

Versuche an Stahlbetontragwänden unter pseudodynamischer Einwirkung

Report**Author(s):**

Thiele, Klaus; [Wenk, Thomas](#) ; Bachmann, Hugo

Publication date:

2000

Permanent link:

<https://doi.org/10.3929/ethz-a-004179638>

Rights / license:

[In Copyright - Non-Commercial Use Permitted](#)

Originally published in:

IBK Bericht 257

Versuche an Stahlbetontragwänden unter pseudodynamischer Einwirkung

Klaus Thiele, Dipl.-Ing., M.E.Sc.
Thomas Wenk, dipl. Bau-Ing. ETH
Prof. Dr. Hugo Bachmann

Institut für Baustatik und Konstruktion
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

Zürich
November 2000

Vorwort

Bei der Erdbebensicherung der Bauwerke besteht in der Schweiz – wie anderswo auch – ein grosser Nachholbedarf. Forschungsarbeiten zur Entwicklung effizienter Konstruktionen und Verfahren sind deshalb von grosser technischer und volkswirtschaftlicher Bedeutung.

Eine sehr wirksame und kostengünstige Massnahme bei Gebäuden ist die Aussteifung des Tragskeletts durch einige wenige, horizontal kurze und über die ganze Gebäudehöhe reichende, schlanke Stahlbetontragwände. Voraussetzung dazu ist vor allem ein angemessenes inelastisch-plastisches Verformungs- und Energiedissipationsvermögen der Wände. Deshalb wurden im Rahmen einer Serie von untereinander vernetzten numerischen und experimentellen Forschungsprojekten des Instituts für Baustatik und Konstruktion (IBK) der ETH Zürich zum Erdbebenverhalten von Tragwerken die folgenden Versuchsserien an Stahlbetontragwänden durchgeführt:

- Zyklisch-statische Versuche
- Dynamische Versuche auf dem ETH-Erdbebensimulator
- Pseudodynamische Versuche

Der vorliegende Bericht beschreibt pseudodynamische Versuche an drei 3-geschossigen Stahlbetontragwänden im Maßstab 1:3. Mit der Entwicklung, Durchführung und Auswertung ist Herrn Klaus Thiele mit kompetenter Unterstützung durch Herrn Thomas Wenk eine auch für die Zukunft vielversprechende Arbeit gelungen. Die für teilweise extreme Parametersätze gewonnenen Versuchsergebnisse werden sowohl für die Forschung als auch für praktische Anwendungen sehr nützlich sein.

Zürich, November 2000

Prof. Dr. Hugo Bachmann

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung

1.1 Problemstellung	1
1.2 Zielsetzung	2
1.3 Versuchsprogramm	2
1.4 Messdaten auf Compact Disk	3

2 Pseudodynamik

2.1 Einführung	5
2.2 Algorithmus	6

3 Versuchskörper

3.1 Planung	9
3.1.1 Parameterwahl	9
3.1.2 Referenzgebäude	10
3.1.3 Skalierung	11
3.1.4 Erdbeben	11
3.1.5 Bemessung	13
3.2 Abmessungen und Bewehrung	15
3.2.1 Geometrie	15
3.2.2 Bewehrung	15
3.3 Herstellung	15
3.4 Beton	18
3.5 Bewehrungsstahl	20
3.5.1 Materialversuche	21
3.5.2 Bezeichnungen	22
3.5.3 Auswertung der Materialversuche	22
3.5.4 Resultate der Materialversuche	24

4 Versuchsdurchführung

4.1 Versuchsanlage	25
4.1.1 Reaktionsrahmen	25
4.1.2 Prüfzylinder	25
4.1.3 Versuchskörper	25
4.2 Messeinrichtung	28
4.2.1 Fest installierte Messstellen	28
4.2.2 Rissaufnahme	28
4.3 Versuchsdurchführung	31
4.3.1 Versuchsvorbereitung	31
4.3.2 Versuchsablauf	31

5 Versuchsergebnisse

5.1 Auswertung und Darstellung der Messdaten	33
5.1.1 Auswertungen	33
5.1.2 Darstellungen	33
5.2 Wand WPH2	37
5.2.1 Vorversuche	37
5.2.2 100%-Erdbeben	37
5.2.3 200%-Erdbeben	37
5.2.4 300%-Erdbeben	38
5.2.5 400%-Erdbeben	38
5.3 Wand WPH3	45
5.3.1 100%-Erdbeben	45
5.3.2 200%-Erdbeben	45
5.3.3 300%-Erdbeben	45
5.3.4 400%-Erdbeben	45
5.4 Wand WPH4	61
5.4.1 100%-Erdbeben	61
5.4.2 200%-Erdbeben	61
5.4.3 300%-Erdbeben	61

6 Interpretation der Versuchsergebnisse

6.1 Parameter α_N	75
6.2 Wichtige Unterschiede	75
6.2.1 Hysteresen	75
6.2.2 Bleibende plastische Verformungen	76
6.2.3 Wiederbelastungssteifigkeit	77
6.2.4 Axiale Verlängerung der Wand	78
6.2.5 Fließkrümmung und Rissebildung	78
6.3 Zum Versagen der Wände	80
6.3.1 Stärke des Versagenserdbebens	80
6.3.2 Versagensmechanismen	81
6.4 Folgerungen	82

Zusammenfassung	83
------------------------------	----

Abstract	84
-----------------------	----

Dank	85
-------------------	----

Bezeichnungen	87
----------------------------	----

Literatur	89
------------------------	----

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

In Mitteleuropa sind Stahlbetontragwände sehr beliebte und oft verwendete Aussteifungselemente für Skelettbauten, um horizontale Wind- und Erdbebenkräfte abzutragen (Bild 3.1). Für deren Bemessung erlauben moderne Erdbebennormen eine Reduktion der, unter Voraussetzung elastischen Verhaltens definierten, einwirkenden Erdbebenkräfte, falls ein angemessenes inelastisches Verformungs- und Energiedissipationsvermögen des Tragwerkes gewährleistet wird.

Innovative neue Arbeiten, z.B. [Fajfar, Krawinkler 1997] schlagen verschiebungsbasierte Bemessungsmethoden für Stahlbetontragwände vor (Displacement Based Design) oder richten die Bemessung ganz auf die Verformungen aus [Bachmann, Dazio 1997]. Dabei wird vorausgesetzt, dass die folgenden Eigenschaften der Stahlbetontragwände unter stark inelastischer zyklischer Beanspruchung gut bekannt sind:

- Verformungsverhalten
(beschrieben z.B. durch die Fließverschiebung d_y und durch die Verschiebung beim Versagen d_u)
- Steifigkeit
(beschrieben z.B. durch die Steifigkeit beim noch weitgehend elastischen Verhalten k_{el} , durch den Verfestigungsfaktor r_0 oder durch die effektive Steifigkeit k_{eff})
- Energiedissipation
(beschrieben z.B. durch die äquivalente viskose Dämpfung ξ_{eq})

Bei verschiebungs- und verformungsbasierten Methoden zur Bemessung von Stahlbetontragwänden sind zusätzlich die Grenz-Dehnungen und Grenz-Stauchungen, die in den plastischen Bereichen der Wände vor deren Versagen erreicht werden können, von entscheidender Bedeutung. Um diese Größen zu quantifizieren und ganz allgemein das Erdbebenverhalten von Stahlbetontragwänden besser zu verstehen, wurden in Ländern mit hoher Seismizität wie den USA, Neuseeland und Japan experimentelle und theoretische Untersuchungen durchgeführt. In [Wood 1989] sind die bedeutendsten Versuche an Stahlbetontragwänden der letzten Jahre zusammengefasst. Die dort aufgeführten Versuchskörper weisen Abmessungen, einwirkende Kräfte und mechanische Eigenschaften der Baustoffe auf, wie sie im Bauwesen der Länder, in denen sie geprüft wurden, üblich sind. In Mitteleuropa herrschen jedoch andere Verhältnisse vor, besonders in Bezug auf die Duktilitätseigenschaften der Bewehrungsstähle [Bachmann, Wenk 1998] oder, infolge geringerer Seismizität, auf das Verhältnis zwischen Schwerlasten und Trägheitskräften, die auf die Tragelemente wirken. Diese Unterschiede können das Erdbebenverhalten der Stahlbetontragwände maßgeblich beeinflussen und müssen deshalb sorgfältig untersucht werden.

Trotz immer raffinierterer Computermethoden für die nichtlineare dynamische Berechnung von Stahlbetontragwerken sind experimentelle Untersuchungen zur Überprü-

Einleitung

fung und Kalibrierung der Rechenmodelle unerlässlich. Versuche sollen auch praktisch zeigen, dass duktil konstruierte Stahlbetontragwerke das Energiedissipationsvermögen effektiv aufweisen, das bei der Erdbebenbemessung üblicherweise vorausgesetzt wird.

Das am Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK) der ETH Zürich durchgeführte Forschungsprojekt "Stahlbetontragwerke unter zyklischer, dynamischer und statischer Einwirkung" dient dazu, das Verhalten von Stahlbetontragwandgebäuden bei der Einwirkung Erdbeben zu untersuchen. Die Untersuchungen beziehen sich insbesondere auf Gebiete niedriger und mittlerer Seismizität. Im Rahmen dieses Forschungsprojektes werden die folgenden experimentellen Untersuchungen von Stahlbetontragwänden mit nichtlinear-plastischer Erdbebenbeanspruchung durchgeführt:

- Zyklisch-statische Versuche [Dazio et al. 1999]
- Dynamische Versuche auf dem ETH-Erdbebensimulator [Lestuzzi et al. 1999]
- Pseudodynamische Versuche, im vorliegenden Bericht

Im Verlauf der ersten beiden Versuchsreihen traten Fragen zu Bestimmungen in heute gültigen Normen auf, die Stahlbetontragwände mit gleichem Biege- und Torsionswiderstand bei der Bemessung gleich behandeln. Eine Betrachtungsweise aber, die das Augenmerk nur auf den Biege- und Torsionswiderstand richtet, berücksichtigt nicht, auf welche Art dieser Biege- und Torsionswiderstand erzeugt wird. Denn der Biege- und Torsionswiderstand einer Stahlbetontragwand kann auf unterschiedliche Art, durch vertikale Längsbewehrung und/oder durch axiale Normalkraft, bewirkt werden. Die Art der Erzeugung des Biege- und Torsionswiderstands hat einen wesentlichen Einfluss auf das Verhalten von Stahlbetontragwänden unter Erdbebeneinwirkung und sollte bei der Bemessung nicht vernachlässigt werden.

1.2 Zielsetzung

Mit den in diesem Bericht beschriebenen drei pseudodynamischen Versuchen soll der Einfluss der Parameter

- Bewehrungsgehalt und
- Normalkraft

auf das Verhalten von Stahlbetontragwänden unter Erdbebeneinwirkung untersucht werden. Dabei sollen relativ extreme Kombinationen dieser Parameter in Betracht gezogen werden.

1.3 Versuchsprogramm

Gemäß den heute gültigen Normen wird die Erdbebenbemessung von Stahlbetontragwänden anhand des Biege- und Torsionswiderstands der Wand durchgeführt. Für das nichtlinear-dynamische Verhalten einer Stahlbetontragwand kann es aber von wesentlicher Bedeutung sein, ob der Biege- und Torsionswiderstand hauptsächlich durch vertikale Längsbewehrung oder durch axiale Normalkraft erzeugt wird. Der Einfluss von vertikaler Längsbewehrung und Normalkraft auf das dynamische Verhalten der Stahlbetontragwand wird in den Normen nicht berücksichtigt.

Das Versuchsprogramm wurde an dieser Gegebenheit ausgerichtet. Es wurden zwei Versuchskörper untersucht, die einen annähernd gleichen Biegewiderstand aufweisen. Eine der beiden Wände (WPH3) hat einen hohen Bewehrungsgehalt ρ und eine kleine bezogene Normalkraft $n = N/A_g f_c$, die andere Wand (WPH4) hat einen niedrigen Bewehrungsgehalt und eine große bezogene Normalkraft. Die jeweiligen Werte für Bewehrungsgehalt und bezogene Normalkraft liegen am oberen oder unteren Rande der bei üblichen Stahlbetontragwänden auftretenden Werte. Zusätzlich wurde eine dritte Wand (WPH2) gewissermaßen als Bindeglied untersucht, die sowohl einen hohen Bewehrungsgehalt als auch eine große bezogene Normalkraft aufweist. Bild 1.1 stellt diese Zusammenhänge schematisch dar, wobei auf den Pfeilen jeweils vermerkt ist, welcher Parameter – Biegewiderstand M_u , Bewehrungsgehalt ρ oder bezogene Normalkraft n – bei jeweils zwei Versuchen identisch ist.

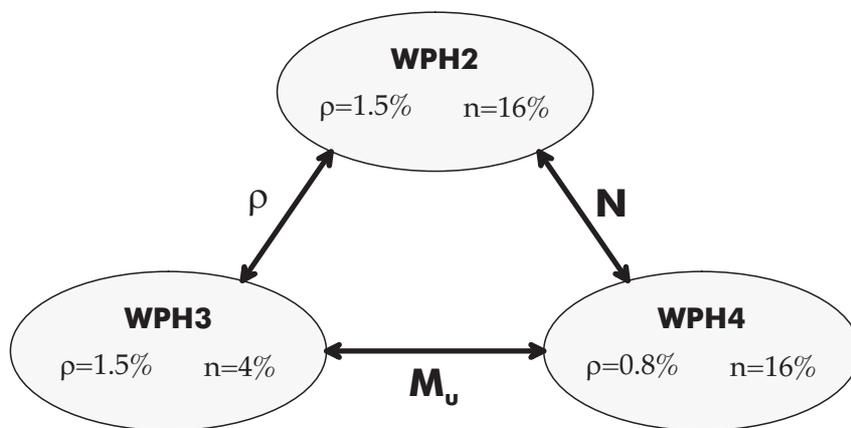


Bild 1.1: Versuchsparemetrie. Die Normalkraft N ist bezogen auf die Bruchlast $A_g f_c$.

Die Versuchskörper stellen Stahlbetontragwände eines 3-geschossigen Stahlbetonskelettbau im Maßstab 1:3 dar. Jede dieser drei Stahlbetontragwände wurde einem normkonformen Erdbeben ausgesetzt. Nachfolgend wurde die Stärke des Erdbebens schrittweise erhöht, bis Versagen der jeweiligen Wand auftrat. Bild 1.2 zeigt die Versuchseinrichtung mit Versuchskörper WPH2 (siehe auch Abschnitt 3.1.1).

Die Versuche wurden mit der Versuchstechnik Pseudodynamik durchgeführt [Thiele 2000].

1.4 Messdaten auf Compact Disk

Sämtliche Messdaten sind auf der beigelegten CD und auf der Web-Seite des Institutes für Baustatik und Konstruktion <http://www.ibk.baug.ethz.ch> zu finden.

Einleitung

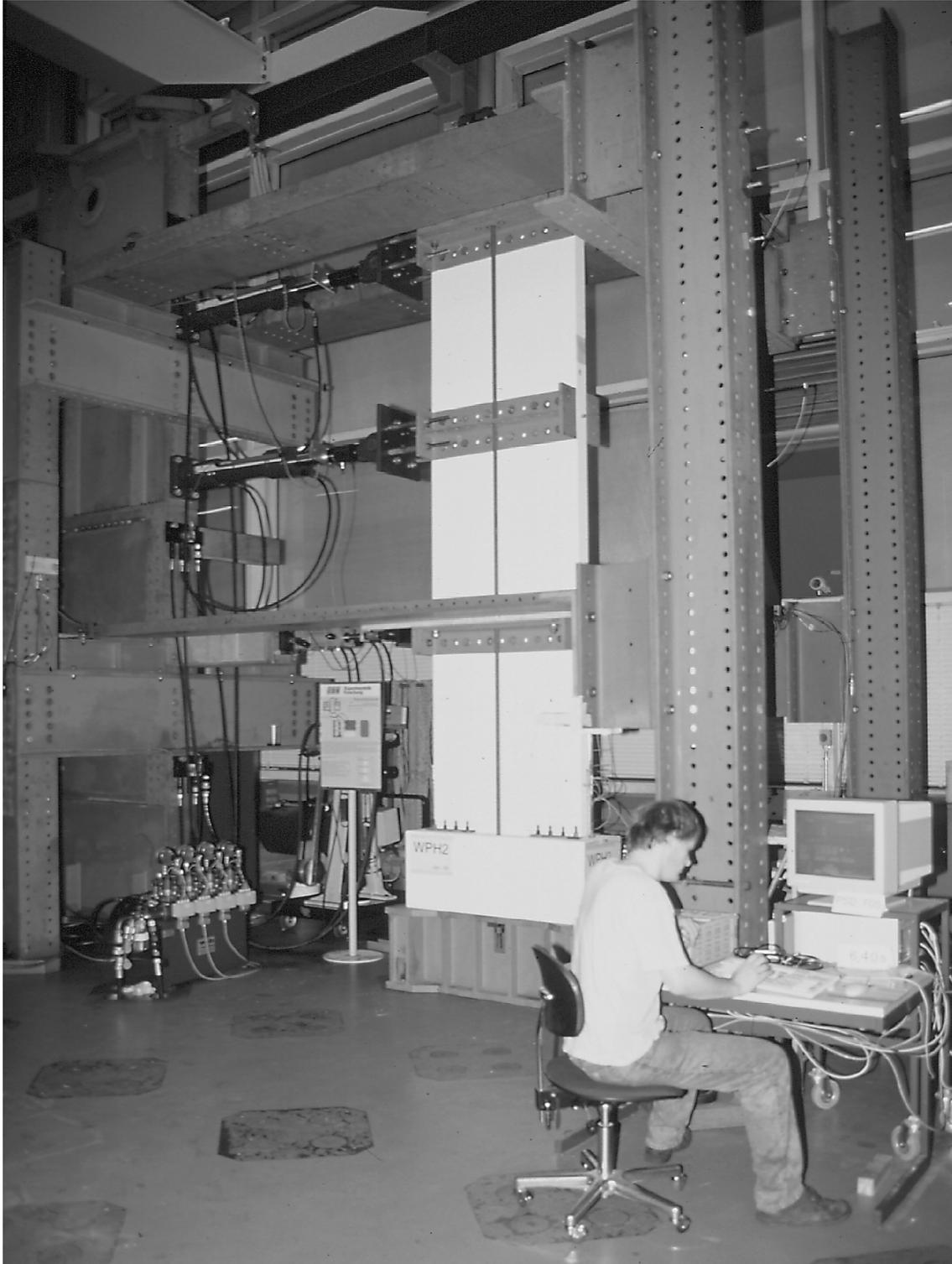


Bild 1.2: Versuchseinrichtung mit Versuchskörper WPH2

2 Pseudodynamik

In diesem Kapitel wird die Versuchstechnik Pseudodynamik kurz vorgestellt. Abschnitt 2.1 enthält eine Einführung in die Pseudodynamik, Abschnitt 2.2 beschreibt den Algorithmus. Für eine ausführliche Darstellung sowohl der Versuchstechnik im Allgemeinen, als auch des hier verwendeten Algorithmus einschließlich der Versuchparameter, wird auf [Thiele 2000] verwiesen.

2.1 Einführung

Die Pseudodynamik wurde 1975 von Takanashi [Takanashi et al. 1975] als Alternative zum Erdbebensimulator vorgeschlagen. Sie ist eine effiziente Versuchstechnik zur Ermittlung der Antwort einer Struktur unter starker dynamischer, insbesondere unter Erdbebeneinwirkung. Seit ihrer Einführung wurden viele Variationen der experimentellen Techniken und numerischen Verfahren entwickelt, die der höheren Effizienz und Genauigkeit der Pseudodynamik dienen. Mit diesen Techniken wurden weltweit bereits zahlreiche verschiedene Versuche durchgeführt. Diese schließen Versuche an mehrstöckigen Gebäuden im Maßstab 1:1, Versuche an skalierten Strukturelementen von Gebäuden und Brücken, sowie dreidimensionale Versuche ein.

Die Effizienz der Pseudodynamik zeigt sich darin, dass mit verhältnismäßig geringem Aufwand das dynamische Verhalten eines Versuchskörpers untersucht werden kann. Dies ist sonst nur mit technisch hochwertigen und nur in relativ wenigen Labors der Welt vorhandenen Erdbebensimulatoren, auch Rütteltische genannt, möglich. Ein solcher Aufwand ist bei pseudodynamischen Versuchen nicht erforderlich. In vielen Labors des Bauingenieurwesens sind servohydraulisch gesteuerte Prüfzylinder zur Krafteintragung mit entsprechender Reaktionsstruktur vorhanden, weiterhin Einrichtungen zum Messen von Kräften und Wegen sowie leistungsfähige Computer. Mit diesen Mitteln lassen sich grundsätzlich pseudodynamische Versuche durchführen.

Bei pseudodynamischen Versuchen wird parallel zum statischen Experiment die Bewegungsgleichung eines Computermodells des untersuchten Systems schrittweise integriert. Hierbei werden einerseits die Trägheitskräfte und die viskosen Dämpfungskräfte, die linear von Beschleunigung und Geschwindigkeit abhängen, analytisch berechnet, und andererseits die nichtlinearen Rückstellkräfte für jeden Zeitschritt experimentell bestimmt. Eine schematische Darstellung dieses Prinzips der Pseudodynamik ist in Bild 2.1 gegeben.

Gegenüber dynamischen Versuchen auf dem Erdbebensimulator haben pseudodynamische Versuche vor allem den Vorteil, dass die Massen nur im Computer simuliert werden müssen. Es können daher auch größere Versuchskörper untersucht werden, ohne dass aufwendige Massenkonstruktionen erforderlich sind. Zudem werden pseudodynamische Versuche stark verlangsamt durchgeführt und können auch jederzeit angehalten werden. Dies bietet zusätzliche Möglichkeiten für die Dokumentation des Versuchs. Beispielsweise sind das Messen der Rissbreiten bei Maximalauslenkung, das An-

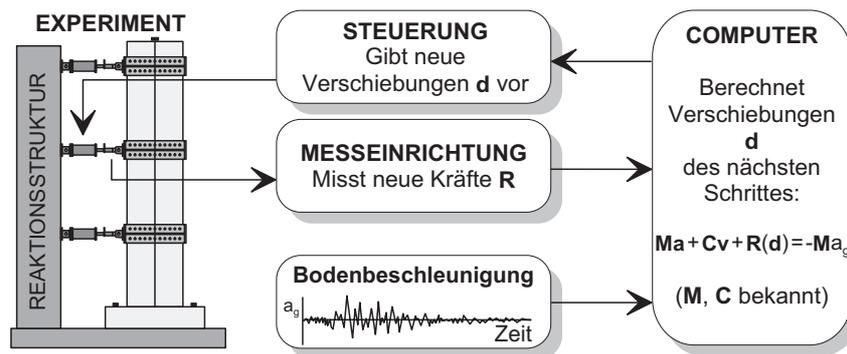


Bild 2.1: Prinzip der Pseudodynamik

zeichnen der Risse und damit die fotografische Aufnahme der Risseentwicklung möglich.

Eine wesentliche Voraussetzung für die Anwendung der Pseudodynamik ist, dass die Massen des Modells durch konzentrierte Massen darstellbar sind. Im Beispiel eines dreistöckigen Gebäudes wird das Verhalten durch die, sich auf Höhe der Geschosdecken konzentriert befindenden, Stockwerksmassen bestimmt, was eine Modellierung durch Massenpunkte zulässt.

Eine weitere Voraussetzung ist, dass das Materialverhalten nicht zeitabhängig ist, da ein pseudodynamischer Versuch üblicherweise stark verlangsamt durchgeführt wird. Ein Erdbeben von 15 Sekunden Dauer kann z.B. auf mehrere Stunden erstreckt werden. Diese Voraussetzung ist für Beton und Stahl in hinreichendem Maße gegeben [Thiele 2000].

2.2 Algorithmus

Allen Algorithmen der Pseudodynamik liegen die Schwingungsdifferentialgleichung (Gleichung 2.1) sowie die Beschreibungen der Verschiebung (Gleichung 2.2) und der Geschwindigkeit (Gleichung 2.3) in Abhängigkeit von der Beschleunigung zugrunde. Die Terme in den drei Gleichungen sind durch Fettdruck als Matrizen (Großbuchstaben) und Vektoren (Kleinbuchstaben) gekennzeichnet; damit gelten die Gleichungen für Systeme mit mehreren Freiheitsgraden. Insbesondere ist in Gleichung 2.1 die Schreibweise der nichtlinearen Rückstellkraft \mathbf{r} zu beachten, die anstelle des linearen Terms $\mathbf{K} \cdot \mathbf{d}$ (Steifigkeit \cdot Verschiebung) verwendet wird.

$$\mathbf{M} \cdot \mathbf{a} + \mathbf{C} \cdot \mathbf{v} + \mathbf{r} = \mathbf{M} \cdot \mathbf{a}_g \quad (2.1)$$

$$\mathbf{d} = \iint \mathbf{a} \, dt \, dt \quad (2.2)$$

$$\mathbf{v} = \int \mathbf{a} \, dt \quad (2.3)$$

mit: \mathbf{M} = Masse
 \mathbf{C} = Dämpfungskonstante
 \mathbf{r} = Rückstellkraft
 \mathbf{a} = Beschleunigung,

\mathbf{v} = Geschwindigkeit
 \mathbf{d} = Verschiebung
 \mathbf{a}_g = Bodenbeschleunigung

Der in dieser Arbeit verwendete Algorithmus basiert auf der α -Methode zur Integration, die von [Hilber et al. 1977] eingeführt wurde. Gleichungen 2.1 bis 2.3 werden bei diesem Verfahren in diskretisierter Form dargestellt durch Gleichungen 2.4 bis 2.6.

$$\mathbf{M} \cdot \mathbf{a}_{i+1} + (1+\alpha) \cdot \mathbf{C} \cdot \mathbf{v}_{i+1} - \alpha \cdot \mathbf{C} \cdot \mathbf{v}_i + (1+\alpha) \cdot \mathbf{r}_{i+1} - \alpha \cdot \mathbf{r}_i = (1+\alpha) \cdot \mathbf{f}_{i+1} - \alpha \cdot \mathbf{f}_i \quad (2.4)$$

$$\mathbf{d}_{i+1} = \mathbf{d}_i + \Delta t \cdot \mathbf{v}_i + \Delta t^2 \cdot \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \cdot \mathbf{a}_i + \beta \cdot \mathbf{a}_{i+1} \right] \quad (2.5)$$

$$\mathbf{v}_{i+1} = \mathbf{v}_i + \Delta t \cdot [(1-\gamma) \cdot \mathbf{a}_i + \gamma \cdot \mathbf{a}_{i+1}] \quad (2.6)$$

Index i ist der Zähler für die Zeitschritte. Für die Parameter α , β und γ empfiehlt [Hilber et al. 1977] die folgenden Werte:

$$-\frac{1}{3} \leq \alpha \leq 0 \quad (2.7)$$

$$\beta = \frac{(1-\alpha)^2}{4} \quad (2.8)$$

$$\gamma = \frac{1}{2} - \alpha \quad (2.9)$$

Der Parameter α steuert das Verhalten des Algorithmus durch das Erzeugen numerischer Dämpfung. Mit $\alpha = 0$ hat der Algorithmus keine numerische Dämpfung. Durch den Parameter α können höhere Eigenmodes gedämpft werden, um den Algorithmus zu stabilisieren. Für die Versuche wurde $\alpha = -0.1$ gewählt, und damit $\beta = 0.3025$ und $\gamma = 0.6$ (Gleichungen 2.8 und 2.9).

Der Algorithmus ist implizit (Gleichungen 2.4 bis 2.6), d.h. aus den Werten des Zeitschrittes i kann die Verschiebung im Zeitschritt $i+1$ nicht direkt ermittelt werden. Dies hat zur Folge, dass die Lösung für jeden Zeitschritt iterativ gefunden werden muss. Bild 2.2 zeigt ein Flussdiagramm zum iterativen Vorgehen des impliziten Algorithmus. Als Zähler für die Iterationsschritte wird dabei k verwendet.

Aus dieser α -Methode zur Integration ist in [Shing et al. 1996] ein Algorithmus zur Durchführung pseudodynamischer Versuche entwickelt worden. Eine am Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK) leicht modifizierte Form [Thiele 2000] dieses Algorithmus wurde bei den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuchen verwendet.

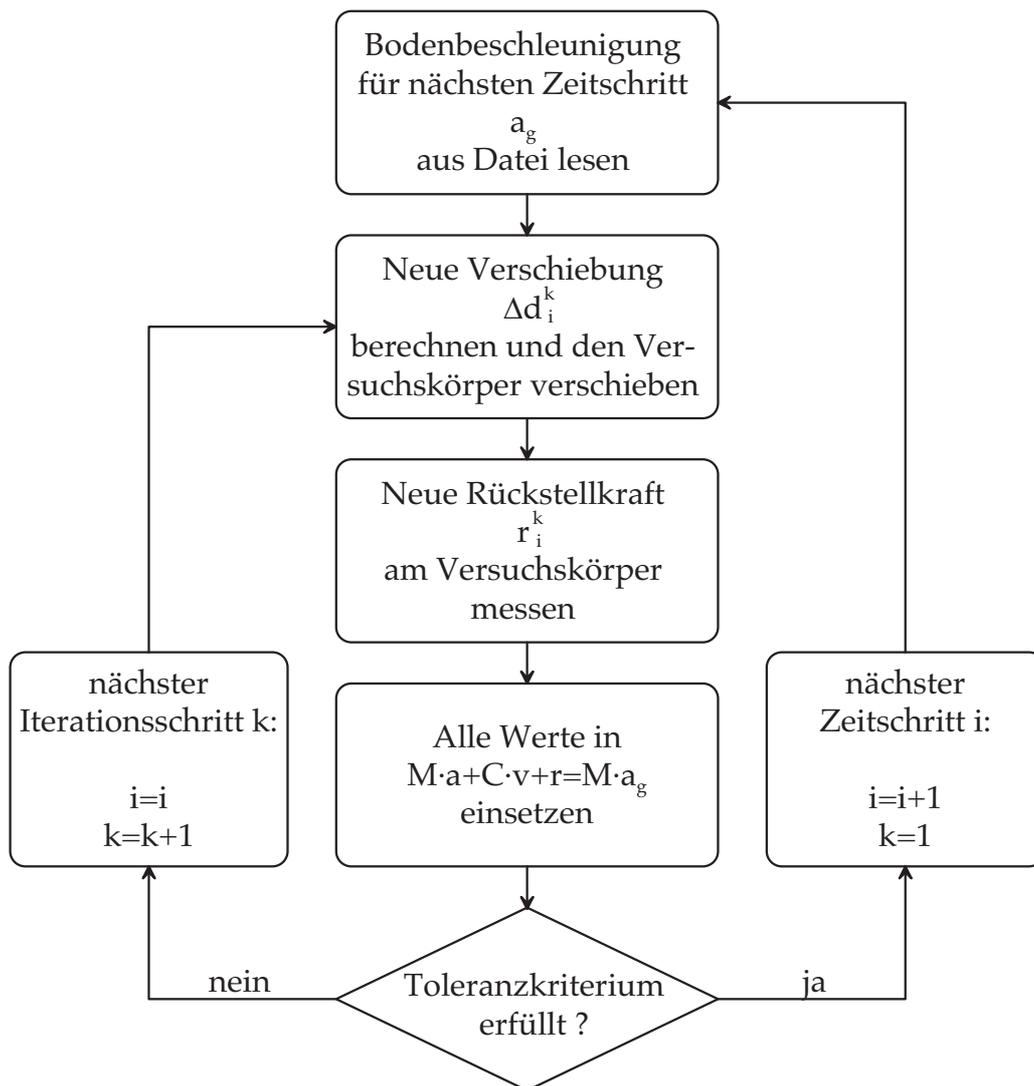


Bild 2.2: Flussdiagramm zum iterativen Vorgehen des impliziten Algorithmus

3 Versuchskörper

In diesem Kapitel werden die drei Versuchskörper vorgestellt. In Abschnitt 3.1 wird die Planung der Versuche unter Berücksichtigung von Parameterwahl, Referenzgebäude, Skalierung, Erdbebeneinwirkung und Bemessung beschrieben. Abschnitt 3.2 enthält die Abmessungen und beschreibt die Bewehrung der drei Versuchskörper. In Abschnitt 3.3 wird die Skalierung diskutiert. Abschnitte 3.4 und 3.5 stellen die Ergebnisse der Materialversuche am Beton und am Bewehrungsstahl dar.

3.1 Planung

3.1.1 Parameterwahl

Die pseudodynamischen Versuche waren eine Fortführung der Versuchsreihen [Dazio et al. 1999] und [Lestuzzi et al. 1999]. Bei der Planung der Versuche wurden Versuchskörper mit Eigenschaften angestrebt, welche die Parametervariation der statisch-zyklischen und der dynamischen Versuche ergänzten. Hierbei konnte vor allem der Vorteil der Pseudodynamik ausgenutzt werden, dass größere Kräfte als z.B. auf dem Erdbebensimulator erzeugt werden und daher Wände mit größerem Widerstand zum Einsatz kommen können.

Basierend auf den genannten Versuchsreihen wurden die Parameter Bewehrungsgehalt und bezogene Normalkraft als Versuchsvariablen gewählt (Tabelle 3.1).

Versuchsreihe	Versuchskörper	Bewehrungsgehalt ρ	Bezogene Normalkraft $n=N/A_g f_c$
Statisch-zyklisch	WSH1	0.54 %	5 %
	WSH2	0.54 %	5 %
	WSH3	0.82 %	5 %
	WSH4	0.82 %	5 %
	WSH5	0.39 %	11 %
	WSH6	0.82 %	11 %
Dynamisch	WDH1	0.51 %	3 %
	WDH2	0.51 %	3 %
	WDH3	0.47 %	3 %
	WDH4	0.47 %	3 %
	WDH5	0.60 %	3 %
	WDH6	0.60 %	3 %
Pseudodynamisch	WPH2	1.60 %	15 %
	WPH3	1.60 %	4 %
	WPH4	0.90 %	15 %

Tabelle 3.1: Versuchsparameter Bewehrungsgehalt und Normalkraft innerhalb des Forschungsprojektes

Die Wände WPH3 und WPH4 waren so ausgelegt, dass sie in etwa den gleichen Biege-widerstand aufwiesen (siehe Abschnitt 3.1.5). Bei Wand WPH3 wurde dieser Wider-

Versuchskörper

stand durch einen niedrigen Bewehrungsgehalt und eine große Normalkraft erreicht, bei Wand WPH4 dagegen durch einen hohen Bewehrungsgehalt und eine kleine Normalkraft. Die Wand WPH2 stellte die Verbindung zwischen beiden Wänden dar; bei dieser Wand hatten sowohl der Parameter Bewehrungsgehalt als auch der Parameter Normalkraft den jeweils höheren Wert der beiden anderen Wände. Bild 1.1 zeigt eine schematische Darstellung des Zusammenhangs zwischen den Parametersätzen der drei Wände.

Die Wand WPH1 war nicht Teil der Parameterstudie, sondern diente zum Vergleich von Ergebnissen aus pseudodynamischen Versuchen mit Ergebnissen aus Versuchen auf dem Erdbbensimulator. Die Wand WPH1 ist daher hier nicht aufgeführt. Die Ergebnisse aus diesen Versuchen sind in [Thiele 2000] dargestellt.

Um eine Kontinuität der Versuchsreihe innerhalb des Forschungsprojektes zu gewährleisten, wurden die äußeren Abmessungen der Versuchskörper an [Lestuzzi et al. 1999] angelehnt. Der Querschnitt dieser Versuchskörper hatte Außenabmessungen von 1.00 x 0.10 m oder 0.90 x 0.10 m bei einem Längenmaßstab von 1:3. Für die Versuchskörper der Versuchsreihe Pseudodynamik wurde die Abmessung 1.00 x 0.10 m gewählt.

Die Wände in [Lestuzzi et al. 1999] hatten drei Geschosse, dies wurde übernommen. Die Stockwerkshöhe wurde jedoch von 1.36 m in [Lestuzzi et al. 1999] auf 1.20 m reduziert. Dies entspricht 3.60 m Geschosshöhe des Prototyps (siehe Abschnitt 3.1.2).

3.1.2 Referenzgebäude

Die Versuchskörper sollten, was Geometrie, Bauweise und Beanspruchung anbelangt, Tragwänden entsprechen, die in der Schweiz und Mitteleuropa zur Aussteifung von Gebäuden vorkommen können. Bei Stahlbetontragwänden typischer Skelettbauten liegt der Gesamtbewehrungsgehalt ρ_t im Bereich 0.25 - 1% und die bezogene Normalkraft n im Bereich 2.5 - 15%.

Durch die Festlegungen gemäß Abschnitt 3.1.1 sind die wesentlichen Parameter einer Wand bereits bestimmt. Trotzdem wird hier ein den gegebenen Parametern entsprechendes Referenzgebäude gezeigt, um den Bezug zu realistischen Gebäuden darzustellen. Das dreigeschossige Referenzgebäude ist stark idealisiert in Bild 3.1 in Dimetrie und Grundriss dargestellt.

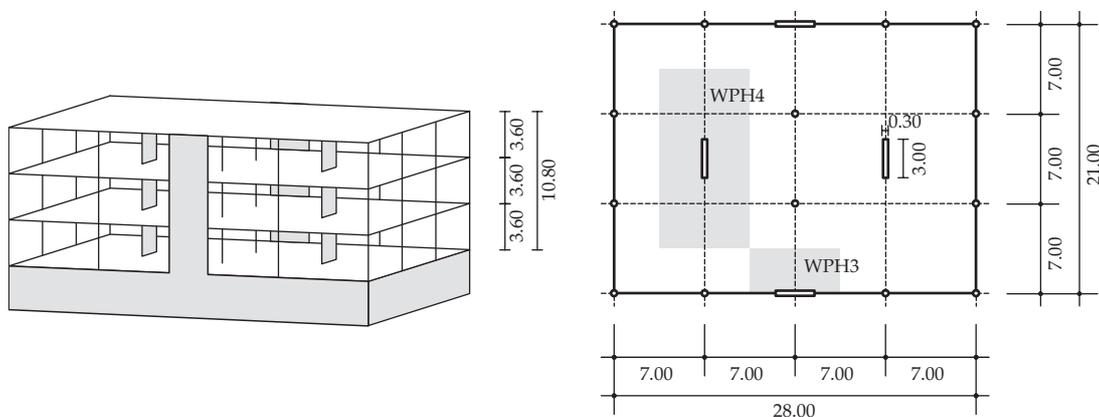


Bild 3.1: Dreigeschossiges Referenzgebäude: Dimetrie (links), Grundriss (rechts) [m].

Die Stahlbetontragwände, die das Referenzgebäude aussteifen, sind die Prototypen für die Modellierung der Versuchskörper. Die Prototypen haben alle die gleichen Abmessungen $l_w \times b_w \times h_w = 3.00 \times 0.30 \times 10.80$ m, aber unterschiedlich große Einzugsflächen für die Normalkraft, die in Bild 3.1 rechts grau unterlegt dargestellt sind. Jede der zwei Tragwände des Typs WPH3 hat eine Einzugsfläche für die Normalkraft von $A_{N,3} = 24.5$ m². Bei den beiden Tragwänden des Typs WPH4 beträgt die entsprechende Einzugsfläche $A_{N,4} = 98$ m². Die Einzugsflächen für die Trägheitskraft sind bei allen Wänden identisch $A_{F,3} = A_{F,4} = 294$ m², entsprechend der halben Stockwerksfläche. Die Belastung aus vertikalen Eigenlasten und Nutzlasten wurde zu 10 kN/m² gewählt; daraus ergibt sich eine Massenbelegung von 1 to/m² Deckenfläche.

Es werden keine Torsionseffekte berücksichtigt.

3.1.3 Skalierung

Die für die Versuche relevanten physikalischen Größen lassen sich auf die drei Grundeinheiten Länge, Masse und Zeit zurückführen. Eine Skalierung hat daher drei Freiheitsgrade. Bereits in Abschnitt 3.1.1 wurde der Längenmaßstab $v_L = 1:3$ eingeführt. Für die beiden anderen Freiheitsgrade sind zusätzliche Überlegungen erforderlich.

Die Versuchskörper werden, wie die Prototypen, aus Stahlbeton hergestellt. Die Materialeigenschaften sind also in Modell und Prototyp gleich, insbesondere haben die Materialien in Modell und Prototyp die gleichen E-Moduli und die gleichen Spannungs-Dehnungsverläufe. Wegen des großen Einflusses, den diese Materialeigenschaften für die Modellierung eines dynamischen Vorgangs haben, sollten sie mit 1:1 skaliert werden. Damit wird $v_{E\text{-Modul}} = 1:1$ gewählt. Spannung und E-Modul haben identische Einheiten, also werden auch die Spannungen σ im Maßstab $v_\sigma = 1:1$ modelliert. Die Dehnungen ε haben die physikalische Einheit [1], werden also automatisch mit $v_\varepsilon = 1:1$ modelliert.

Mit diesen beiden Festlegungen, $v_L = 1:3$ und $v_{E\text{-Modul}} = 1:1$, ist das Experiment als Teil des pseudodynamischen Versuchs bereits vollständig erfasst, da in diesem keine zeitabhängigen Größen vorkommen. Der dritte Freiheitsgrad für die Skalierung, für den die Zeit eingesetzt werden kann, hat keinen Einfluss auf das Experiment, sondern betrifft ausschließlich Größen, die im Computer verwendet werden. Diese sind vor allem Zeit, Geschwindigkeit, Beschleunigung und Massen. Die Wahl der Zeitskalierung hat also keinen Einfluss auf die Bewegung des Versuchskörpers während des Versuches. Die Zeitskalierung wurde daher vereinfachend als $v_{\text{Zeit}} = 1:1$ gewählt.

Damit sind die drei Skalierungsfreiheitsgrade festgelegt. Aus diesen Werten können die Skalierungen für weitere physikalische Größen errechnet werden. Tabelle 3.2 listet für einige wichtige Größen den Skalierungsfaktor auf. Zur Wahl der Skalierungsfaktoren siehe auch [Thiele 2000].

3.1.4 Erdbeben

Um den Vergleich mit den Annahmen der Norm SIA 160 [SIA 160] zu erlauben, wurde für die Versuche eine spektrum-kompatible, künstlich generierte Erdbebenanregung verwendet. Bild 3.2 zeigt links die Zeitverläufe der Verschiebung, Geschwindigkeit und Beschleunigung der verwendeten Erdbebenanregung, sowie rechts das Antwortspekt-

Versuchskörper

Größe	Einheit	Skalierung
Dehnung	1	$\frac{1}{1}$
Storey Drift	1	$\frac{1}{1}$
Länge	m	$\frac{1}{3}$
Verschiebung	m	$\frac{1}{3}$
Krümmung	$\frac{1}{m}$	$\frac{3}{1}$
E-Modul	$\frac{kN}{m^2} = \frac{to}{m \cdot s^2}$	$\frac{1}{1}$
Spannung	$\frac{kN}{m^2} = \frac{to}{m \cdot s^2}$	$\frac{1}{1}$
Kraft	$kN = \frac{to \cdot m}{s^2}$	$\frac{1}{9}$
Moment	$kNm = \frac{to \cdot m^2}{s^2}$	$\frac{1}{27}$
Energie	$kNm = \frac{to \cdot m^2}{s^2}$	$\frac{1}{27}$
Zeit	s	$\frac{1}{1}$
Frequenz	Hz	$\frac{1}{1}$
Geschwindigkeit	$\frac{m}{s}$	$\frac{1}{3}$
Beschleunigung	$\frac{m}{s^2}$	$\frac{1}{3}$
Masse	to	$\frac{1}{3}$

Tabelle 3.2: Skalierung wichtiger Größen. Die als Basis gewählten Skalierungen sind grau unterlegt.

rum der Beschleunigung für 5% Dämpfung, einmal über die Frequenz und einmal über die Periode aufgetragen [Lestuzzi et al. 1999]. Es handelt sich um einen spektrum-kompatiblen Zeitverlauf für weiche Böden in der höchsten Gefährdungszone der Schweiz (Zone 3b nach Norm SIA 160). Die maximale Beschleunigung beträgt 16% der Erdbeschleunigung $g=10 \text{ m/s}^2$ und die maximale Bodenverschiebung ca. 80 mm. Die Eckfrequenzen von 1.25 Hz und 5 Hz definieren das Plateau mit einem konstanten Spektralwert von 36% g. Da die Norm SIA 160 für weiche Böden keine spektralen Angaben enthält, wurde dieses Antwortspektrum mit Hilfe des Nationalen Anwendungsdokumentes [NAD] zum Eurocode 8 [EC 8] bestimmt.

Das Erdbeben ist identisch mit dem in [Lestuzzi et al. 1999] verwendeten Erdbeben für weiche Böden.

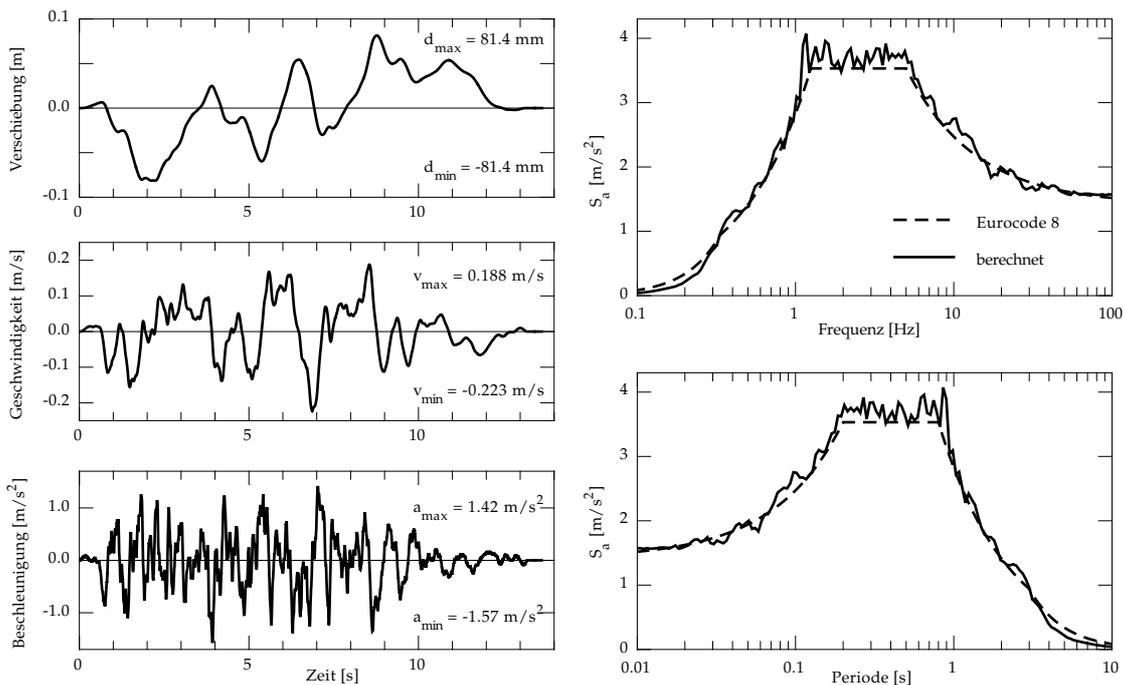


Bild 3.2: Künstlich generierter Erdbebenzeitverlauf mit Antwortspektren [Lestuzzi et al. 1999]

3.1.5 Bemessung

Ziel der Bemessung war eine Auslegung der Versuchskörper für mittlere Duktilität im Sinne von [EC 8] Teil 1-3 Abschnitt 2.1.3(3)P. Die Bemessung erfolgte in Anlehnung an [Paulay, Priestley 1992], [NZS 3101] und [Dazio et al. 1999].

Der Bewehrungsgehalt der Längsbewehrung wurde bereits als Versuchsparameter festgelegt (Abschnitt 3.1.1). Die Wahl der Stabdurchmesser und der Bewehrungslage resultierte aus praktischen Überlegungen (siehe Abschnitt 3.2.2). Folglich war nur noch die Wahl der Horizontalbewehrung durchzuführen. Aufbauend auf den Ergebnissen von [Dazio 2000] wurde der vertikale Abstand der Stabilisierungsbewehrung s_h auf das Vierfache des Durchmessers der Längsbewehrung \varnothing festgesetzt:

$$s_h = 4 \cdot \varnothing \quad (3.1)$$

Die Kapazitätsbemessung unterscheidet bei der Horizontalbewehrung zwischen Schubbewehrung, Stabilisierungsbewehrung und Umschnürungsbewehrung; diese Bewehrungen werden zu unterschiedlichen Zwecken verlegt. Die Schubbewehrung dient zur Übertragung der Querkraft. Die Stabilisierungsbewehrung wird in den Endbereichen der Wände verlegt und soll das Ausknicken der Längsbewehrung in der Biegedruckzone verhindern, wenn die Betonüberdeckung abgeplatzt ist. Die Umschnürungsbewehrung wird ebenfalls in den Endbereichen der Wände verlegt und soll größere Stauchungen der Biegedruckzone ermöglichen. Wenn gewisse geometrische Bedingungen erfüllt sind, können die einzelnen Bewehrungsstäbe für alle drei Zwecke gleichzeitig eingesetzt werden.

Die zur Bemessung angenommenen Materialeigenschaften des Bewehrungsstahls und des Betons sind in Tabelle 3.3 zusammengefasst.

Versuchskörper

Stahl	f_y [MPa]	f_t [MPa]	ε_y [%]
Ø5.2	470	470	0.22
Ø12	550	620	0.26

Beton	f_c [MPa]	ε_{cy} [%]	ε_{cu} [%]
B35/25	30	1.0	4.0

Tabelle 3.3: Materialeigenschaften des Bewehrungsstahls und des Betons zur Bemessung

Die wichtigsten Bemessungseigenschaften der Versuchskörper sind in Tabelle 3.4 zusammengefasst.

Wand	Bewehrungsgehalt				bezogene Normalkraft $n = N/A_g f_c$ [-]	Moment M_o [kNm]	Querkraft $V/0.8l_w b_w$ [MPa]
	Endbereich vertikal ρ_e [%]	Steg vertikal ρ_{wv} [%]	Gesamt vertikal ρ_t [%]	Steg horizontal ρ_{wh} [%]			
WPH2	3.5	0.4	1.6	0.42	15%	553	2.2
WPH3	3.5	0.4	1.6	0.42	4%	455	1.8
WPH4	1.6	0.4	0.9	0.42	15%	394	1.6

Tabelle 3.4: Eigenschaften der Versuchskörper

Durch die Festlegung von Bewehrungsgrößen wie Bewehrungsgehalt und -anordnung, sowie des Bügelabstands vor der eigentlichen Bemessung fließt der Bemessungswert für die Verschiebeduktilität μ_Δ nicht in die Bemessung ein, sondern kann nur nachträglich berechnet werden. In Tabelle 3.5 sind die Ergebnisse dieser Berechnung zusammengefasst. Die Berechnung erfolgte vereinfacht nach [Paulay, Priestley 1992]. $M_{E,elast}$ ist dabei das Moment aus Erdbebeneinwirkung bei elastischem Verhalten.

Wand	Eigenfrequenz [Hz]	$M_{E,elast}$ [kNm]	M_y [kNm]	μ_Δ [-]
WPH2	1.0	774	428	1.8
WPH3	1.0	774	314	2.5
WPH4	1.0	774	328	2.4

Tabelle 3.5: Bemessungsduktilität

3.2 Abmessungen und Bewehrung

3.2.1 Geometrie

Die äußeren Abmessungen aller Versuchskörper waren gleich und können dem Schalungsplan in Bild 3.3 entnommen werden. Alle Versuchskörper bestehen aus der Wand selber sowie einem Sockel, der dazu dient, die Wand auf einem Stahlträger zu verankern, der wiederum am Aufspannboden befestigt ist.

3.2.2 Bewehrung

Bei allen Versuchskörpern wurde die Bewehrung nach dem gleichen Schema verlegt. Aus diesem Grund wird der Bewehrungsplan der gesamten Wand in Bild 3.4 nur für die identischen Versuchskörper WPH2 und WPH3 gezeigt. Die Bewehrung des Wandsockels und des Wandkopfes ist bei allen Versuchskörpern ebenfalls gleich und ist für die vorhandenen Kräfte deutlich überdimensioniert. Die Bewehrung im unteren Wandbereich war hingegen einer der Versuchsparameter, deshalb wird in den Bildern 3.5 links und 3.5 rechts für alle Versuchskörper je ein Grundriss und eine Ansicht dieser Bewehrung dargestellt. Die Bemessung geht aus Abschnitt 3.1 hervor. Die Ausbildung der konstruktiven Details folgt [Paulay, Priestley 1992], berücksichtigt aber auch die Baueinheiten in der Schweiz:

- Die Vertikalbewehrung ist durch eine 135°-Abbiegung im Wandsockel verankert.
- Die Vertikalbewehrung ist durchgehend.
- Die Vertikalbewehrung wurde nicht nach der Momentenlinie abgestuft, sondern über die Höhe konstant gehalten. Neben der dadurch erreichten konstruktiven Vereinfachung wird so sichergestellt, dass plastische Verformungen nur im unteren Teil der Wand auftreten.
- Die Stabilisierungs- und Umschnürungsbewehrung wurde über das gesamte erste Stockwerk konstant gehalten.

Die Betonüberdeckung der äußersten Bewehrungslage betrug 10 mm und wurde mit handelsüblichen Distanzhaltern zur Schalung erzeugt. Die Bewehrungsstäbe wurden durch Bindedrähte ohne Schweißung miteinander verbunden.

3.3 Herstellung

Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte bei einer für vorfabrizierte Betonbauten spezialisierten Firma im Zeitraum 5.10.1998 - 16.10.1998. Bild 3.6 zeigt die verlegte Bewehrung vor dem Betonieren. Wegen der kleinen Wanddicke wurden die Versuchskörper liegend betoniert. Die Verdichtung des Betons erfolgte durch das Rütteln der Herstellungsplattform. Insbesondere sind auf Bild 3.6 oben rechts die Messstäbe im unteren Wandbereich sowie unten rechts die Aussparungen zur Befestigung des Stahlgürtels (siehe Bild 4.1) auf Höhe der ersten Geschossdecke ersichtlich.

Die Versuchskörper sollten aus wirklichkeitsnahen Baustoffen bestehen; d.h. der Beton sollte ein Grösstkorn von mindestens 16 mm und die Stäbe der Vertikalbewehrung sollten mindestens $\varnothing 6$ mm aufweisen (kleinster handelsüblicher Durchmesser in der

Versuchskörper

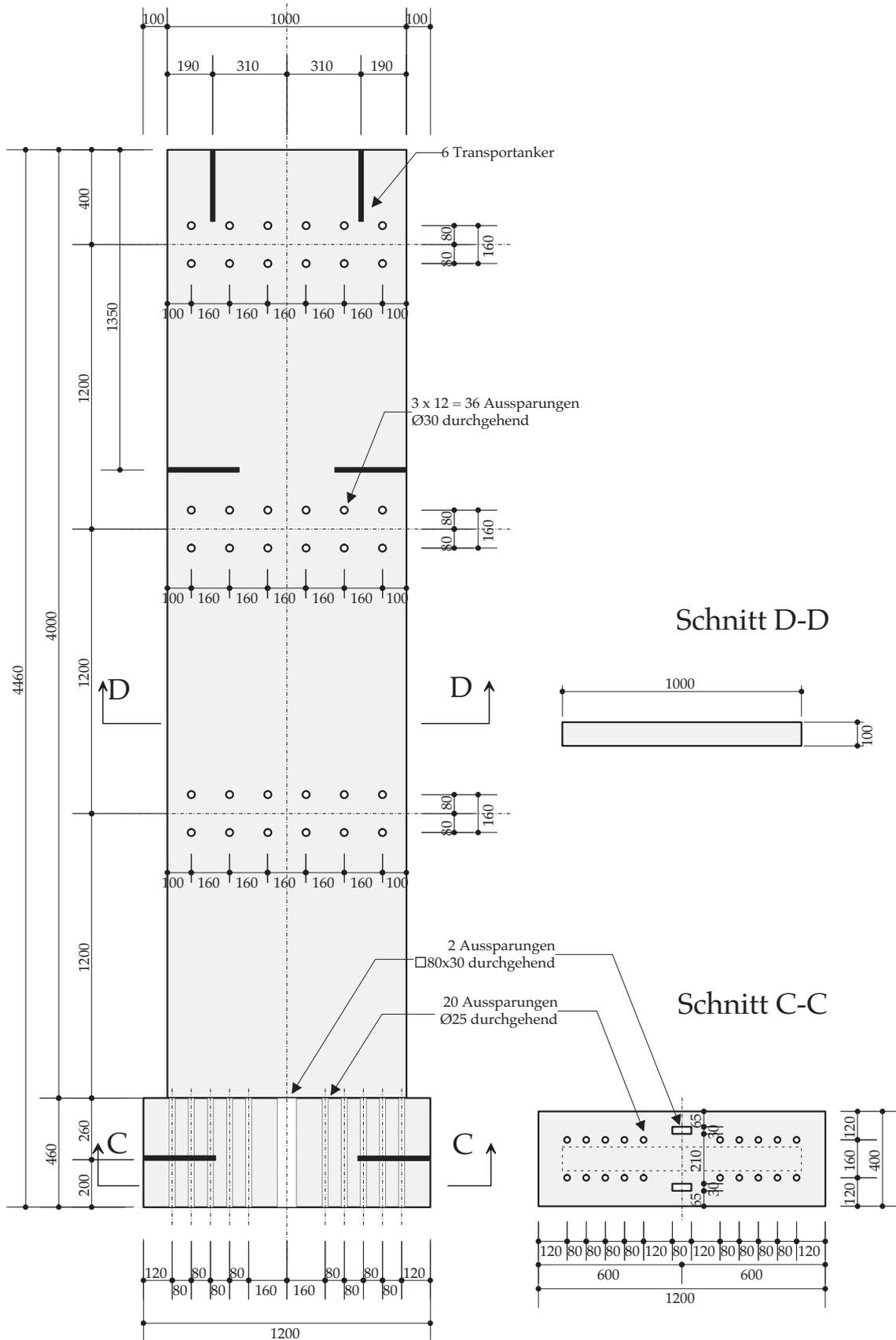


Bild 3.3: Schalungsplan aller Versuchskörper. Abmessungen in [mm]

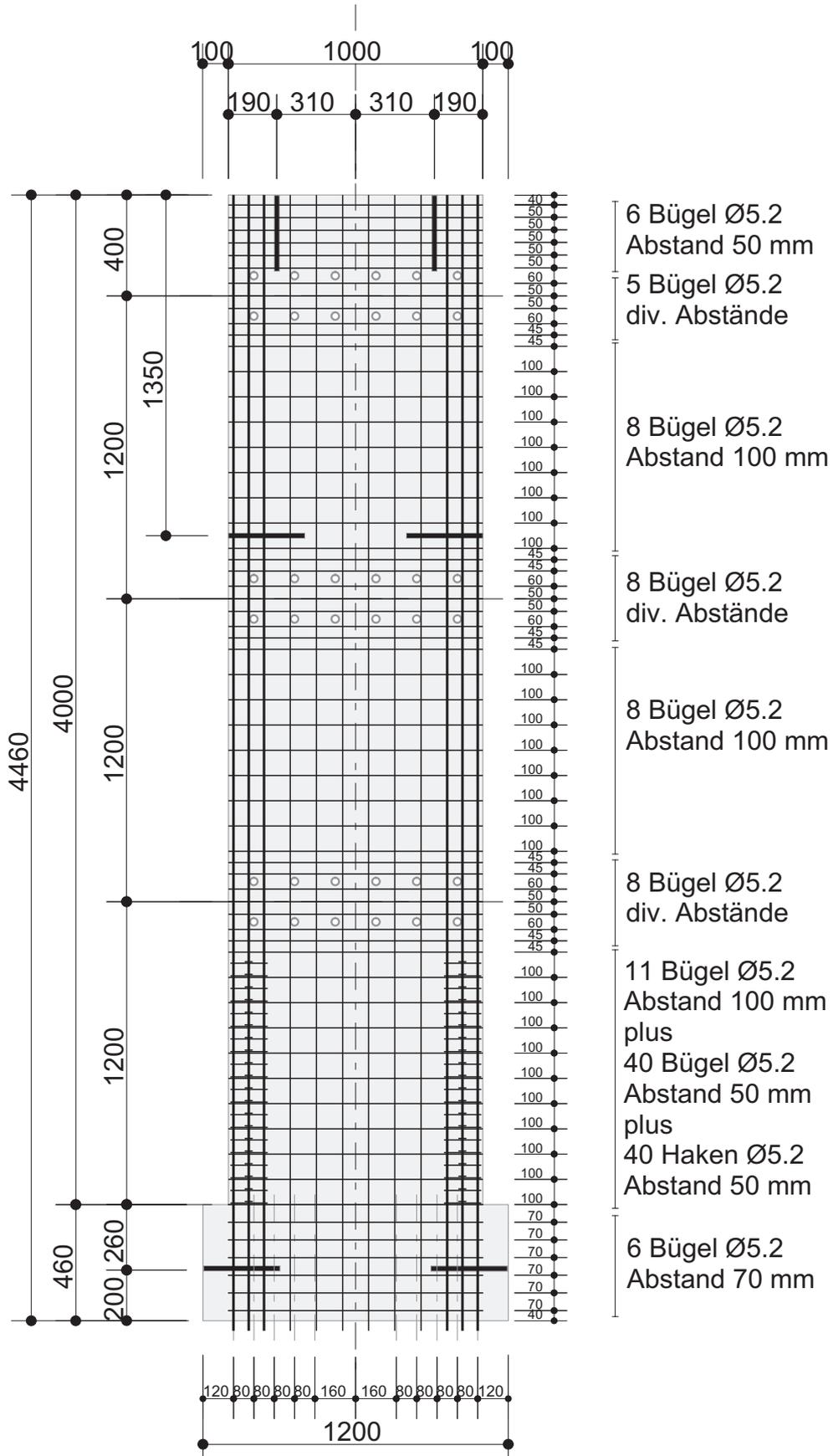
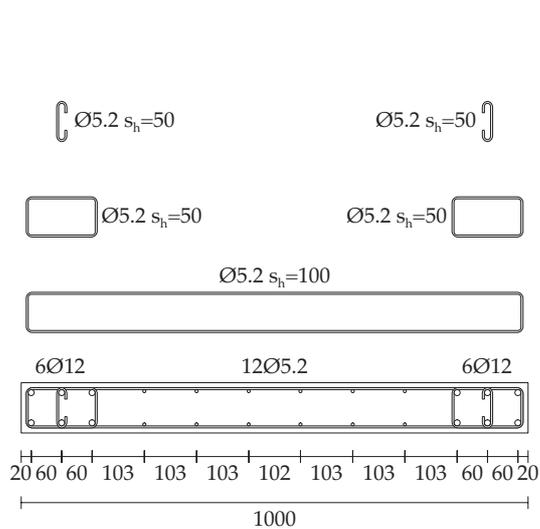


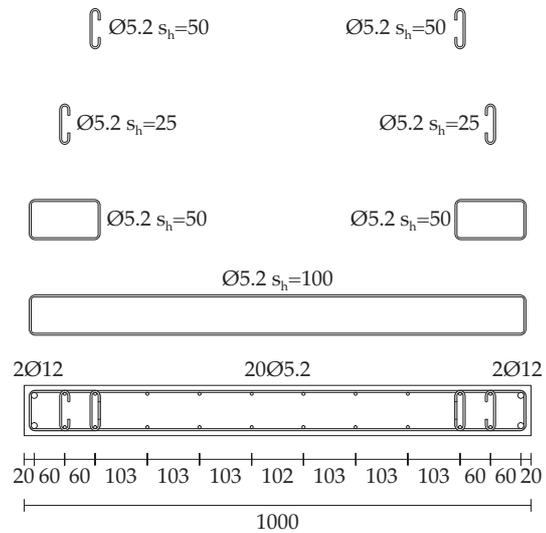
Bild 3.4: Bewehrungsplan der gesamten Wand, für die identischen Versuchskörper WPH2 und WPH3.
Abmessungen in [mm]

Versuchskörper

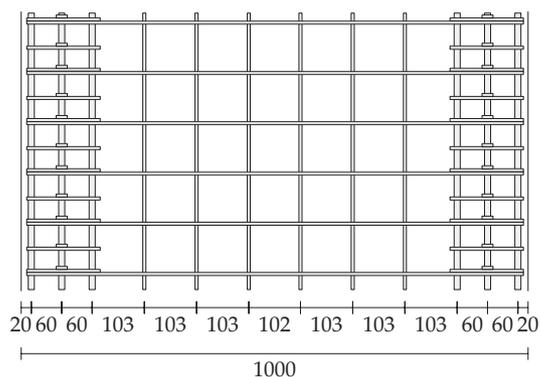
WPH2 und WPH3, Grundriss



WPH4, Grundriss



WPH2 und WPH3, Ansicht



WPH4, Ansicht

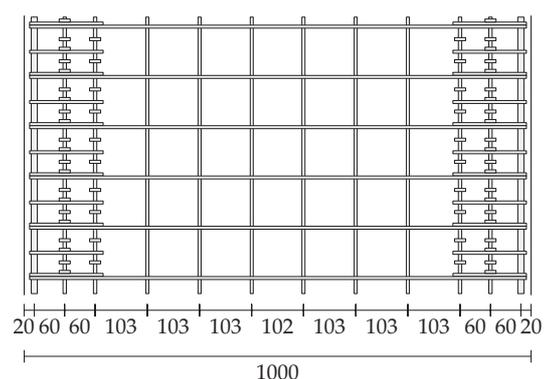


Bild 3.5: Bewehrung im Wandbereich zwischen den Höhen +0 und +1000 mm über Sockeloberkante der identischen Versuchskörper WPH2 und WPH3 (links), sowie WPH4 (rechts). Abmessungen in [mm]

Schweiz). Diese Randbedingungen wurden bei der Herstellung der Wände berücksichtigt, wobei für den Bewehrungsstahl mit kleinem Durchmesser auf den bereits vorhandenen, speziell angefertigten, duktilen Bewehrungsstahl $\text{Ø } 5.2$ zurückgegriffen wurde.

3.4 Beton

Die Wände wurden aus handelsüblichem Beton mit einem größten Korndurchmesser von 16 mm hergestellt. Das Ziel war, eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von $f_{\text{cw}} = 35$ MPa nach 28 Tagen zu erreichen. Deshalb wurde im Vergleich mit üblichem Beton für Vorfabrikation ein Beton mit relativ wenig Zement (300 kg/m^3) und eher höherem Wassergehalt ($W/Z = 0.5$) benutzt. Die Betonüberdeckung wurde auf 10 mm festgelegt und die Versuchskörper wurden einseitig schalungsglatt und einseitig geglättet hergestellt.

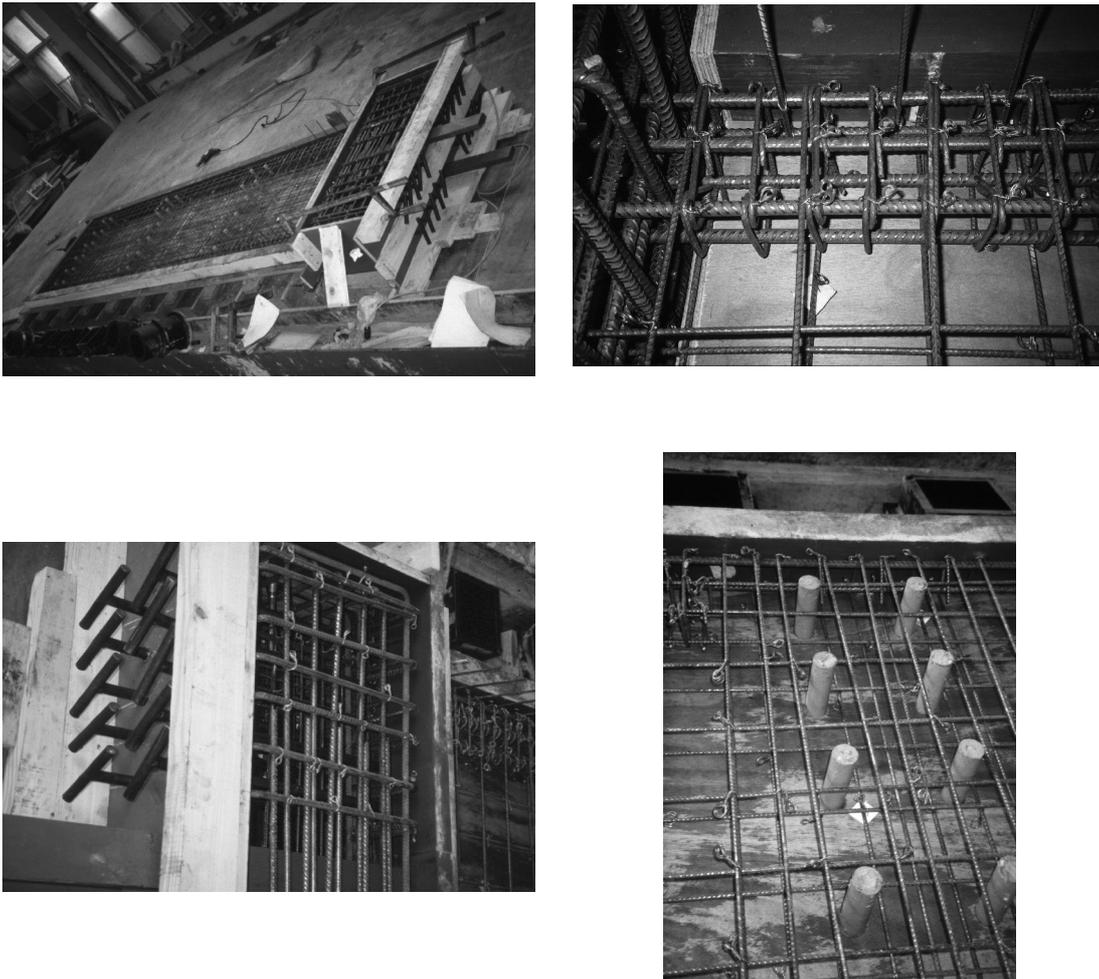


Bild 3.6: Herstellung der Versuchskörper. Schalung und Bewehrung befinden sich liegend auf einer großen rüttelbaren Herstellungsplattform. Oben links: Wand WPH2 vor dem Betonieren. Oben rechts: Wand WPH2, Randbewehrung direkt am Sockel. Unten links: Sockel der Wand WPH2. Unten rechts: WPH4, Bewehrung auf Höhe der ersten Geschossdecke.

Für jede Wand wurden 6 Würfel von 150 mm Kantenlänge geprüft. Weiterhin wurden total vier Zylinder ($\varnothing 150$ mm, $H=300$ mm) geprüft.

Die Rohdichte ρ_c und die Würfeldruckfestigkeit f_{cw} wurden aus den Würfelversuchen bestimmt. Die Festigkeitsprüfung erfolgte kraftgesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}_c = 0.6$ MPa/s.

Die Zylinderdruckfestigkeit f'_c und der Elastizitätsmodul E_c wurden aus den Zylinderversuchen bestimmt. Die Prüfung erfolgte weggesteuert mit einer Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon}_c = 3.3 \cdot 10^{-3}$ %/s, die bei einer Prüflänge von 300 mm einer Geschwindigkeit von 0.001 mm/s entspricht. Die Stauchung wurde als Mittelwert aus den Messwerten von 3 Wegaufnehmern (Typ HBM W5K, Auflösungsvermögen 1 μ m) berechnet, die mit einer Basislänge von 100 mm an den Drittelpunkten über den Umfang des Versuchskörpers geklebt waren. Eine typische Spannungs-Stauchungs-Kurve ist in Bild 3.7 dargestellt. Der Mittelwert der Neigung der Sekante zwischen einer Spannung von 2 und 15 MPa wurde als Elastizitätsmodul interpretiert.

Versuchskörper

Unter Berücksichtigung des Alters der geprüften Probekörper von ca. 430 Tagen wurde das Ziel einer mittleren Würfeldruckfestigkeit von $f_{cw} = 35$ MPa nach 28 Tagen ziemlich gut erreicht; in [Rüsch 1972] ist für das Alter von 430 Tagen eine Festigkeitssteigerung um einen Faktor 1.4 angegeben. Die Druckfestigkeit bei Wand WPH2 liegt leicht unter den Werten der anderen beiden Wände. Die mechanischen Kennwerte des Betons sind in Tabelle 3.6 zusammengefasst.

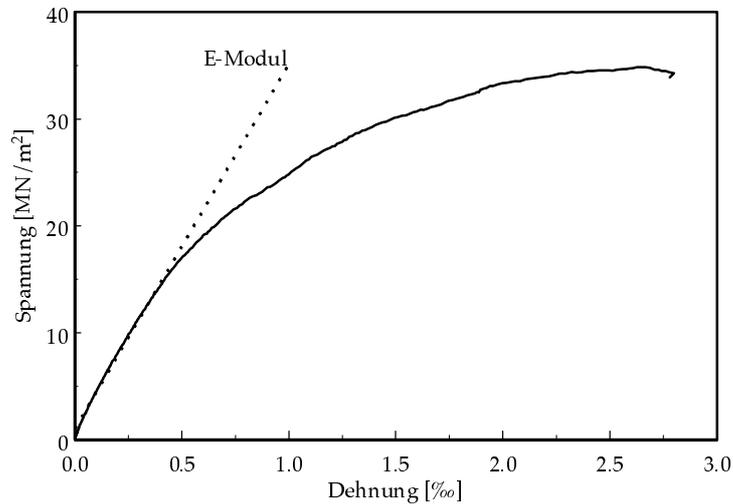


Bild 3.7: Typische Spannungs-Stauchungs-Kurve eines Betonzylinders. Die Approximation des E-Moduls im Bereich 2 MN/m^2 bis 15 MN/m^2 ist eingezeichnet.

Versuch	WPH2	WPH3	WPH4	WPH2-4
Anzahl Würfel	6	6	6	
Anzahl Zylinder				4
Alter [d]	430			
Rohdichte ρ_c [kg/m ³]	2316 ±11	2371 ±12	2374 ±16	
Würfeldruckfestigkeit f_{cw} [MPa]	48.8 ±1.4	55.7 ±1.6	54.2 ±2.0	
Zylinderdruckfestigkeit f'_c [MPa]				34.6 ±0.7
Elastizitätsmodul E_c [GPa]				31.8 ±2.4

Tabelle 3.6: Mechanische Kennwerte des Betons (Mittelwert und Standardabweichung)

3.5 Bewehrungsstahl

Als Folge der Längenskalierung 1:3 wurde Bewehrungsstahl mit relativ kleinen Stabdurchmessern verwendet. Beim Einsatz solch dünnen Bewehrungsstahls aus normaler Produktion werden die Duktilitätsprobleme des Bewehrungsstahls verschärft. Aus diesem Grund wurde für die Bewehrung der Wände mit Ø12 und Ø5.2 Spezialstahl mit relativ duktilen Eigenschaften bei der Gruppe Pittini der Firma Ferriere Nord S. p. A. in Osoppo, Italien bezogen.

Für jede Wand wurden Stäbe $\varnothing 12$ als vertikale Wandbewehrung, sowie Stäbe $\varnothing 5.2$ als vertikale und horizontale Wandbewehrung verwendet. Die Sockelbewehrung bestand teilweise aus handelsüblichem Schweizer Bewehrungsstahl $\varnothing 12$. Aufgrund der geringen Bedeutung der Materialwerte des Stahles im Sockel sind an diesem Stahl keine Materialversuche durchgeführt worden.

Die Versuche zur Bestimmung der mechanischen Eigenschaften von Bewehrungsstäben sind zwar genormt, gewisse Größen sind jedoch nicht eindeutig definiert. In Abhängigkeit der getroffenen Annahmen können markante Unterschiede in den Resultaten, v.a. was die Verformungskennwerte anbelangt, festgestellt werden. Aus diesem Grunde werden die durchgeführten Materialversuche am Bewehrungsstahl im folgenden Abschnitt ausführlich beschrieben, basierend auf [Dazio et al. 1999].

Die Materialversuche wurden, analog [Dazio et al. 1999] und [Lestuzzi et al. 1999], gemäß [ISO 6892] und [SIA 162/1] durchgeführt und ausgewertet. Die Prüfung fand statt am 28.1.1999.

3.5.1 Materialversuche

Die Bewehrungsstäbe wurden unter Berücksichtigung von [SIA 162/1] 5.01 ausgewählt. Sie wurden in Längen von $L_t = 1020 \pm 25$ mm geschnitten, und der effektive Querschnitt wurde über eine Wägung der Probestücke gemäß [SIA 162/1] 5.02 bestimmt. Die Bewehrungsstäbe wurden gemäß [ISO 6892] Annex G mit Strichmarken im Abstand 10 mm markiert.

Die Bewehrungsstäbe wurden in eine Universalprüfmaschine Schenk ± 480 kN eingebaut. Die freie Prüflänge wurde auf $L_c = 750$ mm festgelegt. Ungefähr in der Mitte der freien Prüflänge wurde ein Feindehnungsmessgerät (Extensometer, Typ MFI-40, mit eingebautem Wegaufnehmer Typ HBM W20K, Auflösungsvermögen 2 μm) mit einer Basis von $L_{e,300} = 300$ mm angebracht. Die Versuche wurden weggesteuert durchgeführt, die Belastungsgeschichte ist in Bild 3.8 links ersichtlich und bestand aus folgenden Schritten:

- Bei Punkt **1** sind Kolbenweg, Kolbenkraft und Extensometerweg gleich Null. Anschließend wird die Probe bis **2** mit einer Geschwindigkeit belastet, die einem Spannungszuwachs von $\dot{\sigma}_s = 10$ MPa/s entspricht.
- Bei **2** beträgt die Feindehnung $\varepsilon_{e,300} = 0.5\%$. Anschließend wird der Kolbenweg während 120 Sekunden konstant gehalten ([SIA 162/1] 5.03.37), die Kolbenkraft sinkt bis **3**. Anschließend wird weiterbelastet bis eine Feindehnung von ca. $\varepsilon_{e,300} = 0.7\%$ erreicht wird (**4**).
- Bei **4** wird die Probe bis auf ca. 10% der vorhandenen Kraft entlastet ([ISO 6892] 12) (**5**) und wiederbelastet (**6**).
- Bei **6** wird eine neue Geschwindigkeit eingestellt, bei der eine Dehnungszunahme von $\dot{\varepsilon}_s = 2\%$ pro Minute entsteht. Anschließend wird die Probe dehnungsgesteuert bis zum Bruch (**7**) weiterbelastet.

Die Angaben zur Festlegung der Belastungsgeschwindigkeit stammen aus [SIA 162/1] 5.03.33 und liegen innerhalb der von [ISO 6892] 10.1 festgelegten Grenzen.

Versuchskörper

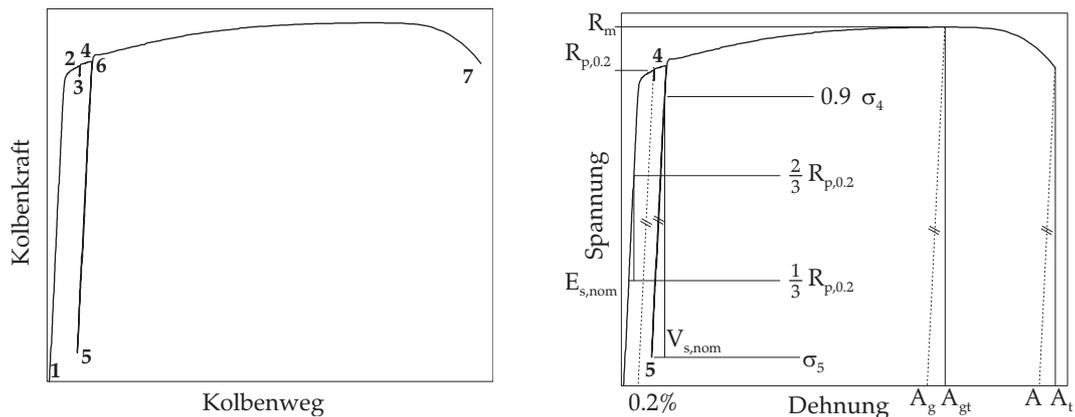


Bild 3.8: Durchführung der Materialversuche am Betonstahl. Links: Die verwendete Belastungsgeschichte. Rechts: Die Bezeichnungen nach [ISO 6892].

3.5.2 Bezeichnungen

Die Resultate der Versuche werden gemäß [ISO 6892] ausgewertet. Zusätzlich werden ε_5 , ε_{10} und ε_g nach [SIA 162/1] bestimmt. Die Bezeichnungen, die in den Normen Eurocode 2 und 8 verwendet werden, entsprechen jenen von [ISO 6892].

Eine Zusammenfassung der wichtigsten Bezeichnungen gemäß [ISO 6892] ist in Bild 3.8 rechts ersichtlich.

- ε_5 Dehnung nach Bruch als Verlängerung über der Bruchstelle (Einschnürungszone) gegenüber der ursprünglichen Länge $L_0=5\varnothing$ [SIA 162], [SIA 162/1]. Handmessung mit Schiebelehre.
- ε_{10} Dehnung nach Bruch als Verlängerung über der Bruchstelle (Einschnürungszone) gegenüber der ursprünglichen Länge $L_0=10\varnothing$ [SIA 162], [SIA 162/1]. Handmessung mit Schiebelehre.
- ε_g Gleichmaßdehnung (bleibende Dehnung außerhalb der Einschnürungszone) aus der Bruchdehnungen $\varepsilon_g = 2 \cdot \varepsilon_{10} - \varepsilon_5$ berechnet [SIA 162], [SIA 162/1].
- $R_{p,0.2}$ Proof stress at 0.2% non-proportional elongation [ISO 6892]. Entspricht der 0.2%-Dehngrenze und wird mit der nominellen Querschnittsfläche berechnet.
- R_m Tensile strength [ISO 6892]. Entspricht der Zugfestigkeit und wird mit der nominellen Querschnittsfläche berechnet.
- A_{gt} Percentage total elongation at maximum force [ISO 6892]. Entspricht der Gesamtdehnung bei Höchstzugkraft.
- $E_{s,nom}$ Elastizitätsmodul [ISO 6892]. Wird mit der nominellen Querschnittsfläche berechnet.
- $V_{s,nom}$ Wiederbelastungsmodul [ISO 6892]. Wird mit der nominellen Querschnittsfläche berechnet.

3.5.3 Auswertung der Materialversuche

In der Folge wird erklärt, wie die mechanischen Kennwerte, die in der Literatur nicht eindeutig definiert sind, in diesem Fall berechnet worden sind. Die getroffenen Konventionen sind zusätzlich in den Bildern 3.8 und 3.9 graphisch dargestellt. Sie entsprechen der Vorgehensweise in [Dazio et al. 1999] und [Lestuzzi et al. 1999], die Ergebnisse sind daher vergleichbar.

- Gesamtdéhnung bei Höchstzugkraft A_{gt}
 A_{gt} wurde aus dem gemessenen Kolbenweg unter Berücksichtigung einer Basislänge $L_e = 750$ mm zurückgerechnet. Es war nicht möglich, A_{gt} aus der Feindehnungsmessung zu bestimmen, weil bei zu wenigen Stäben der Einschnürungsbereich innerhalb der Messlänge lag [Russwurm 1993]. A_{gt} wurde anhand Gleichung (3.2) mit den Größen gemäß Bild 3.9 bestimmt [Rilem 1990].

$$A_{gt} \equiv \varepsilon_{uni} = \frac{\varepsilon_{98+} + \varepsilon_{98-}}{2} \quad (3.2)$$

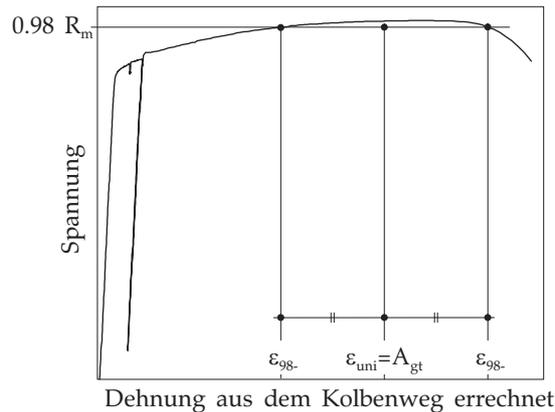


Bild 3.9: Die angewendete Bestimmungsprozedur für A_{gt} nach [Rilem 1990].

- Wiederbelastungsmodul V_s
 V_s wurde aus dem Spannungs-Feindehnungs-Diagramm bestimmt. Die untere Spannung wurde beim Umkehrpunkt zwischen Entlastung und Wiederbelastung (5) angenommen. Die obere Spannung wurde bei 90% der maximalen Spannung, die vor der Entlastung erreicht wurde (4), festgelegt. Die zugehörige Feindehnung wurde als Mittelwert zwischen Entlastungs- und Wiederbelastungskurve angenommen.
- Dynamische Fließgrenze $f_{yi,dyn}$ oder $R_{p0.2}$
Bei keinem der geprüften Stäbe war ein Fließplateau vorhanden. Aus diesem Grund wurden sowohl $f_{yi,dyn}$ als auch $R_{p0.2}$ als 0.2%-Dehngrenze bestimmt. Zur Festlegung der 0.2%-Dehngrenze wurde in Anlehnung an [ISO 6892] $V_{s,nom}$ anstelle von $E_{s,nom}$ verwendet.
- Statische Fließgrenze $f_{yi,stat}$
 $f_{yi,stat}$ wurde mit Gleichung (3.3) bestimmt, wobei $\Delta\sigma_{2,3}$ der Spannungsdifferenz entspricht, die zwischen dem Anhalten des Prüfvorganges (2) und dem Anfang des Weiterbelastens (3) gemessen wurde. Diese Umrechnung ist notwendig, weil der Prüfvorgang nie genau bei $f_{yi,dyn}$ angehalten werden konnte.

$$f_{yi,stat} = f_{yi,dyn} - \Delta\sigma_{2,3} \quad (3.3)$$

- Elastizitätsmodul E_s
 E_s wurde durch lineare Interpolation der Messwerte zwischen $\frac{1}{3} f_y$ und $\frac{2}{3} f_y$ (dynamische Fließgrenze) aus dem Spannungs-Feindehnungs-Diagramm bestimmt.

3.5.4 Resultate der Materialversuche

Die Resultate der Materialversuche am Bewehrungsstahl sind in Tabelle 3.7 zusammengefasst. In Bild 3.10 sind für beide Durchmesser, Ø5.2 mm und Ø12 mm, typische Spannungs-Dehnungs-Diagramme dargestellt.

\varnothing_{nom} [mm]	\varnothing_{eff} [mm]	n	R_m [MPa]	$R_{p0.2}$ [MPa]	$R_m/R_{p0.2}$ [1]	A_{gt} [%]	$E_{s,\text{nom}}$ [GPa]	V_{nom} [GPa]	ϵ_5 [%]	ϵ_g [%]	Datum
Wände WPH2, WPH3, WPH4											
12	12.00 ±0.01	12	562 ±4	489 ±5	1.15 ±0.01	4.8 ±0.5	202 ±2	189 ±1	11.9 ±0.2	10.8 ±0.1	28.1.99
5.2	5.20 ±0.01	14	593 ±6	500 ±5	1.19 ±0.02	7.1 ±0.7	205 ±1	195 ±1	12.4 ±0.1	11.2 ±0.1	28.1.99

Tabelle 3.7: Kennwerte des verwendeten Betonstahls (Mittelwert und Standardabweichung)

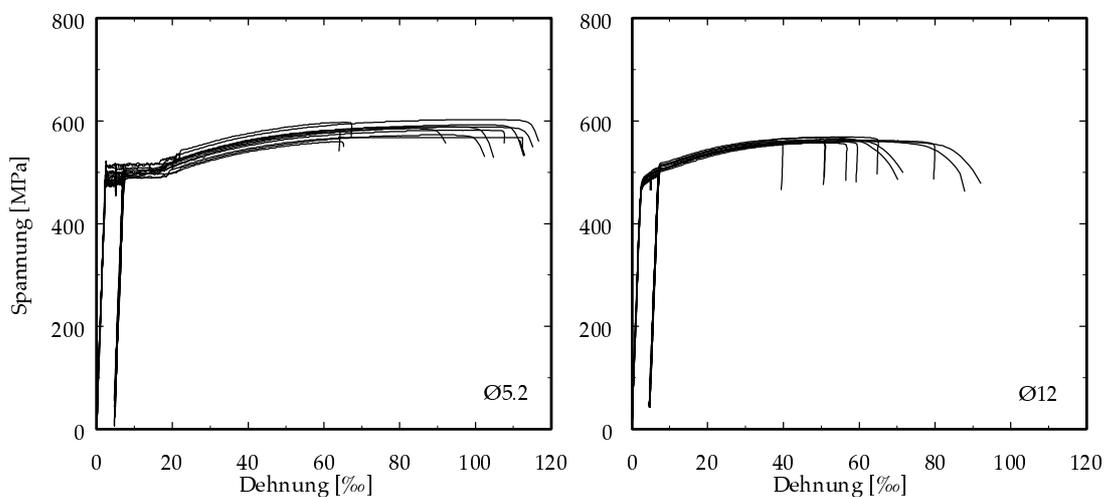


Bild 3.10: Spannungs-Dehnungs-Diagramme des Betonstahls Ø5.2 mm (links) und Ø12 mm (rechts)

Für die Auswertung wurden die in [EC 8] für mittlere Duktilität der Bauwerke vorgeschlagenen Anforderungen herangezogen:

- Die Anforderung an das Verfestigungsverhältnis, $R_m/R_{p0.2} = 1.15$, wird erreicht. Der Stahl Ø12 mm erreicht allerdings nur knapp diese Marke, einzelne geprüfte Stäbe lagen darunter, bis minimal $R_m/R_{p0.2} = 1.13$.
- Die Anforderung an die Dehnung bei Höchstzugkraft, $A_{gt} = 6\%$, wird nur für den Stahl Ø5.2 mm erreicht. Einen Einfluss auf dieses Ergebnis hat die Bestimmungsprozedur für A_{gt} (siehe Abschnitt 3.5.3), die relativ niedrige Werte erzeugt. In Bild 3.9 kann dieser Sachverhalt überprüft werden, dort liegt A_{gt} deutlich niedriger als die tatsächliche Dehnung bei Höchstlast. Hier zeigt sich die Notwendigkeit, bei der Festlegung von Anforderungen an Materialkennwerte auch die Prozedur deren Bestimmung festzulegen.
- In [Lestuzzi et al. 1999] wurde Stahl Ø5.2 mm aus der gleichen Produktion verwendet. Die Vorgehensweise bei der Prüfung war identisch. Die Ergebnisse für $R_m/R_{p0.2}$ und A_{gt} stimmen gut überein.
- Insgesamt kann der Stahl als hinreichend duktil bezeichnet werden, mit den genannten Einschränkungen bei Stahl Ø12 mm.

4 Versuchsdurchführung

Kapitel 4 enthält Informationen zu Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung. Abschnitt 4.1 erläutert die Komponenten der Versuchsanlage. Abschnitt 4.2 beschreibt die Messeinrichtung der fest installierten und der manuell durchgeführten Messungen. Schließlich wird in Abschnitt 4.3 die Vorbereitung und der Ablauf eines Versuchs dargestellt.

4.1 Versuchsanlage

Die Versuchsanlage ist in den Bildern 4.1 und 4.2 in Ansicht und Grundriss dargestellt. Ihre Komponenten werden im Folgenden näher beschrieben.

4.1.1 Reaktionsrahmen

Der verwendete Reaktionsrahmen ist Bestandteil der Versuchsanlage "Beam Element Tester" (in der Folge als BET bezeichnet), die in der Bauforschungshalle der ETH Zürich vorhanden ist. Weitere Angaben über den BET sind in [Kaufmann, Marti 1996] zu finden.

4.1.2 Prüfzylinder

Die servohydraulisch gesteuerten Prüfzylinder, die zwischen Reaktionsrahmen und Versuchskörper montiert waren, dienten zur Simulation der horizontalen Kräfte aus Erdbebeneinwirkung. Es wurden drei Prüfzylinder, jeweils auf der Höhe einer Geschossdecke des Versuchskörpers, verwendet. Die Prüfzylinder wurden in Wandlängsrichtung hin- und herbewegt. Die beiden oberen Prüfzylinder hatten eine nominelle Kraft von ± 200 kN und einen nominellen Kolbenweg von ± 250 mm. Der unterste Prüfzylinder hatte eine nominelle Kraft von ± 200 kN und einen nominellen Kolbenweg von ± 100 mm. Die Zylinderkolben wurden mittels eines externen Wegaufnehmers weggesteuert. In die Anschlusslaschen zur Befestigung der Prüfzylinder waren hochpräzise Kugelgelenke eingebaut, so dass das Gelenkspiel gering gehalten werden konnte.

4.1.3 Versuchskörper

Die Versuchskörper, deren Geometrie im Kapitel 3 dargestellt ist, wurden mittels 16 Spannstangen $\varnothing 13$ mm an einem steifen Stahlträger befestigt, der wiederum mittels 4 Spannstangen $\varnothing 24$ mm auf den Aufspannboden gespannt wurde. Die Spannstangen wurden so vorgespannt, dass die Kontaktfläche während des ganzen Versuches überdrückt blieb. Um horizontales Gleiten der Wand zu verhindern, wurden Schubwiderlager sowohl zwischen Stahlträger und Aufspannboden, als auch, ab Wand WPH4, zwischen Wandsockel und Stahlträger montiert.

Da die Versuchskörper um ihre schwache Achse sehr weich waren, mussten sie während des Versuches seitlich geführt werden. Die dafür verwendete Rahmenkonstruktion bestand aus Teilen des IBK Stützen- und Trägersystems. Diese Teile wurden so zu-

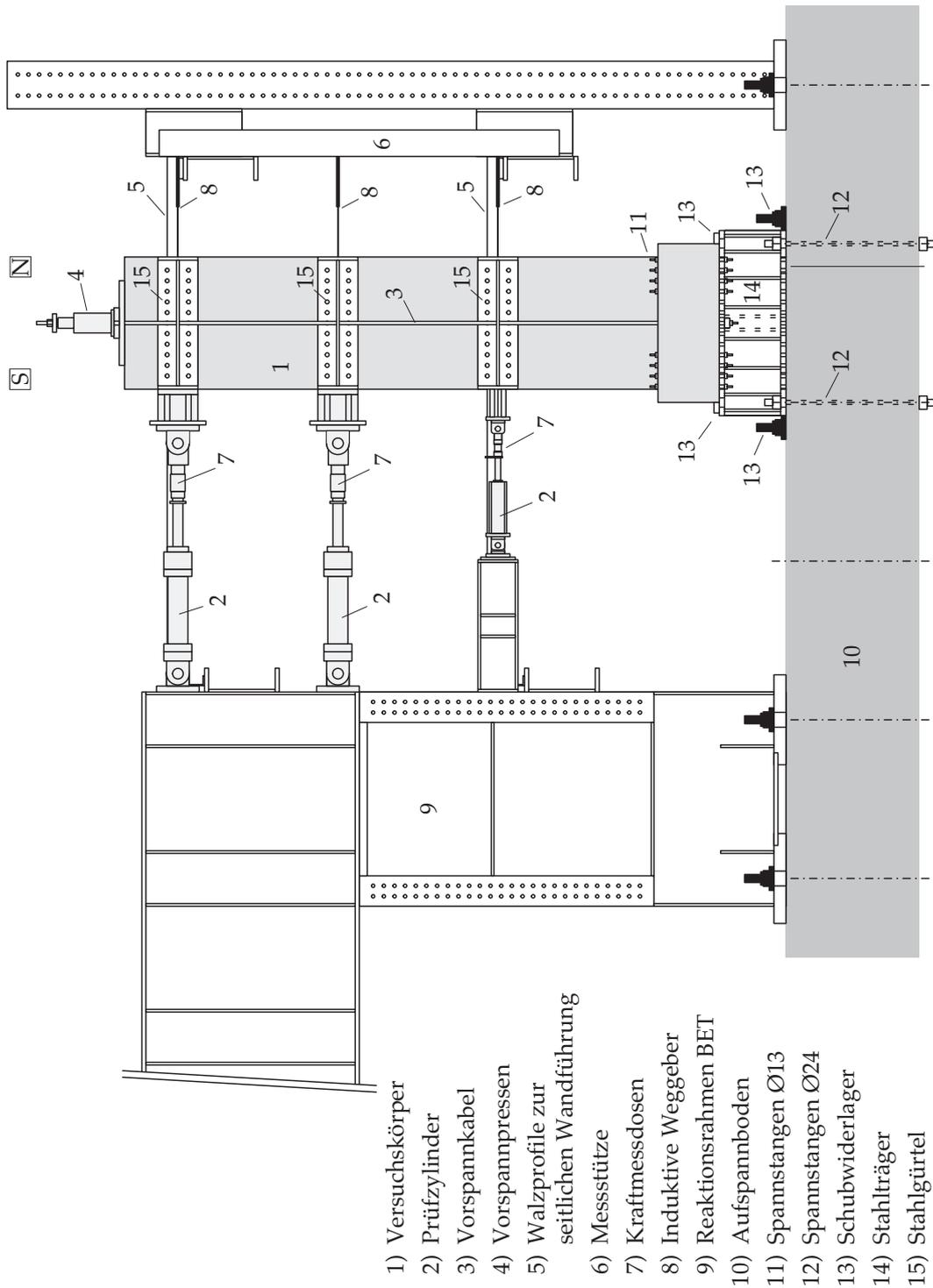
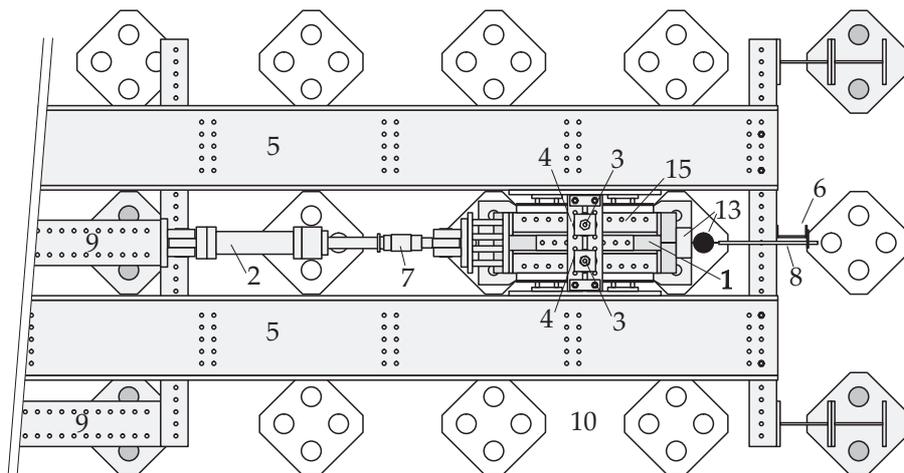


Bild 4.1: Versuchsanlage, Ansicht, Maßstab 1:50.



- | | |
|--|------------------------|
| 1) Versuchskörper | 7) Kraftmessdosen |
| 2) Prüfzylinder | 8) Induktive Weggeber |
| 3) Vorspannkabel | 9) Reaktionsrahmen BET |
| 4) Vorspannpresen | 10) Aufspannboden |
| 5) Walzprofile zur
seitlichen Wandführung | 13) Schubwiderlager |
| 6) Messstütze | 15) Stahlgürtel |

Bild 4.2: Versuchsanlage, Grundriss, Maßstab 1:50.

sammengefügt, dass in der Höhe der ersten und dritten Geschossdecken Walzprofile zur seitlichen Wandführung vorhanden waren, an denen der Versuchskörper gleiten konnte. Um die Gleitreibung klein zu halten, wurden an die Flansche der Walzprofile Kanthölzer mit polierten Blechen und am Versuchskörper eine Führung mit Teflongleitlagern montiert.

Für die Kraftübertragung auf Höhe der Geschosdecken wurden drei Stahlgürtel an der Wand befestigt, an denen die Prüfzylinder und die oben beschriebene Führung mit Teflongleitlagern angebracht war.

Die axiale Normalkraft der Wände (vgl. Abschnitt 3.1) wurde mittels externer Vorspannung durch zwei Spannstanzen erzeugt. Zwischen Wandkopf und Verankerung der Spannstanzen war jeweils eine Hohlkolbenpresse montiert. Die Presse wurde durch ein Pendelmanometer gesteuert, mit dem die Vorspannkraft im Laufe des Versuchs weitgehend konstant gehalten werden konnte. Am unteren Ende wurden die Spannstanzen im Stahlträger verankert. Alle Verankerungen waren mit einem Kugelgelenk versehen.

4.2 Messeinrichtung

4.2.1 Fest installierte Messstellen

Die fest installierten Messstellen sind in Tabelle 4.1 zusammengefasst und in Bild 4.3 dargestellt. Es wurden insgesamt 18 Wegaufnehmer und 5 Kraftmessdosen (KMD) für den Versuch eingesetzt, sowie 3 Wegaufnehmer für die servohydraulische Steuerung der Prüfzylinder. Alle Messstellen waren über drei Messverstärker HBM Spider8 mit einem Computer verbunden.

Für jeden Iterationsschritt der Pseudodynamik wurde ein vollständiger Satz der Daten aufgenommen.

Messstelle	Geberart	Bemerkungen
WO	Induktiver Wegaufnehmer ± 250 mm	Montiert auf die Messstütze (Bild 4.1). Erfassung der horizontalen Wandverschiebungen auf Höhe der drei Geschossdecken.
WM	Induktiver Wegaufnehmer ± 250 mm	
WU	Induktiver Wegaufnehmer ± 100 mm	
KO	Kraftmessdose ± 200 kN	Montiert zwischen Zylinder und Wand (Bild 4.1). Erfassung der horizontalen Kräfte auf Höhe der drei Geschossdecken
KM	Kraftmessdose ± 200 kN	
KU	Kraftmessdose ± 200 kN	
SL900	Induktiver Wegaufnehmer ± 50 mm	Montiert auf den Stirnflächen Nord und Süd der Wände. Die Messgeber sind am unteren Ende jeweils auf dem Sockel befestigt. Erfassung der vertikalen Verschiebung entlang der Stirnfläche. Die Zahlenwerte der Bezeichnungen geben die Messlänge an.
SL600	Induktiver Wegaufnehmer ± 50 mm	
SL300	Induktiver Wegaufnehmer ± 25 mm	
SR900	Induktiver Wegaufnehmer ± 50 mm	
SR600	Induktiver Wegaufnehmer ± 50 mm	
SR300	Induktiver Wegaufnehmer ± 25 mm	
HL500	Induktiver Wegaufnehmer ± 50 mm	Montiert auf einbetonierten Stäben an der Rückseite der Wände. Erfassung der relativen Verschiebungen zwischen den einbetonierten Stäben. Die Messgeber HL300 und HR300 sind am unteren Ende jeweils auf dem Sockel befestigt. Die Zahlenwerte der Bezeichnungen geben die Messlänge an.
HL300	Induktiver Wegaufnehmer ± 25 mm	
HL200	Induktiver Wegaufnehmer ± 25 mm	
HR500	Induktiver Wegaufnehmer ± 50 mm	
HR300	Induktiver Wegaufnehmer ± 20 mm	
HR200	Induktiver Wegaufnehmer ± 20 mm	
SOL	Induktiver Wegaufnehmer ± 10 mm	Kontrollmessung der Verschiebung und Verdrehung des Sockels
SOR	Induktiver Wegaufnehmer ± 10 mm	
SOS	Induktiver Wegaufnehmer ± 10 mm	
VV	Kraftmessdose ± 300 kN	Messung der Vorspannung an der unteren Befestigung beider Spannstangen.
VH	Kraftmessdose ± 300 kN	

Tabelle 4.1: Fest installierte Messstellen

4.2.2 Rissaufnahme

Für die Versuchskörper WPH3 und WPH4 wurde beim Erreichen maximaler Verschiebungen kurz nach Umkehr der Bewegungsrichtung der Versuch angehalten. In dieser Zeit wurden die Risse nachgezeichnet, das Rissebild fotografisch festgehalten und die Rissbreiten der Hauptrisse gemessen (senkrecht zum Riss mit einem Rissmaßstab) und protokolliert. Die Wahl und Anzahl der Hauptrisse erfolgte nach Augenschein. Bei Neuentstehung weiterer größerer Risse wurden diese zusätzlich ins Protokoll aufgenommen (siehe Bild 4.4). Jeder Hauptriss wurde an 5 Orten gemessen. Die Rissbreite wurde innerhalb eines 50 mm breiten Bereiches an der Stelle gemessen, wo sie am größten war. Diese Bereiche waren mit den Buchstaben A bis E gekennzeichnet und sind im Bild 4.4 grau dargestellt.

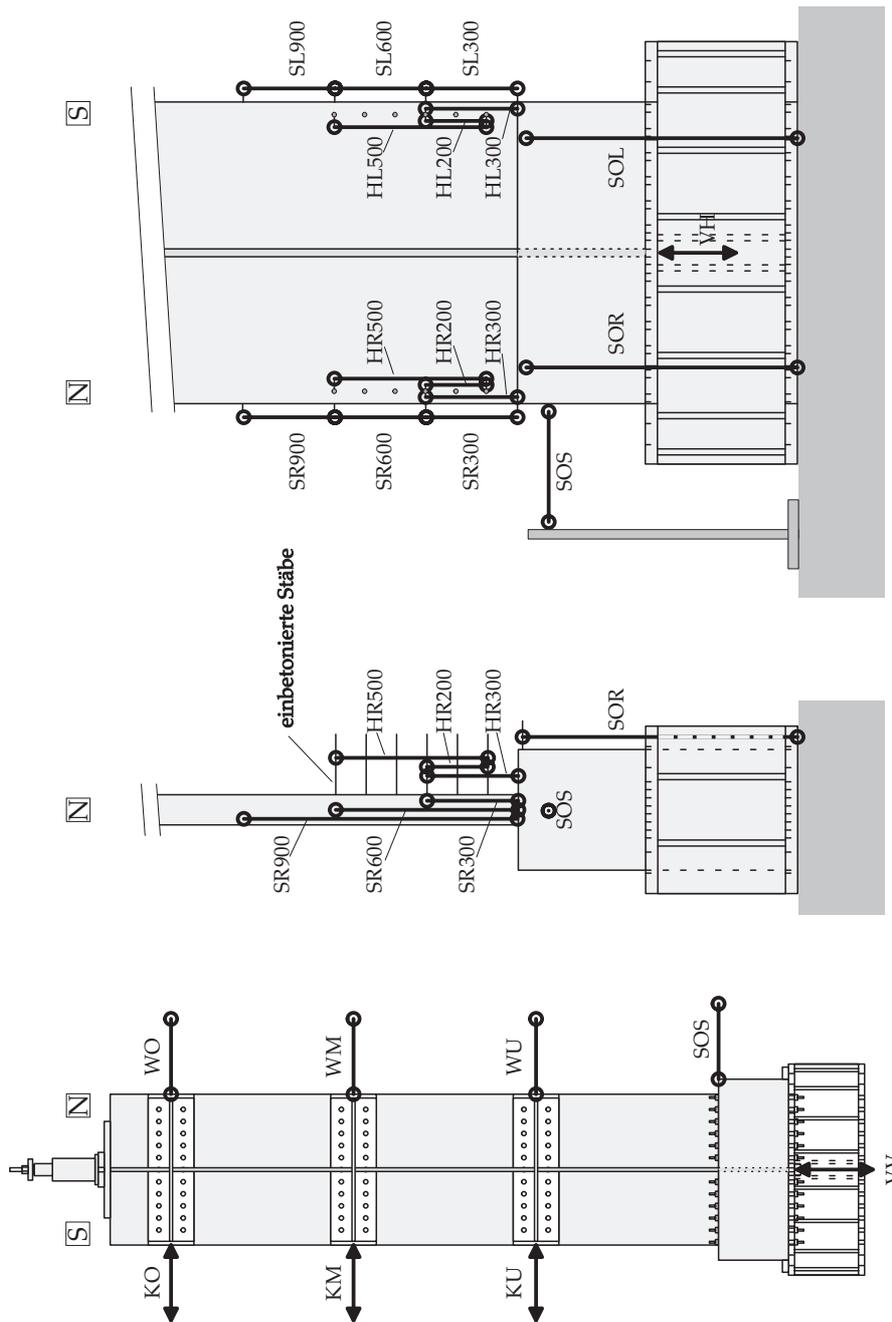


Bild 4.3: Anordnung und Bezeichnung der fest installierten Messstellen, 1:50.

Versuchsdurchführung

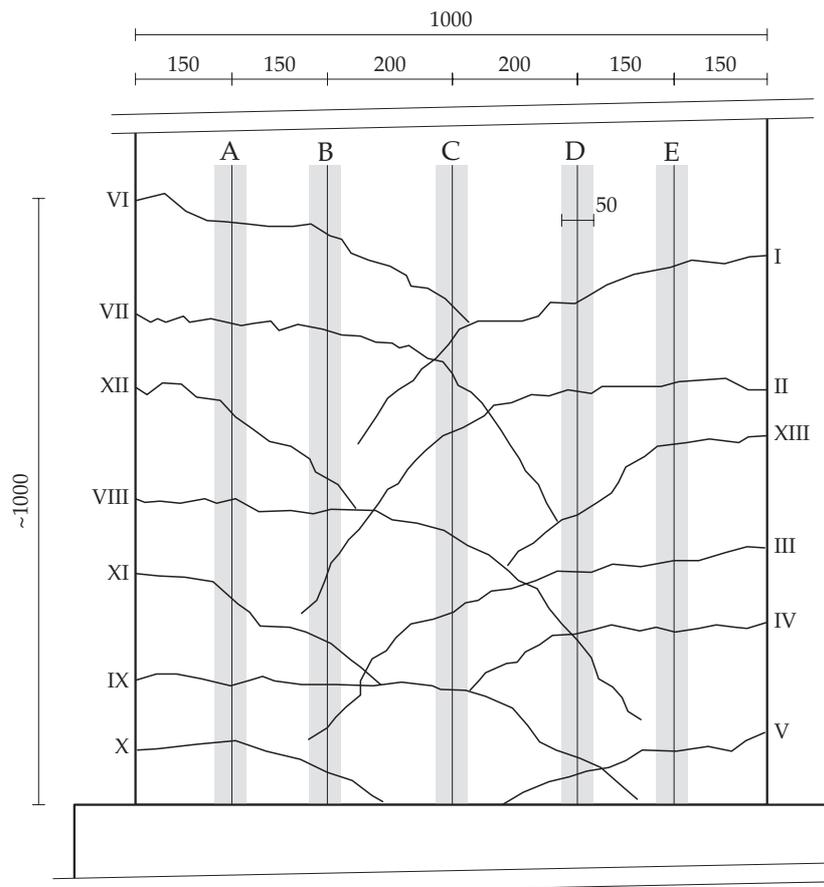


Bild 4.4: Haupttrisse und Bereiche, innerhalb welcher die Rissöffnungen gemessen wurden. Versuchskörper WPH4. Abmessungen in [mm], 1:12.

4.3 Versuchsdurchführung

4.3.1 Versuchsvorbereitung

Die Versuchsvorbereitung dauerte im Mittel ein bis zwei Wochen und umfasste folgende Arbeiten:

- 1) Weissanstrich der Wand
- 2) Montage der direkt an der Wand zu befestigenden Stahlgürtel auf Höhe der drei Geschossdecken (Bild 4.1).
- 3) Aufstellen des Versuchskörpers auf den am Aufspannboden befestigten Stahlträger. Die Versuchskörper wurden mit dünnen Stahlblechen unterlegt, um den Versuchskörper mit ausreichender Genauigkeit ($\sim 1/2000$) ins Lot zu stellen. Die Befestigung auf dem Stahlträger erfolgte mit 16 Stahlton-Spannstangen $\varnothing 13$, die mit jeweils 80 kN vorgespannt wurden. Gleichzeitig wurden die Walzprofile zur seitlichen Wandführung eingesetzt und angepasst.
- 4) Montage der restlichen Versuchseinrichtung gemäß Bild 4.1 bis 4.3. Zu diesem Zeitpunkt waren die Prüfzylinder noch nicht mit dem Versuchskörper verbunden und es war noch keine Normalkraft aufgebracht.
- 5) Instrumentierung und Nullabgleich der fest verdrahteten Messstellen. Der Nullabgleich fand am ersten Versuchstag statt. Die Nullabgleiche der für die Steuerung des pseudodynamischen Versuchs nicht direkt benötigten Messstellen wurden bei den folgenden Versuchen mit dem gleichen Versuchskörper nicht mehr geändert. Dies betrifft vor allem die Messung der vertikalen Verschiebungen im Bereich des plastischen Gelenks. Für diese Messwerte ist somit eine Kontinuität über die gesamten Versuche mit einem Versuchskörper gegeben. Für die Messung der horizontalen Stockwerksverschiebungen und der Stockwerkskräfte wurde für jeden Versuch ein Nullabgleich durchgeführt.
- 6) Kurz vor jedem Versuch wurde zuerst die Wand auf den Sollwert der Normalkraft vorgespannt. Darauf wurde der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder in Betrieb genommen und die Prüfzylinder wurden mit der Wand kraftschlüssig verbunden.

4.3.2 Versuchsablauf

Die Geschwindigkeit, in der ein pseudodynamischer Versuch durchgeführt wird, ist prinzipiell ohne Einfluss auf das Ergebnis, da zeitabhängige Größen bei der Pseudodynamik lediglich als Rechenwerte verwendet werden. Der Versuch mit dem Erdbeben der Dauer 13.3 Sekunden kann sich über mehrere Stunden strecken, je nach Wahl der numerischen Parameter und der Dauer der Unterbrechungen für Messungen.

Der eigentliche Versuch begann unmittelbar nach Abschluss der Vorbereitungsphase (Punkt 6 in Abschnitt 4.3.1). Das Computerprogramm lud den Zeitverlauf der Bodenbeschleunigung des Erdbebens und begann mit den Iterationen. Der Ablauf des Versuches war vollständig automatisiert. Lediglich das Pendelmanometer, das die Normalkraft

Versuchsdurchführung

während des Versuches konstant halten sollte, musste gelegentlich, vor allem bei großen Verschiebungen der Wand, nachjustiert werden.

Beim Erreichen maximaler Verschiebungen wurde, kurz nach Umkehr der Bewegungsrichtung, der Versuch angehalten. In dieser Zeit wurden die Risse nachgezeichnet, das Rissebild fotografisch festgehalten und die Rissbreiten der Hauptrisse gemessen und protokolliert. Eine solche Unterbrechung dauerte jeweils ungefähr 10 Minuten.

Die Geschwindigkeit, mit der die Kolben während des Versuches bewegt wurden, betrug 0.2 mm/sec. Die Versuche wurden solange über die Dauer des Erdbebens hinausgeführt, bis die Schwingung der Wand abgeklungen war. Bei den Versuchen mit Versagen der Wände WPH2 und WPH3 musste allerdings der Versuch vorher abgebrochen werden, da die Sicherheit des Versuchsaufbaus nicht mehr gewährleistet war.

5 Versuchsergebnisse

In diesem Kapitel werden die gemessenen Resultate der Versuche dargestellt. Zu Beginn werden in Abschnitt 5.1 die verwendeten Darstellungen eingeführt. Nachfolgend werden in den Abschnitten 5.2, 5.3 und 5.4 die Resultate der Versuche mit den Wänden WPH2, WPH3 und WPH4 gezeigt. Die Interpretation der Versuchsergebnisse erfolgt in Kapitel 6.

5.1 Auswertung und Darstellung der Messdaten

5.1.1 Auswertungen

Die Messwerte der festen Messstellen wurden anhand von Eichprotokollen der Messgeräte in die entsprechenden Kraft- und Verformungsgrößen umgerechnet. Alle Messkanäle wurden zu Beginn der Versuche an einer Wand auf Null abgeglichen. Die Nullabgleiche von Messungen, die für Berechnungen der Pseudodynamik nicht benötigt wurden, wurden in allen weiteren Versuchen mit derselben Wand nicht mehr verändert. Deswegen zeigen diese Werte, jeweils ab dem zweiten Versuch, am Versuchsbeginn Werte verschieden von Null. Die für die Pseudodynamik relevanten Messwerte, also horizontale Verschiebungen und Kräfte auf der Höhe der drei Stockwerke, wurden für jeden einzelnen Versuch kurz vor dem Start, also nach Aufbringen der Normalkraft, auf Null abgeglichen.

Die Vorzeichen der Messungen sind so definiert, dass eine Bewegung der Wand nach Süd positive Werte bei den Stockwerksverschiebungen und Stockwerkskräften ergibt. Die Wegmessungen im unteren Bereich der Wand sind positiv bei Verlängerung.

Die Ergebnisse der Rissmessungen wurden per Foto (Rissebild) und manuell (Rissbreiten) aufgenommen.

5.1.2 Darstellungen

Für jede Wand wird in den folgenden Abschnitten zuerst der Ablauf der Versuche beschrieben. Anschließend werden die wichtigsten Resultate in Form von Bildern und Diagrammen gezeigt. Die Darstellungen sind für alle Versuche gleich und werden im Folgenden kurz eingeführt. Die Auswahl der Darstellungen ist angelehnt an [Dazio et al. 1999] und [Lestuzzi et al. 1999].

Zeitverlauf

In den Bildern 5.3, 5.10 und 5.26 werden die gemessenen Horizontalverschiebungen für alle drei Stockwerke im Zeitverlauf dargestellt. Da der Sockel nicht bewegt wird, sind die angegebenen Verschiebungen Relativwerte. Absolutverschiebungen können durch das Addieren der bei einem Erdbeben auftretenden Bodenverschiebungen ermittelt werden. Da für das Verhalten der Wand die Relativverschiebungen von Bedeutung sind, wurde auf die Darstellung der Absolutverschiebung verzichtet.

Versuchsergebnisse

Auf der x-Achse der Zeitverlaufsdarstellungen ist die Zeit in Sekunden für einen Bereich von 0 bis 16 Sekunden gezeigt. Die Dauer des Erdbebens war 13.3 Sekunden, nachfolgend wurde noch die Ausschwingphase gemessen.

Hysteresen

Für die Hysteresen wurden die Darstellungen Moment-Krümmung und Moment-Kopfverschiebung gewählt.

Für die Darstellung Moment-Krümmung im Bereich des Wandfußes wurde die Krümmung mit Hilfe der vertikalen Wegmessungen an den Stirnseiten im unteren Bereich der Wand bestimmt. Für diese Darstellung wird die Messung mit der Messlänge 60 cm verwendet. Das Moment wird, passend dazu, für den Querschnitt in der Mitte dieser Messlänge, also 30 cm über dem Sockel, berechnet. Die beiden Achsen unten und links auf den Bildern 5.4, 5.5, 5.11, 5.12, 5.27 und 5.28 geben Absolutwerte in [1/km] und [kNm] an, während die Werte an den Achsen oben und rechts Relativwerte angeben, bezogen auf Fließkrümmung κ_y und Fließmoment M_y . Die gestrichelte Linie stellt das idealisierte Wandverhalten dar. Der Wert für κ_y wurde mit der sogenannten 3/4-Regel [Paulay, Priestley 1992] jeweils beim 100%-Beben ermittelt, und zwar als Mittelwert zwischen κ_y^+ auf der positiven und κ_y^- auf der negativen Seite.

Für die Darstellung Moment-Kopfverschiebung wurde die gemessene Verschiebung am obersten Stockwerk über dem Moment am Wandfuß aufgetragen. Die Größe der Momente in beiden Darstellungen unterscheidet sich demnach leicht. Die beiden Achsen unten und links auf den Bildern 5.6, 5.7, 5.13, 5.14, 5.29 und 5.30 geben Absolutwerte in [mm] und [kNm] an, während die Werte an den Achsen oben und rechts Relativwerte angeben, bezogen auf die Wandhöhe (Stockwerksschiefstellung, entspricht dem englischen Storey-Drift) und das Fließmoment M_y . Bei der Stockwerksschiefstellung handelt es sich also um einen über alle drei Stockwerke gemittelten Wert.

Rissbreiten

Während der Versuche an den Wänden WPH3 und WPH4 wurde bei maximalen Verschiebungen der Wand, kurz nach Umkehr der Bewegungsrichtung, der Versuch angehalten. Die Rissbreiten wurden dann von Hand gemessen, die Risse wurden angezeichnet und fotografiert. Die Messung der Rissbreite erfolgte an repräsentativen Haupttrissen, die ad hoc ausgewählt worden waren. In den Bildern 5.15 bis 5.22 und 5.31 bis 5.36 sind für jeden Versuch die Rissbreiten auf einer Doppelseite dargestellt.

Das Foto links oben gibt das Rissebild am Ende des jeweiligen Versuchs wieder. Aus diesem Bild kann die Lage der Haupttrisse gelesen werden, die mit römischen Zahlen gekennzeichnet sind. Weiterhin kann dem Foto die Lage der Achsen A bis E entnommen werden, an denen die Rissbreiten gemessen wurden. Die Achse C liegt dabei in der Mitte, hinter der Vorspannstange, und ist deswegen nicht in allen Fotos sichtbar.

Als zweites ist jeweils der Zeitverlauf der Verschiebung am Wandkopf angegeben, in den die Zeitpunkte der Rissbreitenmessungen eingetragen sind.

Es folgen dann die Diagramme mit den Messwerten der Rissbreiten. Für jeden Riss ist ein Diagramm gegeben, in dem die Rissbreite über die Position A bis E aufgetragen ist.

Die Anzahl der Diagramme entspricht der Anzahl der untersuchten Risse. Die Kurven in diesen Diagrammen zeigen die Stadien des Risses zu verschiedenen Zeitpunkten.

Die Risse werden, je nachdem ob sie auf der Nord- oder Südseite der Wand auftreten, mit N oder S bezeichnet. Im Vergleich der Bezeichnungen der Risse mit den Richtungen der Wandverschiebungen ist zu beachten, dass eine Rissöffnung auf der Nordseite (N) bei einer Wandverschiebung auf die Südseite (S) entsteht und umgekehrt.

Krümmungsverlauf

Die vertikalen Verschiebungen wurden an der Stirnseite der Wand und an einbetonierten Stäben an der Rückseite der Wand jeweils in verschiedenen Höhen gemessen (Bild 4.3). Durch Differenzbildung zwischen den Messwerten verschiedener Messstrecken kann die Krümmung für unterschiedliche Wandabschnitte bestimmt werden. In Tabelle 5.1 sind die verwendeten Wandabschnitte mit den dazugehörigen Messstrecken eingetragen.

Wandabschnitt	Zur Differenzbildung verwendete Messstrecken	Position der verwendeten Wegaufnehmer
0 - 100 mm über Sockel	300mm - 200mm	Einbetonierte Stäbe
100-300 mm über Sockel	200mm	Einbetonierte Stäbe
300-600 mm über Sockel	500mm - 200mm	Einbetonierte Stäbe
600-900 mm über Sockel	900mm - 600mm	Stirnseite der Wand

Tabelle 5.1: Wandabschnitte für die Bestimmung der Krümmungen

In den Bildern 5.8, 5.23 und 5.37 wurden für jeden Wandabschnitt die maximale positive und negative Krümmung während eines Versuchs aufgetragen. Die Darstellungen sind also keine zeitlichen Momentaufnahmen.

Numerische Parameter

Tabelle 5.2 gibt einen Überblick über die verwendeten numerischen Parameter. Das zur Steuerung der pseudodynamischen Versuche verwendete Computerprogramm ließ eine Änderung bestimmter Parameter während des Versuchs zu; in der Tabelle ist eine solche Änderung mit dem zugehörigen Zeitschritt angegeben.

Von besonderer Bedeutung für den Algorithmus sind die Parameter Steifigkeitsmatrix und Toleranz. Die Wahl der Steifigkeitsmatrix konnte auf zwei Quellen gestützt werden: zum einen auf Messungen am Versuchskörper, zum anderen auf die Ergebnisse von Vergleichsrechnungen mit einem Finit-Element Programm [Dazio 2000]. Messungen konnten nur an gerissenen Wänden durchgeführt werden, um keine vorzeitige Schädigung der Wand zu verursachen. Aus dem gleichen Grund konnten die Messungen nur mit relativ kleinen Amplituden durchgeführt werden, weshalb die Ergebnisse oft unzuverlässig waren. Ab Wand WPH3 wurde auf eine Steifigkeitsmatrix aus der Finit-Element Berechnung zurückgegriffen, mit welcher der Versuch zufriedenstellend verlief. Für WPH4 wurde die gleiche Steifigkeitsmatrix ab dem zweiten Versuch verwendet.

Die Toleranz wurde im Lauf der Versuche etwas vergrößert. Dadurch konnten langwierige, und deswegen unerwünschte, Iterationen vermieden werden, ohne dass sich wesentliche Änderungen in der Genauigkeit der Ergebnisse feststellen ließen.

Versuchsergebnisse

Zu einer weiterführenden Diskussion der numerischen Parameter siehe [Thiele 2000].

Wand	Versuch Datum	ab Schritt	Steifigkeitsmatrix K [10 ⁻³ kN/m]	Dämpfungsmatrix C [to/s]	Θ	Toleranz	min. Toleranz [mm]	Kolbengeschwindigkeit
WPH2	100% 19.1.99	0	$\begin{bmatrix} 280 & -642 & 480 \\ \text{symm} & 1764 & -1842 \\ \text{symm} & \text{symm} & 3210 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$	0.5	0.05	$\begin{bmatrix} 0.3 \\ 0.2 \\ 0.1 \end{bmatrix}$	0.2
		796			0.7			
	200% 28.4.99	0	$\begin{bmatrix} 140 & -320 & 240 \\ \text{symm} & 880 & -920 \\ \text{symm} & \text{symm} & 1600 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$	0.5	0.05	$\begin{bmatrix} 0.3 \\ 0.2 \\ 0.1 \end{bmatrix}$	0.1
		321						0.15
	300% 9.6.99	0	$\begin{bmatrix} 167 & -395 & 251 \\ \text{symm} & 1054 & -836 \\ \text{symm} & \text{symm} & 907 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 60 & 0 & 0 \\ 0 & 60 & 0 \\ 0 & 0 & 60 \end{bmatrix}$	0.5	0.05	$\begin{bmatrix} 0.15 \\ 0.10 \\ 0.05 \end{bmatrix}$	0.2
		900			0.8			0.3
	400% 11.6.99	0	$\begin{bmatrix} 104 & -193 & 81 \\ \text{symm} & 423 & -301 \\ \text{symm} & \text{symm} & 446 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 60 & 0 & 0 \\ 0 & 60 & 0 \\ 0 & 0 & 60 \end{bmatrix}$	0.7	0.05	$\begin{bmatrix} 0.15 \\ 0.10 \\ 0.05 \end{bmatrix}$	0.2
	WPH3	100% 13.7.99	0	$\begin{bmatrix} 124 & -260 & 144 \\ \text{symm} & 649 & -532 \\ \text{symm} & \text{symm} & 812 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 60 & 0 & 0 \\ 0 & 60 & 0 \\ 0 & 0 & 60 \end{bmatrix}$	0.5	0.05	
200% 15.7.99		0	$\begin{bmatrix} 124 & -260 & 144 \\ \text{symm} & 649 & -532 \\ \text{symm} & \text{symm} & 812 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 60 & 0 & 0 \\ 0 & 60 & 0 \\ 0 & 0 & 60 \end{bmatrix}$	0.5	0.1	$\begin{bmatrix} 0.1 \\ 0.1 \\ 0.1 \end{bmatrix}$	0.2
		196			0.6			
300% 20.7.99		0	$\begin{bmatrix} 124 & -260 & 144 \\ \text{symm} & 649 & -532 \\ \text{symm} & \text{symm} & 812 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 60 & 0 & 0 \\ 0 & 60 & 0 \\ 0 & 0 & 60 \end{bmatrix}$	0.5	0.1	$\begin{bmatrix} 0.1 \\ 0.1 \\ 0.1 \end{bmatrix}$	0.2
400% 22.7.99	0	$\begin{bmatrix} 124 & -260 & 144 \\ \text{symm} & 649 & -532 \\ \text{symm} & \text{symm} & 812 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 60 & 0 & 0 \\ 0 & 60 & 0 \\ 0 & 0 & 60 \end{bmatrix}$	0.5	0.1		0.2	
	321						0.15	
WPH4	100% 4.8.99	0	$\begin{bmatrix} 200 & -440 & 270 \\ \text{symm} & 1070 & -830 \\ \text{symm} & \text{symm} & 1000 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 60 & 0 & 0 \\ 0 & 60 & 0 \\ 0 & 0 & 60 \end{bmatrix}$	0.5	0.1		0.2
	200% 6.8.99	0	$\begin{bmatrix} 124 & -260 & 144 \\ \text{symm} & 649 & -532 \\ \text{symm} & \text{symm} & 812 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 60 & 0 & 0 \\ 0 & 60 & 0 \\ 0 & 0 & 60 \end{bmatrix}$	0.5	0.1		0.2
	300% 13.8.99	0	$\begin{bmatrix} 124 & -260 & 144 \\ \text{symm} & 649 & -532 \\ \text{symm} & \text{symm} & 812 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 60 & 0 & 0 \\ 0 & 60 & 0 \\ 0 & 0 & 60 \end{bmatrix}$	0.5	0.1	$\begin{bmatrix} 0.2 \\ 0.2 \\ 0.2 \end{bmatrix}$	0.25
741		0.7			0.4			

Tabelle 5.2: Zusammenfassung der numerischen Parameter aller Versuche

5.2 Wand WPH2

5.2.1 Vorversuche

Zu Beginn der Versuche mit Wand WPH2 wurden Ausschwingversuche mit kleiner Amplitude durchgeführt, um die Funktionstüchtigkeit des Versuchs zu prüfen und eine Bestätigung der Steifigkeitsmatrix zu erhalten, die rechnerisch ermittelt wurde. In der laufenden Nummerierung wurden diese Versuche mit Versuch 1 und 2 bezeichnet.

Das Ergebnis (Bild 5.1) zeigt etwa eine Eigenfrequenz von 1.1 Hz und eine Dämpfung von 5% der kritischen Dämpfung, gültig für den ungerissenen Versuchskörper bei sehr kleinen Auslenkungen.

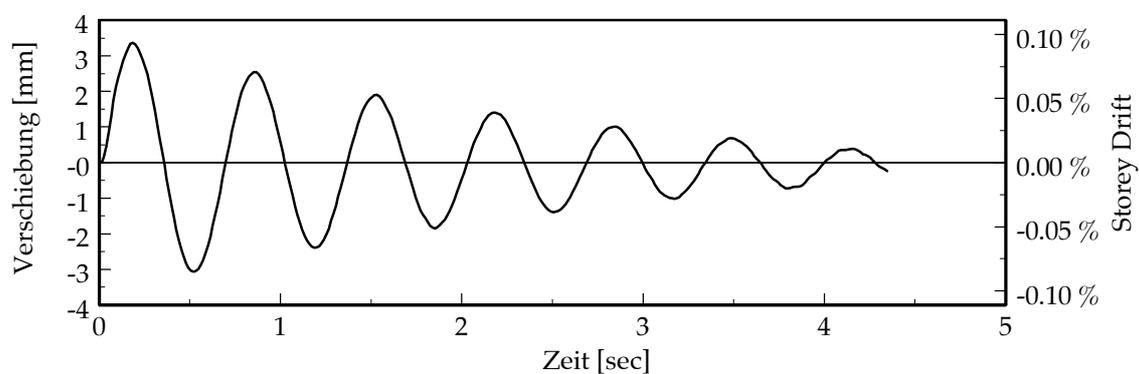


Bild 5.1: Verschiebung am Wandkopf während eines Ausschwingversuches im ungerissenen Zustand der Wand WPH2

Bei den Wänden WPH3 und WPH4 wurde keine entsprechenden Vorversuche mehr durchgeführt.

5.2.2 100%-Erdbeben

Der Versuch mit einem 100%-Beben fand am 19.1.99 statt. Im Laufe dieses Versuches zeigten sich Probleme bei der unteren Krafteinleitung. Zum einen konnte die erforderliche Kraft nicht immer aufgebracht werden, zum anderen war das Spiel bei der Krafteinleitung sehr groß. Zur Verbesserung der Krafteinleitung wurde das Hydraulikventil ausgewechselt, der Prüfzylinder wurde untersucht, die Gelenke am Prüfzylinder wurden durch solche mit kleinerer Toleranz ersetzt, und es wurden sämtliche Befestigungen nachgezogen.

Die Wegaufnehmer HL203 und HL277 hatten während des Versuches zeitweise einen fehlerhaften Massenkontakt und lieferten dann übersteuerte Werte.

5.2.3 200%-Erdbeben

Der Versuch mit einem 200%-Beben fand am 28.4.99 statt.

Die Wegegeber HL203 und HL277 wurden neu eingebaut und hatten daher einen Wert am Beginn des Versuchs, der nicht als bleibende Verformung aus dem Vorversuch interpretiert werden kann.

5.2.4 300%-Erdbeben

Der Versuch mit einem 300%-Beben fand am 9.6.99 statt.

Die Steifigkeitsmatrix stammt aus Messungen, die am gleichen Tag durchgeführt wurden.

Ab diesem Versuch wurde eine viskose Dämpfung eingesetzt, die etwa 5% der kritischen Dämpfung entspricht. Diese Dämpfung soll den Einfluss aller nichttragenden Elemente eines Bauwerks erfassen.

5.2.5 400%-Erdbeben

Der Versuch mit einem 400%-Beben fand am 11.6.99 statt.

Die Steifigkeitsmatrix wurde aus Messungen ermittelt.

Bei diesem Versuch trat Versagen der Wand ein. Bei Zeitschritt 512 (6.8 sec.) riss der äußerste Stab der Stegbewehrung $\varnothing 5.2$ auf der Südseite. Kurz darauf (Zeitschritte 514 und 519) rissen weitere Stäbe, zuerst Stäbe der Stegbewehrung, dann auch der innerste Stab der Endbewehrung $\varnothing 12$. Der Versuch wurde dennoch fortgesetzt. Nach Zeitschritt 527 (7.0 sec.) kehrte die Bewegungsrichtung um. In der Folge löste sich Beton aus dem nicht umschnürten Stegbereich auf der Südseite der Wand. Der verbliebene Beton im umschnürten Bereich wirkte als Druckstütze, welche kurz darauf ausknickte (Bild 5.2). Infolge dieses Ausknickens waren ab Zeitschritt 559 (7.45 sec) die Wegaufnehmer SL300, HL200, HL300, HL500 auf der Südseite am unteren Wandbereich nicht mehr funktionsfähig.

Bei Zeitschritt 586 (7.8 sec.) wurde der Versuch abgebrochen, da die Sicherheit des Versuchsaufbaus und des Personals nicht mehr gewährleistet war.

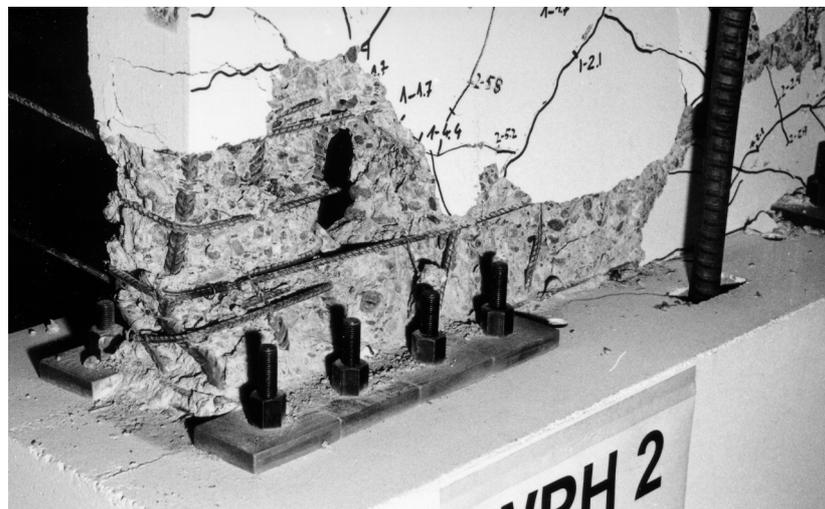


Bild 5.2: Südseite der Wand WPH2 nach Versagen. Der Beton im nicht umschnürten Bereich ist herausgefallen. Die verbliebene Druckzone ist ausgeknickt.

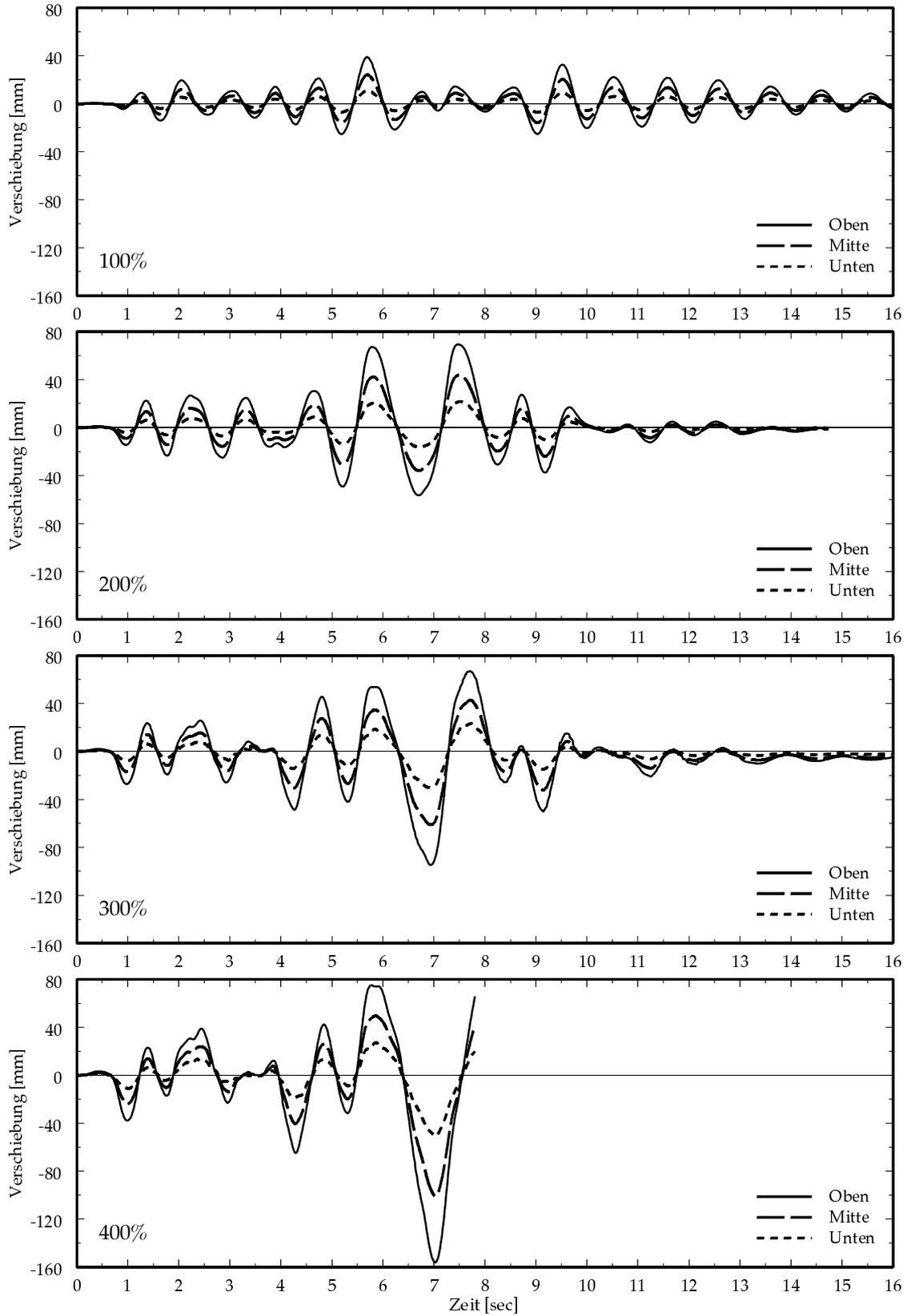


Bild 5.3: Zeitverlauf der Horizontalverschiebungen für alle drei Stockwerke, Wand WPH2.
 Von oben nach unten: Versuche mit einem 100%, 200%, 300% und 400% Erdbeben.

Versuchsergebnisse

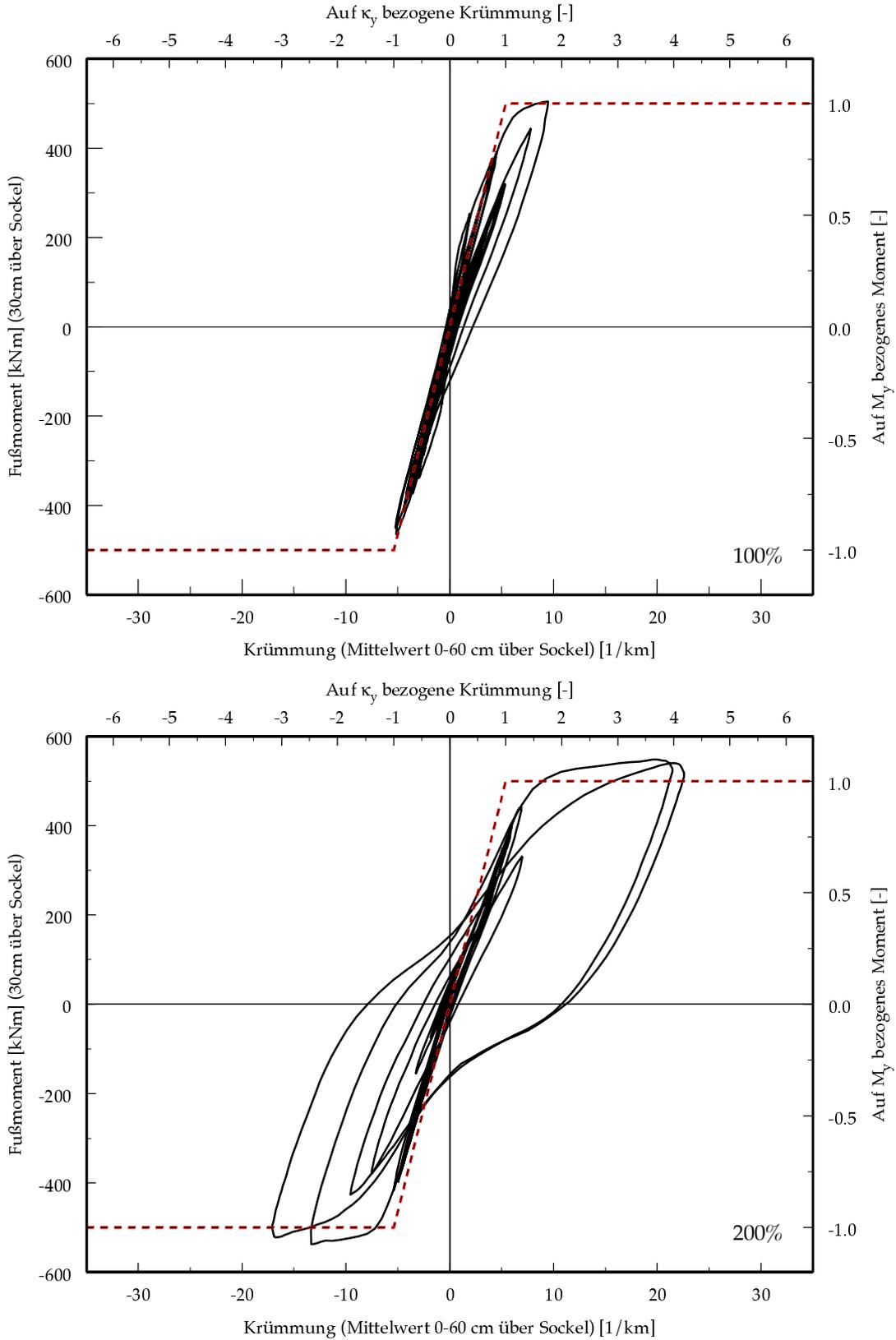


Bild 5.4: Momenten-Krümmungs-Hysterese, Wand WPH2.
 Von oben nach unten: Versuche mit einem 100% und 200% Erdbeben.

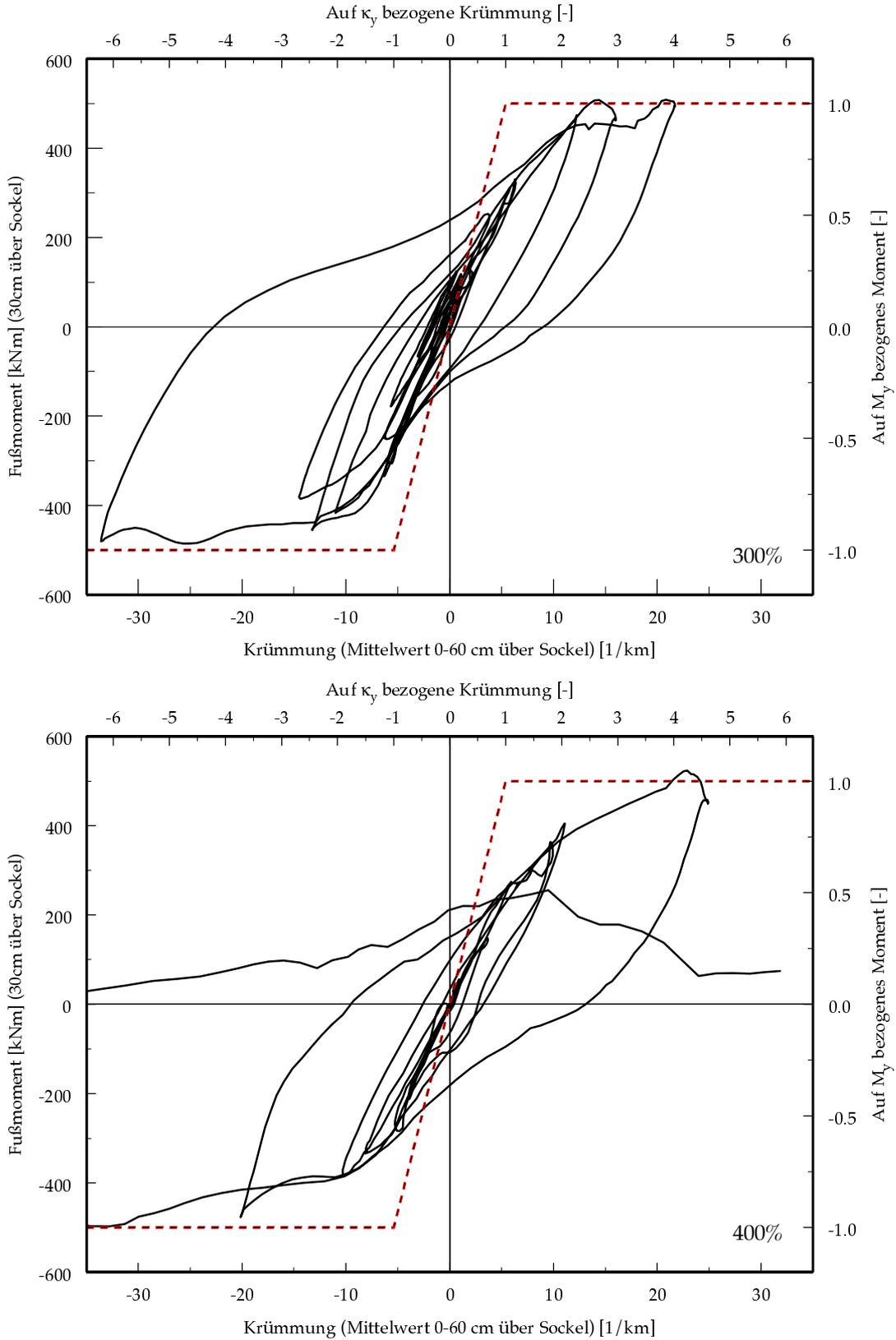


Bild 5.5: Momenten-Krümmungs-Hysterese, Wand WPH2.
 Von oben nach unten: Versuche mit einem 300% und 400% Erdbeben.

Versuchsergebnisse

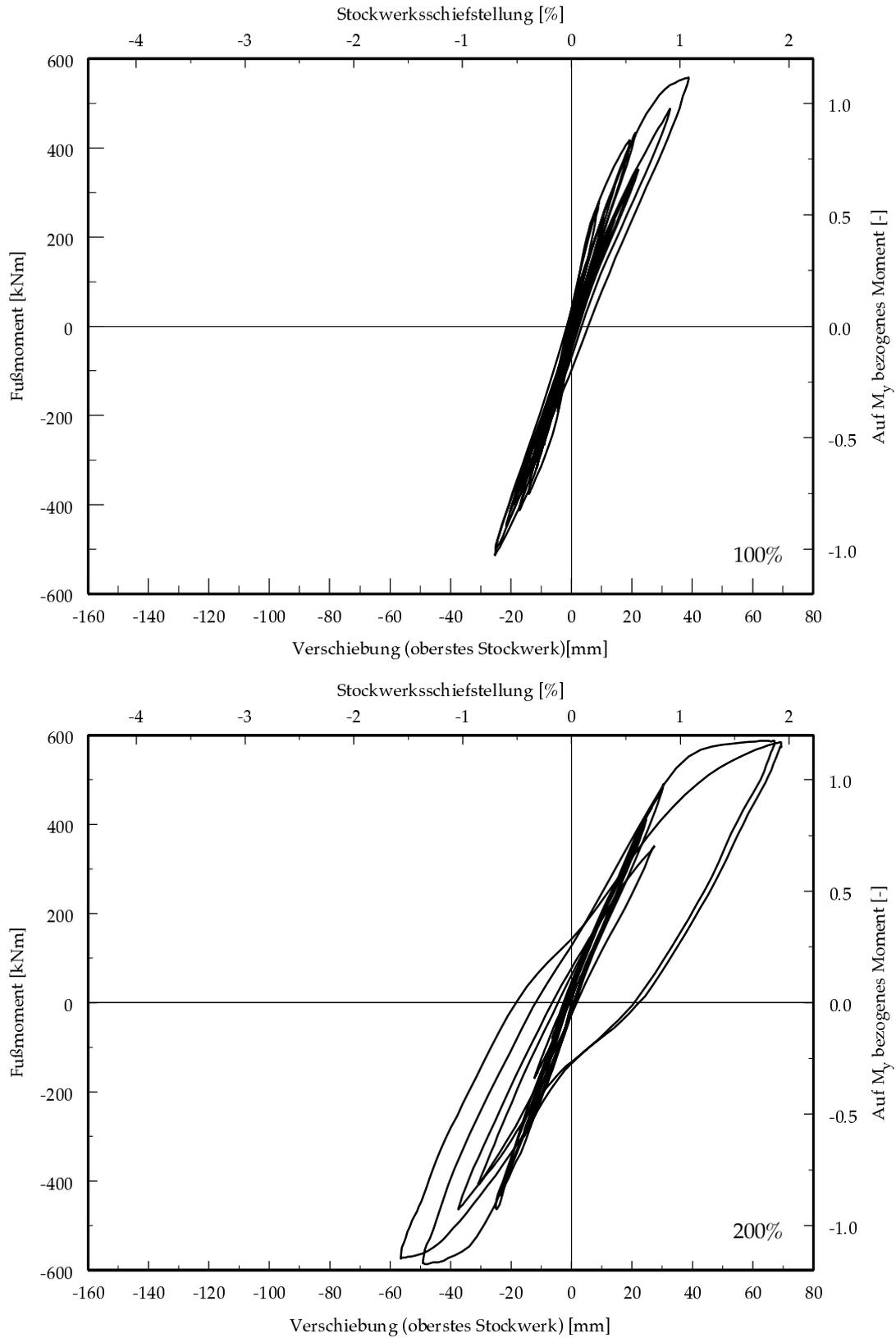


Bild 5.6: Momenten-Kopfverschiebungs-Hysterese, Wand WPH2.
Von oben nach unten: Versuche mit einem 300% und 400% Erdbeben.

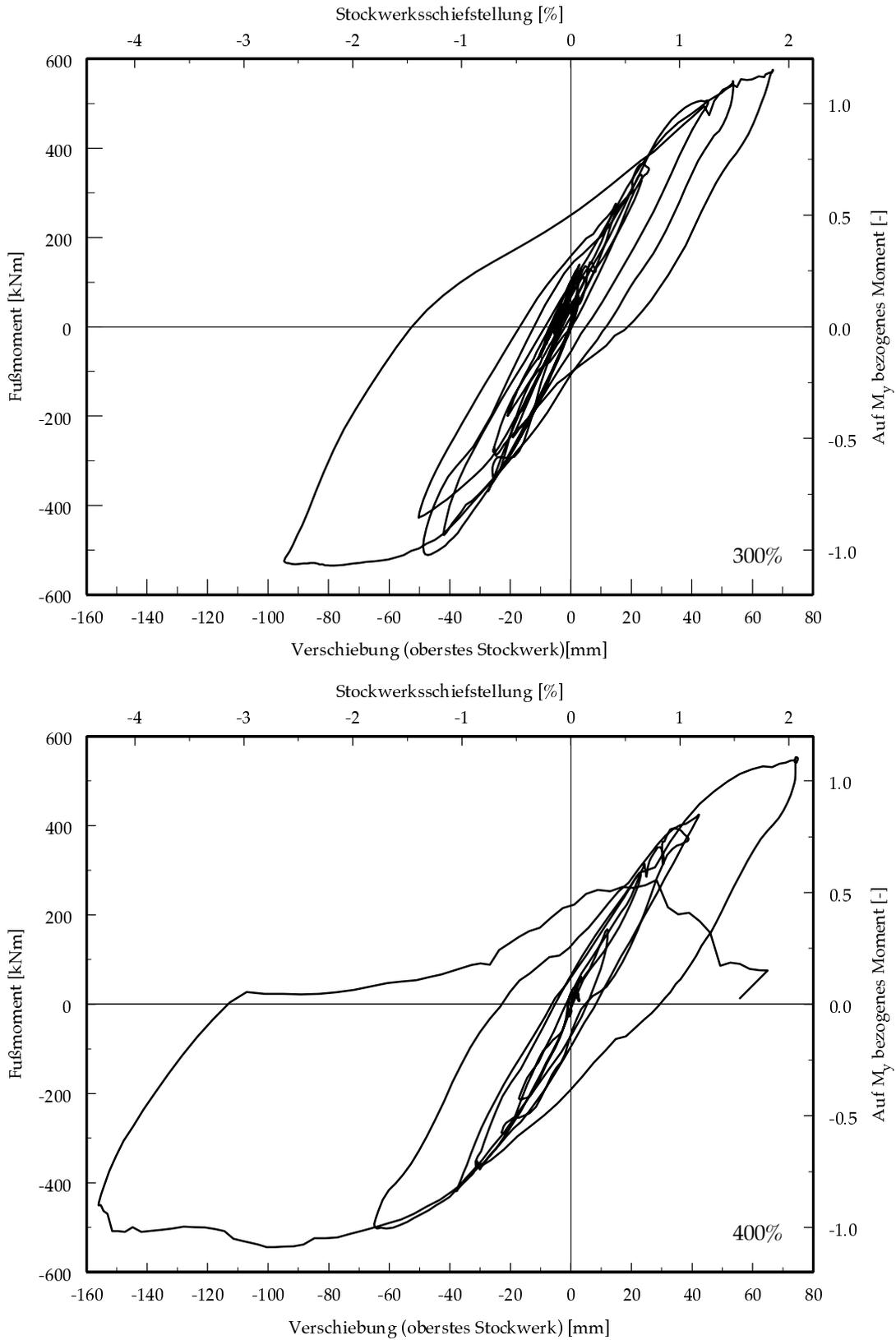


Bild 5.7: Momenten-Kopfverschiebungs-Hysterese, Wand WPH2.
 Von oben nach unten: Versuche mit einem 300% und 400% Erdbeben.

Versuchsergebnisse

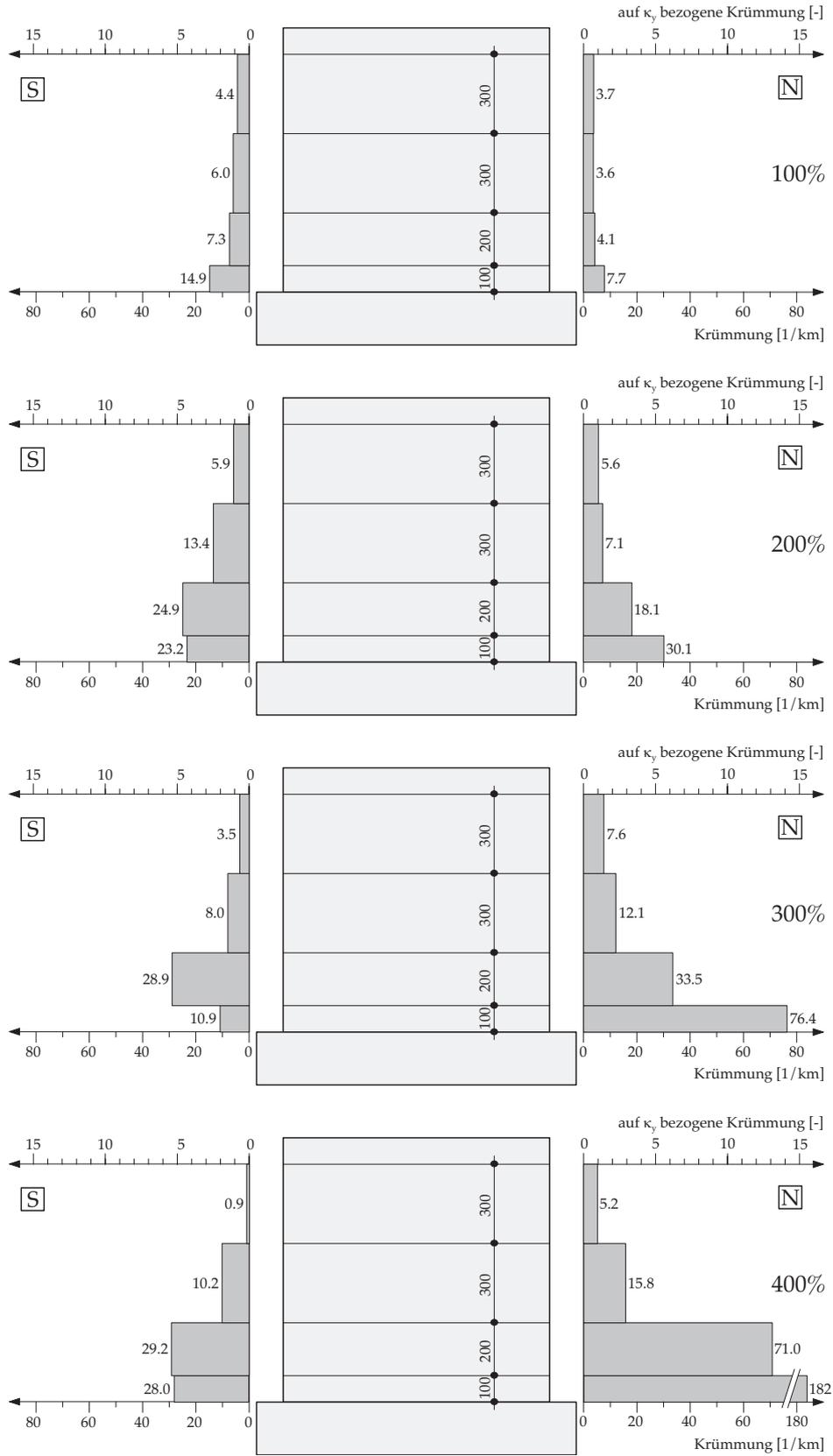


Bild 5.8: Maximale Krümmungen im unteren Wandbereich der Wand WPH2.
 Von oben nach unten: Versuche mit einem 100%, 200%, 300% und 400% Erdbeben

5.3 Wand WPH3

5.3.1 100%-Erdbeben

Der Versuch mit einem 100%-Beben fand am 13.7.99 statt.

Die Steifigkeitsmatrix stammt aus Berechnungen mit dem nichtlinearen FE-Programm Rechenbrett 2D [Dazio 2000].

Die Ermittlung der Rissbreiten fand zu Beginn an jeweils drei Hauptrissen auf der Nord- und Südseite statt. Die Hauptrisse wurden auf beiden Seiten mit I bis III bezeichnet. Bei Zeitschritt 685 (9.13 sec) wurde ein weiterer Riss IV auf der Südseite definiert. In die Darstellungen zum Versuch mit einem 100%-Erdbeben wurde dieser Riss nicht aufgenommen, da nur ein Messwert vorliegt.

5.3.2 200%-Erdbeben

Der Versuch mit einem 200%-Beben fand am 15.7.99 statt.

Die Ermittlung der Rissbreiten wurde an den vorher definierten Rissen durchgeführt. Weiterhin wurden folgende Risse definiert: Risse V, VI und VII (N) ab Zeitschritt 360 (4.8 sec), Riss VIII (S) ab Zeitschritt 399 (5.32 sec), Riss IX (N) ab Zeitschritt 440 (5.84 sec), Riss X (S) ab Zeitschritt 519 (6.92 sec).

5.3.3 300%-Erdbeben

Der Versuch mit einem 300%-Beben fand am 20.7.99 statt.

Die Ermittlung der Rissbreiten wurde an den vorher definierten Rissen durchgeführt.

5.3.4 400%-Erdbeben

Der Versuch mit einem 400%-Beben fand am 22.7.99 statt.

Die Ermittlung der Rissbreiten wurde an den vorher definierten Rissen durchgeführt.

Bei Zeitschritt 512 (6.8 sec) rissen die ersten Bewehrungsstäbe $\varnothing 5.2$ im Steg auf der Südseite. Insgesamt war in den nächsten 6 Zeitschritten (bis 6.8 sec.) das Reißen von 8 Bewehrungsstäben zu hören, davon 3 Bewehrungsstäbe $\varnothing 12$ aus dem Endbereich auf der Südseite. Das Versagen der vertikalen Bewehrungsstäbe war auf einen einzelnen Riss direkt am Sockel konzentriert (Bild 5.9).

Der Versuch wurde fortgesetzt. Die Wand durchlief eine weitere Schwingung in Richtung Nord; durch die bereits aufgetretenen Plastifizierungen wurde aber nur die Mittelposition ± 0 mm erreicht, bevor die Bewegungsrichtung wieder umkehrte. Beim nächsten Ausschlag auf der Südseite, Zeitschritte 684, 690, 696 (9.1 bis 9.3 sec.), rissen drei weitere Bewehrungsstäbe.

Bei Zeitschritt 705 (9.4 sec.) wurde der Versuch abgebrochen, da die Sicherheit des Versuchsaufbaus und des Personals nicht mehr gewährleistet war. Ein Stoppen der Verschiebung der Wand nach Süd war nicht abzusehen. Am Ende waren sämtliche Längsbewehrungsstäbe auf der Südseite bis zur Wandmittelachse und zusätzlich noch ein Paar Bewehrungsstäbe jenseits der Mittelachse gerissen.

Versuchsergebnisse

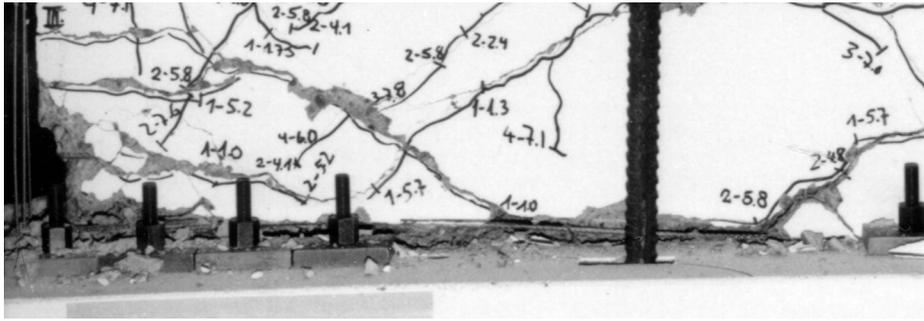


Bild 5.9: Wand WPH3 nach dem Versagen. Die vertikalen Bewehrungsstäbe versagten in einem Riss direkt oberhalb des Sockels

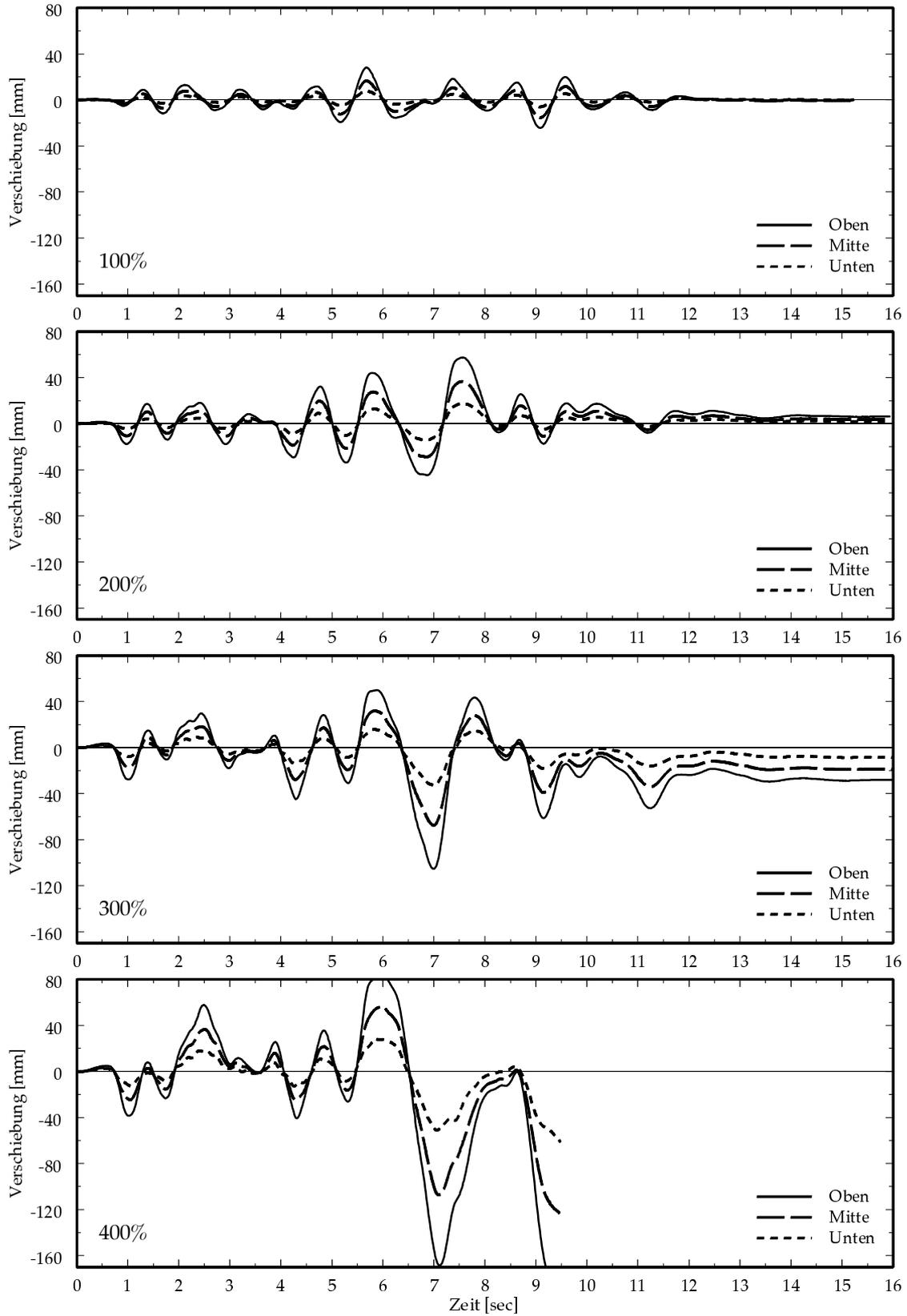


Bild 5.10: Zeitverlauf der Horizontalverschiebungen für alle drei Stockwerke, Wand WPH3.
 Von oben nach unten: Versuche mit einem 100%, 200%, 300% und 400% Erdbeben.

Versuchsergebnisse

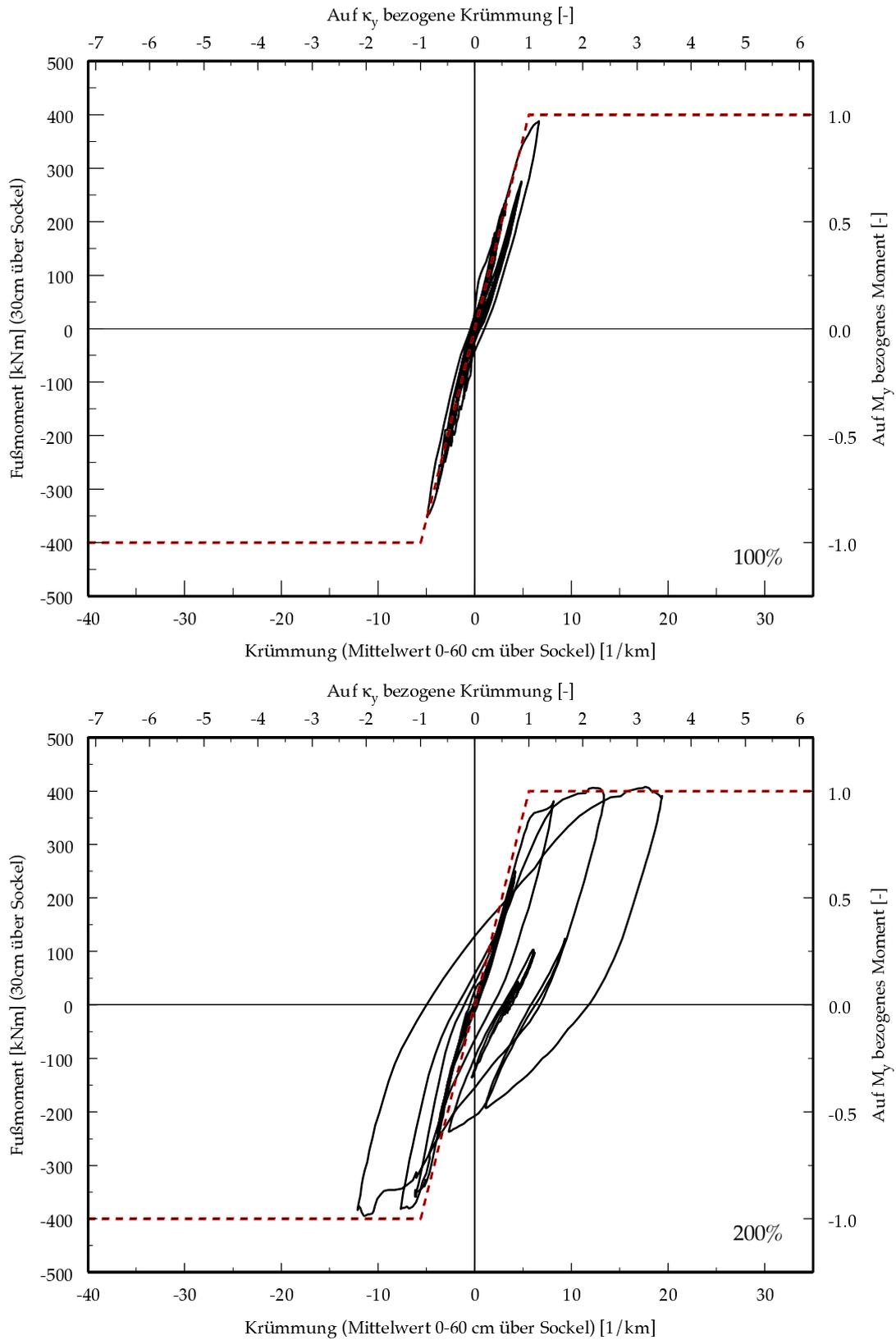


Bild 5.11: Momenten-Krümmungs-Hysterese, Wand WPH3.
 Von oben nach unten: Versuche mit einem 100% und 200% Erdbeben.

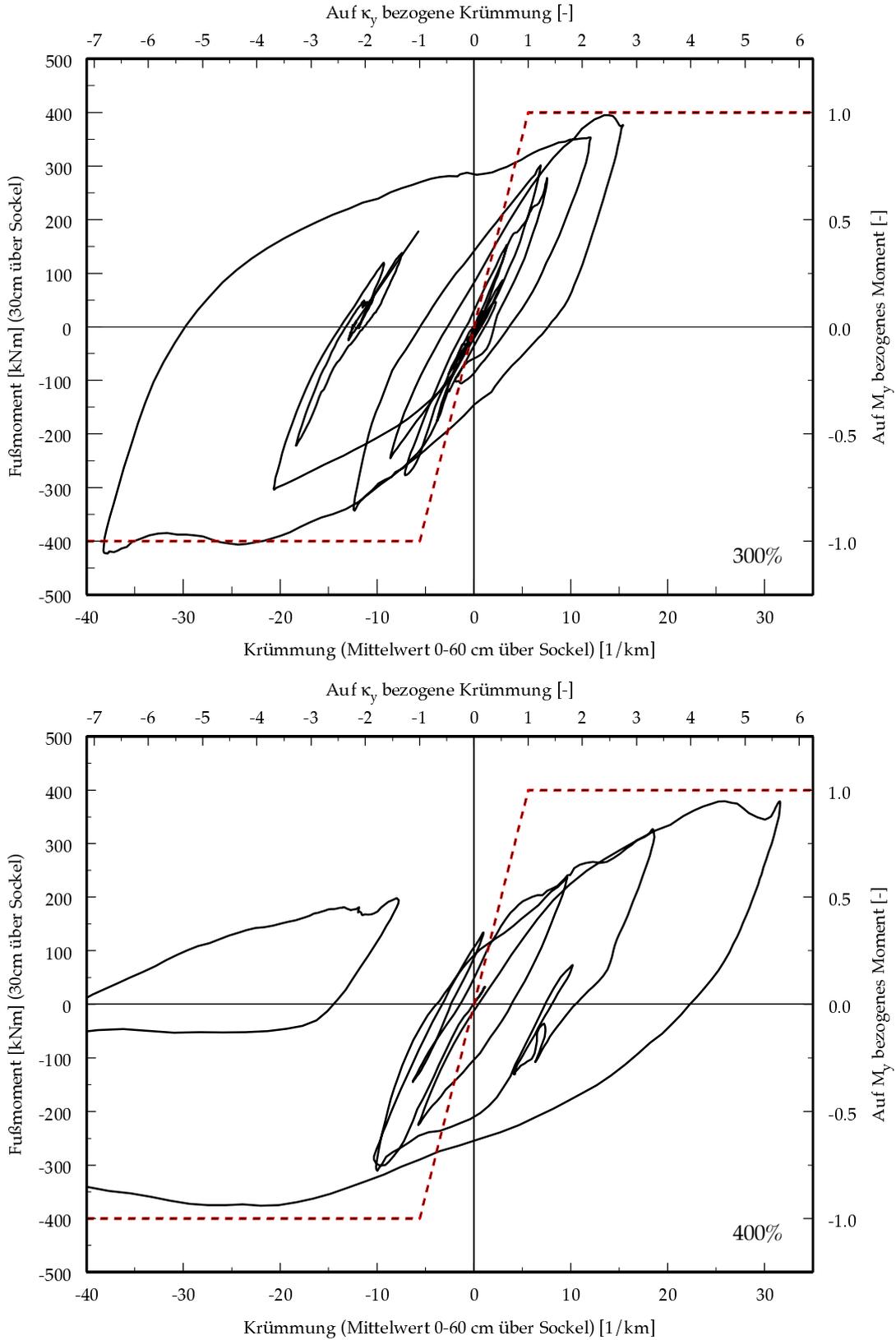


Bild 5.12: Momenten-Krümmungs-Hysterese, Wand WPH3.
 Von oben nach unten: Versuche mit einem 300% und 400% Erdbeben.

Versuchsergebnisse

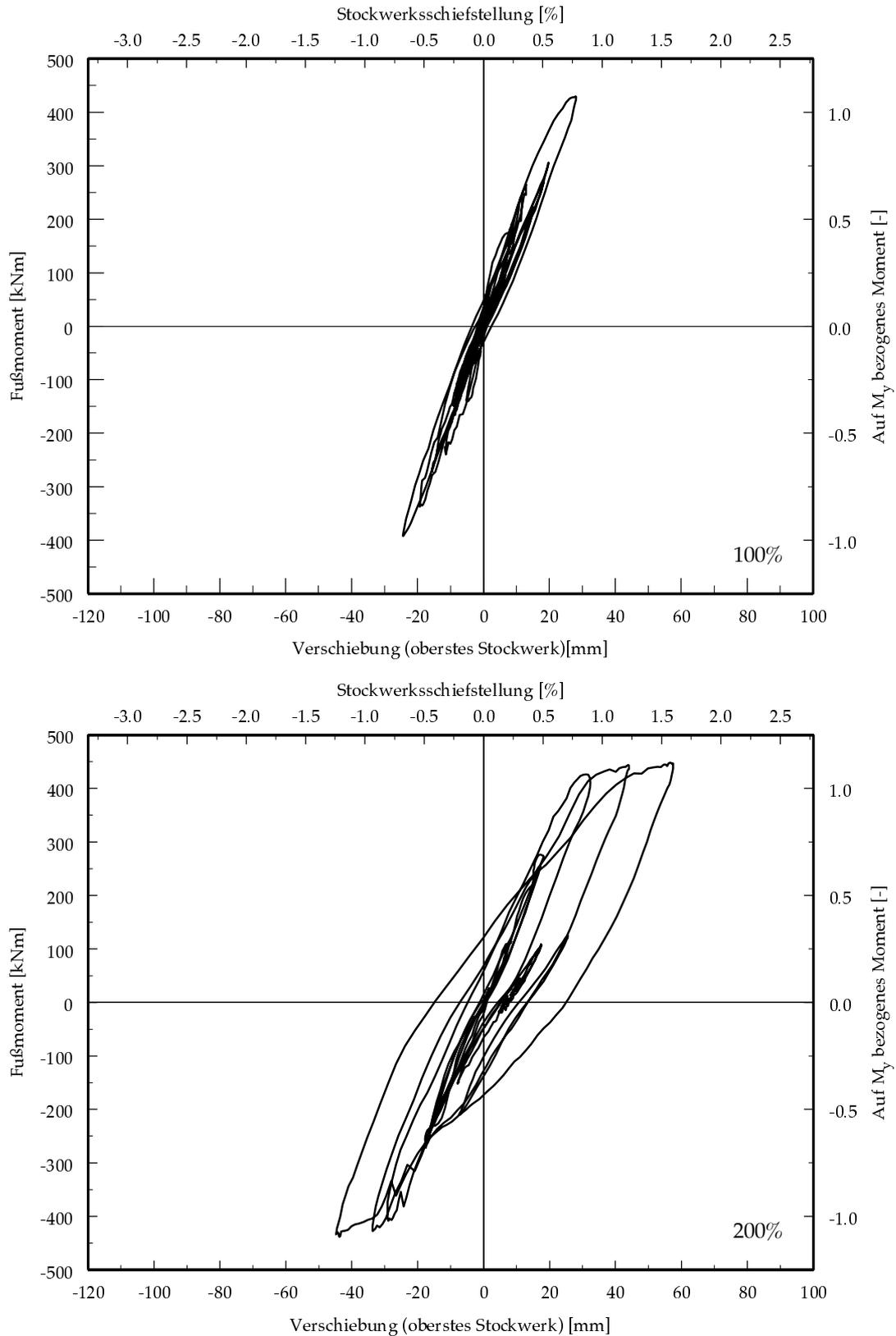


Bild 5.13: Momenten-Kopfverschiebungs-Hysterese, Wand WPH3.
Von oben nach unten: Versuche mit einem 100% und 200% Erdbeben.

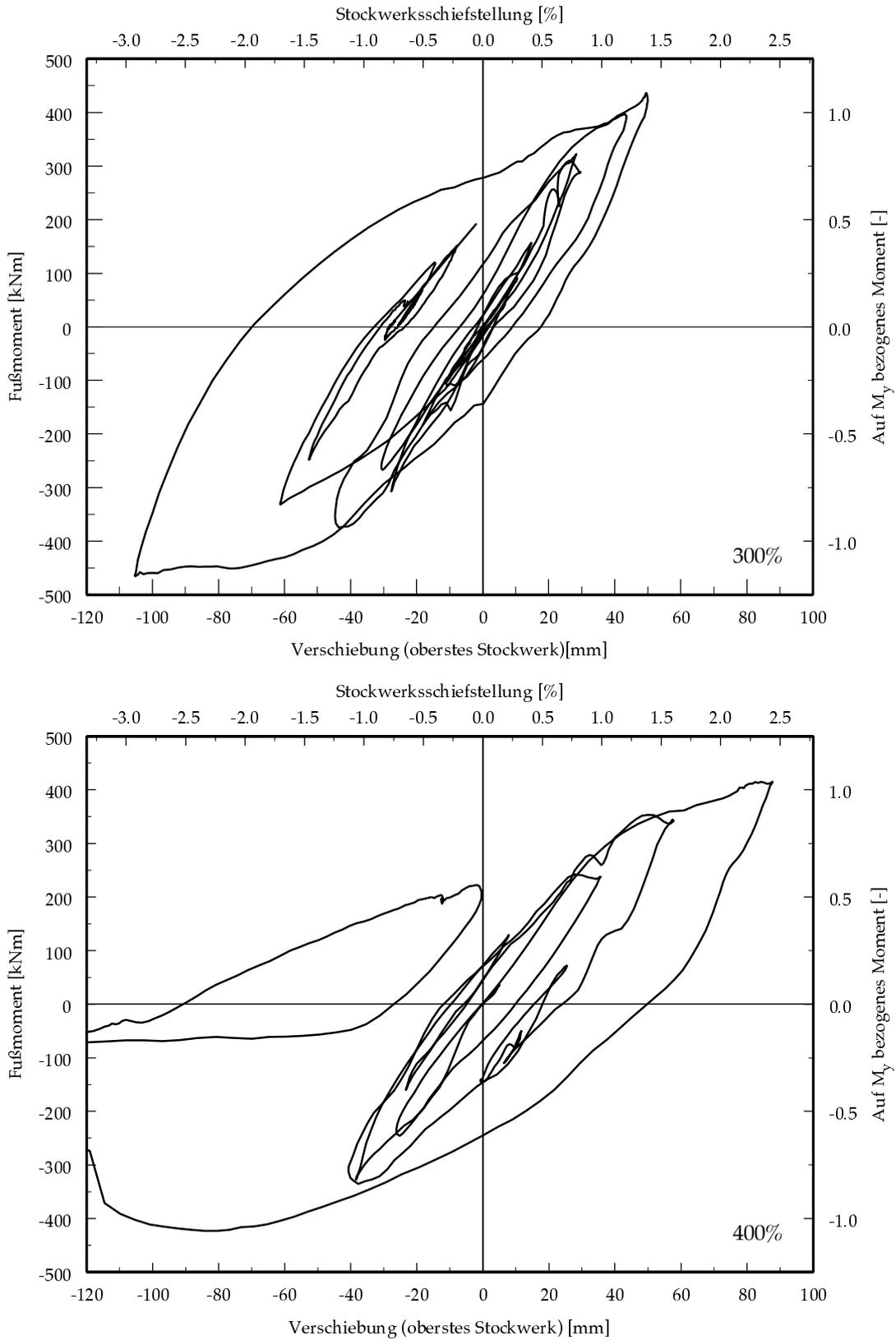


Bild 5.14: Momenten-Kopfoverschiebungs-Hysterese, Wand WPH3.
 Von oben nach unten: Versuche mit einem 300% und 400% Erdbeben.

Versuchsergebnisse

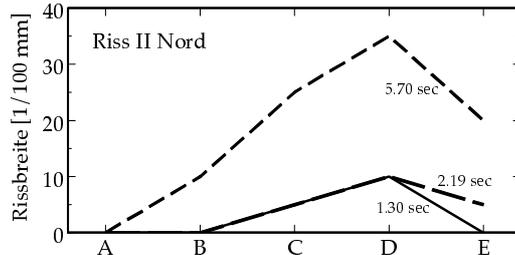
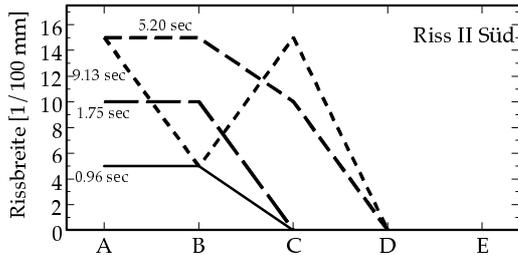
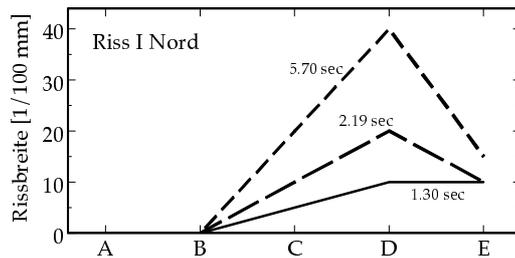
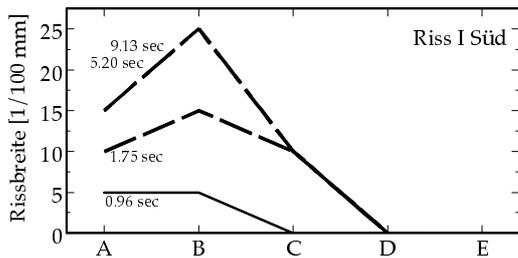
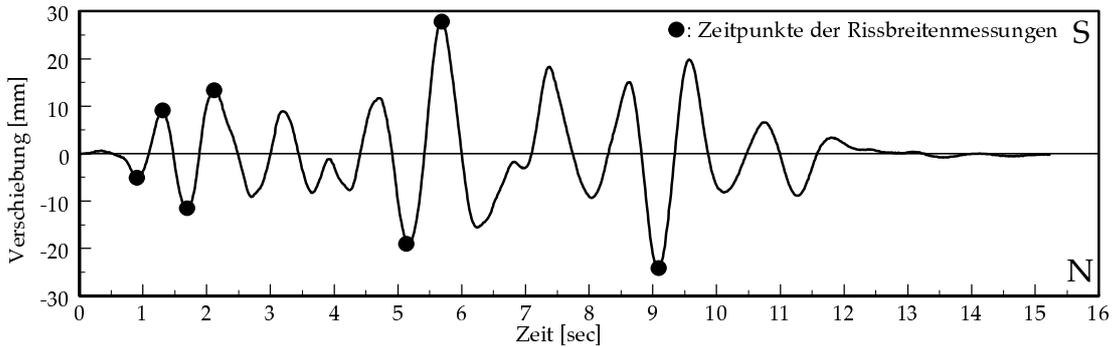
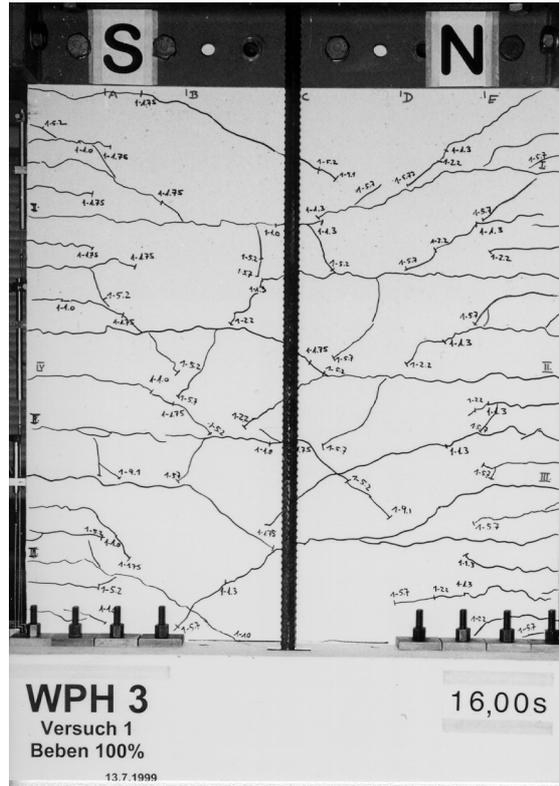


Bild 5.15: Gemessene Rissbreiten, Wand WPH3, 100% Erdbeben. Oben: Rissebild am Ende des Versuchs. Mitte: Zeitpunkte der Rissbreitenmessungen. Unten und nächste Seite: Rissbreiten für jeden Hauptriss.

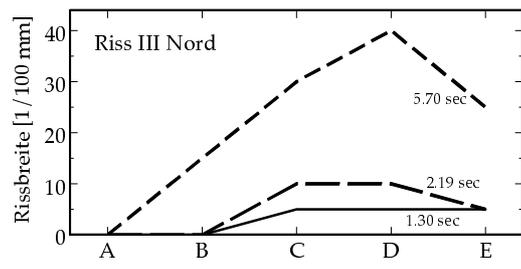
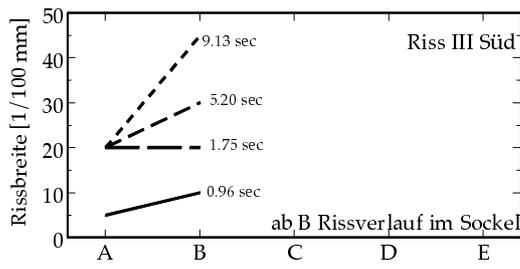


Bild 5.16: Gemessene Rissbreiten, Wand WPH3, 100% Erdbeben. Fortsetzung von Bild 5.15.

Versuchsergebnisse

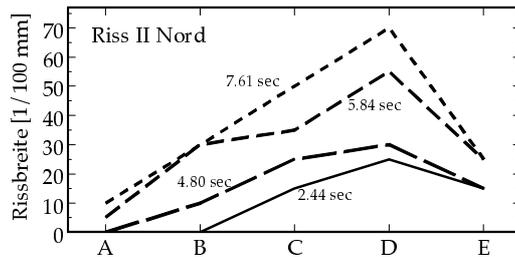
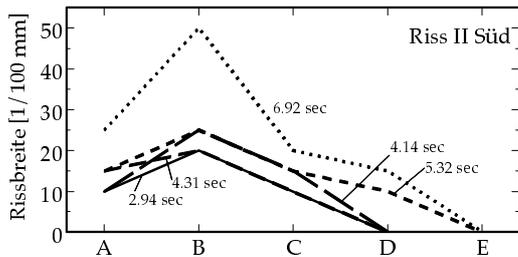
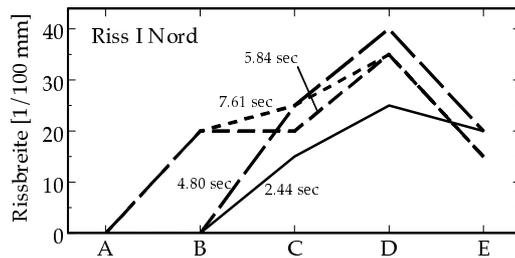
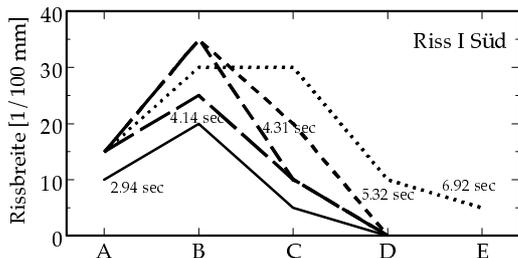
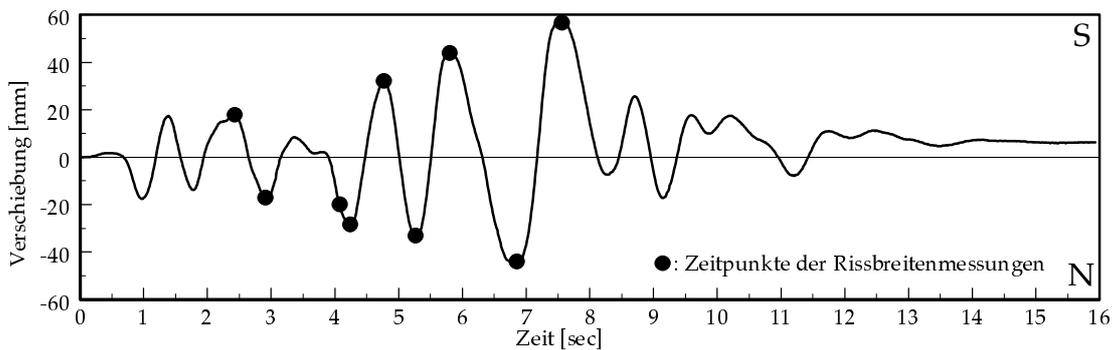
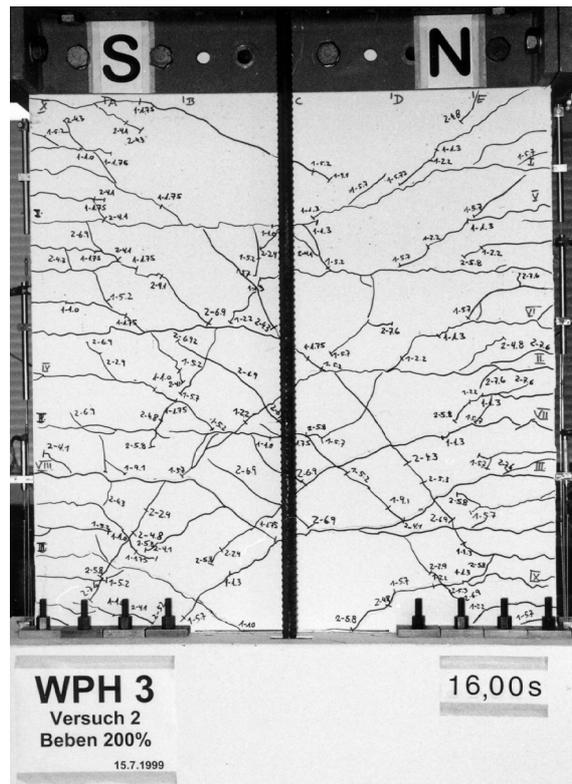


Bild 5.17: Gemessene Rissbreiten, Wand WPH3, 200% Erdbeben. Oben: Rissebild am Ende des Versuchs. Mitte: Zeitpunkte der Rissbreitenmessungen. Unten und nächste Seite: Rissbreiten für jeden Hauptriss.

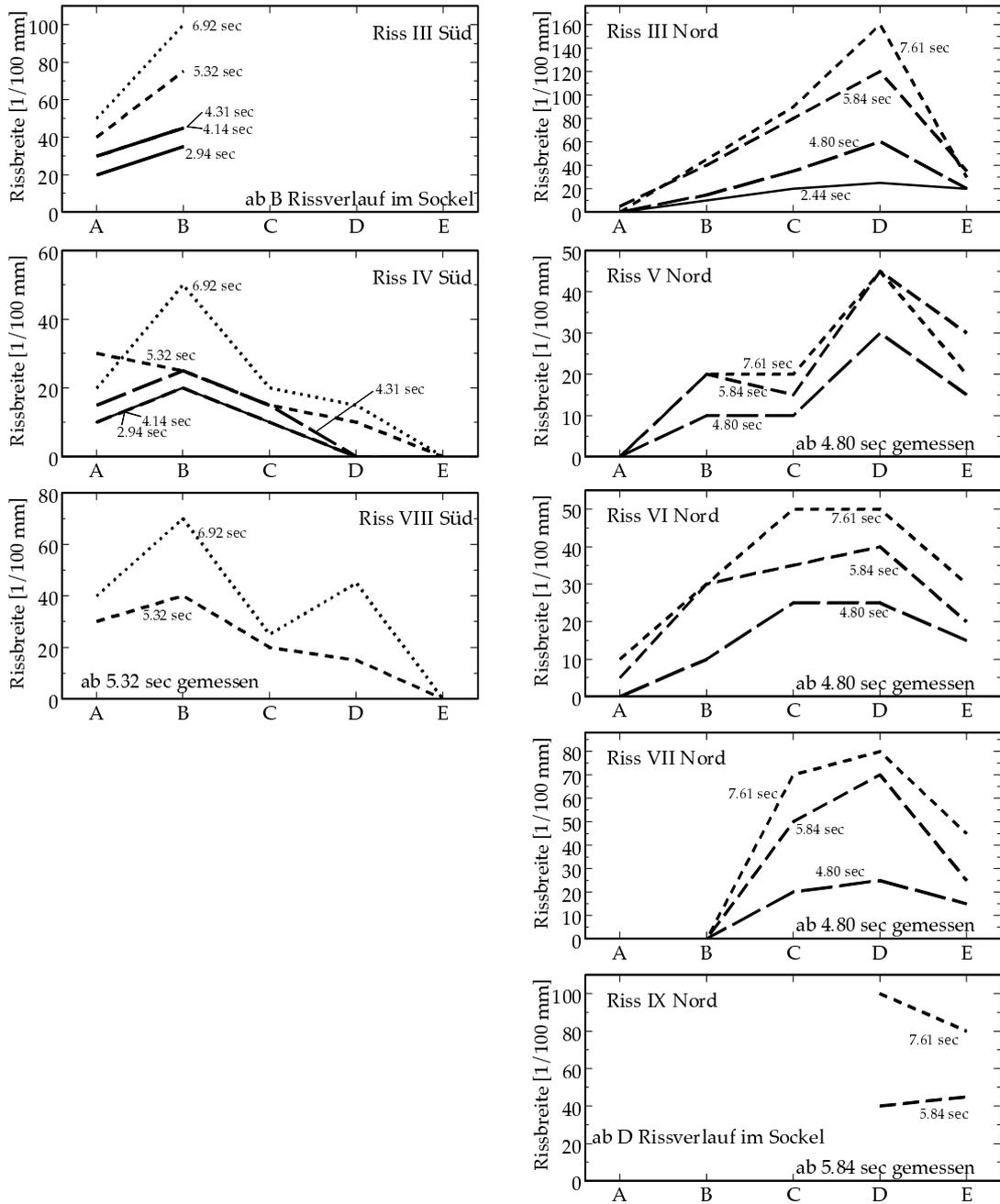


Bild 5.18: Gemessene Rissbreiten, Wand WPH3, 200% Erdbeben. Fortsetzung von Bild 5.17.

Versuchsergebnisse

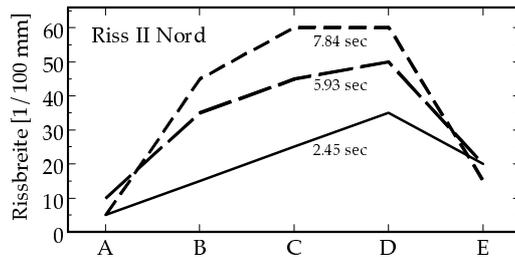
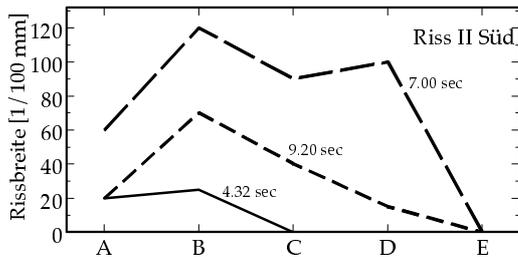
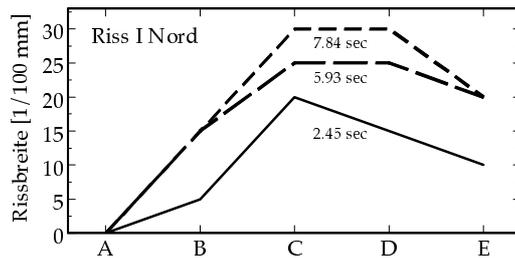
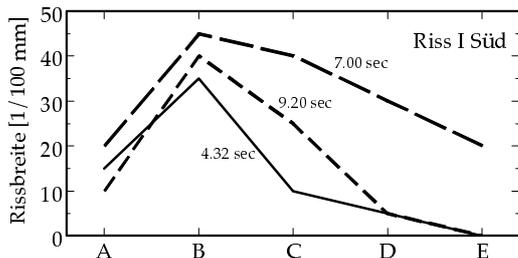
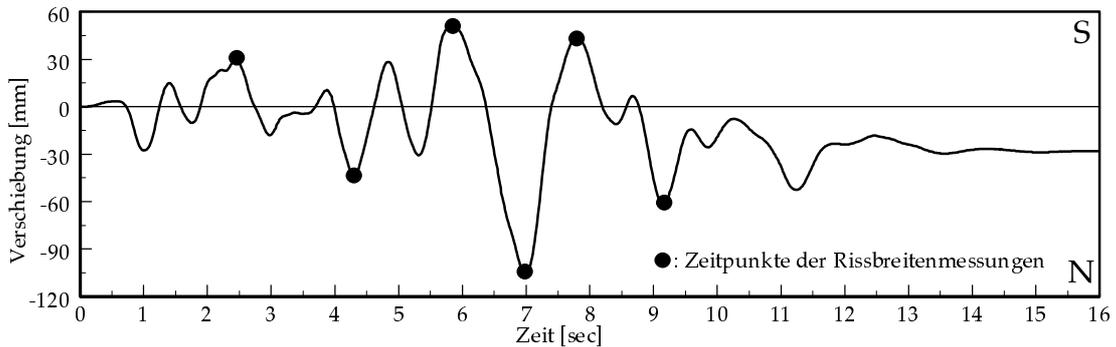
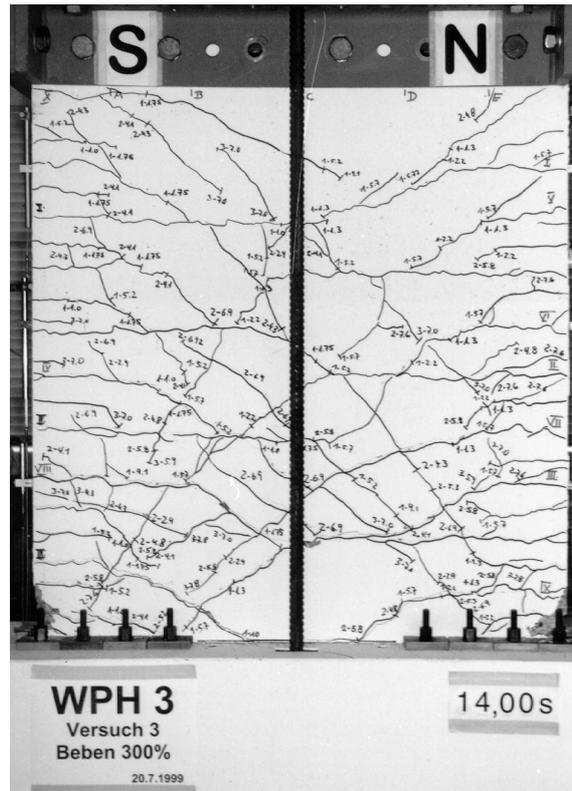


Bild 5.19: Gemessene Rissbreiten, Wand WPH3, 300% Erdbeben. Oben: Rissebild am Ende des Versuchs. Mitte: Zeitpunkte der Rissbreitenmessungen. Unten und nächste Seite: Rissbreiten für jeden Hauptriss.

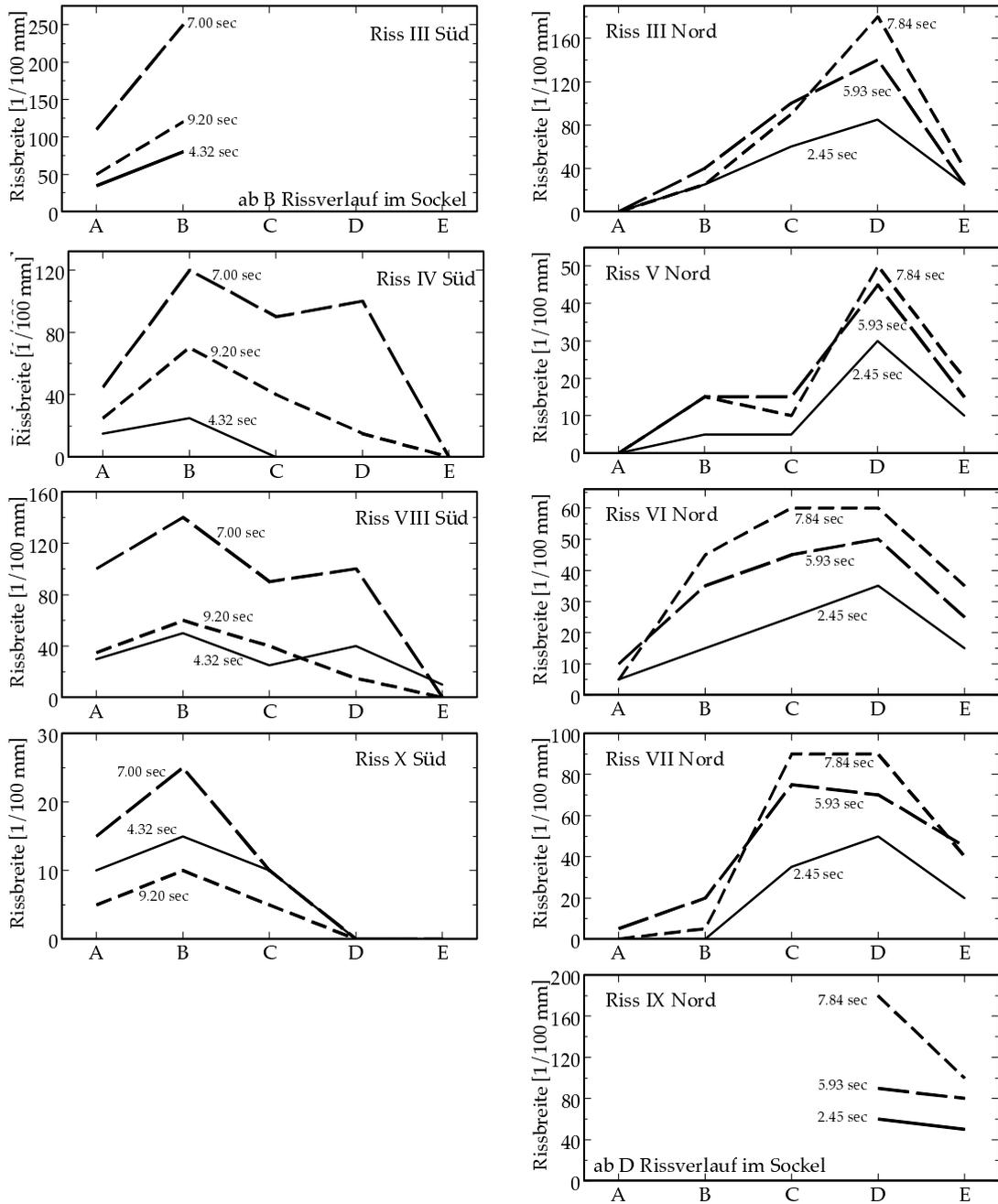


Bild 5.20: Gemessene Rissbreiten, Wand WPH3, 300% Erdbeben. Fortsetzung von Bild 5.19.

Versuchsergebnisse

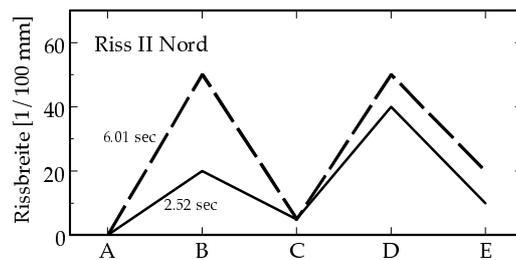
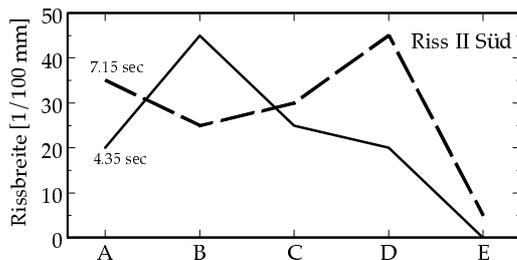
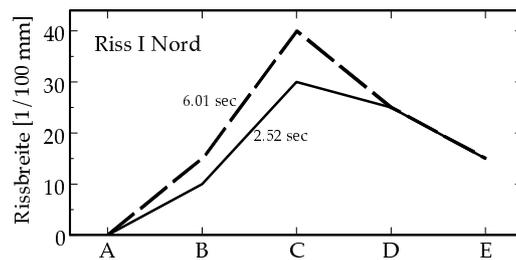
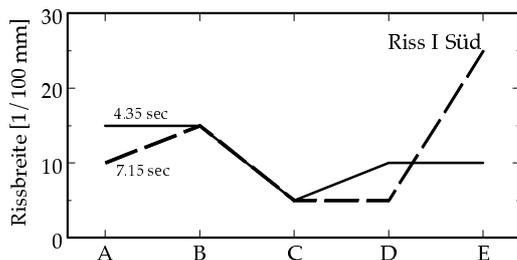
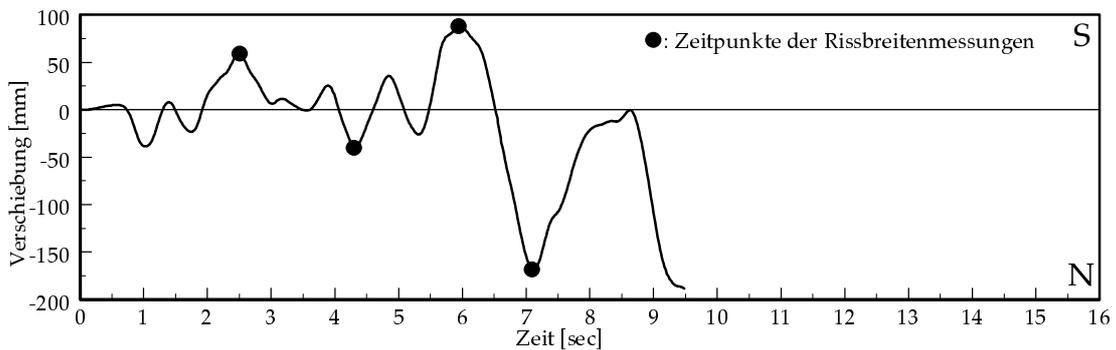
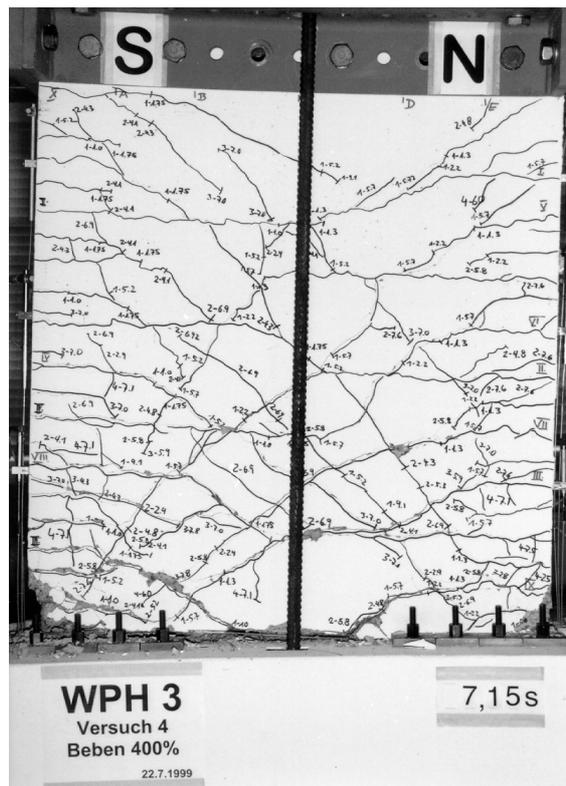


Bild 5.21: Gemessene Rissbreiten, Wand WPH3, 400% Erdbeben. Oben: Rissebild am Ende des Versuchs. Mitte: Zeitpunkte der Rissbreitenmessungen. Unten und nächste Seite: Rissbreiten für jeden Hauptriss.

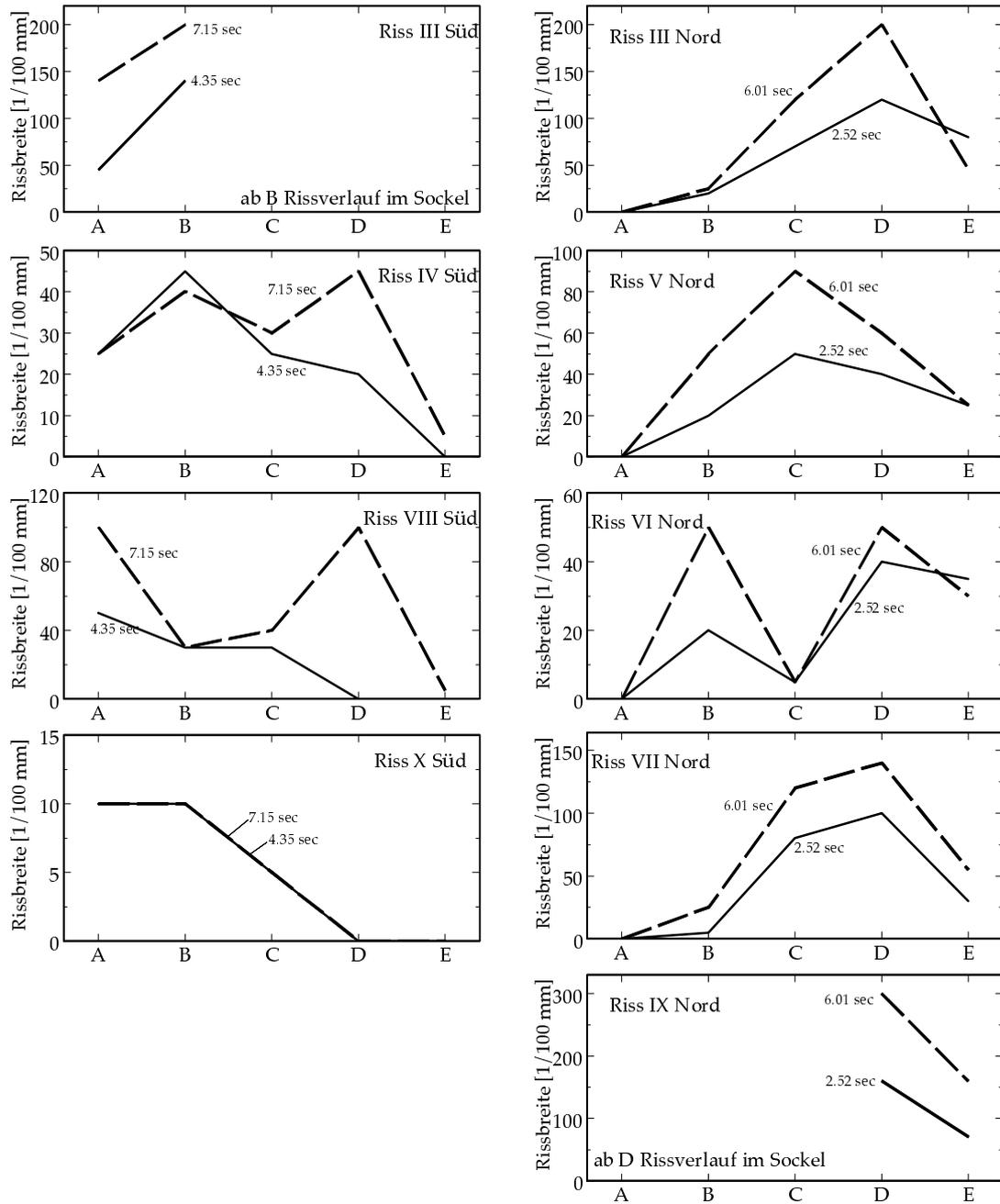


Bild 5.22: Gemessene Rissbreiten, Wand WPH3, 400% Erdbeben. Fortsetzung von Bild 5.21.

Versuchsergebnisse

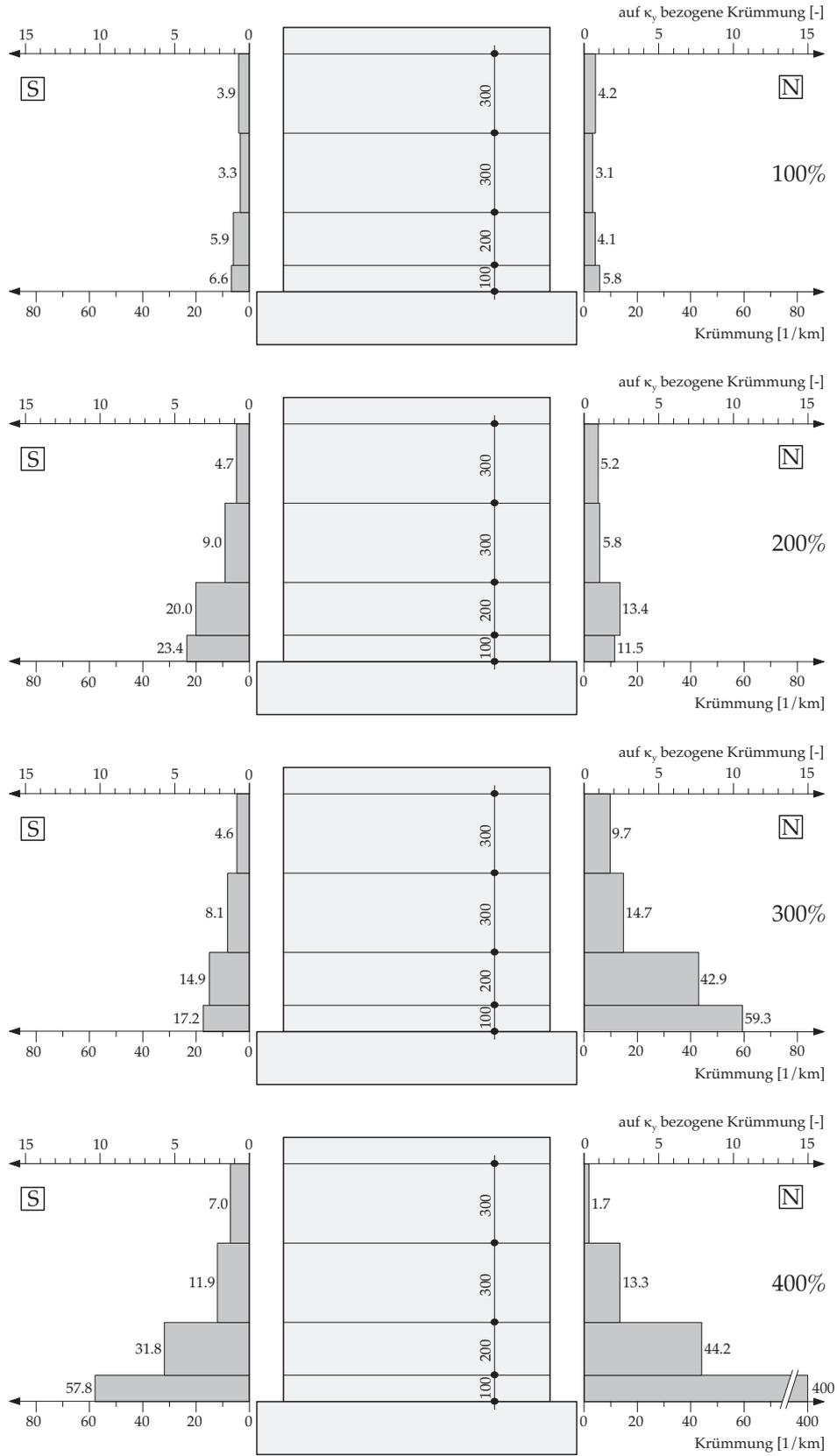


Bild 5.23: Maximale Krümmungen im unteren Wandbereich der Wand WPH3. Von oben nach unten: Versuche mit einem 100%, 200%, 300% und 400% Erdbeben

5.4 Wand WPH4

5.4.1 100%-Erdbeben

Der Versuch mit einem 100%-Beben fand am 4.8.99 statt.

Die Steifigkeitsmatrix stammt aus Berechnungen mit dem nichtlinearen FE-Programm Rechenbrett 2D [Dazio 2000].

Die Ermittlung der Rissbreiten fand an den wie folgt definierten Hauptrissen statt: Risse I bis V (N) ab Zeitschritt 98 (1.30 sec), Risse VI bis X (S) ab Zeitschritt 125 (1.67 sec), Riss XI (S) ab Zeitschritt 483 (6.44 sec), Riss XII (S) ab Zeitschritt 678 (9.04 sec), Riss XIII (N) ab Zeitschritt 716 (9.55 sec). In die Darstellungen zum Versuch 100%-Erdbeben wurden die Risse XII und XIII nicht aufgenommen, da jeweils nur ein Messwert vorliegt.

5.4.2 200%-Erdbeben

Der Versuch mit einem 200%-Beben fand am 6.8.99 statt.

Die Ermittlung der Rissbreiten wurde an den vorher definierten Rissen durchgeführt.

5.4.3 300%-Erdbeben

Der Versuch mit einem 300%-Beben fand am 28.4.99 statt.

Die Ermittlung der Rissbreiten wurde an den vorher definierten Rissen durchgeführt.

Bei Zeitschritt 514 (6.85 sec.) trat das erste Reißen von Stegbewehrungsstäben auf. Bis Zeitschritt 523 (7.0 sec.) rissen insgesamt 10 Bewehrungsstäbe, alle $\varnothing 5.2$. Das Reißen der Bewehrung trat in einem Riss auf, der sich deutlich öffnete (Bild 5.24). Die beiden Endbewehrungsstäbe $\varnothing 12$ rissen nicht während des Versuchs. Der Versuch wurde weitergeführt. Bei Maximalausschlag auf die Südseite knickten bei Zeitschritt 600 (8.0 sec) die beiden Endbewehrungsstäbe $\varnothing 12$ infolge Druckkraft nach starkem Fließen auf Zug aus (Bild 5.25).

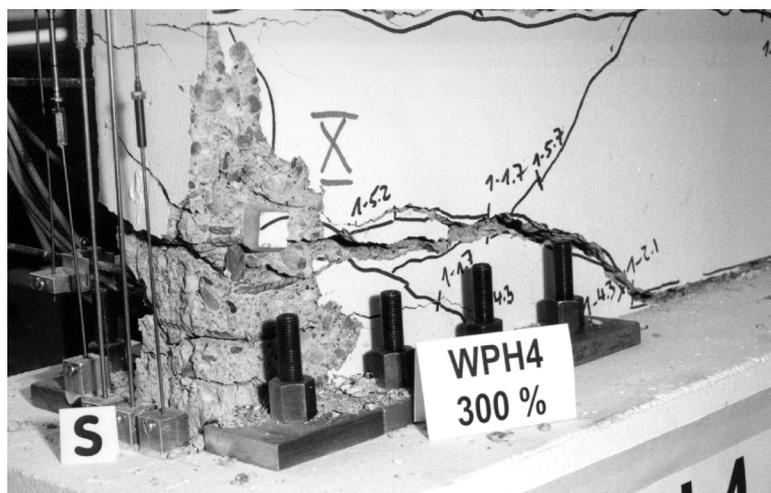


Bild 5.24: Wand WPH4. Deutlich geöffneter Riss, in dem Versagen der Vertikalbewehrung auftrat.
Zeitschritt 523 (7.0 sec)

Versuchsergebnisse

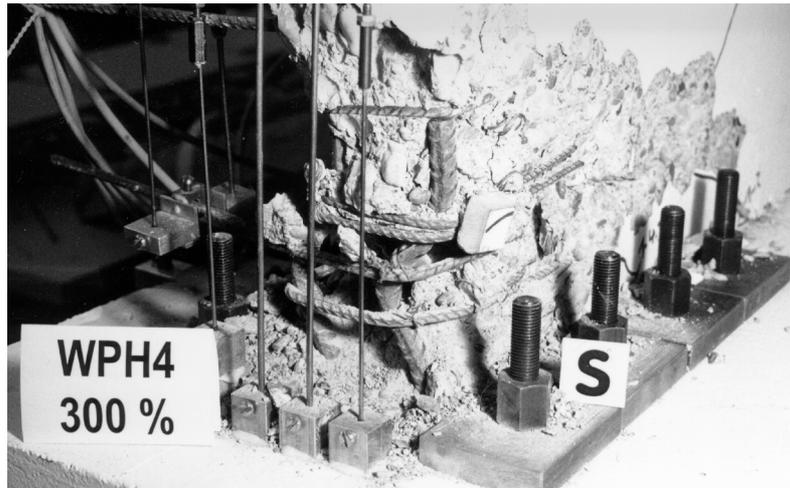


Bild 5.25: Ausknicken der Endbewehrungsstäbe bei Druckkraft nach starkem Fließen auf Zug (siehe Bild 5.24) und Wegfallen der Betondeckung. Zeitschritt 600 (8.0 sec).

Der Versuch konnte bis zum Ende des Erdbebens weitergeführt werden.

Der Widerstand der Wand am Ende des Versuchs betrug nur noch 60% des maximal gemessenen Widerstands. Damit wurde Versagen der Wand angenommen, und kein weiterer Versuch, mit einem 400%-Erdbeben, mehr durchgeführt.

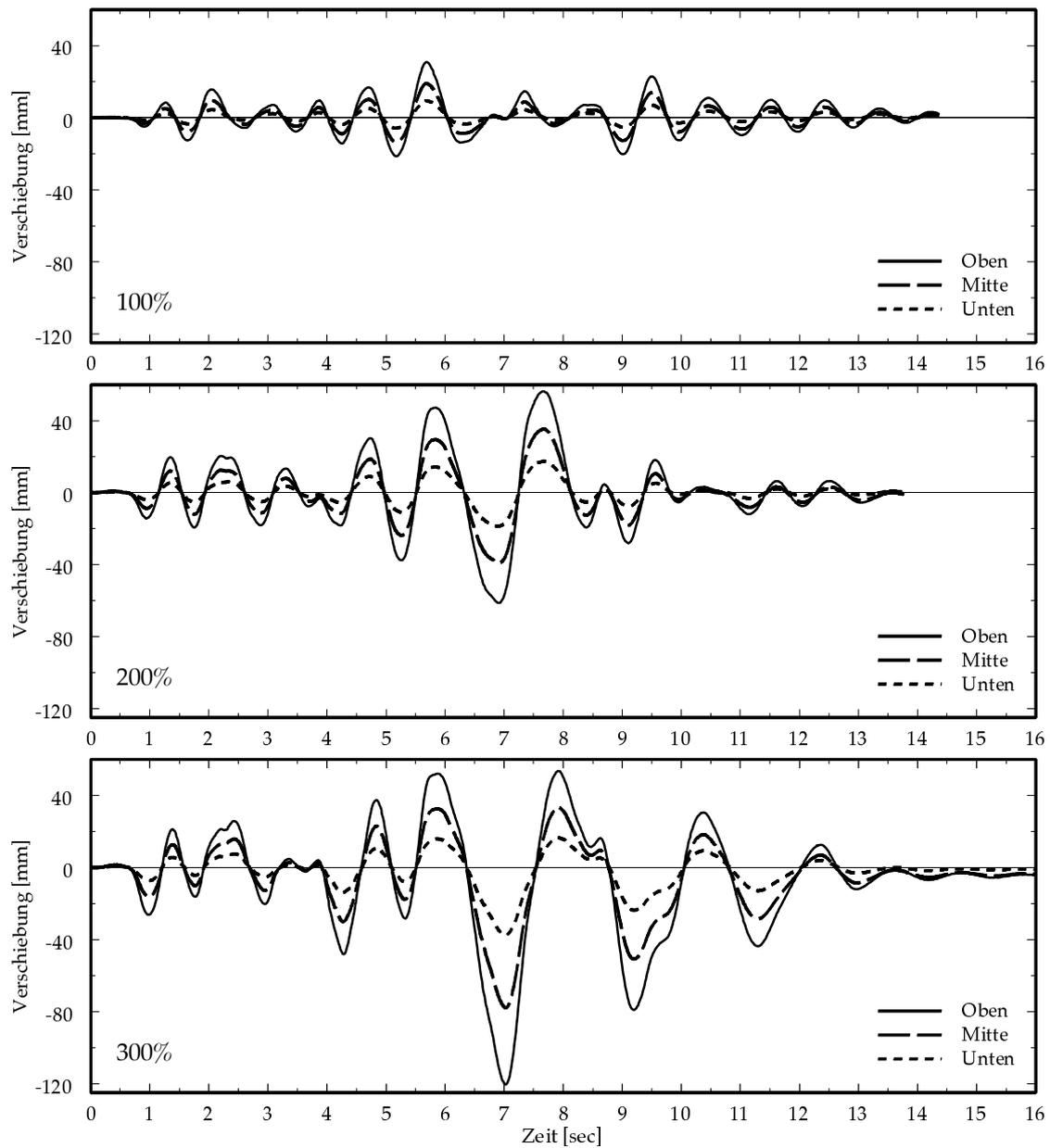


Bild 5.26: Zeitverlauf der Horizontalverschiebungen für alle drei Stockwerke, Wand WPH4.
Von oben nach unten: Versuche mit einem 100%, 200% und 300% Erdbeben.

Versuchsergebnisse

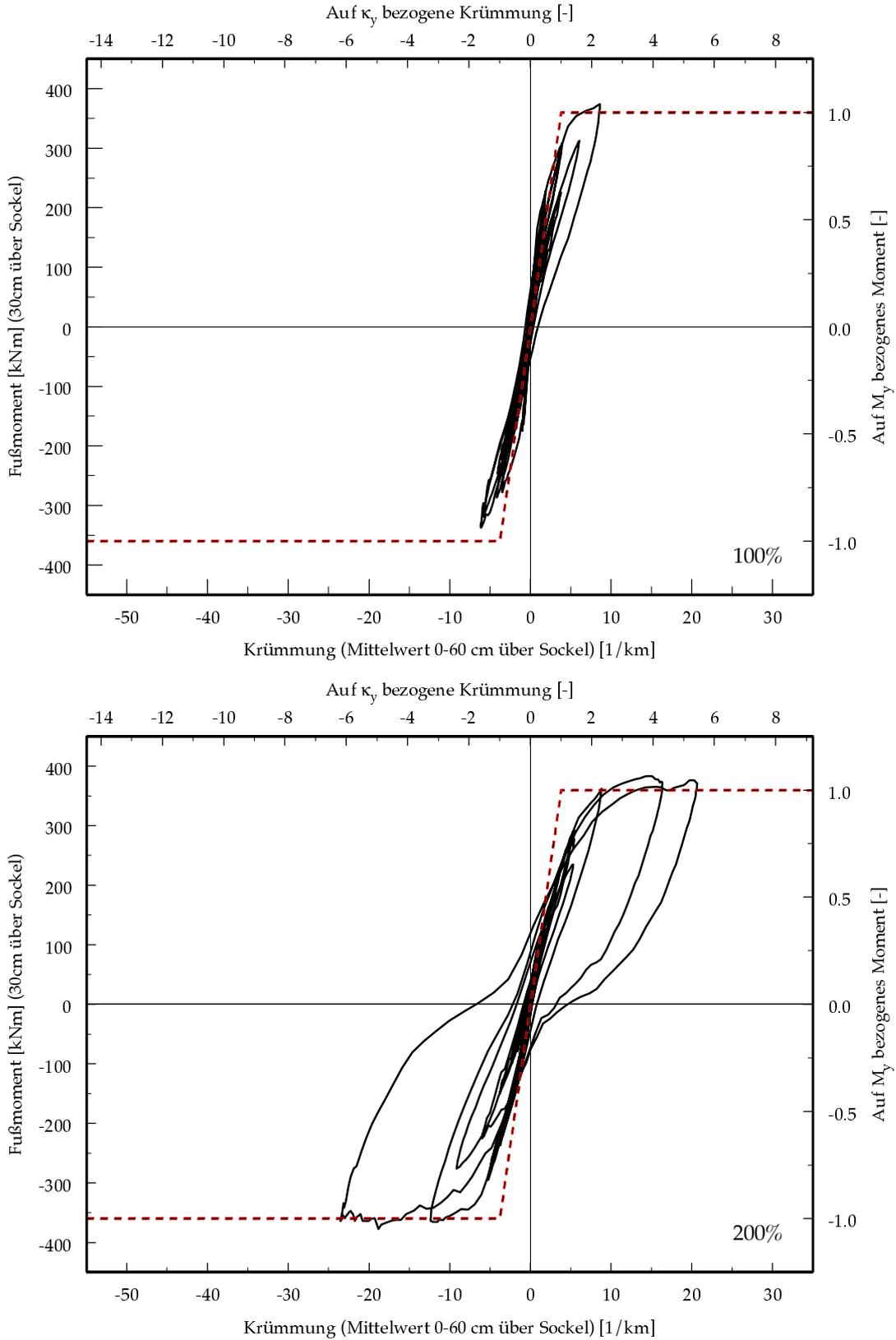


Bild 5.27: Momenten-Krümmungs-Hysterese, Wand WPH4.
 Von oben nach unten: Versuche mit einem 100% und 200% Erdbeben.

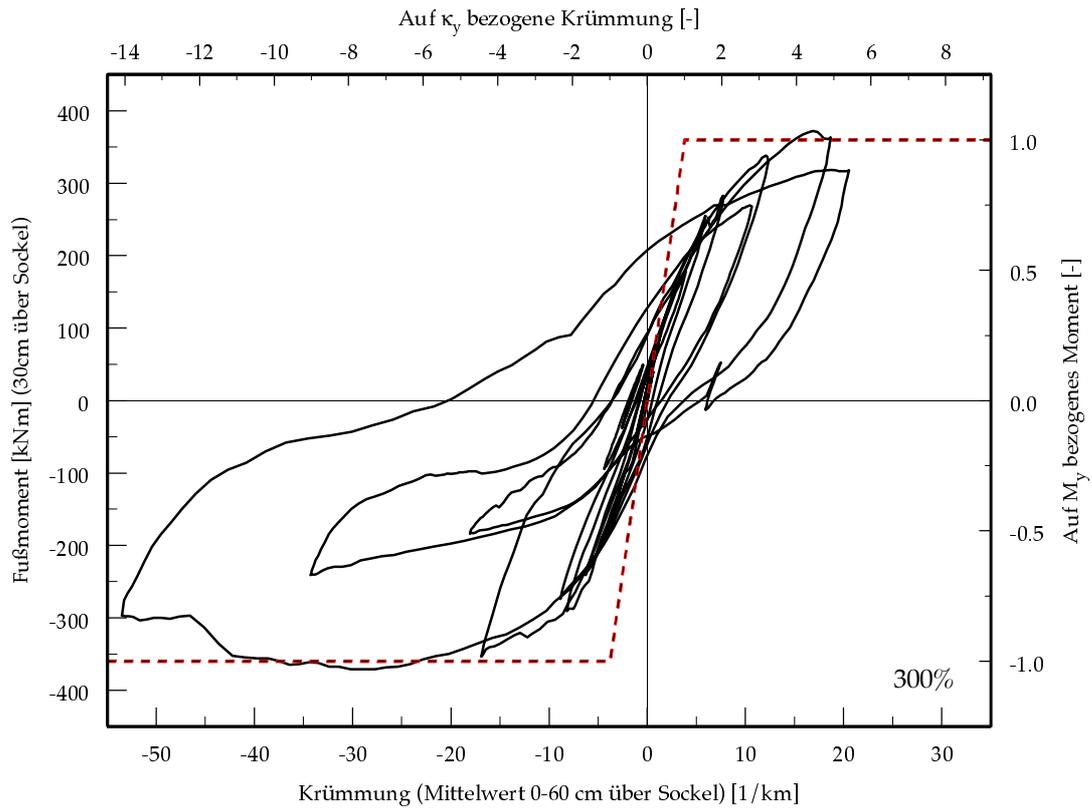


Bild 5.28: Momenten-Krümmungs-Hysterese, Wand WPH4.
 Versuch mit einem 300% Erdbeben.

Versuchsergebnisse

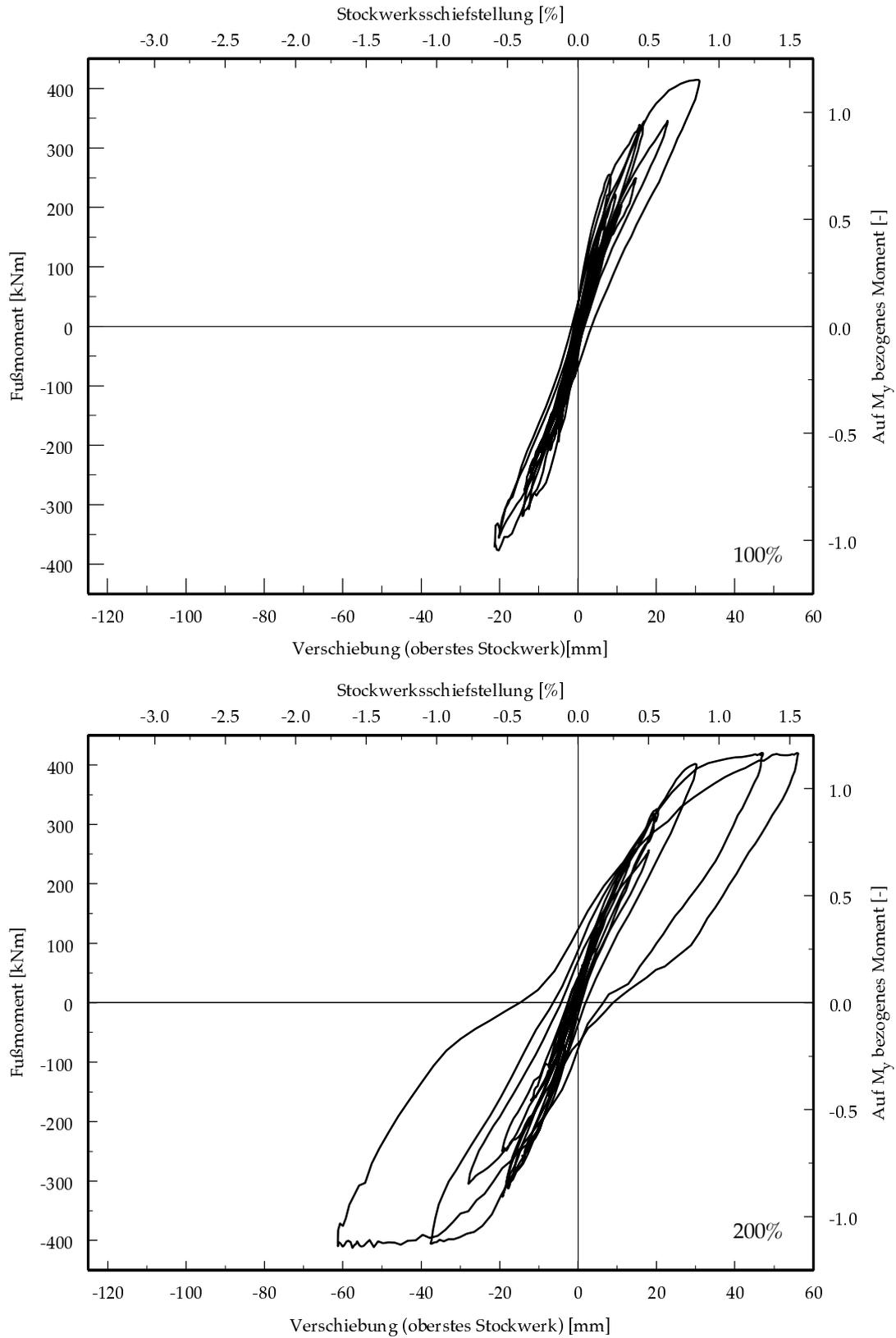


Bild 5.29: Momenten-Kopferschiebungs-Hysterese, Wand WPH4.
Von oben nach unten: Versuche mit einem 100% und 200% Erdbeben.

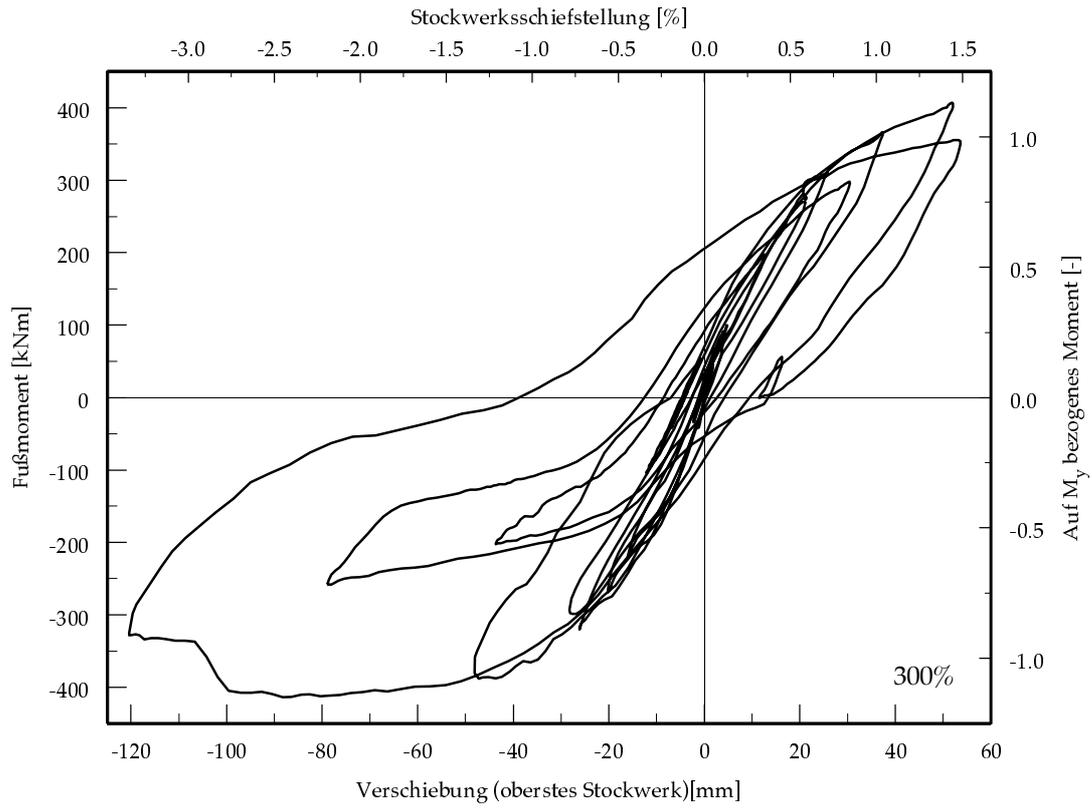


Bild 5.30: Momenten-Kopfoverschiebungs-Hysterese, Wand WPH4.
 Versuch mit einem 300% Erdbeben.

Versuchsergebnisse

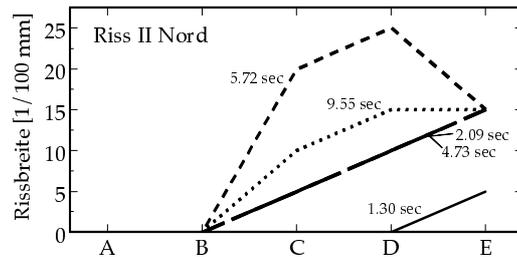
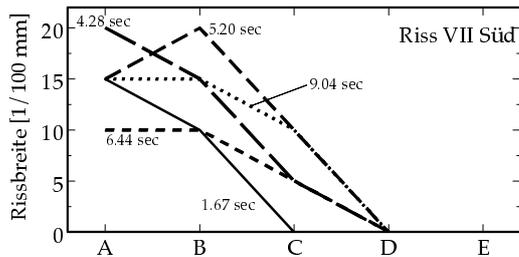
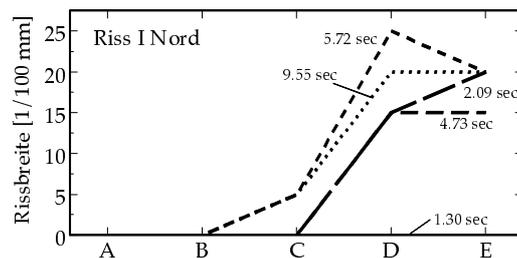
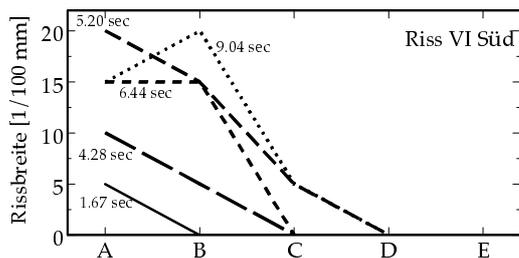
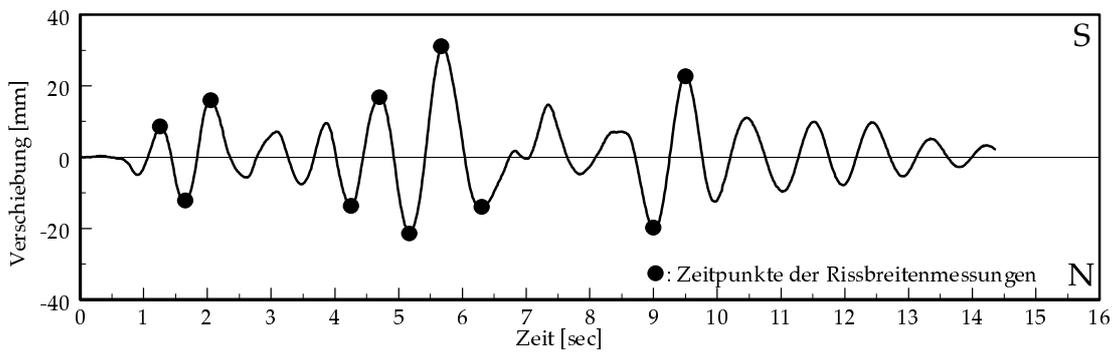
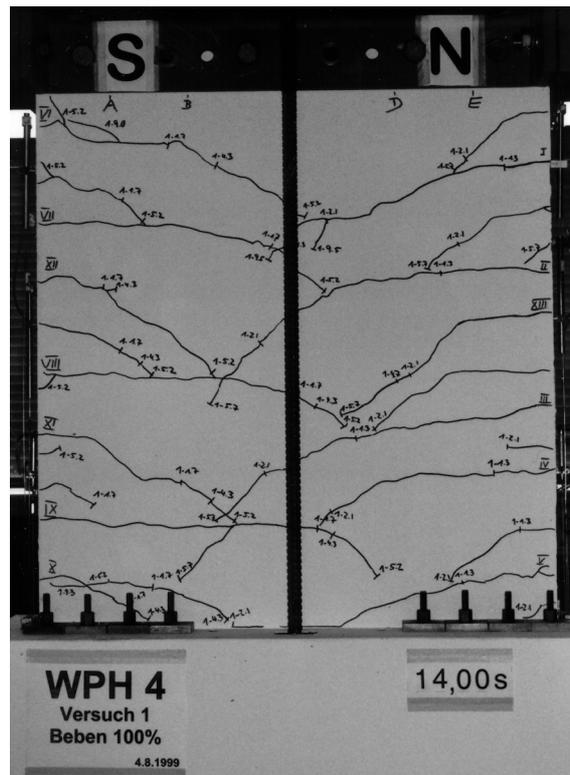


Bild 5.31: Gemessene Rissbreiten, Wand WPH4, 100% Erdbeben. Oben: Rissebild am Ende des Versuchs. Mitte: Zeitpunkte der Rissbreitenmessungen. Unten und nächste Seite: Rissbreiten für jeden Hauptriss.

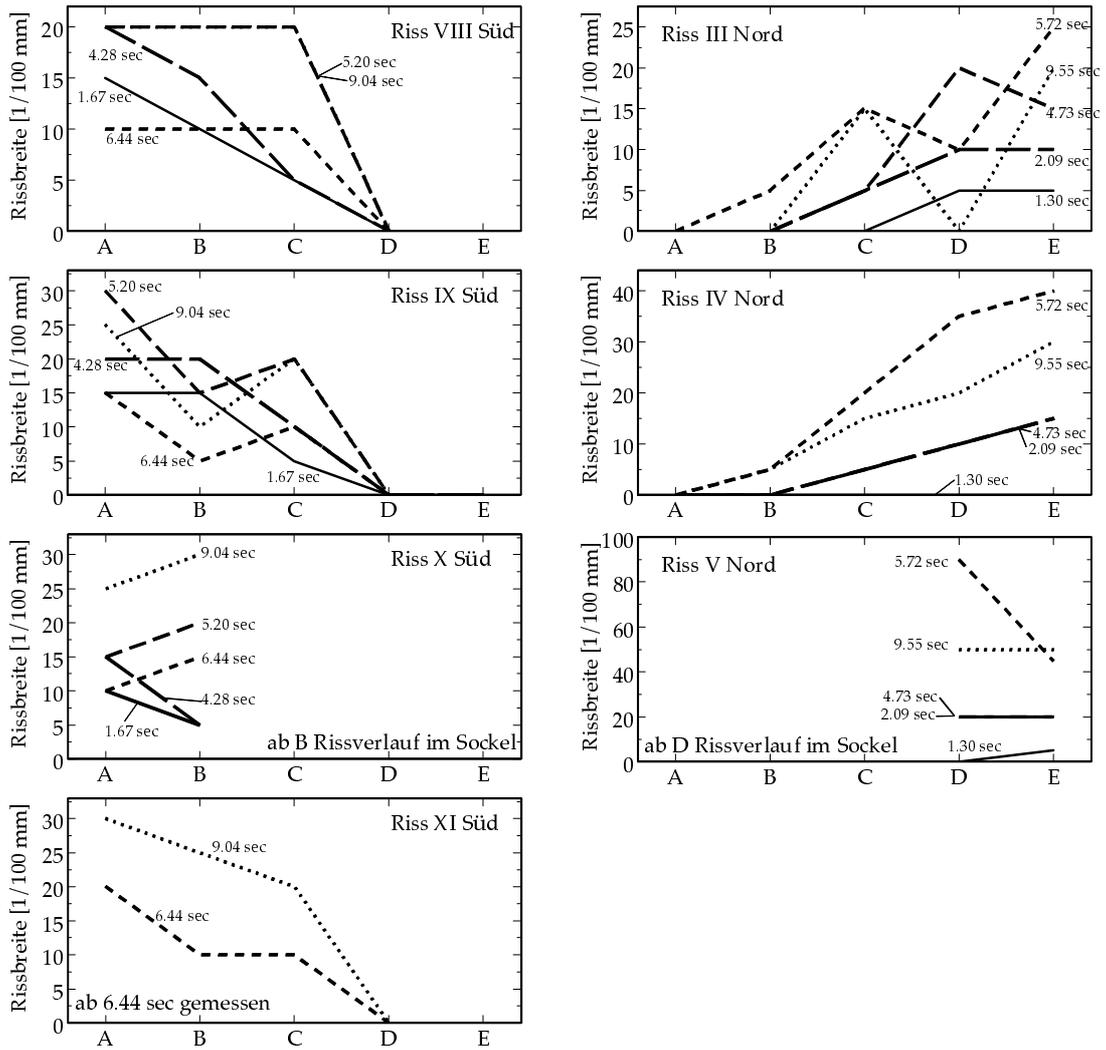


Bild 5.32: Gemessene Rissbreiten, Wand WPH4, 100% Erdbeben. Fortsetzung von Bild 5.31.

Versuchsergebnisse

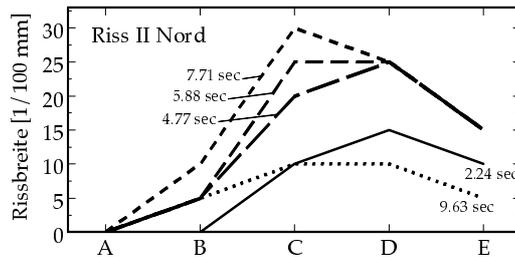
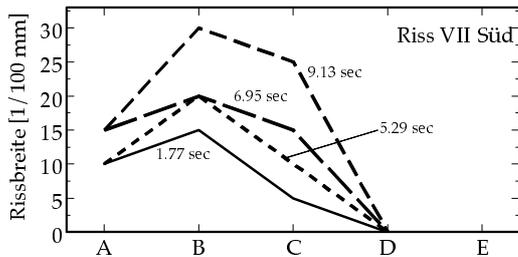
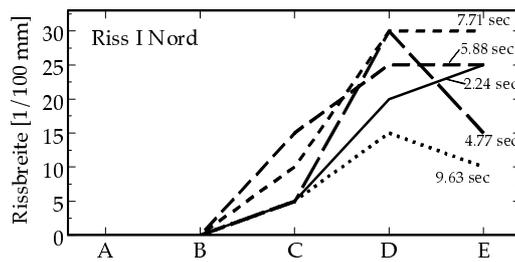
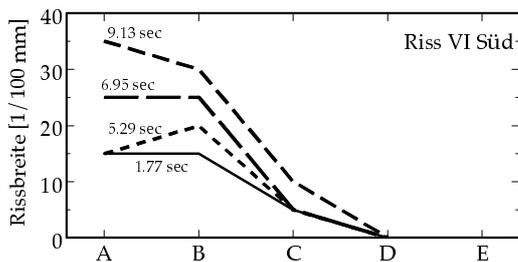
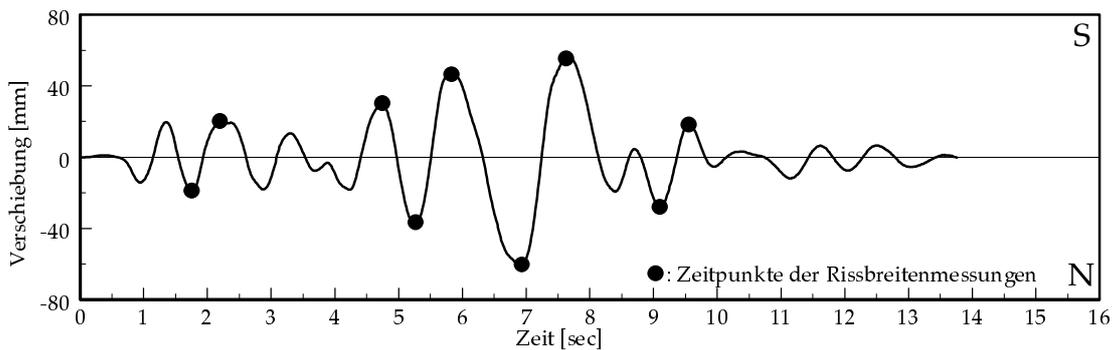
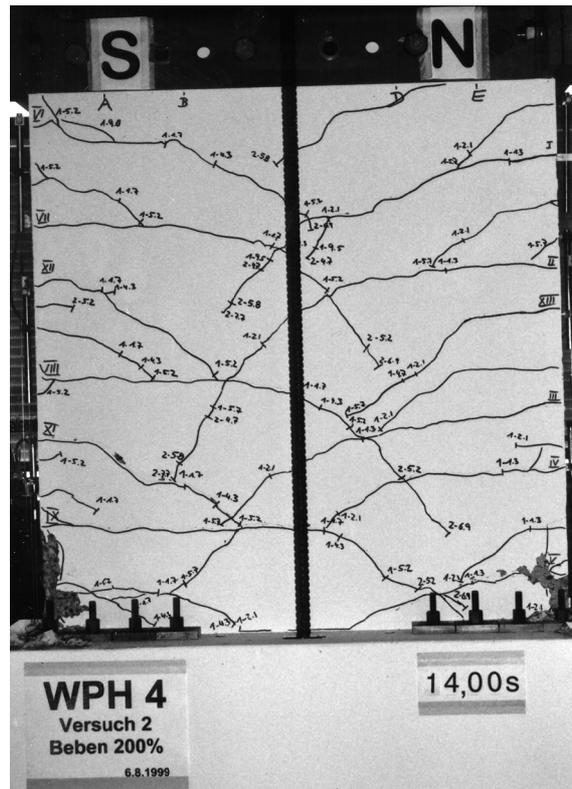


Bild 5.33: Gemessene Rissbreiten, Wand WPH4, 200% Erdbeben. Oben: Rissebild am Ende des Versuchs. Mitte: Zeitpunkte der Rissbreitenmessungen. Unten und nächste Seite: Rissbreiten für jeden Hauptriss.

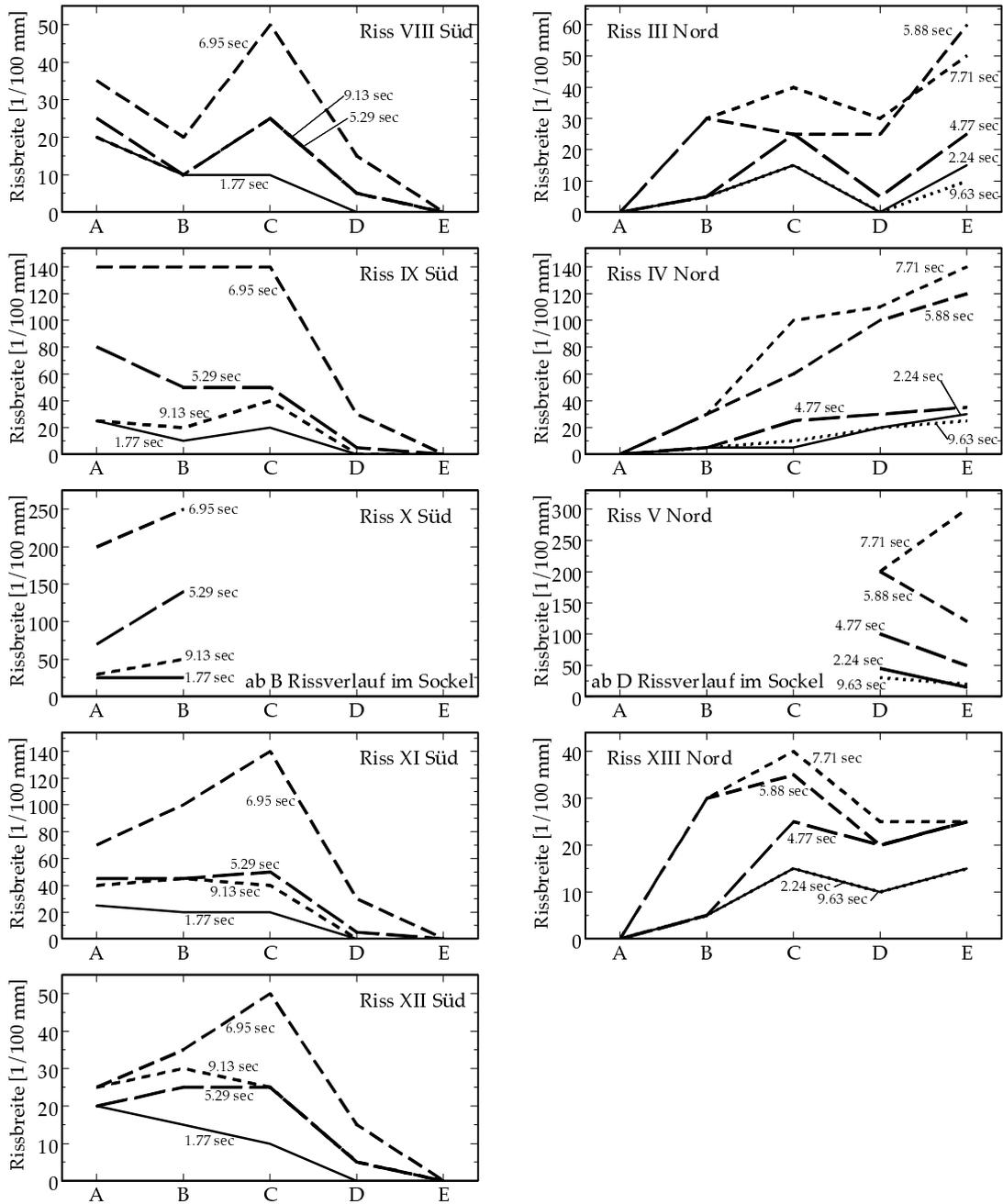


Bild 5.34: Gemessene Rissbreiten, Wand WPH4, 200% Erdbeben. Fortsetzung von Bild 5.33.

Versuchsergebnisse

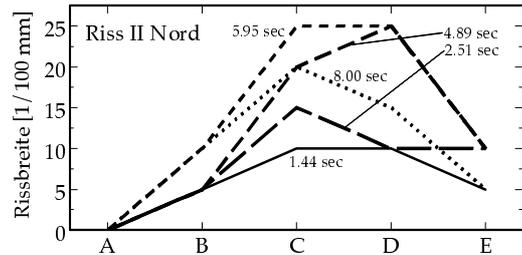
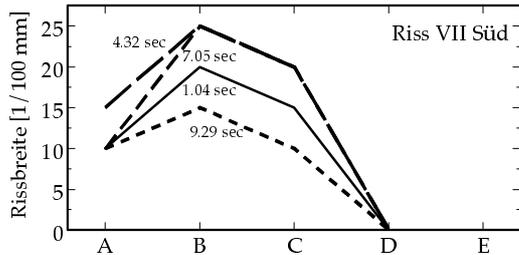
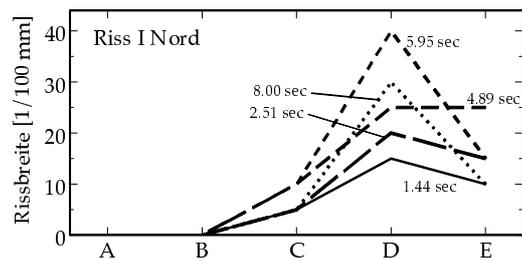
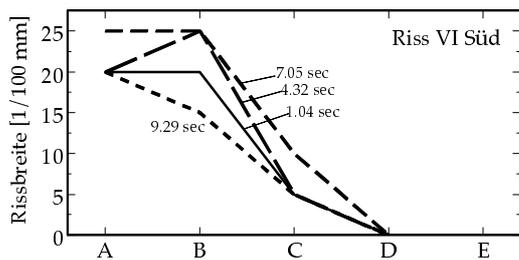
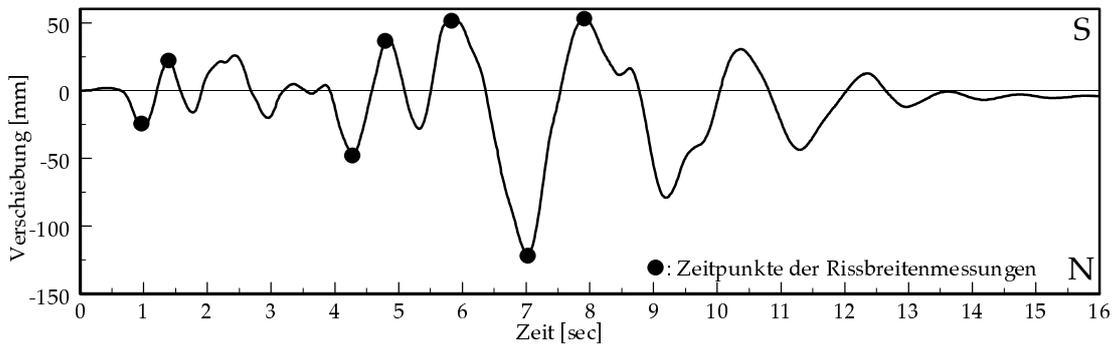
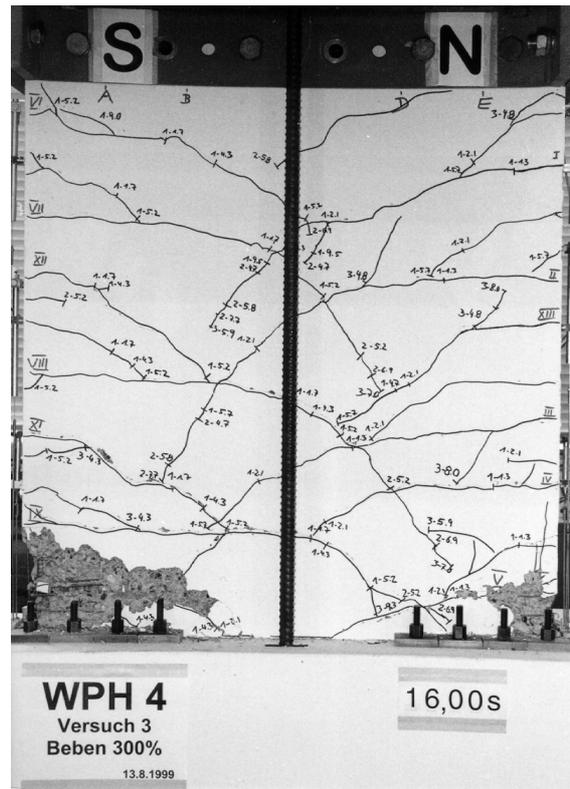


Bild 5.35: Gemessene Rissbreiten, Wand WPH4, 300% Erdbeben. Oben: Rissebild am Ende des Versuchs. Mitte: Zeitpunkte der Rissbreitenmessungen. Unten und nächste Seite: Rissbreiten für jeden Hauptriss.

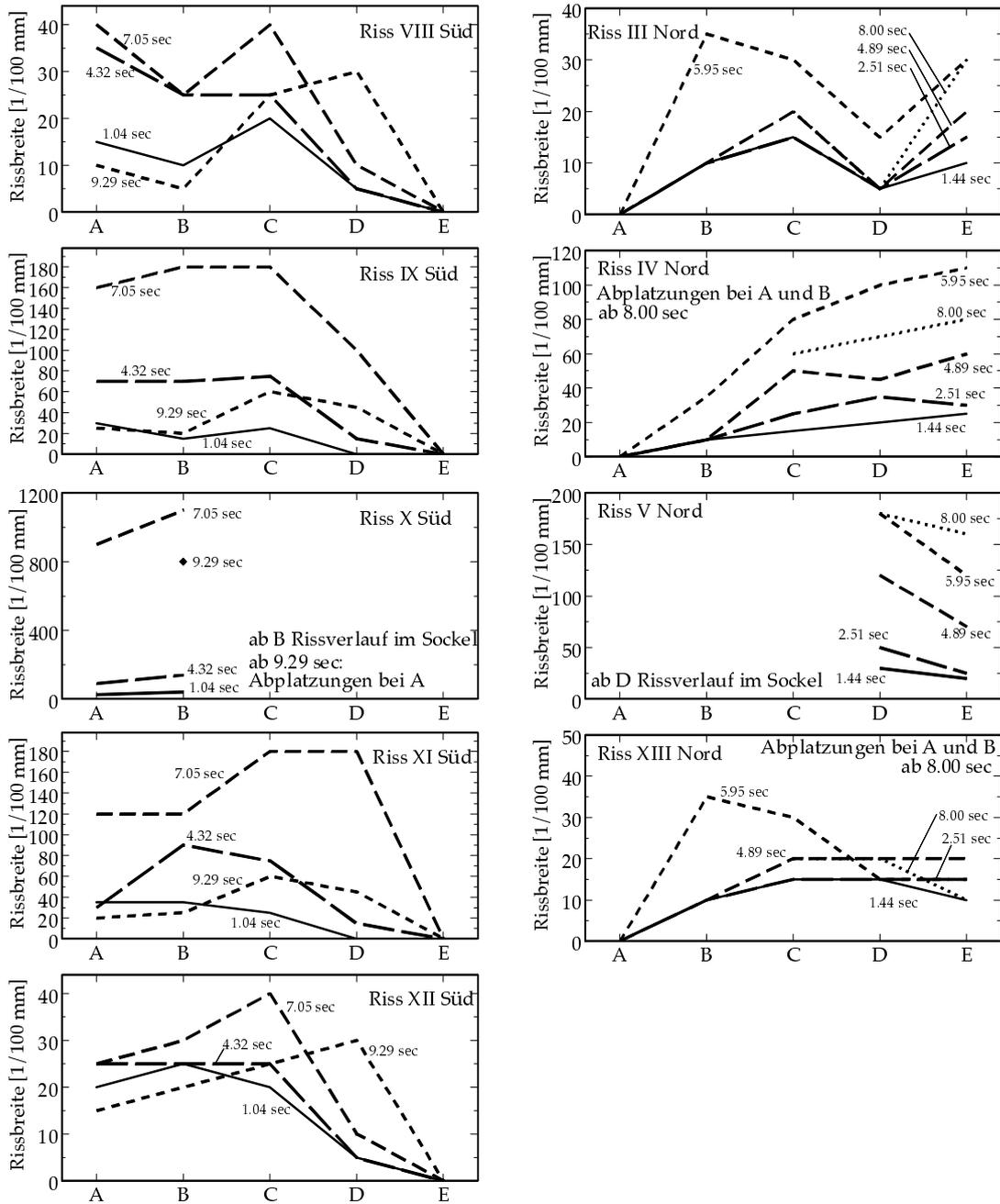


Bild 5.36: Gemessene Rissbreiten, Wand WPH4, 300% Erdbeben. Fortsetzung von Bild 5.35.

Versuchsergebnisse

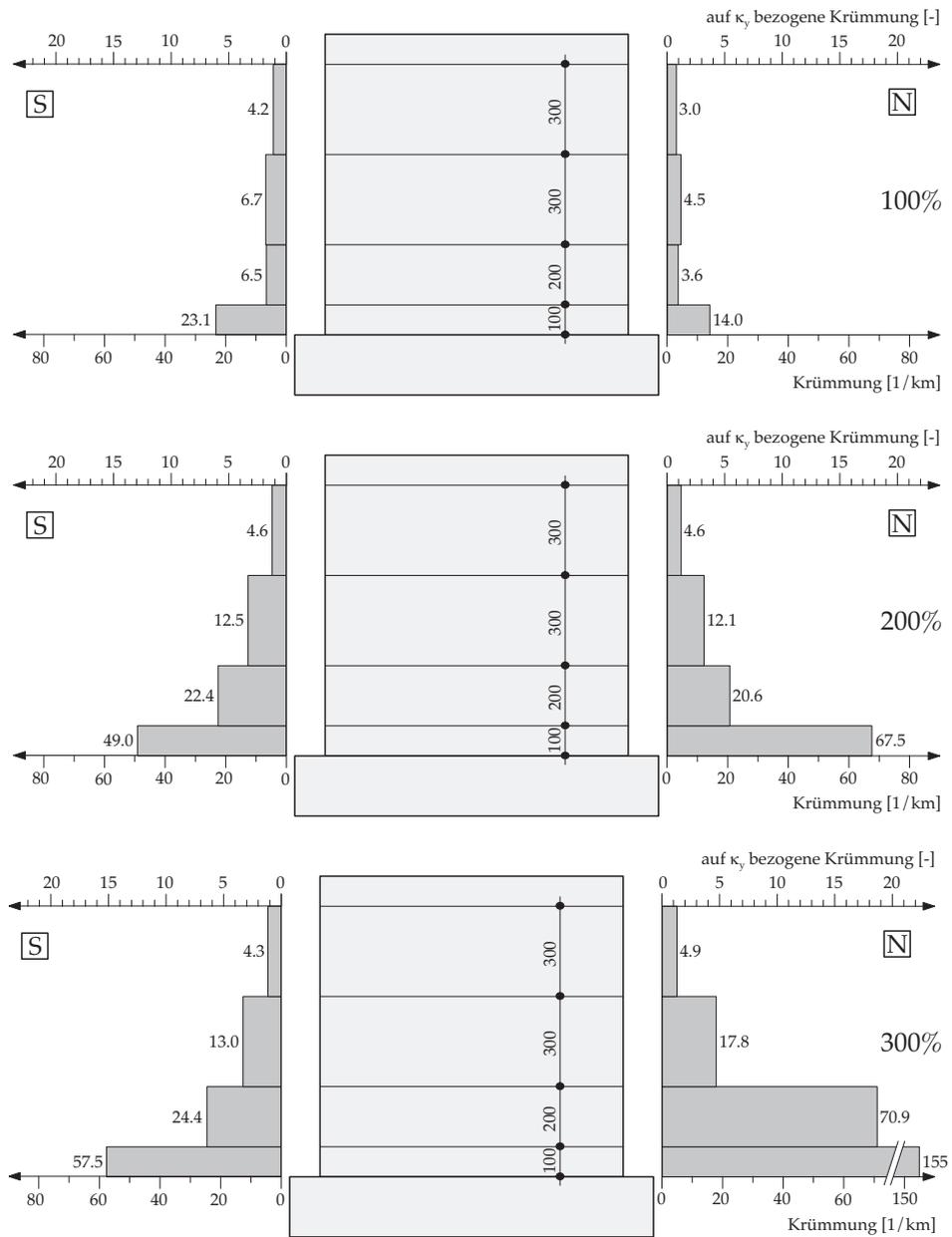


Bild 5.37: Maximale Krümmungen im unteren Wandbereich der Wand WPH4.
 Von oben nach unten: Versuche mit einem 100%, 200% und 300% Erdbeben

6 Interpretation der Versuchsergebnisse

In diesem Kapitel werden vor allem in den Versuchen beobachtete wichtige Unterschiede im Verhalten der drei Wände WPH2, WPH3 und WPH4 bei Erdbebeneinwirkung dargestellt und interpretiert.

6.1 Parameter α_N

Zur Kennzeichnung einer Wand anhand des Anteils, den ihr Biegezugwiderstand infolge Normalkraft am gesamten Biegezugwiderstand hat, wird der Parameter α_N verwendet [Dazio 2000]:

$$\alpha_N = \frac{0.45 \cdot l_w \cdot N}{M_n} \quad (6.1)$$

Dabei bedeuten l_w die Wandlänge, N die Normalkraft und M_n den nominellen Biegezugwiderstand der Wand. Der Zähler stellt eine gute Näherung für den Biegezugwiderstand der Wand infolge Normalkraft dar. Der Wert von α_N liegt zwischen 0 für Wände ohne Normalkraft, und ungefähr 1 für Wände, deren gesamter Widerstand aus der Normalkraft resultiert. Für die drei untersuchten Stahlbetontragwände ist α_N in Tabelle 6.1 aufgeführt. Zur Ermittlung von α_N wurde hier anstelle des nominellen Biegezugwiderstandes M_n der gemessene Biegezugwiderstand M_u verwendet.

	α_N	l_w [m]	$N [A_c f_c]$	ρ [-]	N [kN]	M_u [kNm]
WPH2	0.34	1	16 %	1.5 %	440	587
WPH3	0.11	1	4 %	1.5 %	110	458
WPH4	0.48	1	16 %	0.8 %	440	416

Tabelle 6.1: Parameter α_N für die drei untersuchten Stahlbetontragwände

Die Werte für α_N in Tabelle 6.1 belegen die Umsetzung der Absicht, mit den Wänden WPH3 und WPH4 zwei Wände zu untersuchen, deren Biegezugwiderstand M_u annähernd identisch ist, aber unterschiedlich zustande kommt.

6.2 Wichtige Unterschiede

6.2.1 Hysterese

In Bild 6.1 sind die Hysterese aller drei Wände aus den Versuchen mit dem 200%- und dem 300%-Erdbeben gezeigt. Sehr deutlich ist die unterschiedliche Form der Hysterese der Wände WPH3 und WPH4 zu erkennen. Bei WPH3 mit einer kleinen Normalkraft ($\alpha_N = 0.11$) sind die Hysterese sehr dick, die einzelnen Hysterese Schleifen umschließen relativ große Flächen. Dagegen weisen die Hysterese bei WPH4 ($\alpha_N = 0.48$) eine Einschnürung auf, die umschlossene Fläche ist kleiner. Diese Einschnürung wird

Interpretation der Versuchsergebnisse

durch die Normalkraft bewirkt, die bei zyklischer Beanspruchung die auf Zug plastisch verformten Bewehrungsstäbe nach Bewegungsumkehr auf Druck plastisch staucht. Diese Stauchung wird fortgesetzt, bis sich die Risse im Beton schließen. Danach wirkt der Beton in der Druckzone wieder mit, die Steifigkeit erhöht sich.

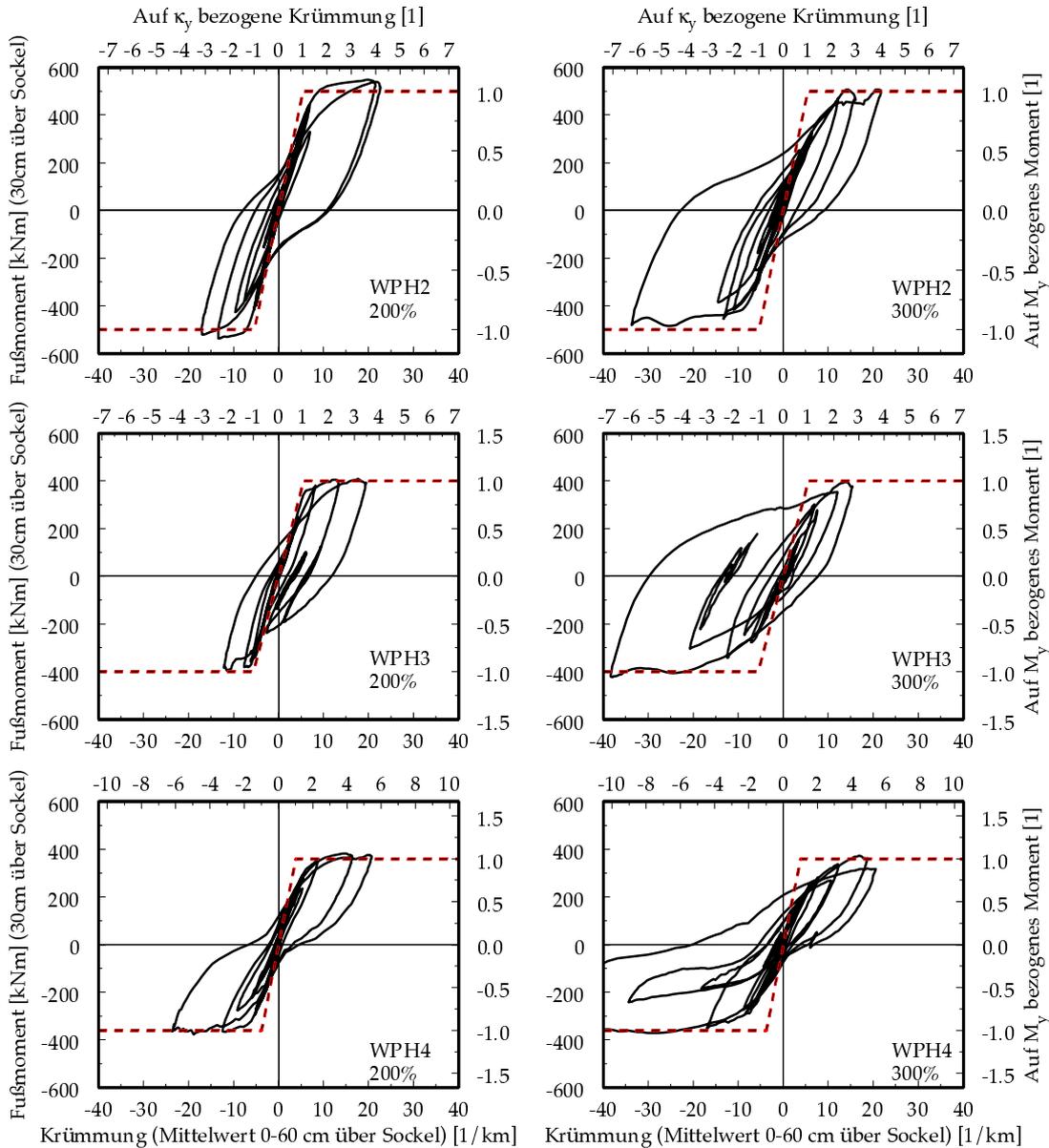


Bild 6.1: Hysterese der drei Stahlbetontragwände für die Versuche mit 200%- und 300%-Erdbeben

Dieses, aus den Formen der Hysterese gut ablesbare Verhalten bei unterschiedlicher Normalkraft hat verschiedene, im Folgenden beschriebene Auswirkungen. Diese werden auch in [Dazio 2000] diskutiert.

6.2.2 Bleibende plastische Verformungen

Eine große Normalkraft bewirkt, dass die Wand am Ende eines Erdbebens geringere Auslenkungen aufweist. Dies ist auch aus den Formen der Hysterese in Bild 6.1 er-

sichtlich. Eine Zusammenstellung der bleibenden Verformungen bei allen Versuchen findet sich in Tabelle 6.2.

	WPH2	WPH3	WPH4
100% - Erdbeben	1	0	0
200% - Erdbeben	2	6	2
300% - Erdbeben	6	28	4 **
400% - Erdbeben	*	*	

Tabelle 6.2: bleibende Verformungen am Wandkopf, gemessen am Ende jedes Versuchs [mm]

*: Versagen der Wand, Versuch musste wegen zu großer Verformung abgebrochen werden

** : Versagen der Wand, Versuch konnte jedoch bis zum Ende des Erdbebens weitergeführt werden.

Es zeigt sich, nachdem alle Wände während des 100%-Erdbebens fast elastisch geblieben sind, bei der bleibenden Verformung nach dem 200%-Erdbeben bereits ein Unterschied zwischen den einzelnen Wänden. Dieser wird dann besonders deutlich im Versuch mit einem 300%-Erdbeben, wo bei Wand WPH3, mit kleiner Normalkraft, eine hohe bleibende Verformung gemessen wurde. Gleichzeitig weist Wand WPH4, mit großer Normalkraft, eine deutlich geringere bleibende Verformung auf, obwohl hier bereits ein Großteil der Längsbewehrung gerissen war, und die Wand nach dem Versuch als zerstört anzusehen war. Der Versuch mit einem 300%-Erdbeben konnte bei dieser Wand trotzdem bis zum Ende durchgeführt werden. Im Gegensatz dazu musste bei Wand WPH3 der Versuch mit einem 400%-Erdbeben abgebrochen werden, da nach dem Versagen der Längsbewehrung die Wand so weit verformt wurde, dass die Sicherheit des Versuchsaufbaus nicht mehr gewährleistet war (Bild 6.2). Bei Wand WPH2 musste der Versuch mit einem 400%-Erdbeben auch abgebrochen werden, weil die Druckzone der Wand als Ganzes ausknickte (Bild 5.2).



Bild 6.2: Wand WPH3, Schiefstellung bei Abbruch des Versuchs mit einem 400%-Erdbeben.

6.2.3 Wiederbelastungssteifigkeit

Das frühe Schließen der Risse bei Wänden mit großer Normalkraft bewirkt, dass die Wiederbelastungssteifigkeit größer ist als bei Wänden mit kleiner Normalkraft. Tabelle

Interpretation der Versuchsergebnisse

6.3 zeigt die Wiederbelastungssteifigkeiten, die am Ende jedes Versuchs an der Momenten-Krümmungs-Hysterese gemessen wurden. Bei den Versuchen mit Versagen (400%-Erdbeben bei WPH2 und WPH3, sowie 300%-Erdbeben bei WPH4) ist die Wiederbelastungssteifigkeit kurz vor dem Versagen angegeben. Im Vergleich der Messwerte zeigt sich, dass sich die Wiederbelastungssteifigkeiten bei WPH2 und WPH4 nicht wesentlich unterscheiden, bei WPH3 jedoch nur ca. halb so groß sind. Wie erwartet ist der Unterschied zwischen WPH3 und WPH4 gegeben. Trotz nominell gleicher Anfangssteifigkeit (gleiches M_y , gleiche Wandlänge, gleiche Fließdehnung des Bewehrungsstahls) variiert die Wiederbelastungssteifigkeit, bei den Versuchen mit relativ geringer Einwirkung, um den Faktor 2.

	WPH2	WPH3	WPH4
100% - Erdbeben	90	45	95
200% - Erdbeben	65	30	60
300% - Erdbeben	40	30	20
400% - Erdbeben	35	30	

Tabelle 6.3: Wiederbelastungssteifigkeit [MNm^2] der Momenten-Krümmungs-Hysterese (Bild 6.1).
Messwerte am Ende der Versuche oder kurz vor dem Versagen.

6.2.4 Axiale Verlängerung der Wand

Eine ausreichend große Normalkraft bewirkt bei Entlastung größere plastische Stauungen, die wiederum ein kraftschlüssiges Schließen der Risse bewirken. Ohne diese Normalkraft schließen sich die Risse bei Entlastung nicht, und von Zyklus zu Zyklus bewirken die bleibenden plastischen Zugdehnungen, dass sich die Wand axial verlängert. Auch bei großer Normalkraft ist eine geringe axiale Verlängerung der Wand zu erwarten, da ein vollständiges Schließen der Risse aus verschiedenen Gründen, z.B. horizontale Verschiebungen im Riss infolge Querkraft oder im Riss verbleibende Betonabplatzungen, nicht möglich ist.

In Bild 6.3 sind die vertikalen Verschiebungen der Messstelle an der Stirnseite der Wand 90 cm über dem Sockel gezeigt. Es sind jeweils die Kurven für die Nord(N)- und Süd(S)-Seite angegeben, sowie deren Mittelwert (M) als Näherung für die vertikale Verschiebung in der Wandmitte.

Das Phänomen zeigt sich deutlich im Vergleich der Wände WPH3 und WPH4. Die Vergrößerung der vertikalen Verschiebungen im zyklischen Hin und Her der Wandbewegung ist bei Wand WPH3, mit kleiner Normalkraft, deutlich zu sehen, wogegen bei Wand WPH4, mit großer Normalkraft, keine axiale Verlängerung sichtbar ist. Dies gilt für Wand WPH4 insbesondere auch bei dem Versuch mit einem 300%-Erdbeben, bei dem Versagen der Wand auftrat.

6.2.5 Fließkrümmung und Rissebildung

Tabelle 6.4 zeigt ausgewählte Eigenschaften der untersuchten Wände. Der Biegegewiderstand der Wände WPH3 und WPH4 war als gleich vorausgesetzt worden (Abschnitt 3.1.1). Die gemessenen Werte weisen einen geringen Unterschied von 10% auf. Dies liegt im Bereich des zu erwartenden Unterschieds beim Fließmoment der beiden Wände und wird vernachlässigt.

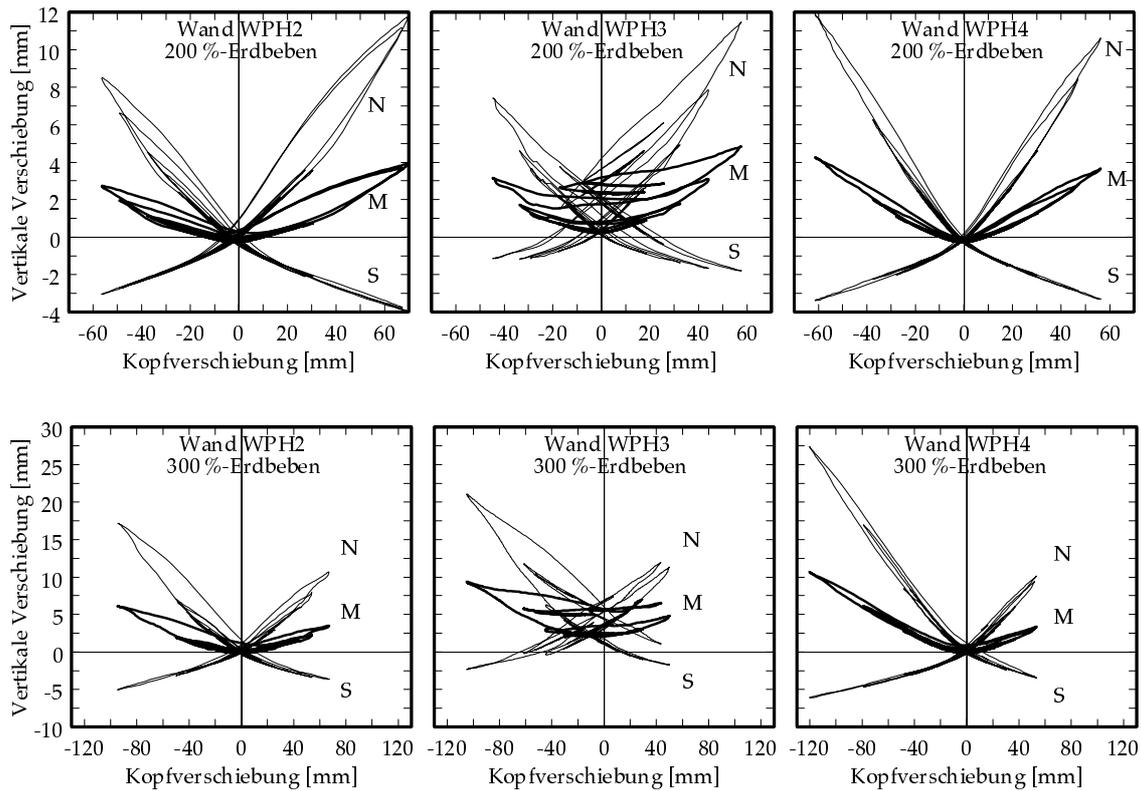


Bild 6.3: Vertikale Verschiebungen aller Wände an beiden Stirnflächen der Wände und in Wandmitte (N: Nordseite, S: Südseite, M: Wandmitte). Versuche mit 200%- und 300%- Erdbeben. Die vertikalen Verschiebungen wurden jeweils 90 cm über dem Sockel gemessen.

	Biegesteifigkeit (gemessen) M_u [kNm]	Fließmoment (berechnet) M_y [kNm]	Fließkrümmung (gemessen) κ_y [1/km]	Bewehrungsgehalt (gewählt) [1]	Normalkraft (gewählt) [$A_c f_c$]
WPH2	587	500	5.4	1.5 %	16 %
WPH3	458	400	5.6	1.5 %	4 %
WPH4	416	360	3.8	0.8 %	16 %

Tabelle 6.4: Ausgewählte Eigenschaften der untersuchten Wände

Die aus den Versuchen gemessene Fließkrümmung zeigt eine auffällige Korrelation zum Bewehrungsgehalt. Bei einem höheren Bewehrungsgehalt und sonst gleichen Bedingungen ist die Fließkrümmung höher als bei einem niedrigeren Bewehrungsgehalt, unabhängig von der Normalkraft. Dies lässt sich auf einen im Folgenden beschriebenen Mechanismus bei der Rissbildung zurückführen, wobei zu berücksichtigen ist, dass die gemessene Fließkrümmung nicht als Querschnittswert anzusehen ist, sondern ein über eine Messstrecke, hier 60 cm, gemittelter Wert ist.

Es ist zu erwähnen, dass die Fließkrümmung κ_y , wie in Abschnitt 5.1.2 beschrieben, mit der 3/4 Regel ermittelt wurde. Nach der Näherungsformel aus [Priestley, Kowalsky 1998] ergibt sich:

$$\kappa_y = \frac{2 \cdot \epsilon_y}{l_w} = \frac{2 \cdot [R_{p0.2}/E_s]}{l_w} = \frac{2 \cdot [489 \text{ MN/m}^2 / 202000 \text{ MN/m}^2]}{1 \text{ m}} = 4.8 \text{ 1/km} \quad (6.2)$$

Interpretation der Versuchsergebnisse

Dabei sind ε_y die Fließdehnung des Bewehrungsstahls und l_w die Wandlänge. Die Stahleigenschaften Fließdehnung $R_{p0.2}$ und Elastizitätsmodul E_s wurden aus den Messergebnissen der Versuche am Bewehrungsstahl, siehe Abschnitt 3.5, übernommen.

Beginnt ein Bewehrungsstab in einem Riss zu fließen, so vermindert sich seine Steifigkeit stark, sie liegt im Bereich der Verfestigung. Ist der Bewehrungsgehalt relativ niedrig, so besteht auch nur eine geringe Mitwirkung anderer Bewehrungsstäbe im Rissquerschnitt. In der Folge wird sich der eine Riss stärker öffnen, das Rissebild zeigt eine weniger dichte Risseverteilung, und die Fließkrümmung wird, da die Verformung auf wenige Risse beschränkt ist, geringer. Umgekehrt ist bei relativ hohem Bewehrungsgehalt eine bessere Kraftumlagerung innerhalb eines Rissquerschnitts möglich. Die Folge ist ein dichteres Rissebild, die einzelnen Risse haben eine kleinere Öffnung und es entsteht eine höhere Fließkrümmung.

Der beschriebene Effekt kann anhand der Versuchsergebnisse nachvollzogen werden. Die Wände WPH2 und WPH3 mit dem höheren Bewehrungsgehalt weisen eine höhere Fließkrümmung auf, als die Wand WPH4 mit dem niedrigeren Bewehrungsgehalt (Tabelle 6.4). Das Rissebild der Wände WPH2 und WPH3 weist eine dichtere Risseverteilung auf (Bild 6.4) als das der Wand WPH4, bei der es einzelne Risse mit sehr großen Rissbreiten gibt (Bild 6.5).

Ebenso wie ein höherer Bewehrungsgehalt würde auch die Verwendung von Bewehrungsstahl mit stärkerer Verfestigung zu einer dichteren Risseverteilung und zu einer größeren Fließkrümmung führen. Da bei allen untersuchten Wänden der gleiche Stahl verwendet wurde, ist dies hier jedoch nicht von Belang.

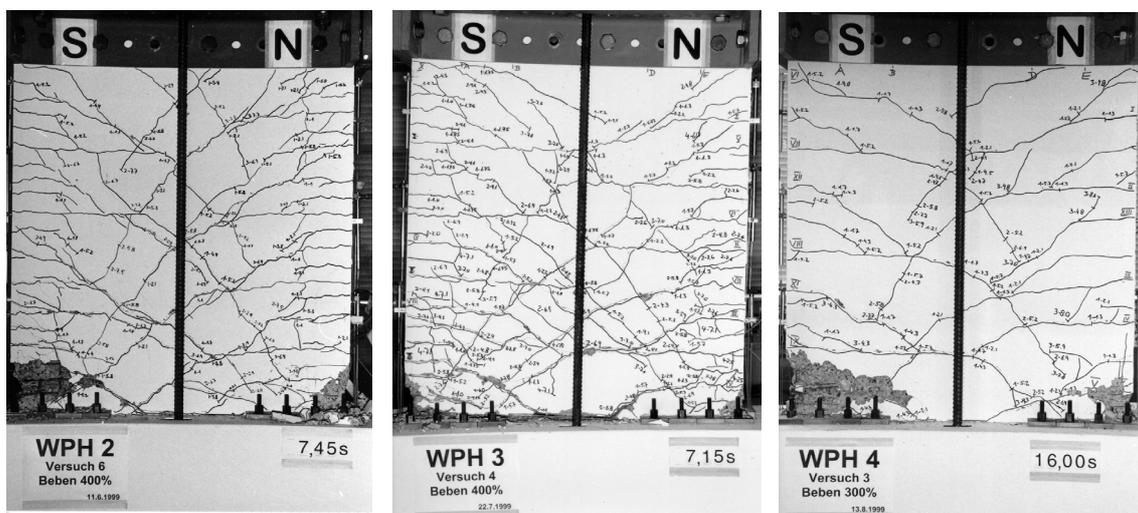


Bild 6.4: Rissbilder der Wände WPH2, WPH3 und WPH4 am Ende der Versuche

6.3 Zum Versagen der Wände

6.3.1 Stärke des Versagenserdbebens

Der augenfälligste Unterschied bezüglich des Versagens der drei Wände ist die Stärke des Versagenserdbebens. Wände WPH2 und WPH3 versagten bei einem 400%-Erdbeben, Wand WPH4 versagte bei einem 300%-Erdbeben. Generell kann daher die Vermutung bestätigt werden, dass ein höheres α_N zu einem Versagen bei einem weniger starken Erdbeben führt. Der Nachteil eines höheren α_N liegt insbesondere in der geringeren

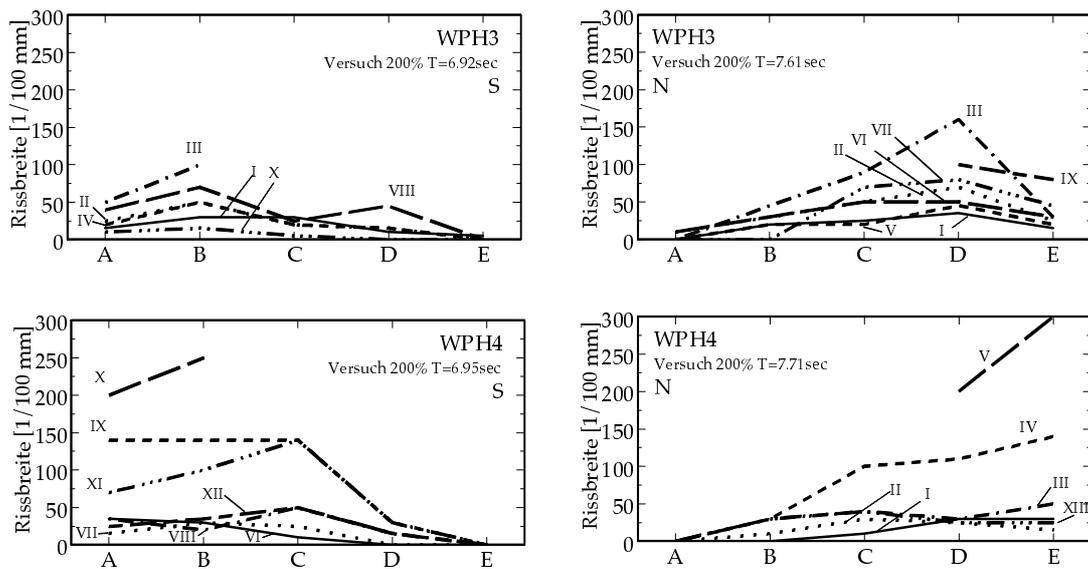


Bild 6.5 Vergleich der Rissbreiten der Wände WPH3 und WPH4, jeweils bei den Versuchen mit einem 200%-Erdbeben zum Zeitpunkt der größten Rissbreiten auf Nord- und Südseite.

Energiedissipationsfähigkeit der Wand, die sich in einer eingeschnürten Hysterese wieder spiegelt. Im Vergleich z.B. der Hysteresen der Wände WPH3 und WPH4 bei einem 200%-Erdbeben in Bild 6.1 ist dies zu erkennen. Die geringere Energiedissipation führt zu größeren Auslenkungen, im genannten Bild ist für Wand WPH3 eine erforderliche Krümmungsduktilität von 3.5 zu erkennen, bei Wand WPH4 dagegen eine erforderliche Krümmungsduktilität von 6. Wand WPH2, deren α_N zwischen den beiden anderen Wänden liegt, liegt auch mit einer erforderlichen Krümmungsduktilität von 4 im mittleren Bereich. Dies entspricht auch den Berechnungsergebnissen aus [Dazio 2000], der einen mit α_N ansteigenden Krümmungsduktilitätsbedarf vor allem bei stark plastischem Verhalten feststellt.

6.3.2 Versagensmechanismen

Bei allen drei Wänden begann das Versagen mit dem Reißen der äußersten Bewehrungsstäbe der Stegbewehrung. Die Endbereiche aller drei Wände wurden entsprechend den Regeln der Kapazitätsbemessung sehr gut und eng verbügelt. Dadurch war eine gute Umschnürung des Betons gewährleistet und ein frühzeitiges Ausknicken der Längsbewehrung im Endbereich wurde verhindert. Außerdem wurde mit der engen Verbügung die Bildung vieler, nahe beieinander liegender, Risse unterstützt.

Im Stegbereich dagegen war die Umschnürung ungenügend. In der Folge löste sich bei Wand WPH2 der Beton im Stegbereich in der Nähe des Endbereichs vollständig heraus, während im umschnürten Endbereich eine als Druckstütze wirkende Betonsäule stehen blieb (Bild 5.2). Das endgültige Versagen trat ein, als diese Druckstütze als Ganzes ausknickte. Wand WPH2 hatte sowohl eine große Normalkraft, welche die Druckkraft erhöhte, als auch einen hohen Bewehrungsgehalt, der eine hohe Biegezugkraft erlaubte und damit aus Gleichgewichtsgründen auch die Biegedruckkraft erhöhte. In diesem Zusammenhang ist das Versagen in der Druckzone der Wand durch Ausknicken zu sehen. Der Versuch wurde abgebrochen, um den Versuchsaufbau nicht zu gefährden. Ein

Interpretation der Versuchsergebnisse

Weiterführen des Versuchs hätte möglicherweise nicht zum Einsturz der Wand geführt. Durch Verlagerung der Druckzone in den Stegbereich hätte vielleicht der Biege- und Druckwiderstand erzeugt werden können, der zur Beendigung des Erdbebens ohne Einsturz erforderlich gewesen wäre.

Wand WPH3 hatte die gleiche Bewehrung wie Wand WPH2, aber eine kleine Normalkraft. Hierdurch waren die Zugdehnungen der Längsstäbe höher als bei Wand WPH2. Nach dem Reißen der äußersten Bewehrungsstäbe der Stegbewehrung wurden die Dehnungen der verbleibenden Längsstäbe größer als bei Wand WPH2, in der Folge trat ein reißverschlussartiges Versagen der Bewehrungsstäbe auf. Der Versuch musste abgebrochen werden, da kein ausreichender Biege- und Druckwiderstand vorhanden war und die Wand sehr stark auf eine Seite ausgelenkt wurde. Hier muss ein Einsturz des Gebäudes angenommen werden.

Bei Wand WPH4 begann das Versagen ebenfalls mit dem Reißen der Stegbewehrung. Trotz Ausfalls der Stegbewehrung rissen aber die Endbewehrungsstäbe nicht. Infolge Abplatzens des Betons knickten die Bewehrungsstäbe im Endbereich trotz enger Verbügelung aus. Durch die große Normalkraft blieb die Wand als Ganzes aber tragfähig, ein Einsturz des Gebäudes wäre hier sehr wahrscheinlich nicht aufgetreten. Wegen des stark erniedrigten Widerstandes der Wand am Ende des Erdbebens (60% des maximalen Widerstands) ist jedoch ein Versagen der Wand anzunehmen.

6.4 Folgerungen

Zusammenfassend ist, insbesondere im Vergleich der Wände WPH3 und WPH4, festzustellen, dass bei Entwurf und Bemessung einer Wand der Einfluss des Parameters α_N unbedingt berücksichtigt werden muss. Die Vor- und Nachteile bei der Festlegung von α_N sind zu betrachten. Ein hohes α_N , also ein niedriger Bewehrungsgehalt und eine große Normalkraft, hat in den durchgeführten Versuchen ein vorzeitiges Versagen bewirkt. Das Verhalten der Wand bei Versagen ist aber bei einer Wand mit hohem α_N weniger gefährlich. So wäre ein durch die Wand WPH3, mit niedrigem α_N , ausgesteiftes Gebäude vermutlich eingestürzt, der entsprechende Versuch musste abgebrochen werden; dagegen wäre ein durch die Wand WPH4, mit hohem α_N , ausgesteiftes Gebäude vermutlich nicht eingestürzt, der entsprechende Versuch konnte bedenkenlos bis zum Ende durchgeführt werden. Auch wenn dieses Gebäude in der Folge abgerissen werden müsste, ist es für die Bewohner und den Inhalt weniger gefährlich.

Auch bei geringeren Erdbeben ist das Verhalten einer Wand mit großer Normalkraft günstiger, da die Risse bei Entlastung besser geschlossen werden und auch die bleibenden horizontalen Verformungen geringer sind.

Grundsätzlich ist zu sagen, dass bei Berücksichtigung der Regeln für einen erdbebenge-rechten Entwurf [Paulay, Priestley 1992], [Bachmann 1995], [Dazio 2000] Stahlbeton-tragwände für geringe bis mittlere Seismizität ausreichende Sicherheit bieten. Bei den hier durchgeführten Versuchen entsprach ein 100%-Erdbeben dem Antwortspektrum der Norm [SIA 160] in der am stärksten gefährdeten Zone der Schweiz. Für dieses Erd-beben trat bei keiner der drei Wände gefährliches Verhalten auf. Wegen der Vorteile ei-ner großen Normalkraft bei kleineren Erdbeben ist daher für Gebiete geringer bis mitt-lerer Seismizität die Wahl eines hohen α_N im Bereich von 0.4-0.5 vorzuziehen.

Zusammenfassung

Im Rahmen des Forschungsprojektes "Stahlbetontragwerke unter zyklischer, dynamischer und statischer Einwirkung" wurden am Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK) der Eidgenössischen Technischen Hochschule (ETH) Zürich drei kapazitätsbemessene Stahlbetontragwände pseudodynamisch geprüft. Die drei Versuchskörper WPH2, WPH3 und WPH4 stellten im Maßstab 1:3 Stahlbetontragwände eines dreigeschossigen Referenzgebäudes, ein in Mitteleuropa und insbesondere in der Schweiz üblicher Skelettbau, dar. Die Einwirkung war ein künstlich generiertes Erdbeben, dessen Antwortspektrum dem für weiche Böden modifizierten Bemessungsspektrum gemäß Norm SIA160 in der höchsten Gefährdungszone der Schweiz entsprach.

Der Sockel der Versuchskörper wurde am Aufspannboden biegesteif befestigt. Auf Höhe der drei Geschossdecken entsprechend dem dreigeschossigen Referenzgebäude wurde die Wand mittels jeweils eines servohydraulisch gesteuerten Prüfzylinders horizontal in der Wandebene bewegt. Die Bewegung wurde pseudodynamisch gesteuert und entsprach der Antwort bei Erdbebeneinwirkung. Das verwendete pseudodynamische Verfahren ist in [Thiele 2000] beschrieben.

Die Wahl der Versuchsparameter basierte auf den Erfahrungen vorangegangener Versuche des Forschungsprojekts. Dies waren statisch-zyklische Versuche [Dazio et al 1999] und dynamische Versuche auf dem Erdbebensimulator [Lestuzzi 1999]. Als Versuchsparameter wurden der Bewehrungsgehalt und die Normalkraft gewählt, deren Bedeutung bei Erdbebeneinwirkung untersucht werden sollte. Insbesondere wurden zwei Stahlbetontragwände untersucht, deren Biegewiderstand gleich war, aber bei der einen Wand durch einen hohen Bewehrungsgehalt und kleine Normalkraft, und bei der anderen Wand durch einen niedrigen Bewehrungsgehalt und eine große Normalkraft erzeugt wurde.

Die wichtigsten Versuchsergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

- Der Einfluss des Bewehrungsgehaltes und der Normalkraft auf das Verhalten der Stahlbetontragwände bei Erdbebeneinwirkung kann nicht vernachlässigt werden. Dies gilt insbesondere für Entwurf und Bemessung der Wände.
- Bei geringer bis mäßiger Erdbebeneinwirkung hat eine große Normalkraft Vorteile: So werden insbesondere die bleibenden plastischen Verformungen verringert, die Wiederbelastungssteifigkeit ist höher, und die axiale Verlängerung der Wand ist geringer.
- Bei starker Erdbebeneinwirkung wird bei Wänden mit großer Normalkraft die geringere Energiedissipationsfähigkeit wesentlich. Dadurch kann eine Wand mit großer Normalkraft vorzeitig versagen.
- Stahlbetontragwände bieten für geringe bis mittlere Seismizität eine gute Sicherheit, wenn die Regeln des erdbebengerechten Entwurfs berücksichtigt werden. Mit Blick auf die Vorteile, die eine große Normalkraft bietet, ist daher für geringe bis mittlere Seismizität eine große Normalkraft, entsprechend $\alpha_N > 0.4-0.5$, zu empfehlen. Eine solche kann durch die Anordnung der Wände im Gebäudeinnern anstatt an der Peripherie erreicht werden (vgl. Bild 3.1).

Abstract

As part of the research project "Reinforced concrete structures under cyclic, dynamic and static action", three RC structural walls, designed using the capacity method, were tested at the Institute of Structural Engineering (IBK) of the Swiss Federal Institute of Technology (ETH) in Zurich. The tests were conducted using pseudodynamic testing.

The specimens WPH2, WPH3 and WPH4 represented structural walls of a three-story reference building, scaled 1:3. The reference building was typical for middle-european skeleton structures. An artificial acceleration time-history compatible to the design spectra of soft soils in the highest seismic zone of Switzerland was used as excitation.

The base of each specimen was rigidly connected to the strong floor. At the level of the three stories, the wall was moved horizontally in the plane of the wall using hydraulic actuators. The movement was controlled pseudodynamically and corresponded the response under earthquake action. The utilized pseudodynamic procedure is described in [Thiele 2000].

The test parameters were based on earlier investigations within the research project, static-cyclic tests [Dazio et al. 1999] and tests on an earthquake simulator [Lestuzzi et al. 1999]. The test parameters included the reinforcement ratio and the axial force. In particular, two structural walls were tested, having the same flexural strength. In one of the walls, the flexural strength was created by high reinforcement ratio and low axial force, in the other wall, the flexural strength was created by low reinforcement ratio and high axial force.

The most important test results can be summarized as follows:

- The influence of reinforcement ratio and axial force on the behavior of RC structural walls under earthquake action must not be neglected. This applies especially for the design of walls.
- Under low and moderate earthquakes, a high axial force is advantageous: the plastic deformation and the axial elongation of the wall at the end of the earthquake are reduced, the stiffness at small deformation increases.
- Under strong earthquakes, the low energy dissipation of walls with high axial force becomes relevant. Consequently, walls with high axial force will fail prematurely.
- RC structural walls offer good safety for low and moderate earthquakes, when the requirements of earthquake design are met. Considering the advantages of a high axial force, for low and moderate seismicity a high axial force, corresponding $\alpha_N > 0.4-0.5$, can be recommended. A high axial force can be achieved by locating the walls inside the building instead of locating them at the periphery (see Fig. 3.1).

Dank

Der vorliegende Versuchsbericht über die Versuche an Stahlbetontragwänden mit der Versuchstechnik Pseudodynamik wurde im Rahmen des Forschungsprojektes "Stahlbetontragwerke unter zyklischer, dynamischer und statischer Einwirkung" am Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK) der Eidgenössischen Technischen Hochschule (ETH) Zürich ausgearbeitet. Für die großzügige finanzielle Unterstützung dieses Projektes möchten die Verfasser folgenden Institutionen herzlich danken:

- "Stiftung für angewandte Forschung im Betonbau" des Verbandes der Schweizerischen Zementindustrie (Cemsuisse);
- "Kommission für Technologie und Innovation (KTI)" des Bundes;

Das Forschungsprojekt wird von einer beratenden Kommission begleitet, der die folgenden Herren angehören:

- Dr. W. Ammann, Dr. R. Cantieni, Dr. F. Hunkeler, Hr. U. König, Dr. G. Marchand, Direktor E. Setz, Hr. Ch. Weder, Dr. M. Wieland.

Ihnen allen sei für ihre wertvolle Mitwirkung auch an dieser Stelle herzlich gedankt.

Die italienische Firma Ferriere Nord S. p. A. in Osoppo (Gruppe Pittini) hat den Spezialstahl HD PITTINI Ø5.2 mm und Ø12 mm kostenlos zur Verfügung gestellt. Für ihren außergewöhnlichen Einsatz wird den Herren C. Ascanio und C. de Stabile herzlich gedankt.

Bei der Vorbereitung und Durchführung der Versuche haben die Herren Alessandro Dazio, Pierino Lestuzzi, Kurt Bucher, Martin Ingold, Andreas Galmarini, Oliver Specker und Frau Victoria Buckley mitgewirkt. Der Leiter der Bauforschungshalle am Institut für Baustatik und Konstruktion, Herr Markus Baumann, leistete wertvolle Unterstützung bei der Versuchsdurchführung und insbesondere bei der Lösung von mess- und regeltechnischen Problemen. Für ihre Mitarbeit sei den Genannten herzlich gedankt.

Schließlich möchten die Verfasser auch Herrn Prof. Dr. Dr. h.c. Thomas Paulay, University of Canterbury, Christchurch, Neuseeland, für seine freundschaftliche und äußerst wertvolle Beratung herzlich danken.

Bezeichnungen

Bezeichnungen - Lateinische Buchstaben

Notation	Deutsche Beschreibung	English description
a	Beschleunigung	acceleration
A_c	Betonfläche	concrete area
ag	Bodenbeschleunigung	ground acceleration
A_{gt}	Gesamtdehnung bei Höchstkraft	total strain at maximum stress
C	Dämpfungskonstante, Dämpfungsmatrix	damping constant, damping matrix
d	Verschiebung	displacement
E	Elastizitätsmodul	modulus of elasticity
f_c	Rechenwert der Druckfestigkeit von nicht um-schnürtem Beton	specified compressive strength of unconfined concrete
f_t	Rechenwert der Zugfestigkeit des Bewehrungsstahls	specified tensile strength of concrete
f_y	Rechenwert der Fließgrenze des Bewehrungsstahls	specified yield strength of reinforcement
g	Erdbeschleunigung	gravity
K	Steifigkeitsmatrix	stiffness matrix
M	Masse	mass
$M_{E,elast}$	Biegemoment aus Erdbebeneinwirkung bei elastischem Verhalten	Moment due to earthquake forces
M_o	Biegewiderstand bei Überfestigkeit	flexural overstrength
M_u	Biegewiderstand	flexural strength
M_y	Moment bei Fließbeginn	moment at the onset of yielding
N	Normalkraft	normal force
r	nichtlineare Rückstellkraft	non-linear restoring force
R_m	Zugfestigkeit des Stahls	tensile strength of reinforcement
R_p	0.2% - Dehngrenze des Stahls	proof stress at 0.2% non-proportional elongation
s_h	vertikaler Abstand der horizontalen Bewehrung	vertical center-to-center spacing of horizontal ties
v	Geschwindigkeit	velocity

Bezeichnungen - Griechische Buchstaben

Notation	Deutsche Beschreibung	English description
α	numerischer Parameter	numerical parameter
α_N	bezogene Normalkraft, Bemessungsparameter	axial force parameter
β	numerischer Parameter	numerical parameter
ε	Dehnung	strain
ε_{cu}	Rechenwert der Bruchstauchung des Betons	ultimate concrete compression strain
ε_y	Fließdehnung	yield strain
γ	numerischer Parameter	numerical parameter
κ_y	Fließkrümmung	yield curvature
μ	Duktilität	ductility
ν	Skalierungsfaktor	scaling factor
Θ	numerischer Parameter	numerical parameter
ρ	Bewehrungsgehalt	reinforcement ratio
σ	Spannung	stress
\varnothing	Durchmesser	diameter

Literatur

[Bachmann 1995]

Bachmann H.: *Erdbebensicherung von Bauwerken*. ISBN 3-7643-5190-X. Birkhäuser Verlag, Basel 1995.

[Bachmann, Dazio 1997]

Bachmann H., Dazio A.: *A deformation-based seismic design procedure for structural wall buildings*. Proceedings of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Bled/Slovenia 24-27 June 1997. ISBN 90-5410-928-9. A.A. Balkema, Rotterdam 1997.

[Bachmann, Wenk 1998]

Bachmann H., Wenk T.: *Ungenügende Duktilität beim Bewehrungsstahl*. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. IBK-Sonderdruck Nr. 19. Birkhäuser Verlag, Basel, 2000.

[Dazio et al. 1995]

Dazio A., Wenk Th., Bachmann H.: *Vorversuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung*. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. Bericht No. 214, ISBN 3-7643-5374-0. Birkhäuser Verlag, Basel 1995.

[Dazio et al. 1999]

Dazio A., Wenk Th., Bachmann H.: *Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung*. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. Bericht No. 239, ISBN 3-7643-6149-2. Birkhäuser Verlag, Basel 1999.

[Dazio 2000]

Dazio A.: *Entwurf und Bemessung von Tragwandgebäuden unter Erdbebeneinwirkung*. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. Bericht 254, ISBN 3-7643-6471-8. Birkhäuser Verlag, Basel 2000.

[EC 1]

Eurocode 1: *Basis of design and actions on structures - Part 1: basis of design*. ENV 1991-1: 1994. CEN Comité Européen de Normalisation. Brussels 1994.

[EC 2]

Eurocode 2: *Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*. ENV 1992-1-1: 1991 D. SIA V 162.001 (Europäische Vornorm). Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein. Zürich 1992.

[EC 8]

Eurocode 8: *Design provisions for earthquake resistance of structures*. ENV 1998-1-1 to 3: 1994 E. CEN Comité Européen de Normalisation. Brussels 1994.

[Fajfar, Krawinkler 1997]

Fajfar P., Krawinkler H.: *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*. ISBN 90-5410-928-9. Proceedings of the International Workshop on Seismic Design

Methodologies for the Next Generation of Codes, Bled/Slovenia 24-27 June 1997.
A. A. Balkeema, Rotterdam, 1997.

[Kaufmann, Marti 1996]

Kaufmann W., Marti P.: *Versuche an Stahlbetonträgern unter Normal- und Querkraft*. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. Bericht No. 226, ISBN 3-7643-5687-1. Birkhäuser Verlag, Basel 1996.

[Hilber et al. 1977]

Hilber H. M., Hughes T. J. R., Taylor R. L.: *Improved Numerical Dissipation for Time Integration Algorithms in Structural Dynamics*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 5, pp. 283-292, 1977.

[ISO 6892]

ISO Standard 6892-2984: *Mechanical testing of metallic materials*. ISO standards Handbook 31, 1988.

[Lestuzzi et al. 1999]

Lestuzzi P., Wenk Th., Bachmann H.: *Dynamische Versuche an Stahlbetontragwänden auf dem ETH-Erdbebensimulator*. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. Bericht 240, ISBN 3-7643-6162-X. Birkhäuser Verlag, Basel 1999.

[NAD]

SIA 460.000 (Norm): *Nationales Anwendungsdokumente zu den Europäischen Vornormen für den konstruktiven Ingenieurbau (Eurocodes)*. Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein SIA. Zürich 1994/1998.

[NZS 3101]

New Zealand Standard: *Concrete Structures. Part 1: The Design of Concrete Structures, Part 2: Commentary*. Standards New Zealand, Wellington 1995.

[Priestley, Kowalski 1998]

Priestley M.J.N., Kowalsky M.J.: *Aspects of Drift and Ductility Capacity of rectangular Cantilever Structural Walls*. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1998

[Paulay, Priestley 1992]

Paulay T., Priestley M.J.N.: *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. ISBN 0-471-54915-0. John Wiley & Sons, New York 1992.

[Rilem 1990]

Rilem Draft Recommendation: *Tension testing of Metallic structural materials for determining stress-strain relations under monotonic and uniaxial tensile Loading*. Material and Structures 35-46. Vol 23, 1990.

[Rüsch 1972]

Rüsch H.: *Stahlbeton - Spannbeton. Band 1: Werkstoffeigenschaften und Bemessungsverfahren*. Werner-Verlag. Düsseldorf 1972.

[Russwurm 1993]

Russwurm D.: *Betonstähle für den Stahlbetonbau: Eigenschaften und Verwendung*. Institut für Stahlbetonbewehrung München. Bauverlag. München 1993.

[Shing et al. 1986]

Shing P. B., Nakashima M., Bursi O. S.: *Application of Pseudodynamic Test Method to Structural Research*. Earthquake Spectra, 12(1), pp 29-56, 1986.

[SIA 160]

SIA 160 (Norm): *Einwirkung auf Tragwerke*. Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein. Zürich 1989.

[SIA 162]

SIA 162 (Norm): *Betonbauten*. Schweiz. Ingenieur- und Architekten- Verein. Zürich 1993.

[SIA 162/1]

SIA 162/1 (Norm): *Betonbauten Materialprüfung*. Schweiz. Ingenieur- und Architekten- Verein. Zürich 1989.

[SIA V162]

SIA V 162.020 (Europäische Vornorm): *Betonbewehrungsstahl, Schweissgeeigneter gerippter Betonstahl B500, Technische Lieferbedingungen für Stäbe, Ringe und geschweisste Matten*. Schweiz. Ingenieur- und Architekten- Verein. Zürich 1995.

[Takanashi et al. 1975]

Takanashi K., Udagawa K., Seki M., Okada T., Tanaka H.: *Nonlinear Earthquake Response Analysis of Structures by a Computer-Actuator on-line System*. Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Center 8, Institute of Industrial Science, University of Tokio, 1975.

[Thiele 2000]

Thiele, K.: *Modelle und Algorithmen für pseudodynamische Versuche an Stahlbetontragwänden unter Erdbebeneinwirkung*. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. Bericht 253. Birkhäuser Verlag, Basel 2000.

[Wood 1989]

Wood S. L.: *Minimum Tensile Reinforcement Requirements in Walls*. Technical Paper. ACI Structural Journal, Vol. 86. September-October 1989.

