rho \cdot B^2}{4 \cdot m_{e,1}} \cdot \frac{v_\infty}{f_1 \cdot B} \cdot \frac{dc_y}{d\alpha}$$

Dabei bezeichnet ρ die Luftdichte, B die Breite der Struktur, $m_{e,1}$ die äquivalente Masse der ersten Schwingungsform, v_∞ die ungestörte Strömungsgeschwindigkeit im Zustrom sowie f_1 die erste Eigenfrequenz der Struktur. Im Bild 2 ist der Verlauf des gemessenen Beiwertes c_y abhängig vom Anströmwinkel dargestellt. Zusätzlich ist Ableitung $dc_y/d\alpha$ in diesem Diagramm eingezeichnet. Die aerodynamische Vermessung der Fackel lieferte demnach ein ungünstigstes Derivat $dc_y/d\alpha = -4,5$. Bezogen auf die Charakteristik der Struktur ergab sich damit ein aerodynamisches Dämpfungsdekrement von $\delta_a = -0,14$.

Letztlich ist entscheidend, ob die rechnerische Einsetzgeschwindigkeit für die selbsterregten Schwingungen am betrachteten Standort tatsächlich auftreten kann. Die Einsetzgeschwindigkeit v_{CG} berechnet sich zu:

$$v_{CG} = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_{i,e}}{\rho \cdot d^2} \cdot \frac{2 \cdot b \cdot f_1}{-dc_y/d\alpha}$$

Dabei bezeichnet δ_s das logarithmische Dämpfungsdekrement für die Strukturdämpfung. Der erste Term obiger Gleichung wird auch Scrutonzahl Sc (Massendämpfungs-

parameter) bezeichnet. Für den konkreten Fall ergab sich unter Berücksichtigung der angenommenen Strukturdämpfung von $\delta_s = 0,03$ eine rechnerische Einsetzgeschwindigkeit von $v = 14$ m/s – ein Wert, der an der Schwarzmeerküste in Sochi regelmäßig erreicht wird! Tatsächlich wurde somit für die Olympische Fackel eine Anfälligkeit zu selbsterregten Schwingungen (in diesem Fall Galloping-Querschwingungen) nachgewiesen.

Zur Verhinderung dieses kritischen Schwingungseffektes kamen unterschiedliche Maßnahmen in Betracht: Veränderung der Querschnittsform, Verstimmung des Tragwerks oder die Erhöhung der Strukturdämpfung. Die erstgenannten beiden Möglichkeiten kamen für die konkrete Struktur aufgrund der bereits fortgeschrittenen Ausführung zum Zeitpunkt des Gutachtens nicht mehr in Frage. Daher wurde eine Auslegung von Dämpfungsmaßnahmen geprüft und drei dynamische Schwingungsdämpfer mit aktiven Massen von 500–700 kg empfohlen. Aufgrund der potentiellen Gefährdungssituation für die Struktur wurden die Dämpfer redundant ausgelegt (zwei für die Gallopingsschwingungen, einer senkrecht dazu). Zudem wurde eine regelmäßige Wirksamkeitskontrolle empfohlen. Die Feinabstimmung der fertiggestellten Dämpfer erfolgte schließlich vor Ort auf der Basis von Eigenfrequenzmessungen (Bild 5).

Literatur

- [1] Richard Scott: In the wake of Tacoma, suspension bridges and the quest for aerodynamic stability. ASCE Press, Reston, Va. 2001, ISBN 0-7844-0542-5, S. 41 f.
- [2] Ruscheweyh, H.: Dynamische Windeinwirkungen an Bauwerken, Band 2: Praktische Anwendungen, Bauverlag 1982, ISBN 3-7625-2008-9.