

Stabilitätsbewertung eines schornsteins aus mauerwerk durch schwingungsmessungen

Original

Stabilitätsbewertung eines schornsteins aus mauerwerk durch schwingungsmessungen / Telch, F.; Lacidogna, G.; Rosch, O.. - In: DER BAUINGENIEUR. - ISSN 0005-6650. - STAMPA. - 95:4(2020), pp. S14-S22.

Availability:

This version is available at: 11583/2836088 since: 2020-06-16T16:47:24Z

Publisher:

VDI Fachmedien GmBbH & Co. KG Unternehmen fur Fachinformationen

Published

DOI:

Terms of use:

This article is made available under terms and conditions as specified in the corresponding bibliographic description in the repository

Publisher copyright

(Article begins on next page)

Stabilitätsbewertung eines Schornsteins aus Mauerwerk durch Schwingungsmessungen

F. Telch, G. Lacidogna, O. Rösch

ZUSAMMENFASSUNG Heutzutage können Gebäude auf verschiedene Arten dynamisch beansprucht werden. Schienen- und Straßenverkehr, Abbrucharbeiten, Maschinen, Glocken, Wind und die menschliche Fortbewegung selbst können Strukturen belasten und Menschen belästigen. Nicht nur eine Schwingungsprognose, sondern auch eine Überwachung bei bestimmten Arbeiten ist wichtig, um die Stabilität von Gebäuden zu gewährleisten. Ein Schornstein aus Vollziegeln wurde bei Abbrucharbeiten der umliegenden Hallen mit einer neuen Schwingungsmesstechnik überwacht. Dieser Artikel beschreibt kurz diese neue Technik und ihre Anwendung während des Monitorings. Zur Beurteilung der Messwerte wurden die Anhaltswerte der deutschen Norm DIN 4150-3 verwendet und die Ereignisse, bei denen diese Referenzwerte überschritten wurden, eingehend untersucht. Eine dynamische Analyse der Struktur, bei der die Eigenfrequenzen und ihre modalen Massen ermittelt wurden, zeigt, dass die frequenzabhängigen Referenzwerte der DIN 4150-3 zum Schutz von Bauwerken einen relativ hohen Sicherheitsfaktor beinhalten. Eine mögliche Überschreitung der Werte führt nicht sofort zu einem Stabilitätsverlust.

1 Einleitung

Statische und dynamische Lasten beeinflussen die Tragfähigkeit von Ingenieurbauwerken. Gebäude müssen vor schädlichen Erschütterungen geschützt werden. Deshalb ist heutzutage ein Structural Health Monitoring (SHM) notwendig. Das SHM wurde erstmals in den frühen 1990er-Jahren eingeführt, nachdem sich die Technologie signifikant weiterentwickelt hatte. In den letzten Jahren wurde auch die Verarbeitung von Messdaten durch neu entwickelte Software deutlich erleichtert. Das Monitoring wurde ursprünglich speziell für Brücken, sowie für Bauwerke von besonderer Bedeutung, wie Staudämme oder andere öffentliche Gebäude konzipiert. Heutzutage ist das Monitoring von Gebäuden nicht zuletzt durch geringere Anschaffungskosten für die Hardware auch bei kleineren Projekten möglich.

Auf der Basis eines Monitorings möchte man meist modale Eigenschaften der Struktur analysieren. Die modalen Parameter hängen vom Zustand des Gebäudes ab. Wenn sich diese im Laufe der Zeit verändern, ist dies ein Zeichen dafür, dass sich die Struktur ändert: sie könnte beschädigt sein. Es kann auch möglich sein, den Schaden zu lokalisieren und manchmal zu quantifizieren. [1], [2], [3], [4], [5].

Die Erschütterungen variieren je nach Art der Quelle und der dynamischen Eigenschaften der Gebäude. Um ein korrektes Monitoring durchführen zu können, das sich zum Beispiel für die Vorhersage von Rissbildungen eignet, müssen folgende Aspekte näher betrachtet werden:

Mechanismus und Fortbewegung der Erschütterung

Erschütterungen sind die Freisetzung von Energie, die sich in Luft, Flüssigkeiten und Böden ausbreiten kann. Die Art der Quelle beeinflusst das Verhalten der verschiedenen Bauteile.

Deterministische und stochastische Natur des Phänomens

Deterministische Schwingungen sind solche, die durch mathematische Formeln, wie harmonische und periodische Schwingungen, bestimmt werden, während stochastische Schwingungen durch probabilistische statistische Parameter, zum Beispiel stationäre und instationäre Schwingungen, bestimmt werden. In Wirklichkeit bestehen die gemessenen Schwingungen oft aus einer Überlagerung mehrerer der oben genannten Schwingungsarten [6].

Dauer des Phänomens

Zwei grundlegende Effekte einer Erschütterung sind das Erreichen von Resonanz und Materialermüdung. Resonanz wird nur mit langen, kontinuierlichen Anregungen erreicht. Die Mindestdauer hängt hauptsächlich von der ersten Eigenfrequenz f_0 der Gebäude und von ihrem Dämpfungsgrad ζ_0 ab. Wenn die Dauer von Erschütterungen länger als fünfmal die Konstante der Zeit τ_0 ist, kann dieser Effekt erreicht werden. In diesem Fall wird τ_0 (t_0) wie folgt bestimmt:

$$\tau_0 = \frac{1}{2 \cdot \pi \cdot \zeta_0 \cdot f_0} \quad (1)$$

Wenn die Anregungsdauer fünfmal τ_0 nicht überschreitet, spricht man von kurzzeitigen Erschütterungen. In diesem Fall erreicht man keine Resonanz. Mehrere nachfolgende kurzzeitige Schwingungen können jedoch ebenfalls Probleme mit Materialermüdung verursachen.

Spektrale Verteilung von Frequenzen

Jede Quellenart ist durch ein Amplitudenspektrum über einen bestimmten Frequenzbereich präzise definiert.

In dieser Arbeit wurde ein Schornstein während Abbrucharbeiten umliegender Hallen mit einer neuen Schwingungsmesstechnik untersucht. Dafür haben die Autoren eine neue Methodik zur Überwachung eines hohen Bauwerks aus Mauerwerk entwickelt.

2 Bauwerksbeschreibung

In der Gemeinde Bretten, etwa 23 km nordöstlich der Stadt Karlsruhe in Baden-Württemberg, liegt das stillgelegte Harschsteinzeugwerk, das 1926 erbaut wurde (**Bild 1** und **Bild 2**). Die-

ses sollte abgebrochen werden, um das Areal in eine neue Wohn- und Gewerbezone umzuwidmen. Nur der große gemauerte Schornstein sollte erhalten bleiben, um an das ehemalige Steinzeugwerk zu erinnern und einen architektonischen Akzent zu setzen.

Gemäß Ausführungsplänen [7] ragt der 54 Jahre alte Schornstein 30 Meter aus dem Boden. Sein Durchmesser beträgt unten 2,56 m und oben 1,36 m. Die Wand hat über die Höhe vier Dicksprünge. Zwischen den Sprüngen bleibt die Dicke konstant, sie beträgt unten 50 cm und oben nur 18 cm. **Tabelle 1** zeigt die Abschnitte mit den einzelnen Wandstärken.

Die Basis ist konisch und 3,55 m tief in den Boden eingebunden. Sie liegt auf einer 0,8 m dicken Bodenplatte mit einem Durchmesser von 4,8 m auf. Im Sockel befindet sich eine 1,00 m breite und 2,25 m hohe Zuluftöffnung. Im unteren Bereich wurde später eine 12 cm dicke und 2,30 m hohe, schwach bewehrte Manschette angebracht, um den Turm zu verstärken und zu schützen.

Baugrundgutachten, Statik und Materialuntersuchungen waren nicht auffindbar. Daher gibt es keine genauen Informationen über die angesetzten Lasten, die Druckfestigkeit des Mauerwerks, den zulässigen Bodendruck und die Boden- und Materialsteifigkeit.

Der Schornstein wurde 1995 restauriert, nachdem sich aufgrund von Stürmen Risse gebildet hatten. Es wird angenommen, dass die oben beschriebene Manschette nach diesem Ereignis angebracht wurde. Ab 1995 diente der Schornstein auch als Träger einer inzwischen abmontierten Mobilfunkantenne. Aus diesem Grund wurden als Verstärkung alle 110 cm Zugbänder installiert, die etwa 3,70 m über der Manschette beginnen. Insgesamt wurden 23 Zugelemente montiert.

Es gibt mehrere deutlich sichtbare Risse, auch bis zu 1 cm breit, an der verstärkten Betonmanschette und an verschiedenen Stellen darüber.

3 Beschreibung der Abbrucharbeiten

Die umliegende Steinzeugfabrik wurde mit einem Abbruchhammer und hydraulischen Abbruchzangen abgebrochen. Beide Geräte erzeugen Abbruchmassen, die bis zu einer maximalen Höhe von circa 5 m herunterfallen können und so kurzzeitige Erschütterungen verursachen. Ihre Größen variieren: sie können von einigen Kubikzentimetern bis zu einem halben Kubikmeter reichen [8], [9].

4 Messgerät

Schwingungen werden vollständig durch die Parameter Amplitude, Frequenz und Nullphasenwinkel beschrieben. Die Schwingungsmesstechnik befasst sich daher mit der Messung von Strecken, Geschwindigkeiten, Beschleunigungen, Kräften, Frequenzen und Phasenwinkeln [10]. Neuere Messgeräte wandeln mechanische Messungen in eine proportionale elektrische Größe um, verstärken diese und geben sie als digitale Größe aus.

Die Hauptvorteile einer elektrischen Messung im Gegensatz zu einer mechanisch wirkenden Vorrichtung sind die folgenden:

- Messgerät kann leicht und klein gehalten werden
- Hohe Messgenauigkeit
- Mehrere Messgrößen gleichzeitig
- Fernmessungen und automatisches Speichern der Daten möglich [11].



Bild 1. Satellitenbild des Harsch-Steinzeugwerkes mit dem Schornstein (gelber Kreis) Abb.: Google Earth Satellitenbild Stand 19/04/2015

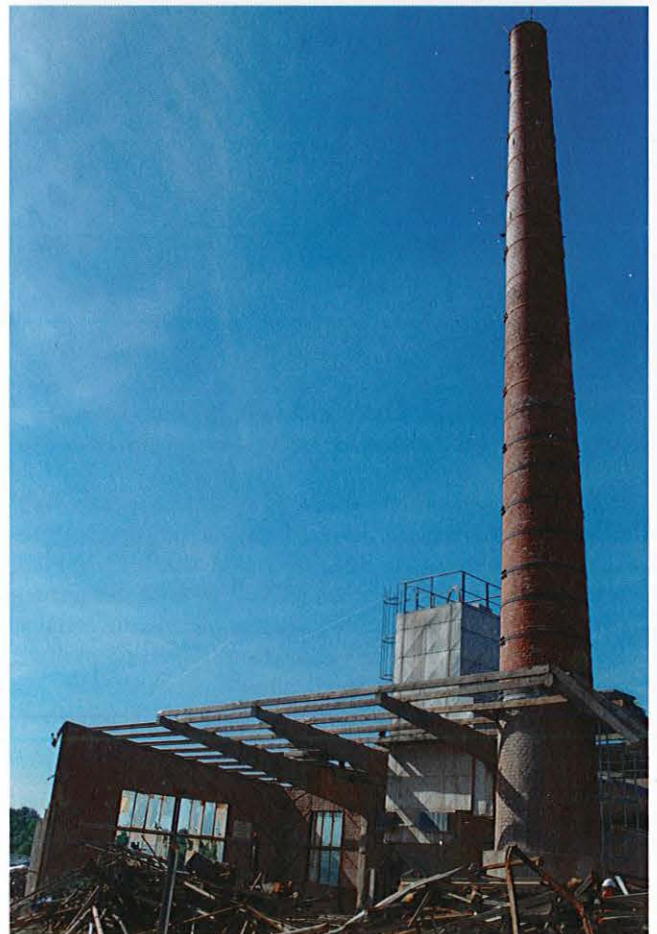


Bild 2. Der Schornstein Abb.: F.Telch, G. Lacidogna, O. Rösch

Tabelle 1. Geometrische Eigenschaften des Schornsteins

Abschnitt	Höhe [m]	Segmenthöhe [m]	Stärke [m]
1	0-1	1	0,50
2	1-4	3	0,38
3	4-14	10	0,31
4	14-22	8	0,25
5	22-30	8	0,18

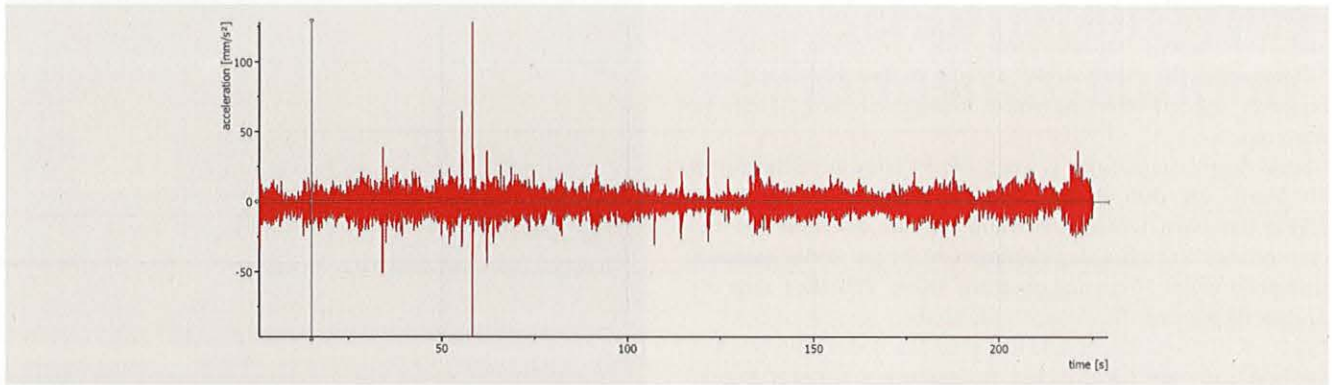


Bild 3. Schwingungsmessung zur Bestimmung der Eigenfrequenz Abb.: F.Telch, G. Lacidogna, O. Rösch

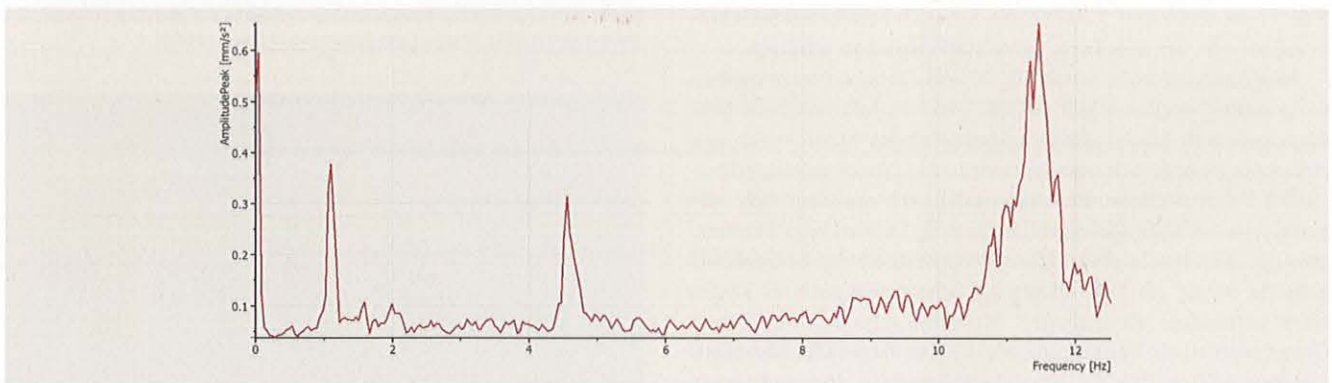


Bild 4. Amplitudenspektrum der Schwingungsmessung Abb.: F.Telch, G. Lacidogna, O. Rösch

Eine Neuheit bei dieser Studie ist der Einsatz einer neuen Messtechnik, die speziell für diese Art von Problemen entwickelt wurde.

Im Falle des Schornsteins wurde ein „SM6 Sensor Nederland“ Geschwindigkeitssensor verwendet, der gleichzeitig drei Richtungen messen kann: zwei Messrichtungen sind horizontal ($H1 = v_x$ und $H2 = v_y$) und eine ist vertikal ($V3 = v_z$). Der Sensor war mit einer Messkarte des Herstellers „National Instruments“ verbunden, welche an einen Computer angeschlossen wurde, der mit der National Instruments Software DIAdem ausgestattet war. Mit dieser interaktiven Software kann man Daten aufzeichnen, verarbeiten und verwalten. [12], [13], [14].

Für diese Überwachung wurden an der „DIAdem-DAC“-Schaltfläche vordefinierte Schaltpläne mit Daten-, System- und Steuerleitungen verknüpft, sodass das gewünschte Ergebnis erreicht wurde [14]. Ziel war es, einzelne Vibrationsereignisse während der kontinuierlichen Messung in verschiedenen Dateien zu speichern und gleichzeitig ein akustisches und optisches Alarmsignal abzugeben, um die Arbeiter und die Bauleitung zu warnen, falls die zulässige Erschütterung überschritten wird. Danach kann geprüft werden, ob ein Schaden aufgetreten ist. Zusätzlich können Anwohner alarmiert und gegebenenfalls evakuiert werden.

Über die Schaltpläne im Programm wurde die Abtastrate, also die Anzahl der Messungen pro Sekunde, auf 500 Werte pro Sekunde eingestellt. Bei sechs Sekunden Aufnahmezeit ergeben sich so 3 000 Werte pro Messkanal. Eingehende elektrische Größen werden mithilfe eines weiteren Schaltplans in nutzbare Geschwindigkeitsgrößen transformiert. Diese werden geprüft und

sobald sie den vorgegebenen Grenzwert überschreiten, beginnt die Speicherung und der Alarm wird ausgelöst. DIAdem-DAC erstellt eine Datei und sobald ein Ereignis ausgelöst wird, werden alle Daten bis zu einer Sekunde vor dem Referenzwert gelöscht. Nach fünf Sekunden des Grenzübertretts wird die Messung gestoppt. Über ein Skript wurde dann eine Endlosschleife implementiert, mit der die Messung immer wieder neu gestartet und gleichzeitig eine neue Datei angelegt wird. Die Namen dieser so angelegten Dateien enthalten Uhrzeit und Datum [16].

5 Monitoring

Bevor die oben beschriebene Messung gestartet wurde, wurde die Eigenschwingung des Schornsteins mit einem Beschleunigungssensor ermittelt. Dieser wurde in einer Höhe von circa 19 m installiert. In Bild 3 ist die Messung dargestellt [17].

Die gemessenen Daten stammen aus zeitdiskreten, endlichen Signalen, also Signalen, die nur zu bestimmten äquidistanten Zeiten definiert sind. Das Amplitudenspektrum wurde mithilfe einer Fast-Fourier-Transformation (FFT) erzeugt. Es gibt verschiedene Arten von FFT, die den Namen ihrer Entwickler tragen. In diesem Fall wurde die FFT-Hanning-Methode verwendet [18].

Das Amplitudenspektrum ist in Bild 4 dargestellt. Man kann erkennen, dass die Eigenfrequenzen des Schornsteins näherungsweise bei 1,10 Hz, 4,55 Hz und 11,46 Hz liegen.

In [19], [20] wird beschrieben, wie dynamische Parameter aus Messungen unter Verwendung verschiedener Vibrationsmesstechniken bestimmt werden. Andere, wie [6] und [21], identifizieren und beschreiben diese Parameter in numerischer Weise.

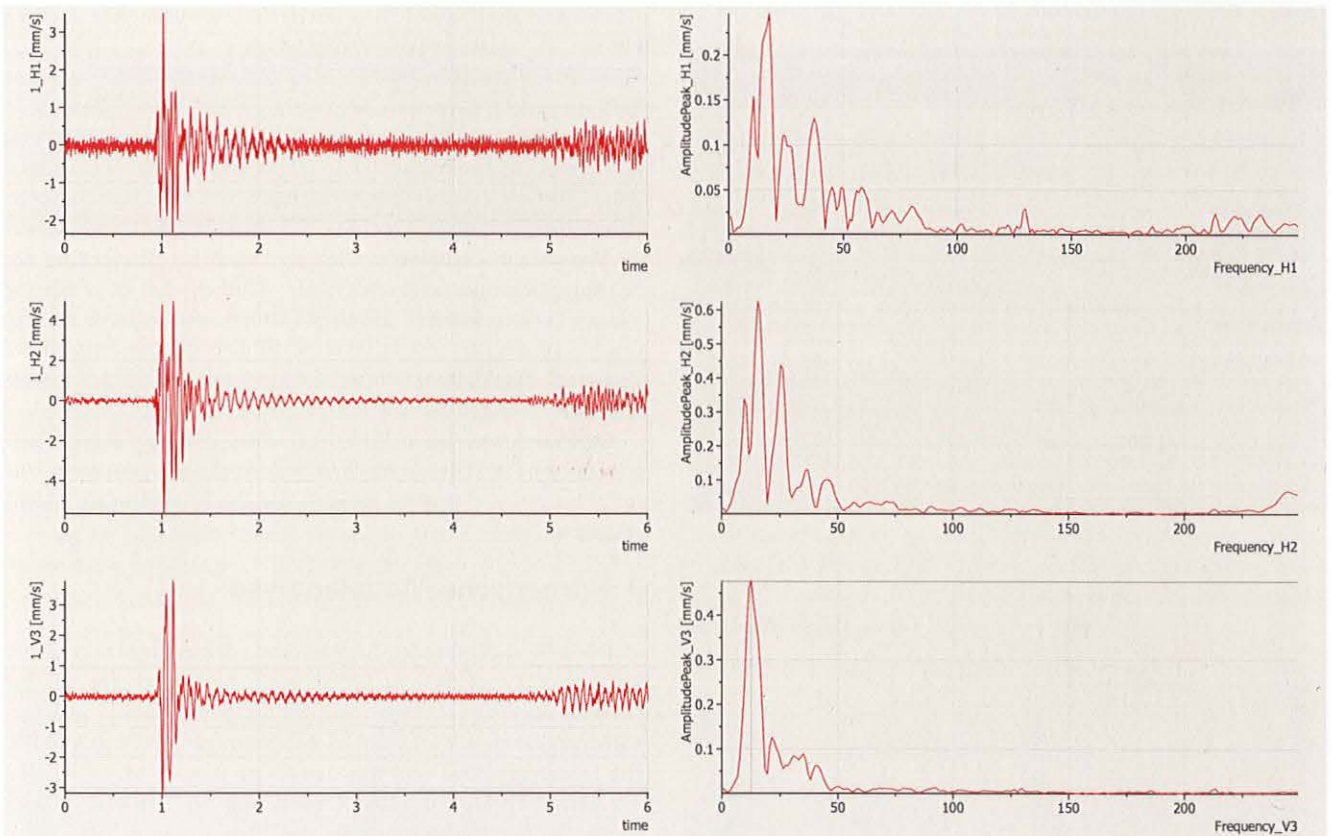


Bild 5. Ereignis vom 6. Juni 2017 um 10:30 Uhr mit dem Frequenzspektrum auf der rechten Seite Abb.: F.Telch, G. Lacidogna, O. Rösch

Wenn die erste Eigenfrequenz $f_0 = 1,10 \text{ Hz}$ und der Dämpfungsgrad gleich $\zeta_0 = 0,02$ ist, kann die Konstante der Zeit τ_0 aus Gleichung 1 wie folgt bestimmt werden:

$$\tau_0 = \frac{1}{2 \cdot \pi \cdot \zeta_0 \cdot f_0} = \frac{1}{2 \cdot \pi \cdot 0,02 \cdot 1,10} = 7 \text{ sec} \quad (2)$$

Eine fallende Masse verursacht eine Erschütterung, die unter $5\tau_0 = 5 \cdot 7 = 35$ Sekunden dauert; daher können die Anhaltswerte für kurzzeitige Erschütterungen verwendet werden [23].

Der Schornstein ist ein Gebäude mit besonderer Erschütterungsempfindlichkeit. Gemäß DIN 4150-3 sind die frequenzabhängigen zulässigen Schwinggeschwindigkeiten am Fundament wie folgt definiert:

– für $f_{\text{vib}} \leq 10 \text{ Hz}$

$$\rightarrow v_i \left[\frac{\text{mm}}{\text{s}} \right] = 3 \quad (3)$$

– für $10 \text{ Hz} < f_{\text{vib}} \leq 50 \text{ Hz}$

$$\rightarrow v_i \left[\frac{\text{mm}}{\text{s}} \right] = 0,125 \cdot f_{\text{vib}} + 1,75 \quad (4)$$

– für $50 \text{ Hz} < f_{\text{vib}} \leq 100 \text{ Hz}$

$$\rightarrow v_i \left[\frac{\text{mm}}{\text{s}} \right] = 0,04 \cdot f_{\text{vib}} + 6 \quad (5)$$

– für $f_{\text{vib}} > 100 \text{ Hz}$

$$\rightarrow v_i \left[\frac{\text{mm}}{\text{s}} \right] = 10 \quad (6)$$

Diese Werte wurden mit der größten der drei gemessenen Schwinggeschwindigkeitskomponenten x, y, z verglichen [10].

Das oben beschriebene Programm kann die Erregerfrequenz nicht sofort berechnen und kann daher die Grenzwerte während

der Überwachung nicht ändern. Aus Sicherheitsgründen wurde hier der kleinste Anhaltswert von 3 mm/s angesetzt, da bis zu dieser Schwinggeschwindigkeit, egal welche Erregerfrequenz vorliegt, nicht mit Schäden zu rechnen ist. Eine genauere Auswertung wurde am Ende der Überwachung durchgeführt. Die Abbrucharbeiten mit Abbruchhammer und -zange dauerten etwa zweieinhalb Monate. In diesem Zeitraum wurden 34 Ereignisse aufgezeichnet, bei denen die Schwinggeschwindigkeit von 3 mm/s überschritten wurde.

6 Auswertung

In einem ersten Schritt galt es zu prüfen, ob die 34 Ereignisse die Anhaltswerte der DIN 4150-3 auch unter Berücksichtigung der Erregerfrequenz wirklich überschritten haben. Zur Ermittlung der maßgebenden Frequenzen wurde in DIAdem eine Fast-Fourier-Transformation für den Bereich zwischen 0,5 Sekunden und 1,5 Sekunden durchgeführt. Als Ergebnis erhält man ein Amplitudenspektrum aus dem man die Frequenz mit der höchsten Amplitude herauslesen kann. Dieser Wert wurde dann verwendet, um den neuen Anhaltswert zu ermitteln (Gleichung 3 bis 6).

In Bild 5 ist als Beispiel das Ereignis vom 6. Juni 2017 um 10:30 Uhr dargestellt. In diesem Fall wird die vorgegebene Schwinggeschwindigkeit von 3 mm/s in der horizontalen Richtung H2 überschritten. Betrachtet man die Richtung H2 mit $v_y = 5,549 \text{ mm/s}$ und nur den Bereich zwischen 0,5 und 1,5 Sekunden (Bild 5, Mitte), so erhält man eine Erregerfrequenz von $15,63 \text{ Hz}$. Nach Gleichung (4) kann die folgende Schwinggeschwindigkeit bestimmt werden:

Tabelle 2. Schwinggeschwindigkeit, die den Alarm ausgelöst haben und die frequenzabhängigen Referenzwerte überschritten haben

Ereignis	Höchstgeschwindigkeit	H1 [mm/s]	H2 [mm/s]	V3 [mm/s]	f [Hz]	v _{max,neu} [mm/s]
Mai 30, 07:54	V3	2,086	0,095	-3,579	11,719	3,215
Juni 02, 09:40	H1	-4,575	-4,246	-0,371	9,766	3,000
Juni 06, 10:30	H2	0,752	-5,549	1,673	15,625	3,703
Juni 06, 12:57	H1	3,092	0,752	0,011	9,766	3,000
Juni 07, 11:57	H1	3,304	-0,413	-0,752	10,742	3,093
Juni 07, 14:49	H1	-5,951	2,404	-1,334	17,578	3,947
Juni 08, 08:58	H2	-4,501	8,620	-3,304	16,602	3,825
Juli 14, 07:51	H1	3,918	-1,779	2,203	9,766	3,000
Juli 18, 08:02	H2	3,908	-6,671	-1,313	35,156	6,145
Juli 18, 08:03	H1	12,919	-8,588	0,275	222,656	10,000

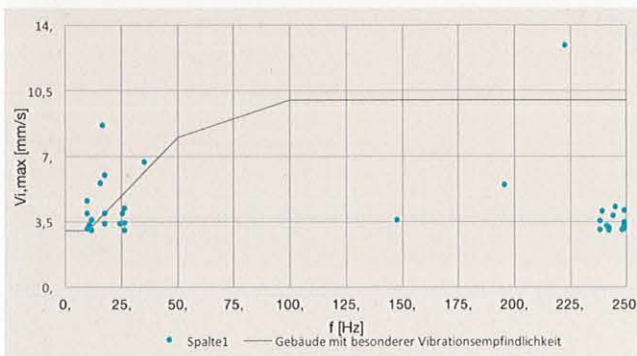


Bild 6. Grafische Darstellung der Ereignisse
Abb.: F.Telch, G.Lacidogna, O.Rösch

$$v_{\max, \text{neu}} = 0,125 \cdot 15,63 + 1,75 = 3,704 \text{ mm/s} < 5,549 \text{ mm/s} \quad (7)$$

Wie zu sehen ist, ist die vorhandene Schwinggeschwindigkeit höher als der Anhaltswert. Daher müssen weitere Untersuchungen durchgeführt werden. Diese Berechnungsmethode wurde für alle gespeicherten Ereignisse durchgeführt. In **Tabelle 2** sind alle Ereignisse aufgelistet, welche effektiv den neuen errechneten Grenzwert überschritten haben.

In 23 Fällen war die Schwinggeschwindigkeit unter 4 mm/s und in fünf Fällen über 5 mm/s. Fünf Ereignisse hatten eine Schwingungsgeschwindigkeit zwischen 4 mm/s und 5 mm/s, von denen nur eine Messung relevant war.

Zusammenfassend: Der Alarm wurde in 34 Fällen ausgelöst. Von diesen waren nur zehn relevant, da der frequenzabhängige

Anhaltswert der DIN 4150-3 überschritten wurde. Alle anderen können als Fehlalarme klassifiziert werden.

In **Bild 6** sind alle Ergebnisse zum besseren Verständnis grafisch dargestellt. Grundsätzlich kann man eine klare Trennung in zwei große Gruppen erkennen. Die erste zwischen 9 Hz und 28 Hz und die zweite zwischen 230 Hz und 250 Hz. Daraus lässt sich schließen, dass die Erschütterungen von zwei unterschiedlichen Quellen verursacht werden. Die erste Gruppe ist auf fallende Massen zurückzuführen. Dies wird auch bei Betrachtung der Schwinggeschwindigkeitszeitverläufe deutlich. Es ist eindeutig nur ein Peak vorhanden. Die zweite Gruppe wurde durch die Hydraulikhämmer verursacht. Wie in **Bild 7** dargestellt, sind im Zeitsignal eine Vielzahl von aufeinanderfolgenden Spitzen mit einem gleichmäßigen zeitlichen Abstand zu erkennen.

Darüber hinaus ist in **Bild 6** zu sehen, dass drei Punkte keinem der beiden Fälle zuzuordnen sind. Auch nach genaueren Untersuchungen war es nicht möglich, die Quelle eindeutig zu identifizieren.

7 Numerische Modalanalyse

Die zehn maßgebenden Ereignisse wurden genauer untersucht. Zu diesem Zweck wurden sie als statische Ersatzlasten auf das Gebäude angesetzt. Zunächst wurden die gemessenen Schwinggeschwindigkeiten mit DIAdem in Beschleunigungen umgewandelt. Die Eigenfrequenzen und ihre assoziierte modale Masse wurden mit einem FE-Modell unter Verwendung der Software LUSAS bestimmt. Zur Modellierung wurden Elemente vom Typ „Thick Beam“ verwendet. Der Durchmesser des Turms ändert sich entlang der Höhe. Näherungsweise ist der Turm daher in mehrere Abschnitte mit konstantem Durchmesser und 1 m Höhe unterteilt worden.

Die Steifigkeit wurde mit dem Schmidt-Hammer, einem Rückprallhammer, geschätzt. Es stellte sich heraus, dass die Ziegel eine relativ hohe Druckfestigkeit von über 10 N/mm² aufweisen. Der Mörtel war ein Zementmörtel mit ähnlicher Festigkeit. So wurde gemäß dem deutschen Nationalen Anhang des Eurocode 6 ein Standardmauermörtel III gewählt. Der Schornstein wurde aus Vollziegeln gebaut. Bei Einsteinmauerwerk ergibt sich aus der Tabelle NA.D.3 der DIN EN 1996-3/NA eine charakteristische Druckfestigkeit f_k von 6,0 N/mm². Dieser Wert muss noch mit 0,8 multipliziert werden. So erhält man eine Druckfestigkeit des Schornsteinmauerwerks von $f_k = 6,0 \times 0,8 = 4,8 \text{ N/mm}^2$. Basierend auf der Druckfestigkeit wurde der Elastizitätsmodul nach dem deutschen Nationalen Anhang DIN EN 1996-1-1/NA ermittelt: $E = 4,8 \times 100 = 5280 \text{ N/mm}^2$ [23], [24]. Mit einer Dichte von $\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$ können die ersten vier in **Tabelle 3** aufgelisteten Eigenfrequenzen mit den zugehörigen modalen

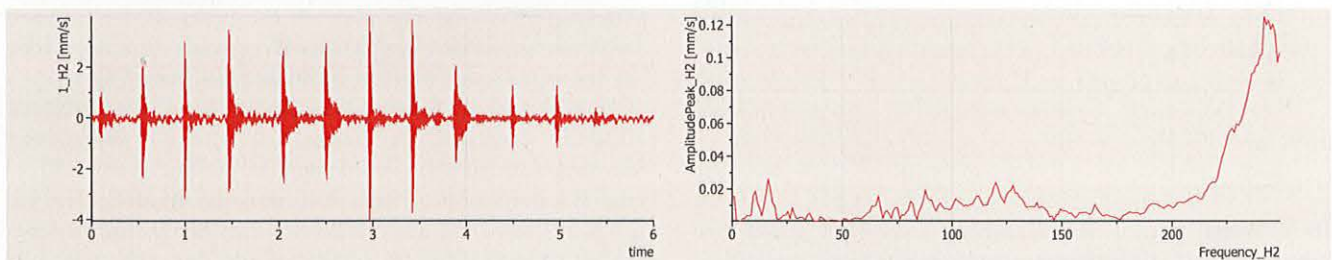


Bild 7. Horizontale Schwinggeschwindigkeit des Ereignisses 12. Juni um 10:47 Uhr
Abb.: F.Telch, G.Lacidogna, O.Rösch

Tabelle 3. Eigenfrequenzen und dazugehörige modale Massen des Schornsteins

Eigenform	Eigenfrequenz [Hz]	Modale Masse M_m [%]
1	1,13	44,1
2	4,60	20,9
3	10,85	10,0
4	19,40	6,1

Massen bestimmt werden. Die modalen Formen und Frequenzen sind in **Bild 8** dargestellt.

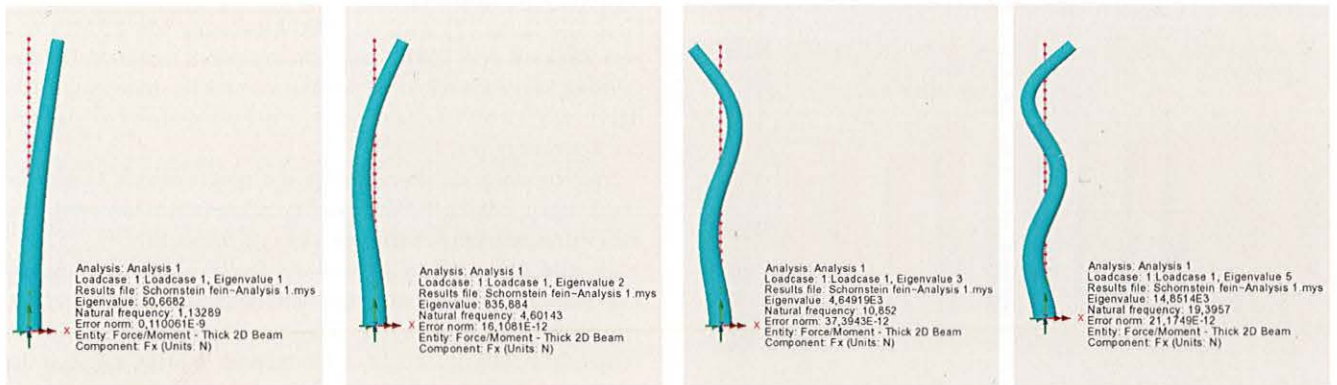
Wie in Tabelle 3 zu sehen ist, stimmen die berechneten Eigenfrequenzen nahezu mit den gemessenen Werten überein, sodass davon ausgegangen werden kann, dass die angenommenen Materialeigenschaften korrekt sind. Die Gesamtmasse des Schornsteins für die gegebene Geometrie beträgt 81 388 kg.

Aufgrund der vorhandenen Geometrie treten nicht nur Druckspannungen, sondern auch Ringzugspannungen auf, die die zulässige Zugfestigkeit nicht überschreiten dürfen. Die Rissebene ist

senkrecht zu den horizontalen Fugen. Deshalb wurde in den Untersuchungen die Zugfestigkeit des Mauerwerks vernachlässigt.

Die Stahlbetonmanschette ist gerissen. Somit kann nur die Bewehrung die Zugkräfte in Umfangsrichtung aufnehmen. Gemäß dem Ausführungsplan [7] und wie in **Bild 9** gezeigt, wurde eine geschweißte Stahlmatte $\phi 6/15 \times 15$ cm mit einem Querschnittswert von $= 1,88 \text{ cm}^2/\text{m}$ in die 12 cm dicke Manschette durch U-förmiges Biegen eingebaut. Dies führt zu zwei Bewehrungslagen. Am Fuß waren 2 $\phi 16$ ($A_s = 4,02 \text{ cm}^2$) Bst500, also unter Berücksichtigung eines Sicherheitsfaktors von 1,15 beträgt die zu verwendende Streckgrenze $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$. Da die vorhandene Bewehrungsquerschnittsfläche $A_s = 778 \text{ mm}^2$ beträgt, kann sie eine Zugkraft von 338 kN aufnehmen.

Basierend auf den zuvor berechneten Eigenfrequenzen, den zugehörigen Modalen Massen, der Gesamtmasse M_{tot} und den Amplitudenspektren der Beschleunigung wurde für jede Eigenfrequenz die statische Last F_i ermittelt. Die vorhandene Schwingung kann als seismische Aktion gesehen werden. Nach dem deutschen Eurocode [25] kann für Mauerwerk ein Dämpfungsmaß von $q = 2$ verwendet werden. Daraus ergibt sich folgende Formel für die statischen Ersatzlasten:



a) Erste Eigenfrequenz b) Zweite Eigenfrequenz c) Dritte Eigenfrequenz d) Vierte Eigenfrequenz

Bild 8. Modale Formen und Frequenzen des Schornsteins *Abb.: F.Telch, G. Lacidogna, O. Rösch*

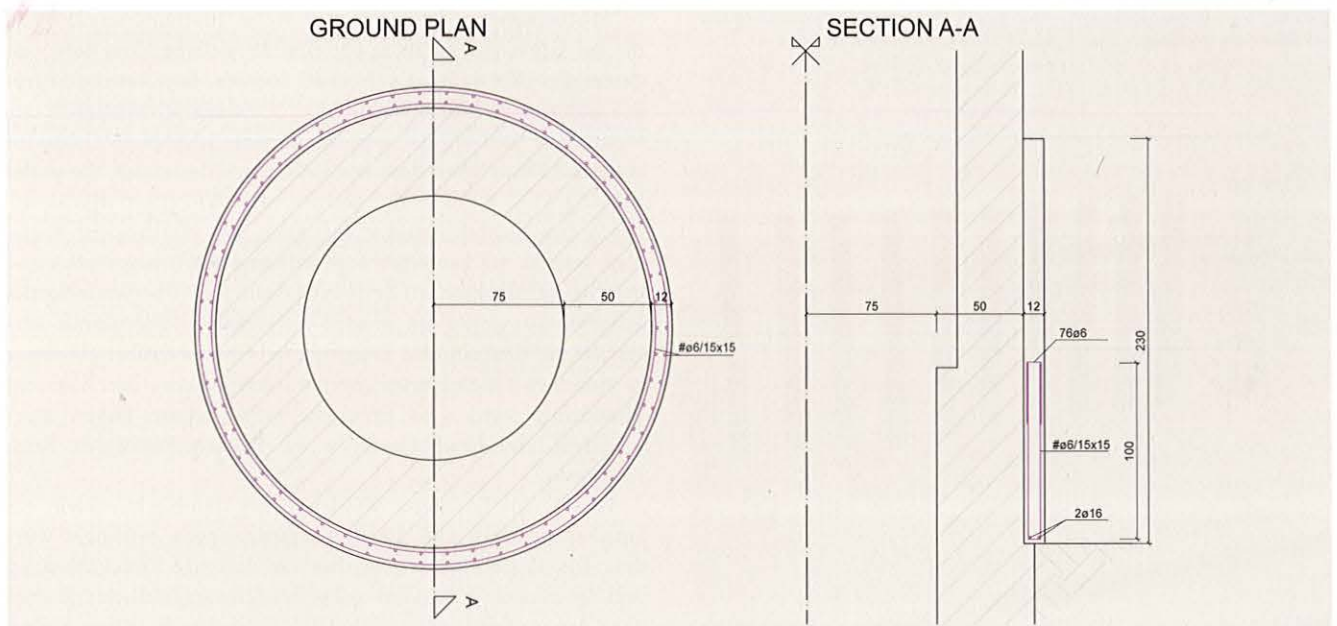


Bild 9. Detail der Betonmanschette *Abb.: F.Telch, G. Lacidogna, O. Rösch*

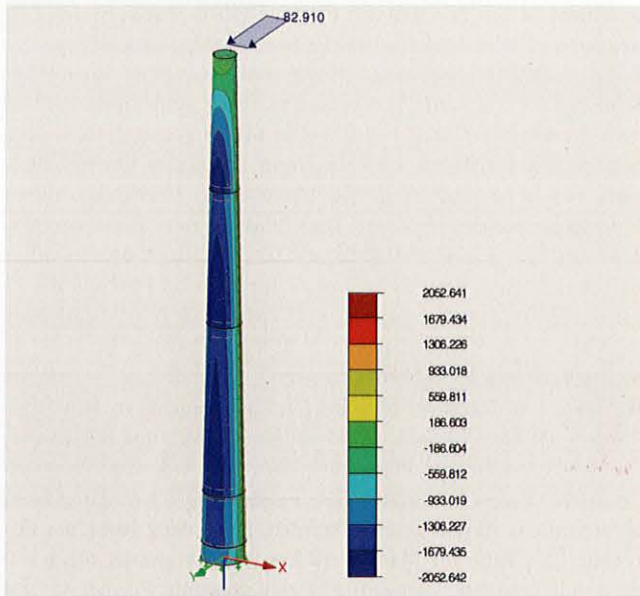


Bild 10. 3D-Modell mit den durch die dritte Eigenfrequenz der Schwingung am 07.06 um 11:57 Uhr verursachten Druckspannungen
 Abb.: F.Telch, G. Lacidogna, O. Rösch

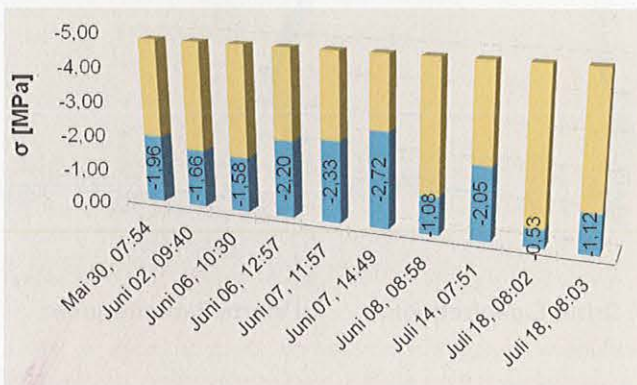


Bild 11. Vorhandene Druckspannung (blau), fehlende Druckspannung zum Erreichen der zulässigen (gelb) Abb.: F.Telch, G. Lacidogna, O. Rösch

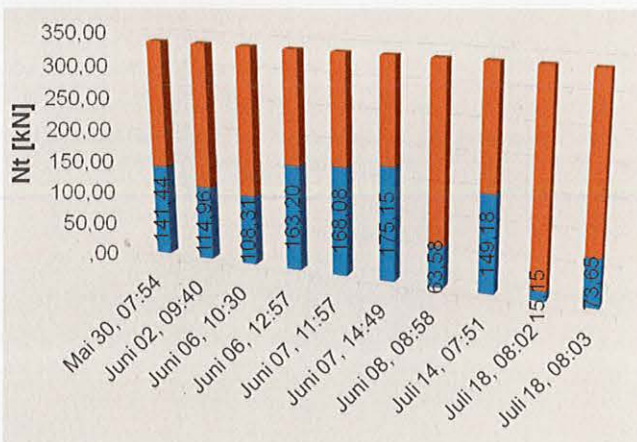


Bild 12. Vorhandene Zugkraft (blau), fehlende Zugkraft zum Erreichen der zulässigen (orange) Abb.: F.Telch, G. Lacidogna, O. Rösch

$$F_i = a \cdot \frac{M_m}{q} \cdot M_{tot} \quad (8)$$

Zur Berechnung der Druckspannungen und der Zugkräfte wurde mit der Software RFEM von Dlubal Software ein neues FE-Modell mit den oben beschriebenen Eigenschaften erstellt. Für jedes Ereignis ergaben sich vier Werte, ein Wert je Eigenfrequenz. Die maßgebende Spannung am Fuß des Schornsteins wurde mit der SRSS-Methode (Square Root Sum of Squares) bestimmt:

$$\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 + \sigma_4^2} \quad (9)$$

Tabelle 4 zeigt für ein Ereignis die Beschleunigungen gemäß dem Amplitudenspektrum für jede Eigenfrequenz. Für jede einzelne Beschleunigung wurde die statische Ersatzlast nach (8) bestimmt. In **Bild 10** ist das 3D-Modell dargestellt. Es zeigt die Druckspannungen aufgrund der dritten Eigenfrequenz beispielhaft für ein Ereignis. Es wird darauf hingewiesen, dass die Ersatzlasten im Modell als Linienlasten eingegeben wurden, daher wurden die Kräfte F durch den Durchmesser des Schornsteinkopfes geteilt. Dieser Vorgang wurde für alle vier Schwingungsmoden unter Verwendung von (9) durchgeführt und es wurden die effektiven Druckspannungen bestimmt.

Nach Gleichung (9) wird eine Druckspannung von 2,3 MPa und eine Zugkraft von 168 kN am Schornsteinfuß ermittelt. Die Ergebnisse liegen jeweils unter der angenommenen Mauerwerksfestigkeit von 4,8 MPa beziehungsweise der plastischen Normalkraft der Bewehrung von 338 kN.

Wie zu sehen ist, überschreiten die resultierenden Lasten die zugehörigen zulässigen Werte nicht, und somit ist bewiesen, dass dieses Ereignis dem Schornstein nicht geschadet hat.

In **Bild 11** und **Bild 12** sind die Druckspannungen und die Zugkräfte der maßgebenden Erschütterungsereignisse dargestellt. Wie man sieht, wurden die zulässige Druckspannung und die vorhandene zulässige Zugkraft nie erreicht. Es fällt auf, dass die Lasten trotz höherer Schwinggeschwindigkeit niedriger sind.

8 Schlussfolgerung

Abbrucharbeiten sind eine von vielen Erschütterungsquellen, die auf Gebäude einwirken. Für eine Beurteilung kann unter anderem die DIN 4150-3 verwendet werden. Die Norm gibt frequenzabhängige Anhaltswerte der Schwinggeschwindigkeit an. Wenn diese überschritten werden, können Schäden an Gebäuden auftreten. Diese Werte basieren jedoch auf Messungen, die in der Vergangenheit durchgeführt wurden, was dazu führt, dass sie einen hohen Sicherheitsfaktor aufweisen, um verschiedene Variablen, wie die mechanischen Eigenschaften des Untergrundes und die Gebäudestruktur, zu berücksichtigen. Zur Überwachung des Schornsteins wurde ein speziell entwickelter Algorithmus verwendet, bei dem einzelne Ereignisse bei Grenzwertüberschreitung in einzelnen Dateien gespeichert wurden. In etwa drei Monaten Monitoring wurden 34 Ereignisse aufgezeichnet. Davon überschritten zehn Erschütterungen die frequenzabhängigen Referenzwerte.

Diese zehn Ereignisse wurden näher untersucht, indem die Druckspannungen und die Ringzugspannungen berechnet wurden. Die Ergebnisse zeigen, dass die zulässige Druckspannung und die maximale Zugkraft selbst bei Schwinggeschwindigkeiten über den Anhaltswerten nach DIN 4150-3 nicht überschritten wurden. Auch bei den Begutachtungen des Schornsteins vor Ort

konnte keine Veränderung des Rissbildes beobachtet werden. Somit wurde gezeigt, dass ein Überschreiten der Anhaltswerte der DIN 4150-3 nicht unmittelbar zu einem schwerwiegenden Stabilitätsverlust führt.

9 Schlussbemerkung

Dieser Artikel entstand aus einer Masterarbeit, die 2017 an der Polytechnischen Universität Turin und an der Materialprüfungs- und Forschungsanstalt Karlsruhe (MPA) des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT) entstanden ist. Autor der Arbeit war M.Sc. Ing. F. Telch, während Prof. G. Lacidogna und Dipl. Ing. O. Rösch [16] als Betreuer zur Seite standen.

Dieser Artikel erschien am 31. Dezember 2018 in der Zeitschrift „International Journal of Architectural Engineering Technology“, mit dem Titel „Structural stability assessment of a masonry chimney subjected to shock vibration measurements“.

Literatur

[1] Adams, R. D.; Cawley, P.; Pye, C. J. et al.: A vibration technique for non-destructively assessing the integrity of structures. In: Journal of Mechanical Engineering Science, Vol. 20 (1978), Iss. 2.

[2] Andersen, J. E.; Fustinoni, M.: Structural Health Monitoring Systems. COWI-Futurtec, Lyngby, Denmark, 2006.

[3] Brownjohn, J. M. W.; Carden, E. P.; Goddard, R. C. et al.: Real-time performance monitoring of tuned mass damper system for a 183m reinforced concrete chimney. In: Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 98 (2010), Iss. 3, pp. 169-179.

[4] Brownjohn, J. M. W.; Carden, P.: Real-time operation modal analysis of Tamar Bridge. In: 26th International Modal Analysis Conference (IMAC XXVI), 2008.

[5] CIGB ICOLD: Dam monitoring General considerations. International Commission on Large Dams, Bulletin 60, Paris, 1988.

[6] Kramer, H.: Angewandte Baudynamik. Grundlagen und Praxisbeispiele. edition 2, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 2013.

[7] Ausführungspläne vom 1962, gezeichnet von Ooms Ittner & Cio, Köln.

[8] Schröder, M.; Pocha, A.: Deutscher Abbruchverband e. V. Abbrucharbeiten, Grundlagen, Planung, Durchführung. edition 3, Verlagsgesellschaft Rudolf Müller GmbH & Co. KG., Köln, 2015.

[9] Korth, D.; Lippok, J.: Abbrucharbeiten. Vorbereitung und Durchführung. edition 2, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, 1987.

[10] Kuttner, T.: Praxiswissen Schwingungsmesstechnik. Fakultät für Maschinenbau Universität der Bundeswehr München, Springer Vieweg, Neubiberg, 2015.

[11] Hübner, E.: Technische Schwingungslehre in ihren Grundzügen. Springer Verlag, Berlin/Göttingen/Heidelberg, 1957.

[12] National Instruments, NI DIAdem. Erste Schritte mit DIAdem, National Instruments Corporation, München, 2014.

[13] National Instruments, NI DIAdem. Daten finden, analysieren und dokumentieren, National Instruments Corporation, München, 2014.

[14] National Instruments, NI DIAdem. Daten erfassen und visualisieren, National Instruments Corporation, München, 2014.

[15] DIN 4150-3 rules: Vibrations in buildings – Part 3: Effects on structures, 2016.

[16] Telch, F.: Vibration measurements and their assessment concerning the effect on a masonry chimney. Department of Structural, Geotechnical and Building Engineering (DISEG), Politecnico di Torino, and Materials Testing and Research Institute (MPA), Karlsruhe Institute of Technology, Masterthesis, 2017.

[17] Rösch, O.: Prüfbericht: Schwingungsmessung und Erschütterungsüberwachung an einem bestehenden Ziegelschornstein im Zuge der Rückbaumaßnahmen am Steinzeugpark in Bretten. Karlsruhe, 2017.

[18] Das, A.: Signal Conditioning. An Introduction to Continuous Wave, Communication and Signal Processing. Springer Verlag, Berlin – Heidelberg, 2012.

[19] Haupt, W.: Bodendynamik – Grundlagen und Anwendung. Friedr. Vieweg & Sohn, Braunschweig/Wiesbaden, 1986.

[20] Korenev, B. G.; Rabinovic, I. M.: Baudynamik. Handbuch, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, 1980.

[21] Stempniewski, L.; Haag, B.: Baudynamik-Praxis. Bauwerk Verlag GmbH, Berlin, 2010.

[22] UNI 9916 rules, Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici, 2004.

[23] DIN EN 1996-1-1/NA, National Annex – Nationally determined parameters – Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. 2012.

[24] DIN EN 1996-3/NA, National Annex – Nationally determined parameters – Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 3: Simplified calculation methods for unreinforced masonry structures. 2012.

[25] DIN EN 1998-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings; German version EN 1998-1:2004 + AC:2009.

Dr. Ing. Fabian Telch

fabian.telch@gmail.com



Ehemaliger Student der Politechnischen Universität Turin (Politecnico di Torino)
Ehemaliger ERASMUS-Student des Karlsruher Institut für Technologie
Kaltentalstraße 7, Salurn, 39040, Italien

Abb.: F. Telch

Prof. Giuseppe Lacidogna

giuseppe.lacidogna@polito.it

Politechnische Universität Turin (Politecnico di Torino)
DISEG (Department of Structural Engineering, Construction and Soil Mechanics)
Corso Duca degli Abruzzi 24, Torino, 10129, Turin

Dipl. Ing. Oliver Rösch

oliver.roesch@kit.edu

Karlsruher Institut für Technologie
MPA Karlsruhe
Gotthard-Franz-Straße 3, 76131, Karlsruhe