

Quasi-statisch zyklische Versuche an vorgefertigten, bewehrten Mauerwerkswänden

Michael Rupf, Bernard Braun, Katrin Beyer und Alessandro Dazio
Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich

1 MOTIVATION UND ZIELSETZUNG

Im Schweizerischen Hochbau, insbesondere im Wohnungsbau, werden Tragwände aus Mauerwerk immer öfter durch Betonwände ersetzt, obwohl Mauerwerkswände für den Wohnungsbau günstigere bauphysikalische Eigenschaften aufweisen. Der Hauptgrund dafür sind die in der letzten SIA-Normen Generation erhöhten Erdbebeneinwirkungen für die Schweiz, die es in vielen Fällen auch für Zonen geringer Seismizität nicht erlauben, mit den heutigen Bemessungsansätzen und Modellbildungen den Erdbebennachweis für 3-6 geschossige Wohnbauten mit ausschliesslich unbewehrten Mauerwerkswänden zu erbringen. Das Ziel dieser Arbeit ist es daher, ein bewehrtes Mauerwerkssystem zu entwickeln, das als Alternative zu Stahlbetontragwänden dienen kann.

Bewehrte Mauerwerkssysteme kommen bis jetzt in der Schweiz kaum zur Anwendung. Im Gegensatz zu den auf dem internationalen Markt verfügbaren bewehrten Mauerwerkssystemen wurde entschieden, ein vorgefertigtes System zu entwickeln, um die Qualitätssicherung und einen zügigen Baufortschritt einfach sicherstellen zu können. Die Wände sollen im Vorfabrikationswerk vorgefertigt, auf die Baustelle transportiert und dann lediglich mit dem Kran versetzt und an das Fundament bzw. die Decke angeschlossen werden. Damit lassen sich zum einen die Bauzeiten verkürzen und zum anderen sind gewisse Baustelleneinrichtungen, wie z.B. Schalungstafeln für Stahlbetonwände, nicht mehr nötig. Das System unterscheidet sich von anderen bewehrten Mauerwerkssystemen insofern, als dass nicht vorgesehen ist, alle Wände als bewehrte Mauerwerkswände auszuführen, sondern nur so viele wie nötig, während die verbleibenden Wände als unbewehrte Mauerwerkswände ausgebildet werden. Das entstehende Gebäude ist daher ein System mit einer gemischten Tragstruktur, die sowohl bewehrte wie auch unbewehrte Mauerwerkswände aufweist.

Ziel zweier am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich durchgeführten Masterarbeiten war es, erste Abklärungen hinsichtlich möglicher Systeme und Bemessungsansätze für die einzelne Tragwand sowie das entstehende gemischte Tragsystem aus bewehrten und unbewehrten Mauerwerkswänden vorzunehmen. Gegenstand dieses Artikels sind jedoch lediglich die quasi-statisch zyklischen Versuche an zwei duktilen, vorgefertigten und bewehrten Mauerwerkswänden, die im Zuge dieser Arbeit in Zusammenarbeit mit Keller Ziegeleien AG entwickelt wurden.

2 BEWEHRTE MAUERWERKSWAND - SYSTEME

Die bewehrten Mauerwerkswände wurden aus Schalungsziegeln des UNIPRETON Mauerwerkssystems gebaut. In Abb. 1a ist ein solcher Ziegel abgebildet und in Abb. 1b wird gezeigt, wie die Wände aufgebaut werden. Die Steine werden im Werk trocken, also ohne Verwendung von Fugenmörtel, zur Wand aufgeschichtet. Jeder Stein besteht aus zwei Zellen, die über die Wandhöhe einen durchgehenden Hohlraum bilden, in welchen ein Bewehrungskorb eingebracht werden kann. In jeder Lagerfuge wird eine horizontale Bewehrung eingeschoben und die Wand anschliessend mit einem selbstverdichtenden Beton gefüllt. Für den Anschluss der Mauerwerkswände an die angren-

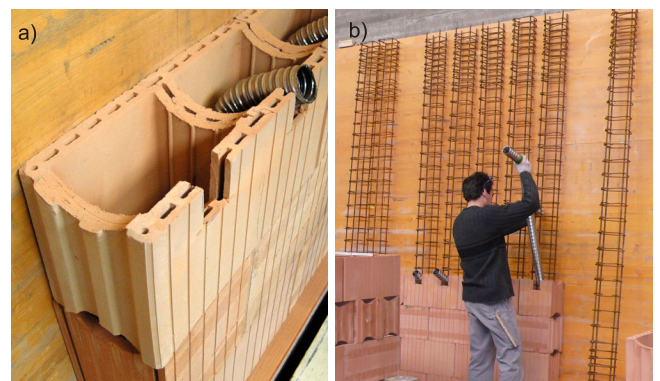


Abb. 1: UNIPRETON-Schalungsziegel (a) und Herstellung der Versuchskörper (b)

zenden Betonbauteile werden vor dem Ausbetonieren am Wandfuss und am Wandkopf Hüllwellrohre versetzt. Die Rohre mit der Anschlussbewehrung werden nach dem Versetzen auf der Baustelle vergossen.

Bei der Ausgestaltung der Bewehrung sind zwei unterschiedliche Systeme denkbar: Wird die vertikale Wandbewehrung als gegeben betrachtet bieten sich die Möglichkeiten, die Anschlussbewehrung stärker oder schwächer als die Wandbewehrung auszubilden.

2.1 BMW1: Schwache Verbindung

Beim ersten Versuchskörper BMW1 bestand die Anschlussbewehrung aus einem $\varnothing 18$ Stab pro Zelle und wies somit eine kleinere Querschnittsfläche auf als die Wandbewehrung mit 4 $\varnothing 10$ Stäben pro Zelle (Abb. 2). In Abb. 2 ist ebenfalls der qualitative Verlauf der Biegemomente für die Einwirkung und den Widerstand über die Wandhöhe dargestellt. Die Anschlussbewehrung ragte 750 mm aus dem Fundament heraus und wurde in die Hüllwellrohre der vorfabrizierten Wand eingebunden. Die Wand wurde auf ein Mörtelbett versetzt. Über jeden Armierungsstab der Anschlussbewehrung wurde eine Metallhülse geschoben, um den Verbund mit dem später eingebrachten Vergussmörtel auf einer Höhe von 200 mm zu unterbinden. Durch diese Massnahme wurde das plastische Gelenk künstlich verlängert und die Verschiebekapazität der Wand erhöht. Abb. 3 zeigt das Anschlussdetail während der Montage des Versuchskörpers.



Abb. 3: Anschlussdetail bei der Montage von BMW1

2.2 BMW2: Starke Verbindung

Der einzige Unterschied zwischen BMW1 und BMW2 bestand in der Ausbildung der Anschlussbewehrung. Beim zweiten Versuchskörper BMW2 bestand die Anschlussbewehrung aus einem $\varnothing 26$ Stab pro Zelle und wies somit eine grössere Querschnittsfläche auf, als die Wandbewehrung, welche mit 4 $\varnothing 10$ Stäben pro Zelle analog zu BMW1 ausgebildet war. Die Anschlussisen ragten 500 mm aus dem Fundament heraus. Auch die zweite Wand wurde auf ein Mörtelbett versetzt. Die Metallhülsen zur Verhinderung des Verbunds wurden nicht angebracht, da Fliesen der Längsbewehrung nicht beim Anschluss sondern in der Wand erwartet wurde. Die Bewehrungsführung und der qualitative Verlauf der Biegemomente über die Wandhöhe sind in Abb. 4 dargestellt.

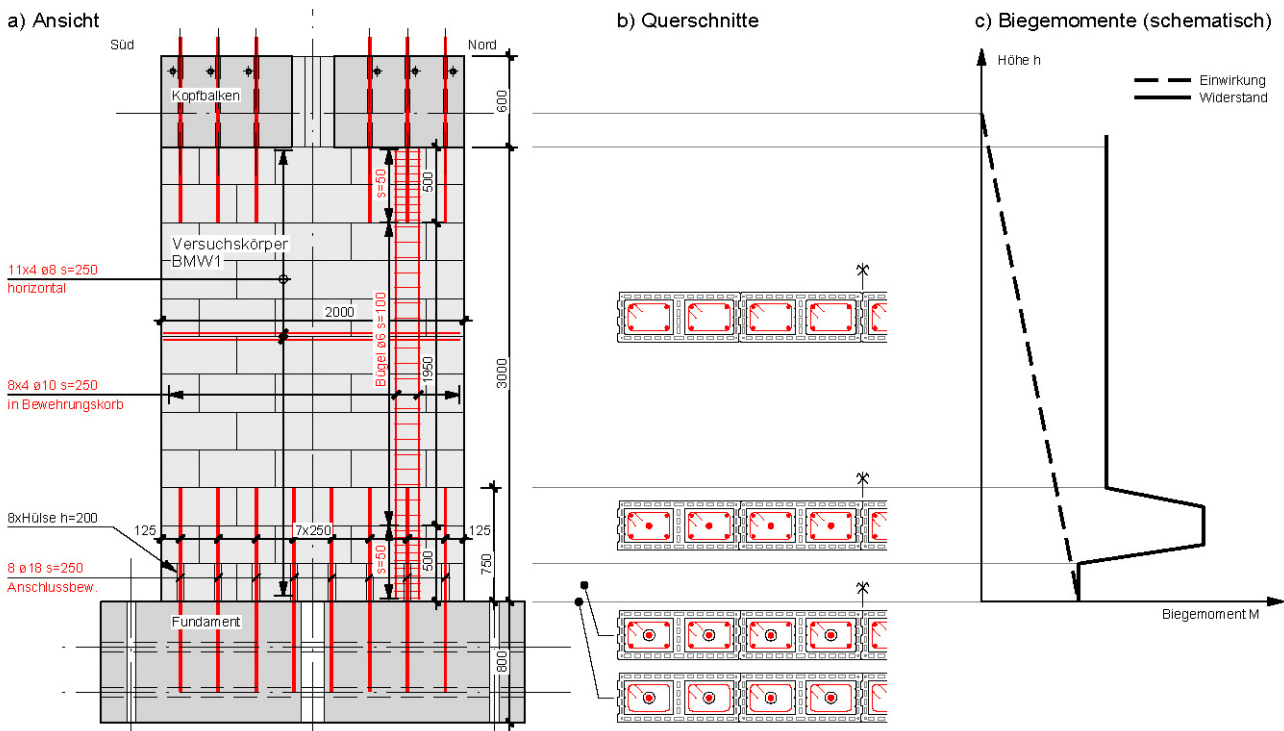


Abb. 2: BMW1: Ansicht (a), Querschnitte (b) und schematischer Verlauf des Biegemoments und -widerstands (c).

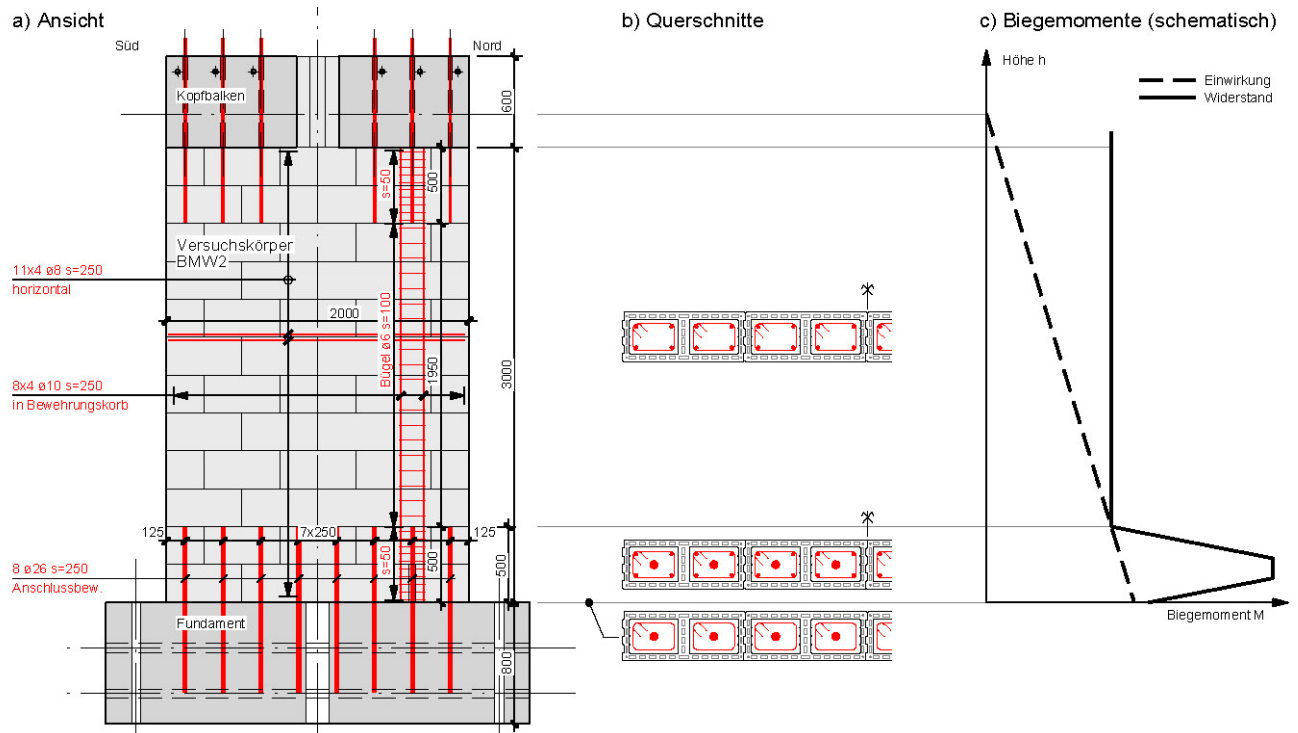


Abb. 4: BMW2: Ansicht (a), Querschnitte (b) und schematischer Verlauf des Biegemoments und -widerstands (c).

2.3 Materialeigenschaften

Parallel zu den zyklischen Wandversuchen wurden Materialtests an allen verwendeten Betonen, Mörteln und Bewehrungsstäben gemäss der Norm SIA 162/1 (1989) durchgeführt und ausgewertet.

Die wichtigsten Resultate für die Bewehrungsstähle sind in Tabelle 1 zusammengestellt. Für den Bewehrungsstahl wurde der Elastizitätsmodul E_s , die Fließgrenze f_y , die Zugfestigkeit f_t und die Bruchdehnung A_{gt} bei f_t ermittelt. Für die Fließgrenze f_y und die Zugfestigkeit f_t wird sowohl der dynamische als auch der statische Wert angegeben. Der dynamische Wert der Spannung entspricht dem Wert, welcher während der Belastung des Armierungsstabes gemessen wurde. Zur Bestimmung der statischen Werte wurde bei 0.5% und 2.0% Stahldehnung der Kolbenweg für zwei Minuten konstant gehalten und der Spannungsabfall gemessen.

Die bewehrten Mauerwerkswände wurden mit einem selbstverdichtenden Beton (SCC) verfüllt, bei welchem infolge der engmaschigen Bewehrung ein Maximalkorn von 8 mm verwendet wurde. Die Hüllrohre für die Anschlussbewehrung am Wandfuss und am Wandkopf wurden mit dem hochfesten Mörtel SikaGrout-314 ausgegossen. Das Mörtelbett zwischen Fundament und Versuchskörper wurde mit dem normalen Mauer Mörtel KELIT 110 erstellt. Vom Wandbeton wurden je drei Würfel und fünf Zylinder entnommen. Zwei Zylinder wurden halbiert und für vier Zugfestigkeitsmessungen verwendet. Vom Mörtel wurden

pro Charge drei Prismen entnommen. In Tabelle 2 sind die ermittelten Materialparameter der Betone und Mörtel aufgelistet. Von sämtlichen Proben wurde die Rohdichte ρ , die Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,cube}$ und die Zugfestigkeit f_{ctm} bestimmt; letztere wurde mittels „Double-Punch“ Versuchen bestimmt (Chen, 1970). Zusätzlich wurden vom Füllbeton der Wände die Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} , der Elastizitätsmodul E_{cm} und die Dehnung ϵ_{c2m} bei f_{cm} ermittelt.

\varnothing_{nom} [mm]	Ø8 8 Stk.	Ø10 6 Stk.	Ø18 6 Stk.	Ø26 5 Stk.
E_s [GPa]	215 ± 14.2	205 ± 1.2	203 ± 3.6	208 ± 12.4
$f_{y,dyn}$ [MPa]	510 ± 30.1	492 ± 5.1	536 ± 7.4	559 ± 6.5
$f_{t,dyn}$ [MPa]	599 ± 35.5	565 ± 6.3	636 ± 5.5	656 ± 5.8
$f_{y,stat}$ [MPa]	471 ± 32.6	457 ± 8.4	504 ± 12.2	528 ± 6.0
$f_{t,stat}$ [MPa]	548 ± 34.9	520 ± 10.7	584 ± 10.7	599 ± 5.9
A_{gt} [%]	7.99 ± 1.05	6.97 ± 0.76	9.27 ± 0.45	9.53 ± 0.10

Tabelle 1: Kennwerte der verwendeten Bewehrungsstähle (Mittelwerte und Standardabweichungen)

Bauteil	Wand BMW1	Wand BMW2	Hüll-rohre BMW1	Hüll-rohre BMW2	Mörtelbett BMW2
Typ	SCC 0-8 mm		SikaGrout-314		KELIT 110
Alter [d]	26	68	19	12	12
ρ [kg/m ³]	2'370 ± 7.0	2'400 ± 4.6	2'200 ± 13.6	2'230 ± 7.8	1'690 ± 35.5
$f_{cm,cube}$ [MPa]	61.3 ± 1.4	79.0 ± 1.6	67.2 ± 1.6	77.5 ± 1.1	15.7 ± 1.2
f_{cm} [MPa]	52.0 ± 0.1	69.9 ± 0.8	-	-	-
f_{ctm} [MPa]	3.80 ± 0.25	5.81 ± 0.14	9.8 ± 1.18	6.1 ± 0.4	3.9 ± 0.5
E_{cm} [GPa]	33.3 ± 0.09	37.8 ± 0.34	-	-	-
ϵ_{c2m} [‰]	2.0 ± 0.1	2.3 ± 0.1	-	-	-

Tabelle 2: Kennwerte der verwendeten Betone und Mörtel (Mittelwerte und Standardabweichungen)

2.4 Vorhersage der Kraft-Verformungs-Beziehungen

Die Vorhersage erfolgte in zwei Schritten: In einem ersten Schritt wurde der voraussichtliche Versagensmechanismus bestimmt und in einem zweiten die Kraft-Verformungs-Beziehung für diesen Mechanismus berechnet.

Ein Schubbruch sollte bei beiden Versuchskörpern mittels eines genügenden horizontalen Bewehrungsgehalts vermieden werden. Der Querkraftwiderstand wurde mit den Ansätzen der Betonnorm SIA 262 (2003) bestimmt. Der Nachweis der Gleitsicherheit wurde ebenfalls basierend auf SIA 262 (2003) erbracht. Beim ersten Versuchskörper BMW1 wurde ein

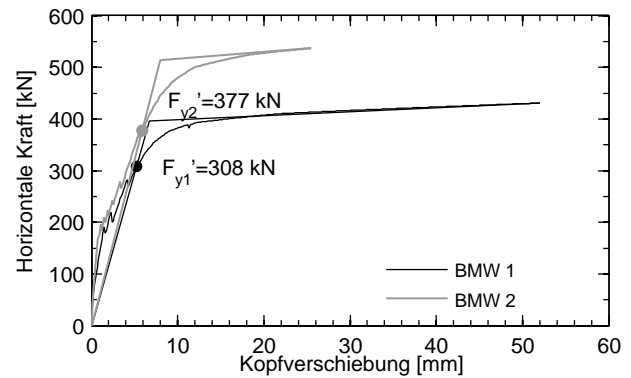


Abb. 6: Vorhersage der Kraft-Verformungs-Beziehungen

Biegeversagen am Wandfuss erwartet, da die Anschlussbewehrung schwächer als die Wandbewehrung war (siehe auch Abb. 2c). Beim zweiten Versuchskörper BMW2 wurde ein Biegeversagen in der Wand selbst, oberhalb der stärker ausgebildeten Anschlussbewehrung vorhergesagt (Abb. 4c).

Die Kraft-Verformungs-Beziehung wurde mit dem Finite-Element-Programm SeismoStruct (Seismosoft, 2009) berechnet. Die Wände wurden als Stab modelliert, dessen Querschnitt über die Höhe entsprechend des Verlaufs der Längsbewehrung variierte (Abb. 5). Als Wandquerschnitt wurde im Programm ein Betonquerschnitt definiert, welcher in den Abmessungen den effektiven Betonquerschnitten entspricht. Das umgebende Mauerwerk wurde vernachlässigt und das innenliegende Mauerwerk wie Beton behandelt. Der Kopfbalken wurde als elastisches Element modelliert. Die Berechnungen beruhen auf der Annahme von eben bleibenden Querschnitten. Für die Materialparameter wurden die Mittelwerte aus den Materialversuchen verwendet (Abschnitt 2.3).

Die Kraft-Verformungs-Beziehungen des Kragarmsystems sowie die bilinearen Approximationen der beiden Vorhersagen sind in Abb. 6 dargestellt. Der Wert $F_{y'}$ entspricht der horizontalen Kraft, für welche der erste Längsbewehrungsstab die Fließdehnung erreicht.

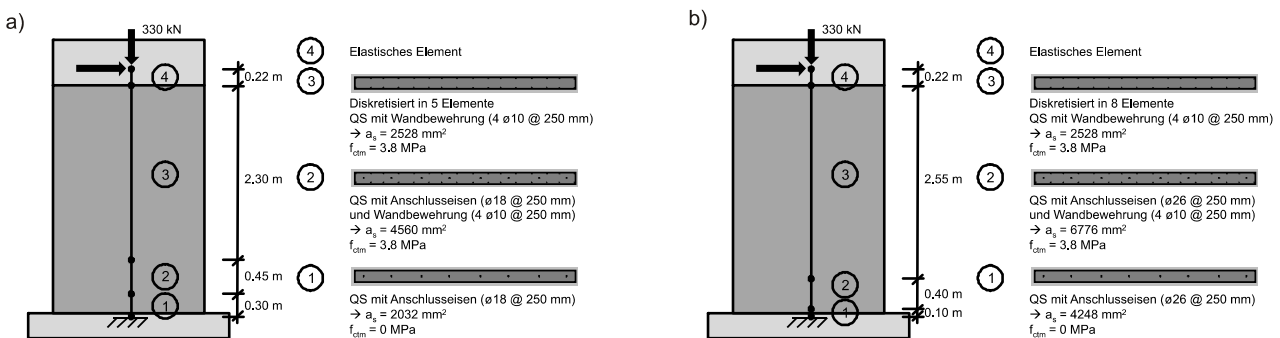


Abb. 5: Modelle für die Berechnung der Kraft-Verformungs-Beziehungen von BMW1 (a) und BMW2 (b).

3 VERSUCHSAUFBAU UND –DURCHFÜHRUNG

3.1 Referenzgebäude

Die beiden Versuchskörper sollen, in ihren Abmessungen und der aufgetragenen Belastung, einer im schweizerischen Wohnungsbau üblichen Tragwand entsprechen. Aus diesem Grund wurden die Abmessungen, die angreifende Normalkraft und das statische System der Versuchskörper anhand eines Referenzgebäudes entworfen. Das Referenzgebäude hat drei Obergeschosse. Die Wände sind hauptsächlich tragende und nichttragende unbewehrte Mauerwerkswände. Einige Betonwände dienen der Abtragung der Horizontalkräfte. Die Geschosdecken und die Wände im Untergeschoss sind in Stahlbeton ausgebildet. Das Untergeschoss wird als starrer Kasten betrachtet. Die bewehrten Mauerwerkswände sollen in Zukunft die Stahlbetonwände in den Obergeschossen ersetzen. Daher wird eine Stahlbetonwand mit einer Breite von 0.20 m, einer Länge von 4.00 m und einer Höhe von 8.45 m als Referenzwand für die beiden Versuchskörper verwendet. Die geschätzte effektive Kragarmhöhe bei einer Erdbebeneinwirkung beträgt 6.76 m was einer Schlankheit von 1.7 entspricht. Allfällige Kopplungseffekte der Decken wurden vernachlässigt.

Die Grösse der Versuchskörper wurde durch die Randbedingungen der Versuchseinrichtungen und die eingebauten Steine in Originalgrösse begrenzt. Die Wandlänge wurde zu 2.00 m, die Höhe zu 3.00 m und die Breite zu 0.20 m festgesetzt. Die Horizontalkraft griff am Kopfbalken auf einer Höhe von 3.22 m an, womit sich eine Schlankheit von 1.6 ergibt, welche in etwa der Schlankheit der Wand im Referenzgebäude entspricht.

Die Druckspannung auf der Höhe des Fusses der Referenzwand beträgt auf Gebrauchsniveau 0.825 N/mm^2 . Im Versuch wurde diese Druckspannung mittels des Eigengewichts und einer externen Vorspannkraft erreicht.

3.2 Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau ist in Abb. 7 dargestellt und besteht grundsätzlich aus der Reaktionswand, dem Prüfzylinder und dem Versuchskörper, welcher mittels des Fundaments biegesteif auf dem Aufspannboden befestigt ist.

Auf dem Versuchskörper wurde ein Kopfbalken zur Einleitung der Kräfte montiert. An dessen Stirnseiten wurden zwei Stahlplatten angebracht und mit zehn BBRV-Gewindestangen und einer Gesamtkraft von

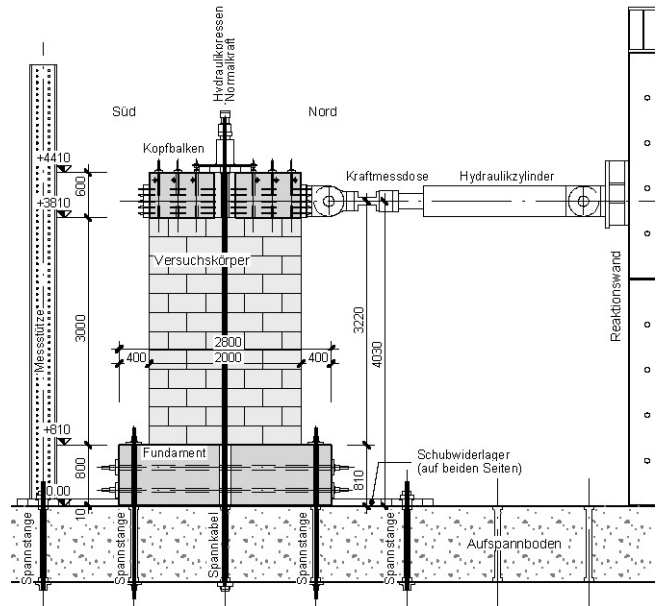


Abb. 7: Versuchsanlage (Bem.: Der leichteren Übersicht halber ist das System für die seitliche Führung nicht eingezeichnet.)

900 kN zusammengespannt. Der Hydraulikzylinder wurde an der Stahlplatte an der Nordseite befestigt. Die projektierte Normalkraft wurde mittels Hohlkolbenpressen über zwei BBRV-Spannkabeln aufgebracht, welche seitlich der Wand verliefen. Das Fundament wurde auf den Aufspannboden gespannt und mittels zweier Schubwiderlager ein Längsgleiten des Fundamentes verhindert. Um eine Auslenkung der Versuchswände aus der Ebene zu verhindern, wurden zwei reibungsfreie seitliche Führungen auf Höhe des Kopfbalkens angebracht.

3.3 Messeinrichtung

Um die Wandverformungen zu erfassen wurden einerseits 13 Weggeber angebracht, welche in Abb. 8 mit u bzw. v bezeichnet sind. Andererseits wurde ein optisches Messsystem (NDI Optotrak Certus) eingesetzt. Hierzu wurden pro Steinreihe zehn LEDs befestigt, zwei pro Ziegelstein und jeweils eines an jedem Wandende. Weitere zehn LEDs waren auf dem Fundament befestigt, damit das Kippen und das Gleiten der Wand auf dem Fundament gemessen werden konnten. Das Messnetz bestand aus insgesamt 120 LED-Punkten, deren x-, y- und z- Koordinaten gemessen wurden.

Mit drei Kraftmessdosen wurden die Horizontalkraft des Hydraulikzylinders und die Normalkräfte der beiden Spannkabel gemessen. Diese Messgrößen sind in Abb. 8 mit F bezeichnet.

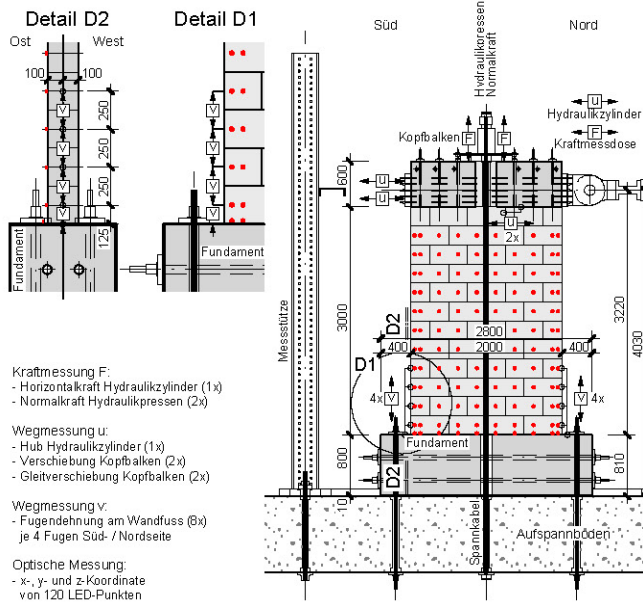


Abb. 8: Messeinrichtung

Es wurde kontinuierlich während den Belastungsphasen gemessen. Zusätzlich wurde bei jeder Laststufe über eine Zeitdauer von zwei Minuten gemessen. Die Messfrequenz für die fest verdrahteten Messstellen betrug 2 Hz, für das optische Messsystem 10 Hz.

3.4 Belastungsgeschichte

Die Versuchsdauer bei BMW1 betrug zwei Tage und bei BMW2 einen Tag. Als Belastungsgeschichte wurde der in Abb. 9 gezeigte Standardablauf für Stahlbetonwände gewählt. Die Nullmessung wurde bei Laststufe LS00 durchgeführt bevor die Wandnormalkraft aufgebracht wurde (LS01). Im nächsten Schritt wurde der Hydraulikzylinder mit der Wand verbunden. Die weiteren Laststufen sind in Kraft- und Duktilitätsstufen gegliedert. In den ersten drei Zyklen wurde die Wand

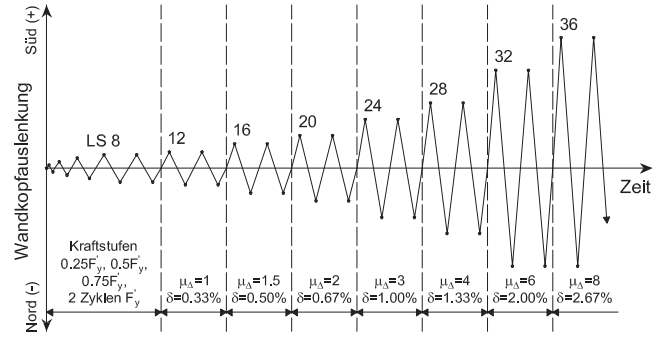


Abb. 9: Belastungsgeschichte

so weit ausgelenkt bis eine Kraft von $\pm 1/4 F_{y'}$, $\pm 2/4 F_{y'}$ bzw. $\pm 3/4 F_{y'}$ erreicht wurde. Ab der Kraftstufe $4/4 F_{y'}$ wurden jeweils zwei Zyklen pro Stufe gefahren. Die Werte für $F_{y'}$ stammen aus den Vorhersagen (Abb. 6). Bei der Kraftstufe $4/4 F_{y'}$ wurde die Verschiebung $\Delta_{y'}$ ermittelt, bei welcher geschätzt wird, dass der erste Armierungsstab zu fließen beginnt, und daraus die nominelle Fließverschiebung Δ_y abgeleitet, die einer Verschiebeduktilität von $\mu_{\Delta} = 1.0$ entspricht. Während des Versuchs an BMW2 wurden die ersten Zyklen aus Versehen unter Annahme einer zu grossen Fließkraft gefahren ($F_{y'} = 485 \text{ kN}$ anstatt 377 kN). Aus diesem Grund wurde im Zyklus $4/4 F_{y'}$ die Fließgrenze bereits überschritten. Die Zyklen mit $\mu_{\Delta} = 1.0$ und 1.5 wurden daher ausgelassen und es wurde sogleich mit $\mu_{\Delta} = 2.0$ weiterbelastet. Die Fließverschiebungen der beiden Versuchskörper lagen in einer ähnlichen Grössenordnung. Deshalb wurde bei beiden Versuchen eine Kopfauslenkung von 10.7 mm als $\mu_{\Delta} = 1.0$ definiert, was einer mittleren Schiefstellung von $\delta = 0.33\%$ entspricht. Der Steuerung der servo-hydraulischen Prüfzylinder erfolgte während des ganzen Versuchs über den Zylinderweg. Die Belastungsgeschwindigkeit wurde bei beiden Versuchen fortlaufend von 1.2 mm/min auf 12 mm/min gesteigert.

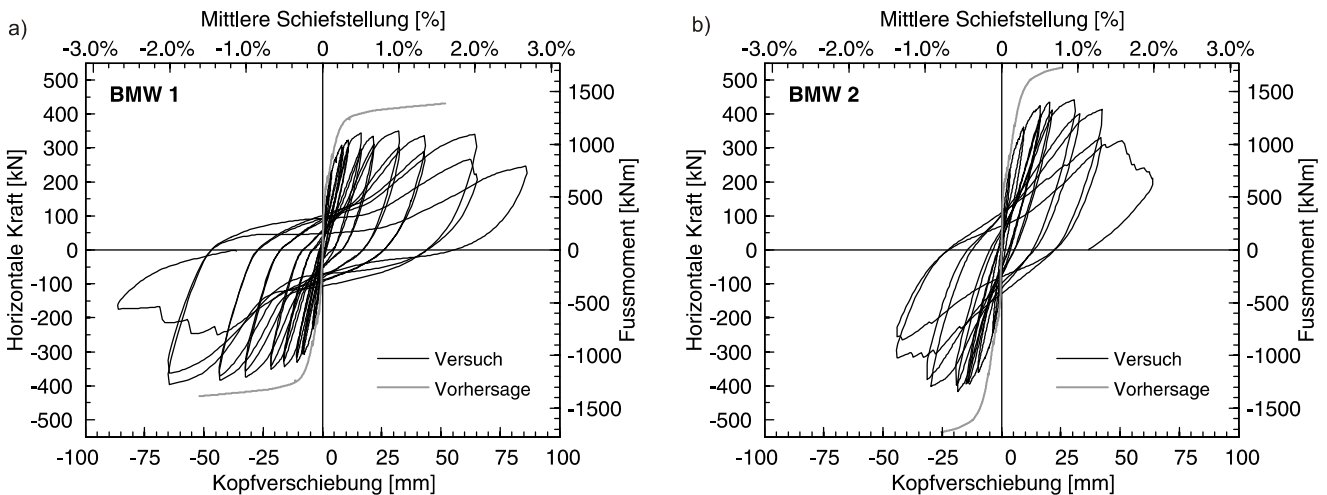


Abb. 10: Hysteresen für BMW1 (a) und BMW2 (b). Die Schiefstellung ist definiert als die Kopfverschiebung dividiert durch die effektive Höhe ($h=3.22\text{m}$).

4 ERGEBNISSE DER VERSUCHE

4.1 Versagensmechanismus

Bei beiden Wänden konnte der Versagensmechanismus treffend vorhergesagt werden. Bei BMW1 trat ein Biegebruch in der Anschlussbewehrung auf. Bei BMW2 lokalisierte sich der Biegebruch über der starken Anschlussbewehrung, auf der Südseite in der Fuge 3 und auf der Nordseite in der Fuge 4 oberhalb des Fundaments (Abb. 11d). Die abgeschlossenen Rissbilder sind in Abb. 11a und Abb. 11b ersichtlich. Bei beiden Wänden trat Versagen bei mittleren Schiefstellungen auf, die eher typisch für Stahlbetonwände ähnlicher Schlankheiten als für unbewehrte Mauerwerkswände sind (BMW1: $\delta = 2.66\%$, BMW2: $\delta = 2.00\%$).

4.2 Kraft-Verformungs-Beziehungen

Die Hysteresekurven aus den beiden Versuchen sind in Abb. 10 zusammen mit den vorhergesagten Kraft-Verformungs-Beziehungen dargestellt. Für die Kopfverschiebung wird der Mittelwert der beiden am Kopfbalken angebrachten induktiven Weggeber verwendet. Die Kraft wird mit der Kraftmessdose im Hydraulikzylinder gemessen.

Bei beiden Versuchen wurde der Wandwiderstand in der Vorhersage überschätzt. Als Grund konnte bei BMW1 das weiche Mörtelbett (Abb. 11c) ausgemacht werden, welches zu einer grösseren Druckzone am

Wandfuss und somit zu einem kleineren Hebelarm der inneren Kräfte führte. Bei BMW2 wurde beobachtet, dass sich eine markante Druckdiagonale ausbildete, welche direkt zum Fusspunkt der Wand führte. Somit wurde im kritischen Schnitt bei der dritten Fuge ebenfalls der Hebelarm der inneren Kräfte reduziert.

4.3 Verformungsanteile

Die einzelnen Anteile der Kopfverschiebung sind in Abb. 12 aufsummiert dargestellt.

Bei BMW1 ist ersichtlich, dass der grösste Anteil der Verschiebung durch das Kippen, d.h. durch die Öffnung der Fuge zwischen Fundament und Wand, hervorgerufen wird. Die Schub- und Biegeverformungen der Wand sind vergleichsweise klein. Das Gleiten der Wand auf dem Fundament hat einen entscheidenden Einfluss auf das Wandverhalten, tritt aber erst auf, als die unterste Fuge infolge der konzentrierten plastischen Verformungen in diesem Bereich während eines Teils der Hysterese durchgehend geöffnet ist. Durch diese Fugenöffnung kann auch das Plateau in der Hysterese in Abb. 10a erklärt werden. Die grössten Verschiebungen werden bei BMW2 durch die Biegeverformungen hervorgerufen. Auch die Schub- und Kippverformungen leisteten einen wesentlichen Beitrag zur gesamten Wandkopfauslenkung. Die Schubverformung manifestierten sich in einer Schiefstellung der einzelnen Mauersteine, welche in der Abb. 11e ersichtlich ist.

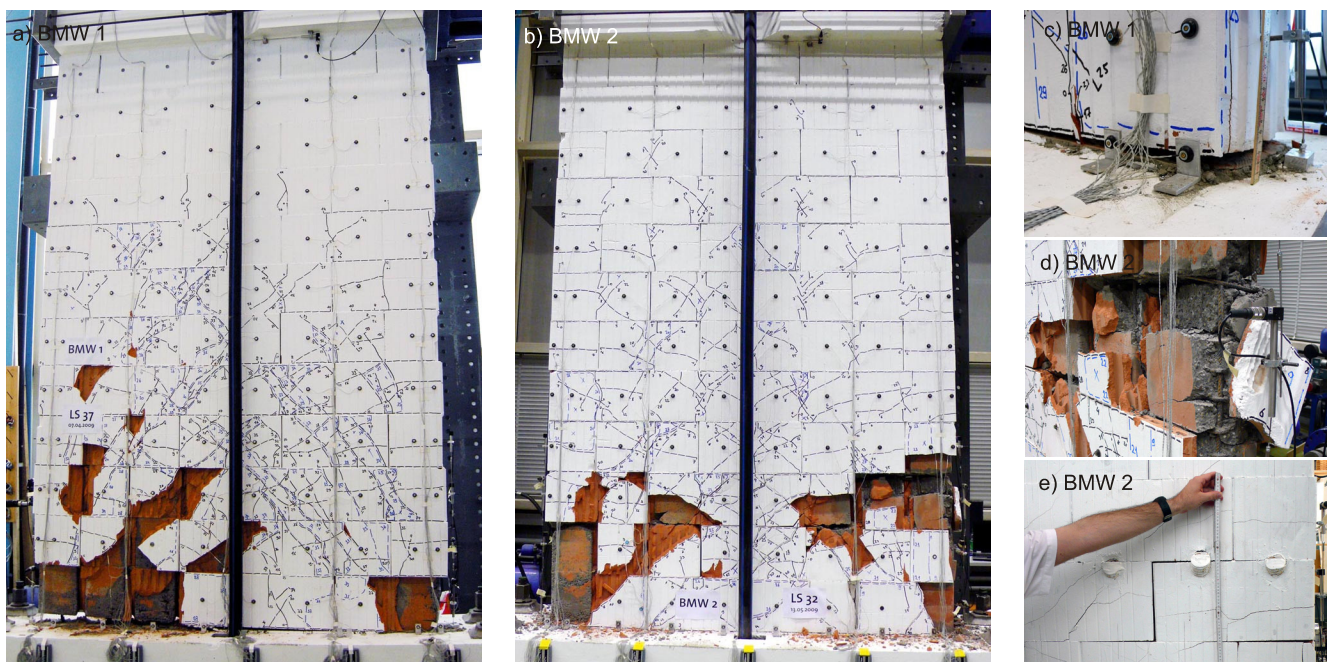


Abb. 11: Versuchsfotos: Abgeschlossenes Rissebild von BMW1 (a, $\delta = 2.66\%$) und BMW2 (b, $\delta = 2.00\%$), Fuge zwischen Fundament und BMW1 (c, $\delta = 2.66\%$), Biegeversagen von BMW2 infolge Bewehrungsbruchs in Fuge 4 (d, $\delta = 2.00\%$), Verkipfung der Ziegel in Steinreihe 3 und 4 von BMW2 (e, $\delta = 1.00\%$).

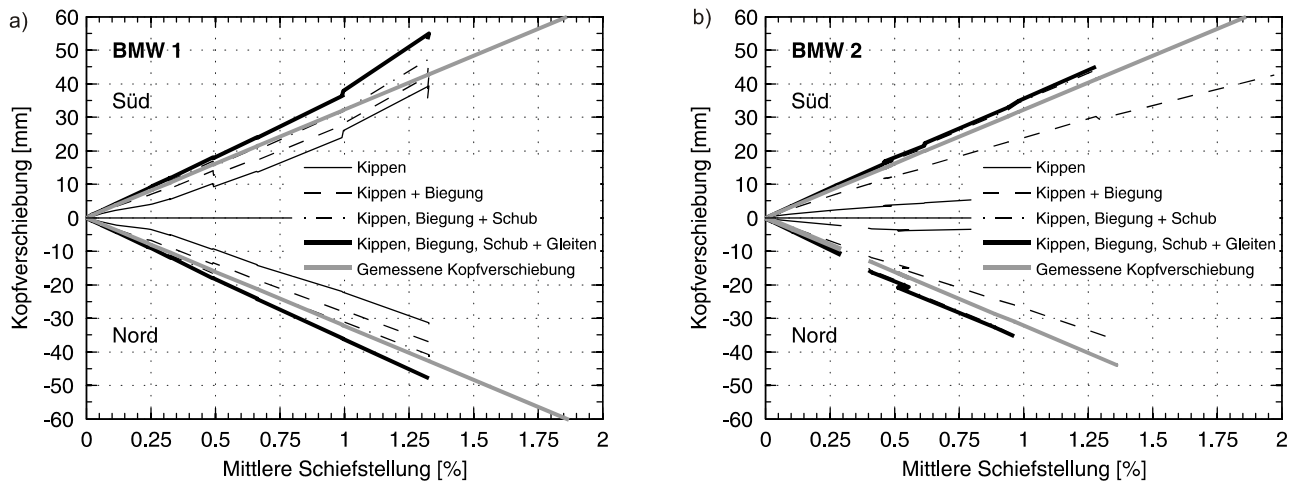


Abb. 12: Verschiedene Verformungsanteile an der Kopfverschiebung für BMW1 (a) und BMW2 (b)

Bei der Vorhersage der Wandkopfauslenkung wurde die Gleitverschiebung nicht berücksichtigt. Werden die Gleitverschiebungen von den gemessenen Wandkopfauslenkungen abgezogen, stimmen die gemessenen, maximalen Werte relativ gut mit der vorhergesagten Verschiebekapazität überein.

5 SCHLUSSFOLGERUNGEN UND AUSBLICK

Beide Versuchskörper haben – ähnlich wie kapazitätsbemessene Stahlbetontragwände – duktil auf Biegung versagt, nachdem sie mehreren Zyklen mit grossen inelastischen Verformungen ausgesetzt waren. Sichtbare Zerstörungen, wie zum Beispiel Abplatzungen der Ziegelhaut, sind erst bei verhältnismässig grossen Schiefstellungen aufgetreten. Beide Beobachtungen deuten darauf hin, dass bewehrte UNIPRETON Mauerwerkswände für ein günstiges Erdbebenverhalten des Tragwerks ausgelegt werden können. Zudem hat der Vergleich der Vorhersagen mit den Messergebnissen gezeigt, dass der Versagensmechanismus und die ungefähre Kraft- und Verformungskapazität mit bekannten Verfahren aus der Festigkeitslehre des Stahlbetons abgeschätzt werden können.

Aus den Versuchen und den Auswertungen geht hervor, dass der erste Versuchskörper BMW1 eine etwas grössere Verschiebekapazität aufweist als BMW2. Dies ist zum Teil auf das Versagen des Mörtelbettes zurückzuführen, das BMW1 eine zusätzliche Verformungsmöglichkeit bescherte. Da die grossen plastischen Verformungen bei BMW1 im Anschluss zum Fundament stattfanden, wies die Wand selbst nur relativ geringe Schäden auf, die sich hauptsächlich auf den Mauerstein konzentrierten. Der Beton und der Bewehrungsstahl von BMW1 wurden fast ausschliesslich im elastischen Bereich beansprucht.

Bei einer Weiterentwicklung des vorfabrizierten bewehrten Mauerwerkssystems wird empfohlen, diese auf dem Bewehrungsanschluss der Wand BMW1 aufzubauen. Neben Verbesserungen bei der Herstellung zur Erhöhung der Wirtschaftlichkeit ist insbesondere dem Mörtelbett am Wandfuss und dem Gleitwiderstand am Wandfuss besondere Beachtung zu schenken.

In den beiden Versuchen wurde ein Schubbruch durch einen grossen Bewehrungsquerschnitt der Horizontalbewehrung bewusst verhindert. Damit lässt sich zum Querkraftwiderstand des Mauerwerkssystems nur aussagen, dass dieser im Versuch genügend gross war. Weitere Versuche mit einer geringeren Horizontalbewehrung und einem bewusst herbeigeführten Schubbruch sind daher sehr empfehlenswert.

6 VERDANKUNGEN

Die Entwicklung der Bewehrung für die vorfabrizierten UNIPRETON Mauerwerkswände wurde in Zusammenarbeit mit Herrn Max Wassmer von Keller Ziegeleien AG in Pfungen durchgeführt, welche auch die Herstellung, den Transport und das Versetzen der Wände übernahm. Bei der Versuchsdurchführung haben Herr Dominik Werne, Herr Thomas Jaggi und Herr Christoph Gisler die Autoren unterstützt.

7 LITERATUR

- Chen, W. F. (1970), Double Punch Test for Tensile Strength of Concrete, ACI Journal, 67(12), 993-995.
- Seisimosoft (2009), "SeismoStruct - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures", <http://www.seisimosoft.com>, Version 4.0.3.
- SIA 162/1 (1989), SIA-Norm Betonbauten Materialprüfungen, Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein, Zürich
- SIA 262 (2003), SIA-Norm Betonbau, Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein, Zürich