

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 Leistungsfähigkeit von alten Ziegelmauerwerk in Bezug auf zyklische Belastung**
T. Zimmermann, A. Strauss
- S 10 Berechnung von Tragwerksbeanspruchungen unter Erdbebenanregung mit einfachen Boden-Bauwerksinteraktionsmodellen**
M. Nasser, M. Schwedler, F. Wuttke, C. Könke

EDITORIAL

Am 10. und 11. September 2009 fand die gemeinsame Tagung der drei Erdbebengesellschaften der Schweiz, Österreichs und Deutschlands an der ETH Zürich statt. Die sehr große Zahl von fast 250 Teilnehmern, die zwei Tage lang über aktuelle Probleme des Erdbebeningenieurwesens bei Neu- und Altbauten in Mauerwerk diskutierten, bewies die Bedeutung des für die Tagung gewählten Schwerpunktthemas.

Die Beiträge aus den Problemkreisen Erdbebenverhalten, experimentelle Untersuchungen, numerische Modellierung, Berechnung, Bemessung und Überprüfung sowie Erdbebenerdüchtigung, gaben in komprimierter Form einen sehr guten Überblick über aktuelle Fragen der Forschung und Ingenieurpraxis. Der 212-seitige Tagungsband ist in der Reihe der SIA-Dokumentationen unter dem Titel *D 0231 Erdbeben und Mauerwerk* erschienen und kann bei webnorm.ch, dem Online Shop des Schweizerischen Ingenieur- und Architektenvereins SIA, bestellt werden. Die nächste D-A-CH Tagung wird turnusgemäß im Herbst 2011 in Deutschland stattfinden.

Das Erdbeben in Haiti vom 12. Januar 2010 mit einer Magnitude von $M_w = 7.0$, wahrscheinlich über 100000 Todesopfern und einer erheblichen Schadenssumme zeigt die Problematik des erdbebensicheren Bauens in Entwicklungsländern, in denen nur sehr begrenzte Ressourcen zum Entwurf und zur Umsetzung erdbebensicherer Bauten zur Verfügung stehen. Anspruchsvolle und damit teure technische Lösungen zum Schutz von Bauwerken gegen Erdbebenlasten sowie Kontrollinstanzen, die die Umsetzung von Planungsentwürfen in die Wirklichkeit überwachen, stehen oftmals nicht zur Verfügung.

Neben den sich jetzt in Haiti stellenden Fragen einer erdbebensicheren Bauweise unter Berücksichtigung der lokalen Möglichkeiten für den Wiederaufbau des Landes, gibt es in vielen Regionen der Welt den Bedarf an effizienten und kostengünstigen Ertüchtigungsmaßnahmen für bereits bestehende Bauwerke, insbesondere im Infrastrukturbereich. Auch für derartige Ertüchtigungsmaßnahmen müssen gezielt Verfahren und Methoden entwickelt werden, mit denen die Aufgaben unter Berücksichtigung der lokalen Möglichkeiten erfüllt werden können. Weitere Forschungsarbeiten sind hier erforderlich. Zum Schluss möchten wir Sie auch diesmal auf die Internetseiten unserer Gesellschaften

<http://www.dgeb.org>

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

<http://www.sgeb.ch>

aufmerksam machen und Sie dazu einladen, sich auf diesem Weg über die Arbeit der nationalen Gesellschaften zu informieren und eine Mitgliedschaft in Betracht zu ziehen.

Carsten Könke

Rainer Flesch

Thomas Wenk

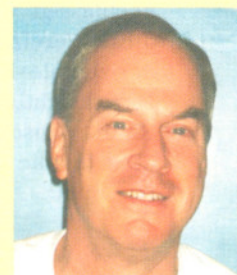
S 1



Carsten Könke
(Vorsitzender DGE B)



Rainer Flesch
(Generalsekretär OGE)



Thomas Wenk
(Vorsitzender SGE B)

Leistungsfähigkeit von alten Ziegelmauerwerk in Bezug auf zyklische Belastung

T. Zimmermann, A. Strauss

S2

1 Einleitung

Europäische Städte haben im Allgemeinen einen Stadtkern aus historischen Ziegelbauwerken. Die strukturelle Gestaltung dieses Kulturerbes variiert von Region zu Region und ist maßgeblich als Wohn- bzw. Bürogebäude am Erscheinungsbild der Städte beteiligt.

Umbauten und Adaptierungen von diesen Objekten müssen seit 1. Mai 2009 in Österreich den Forderungen des Eurocodes 8 entsprechen. Ähnlich dem erdbebengerechten Entwurf von Neubauten sind diese Maßnahmen eine Kombination von (a) konzeptioneller Planung und (b) konstruktiver Durchbildung des Tragwerks und der nichttragenden Bauteilen. Das vorrangige Ziel ist die Minimierung des Erdbebenrisikos und der Verletzbarkeit der Bausubstanz, BACHMANN [1].

Erdbeben, wie jene in San Francisco Kalifornien 1906, Kobe Japan 1995, Izmit Türkei 1999 oder L'Aquila Italien 2009 sind vergleichbar mit jenem aus Schwadorf Österreich im Jahre 1927.

Der Eurocode 8 fordert bezüglich der Erdbebensicherheit die Standsicherheit der Gebäude für ein Bemessungsbeben mit einer Wiederkehrperiode von 475 Jahre und einer Auftretenswahrscheinlichkeit von 10 % in 50 Jahren. Es dürfen keine Schäden oder Nutzungseinschränkungen auftreten, bei denen die Kosten der Instandsetzung unverhältnismäßig hoch zu den Baukosten wären – „Anforderungen an die Schadensbegrenzung“.

Für detaillierte bzw. realistische Betrachtung der seismischen Verletzbarkeit von Bauwerken sind ebenfalls lokale Effekte mit einzubeziehen. Untersuchungen auf diesem Gebiet sind unter anderem in [20] beschrieben.

Die Bemessung nach Eurocode 8 erlaubt eine vereinfachte Betrachtung für regelmäßige Gebäudeformen im Grundriss und Aufriss. Als hinreichend genau wird dabei die Antwortspektren Methode angesehen, wobei Belastungen aus höheren Schwingungsformen und Torsionseffekte vernachlässigt werden. Jede Schwingungsrichtung wird für diese Vereinfachung getrennt betrachtet und nur die horizontale Komponente der Bodenbeschleunigung wird berücksichtigt. Das gesamte System wird mittels eines Einmassenschwingers abgebildet, woraus sich die Belastung für die linear elastische Bemessung, wie folgt nach [4] ergibt:

$$F_b = S_d(T) \cdot m \quad (1)$$

mit F_b = Gesamterdbebenkraft, $S_d(T)$ = Ordinate des Bemessungsspektrums und m = Masse des Gebäudes. Die Berücksichtigung des plastischen Verhaltens erfolgt durch die Reduktion der Ordinate des Bemessungsspektrums mit dem Verhaltensfaktor q (nach Eurocode 8 Punkt: 1.5.2(1), 3.2.2.5(3) bzw. Tabelle 9.1) wie folgt:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \frac{2.5}{q} \quad (2)$$

mit a_g = Bemessungsbodenbeschleunigung, S = Bodenparameter und η = Korrekturbeiwert für die Dämpfung. Der Verhaltensbeiwert ist bei der Bemessung von Bedeutung, denn als Näherungswert gibt dieser das Verhältnis zwischen der Erdbebenkraft aus der elastischen Berechnung bei 5 % viskoser Dämpfung und jener Erdbebenkraft aus einem konventionellen linearen Modell für eine zufriedenstellende Antwort an. Zufriedenstellende Antwort bedeutet in diesem Zusammenhang duktilen Verhalten.

Entscheidende Bedeutung für die Bemessung von Neubauten einerseits und Bewertung von Altbauten andererseits hinsichtlich dem seismischen Verhalten kommt somit dem Verhaltensfaktor q und den Parametern für die Energiedissipation, z. B. der viskosen Dämpfung ξ zu.

Bauwerke aus Mauerwerk können aufgrund nichtlinearen Verhaltens die seismischen Einwirkungen derart reduzieren, dass die Bemessung für kleinere Kräfte ausreichend ist, als jene, welche bei einem linear – elastischen Verhalten auftreten würden. Um diese Umstände experimentell zu belegen und Parameter des seismischen Verhaltens und der Energiedissipation zu identifizieren wurden im Rahmen des europäischen Forschungsprojektes SEISMID Laborversuche durchgeführt. Ziel dieses Beitrages ist es die Ergebnisse des Versuchsprogramms mit altem Ziegelmauerwerk zu diskutieren.

2 Grundlagen des Versuchsprogramms

Entscheidenden Einfluss auf das Materialverhalten von Mauerwerk haben die Eigenschaften des **Mörtels**. Eigenschaften des Mörtels und der Festigkeit für altes Ziegelmauerwerk von Gründerzeithäusern können, obwohl bereits eine Vielzahl an Versuchen durchgeführt wurde, nicht a priori festgelegt werden. Die Werte der Mörtel-druckfestigkeit beispielsweise streuen in einem Bereich von 1.0 MPa bis 3.0 MPa [2]. In der Regel sind jedoch geringe Festigkeitswerte, im Bereich von 1.0 MPa bis 2.5 MPa, charakteristisch.

Für die Bestimmung der Bestandteile des verwendeten Mörtels und folglich zur Reproduktion der mechanischen Eigenschaften wurden an der Universität Innsbruck chemische Analysen von Bestandsmörtel vorgenommen [5]. **Tabelle 1**, Spalte A zeigt die daraus abgeleiteten Rezep-

Dipl.-Ing. T. Zimmermann,
Dipl.-Ing. Dr. habil A. Strauss
Universität für Bodenkultur, Wien,
Institut für konstruktiven Ingenieurbau,
Peter-Jordan-Strasse 82, 1190 Wien, Österreich

Tabelle 1. Mörtelzusammensetzung
Table 1. Mortarmixture

Bindemittel	A	B	C	D	Einheit
Zement CEM 42.5	67.5	200	-	200	g
Kalk	180	80	-	80	g
Betonbruch	135	-	-	-	g
Steinmehl	67.5	-	240	240	g
Σ Bindemittel	450			520	g
Wasser	333			410	g
Zuschlag					
Sand 0-4	600	1420	1200	2620	g
Sand 0-1	300	-	930	930	g
W/B Gehalt	0.74	-	-	0.79	-

turbestandteile. Aufbauend auf diesen Ergebnissen wurde aus versuchstechnischen Randbedingungen eine Rezeptur gewählt, die sich aus einer Fertigmischung (siehe Tabelle 1, Spalte B) und einer zusätzlichen Beigabe von Steinmehl und Sand (siehe Tabelle 1, Spalte C) zusammensetzt. Die Modifikation der Mischung basiert auf der einfachen Reproduzierbarkeit, bzw. durch die Beigabe von Zuschlagstoffen wird eine niedrige Festigkeit erreicht. Die letztlich verwendete Zusammensetzung des Mörtels ist in Tabelle 1, Spalte D angegeben.

Die für die Versuchskörper zur Verwendung kommenden, alten **Mauerziegel** (MZ) stammen von einem Gründerzeithaus aus der Jahrhundertwende in Wien, welches 2008 revitalisiert wurde. Die Abmessungen der MZ sind 29/14/6.5 cm und entsprechen dem alt österreichischen Format AÖF. Werte für die Stein - Druckfestigkeit f_b konnten weder aus der Önorm noch aus den Bestandsunterlagen ermittelt werden. Aus der Literatur, [2] [7] wird die Druckfestigkeit f_b für diese MZ von 20 - 30 MPa genannt.

Die zusätzlich verwendeten Normalformat Steine (NF) lt. Önorm B 3200, [10] und Klinker lt. Önorm B 3220, [11] haben Abmessungen von 25 cm Länge, 12 cm Breite und 6.5 cm Höhe und eine im Labor bestimmte Druckfestigkeit von 26.5 MPa, mit einer Standardabweichung von 1.76 MPa (NF) und 100.4 MPa, mit einer Standardabweichung von 0.64 MPa (Klinker).

Mauerwerk ist aus mechanischer Sicht ein typischer Verbundwerkstoff bestehend aus Ziegel und den Mörtelager- und Stoßfugen. Mauerwerk besitzt im Allgemeinen eine hohe Druckfestigkeit, jedoch eine geringe Biege- und Schubtragfähigkeit. Mauerwerk ist ein unelastischer, anisotroper und inhomogener Werkstoff. Es kann als komplexes statisches System in Bezug auf das seismische Verhalten betrachtet werden. FE-Modelle bieten eine Möglichkeit solche Systeme zu berechnen. Eine nichtlineare FE Modellierung bedarf jedoch der Anpassung von z. B. bestehenden Materialgesetzen. Im Forschungsprojekt SEISMID war die

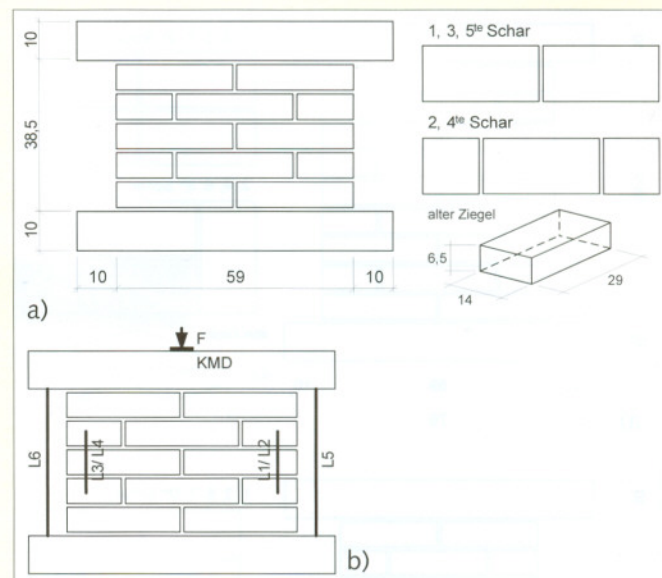


Bild 1. Versuchskörper aus alten Ziegelmauerwerk für Druckversuche, a) Abmessungen des Versuchskörpers, b) Messeinrichtung am Versuchskörper

Anpassung des SBETA Materialmodells und des Fließflächenmodells nach GANZ eine Problemstellung. Für diese Anpassung wurden auf statistischer Basis 19 Mauerwerkskörper (siehe Kapitel 5) experimentell untersucht.

3 Versuche

3.1 Druckversuche

Das Erste Versuchsprogramm befasste sich mit der Bestimmung grundlegender Materialparameter wie Mauerwerksdruckfestigkeit und Elastizitätsmodul. Die Versuchskörper aus alten Mauerziegel wurden mit einem Kalk Zement Mörtel, siehe Tabelle 1, gemäß EN 1052-1 hergestellt. Als Mittelwert der insgesamt 70 Mörteldruckversuche ergab sich für die Mörteldruckfestigkeit $f_m = 2.67$ MPa. Der Erwartungswert der Druckfestigkeit (2.0 MPa) des verwendeten Mörtels wurde in Bezug auf typische Festigkeitswerte für altes Mauerwerk geringfügig überschritten. **Bild 1** zeigt die Geometrie des Versuchskörpers und die Messinstrumentierung, mit 6 induktiven Wegaufnehmer L1-L6 und einer Kraftmessdose (KMD).

Die Lastaufbringung erfolgte in einer 5000 kN Prüfmessdose. Die Belastung wurde kontinuierlich gesteigert, sodass nach rd. 15-30 Minuten der Bruch eintrat. Aus den Versuchsergebnissen wurde direkt die Mauerwerksdruckfestigkeit, senkrecht zu den Lagerfugen f_{kn} und der Elastizitätsmodul E wie folgt ermittelt [3]:

$$f_{kn,i} = \frac{F_{\max,i}}{A_i} \quad (3)$$

mit F_{\max} = Maximallast nach 28 Tagen Aushärtezeit, A = Grundrissfläche des Probekörpers und i = Versuchszahl.

Der Sekantenmodul bei 0.33 der maximalen Spannung ergibt sich zu:

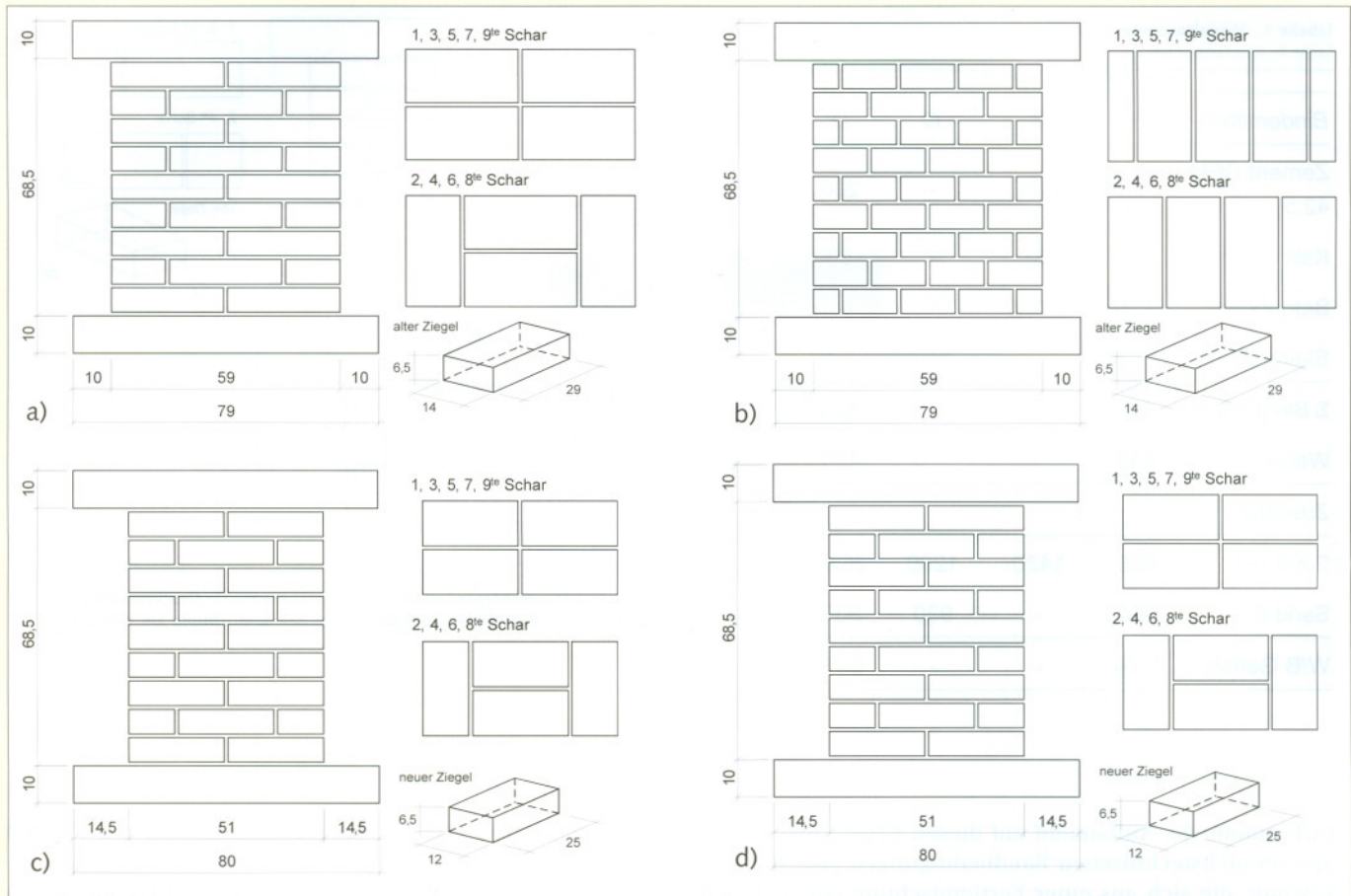


Bild 2. Versuchskörper aus alten bzw. neuen Ziegelmauerwerk für Schubversuche
 a) Läuferverband aus alten Ziegelmauerwerk, Dicke = 29 cm, b) Binderverband aus alten Ziegelmauerwerk, Dicke = 29 cm
 c) Normalformat aus neuen Ziegelmauerwerk, Dicke = 25 cm, d) Klinker aus neuen Ziegelmauerwerk, Dicke = 25 cm

$$E_i = \frac{\sigma_{\max,i}}{3 \cdot \varepsilon_i} \quad (4)$$

mit σ_{\max} = maximale Druckspannung und ε = Dehnung bei einem Drittel der maximalen Druckspannung.

Die Verifikation der aus den Versuchen ermittelten Werte für Elastizitätsmodul und Druckfestigkeit zeigt eine gute Übereinstimmung mit Laborversuchen von TOMAZEVIC, dokumentiert in [14]. Zugehörige Vergleichssimulationen der Druckfestigkeit und der Schubtragfähigkeit finden sich in [21] und [22].

3.2 Schubversuche

Neben der Untersuchung der Druckfestigkeit war das Schubtragverhalten bei kombinierter Beanspruchung (Normalkraft und Schub) von großem Interesse. Eine statistisch optimierte Versuchsplanung führte auf 19 Probekörper für die pseudodynamischen Horizontalkraftversuche an den in Bild 2 gezeigten Versuchskörper.

Mauerwerk kann in unterschiedlichen Verbandsarten ausgeführt werden. Um ein mögliches, unterschiedliches Tragverhalten z.B. unter Schubbeanspruchung zweier Verbände aufzuzeigen wurden für das Versuchsprogramm Probekörper mit alten Ziegel im Läuferverband (9 Probekörper) und im Binderverband (6 Probekörper) hergestellt (Bild 2). Des Weiteren wurde zum Vergleich die Probekörper auch aus neuen Ziegel (NF) bzw. Klinker hergestellt.

Ausgehend von den Ergebnissen der Druckprüfung wurde das Lastniveau der Normalkraftbeanspruchung mit 16% (=170 kN), 19% (=200 kN) und 21% (=225 kN) von σ_{yy}^{\max} festgelegt. Diese Normalspannungsniveaus garantieren, dass kein reines Reibungs- bzw. Druckversagen eintritt. Die horizontale Belastung erfolgte weggesteuert mit jeweils drei gleich großen Wegamplituden in positiver und negativer Auslenkung (+/- 0.25, 0.50, 0.75, 1.00, 1.50, 2.00, 2.50, 3.00, 4.00 mm, usw.) und anschließender schrittweiser Steigerung der aufgetragenen Horizontalverformung bis zum Versagen, siehe Bild 3a.

Die auftretenden Verformungen am Probekörper durch die dynamische Belastung wurden mit dem in Bild 3b gezeigten Messaufbau dokumentiert. Der Einfluss von Vibrationen auf die einzelnen Extensometer (Lv1 – Lv4, Lht, Lhb und Lh1, Novotechnik) wurde durch die Installation auf einem separaten Meßrahmen eliminiert. Eine Ausnahme dabei waren die beiden diagonal angeordneten Extensometer (E1 und E2, Novotechnik). Im horizontalen Hydraulikzylinder (HHZ, Schenck $H_{\max} = 160$ kN) sind die Verschiebung und die zugehörige Kraft aufgezeichnet worden. An der Oberseite wurde mit einer Kraftmessdose (KMD) die mit einem vertikalen Hydraulikzylinder (VHZ, Schenck $V_{\max} = 1000$ kN) aufgetragene Last gemessen. Zwischen vertikaler und horizontaler Krafteintragung war zur Verminderung der Reibung ein Rollenlager angeordnet.

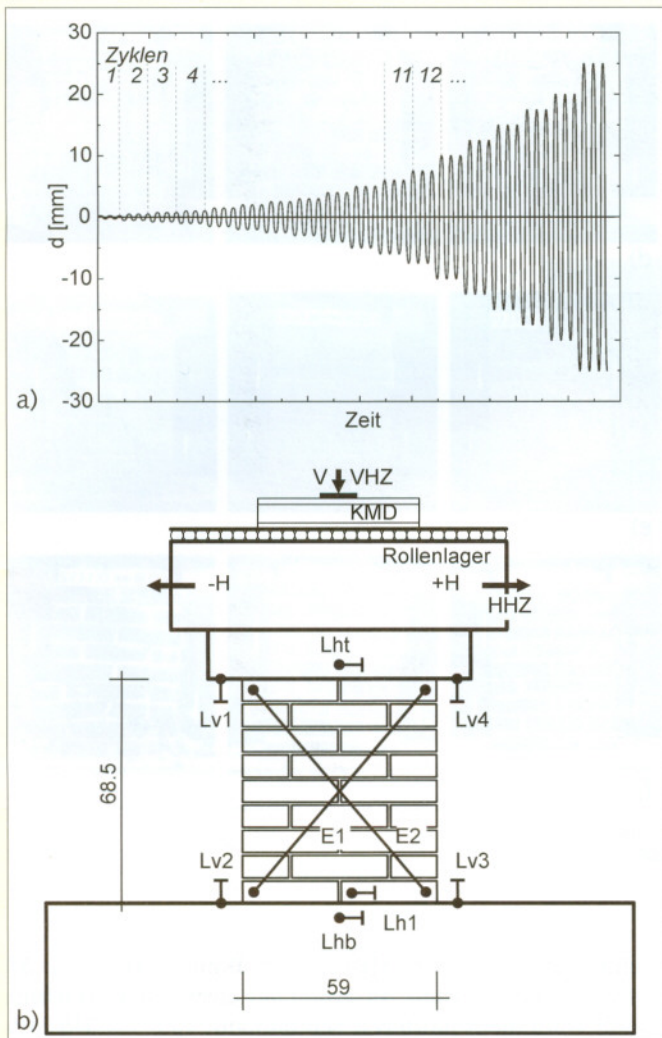


Bild 3. Belastung und Instrumentierung bei den Schubversuchen
a) Pseudodynamische Belastung, b) Messeinrichtung an den Versuchskörpern

4 Diskussion der Ergebnisse

Die gemessenen Horizontalverschiebungen (Lht und Lhb), unter Berücksichtigung der relativen Rotation des Wandkörpers (Lv1 – Lv4) und der Horizontalkraft diente zur Ermittlung des hysteretischen Verhaltens (Energiedissipation) der Wandkörper. Die Einhüllende dieser Hysterese ist ein guter Indikator für das Pushoververhalten des Wandkörpers [17], [19].

Die Kalibrierung des konstitutiven Materialmodells (SBETA) an den Versuchsergebnissen und Ergebnissen der numerischen Modellierung sind in [22] im Detail dokumentiert.

Die Berechnungsergebnisse erlauben die Ermittlung der Kohäsion k und des Reibungswinkels ϕ .

Der Vergleich der mittels FE-Berechnung ermittelten Versagensarten und dem Fließflächenmodell nach MANN MÜLLER, [9] und GANZ, [6] bzw. LU, [8] zeigten eine optimale Übereinstimmung ($\Delta_{max} \leq 2\%$).

4.1 Mechanische Eigenschaften

Mögliche Schadensbilder bzw. mechanische Grenzzustände können für die schubbeanspruchten Wandscheiben charakterisiert werden als:

- 1) Horizontale Risse in den Mörtelfugen, im unteren Bereich der Wand infolge Kippens (Index cr)

- 2) Vertikal bis diagonal geneigte Risse, sowohl entlang von Mörtelfugen, als auch durch die Ziegel, in der Druckzone (Index cr).
- 3) Maximaler Schubwiderstand, aus maximal aufnehmbarer Horizontalkraft H_{max} (Index max).
- 4) Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS), aus der maximalen horizontalen Auslenkung d_u , vor dem Versagen der Wand (Index u).

Bild 4 und 5 zeigen ausgewählte Versuchswände unter verschiedenen horizontalen Auslenkungen bzw. dessen Hysteresekurven.

Zur Beschreibung ihres Verhaltens wurde auf Grundlage folgender definierter Kenngrößen, Gleichungen (5) bis (10), intensive Vergleichsrechnungen durchgeführt.

Die elastische Steifigkeit K_e , die ideal elastische Horizontalkraft H_e und der Verhaltensfaktor q können aus dem Verlauf der einhüllenden Kraft-Verschiebungshysterese, durch Idealisierung einer bi-lineare Kurve berechnet werden. Die elastische Steifigkeit ergibt sich aus:

$$K_e = \frac{H_{cr}}{d_{cr}} \tag{5}$$

mit H_{cr} = Horizontalkraft bei Rissbildung und d_{cr} = zugehörige Verformung. Die idealisierte maximale Horizontalkraft $H_{max}^{(i)}$ ergibt sich nach TOMAZEVIC, [15] zu:

$$H_{max}^{(i)} = 0.9 \cdot H_{max} \tag{6}$$

mit H_{max} = maximaler Horizontalwiderstand. Aus der elastischen Steifigkeit und der idealisierten maximalen Horizontalkraft lässt sich die zugehörige Verschiebung berechnen zu:

$$d_e^{(i)} = \frac{H_{max}^{(i)}}{K_e} \tag{7}$$

Der Quotient zwischen der aufgebracht Verschiebung d_u und jener bei der Elastizitätsgrenze $d_e^{(i)}$ ist nach [12] als Verformungsduktilität wie folgt definiert:

$$\mu_d = \frac{d_u}{d_e^{(i)}} \tag{8}$$

Folglich ergibt sich unter der Berücksichtigung der Flächengleichheit zwischen dem ideal elastischen Bereich, oberhalb des plastischen Plateaus, und dem ideal plastischen Bereich (siehe Bild 6), unterhalb des plastischen Plateaus, die ideal elastische Horizontalkraft zu:

$$H_e = H_{max}^{(i)} \cdot \sqrt{2 \cdot \mu_d - 1} \tag{9}$$

Das Verhältnis zwischen ideal elastischem und elastisch plastischem Materialverhalten wird durch den Verhaltensfaktor q ausgedrückt, [15] und ergibt sich zu:

$$q = \frac{H_e}{H_{max}^{(i)}} \tag{10}$$

Die in Gleichung (5) bis (10) diskutierten Zusammenhänge dienen zur mechanischen Charakterisierung der Mauerwerkskörper. Aus Tabelle 2 können z.B. die aus den experimentellen Streuwerten abgeleitete Mittelwerte

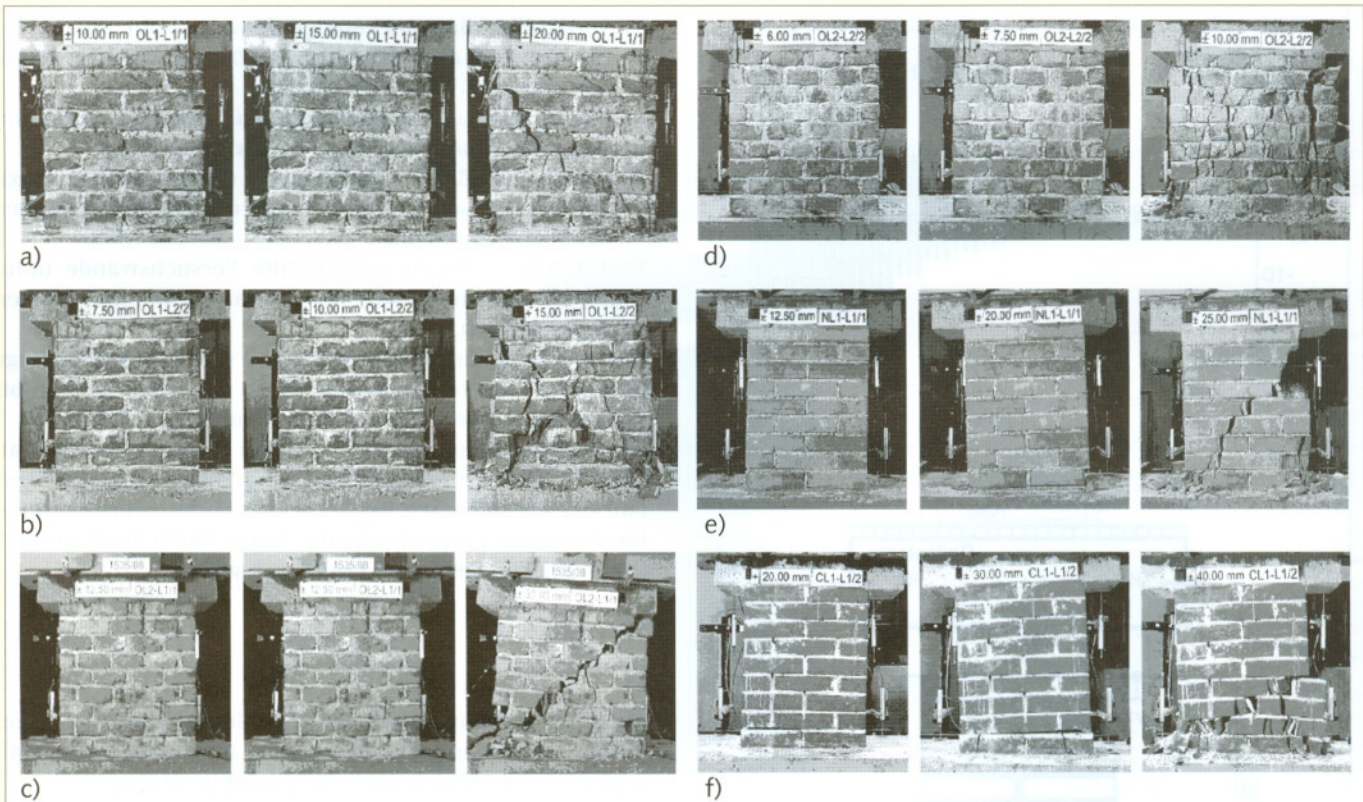


Bild 4. Ausgewählte Versuchskörper der zyklischen Schubversuche unter Druckbeanspruchung
 a) OL1-L1-1, Läuferverband, b) OL1-L2-2, Läuferverband, c) OL2-L1-1, Binderverband
 d) OL2-L2-2, Binderverband, e) NL1-L1-1, NF – Ziegel, f) CL1-L1-2, Klinker

der elastischen Steifigkeit, des Duktilitätsfaktors, der ideal elastischen Horizontalkraft und des Verhaltensfaktors entnommen werden.

Die Verhaltensfaktoren der Tabelle 2 zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit von [15] und [15] durchgeführten, vergleichbaren Versuchsreihen.

Der zugehörige Schubmodul G der Versuchskörper kann entsprechend den Randbedingungen eines elastischen Kragbalkens wie folgt berechnet werden:

$$G = \frac{K_e}{\frac{A}{\kappa \cdot h} - \frac{12}{\delta} \cdot \frac{1}{\kappa} \cdot \frac{K_e}{E} \cdot \left(\frac{h}{l}\right)^2} \quad (11)$$

Darin bedeuten:

- K_e elastische Steifigkeit der Wand
- h, l, b Höhe, Länge und Breite
- $A = b \cdot l$ Grundrissfläche der Wand
- E Elastizitätsmodul
- G Schubmodul
- δ Koeffizient zur Berücksichtigung der Randbedingungen, Kragarm $\delta = 5$
- κ Schubspannungskoeffizient, Rechteckquerschnitt $\kappa = 1.2$

Aufgrund des Einflusses des Kippens auf die Messwerte der Verschiebungen mussten für die Bewertung der Versuchskörper an Stelle der Steifigkeit aus $K_e = H_{cr}/d_{cr}$ die effektive Steifigkeit bei 0.67 der maximalen Horizontalkraft für die Berechnung des Schubmoduls verwendet werden. Der Elastizitätsmodul aus den Druckversuchen ist im Mittel $E = 2459$ MPa. Dieser gilt für beide Verbandsarten. Letztendlich konnte der Schubmodul für Probekörper im

Läuferverband zu 525 MPa und im Binderverband zu 577 MPa ermittelt werden. Aufgrund der geringen Abweichung kann von einem mittleren Schubmodul von $G = 545$ MPa, unabhängig von der Verbandsart, ausgegangen werden.

4.2 Energiedissipation

Die Energiedissipationskapazität stellt einen wichtigen Parameter hinsichtlich des seismischen Widerstandes dar. Diese wird anhand der experimentell ermittelten, hysteretischen Beziehung zwischen Horizontalkraft und Verschiebung bestimmt.

Der Energieeintrag ΔE_{inp} (verrichtete Arbeit, siehe Bild 7) vom Beginn der Wandauslenkung bis zum Erreichen der Verschiebung d berechnet sich zu:

$$\Delta E_{inp,i} = \int_{(H=0)_i}^{(H=0)_{i+1}} dE_{inp} \quad (12a)$$

wobei

$$dE_{inp} = \begin{cases} 0, & \text{wenn } H \cdot \delta(d) \leq 0 \\ H \cdot \delta(d), & \text{wenn } H \cdot \delta(d) > 0 \end{cases} \quad (12b)$$

mit H = aufgebrachte Horizontalkraft, $\delta(d)$ = Differentialinkrement der Verschiebung und i = Zyklus der Belastung, siehe Bild 7a.

Demnach ergibt sich der kumulierte Energieeintrag E_{inp} des Gesamtversuches als Summe von $\Delta E_{inp,i}$ der einzelnen Zyklen.

Bild 5 zeigt für die in Bild 4 dargestellten Versuchskörper die hysteretische Beziehung zwischen Horizontalkraft und Verschiebung. Die dissipierte Energie ΔE_{diss} ist die Fläche

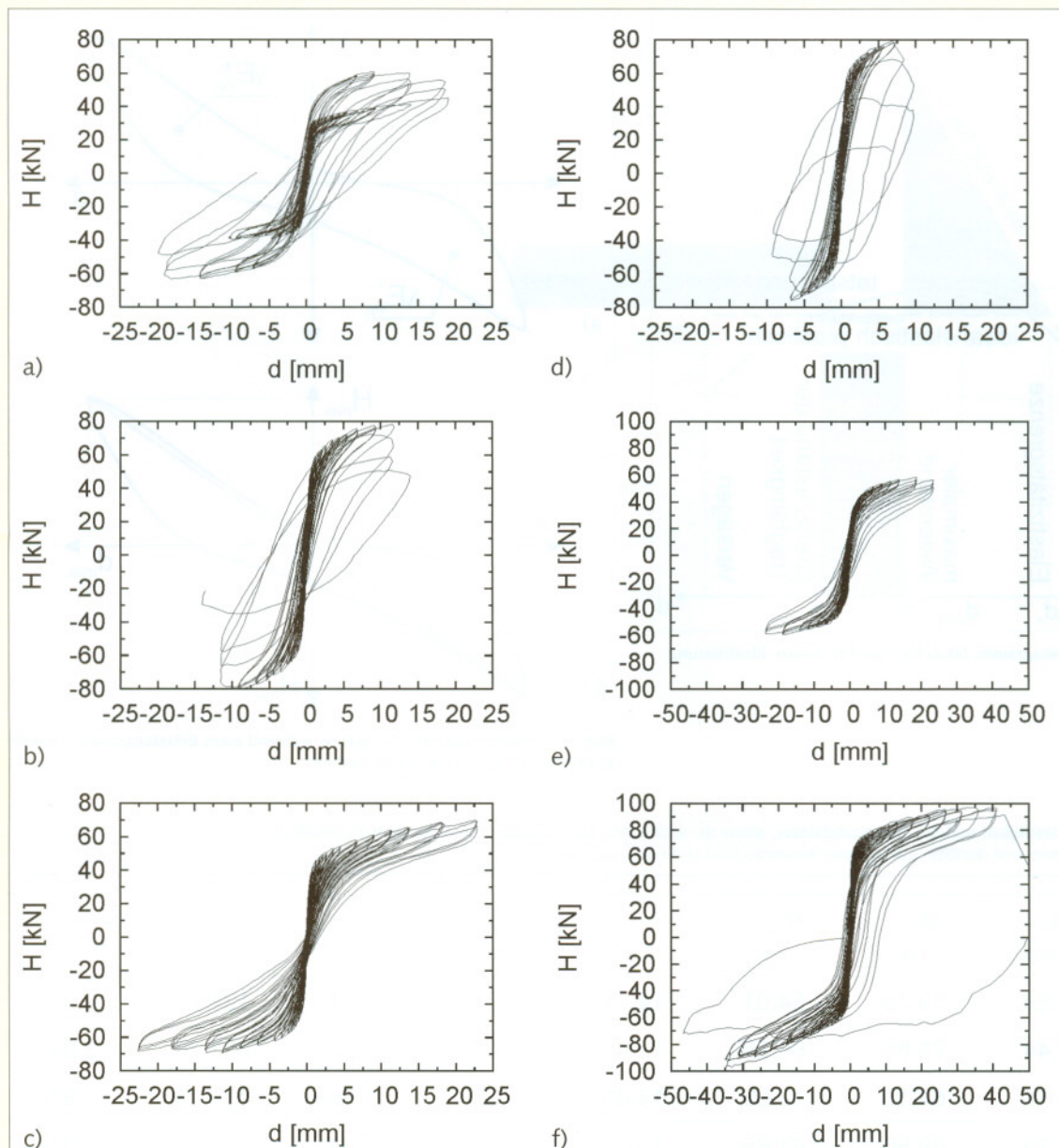


Bild 5. Experimentell bestimmte Hysteresekurven der in Bild 4 gezeigten Versuchskörper
 a) OL1-L1-1, Läuferverband, Normalkraft $V = 175$ kN, b) OL1-L2-2, Läuferverband, Normalkraft $V = 225$ kN
 c) OL2-L1-1, Binderverband, Normalkraft $V = 175$ kN, d) OL2-L2-2, Binderverband, Normalkraft $V = 225$ kN
 e) NL1-L1-1, NF – Ziegel, Normalkraft $V = 175$ kN, f) CL1-L1-2, Klinker, Normalkraft $V = 240$ kN

innerhalb der Hystereseschleife, Bild 7b. Die kumulierte Energiedissipation, E_{diss} ergibt sich als Summe der dissipierten Energie während aller Belastungszyklen.

$$\Delta E_{diss,i} = \int_{(H=0)_i}^{(H=0)_{i+1}} H \cdot \delta(d) \quad (13)$$

Die Energiedissipation wird im allgemeinen durch den Energiedissipationsindikator $I_{E,diss}$ mit:

$$I_{E,diss} = \frac{E_{diss}}{E_{inp}} \quad (14)$$

und der viskose Dämpfung ξ mit:

$$\xi = \frac{\Delta E_{diss,i}}{2 \cdot \pi \cdot \Pi_i} \quad (15)$$

beschrieben. Mit Π_i = potentielle Energie. Die in Gleichung (10) bis (15) gezeigten Definitionen dienten als Grundlage für die Bewertung der eingangs beschriebenen Versuchswände. **Tabelle 3** zeigt die aus den Versuchen berechneten Indikatoren der Energiedissipation bei charakteristischen Grenzzuständen. Die Energiedissipationsindikatoren der alten Ziegelwände liegen in einem Bereich von 0.30–0.45 und zeigen eine gute Übereinstimmung mit jenen von TOMAZEVIC durchgeführten Untersuchungen an Mauerwerk. TOMAZEVIC et. al. in [16] zeigte, an Mauerwerk aus Vollziegel, dass sich der Energiedissipationsindikator beim

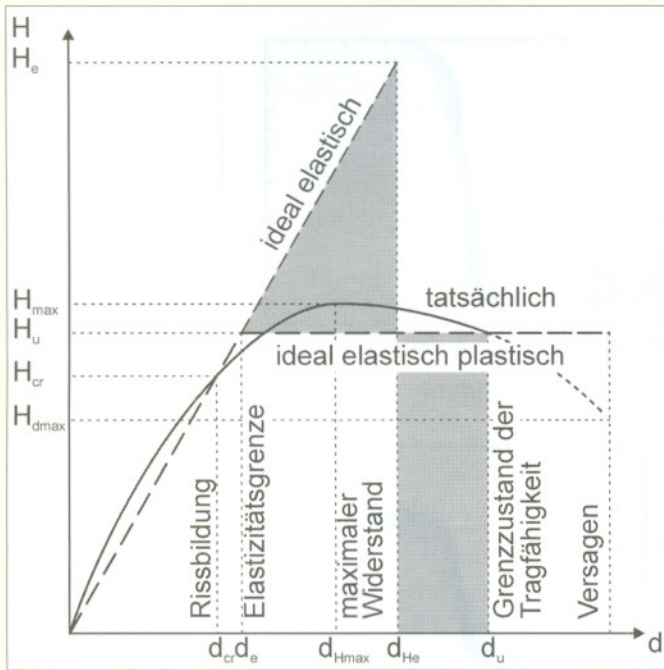


Bild 6. Kraft – Verformungsdiagramm, tatsächlich und bi-lineare Idealisierung

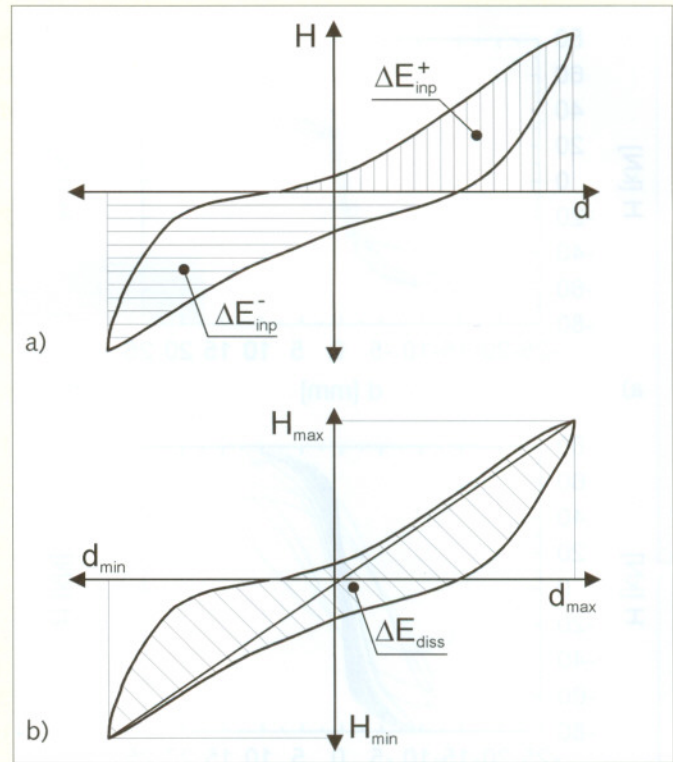


Bild 7. Energieeintrag und -dissipation während eines Belastungszyklus, aus [19]
a) Energieeintrag, b) Energiedissipation

Tabelle 2. Mittelwerte der Steifigkeit und des Duktilitätsfaktors, sowie der elastischen Horizontalkraft und des Verhaltensfaktors
Table 2. Mean value of stiffness and ductility factor, elastic horizontal load and behaviour factor

	K_e kN/mm	H_{max} kN	$H_{max}^{(i)}$ kN	d_u mm	$d_e^{(i)}$ mm	μ_d -	H_e kN	q -
OL1 – L1	11.86	59.75	54.01	14.44	4.55	3.17	124.81	2.31
OL1 – L2	23.44	73.61	66.25	14.80	2.83	5.23	203.78	3.08
OL1 – L3	19.54	64.10	57.69	14.03	2.95	4.75	168.19	2.92
OL2 – L1	10.79	68.50	61.65	19.05	5.71	3.34	146.92	2.38
OL2 – L2	27.20	76.95	69.25	10.61	2.55	4.16	187.36	2.71
OL2 – L3	35.19	61.21	55.09	11.70	1.57	7.45	205.37	3.73
NL1 – L1	8.07	59.47	53.52	23.52	6.63	3.55	132.18	2.47
CL1 – L1	3.80	96.53	86.87	40.65	22.86	1.78	138.99	1.60

maximalen Schubwiderstand zu $I_{E,diss}^{max} = 0.5$ und beim Grenzzustand der Tragfähigkeit zu $I_{E,diss}^u = 0.4-0.5$ ergibt. Für Hohlblockziegel ergibt sich nach TOMAZEVIC et. al. in [18] für $I_{E,diss}^{max}$ Werte zwischen 0.15 und 0.18 bzw. für $I_{E,diss}^u = 0.25-0.52$.

Folglich können das hysteretische Verhalten des alten Vollziegelmauerwerks mit dem neuer Mauerwerkswände durchaus verglichen werden, welches sich mit einem annähernd gleichen Erdbebenverhalten ausdrückt. Vorausgesetzt werden dabei, dass die Verbandsart und die Verarbeitung der gleichen Ausführungsqualität entsprechen.

5 Zusammenfassung

Im Zuge eines umfassenden Versuchsprogrammes sollten die dynamischen Eigenschaften (Erdbebenverhalten) von altem Ziegelmauerwerk ermittelt werden. Im speziellen erfolgte die Ermittlung des dynamischen Verhaltens mittels Druck- und Schubversuchen. Aus diesen Versuchen können folgende Erkenntnisse abgeleitet werden:

- Das Rissverhalten der alten Mauerwerksscheiben ist dem Rissverhalten der neuen Wandscheiben ähnlich.
- Für die ermittelten Materialparameter, Elastizitätsmodul und Druckfestigkeit, ergaben sich vergleichbare Werte wie aus Versuchen an Normalformatziegelmauerwerk von TOMAZEVIC [14].

Tabelle 3. Energiedissipationsindikator und Kennwerte der viskosen Dämpfung, ermittelt aus den Versuchen
 Table 3. Energy dissipation indicator and specific values of viscous damping, determined by experiments

Probe	Schubrissbildung		maximaler Widerstand		ULS	
	$I_{E,diss}^{cr}$	ξ_{cr}	$I_{E,diss}^{max}$	ξ_{max}	$I_{E,diss}^u$	ξ_u
	-	%	-	%	-	%
OL1	0.33	7.78	0.29	7.69	0.43	39.48
OL2	0.33	8.02	0.29	7.70	0.36	24.22
NL1	0.27	5.85	0.21	5.75	0.26	17.85
CL1	0.20	5.20	0.21	6.65	0.30	32.90

S9

- c) Je nach aufgebrachter horizontaler Belastung zeigten sich an den Wandscheiben die Versagensarten Klaffen der Lagerfugen, Schubversagen, Zugversagen und lokales Druckversagen. Wobei bei den alten Ziegelwänden das Schubversagen überwog.
- d) Das Verhältnis zwischen Horizontalkraft im Grenzzustand, H_u und maximaler Horizontalkraft, H_{max} , ergibt für die meisten Versuchswände kleine Werte, welches einem spröden Materialverhalten entspricht.
- e) Für die Energiedissipation können keine signifikanten Unterschiede bei den Mauerwerkswänden aus alten Ziegel zwischen den beiden Verbandsarten – Läufer- und Binderverband – festgestellt werden. Sowohl der Energiedissipationsindikator, $I_{E,diss}$, als auch die Werte für die viskose Dämpfung, ξ , ergeben ähnliche Werte. Der Vergleich der Energiedissipation zwischen alten und neuen Ziegel ergibt für die alten Vollsteine etwas höhere Werte.
- f) Für den Verhaltensfaktor q für Mauerwerkswände aus alten Ziegel ergeben sich maßgeblich höhere Werte als nach EN 1996 vorgegeben und geringfügig höhere Werte als nach EN 1998-1 [4]. Die Werte für NF Ziegel sind nach EN 1996 ebenfalls höher, nach EN 1998-1 liegen sie im angegebenen Bereich für unbewehrtes Mauerwerk. Der Verhaltensfaktor für Klinker steht in guter Übereinstimmung sowohl mit den Angaben nach EN 1996 als auch nach EN 1998.

6 Danksagung

Die vorliegenden Untersuchungen wurden mit Fördermitteln des Forschungsprojekts SEISMID finanziert und maßgeblich durch das Zentrum für Innovation und Technologie (ZIT) unterstützt. Für die Organisation der Mauerwerkziegel wird Herrn BM Walter Brusatti (Brusatti GmbH) höflichst gedankt.

LITERATUR

- [1] Bachmann, H. (2002): Erdbebensicherung von Bauwerken. ISBN: 3-7643-6941-8. Birkhäuserverlag, Basel-Boston-Berlin.
- [2] Bargmann, H. (1993): Historische Bautabellen. ISBN: 3-8041-4220-6. Werner Verlag, Düsseldorf.
- [3] EN-1052-1 (1999): Prüfverfahren für Mauerwerk, Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit.
- [4] Eurocode-8 (2005): Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten.
- [5] Furthmüller, T. und Adam, C. (2008): Numerische Simulation des seismischen Verhaltens von Mauerwerk in Gründerzeithäusern; SEISMID Zwischenbericht. Berichtnr.: 06/2319-23, Institut für Grundlagen der Bauingenieurwissenschaften, Universität Innsbruck.
- [6] Ganz, H. R. (1985): Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub. Bericht Nr.: 148, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich.
- [7] Internet (2009): <http://www.wienerberger.at>, Juni.
- [8] Lu, S. (2006): Evaluierung der Erdbbensicherheit von maßgeblichen Mauerwerkshochbauten für das Katastrophenmanagement. PhD, Institut für Hochbau und Technologie, TU Wien.
- [9] Mann, W. und Müller H. (1978): Schubtragfähigkeit von Mauerwerk. In: Mauerwerk Kalender, ISBN: 3433007918. Ernst & Sohn, Berlin.
- [10] Önorm B-3200 (1999): Mauer- und Hochlochziegel für tragendes Mauerwerk, Anforderungen und Prüfungen, Normkennzeichnung.
- [11] Önorm B-3220 (2000): Klinker, Anforderungen und Prüfungen, Normkennzeichnung.
- [12] Paulay, T. und Priestley M. J. N. (1996): Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. John Wiley & Sons, Inc.
- [13] Tomazevic, M (1997): Seismic design of masonry structures. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1:88-95.
- [14] Tomazevic, M (1999): Earthquake Resistant Design of Masonry Buildings. Imperial College Press.
- [15] Tomazevic, M (2007): Damage as a measure for earthquake resistant design of masonry structures: Slovenian experience. Canadian Journal of Civil Engineering, 34:1403-1412.
- [16] Tomazevic, M, Klemenc, I. und Lutman, M. (1999): Damage as a measure for seismic resistance of masonry buildings. In: Proceedings of the 8th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Seiten 119–124.
- [17] Tomazevic, M. und Lutman, M. (1996): Seismic Behaviour of Masonry Walls: Modelling of Hysteretic Rules. Journal of Structural Engineering, 122:1048-1054.
- [18] Tomazevic, M., Lutman M. und Bosiljkov, V. (2006): Robustness of hollow clay masonry units and seismic behaviour of masonry walls. Construction and Building Materials, 20:1028–1039.
- [19] Tomazevic, M., Lutman, M. und Petkovic, L. (1996): Seismic Behaviour of Masonry Walls: Experimental Simulation. Journal of Structural Engineering, 122:1040–1047.
- [20] Wenzel, H. und Achs, G. (2006): Determination of Site Effects by Ambient Vibration Monitoring. In: 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, September.
- [21] Zimmermann, T. und Strauss A. (2008): Dokumentation der Schubversuche und numerische Modellierung; SEISMID Zwischenbericht . Berichtnr.: 06/2319-24, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Universität für Bodenkultur.
- [22] Zimmermann, T., Strauss, A. und Bergmeister, K. (2009): Numerical investigations of historic masonry walls under normal and shear load. Construction and Building Materials, preprint.

Berechnung von Tragwerksbeanspruchungen unter Erdbebenanregung mit einfachen Boden-Bauwerksinteraktionsmodellen

M. Nasser, M. Schwedler, F. Wuttke, C. Könke

S 10

Zusammenfassung Dieser Artikel beschreibt die Anwendung einfacher Modelle zur Berücksichtigung von Effekten der dynamischen Boden-Bauwerksinteraktion (SSI) bei der Berechnung der Tragwerksbeanspruchung. Die aus der Verwendung unterschiedlicher SSI-Modelle resultierenden Auswirkungen auf die Tragwerksantwort werden untersucht. Hierfür ist eine genauere Bewertung der vereinfachten Annahmen und der wesentlichen Einflussfaktoren erforderlich. Zu diesem Zweck wurde das Tragwerk der in Kalifornien stehenden Milikan Library modelliert und untersucht. Der dynamischen Berechnung ging eine Kalibrierung des numerischen Modells mit Hilfe von Messdaten voraus. Das Ergebnis stellt eine Bewertung der Sensibilität der berechneten Tragwerksantwort im Verhältnis zur Komplexität der Berechnung dar. Ziel ist es, aus dieser Bewertung allgemeingültige Aussagen abzuleiten, die hilfreich für die Erstellung geeigneter Modelle sind.

Seismic analysis of structural response using simplified soil-structure interaction models

Abstract This paper focuses on the application of different simplified models for analyzing the structural response taking into account the dynamic soil-structure interaction (SSI) effect. Different simplifying assumptions and influence factors are discussed, in order to evaluate the effect of adopted SSI models on the structural response characteristics. For this purpose, the Millikan Library located in California was modeled and then analyzed after calibrating the numerical model using instrumentation data. The final objective is to eventually draw some conclusion on the sensitivity of the calculated response to the complexity of the analysis leading to a generic quality measures which will help to decide on appropriate models.

1 Introduction

The response of a structure during an earthquake depends not only on the structure itself, but also on the characteristics of the ground motion and the subsoil conditions. The assumption of fixed supporting for a structure upheld on soft soil ignores the interaction effects that result from the scattering of seismic waves when reaching the foundation surface. It also ignores the energy radiated from the structure to the soil during its vibration. These interaction effects lead to dynamic responses that may differ considerably in amplitude

and frequency content from that what is obtained when a fixed supporting is assumed.

The main focus of this paper is on the application of different simplified models for analyzing the structural response taking into account the dynamic soil-structure interaction (SSI) effect. The different assumptions and involved factors in SSI models are also discussed. The final objective is to eventually draw some conclusion on the sensitivity of the calculated response to the complexity of the analysis. This will serve highlighting and comparing the robustness and suitability of SSI models for solving practical engineering problems with a desired accuracy. It is noted that the scope of this paper is to highlight, rather than fully resolve, the above subject.

2 Soil-structure interaction analysis

2.1 Literature review

Numerous books and research papers have been written on SSI. Procedures that take into account SSI in the seismic analysis of buildings are introduced in [1], whereas a comprehensive review of the literature can be found in [2]. Widely used methods on dynamic analysis of foundations have been initiated in [3,4] and extended in [5,6] where the emphasis is placed on rigid foundations represented by a set of "mass-spring-dashpots" oscillating with either frequency-dependent or frequency independent stiffness and damping coefficients. The significant papers that deal with the impedance functions approach are [7,8,9]. The direct approach was presented in [10] for example, whereas the substructure approach is used in [11]. Also more advanced methods were employed: In [12,13] the so-called hybrid method finite element-boundary element technique (FE-BE), was used, whereas the coupled finite-infinite element method was used in [14,15]. The concept macro-element [16,17] provides an alternative simplifying approach to deal with SSI problem. This approach is based on the concept of generalized stress and strain variables. Several applications of the macro-element were presented in [18], whereas a similar simplifying and practical approach that also incorporates the capacity spectrum method can be found in [19,20].

2.2 Direct and substructure methods

Powerful computers can be very helpful in the research of soil-structure interaction since the application of numerical methods is significantly broader than that of analytical methods. The two classical methods for modeling the problem of soil-structure interactions are referred to as the direct and substructure approaches. In the former, the computational model consists of the whole structure including the foundations and the soil media. The system in this approach is excited by a complex and incoherent wave field. In order to ac-

Mourad Nasser, M.Sc.
Michael Schwedler, M.Sc.
Frank Wuttke, Dr.
Carsten Könke, Prof.

Bauhaus-Universität Weimar
99421 Weimar, Deutschland

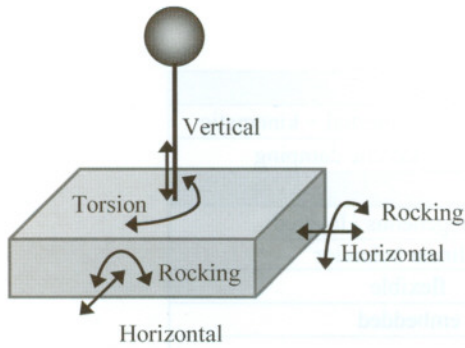
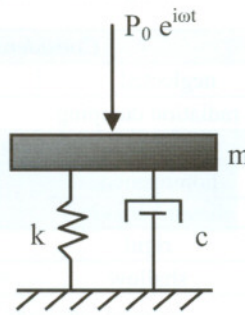


Fig. 1. Spring-dashpot representation for rigid foundation
Bild 1. Feder-Dämpfer-Modell für eine starre Gründung



known as foundation input motion (FIM). This is the first step of the SSI analysis when following the substructure method.

2.3.2 Inertial interaction

In the next step, the foundation impedances, which involve stiffness and damping characteristics of the foundation-soil system have to be evaluated. This information is required in order to describe the force-displacement characteristics of the soil. The impedance functions depend on the soil properties and the geometry of the foundation. In general, for linear

count for geometric and material nonlinearities in a truly nonlinear analysis, the direct method must be employed, since the equations of motion are solved step by step in time domain. From a computational point of view this problem is difficult to solve, particularly when the system contains significant nonlinearities, and hence the direct approach is rarely used in practice.

The substructure approach is computationally more efficient, since the system is divided into two subsystems; a superstructure that may include a portion of nonlinear soil around the foundation and a substructure that includes the unbounded soil around the superstructure. The analysis of foundation input motion is required when using the substructure approach, which is normally referred to as kinematic interaction analysis. In the second step, the stiffness and damping characteristics of the soil are characterized using either relatively simple impedance function models for rigid foundations or a series of springs and dashpots distributed around the foundation. Distributed springs are needed when accounting for foundation flexibility.

Regarding practical applications, the direct method allows the consideration of a lot of important factors, such as kinematic interaction and foundation flexibility, but it needs a huge analysis effort. On the other hand, impedance functions (spring-dashpot representation) provide the simplest way to consider SSI, but maybe with critical simplifications. Thus, a reasonable selection of the model depending on the given task is necessary.

2.3 Simplified soil-structure interaction models

The mechanical behavior of subsoil during an earthquake appears to be quite erratic and complex. In general, dynamic stress-strain behavior of soils is nonlinear, anisotropic, elastoplastic, and loading path dependent. It would seem impossible to describe this behavior by any mathematical law that would conform to actual observations. For this reason, simple models are preferred and used in most cases.

2.3.1 Kinematic interaction

The experimental tests presented in [21] on different sites and building types showed that kinematic interaction is important for structures supported on large and stiff foundations. However, when foundation dimensions are small compared to the wave length in the frequency range of interest, the effects of kinematic interaction can be neglected according to [22]. The accounting for kinematic interaction is done by analyzing the modified free field motion, which is

elastic or viscoelastic material and a uniform or horizontally layered soil deposit, a spring-dashpot combination (Fig. 1) can be used. However, complex-valued spring-elements, which account for soil damping, may also be implemented. In this case, no dashpots are needed. A rigid foundation has six impedance functions, three translations and three rotations, which correspond to its six degrees of freedom.

The evaluated impedances can be frequency-dependent or -independent. In order to consider material damping D of soil, the analysis is done by using complex velocities $c_s^* = c_s(1+2iD)$ assuming a hysteretic damping behavior. Following the definition for impedance functions, the displacement function due to a specified excitation P_0 with a circular frequency ω is given by

$$u(x, t) = \frac{P_0}{G} \left[f_1 \left(\frac{\omega^2 \rho}{G}, \nu, x \right) + i f_2 \left(\frac{\omega^2 \rho}{G}, \nu, x \right) \right] e^{i\omega t} \quad (1)$$

If Eqn. (1) is reformulated under the consideration of the force equilibrium at the foundation level the impedance function can be defined as:

$$(i\omega c + k)u - m\omega^2 u = P_0 \rightarrow \underbrace{\left[Gr_0 (F_1 - iF_2) - m\omega^2 \right]}_{\text{Complex impedance function}} u = P_0 \quad (2)$$

where the real part F_1 describes the soil stiffness and the imaginary part F_2 describes the radiation damping spread out from the foundation; G, ν and ρ are shear modulus, Poisson's ratio and density of soil, respectively.

2.3.3 Coupled soil-structure system

In the final step, the result of the previous two steps, the analyzed foundation input motion (kinematic interaction) and the evaluated foundation impedances (inertial interaction), are combined with the structure model to solve the equations of motion for the coupled soil-structure system and to analyze the overall structural response.

3 Evaluation of soil-structure interaction models

3.1 Influence factors

The quality of SSI models is affected by the analysis assumptions regarding soil, foundation and structure, as well as by accounting for possibly involved influence factors. For that reason it is necessary to assign the above mentioned issues and to investigate their effects on the dynamic response of structures. This will allow identifying the conditions, if any, under which neglecting some of the factors or making some

Table 1. Considered analysis key factors
 Tabelle 1. Für Berechnungen zu beachtende maßgebende Einflussgrößen

Considerations			
Interaction	neglected	inertial	inertial + kinematic
Soil damping	radiation damping	radiation + hysteretic damping	
Assumptions			
Soil	homogeneous	nonhomogeneous / layered	
	linear behavior	nonlinear behavior	
Foundation	rigid	flexible	
	shallow	embedded	
Increased complexity			

S 12

assumptions for the purpose of simplification, consistently leads towards conservative or tentative seismic design. As a result, the assessment of SSI models will be possible, since they are based on different considerations. The significant analysis issues are represented in **Tab. 1**.

3.2 Soil aspects

In order to perform structural analysis taking into account the SSI effect, it is essential to describe the soil configuration as a homogeneous or layered media, as well as the material properties for a linear or a nonlinear behavior of the soil. The assumption of a linear or an equivalent linear viscoelastic material is used in the majority of cases. However, a substantial uncertainty is still accompanied with the nature of the material behavior of soil.

3.3 Foundation aspects

3.3.1 Geometry

The decision on foundation-structure system modeling, whether a two-dimensional model is adequate, or establishing a three-dimensional model is necessary, might be strongly affected by the foundation geometry. Nonsymmetrical foundations might cause significant coupling effects between translations and rotations. Thus, three-dimensional modeling will be required.

3.3.2 Stiffness

In the majority of cases, the structural foundation is assumed to be rigid. Attention should be given to the effect of such an approximation in the analysis of SSI problems. Furthermore, the complexity level of the superstructure model can affect significantly the assumed foundation stiffness. Modeling the superstructure as a lumped mass may ignore the effect of the real structural system, such as shear wall systems, on their foundations. In this case, the foundations will not be able to behave flexibly, even if they cannot be considered rigid by themselves.

3.3.3 Embedment

The foundation embedment is considered as a factor of importance in SSI analysis, since it affects directly both kinematic and inertial types of interaction. Numerous formulas are summarized in [25] that account for surface as well as embedded foundations.

3.4 Key indicators of the structural response

Two groups of structural response indicators are used in the evaluation of SSI models. The first group characterizes the global response of the structure including:

- Top (roof) displacement and hysteretic energy of the structure.
- Inter-story drift ratio, which is the ratio of the maximum story displacement over the story height.

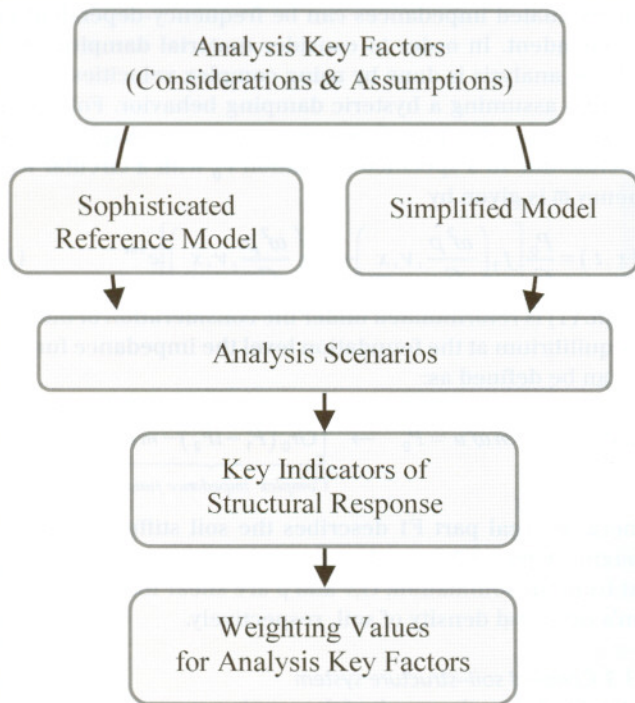


Fig. 2. The proposed procedure to investigate different SSI models
 Bild 2. Vorschlag für ein Ablaufschema zur Untersuchung verschiedener SSI-Modelle

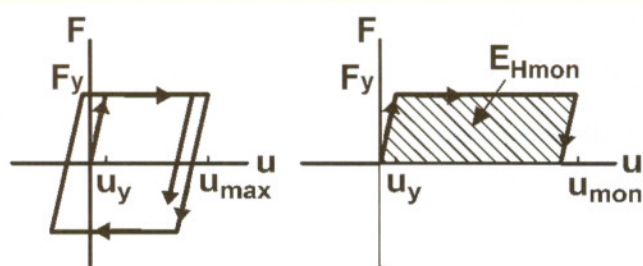


Fig. 3. Force-deformation relationship for the damage index after [2]
 Bild 3. Kraft-Verformungsbeziehung für den Schadensindex nach [2]

These key indicators end up with a quantitative description of the structural response, in terms of structural damage and ultimate deformations. The latter are important when taking into account the serviceability of structures.

The second group includes additional indicators, such as foundation translations and rotations, moment-curvature relationship in the cross-sections of structural elements, and structural eigenfrequency and damping. These indicators provide further information about the structural response, since the analysis of several response parameters allows determining the consistency of the results, by investigating if the beneficial or detrimental effect resulted from different analysis scenarios is the same for all response parameters.

3.5 Analysis scenarios

Appropriate scenarios are to be established, in such a way that they involve the aforementioned analysis key factors. The main objective is to investigate the sensitivity of the analyzed structural response to SSI effect when different analysis key factors are either included or ignored in various combinations. Only one parameter at a time is modified, so that the relative importance of each parameter can be considered. This will serve in determining weighting values for the

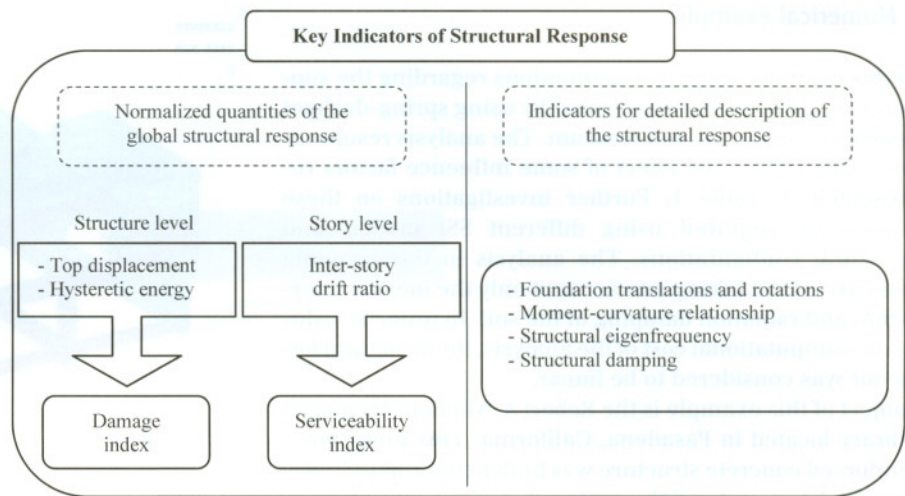


Fig. 4. Evaluation of structural response
Bild 4. Bewertung der Tragwerksantwort

involved analysis key factors in relation to a sophisticated reference model (Fig. 2). This is to be done using different models, which involve different assumptions, factors and analysis methods; but still applicable for the same case study.

3.6 Damage and serviceability

The structural response should be expressed quantitatively in terms of damage grades and ultimate deformations. The main purpose of using damage indices is to express the structural damage by a normalized quantity between zero and one, in order to investigate the sensitivity of the potential structural damage and to make the comparison possible between different models. The damage index will be zero if the structure remains elastic, and will be one if there is a potential of structural collapse. Other structural damage states, such as minor, moderate and major damages, fall in between zero and one.

There are different damage indices available [24], which might be based on plastic deformations or hysteretic energy or a combination of both of them, as it was proposed in [25] using Eqn. (3):

$$DI_{PA} = (u_{max} / u_{mon}) + \beta E_H / (F_y u_{mon}) \quad (3)$$

where u_{max} is the maximum structural deformation, u_{mon} is the maximum deformation capacity of the system under a monotonically increasing lateral deformation, β is a constant depends on structural characteristics, E_H is the hysteretic energy capacity of the system and F_y is the yield force. The force-deformation relationship is illustrated in Fig. 5.

The demand-to-capacity ratio (DCR) proposed in [26] can be calculated for columns:

$$DCR = \sqrt{\left(\frac{\Delta_x}{\Delta_{u,x}}\right)^2 + \left(\frac{\Delta_y}{\Delta_{u,y}}\right)^2} \quad (4)$$

Here, Δ_x and Δ_y are the inter-story drifts in the x and y directions respectively, while the subscript u denotes the ultimate condition of inter-story drift. Fig. 4 illustrates the proposed procedure for evaluating the structural response.

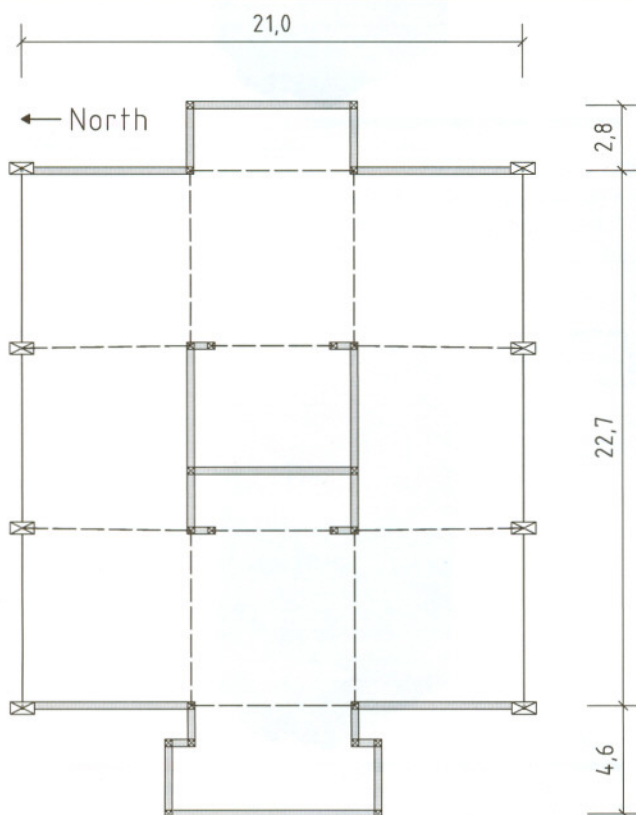


Fig. 5. Typical floor plan of Millikan Library
Bild 5. Regelgeschosses der Millikan Library im Grundriss

4 Numerical example

In this example, different assumptions regarding the support conditions were investigated by using spring-dashpot systems to model the soil medium. The analysis results allow investigating the effect of some influence factors represented in Table 1. Further investigations on these factors are required using different SSI models and structural configurations. The analysis in this example was carried out taking into account only the inertial interaction and radiation damping of the soil. In order to reduce the computational cost of the analysis, the structural behavior was considered to be linear.

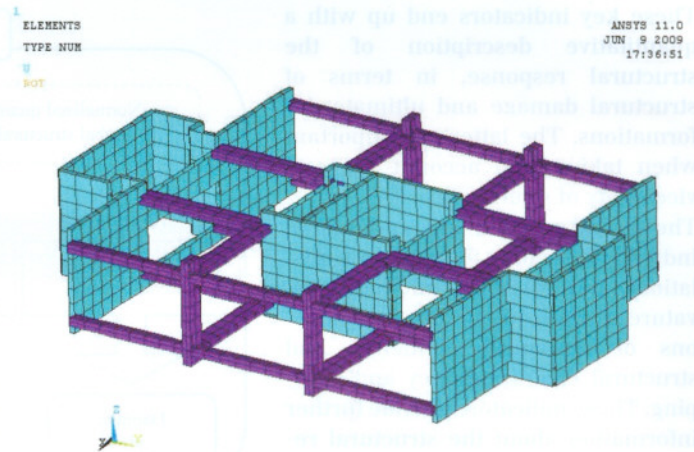
Subject of this example is the Robert A. Millikan Memorial Library located in Pasadena, California. This nine-storey reinforced concrete structure was built in the 1960s. Including the basement and the enclosed roof area, the structure stands 48.2 m above the foundation slab. The floors are regular in shape and the lateral stiffness is constantly distributed of the building height. Following the layout of the floor plan presented in Fig. 5, there is an obvious difference between the lateral stiffness of the building along its main horizontal axes. Two RC shear walls resist the horizontal loads in the North-South direction, whereas the only essential contribution to the lateral resistance in the East-West direction results from the walls of the central core. The foundation slabs rest on a massive alluvial layer of medium to dense sand and gravel.

As the Millikan Library is a part of the California Institute of Technology campus, the structure was instrumented immediately after erection and its dynamic behavior has been continuously monitored since that time. Due to the availability of instrumentation data over such a long time period which includes recordings during several significant earthquakes in the region, numerous studies of the building's dynamic behavior were conducted by different authors [27 through 31]. These references provide detailed information about the structural configuration and experimental results regarding the dynamic behavior of the structure.

The FEM package ANSYS was used to build a numerical model of the Millikan Library. A plot of a discretized regular floor is presented in Fig. 6. Prior to any SSI analysis the FE model had to be calibrated in order to meet the dynamic properties of the actual building. Therefore, the model properties were modified until an adequate agreement between the results of a modal analysis and the fixed-base eigenfrequencies determined in [31] from instrumentation data was achieved. Fig. 7, 8 and 9 show the final first three global eigenforms of the fixed-base system and the associated eigenfrequencies.

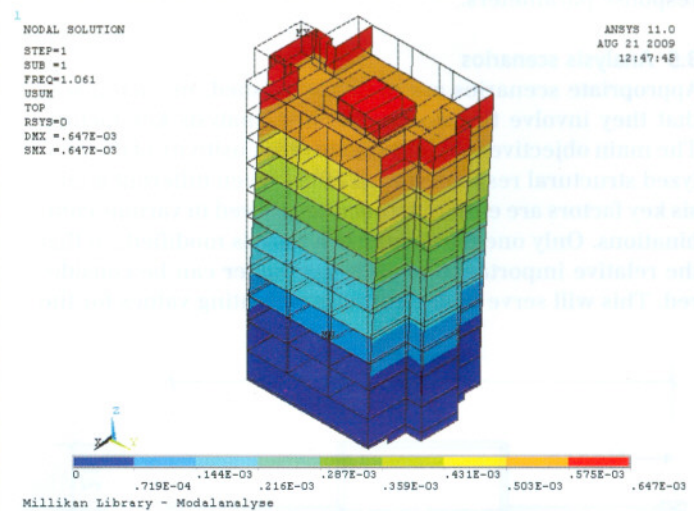
The SSI effect was investigated using transient analysis. Accelerations from real earthquake records were applied on the structure. In order to make the results comparable, the same acceleration time history was used for the excitation of the two main horizontal axes. Four different support cases were considered in this study:

- Model A: Fixed-base support of a rigid foundation (no SSI effect),
- Model B: Flexible-base support of a rigid foundation,
- Model C: Flexible-base support of a flexible foundation,
- Model D: Flexible-base support of a flexible foundation with strain-dependent stiffness of the support springs.



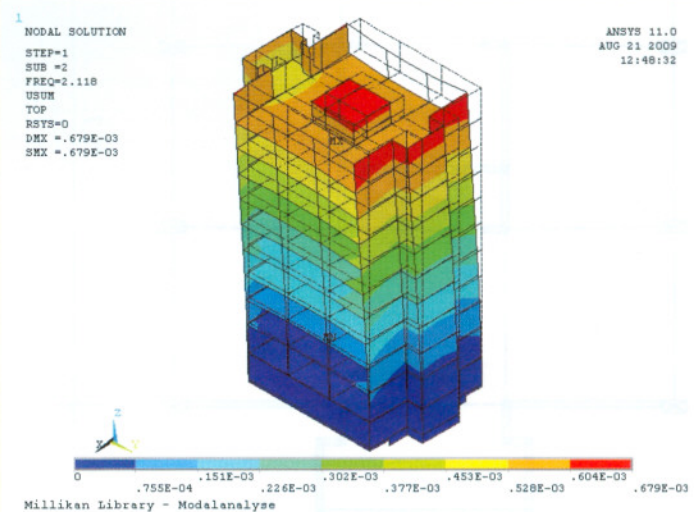
Millikan Library - Modalanalyse

Fig. 6. Discretized regular floor of Millikan Library, slabs are not shown.
Bild 6. Vernetztes Modell eines Regelgeschosses der Millikan Library, ohne Darstellung der Geschossebenen.



Millikan Library - Modalanalyse

Fig. 7. 1st bending eigenform in East-West direction at 1.06 Hz.
Bild 7. 1. Biegeeigenform in Ost-West Richtung bei 1,06 Hz.



Millikan Library - Modalanalyse

Fig. 8. 1st bending eigenform in North-South direction at 2.12 Hz.
Bild 8. 1. Biegeeigenform in Nord-Süd Richtung bei 2,12 Hz.

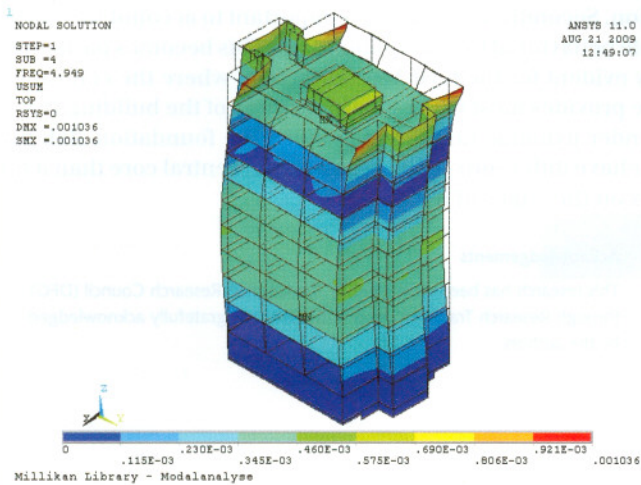


Fig. 9. 2nd bending eigenform in East-West direction at 4.95 Hz.
Bild 9. 2. Biegeeigenform in Ost-West Richtung bei 4,95 Hz.

The coefficients of springs and dampers that are representing the halfspace were determined according to [6], while the additional strain dependency in model D was incorporated using modulus reduction curves presented in [32]. The adopted indicator for determining the structural demand is the roof displacement.

The total roof displacements were established as a sum of individual displacement contributions resulting from base translations, base rotations and elastic structural deformations. However, the relative displacements between the roof and the basement are the decisive ones regarding the structural demand, and not those caused by rigid body motions.

An overview of the results is given in Fig. 10, 11 and 12. In general, it can be observed in Fig. 10 that the modal analysis results of the numerical models C and D show a very good agreement with the fundamental frequencies of the coupled system (R) determined through instrumentation [33]. A graphical interpretation of the analysis results, regarding the aforementioned indicator, is presented in Fig. 11 and 12. For the North-South direction the usage of more refined SSI models, which account for the foundation flexibility, leads to an increase of the maximum total roof displacement. This is also valid for the associated elastic structural deformations. Contradictory tendency is observed in the East-West direction. Total displacements and elastic deformations decrease when more refined models are implemented. A common observation for both horizontal directions is the proportional decrease of the contribution of elastic structural deformations to the total roof displacement.

5 Conclusion

The sensitivity of the structural response is affected by analysis assumptions regarding soil, foundation and structure. Thus, investigating the sensitivity of the structural response to the complexity of SSI models serves highlighting and comparing the robustness and suitability of SSI models for solving practical engineering problems with a desired accuracy. The main objective is eventually to define generic quality measures which will help to decide on appropriate models. Further investigations on the analysis key factors, such as the kinematic interaction and the hysteretic soil damping,

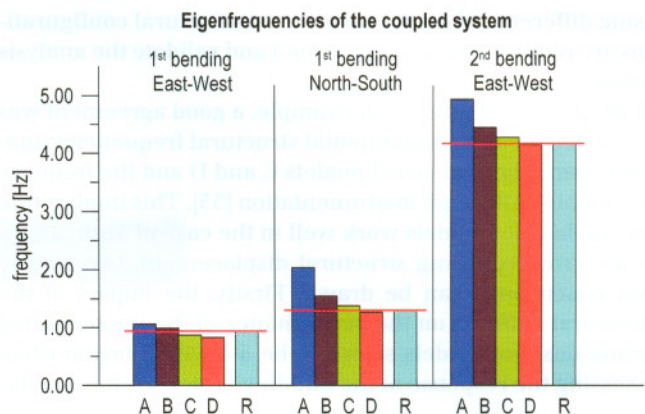


Fig. 10. Structural eigenfrequencies using different SSI models (A, B, C and D) compared to the measured eigenfrequencies of the coupled structure-soil system (R) determined through instrumentation [33]

Bild 10. Eigenfrequenzen des Tragwerks bei unterschiedlichen SSI-Modellen (A, B, C und D) und Vergleich mit den gemessenen Eigenfrequenzen (R) des gekoppelten Systems Boden-Bauwerk [33].

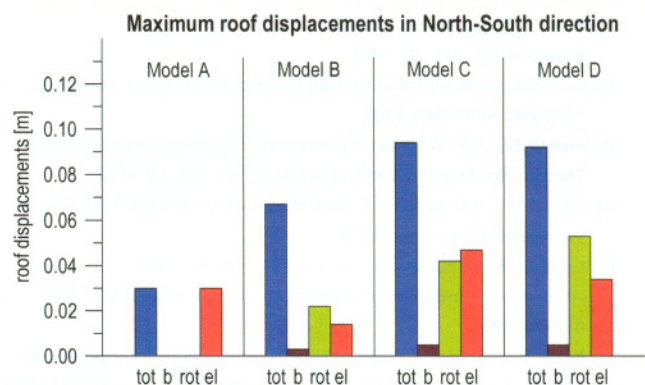


Fig. 11. Contributions of base translations (b), base rotations (rot) and elastic structural deformations (el) to the total roof displacement (tot) in North-South direction for different support cases (models A to D).

Bild 11. Beitrag von Starrkörperverschiebungen (b), Starrkörperrotationen (rot) und elastischen Verformungen des Tragwerks (el) zur Gesamtverschiebung des Dachs in Nord-Süd Richtung (tot) bei unterschiedlich modellierten Lagerungsbedingungen (Modelle A bis D).

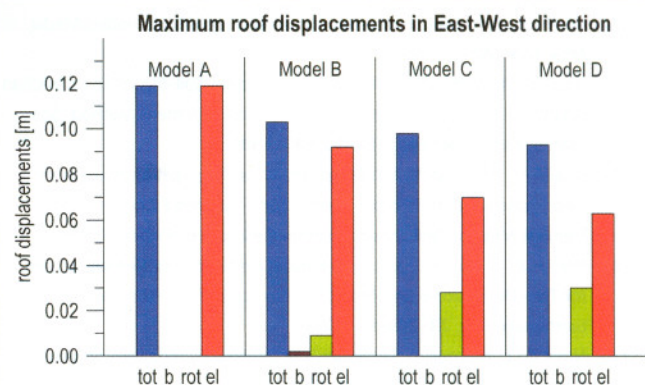


Fig. 12. Contributions of base translations (b), base rotations (rot) and elastic structural deformations (el) to the total roof displacement (tot) in East-West direction for different support cases (models A to D).

Bild 12. Beitrag von Starrkörperverschiebungen (b), Starrkörperrotationen (rot) und elastischen Verformungen des Tragwerks (el) zur Gesamtverschiebung des Dachs in Ost-West Richtung (tot) bei unterschiedlich modellierten Lagerungsbedingungen (Modelle A bis D).

using different SSI models and varied structural configurations are required, in order to extend and validate the analysis results.

In the presented numerical example, a good agreement was found between the fundamental structural frequencies analyzed using the numerical models C and D and the frequencies obtained through instrumentation [33]. This implies that spring-dashpot models work well in the case of Millikan Library. From resulting structural displacement, two important conclusions can be drawn. Firstly, the impact of the structural stiffness on the performance of the implemented spring-dashpot models seems to be a decisive factor when assessing the response of the building under seismic excita-

tion. Secondly, it seems to be important to account for a flexible behavior of the foundation slab. This becomes particularly evident for the East-West direction, where the central core provides most of the lateral stiffness of the building. Thus, under dynamic horizontal loading, the foundation slab will behave differently in the region of the central core than it does on the edges of the slab.

Acknowledgements

This research has been supported by the German Research Council (DFG) through Research Training Group 1462, which is gratefully acknowledged by the authors.

Literature

- [1] Dutta S.C., R. Roy. A Critical Review on Idealization and Modeling for Interaction among Soil–Foundation–Structure System. *Comput Struct*, 80, 1579–94, 2002.
- [2] Gazetas G., Analysis of Machine Foundation Vibrations: State of the Art. *Int J Soil Dyn Earthquake Eng*, 2, 2–42, 1983.
- [3] Hsieh T.K., Foundation Vibrations. *Proceedings of Institute of Civil Engineers*, 22, 211–26, 1962.
- [4] Lysmer J., Vertical Motion of Rigid Footings. Ph.D. thesis, University of Michigan, Ann Arbor, 1965.
- [5] Richart F.E., R.V. Whitman. Comparison of Footing Vibration Tests with Theory. *J Soil Mech: Found Eng Div ASCE*, 53, 143–68, 1967.
- [6] Richart F.E., R.D. Wood, J.R. Hall. *Vibrations of Soils and Foundations*. Prentice-Hall, New York, 1970.
- [7] Crouse C.B., B. Hushmand, J.E. Luco, H.L. Wong. Foundation Impedance Functions: Theory versus Experiment. *J Geotech Eng-ASCE*, 116 (3), 432–49, 1990.
- [8] Wong H.L., J.E. Luco. Tables of Impedance Functions for Square Foundations on Layered Media. *Soil Dynam Earthquake Eng*, 4, 64–81, 1985.
- [9] Wong H.L., M.D. Trifunac, J.E. Luco. A Comparison of Soil–Structure Interaction Calculations With Results of Full-Scale Forced Vibration Test. *Soil Dynam Earthquake Eng*, 7(1), 22–31, 1988.
- [10] Viladkar M.N., P.N. Godbole, J. Noorzai. Space Frame–Raft–Soil Interaction Including Effect of Slab Stiffness. *Comput Struct*, 43, 93–106, 1992.
- [11] Hayashi Y., I. Takahashi. An Efficient Time-Domain Soil–Structure Interaction Analysis Based on The Dynamic Stiffness of an Unbounded Soil. *Earthquake Eng Struct Dynam*, 21, 787–98, 1992.
- [12] Wolf J.P., C.H. Song. *Finite-Element Modelling of Unbounded Media*. New York: Wiley, 1996.
- [13] Yazdchi M., N. Khalili, S. Valliappan. Dynamic Soil–Structure Interaction Analysis via Coupled Finite-Element–Boundary-Element Method. *Soil Dynam Earthquake Eng*, 18, 499–517, 1999.
- [14] Khalili N., M. Yazdchi, S. Valliappan. Wave Propagation Analysis of Two-Phase Saturated Porous Media Using Coupled Finite–Infinite Element Method. *Soil Dynam Earthquake Eng*, 18, 533–53, 1999.
- [15] Yerli H.R., S. Kacin, S. Kocak. A Parallel Finite–Infinite Element Model for Two-Dimensional Soil–Structure Interaction Problems. *Soil Dynam Earthquake Eng*, 23, 249–53, 2003.
- [16] Nova R., L. Montrasio. Settlements of Shallow Foundations on Sand. *Géotechnique*, 41(2), 243–256, 1991.
- [17] Prager W., *The Theory of Plasticity – a Survey of Recent Achievements*. Proc. Instn. of Mech. Engrs., 169, 41–57, London, England, 1955.
- [18] Nova R., C. di Prisco. *The Macro-Element Concept and Its Application in Geotechnical Engineering*. Fondations Superficielles, Magnan et Droniuc (ed.), Presses de l'ENPC/LCPC, 389–396, Paris, 2003.
- [19] Bonev Z., T. Schanz, A. Taushanov, F. Wuttke, R. Iankov. Initial Stiffness of Soil-Structure System Calculated through Dynamic Pushover Analysis. In Jubilee scientific conference on the occasion of the 65th Anniversary of the University for Civil Engineering, Sofia, 2007.
- [20] Schanz T., Z. Bonev, F. Wuttke, R. Iankov, V. Georgiev. Design Seismic Performance of R/C Frame Structures Taking into Account Foundation Flexibility. NATO Advanced Research Workshop, Borovets, Bulgaria, 2008.
- [21] Johnson J. Soil-Structure Interaction. *Earthquake Engineering Handbook*, W. Chen and C. Scawthorn, eds., CRC, 2003.
- [22] Clough R.-W., J. Penzien. *Dynamics of Structures*, Computers & Structures Inc., Berkeley, 2003.
- [23] Sieffert J.-G., F. Cevaer. *Handbook of Impedance Functions, surface foundations*, Quest editions, Press Academiques, 1991.
- [24] Bozorgnia Y., V.V. Bertero. Improved Shaking and Damage Parameters for Post-Earthquake Applications. *Proceedings of the SMIP01 Seminar on Utilization of Strong-Motion Data*, pp. 1–22, Los Angeles, California, 2001.
- [25] Park, Y.J., A.H.-S. Ang. Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 111, No.4, pp.722–739, 1985.
- [26] Jeong S.-H., A.S. Elnashai. Analytical Assessment of an Irregular RC Frame for Fullscale 3D Pseudo-Dynamic Testing. Part I: Analytical Model Verification, *Journal of Earthquake Engineering*, 9(1), 95–128, 2005.
- [27] Luco J.E., H.L. Wong, M.D. Trifunac. *Soil-Structure Interaction Effects on Forced Vibration Tests*. University of Southern California, 1986.
- [28] Moslem K., M.D. Trifunac. *Effects of Soil Structure Interaction on the Response of Buildings during the Strong Earthquake Ground Motion*. University of Southern California, 1986.
- [29] Favela J., *Energy Radiation from a Multi-story Building*. California Institute of Technology, 2004.
- [30] Clinton J. F., S. C. Bradford, T. H. Heaton, J. Favela. The observed wander of the natural frequencies in a structure. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 96 (1), pp. 237–257, 2006.
- [31] Todorovska M.I., *Soil-Structure System Identification of Millikan Library North-South Response during Four Earthquakes (1970–2002): What Caused the Observed Wandering of the System Frequencies*. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 99 (2A), pp. 626–635, 2009.
- [32] Vucetic M., R. Dobry. Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 117, pp. 89–107, 1991.
- [33] Bradford S. C., J. F. Clinton, J. Favela, T.-H. Heaton. Results of Millikan Library Forced Vibration Testing. California Institute of Technology, 2004.
- [34] Nasser M., M. Schwedler, F. Wuttke, C. Könke, T. Schanz. *Dynamic Soil-Structure Interaction Models: Theory and Application*. International Conference UACEG, Sofia, 2009.