

Untersuchungen zum Tragverhalten
ausgefachter Stahlbetonrahmen mit
Mauerwerk unter zyklischer Belastung

T 2477

T 2477

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

Untersuchungen zum Tragverhalten
ausgefachter Stahlbetonrahmen mit Mauerwerk
unter zyklischer Belastung

Abschlußbericht

gefördert vom Institut für Bautechnik, Berlin

Az.: IV 1-5-627/90

Darmstadt, Dezember 1992

Untersuchungen zum Tragverhalten ausgefachter
Stahlbetonrahmen mit Mauerwerk unter zyklischer Belastung

(Zweiter) Abschlußbericht

Prof. Dr.Ing. Gert König, TH Darmstadt

Dipl.-Ing. Thomas Schmidt, TH Darmstadt

Inhaltsverzeichnis

1	Vorbemerkung	1
2	Zielsetzung und Vorgehensweise	2
3	Durchgeführte Versuche	3
3.1	Versuchsprogramm	3
3.2	Beschreibung der Versuchskörper	3
3.3	Herstellung der Versuchskörper	5
3.4	Materialeigenschaften	5
3.4.1	Beton	5
3.4.2	Bewehrung	5
3.4.3	Mauerwerk	10
3.5	Versuchsaufbau und Einrichtung	15
3.6	Aufbau der Meßeinrichtung	16
3.7	Versuchsdurchführung	17
3.8	Versuchsergebnisse	21
3.8.1	Rißbildung und Versagensarten	21
3.8.2	Versuch V4: Stahlbetonrahmen mit Ausfachung aus Leichtbeton	21
3.8.3	Versuch V5: Stahlbetonrahmen mit Ausfachung aus Hochloch- ziegel	21
3.8.4	Versuch V6: Stahlbetonrahmen mit Gasbetonausfachung . . .	22
3.8.5	Versuch V7: Stahlbetonrahmen mit Kalksandsteinausfachung und Normalkraft.	23
3.8.6	Versuch V8: Schwach bewährter Rahmen mit Kalksandstein- ausfachung.	25
3.8.7	Versuch V9: Schwach bewährter Rahmen ohne Ausfachung. . .	26
3.8.8	Versuch V10: Rahmen mit Normalkraft und ohne Ausfachung.	26
3.9	Tragfähigkeit und Duktilität	35
3.9.1	Einfluß des Mauerwerks	37
3.9.2	Einfluß von Normalkräften	39
3.9.3	Einfluß der Bewehrung	39
3.9.4	Einfluß der Fuge Rahmen/Ausfachung	39
3.10	Steifigkeit - Einfluß der Versuchsparameter	40
3.11	Energiedissipation und Dämpfung - Einfluß der Versuchsparameter . .	40
4	Modellierung ausgefachter Rahmen	53
4.1	Einleitung	53
4.2	Diskretisierungen	53
4.2.1	Beschreibung der Stahlbetonrahmenmodellierung	54

4.2.2	Beschreibung der Ausfachungsmodellierung	55
4.3	Materialmodelle	56
4.3.1	Ein einfaches orthotropes Materialmodell	56
4.3.2	Schubspannungs-Dehnungs-Beziehungen der Steine	57
4.3.3	Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für die Mörtelfugen mit Bruchbedingung	58
4.3.4	Materialmodell für die Kontaktfuge Rahmen/Mauerwerk	61
4.3.5	Zugbruchbedingungen	61
4.4	Nachrechnung von Versuchen	63
4.4.1	Ablauf der nichtlinearen FE-Berechnung	63
4.5	Nachrechnung der Versuche von Dhanasekar / Kleeman / Page	65
4.6	Nachrechnung der eigenen Versuche	71
4.6.1	Berechnung mit dem verschmierten Mauerwerksmodell (Diskre- tisierung 1)	71
4.6.2	Berechnung mit dem diskreten Mauerwerksmodell (Diskretisie- rung 2)	76
4.7	Schlußfolgerungen	76
5	Parameterstudien und Ableitung von Ersatzmodellen	78
5.1	Modellbildung	78
5.2	Parameterstudien zur Bestimmung der Modellparameter	82
5.2.1	Untersuchte Parameter	82
5.2.2	Ergebnisse der Parameterstudien	83
7	Vorschläge zur Bemessung der Ausfachung	94
8	Zusammenfassung	95
A	Anhang	104
A.1	Weitere Ergebnisse der Materialuntersuchungen	104
A.2	Weitere Meßergebnisse zu den Versuchen V4-V10	111
A.3	Angaben zu den verwendeten FE-Elementen	142
A.3.1	Formfunktionen zum 15-Knoten Scheibenelement	142
A.3.2	Formfunktionen zum 25-Knoten Scheibenelement	143
A.3.3	Formfunktionen zum 5-Knoten Stab-, bzw. 10-Knotenkontaktelement	145

Bezeichnungen, Abkürzungen, Symbole

Spannungen

σ	Spannung
σ_1	Spannung in Orthotropierichtung 1
σ_2	Spannung in Orthotropierichtung 2
τ_{12}	Schubspannung bezogen auf die Orthotropierichtungen
σ_x	Spannung in globale X-Richtung
σ_y	Spannung in globale Y-Richtung
τ_{xy}	Schubspannung bezogen auf globale X,Y-Koordinaten
σ_p	Spannung parallel zu den Lagerfugen des Mauerwerks
σ_n	Spannung normal zu den Lagerfugen des Mauerwerks
τ_{pn}	Schubspannung parallel zu den Lagerfugen des Mauerwerks
τ_t	Tangentiale Kontaktspannungen
τ_n	Normale Kontaktspannungen

Dehnungen

ϵ_{mu}	Bruchstauchung der Ausfachung
ϵ_1	Dehnung in Orthotropierichtung 1
ϵ_2	Dehnung in Orthotropierichtung 2
γ_{12}	Schubverzerrung bezogen auf die Orthotropierichtungen
γ_{xy}	Schubverzerrung bezogen auf die globalen X,Y-Koordinaten
ϵ_p	Dehnungen parallel zu den Lagerfugen des Mauerwerks
ϵ_n	Dehnungen normal zu den Lagerfugen des Mauerwerks
γ_{pn}	Schubverzerrung parallel zu den Lagerfugen des Mauerwerks
ϵ_{st}	Steindehnung
ϵ_{mo}	Dehnung der Mörtelfugen

Elastische Größen

E_b	Elastizitätsmodul Beton
E_s	Elastizitätsmodul Stahl
E_m	Elastizitätsmodul Mauerwerk
E_{st}	Elastizitätsmodul Stein
E_{mo}	Elastizitätsmodul Mörtel
E_1, E_2	Elastizitätsmoduln in Orthotropierichtungen 1, 2
G	Schubmodul

G_S	Sekantenschubmodul
ν	Poisson'sche Querdehnzahl
D_{12}	Elastizitätsmatrix bezogen auf die Orthotropierichtungen
D_{xy}	Elastizitätsmatrix bezogen auf die globalen X,Y-Koordinaten
D_{pn}	Elastizitätsmatrix bezogen auf Richtungen parallel und normal zu den Lagerfugen des Mauerwerks
H_n, H_p, H_{pn}	Strain hardening Parameter
K_n	Normalsteifigkeit der Interface-Elemente
K_t	Tangentialsteifigkeit der Interface-Elemente
EI_r	Biegesteifigkeit des Rahmenriegels
EI_s	Biegesteifigkeit der Rahmenstiele
EI_m	Biegesteifigkeit der Ausfachung
GA_m	Schubsteifigkeit der Ausfachung
EA_s	Dehnsteifigkeit der Rahmenstiele
EA_m	Dehnsteifigkeit der Ausfachung

Festigkeitswerte

f_m	Mauerwerksdruckfestigkeit
f_n, f_p	Mauerwerksdruckfestigkeiten normal und parallel zu den Lagerfugen
f_{zn}, f_{zp}	Zugfestigkeiten des Mauerwerks normal und parallel zu den Lagerfugen
f_{zs}	Steinzugfestigkeit
c	Kohäsion
c_{sf}	Kohäsion in den Stoßfugen
c_{lf}	Kohäsion in den Lagerfugen
$\mu, \tan\varphi$	Tangens des Reibungswinkels
μ_{lf}	Tangens des Reibungswinkels in den Lagerfugen
μ_{sf}	Tangens des Reibungswinkels in den Stoßfugen

Querschnittswerte

I_r	Flächenträgheitsmoment 2.ten Grades des Rahmenriegels
I_s	Flächenträgheitsmoment 2.ten Grades der Rahmenstiele
A_e	Ersatzstabfläche, gesamte Ersatzstabfläche
μ_r	Bewehrungsgrad des Rahmenriegels
μ_s	Bewehrungsgrad der Rahmenstiele

Kräfte, Schnittgrößen

H	Horizontale Kopfkraft des Rahmens
H_u	Horizontale Tragfähigkeit
V	Vertikalkraft auf den Rahmenstützen
R	Resultierende Kraft in der Druckdiagonalen
R_v	Vertikalkomponente der Resultierenden der Druckdiagonalen
M	Momente
Q	Querkräfte
Q_{st}	Querkraft im Stein

Verformungen

v_B	Biegeanteil der Rahmenkopfverschiebung
v_S	Schubanteil der Rahmenkopfverschiebung
v	Rahmenkopfverschiebung
v_{tot}	Totale Rahmenkopfverschiebung, Def. s. Abb. 33
φ	Verdrehung
Δ_t	Tangentiale Relativverschiebung
Δ_n	Normale Relativverschiebung

Geometrische Größen, Systemgrößen

l	Rahmenlänge
h	Rahmenhöhe
l_m	Länge der Ausfachung
h_m	Höhe der Ausfachung
b_r	Breite des Rahmenriegels
b_s	Breite der Rahmenstiele
d_r	Dicke des Rahmenriegels
d_s	Dicke der Rahmenstiele
d_a	Dicke der Ausfachung
$b_1 - b_4$	Breite der Ersatzstäbe 1-4
Θ	Winkel zwischen Ausfachungsdiagonale und der Horizontalen
Θ_i	Winkel zwischen Ersatzstab i und der Horizontalen
α	Winkel zwischen globalen Koordinaten und Hauptspannungsrichtung
l_{st}	Steinlänge
h_{st}	Steinhöhe
d_{st}	Steindicke

l_d	Länge der Ausfachungsdiagonalen
l_{ki}	Angriffspunkt i eines Ersatzstabes in der Fuge Rahmen/Ausfachung
α_i	Kontaktlänge i in der Fuge Rahmen/Ausfachung
T	Transformationsmatrix

Dynamische Größen

ξ	Lehr'sches Dämpfungsmaß
ω	Eigenfrequenz
Ω	Erregerfrequenz
E_{diss}	Dissipierte Energie
E_v	Verformungsenergie
t	Zeit

Sonstige Größen

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_1 2$	Reduktionsfaktoren in Orthotropierichtungen 1, 2
$\alpha_p, \alpha_n, \alpha_p n$	Reduktionsfaktoren in Richtungen normal und parallel zu den Lagerfugen
a_1, a_2, n	Faktoren für Stahlmodell von Ramberg/Osgood
B, B_n, B_p, B_s	Referenzwerte für Materialmodell von [13]
δ	infinitesimale Größe
λ	Parameter zur Beschreibung der Relativsteifigkeit Rahmen/Ausfachung
$\mu_{0.9H_u}$	Duktilität der Versuchskörper bezogen auf $0.9H_u$

1 Vorbemerkung

Um nicht ständig auf den Schlußbericht [29] des vorangegangenen Forschungsvorhabens verweisen zu müssen, werden im vorliegenden Bericht teilweise Darstellungen und Ergebnisse des ersten Vorhabens wiederholt. Dies betrifft insbesondere die Erläuterungen zum Versuchsaufbau und der Versuchsdurchführung. In den Tabellen bzw. Abbildungen zu den Versuchsergebnissen sind die Ergebnisse der Versuche V1-V3 des ersten Forschungsvorhabens mit aufgeführt.

Mit diesem Vorgehen soll ein Gesamtüberblick zu den durchgeführten Untersuchungen gewährleistet werden.

Bei den Versuchsnachrechnungen werden lediglich die gegenüber dem ersten Vorhaben geänderten bzw. ergänzten Modelle dargestellt.

Die Parameterstudie zur Ableitung von Ingenieurmodellen wurden wesentlich erweitert. Die Vorschläge zur Bemessung wurden in Anlehnung an die Ergebnisse der Parameterstudien ergänzt.

2 Zielsetzung und Vorgehensweise

Um die Kenntnisse über das Verhalten ausgefachter Rahmen zu vertiefen und zu vervollständigen, wurden neben den drei bereits getesteten Versuchskörpern [29] sieben weitere Versuche durchgeführt. Die analytischen Modelle sollten weiter ausgebaut und ggf. verbessert werden.

Die Versuche werden zunächst beschrieben. Anschließend werden die Versuchsergebnisse dargestellt und gewertet.

Daran schließen sich weitere numerische Untersuchungen zum Verhalten ausgefachter Rahmen an. Dabei werden zunächst vergleichbare Versuche anderer Forscher mit dem in [29] vorgestellten FE-Modell nachgerechnet. Damit soll diese Modellierung verifiziert werden. Im Folgenden werden die sieben zuvor beschriebenen Versuche mit dem erwähnten FE-Modell und einer weiteren FE-Diskretisierung nachgerechnet.

Die in [29] begonnenen und hier erweiterten Parameterstudien werden im nächsten Kapitel beschrieben. Mit den gewonnenen Ergebnissen werden zwei Ersatzstabmodelle zur ingenieurmäßigen Berücksichtigung von Ausfachungen angegeben. Abschließend werden Vorschläge zur Bemessung der Ausfachung gemacht.

Im Anhang werden ergänzende Versuchsergebnisse dargestellt und zusätzliche Angaben zu den verwendeten FE-Elementen gemacht.

3 Durchgeführte Versuche

3.1 Versuchsprogramm

Mit sieben weiteren Versuchen (V4-V10) wurden die Einflüsse folgender Parameter untersucht.

- Der Einfluß der Ausfachungsausführung (verschiedene Steinarten).
- Der Einfluß des Biegebewehrungsgrades des Rahmens.
- Der Einfluß von Normalkräften.

Die Rahmen wurden im Maßstab 1 : 3 hergestellt. Das Mauerwerk wurde nicht im selben Maßstab verkleinert. Die Herstellung von Modellmauerwerk für die verschiedenen Steinsorten hätten umfangreiche Voruntersuchungen notwendig gemacht (vgl. dazu Doktorarbeit von Dialer [16] u.a. zu dem Thema der Herstellung von Modellmauerwerk). Die Versuchsergebnisse selbst rechtfertigen jedoch das Vorgehen Mauerwerk im Maßstab 1:1 zu verwenden (lediglich die Abmessungen der Gasbetonplansteine wurde der Rahmengenometrie angepaßt), da beispielsweise die Versuche von Dhanasekar/Kleeman/Page [14] und Zarnic/Tomazevic [71] unter Verwendung von Modellmauerwerk (Maßstab für Rahmen und Mauerwerk 1:3) vergleichbare Ergebnisse liefern. Auch der Vergleich mit den Ergebnissen der Versuche von Stylianides [64] (Rahmen Maßstab 1:3, Mauerwerk Maßstab 1:1) bestätigen diese Aussage.

In Tabelle 1 ist das Versuchsprogramm zusammenfassend dargestellt.

3.2 Beschreibung der Versuchskörper

Alle Versuchsrahmen hatten die gleiche Geometrie und die gleichen Abmessungen. Das Verhältnis Länge l zu Höhe h betrug $l/h = 1,23$. Die Maße und die Bewehrungsführung sind den Abbildungen 1, 2 und der Tabelle 2 zu entnehmen.

Zur Einleitung der Horizontalkraft wurde in Riegelmitte eine Stahlspindel eingebaut, die mit Stahlplatten links und rechts des Riegels in der Schalung fixiert wurde. Um während des Versuches ein vorzeitiges Versagen der Krafteinleitung auszuschließen, wurde der Querschnitt des Riegels in diesem Bereich vergrößert. Außerdem wurde der Riegel in diesem Bereich mit Schrauben, die durch den Riegel und die oben erwähnten Stahlplatten gingen, quer vorgespannt. Um die Kraft von der Spindel in den Rahmen einzuleiten, war eine entsprechende Rückhängebewehrung vorzusehen.

Die Ausfachung wurde in verschiedenen Versuchen mit Kalksandvoll-, Leichtbeton-, Gasbetonsteinen und Hochlochziegeln hergestellt. Einzelangaben zu den Ausfachungen werden weiter unten gemacht. Die Fuge zwischen Rahmen und Ausfachung betrug entsprechend den Ausführungsschwankungen $1,0\text{cm} - 1,4\text{cm}$.

Versuch	Kurzbeschreibung
V1	Stahlbetonrahmen mit Ausfachung aus Kalksandstein
V2	Rahmen ohne Ausfachung
V3	Fuge Rahmen/Ausfachung gefüllt mit Styropor, sonst wie v1
V4	Stahlbetonrahmen mit Ausfachung aus Leichtbeton
V5	Stahlbetonrahmen mit Ausfachung aus Hochlochziegel
V6	Stahlbetonrahmen mit Ausfachung aus Gasbeton
V7	Wie v1 aber mit Normalkräften
V8	Wie v1 aber der Rahmen wurde schwächer bewehrt
V9	Wie v2 aber der Rahmen wurde schwächer bewehrt
V10	Wie v2 aber mit Normalkräften

Tabelle 1: Versuchsprogramm

Bauteil Maße [cm]		Rahmen 1,2,3,4,5,6,7,10	Rahmen 8 und 9
Stützen 14 / 14	Biegung	2 * 3 Ø10	2 * 3 Ø8
	Schub Bewehrungs- grad μ_r	Ø6 / 5 bzw. Ø6 / 10 2.4%	Ø6 / 5 bzw. Ø6 / 10 1.5%
Riegel 14 / 14	Biegung	2 * 2 Ø10 + 1 Ø12	2 * 2 Ø8 + 1 Ø10
	Schub Bewehrungs- grad μ_r	Ø6 / 5 2.2%	Ø6 / 5 1.6%
Fundament 34 / 35	Längs- bewehrung Schub	2 * 4 Ø10 2 + 1 Ø12 Ø12 / 10	

Tabelle 2: Bewehrung der Versuchskörper

3.3 Herstellung der Versuchskörper

Die Stahlrahmen wurden liegend (s. Abb. 3) in einer Holzschalung betoniert. Die Verdichtung des Betons erfolgte mit einem Flaschenrüttler. Nach 3 – 5 Tagen wurden die Rahmen ausgeschalt und nach weiteren 8 – 10 Tagen die Ausfachung gemauert. Die Stoßfugen wurden vermörtelt bzw. bei Gasbetonsteinen geklebt. Die Versuchsdurchführung erfolgte nach einer Mindesthärtungszeit von 28 Tagen nach Fertigstellung der Ausfachung.

Am selben Tag, an dem die Ausfachung hergestellt wurde, wurden verschiedene Mauerwerksprüfkörper aus den gleichen Mauersteinen und Mauermörtel hergestellt. Die Steine lagerten vorher abgedeckt im Freien. Die Versuchskörper und Mauerwerksprüfkörper lagerten bis zum Prüftag in der Versuchshalle.

3.4 Materialeigenschaften

In zahlreichen Nebenversuchen wurden die Materialkennwerte, die bei den Versuchsnachrechnungen notwendig waren, ermittelt. Die Ermittlung der Beton- und Stahleigenschaften wird nicht näher beschrieben, da sie den einschlägigen DIN-Normen entsprechend erfolgten. Auf die Bestimmung der Mauerwerkseigenschaften wird nachfolgend ausführlich eingegangen.

3.4.1 Beton

Die Betonmischung wurde bei allen Rahmen gegenüber [29] unverändert beibehalten.

Druckfestigkeit, Zugfestigkeit und E-Modul des erhärteten Betons sind in Tabelle 3 zusammengestellt.

3.4.2 Bewehrung

Als Bewehrung wurde Betonstahl BSt 500S eingebaut. Die Materialkennwerte des Stahles, wie sie aus Zugversuchen für die verwendeten Stabdurchmesser ermittelt wurden, sind in Tabelle 4 zu finden.

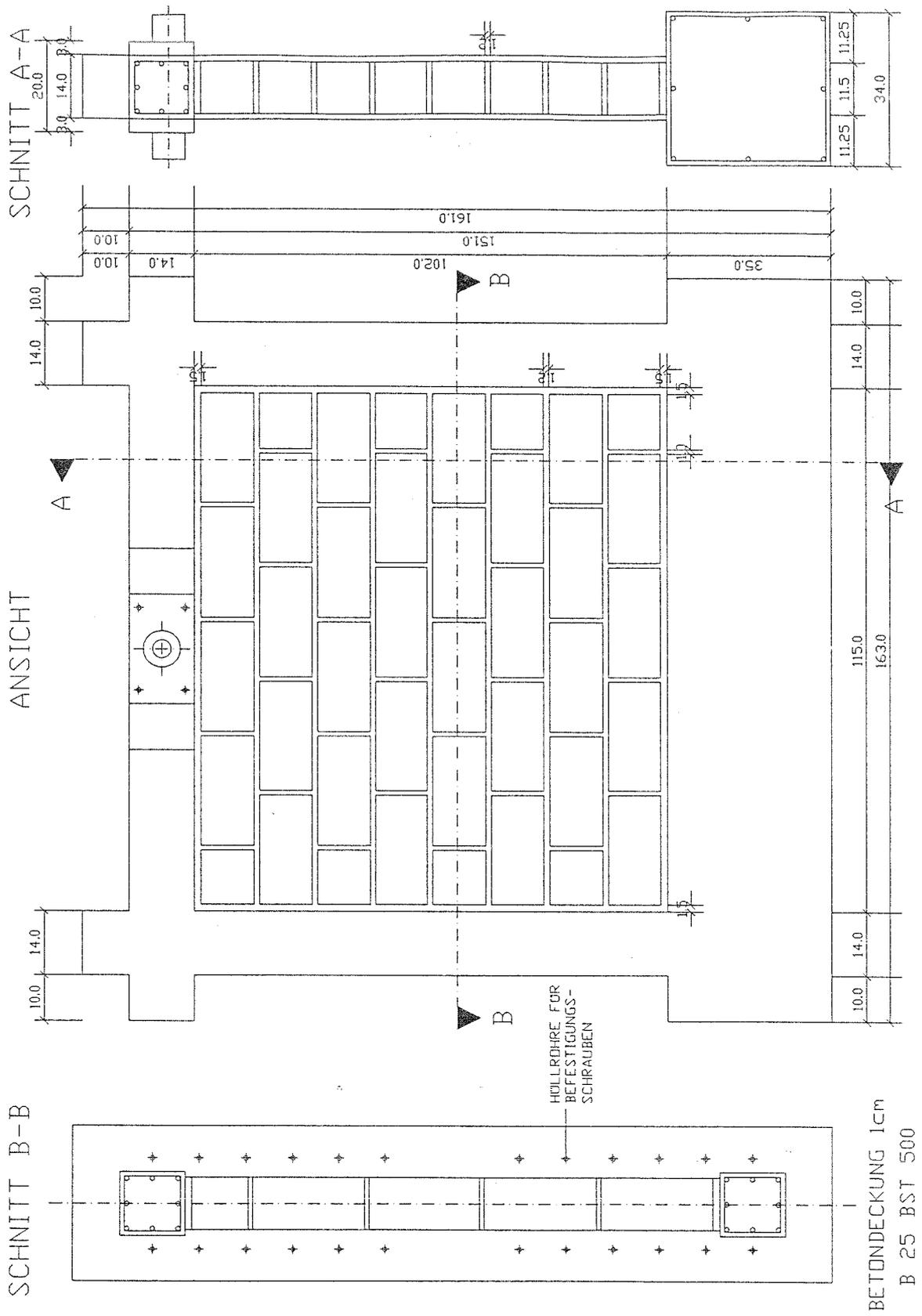


Abbildung 1: Geometrie und Abmessungen

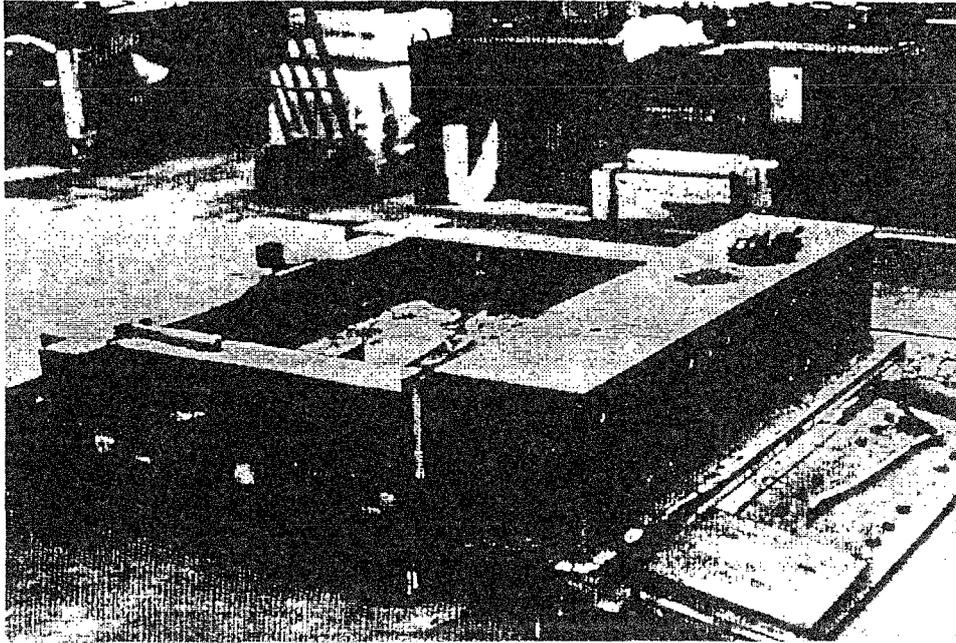


Abbildung 3: Betonierter Versuchskörper in der liegenden Schalung

Rahmen	Druckfestigkeit		Zugfestigkeit	Spaltzugfestigkeit	E-Modul
	Würfel	Zylinder			
1	26.7	22.4	1.95		–
2	25.0	20.4	1.91		22190
3	27.0	22.5	1.76		–
4	31.1	23.4	2.0		29200
5	26.7	24.5	1.9		25000
6	35.6	25.7	1.7		23900
7	33.8	23.3	1.7		34000
8	28.0	18.9	1.3	1.8	26700
9	31.1	20.9	1.6	2.0	23400
10	21.3	14.2	1.1	1.6	19800

Tabelle 3: Betonkennwerte in MN/m^2 . Nennwerte

Rahmen	d_s [mm]	Streck- grenze [N/mm ²]	Zugfestig- keit R_m [N/mm ²]	Bruch- Dehnung %	E-Modul E_s [N/mm ²]
4	6	547	593	15.7	193900
	8	595	715	20.4	193800
	10	524	630	21.0	194000
	12	621	693	15.4	191300
	16	491	583	17.7	198000
5	6	547	595	17.8	191000
	8	572	698	20.5	197700
	10	518	629	21.2	193500
	12	639	713	15.9	183400
	16	489	589	17.8	193600
6	6	547	597	16.5	192000
	8	578	707	20.2	194800
	10	513	628	20.2	198400
	12	645	715	14.9	192400
	16	495	588	17.2	198100
7	6	548	598	17.4	196000
	8	576	697	21.6	198900
	10	516	628	20.7	194800
	12	643	712	15.1	196100
	16	498	590	17.2	199900
8	6		595	16.3	192500
	8	551	681	19.3	189200
	10				
	12	527	588	9.6	196400
	16	512	598	15.5	198200
9	6		596	16.2	196500
	8	556	675	19.5	195600
	10				
	12	643	666	11.3	187000
	16	510	599	16.1	200700
10	6		593	15.7	193600
	8				
	10		623	10.8	191000
	12		604	6.2	197300
	16	519	603	16.1	197700

Tabelle 4: Stahlkennwerte in $[MN/m^2]$

3.4.3 Mauerwerk

Folgende Steine wurden für die Ausfachungen und Materialprüfkörper verwendet:

- Versuche 1,3,7 und 8: Kalksandsteine
Maße in mm: Länge/Breite/Höhe = 240/114/113
Bezeichnung: DIN 106-KS12-1.8-2DF
- Versuch 4: Vollsteine aus Leichtbeton mit Zuschlag aus Naturbims.
Maße in mm: Länge/Breite/Höhe = 238/114/113
Bezeichnung: DIN 18152-V8-1.6-2DF-NB
- Versuch 5: Hochlochziegel
Maße in mm: Länge/Breite/Höhe = 237/113/113
Bezeichnung: DIN 105 HLzA-8-1.4-2DF
- Versuch 6: Gasbeton-Plansteine
Maße in mm: Länge/Breite/Höhe = 624/125/250
(die Steine wurden für den Versuch verkleinert)
Bezeichnung: DIN 4165-GP4-0.8-624/125/249

Zur Ermittlung der Materialwerte des Mauerwerks wurden die Einzelkomponenten des Mauerwerks - Steine und Mörtel - sowie aus diesen hergestellte Mauerwerkswände getestet. Den DIN-Normen entsprechend wurden geprüft:

- Steindruck-, Steinzugfestigkeiten
- Mörteldruckfestigkeiten
- Haftscher-, Haftzugfestigkeit zwischen Stein/Mörtel
- einachsiale Druckfestigkeit des Mauerwerks senkrecht zu den Lagerfugen

Darüberhinaus wurde die Mörtelfestigkeit nach der von Henzel/Karl [22] vorgeschlagenen Methode bestimmt. Demgemäß wurden aus Mauerwerksprismen Bohrkern (d=50mm) entnommen (s. Abb. 4). Die Kerne wurden naßgebohrt. Anschließend wurden die Mörtelfugen aus der Probe gesägt und dann 24 Stunden bei 40°C getrocknet. Danach wurde die Druckfestigkeit der Proben geprüft.

Bei den Mauerwerkswänden aus Kalksandsteinen konnten die Mörtelproben wegen des geringen Haftverbundes ohne Naßbohrung entnommen werden. Mit diesen Proben wurden zwei Versuchsreihen durchgeführt. Die 8 Proben der ersten Versuchsreihe (Zeile 8a Tab. 7) wurden wie in [22] beschrieben vor dem Abgleichen mit Mörtel in Wasser getaucht und nach der Trocknung geprüft. Die 9 Proben der zweiten Versuchsreihe (Zeile 8b Tab.7) wurden ohne weitere Behandlung geprüft. Im Druckversuch

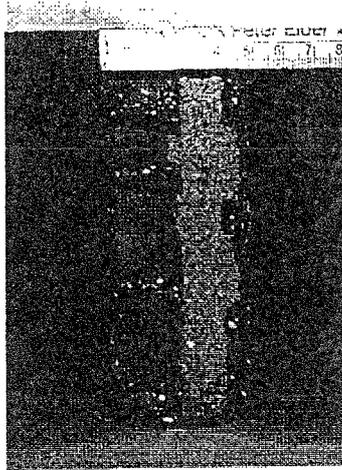


Abbildung 4: Bohrkern zur Ermittlung der Druckfestigkeit des Mörtels im Mauerwerksverband (hier für V5)

wurden Probenunebenheiten, die wegen der glatten Oberfläche der Kalksandsteine nur sehr gering waren, mit Filzplättchen ausgeglichen.

Die gemäß [22] ermittelten Mörteldruckfestigkeiten sind in Tabelle 7 aufgelistet. Zum Vergleich sind die nach DIN ermittelten Werte in Tabelle 8 gegenübergestellt.

Der Vergleich der Druckfestigkeiten (Zeilen für Rahmen V8 - 8, 8a u. 8b - Tab.7) läßt vermuten, daß die Trocknung der Proben einen Einfluß auf die Festigkeit hat.

Zur Ermittlung realistischer Materialkennwerte des Mörtels im Mauerwerksverband liegen nur sehr wenige Versuchsergebnisse vor. Weitere Untersuchungen zu diesem Thema sind erforderlich.

Tabellen 6 und 9 fassen die gemessenen Ergebnisse zusammen. Weitere Meßergebnisse sind im Anhang A zusammengestellt. Die Steindruck- und Steinzugfestigkeiten sind in Tabelle 5 angegeben.

Rahmen	Rohdichte in (Kg/dm^3)			Druckfestigkeit in (MN/m^2)		
	Kleinst-	Größt-	Mittelwert	Kleinst-	Größt-	Mittelwert
4 LB	1.36	1.46	1.41	9.7	11.6	10.3
5 HLz	1.15	1.28	1.21	8.4	20.6	16.5
6 GB	0.70	0.75	0.73	4.7	5.6	5.0
7/8 KS	1.70	1.75	1.73	16.0	18.8	17.2

Tabelle 5: Steinkennwerte

Rahmen	Steinart	Mörtelklasse	Haftzugfestigkeit	Haftscherfestigkeit
1	Kalksandstein	2a	0.05 aus [27]	<0.1
3	Kalksandstein	2a	0.05 aus [27]	<0.1
4	Leichtbeton	2a	0.16	0.41
5	Ziegel	2a	0.06	0.15
6	Gasbeton	3	0.45	0.66
7 und 8	Kalksandstein	2a	0.05	0.04

Tabelle 6: Haftfestigkeiten in MN/m^2

Rahmen	Anzahl	Druckfestigkeit		
		Kleinstwert	Größtwert	Mittelwert
4	15	7.5	11.6	8.4
5	21	9.6	15.8	13.0
7	24	6.2	18.3	11.3
8	26	7.0	12.6	9.6
8a	8	4.3	9.7	6.7
8b	9	6.6	11.6	9.0

Tabelle 7: Mörtelkennwerte in MN/m^2 getestet nach Henzel/Karl[22]

Versuch Rahmen	Anzahl der Proben	Biegezug- festigkeit	Druckfestigkeit		Mörtelgruppe nach DIN 1053
			Würfel	Bruchstücke	
4	6	1.3	3.9	3.7	2
5	6	1.8	5.2	5.3	2a
6	3	2.3		7.1	2a
7	6	1.5	4.5	4.8	2
8	6	1.5	4.1	4.5	2

Tabelle 8: Mörtelkennwerte nach DIN 18555, in MN/m^2

Die einachsialen Mauerwerksfestigkeiten, E-Moduln und Querdehnungen der Ausfachungen wurden an verschiedenen Mauerwerkswänden gemessen und aufgezeichnet. Für die Versuche V1 und V3 mit Kalksandsteinausfachung wurden dazu je drei Rilemkörper hergestellt und getestet (Kennwerte senkrecht zu den Lagerfugen). Für die Versuche mit Hochlochziegeln, Leichtbeton- und Gasbetonsteinen wurden neben den Rilemkörpern weitere Prüfkörper hergestellt. Mindestens je zwei Körper dienten zur Ermittlung der einachsigen Kennwerte parallel zur Lagerfuge (vgl. Bild 5). Zur Bestimmung der Mauerwerkskennwerte in Richtung der Ausfachungsdiagonalen (Neigung $\Theta = 41,6^\circ$, Winkel zwischen Ausfachungsdiagonale und der Horizontalen) wurden Wände aus dreieinhalb Steine breiten und fünf Steine hohen Mauerwerkswänden herausgesägt. Abbildungen 6 und 7 zeigen eine Wand aus Bims-Leichtbetonsteinen. Nach dem Heraussägen wurden die Wände bei Raumtemperatur bis zum entsprechenden Versuchstag getrocknet und dann in der Regel direkt im Anschluß an den entsprechenden Versuch getestet. Für die Versuche V7 und V8 mit Kalksandsteinausfachungen konnten wegen der geringen Haftzug- und Haftscherfestigkeit der Wände keine Körper zur diagonalen Druckfestigkeitsprüfung gesägt werden. Hier wurden lediglich die Kennwerte senkrecht und parallel zur Lagerfuge ermittelt.

Rahmen 4 Leichtbeton							
Wand	σ_{mu}	ϵ_{mu} [mm/m]	E_m	E_q	E_{st}	E_{mo}	μ
Rilem 1	6.1	1.1	5900	33900	11100	1900	.17
Rilem 2	7.0	2.5	5700	38300	4500	1600	.15
Rilem 3	6.3	2.9	4600	50000	10200	1900	.09
Parallel	7.0	4.6	1800	16200	1800	500	.11
Diagonal 1	5.2	3.5	6200	23400			.26
Diagonal 2	4.9	2.9	4900	22900			.21
Rahmen 5 Hochlochziegel							
Wand	σ_{mu}	ϵ_{mu} [mm/m]	E_m	E_q	E_{st}	E_{mo}	μ
Rilem 1	9.5	2.5	4400	81400			.05
Rilem 2	9.9	2.2	6400	40700	13900	1100	.16
Rilem 3	9.4	2.4	4500	52700	26400	1500	.09
Parallel	2.6	2.3	1900	69200	4100	400	.03
Diagonal 1	1.7						
Diagonal 2	1.8		3900	11300			.35
Rahmen 6 Gasbeton							
Wand	σ_{mu}	ϵ_{mu} [mm/m]	E_m	E_q	E_{st}	E_{mo}	μ
Rilem 1	3.7	1.8	2300	20800			.11
Rilem 2	3.7	3.5	2900	13300			.22
Rilem 3	2.9	2.2	1700	19100			.09
Parallel	4.0	2.6	1700	9000			.19
Diagonal 1	3.7	2.2	2200	13700			.16
Diagonal 2	3.3	3.9	1900	19800			.10
Rahmen 7 Kalksandstein							
Wand	σ_{mu}	ϵ_{mu} [mm/m]	E_m	E_q	E_{st}	E_{mo}	μ
Rilem 1	8.3	3.4	3600	26000			.14
Rilem 2	9.4	4.6	3900	86000			.05
Rilem 3	9.0	3.5	3900	30500			.13
Parallel	6.3	3.5	1200	2800			.43
Rahmen 8 Kalksandstein							
Wand	σ_{mu}	ϵ_{mu} [mm/m]	E_m	E_q	E_{st}	E_{mo}	μ
Rilem 1	10.7	4.2	3800	34400			.11
Rilem 2	10.0	4.1	3600	50300			.07
Rilem 3	10.9	3.0	4400	36500	15600	1100	.12
Parallel 1	5.6	3.2	2500	4700			
Parallel 2	5.4	3.7	1600	2600			
Parallel 3	5.5	3.3	2000	3700	10300	300	

Tabelle 9: Mauerwerkskennwerte in MN/m^2

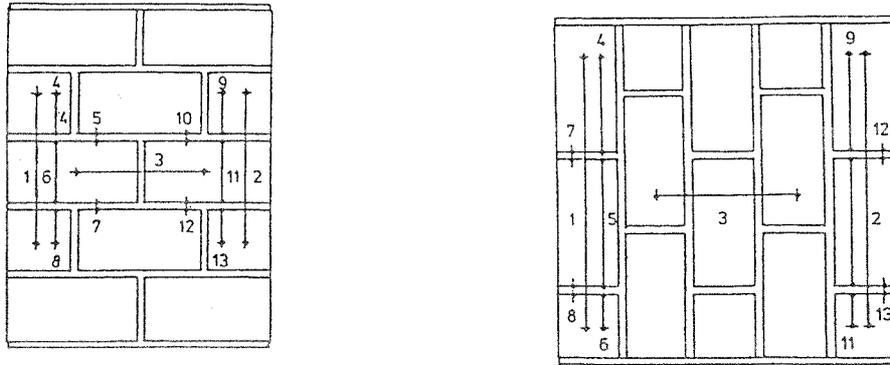


Abbildung 5: Prüfkörper zur Ermittlung der Druckfestigkeit normal und parallel zu den Lagerfugen mit eingezeichneten Meßstrecken

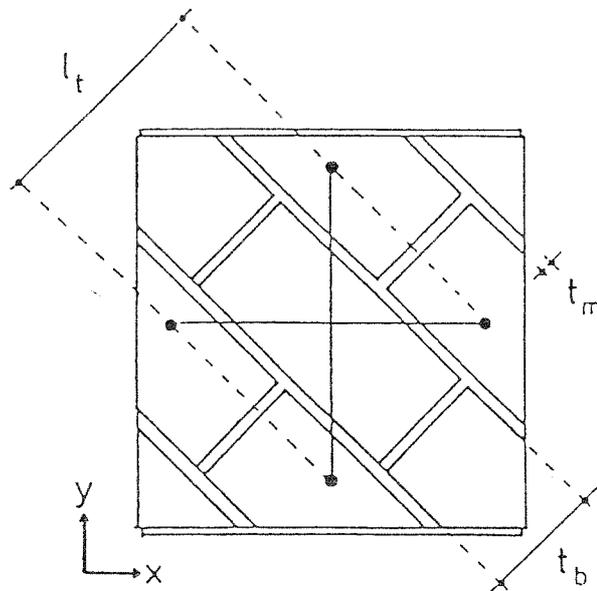


Abbildung 6: Prüfkörper zur Ermittlung der Druckfestigkeit diagonal zu den Lagerfugen

3.5 Versuchsaufbau und Einrichtung

Abbildungen 8 und 9 liefern einen Gesamtüberblick des Versuchsaufbaus. Der Versuchskörper ist mit vorgespannten hochfesten Stahlschrauben an der Bodenplatte des Versuchsstahlrahmens befestigt. Die Kraft wird horizontal über eine Gabel aufgebracht, an deren Ende eine hydraulische Presse eingebaut ist. Die Presse wurde

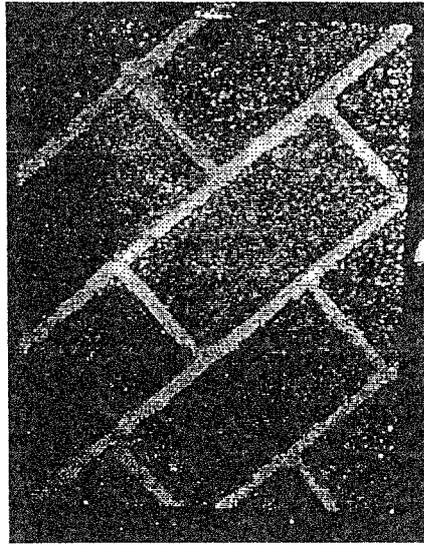


Abbildung 7: Bims-Leichtbetonwand zur Ermittlung der Druckfestigkeit diagonal zu den Lagerfugen

über vorgegebene Verschiebungen gesteuert. Die Gabel ist über eine gelenkige Verbindung mit der einbetonierten Spindel im Riegel des Versuchskörpers verbunden. In den Pendeln der Gabel sind Kraftmeßdosen mit einem Nennmeßbereich von je 200KN eingebaut. Die Gabel mit der hydraulischen Presse ist mit einem horizontal liegenden Stahlrahmen verbunden (siehe Draufsicht in Abbildung 9), der wiederum die aufgebrachte Last in den vertikalen Rahmen (s. Ansicht in Abbildung 8) zurückführt. Der horizontal liegende Stahlrahmen liegt auf einer Stahlstütze auf, die lediglich als Unterstützung dient. Das ganze System steht so in sich im Gleichgewicht. Für die Wegaufnehmer wurde ein eigener Stahlrohrrahmen auf dem Versuchsstand montiert.

Bei den Versuchen mit Normalkräften wurden diese mit der in Abb. 10 gezeigten Konstruktion auf den Versuchskörper aufgebracht. Um die Änderungen der Normalkräfte infolge der vertikalen Verschiebungen gering zu halten, wurden bei jedem Vorspannstab Tellerfedern zwischen Vorspannmutter und Kraftmessdose eingebaut.

3.6 Aufbau der Meßeinrichtung

Einen Überblick über den prinzipiellen Aufbau der Meßeinrichtung mit Angabe der Meßstellen gibt Abbildung 11.

Bei der Messeinrichtung wurden die horizontalen Kopfverschiebungen mit induktiven Wegaufnehmern und die entsprechenden Kräfte mit Kraftmeßdosen gemessen. Die

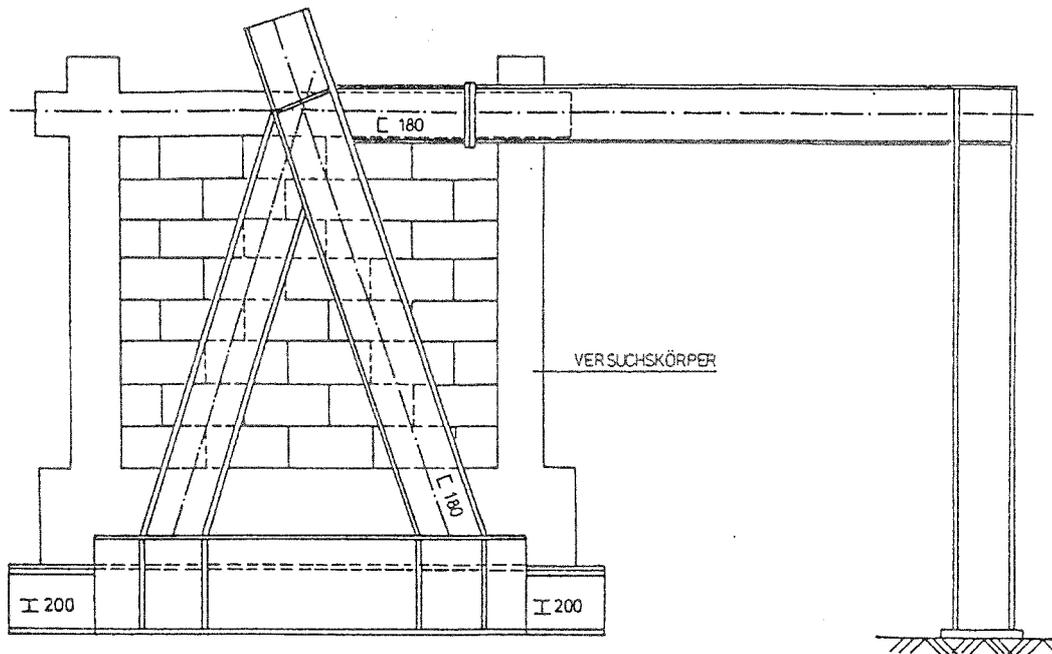


Abbildung 8: Versuchsaufbau (Ansicht)

Messeinrichtung wurde verwendet um Informationen über die sich einstellenden Kontaktlängen zwischen Rahmen und Ausfachung und die Ausbreitung der Druckstrebe in der Ausfachung zu erhalten. Außerdem wurden die Diagonalverformungen des Rahmens und der Ausfachung aufgezeichnet.

3.7 Versuchsdurchführung

Die Versuchskörper wurden in mehreren Läufen mit verschiedenen maximalen Amplituden der Kopfverschiebungen zyklisch getestet. Der erste Lauf mit 1 mm Maximalverschiebung diente zur Ermittlung der Anfangssteifigkeit. Bis zum sechsten Lauf wurden jeweils zwei Läufe mit der gleichen Maximalverschiebung durchgeführt. Daraus konnten Schlüsse über das primäre und sekundäre zyklische Verhalten der Versuchskörper gezogen werden. Bei den weiteren Läufen wurde die maximale Kopfverschiebung von Lauf zu Lauf kontinuierlich gesteigert. Im letzten Versuchslauf (Lauf R9) wurde die Kopfverschiebung bis zum völligen Versagen der Versuchskörper gesteigert. In Tabelle 10 ist der Versuchsablauf zusammengefaßt.

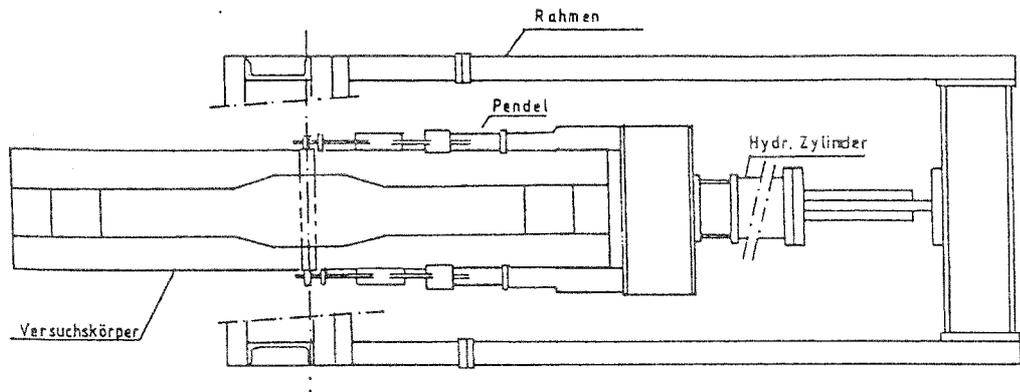


Abbildung 9: Versuchsaufbau (Draufsicht)

Versuche		Versuchslauf Nr.								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
v1 - v3	maximal gesteuerte Kopfverformung [mm]	1	1	4	4	10	10	20	50	50 <

Tabelle 10: Übersicht zur Versuchsdurchführung

Bei den Versuchen, bei denen der Versuchskörper bereits im achten Lauf versagte, wurde entweder auf einen weiteren Versuchslauf verzichtet oder die Kopfverschiebung direkt über die Maximalverschiebung von 50mm hinaus weitergesteigert. Ein repräsentativer Weg-Zeit-Verlauf ist in Abb. 12 zu sehen.

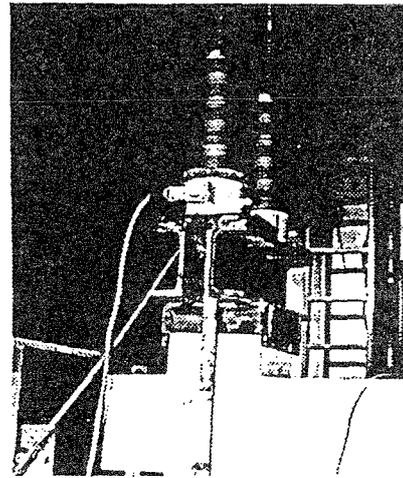
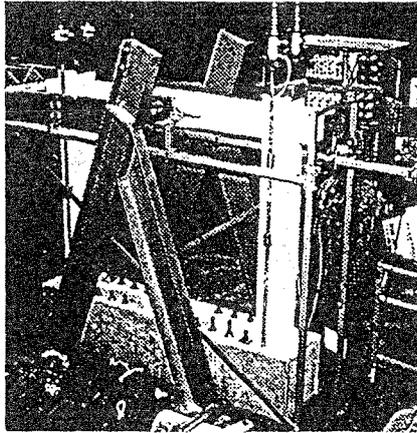


Abbildung 10: Einleitung der Normalkräfte

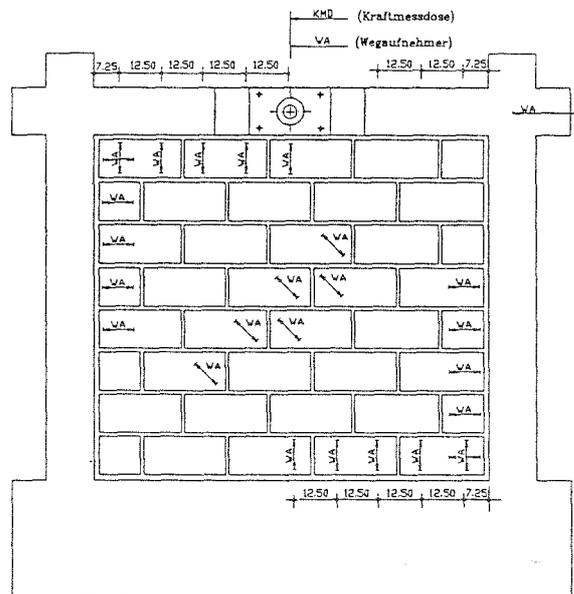


Abbildung 11: Messeinrichtung 2

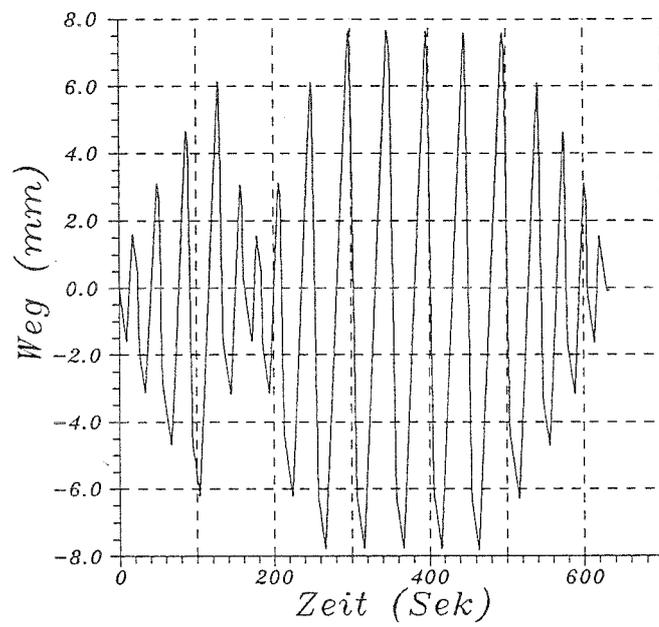


Abbildung 12: Gesteuerter Weg-Zeit-Verlauf (Beispiel)

3.8 Versuchsergebnisse

Nachfolgend wird mit V der jeweilige Versuch und mit R der jeweilige Versuchslauf bezeichnet. Die nicht im laufenden Text dargestellten Ergebnisse sind in Anhang A zu finden. In den dargestellten Hysteresen ist i.a. die Kopfkraft über der Kopfverschiebung aufgetragen. Allgemeiner ist die dimensionslose Darstellung der bezogenen Kopfverschiebung (Verdrehung) v/h . Da hier $h = 1,09m$ ist $v/h \approx v$ sind die Darstellungen bzgl. der Werte quasi identisch.

3.8.1 Rißbildung und Versagensarten

3.8.2 Versuch V4: Stahlbetonrahmen mit Ausfachung aus Leichtbeton

Die anfängliche Rissbildung im Rahmen des Versuchs mit Ausfachung aus Leichtbetonsteinen ist der des Versuchs V1 vergleichbar. Bereits im ersten Lauf löste sich der Rahmen von der Ausfachung. Die Ausfachung selbst lies in den ersten vier Versuchsläufen bis zu einer Kopfverschiebung von $4mm$ keine Schäden erkennen. Danach öffneten sich im fünften Lauf diagonale Risse in der Ausfachungsmittle, die durch die Stoß- und Lagerfugen verliefen. Im siebten Lauf wurde die Traglast von $\approx 115KN$ erreicht. Nachdem sich Risse entlang der ganzen Diagonale ausgebildet hatten, begannen sich unterhalb der Ausfachungsdiagonalen neue diagonal verlaufende Risse zu bilden, die teilweise durch die Steine verliefen. An den Rahmenecken bildeten sich in den Stützen Schubrisse dort wo die Diagonalrisse der Ausfachung begannen. An den Stielenden entstanden am Ende des Diagonalrisses der Ausfachung noch ausgeprägtere Schubrisse (s. Abb. 13), die sich aus den zuerst entstandenen Biegerissen entwickelten und schließlich soweit in die Betondruckzonen vordrangen, daß diese versagten. Das Gleiten ganzer Steinreihen wie bei V1 und V2 war nicht zu beobachten.

3.8.3 Versuch V5: Stahlbetonrahmen mit Ausfachung aus Hochlochziegel

Auch hier löste sich der Rahmen bereits im ersten Versuchslauf vom Mauerwerk. In den ersten vier Läufen öffnete sich lediglich diese Fuge zunehmend. Die Ausfachung zeigte keine Risse. Die Risse im Rahmen entwickelten sich wie oben beschrieben. Wie beim vierten Versuch begann sich bei $\approx 5mm$, in der Ausfachung entlang der Diagonalen ein Riss zu öffnen. Der Riss lief durch die vertikalen und horizontalen Mörtelfugen. Während des siebten Versuchslaufes bildeten sich nach Erreichen von $10mm$ Kopfverschiebung von den Rahmenecken her erste Risse in den Steinen unterhalb der Ausfachungsdiagonalen. Dort wo sich die Druckstreben der Ausfachung gegen die Rahmenstiele abstützten, entstanden neben bereits vorhandenen Biegerissen Schubrisse. In den letzten beiden Versuchsläufen fiel in den Ausfachungsecken die Außenschale einzelner, bereits gerissener Steine heraus. Auch hier wurde der Versuch beendet nachdem die Druckzonen an den Stielenden am Fundament gänzlich versag-



Abbildung 13: Versagen der Stielenden in Versuch V4

ten. Im Bereich der Rahmenknoten zeigten sich dabei klaffende Risse ausgehend von den Ecken. Es hatten sich hier ebenfalls Fließgelenke gebildet.

3.8.4 Versuch V6: Stahlbetonrahmen mit Gasbetonausfachung

Die Mörtelfuge zwischen Rahmen und Gasbetonausfachung löste sich bei diesem Versuch bei $\approx 0.4mm$ vom Mauerwerk ab und 'klebte' am Rahmen. Bis dahin verhielt sich der Versuchskörper monolithisch. Im Rahmen und in der Ausfachung traten während der ersten beiden Läufe keine sichtbaren Risse auf. In Lauf R3 und R4 bildeten sich im Rahmen Risse entsprechend den bei V3 beschriebenen. Die Mörtelfuge Rahmen/ Ausfachung wurde bereits jetzt in den auf Druck belasteten Ecken zunehmend geschädigt. Danach, im fünften Versuchslauf, versagte die Ausfachung schlagartig durch einen diagonalen Zugbruch. Das Versagen läßt sich gut an der Hysterese dieses Versuchslaufes erkennen (s.Abb. 16).

Die Risse verliefen hauptsächlich durch die Steine und in Ausfachungsmitte durch die Lagerfuge. Die anderen geklebten Fugen blieben zunächst geschlossen. Das Versagen ist in der Hysterese zum fünften Versuchslauf deutlich erkennbar. Unmittelbar danach begann die Ausfachung in den horizontalen Fugen im oberen Teil der Ausfachung zu gleiten. Anschließend bildeten sich Schubrisse in halber Höhe zunächst nur eines Rahmenstieles. Bei großen Kopfverschiebungen, kurz vor Ende des Versuches,

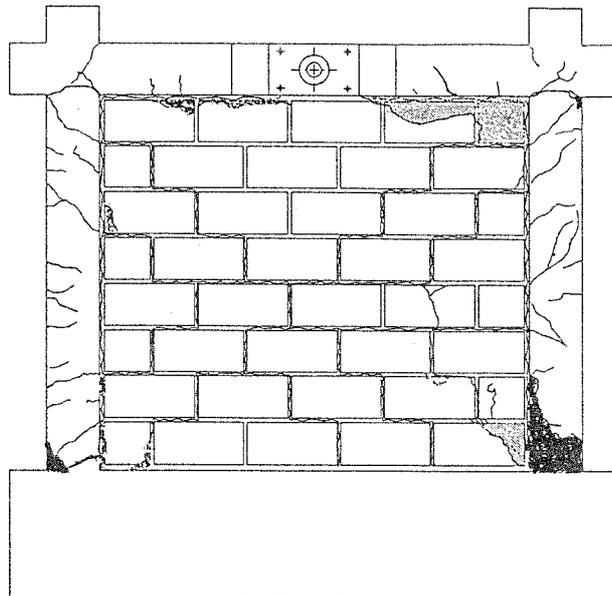


Abbildung 14: Rissbild des Versuchs V4

versagten die Steine in der Mitte der Ausfachung und fielen heraus. Ein Rahmenstiel versagte vorzeitig auf Schub in halber Höhe der Ausfachung, sodaß der Versuch im achten Durchgang abgebrochen wurde. Im anderen Rahmenstiel hatten sich inzwischen auch in Stielmitte Schubrisse entwickelt. Es entstanden gewissermaßen kurze Stützen in halber Höhe der Ausfachung, die in diesem Bereich auf Schub versagte (vgl. Abb.17).

3.8.5 Versuch V7: Stahlbetonrahmen mit Kalksandsteinausfachung und Normalkraft.

Dieser Versuch gleicht dem Versuch V1, jedoch wurden die Stiele mit je 100KN Normalkraft belastet. Ähnlich der Beobachtung bei V1, löste sich der Rahmen schon bei sehr kleinen Kopfverschiebungen vom Mauerwerk. Der Rahmen ließ in den beiden ersten Läufen aber noch keine Risse erkennen. Demgegenüber waren in der Ausfachung an einzelnen Stellen wo Stoß- und Lagerfugen zusammentrafen Haarrisse zu erkennen. In Lauf R3 trat ein abgetreppt verlaufender Riss entlang der Diagonalen in der Ausfachung auf und in Lauf R5 glitten die Steine in der zweiten und vierten Lagerfuge von oben. In einer unteren Ecke der Ausfachung lief der Diagonalriss durch einen Stein. Die Mörtelfuge zwischen Rahmen und Ausfachung wurde entlang des Riegels zunehmend zerdrückt während sie an den Seiten herauszufallen begann. Die Normalkraft fiel dadurch während des Versuchs ab. Im siebten Versuchslauf verformte sich

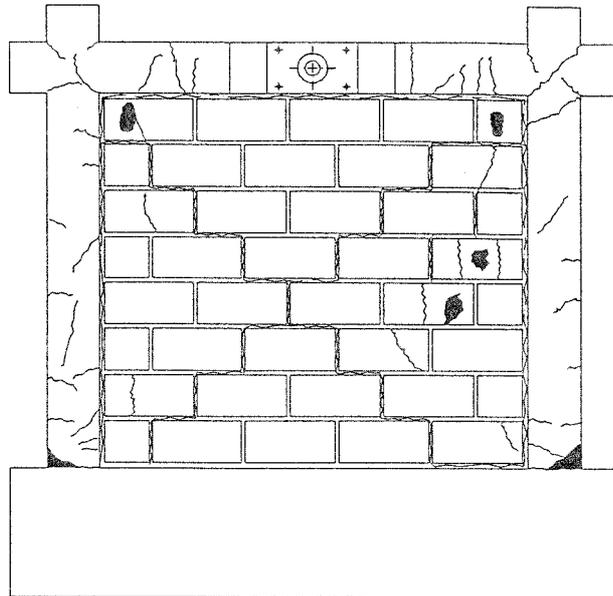


Abbildung 15: Rissbild des Versuchs V5

die Ausfachung plastisch durch Gleiten in den Lagerfugen. Dann zeigte sich wieder ein abgetreppter, klaffender Riß entlang der Diagonalen. Die Mörtelfugen wurden dabei nur wenig geschädigt und die Steine zeigten, bis auf den oben erwähnten, keine Risse. Im Lauf R8 traten nach dem anfänglichen Gleiten in den Lagerfugen Risse in einigen Steinen auf.

Da der ausgefachte Rahmen bereits in den ersten Zyklen des neunten Laufes versagt zu haben schien, wurde vom herkömmlichen Versuchsablauf abgewichen und die Verschiebung in eine Belastungsrichtung bis auf $\approx 95\text{mm}$ monoton gesteigert. Bei dem Vorgehen sollte untersucht werden, ob trotz der bereits eingetretenen starken Schädigung der Stiele noch eine Lastumlagerung und eine evtl. Laststeigerung möglich wäre.

Eine Lastumlagerung und eine damit verbundene mögliche Laststeigerung war tatsächlich zu beobachten, jedoch nur in der Belastungsrichtung, in der zuerst die Verschiebung bis auf 95mm gesteigert wurde. Die Last stieg dabei von 80kN bis auf 107kN an. Am Fundament trat am Stielende der bei Laststeigerung auf 107kN abgewandten Stiels Schubversagen auf. Dort rissen die Steine der Ausfachung vertikal.

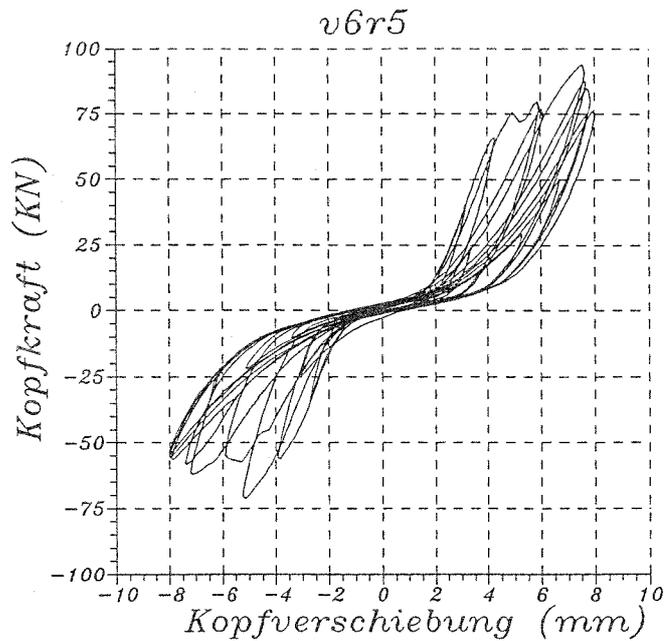


Abbildung 16: Hysterese des Versuchs V6 Lauf R5

3.8.6 Versuch V8: Schwach bewährter Rahmen mit Kalksandsteinausfachung.

Durch die geringere Biegebewehrung waren die Risse in den ersten vier Durchgängen deutlicher ausgeprägt als bei den vorangegangenen Versuchen. Nachdem sich der Rahmen im ersten Lauf von der Ausfachung gelöst hatte, traten im dritten Lauf Risse in der Ausfachung entlang der Diagonalen durch die Fugen auf. Dabei glitt der obere Teil der Ausfachung in der dritten und vierten Steinreihe in den Lagerfugen. In Lauf R5 und R6 glitten dann auch die Steine in der Lagerfuge zwischen zweiter und dritter Steinreihe von oben. Nachdem die einzelnen Steinreihen ein Stück geglitten waren, lief ein gut erkennbarer Diagonalriss durch die Ausfachung. Im weiteren Verlauf zerriß ein Stein am Ende der Diagonalen und die Lagerfugen fingen an auf Druck zu versagen. Gleichzeitig bildeten sich im Rahmen ausgeprägte Biegerisse in Riegel und Stielen. Die Biegedruckzonen der Stiele waren zwar infolge der zyklischen Belastung gerissen, wurden aber weit weniger als bei den vorangegangenen Versuchen zertört. Hier war vielmehr die Zugbewehrung deutlich im plastischen Bereich. Die Fließgelenke waren in den Rahmenknoten wegen der geringeren Bewehrung stärker ausgeprägt.

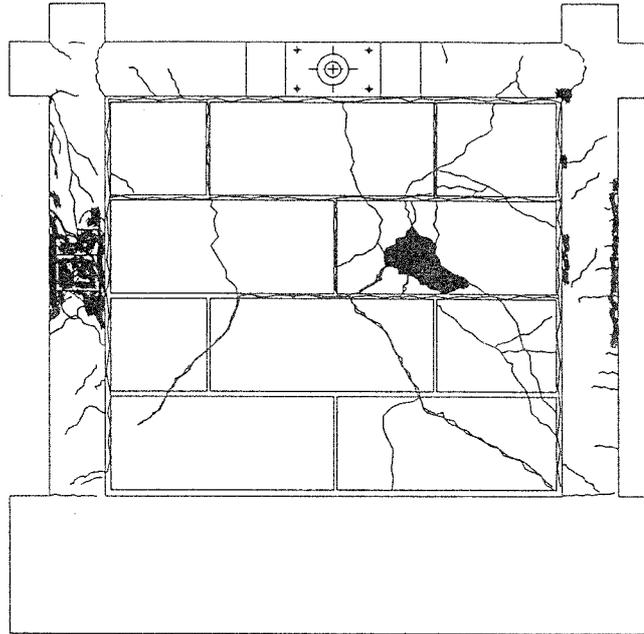


Abbildung 17: Rissbild des Versuchs V6

3.8.7 Versuch V9: Schwach bewährter Rahmen ohne Ausfachung.

Der Vergleichsrahmen zum Versuch 8 verhielt sich im wesentlichen wie der aus Versuch V2. Die Risse klapften bei den jeweiligen Kopfverschiebungen entsprechend der geringeren Biegebewehrung weiter als die bei Rahmen V2. Der Rahmen V9 versagte durch die Plastifizierung der Querschnitte insbesondere an den Stielenden am Fundament. Da dort die Betondruckzonen weniger zerstört waren, ist anzunehmen, daß der Stahl zum Fließen kam.

3.8.8 Versuch V10: Rahmen mit Normalkraft und ohne Ausfachung.

Als Vergleich zum siebten Versuch wurde nun ein Versuchskörper ohne Ausfachung aber mit Normalkräften auf den Stützen getestet. Ein direkter Vergleich ist aber wegen der niedrigeren Betondruckfestigkeit nur bedingt möglich. (s. Tab. 3).

Während der Versuchsläufe mit 1mm maximaler Kopfverschiebung traten keine erkennbaren Risse am Rahmen auf. Die Ribbildung setzte im dritten Lauf von den Knotenpunkten her im Rahmenriegel ein. Die Stiele waren noch ungerissen. Erste Biegerisse in den Stielen entstanden bei Kopfverschiebungen von $\approx 6\text{mm}$ im unteren Drittel der Stiele. Die maximale Horizontalkraft wurde im achten Durchgang bei einer Verschiebung von 30mm erreicht. Im Unterschied zu den anderen Versuchsrahmen bildeten sich Fließgelenke an den Rahmenknoten im Riegel und den Stielen. Das

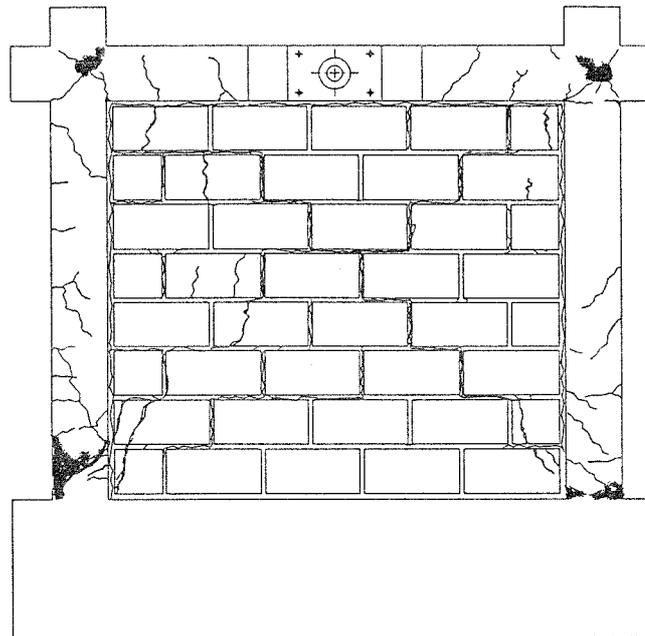


Abbildung 18: Rissbild des Versuchs V7

völlige Versagen des Rahmens stellte wieder die Erschöpfung der Fließgelenke an den Stielenden am Fundament dar.

Zum Vergleich sind in den folgenden Abbildungen Abb.22-31 die gemessenen Hysterese aller Versuche zusammen dargestellt.

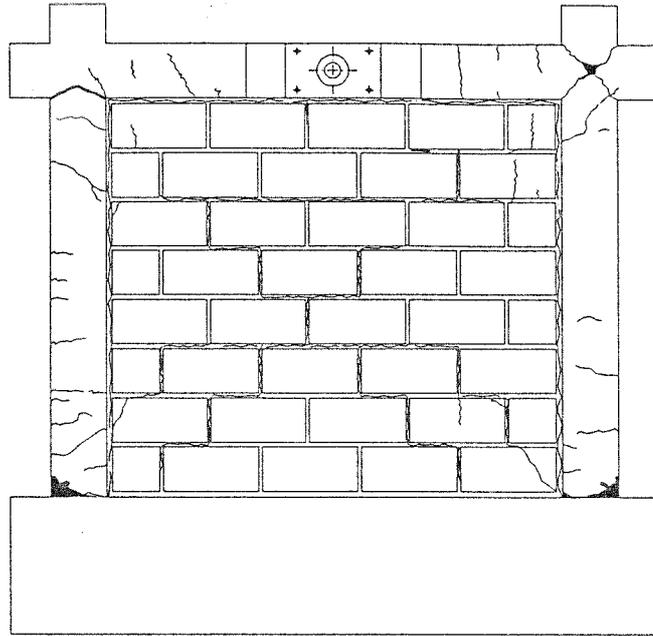


Abbildung 19: Rissbild des Versuchs V8

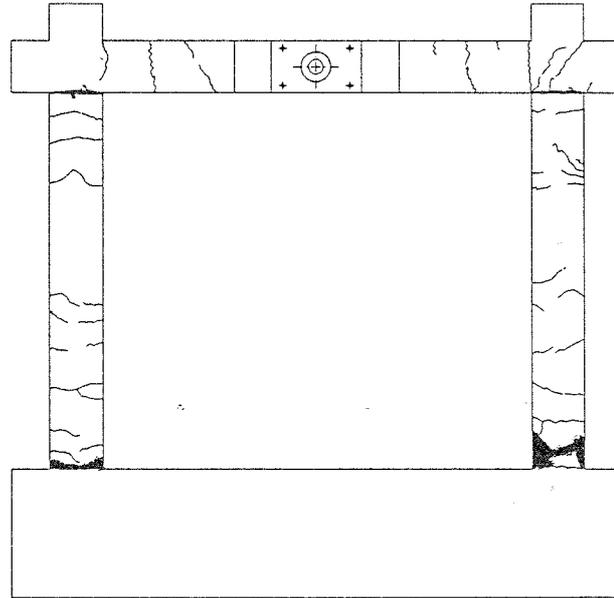


Abbildung 20: Rissbild des Versuchs V9

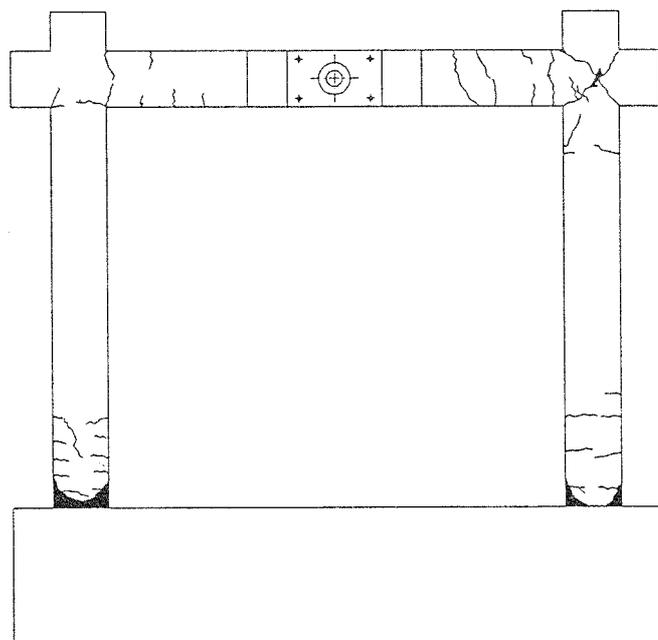


Abbildung 21: Rissbild des Versuchs V10

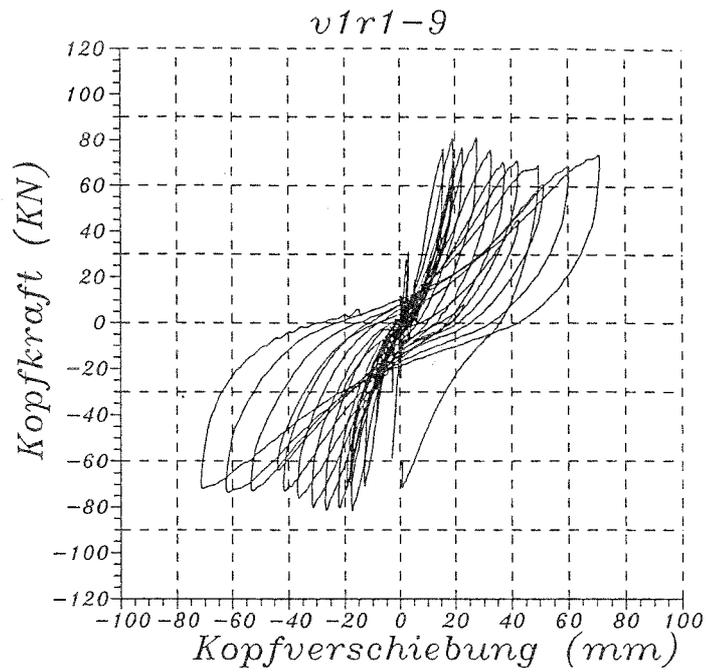


Abbildung 22: Hysteresen aller Versuchsläufe von Versuch V1

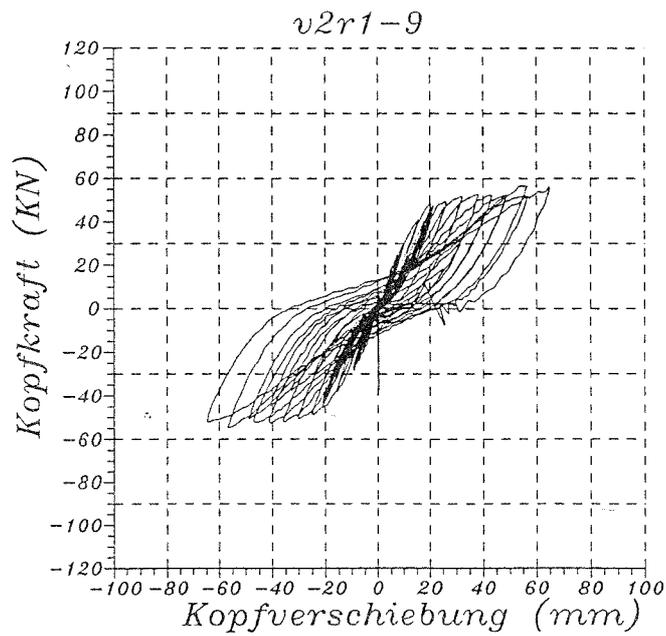


Abbildung 23: Hysteresen aller Versuchsläufe von Versuch V2

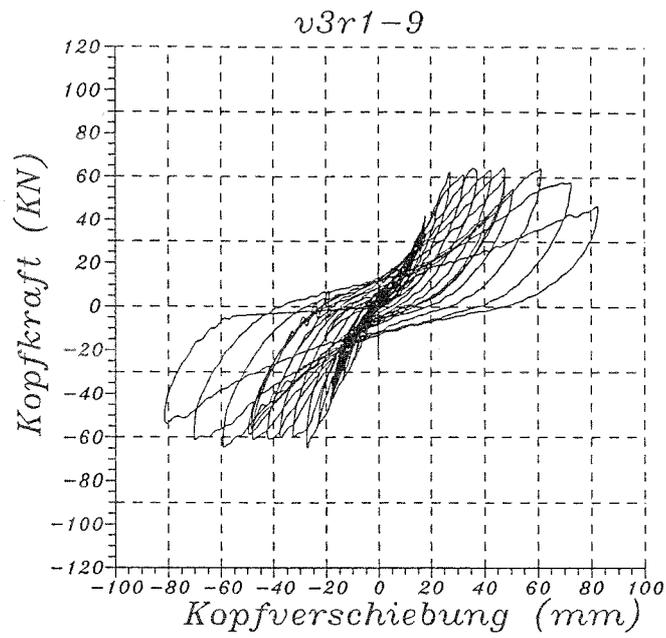


Abbildung 24: Hysteresen aller Versuchsläufe von Versuch V3

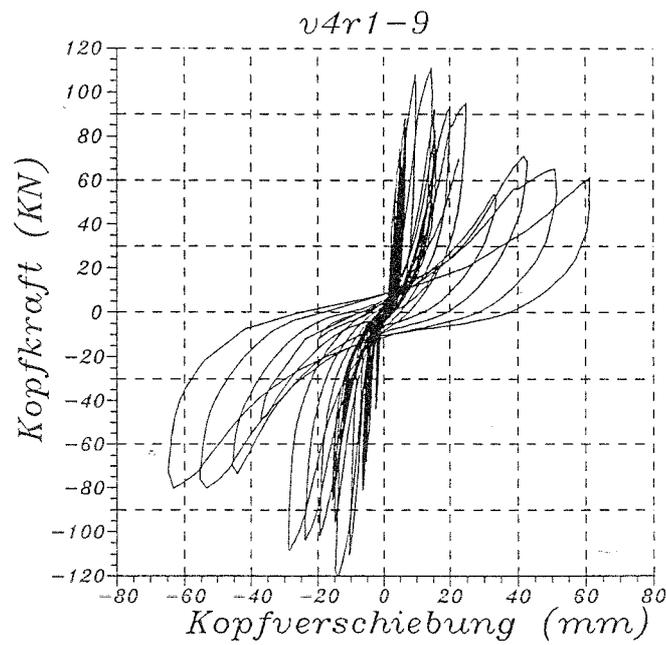


Abbildung 25: Hysteresen aller Versuchsläufe von Versuch V4

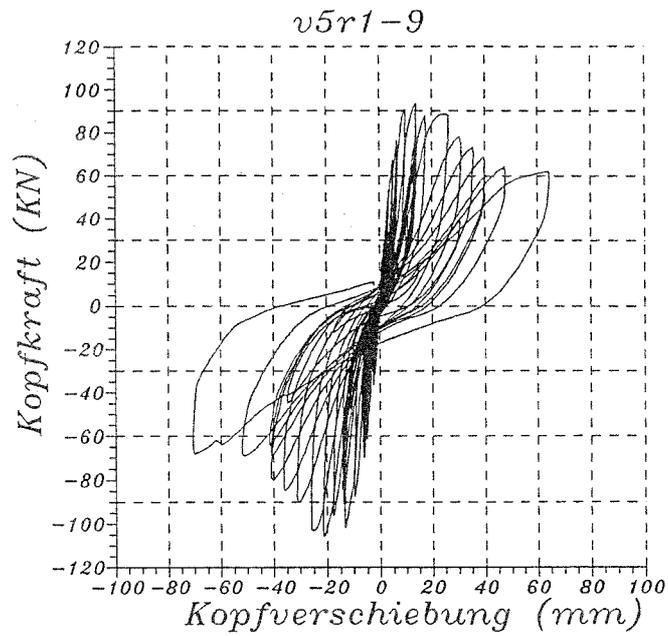


Abbildung 26: Hysteresen aller Versuchsläufe von Versuch V5

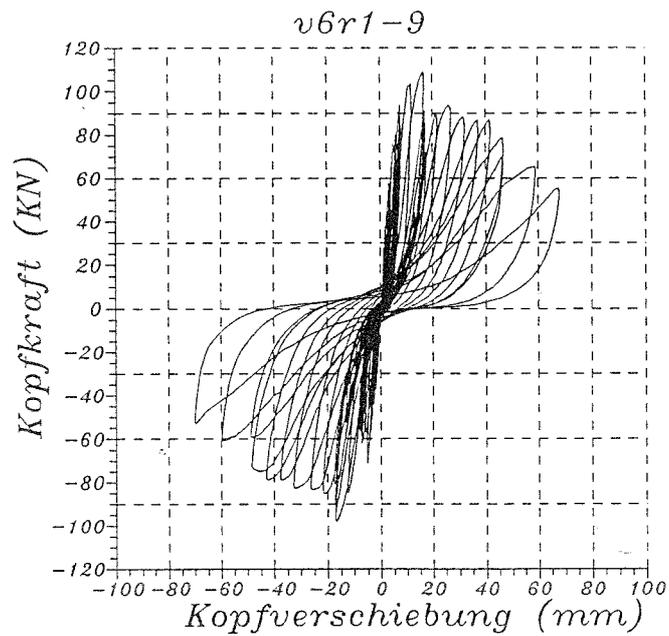


Abbildung 27: Hysteresen aller Versuchsläufe von Versuch V6

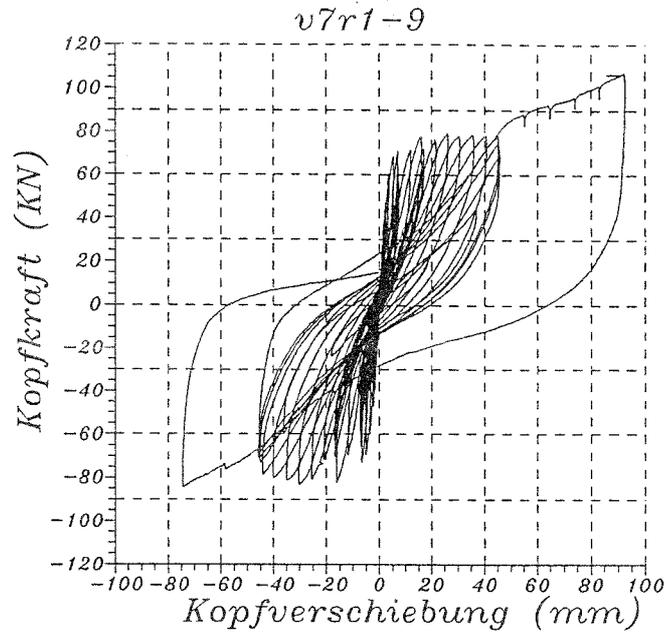


Abbildung 28: Hysteresen aller Versuchsläufe von Versuch V7

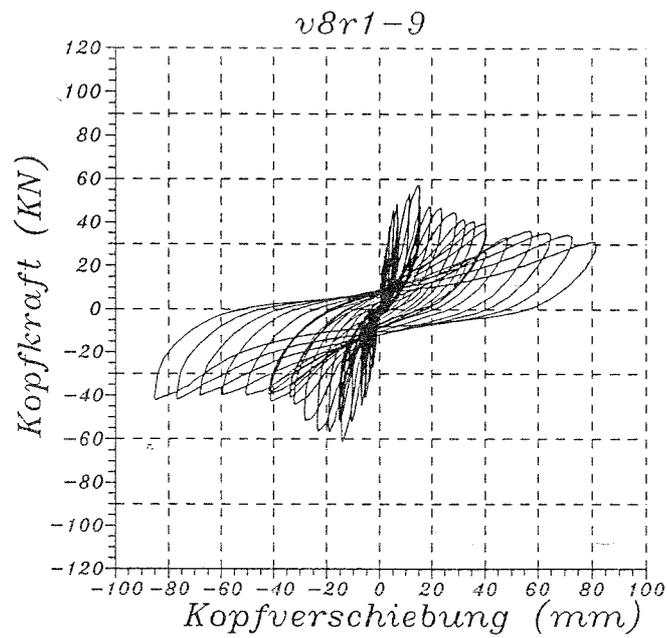


Abbildung 29: Hysteresen aller Versuchsläufe von Versuch V8

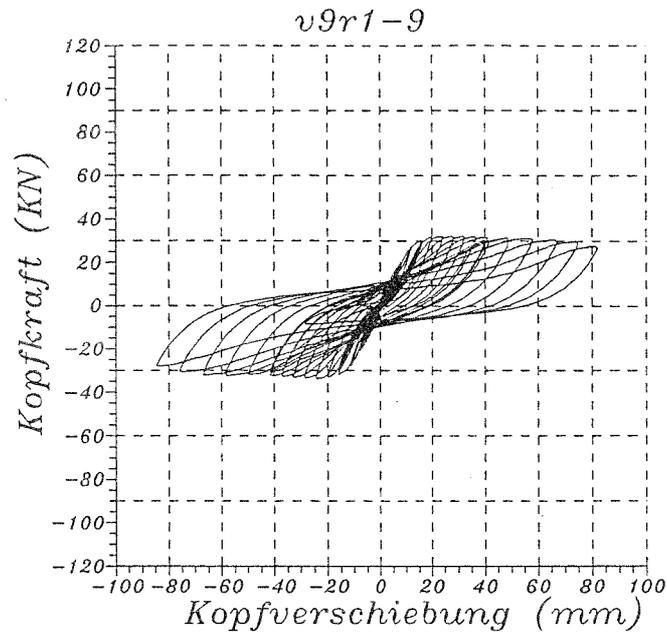


Abbildung 30: Hysteresen aller Versuchsläufe von Versuch V9

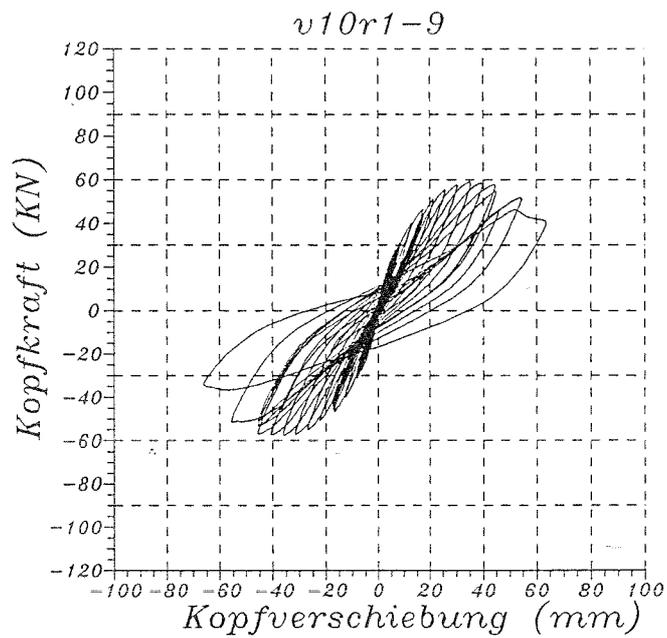


Abbildung 31: Hysteresen aller Versuchsläufe von Versuch V10

3.9 Tragfähigkeit und Duktilität

Das Tragverhalten der ausgefachten Rahmen läßt sich anhand der Versuchsbeobachtungen folgendermaßen beschreiben.

Nachdem Rahmen und Ausfachung bei sehr kleinen Horizontalverschiebungen anfänglich als monolithischer Körper wirken, löst sich der Rahmen bald von der Ausfachung. In der Ausfachung bildet sich eine Druckdiagonale aus. Diese Druckstrebe trägt ihre Last über die auf Druck belasteten Kontaktflächen zwischen Rahmen und Ausfachung in den oberen Ecken der Ausfachung zur diagonal gegenüberliegenden Ausfachungsecke ab, und stützt sich dort gegen das Fundament und den Rahmenstiel.

Bei den Versuchen mit Ausfachungen aus Kalksandsteinen ohne Normalkräfte versagt die Druckstrebe wegen des geringen Haftverbundes im Mauerwerk bereits bei kleinen Kopfverschiebungen des Rahmens. Ganze Steinreihen gleiten in den Lagerfugen. Mit zunehmenden Kopfverschiebungen wird die Knotenverdrehung des gerade belasteten Rahmenknotens stärker behindert. Demzufolge steigen die Normalspannungen in den Lagerfugen. Das Gleiten kommt zum Stillstand. Eine größere Schubübertragung in diesen Fugen ist wieder möglich. Endlich öffnet sich erneut ein klaffender, abgetreppter Diagonalriss bei großen Kopfverschiebungen.

Bei Versuch V6 war aus der weiteren Rißbildung nach dem Versagen der Druckdiagonalen in Lauf 5 zu entnehmen, daß sich die Last neben der ursprünglichen Diagonalen in der Ausfachung über eine steiler verlaufende Strebe, ausgehend von der oberen Rahmenecke, zum Fundament abtrug. Überhaupt lassen sich aus den gemessenen Steindehnungen Umlagerungen nach dem Auftreten der ersten Diagonalrisse erkennen. So bildet sich i.a. oberhalb und unterhalb der Ausfachungsdiagonalen eine Druckdiagonale aus, wobei die untere stärker beansprucht zu sein scheint. Die gemessenen Dehnungen in Ausfachungsmittle von V4 (Abb. 32, Meßstellen s. Abb. 11) verdeutlichen die Beobachtung. Die Beobachtung wurde bei der Nachrechnung des Versuchs bestätigt.

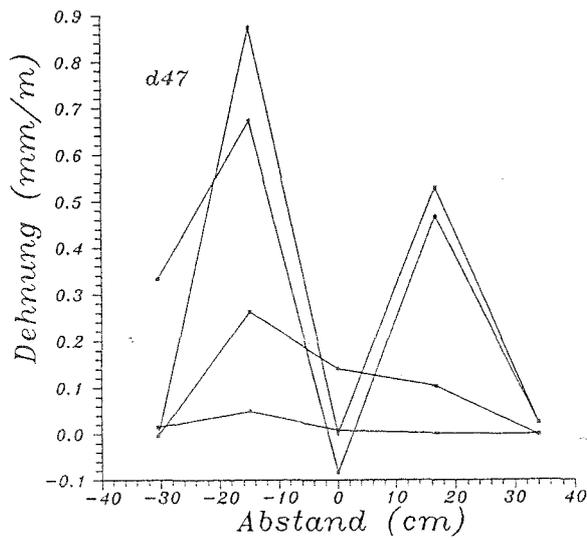
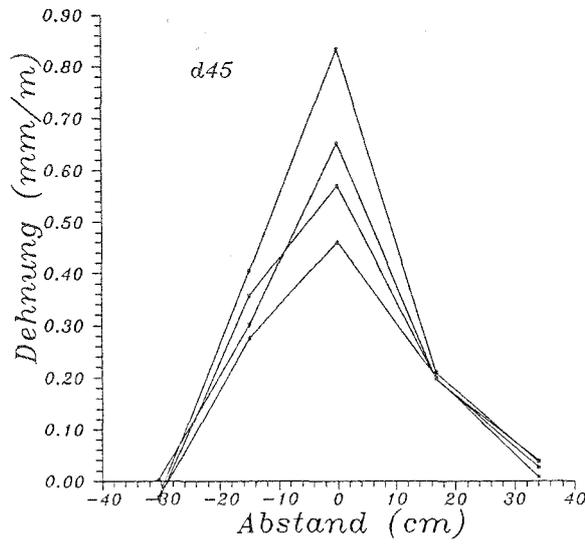
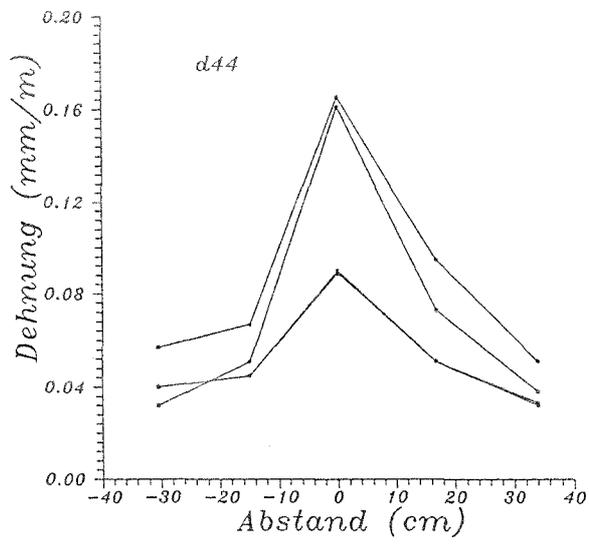


Abbildung 32: Dehnungen in der Ausfacherung parallel zur Diagonalen bei Versuch V4 während der Läufe R4, R5 und R7

Aus dem Vergleich der Hysteresen der Versuche (Abb.22-31) läßt sich erkennen, daß bei den Versuchen ohne Normalkraft die Ausfachung nach Erreichen der Maximallast ihre mittragende Wirkung zunehmend verliert und schließlich nur noch die Rahmentragfähigkeit übrig bleibt. Bei Versuch V8 (ausgefacht) und V9 (unausgefacht) tritt dieses Verhalten am deutlichsten hervor. Die Duktilität der ausgefachten Rahmen ist dann bei den Versuchen V1, V2, V3, V4, V5 und V6 in etwa dieselbe, wenn man sie auf die Bruchlast des bloßen Rahmens V2 bezogen definiert. Bezogen auf $0.9H_u$ bzw. $0.8H_u$ des jeweiligen Versuches sind die Duktilitäten der ausgefachten Rahmen gegenüber den unausgefachten geringer (vgl. Tab. 11). Bei den Versuchen mit Normalkraft (V7, V10) lassen sich derartige Aussagen nur beschränkt machen, da die Betondruckfestigkeit der Rahmen wie oben erwähnt deutlich voneinander abwich. Die Hysteresen der beiden Versuche lassen jedoch den Schluß zu, daß die Duktilität des unausgefachten Rahmens geringer ist als die des ausgefachten, da sich hier die Normalkräfte nach dem Versagen der Stiele auf die Ausfachung umlagern können und so das ganze System auch bei großen Verschiebungen stabilisieren. Die Wirkung der Ausfachung kann aber nur auftreten, wenn sie durch konstruktive Maßnahmen vor dem Herausfallen infolge von Belastungen senkrecht zur Ausfachungsebene gesichert ist.

Versuch	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\mu_{0.9H_u}$	4.1	2.7	3.1	1.9	2.8	2.1	(5.3)	2.3	5.3	2.0

Tabelle 11: Duktilität bezogen auf $0.9H_u$, Mittel aus beiden Belastungsrichtungen

3.9.1 Einfluß des Mauerwerks

Für die Tragfähigkeit der Ausfachung scheint der Haftverbund zwischen Stein und Mörtelfugen der wesentlichste Parameter zu sein. Obwohl die Gasbetonausfachung die geringste Druckfestigkeit aufweist (vgl. Tab. 9), liegt doch die maximale Horizontallast mit $110KN$ deutlich über der des entsprechenden Rahmens mit Kalksandstein-ausfachung. Die Haftzugfestigkeit/Haftscherfestigkeit der Gasbetonausfachung hingegen lag weit über der von Kalksandsteinen. Dadurch wirkt die Ausfachung auch noch bei höherer Horizontalbelastung des Rahmens als Scheibe und versteift den Rahmen deutlich. Ähnliche Feststellungen treffen auch auf das Leichtbetonmauerwerk und die Ausfachung aus Hochlochziegeln zu. Die Schubtragfähigkeit des Mauerwerks wird vor allem bei geringen Normalspannungen wesentlich vom Haftverbund Stein/Mörtel

bestimmt. Bei schlechtem Haftverbund kommt dann die Tragfähigkeits- und Steifigkeitserhöhende Scheibenwirkung der Ausfachung nur sehr begrenzt zum Tragen.

Durch Verbesserung des Haftverbundes Stein/Mörtel kann die Tragfähigkeit der Ausfachung wesentlich gesteigert werden.

Versuch	Druckfestigkeit		Haftfestigkeit Zug/Scher	Traglast (KN)	Vergleich	
	Beton	Mauerwerk				
1 KS	22.5	9.3/-/-		82	1.00	1.46
2	20.4			56		1.00
4 LB	23.4	6.5/7.0/5.1	0.16/0.41	115	1.40	
5 Hlz	24.5	9.6/2.6/1.7	0.06/0.15	100	1.22	
6 GB	25.7	3.4/4.0/3.5	0.45/0.66	110	1.34	
7 KS + N	23.3	8.9/6.3/-	0 /0.05	107		
8 KS + s	19.5	10.5/5.5/-	0 /0.05	59		1.84
9 s	20.9			33		1.00
10 N	14.2			58		

Tabelle 12: Tragfähigkeit der Versuchskörper

3.9.2 Einfluß von Normalkräften

Die Hysteresen der unausgefachten Rahmen (Versuche V2, V9, V10 siehe Abb.23, 30, 30) zeigen, daß die Tragfähigkeit durch eine vorhandene Normalkraft auf den Stielen gesteigert wird. Die Duktilität wird durch Normalkräfte bei unausgefachten Rahmen geringer. Versuchstechnisch war die Höhe der aufgebrachten Normalkräfte begrenzt. Obwohl die Ausfachtung zunächst auf Schub versagte, ist aber bei steigender Horizontalverschiebung ein Wechsel der Versagensart hin zum Druckversagen der Ausfachtungsecken zu erkennen. Das Versagen der Ecken auf Druck trat bei V7 bei großen Kopfverschiebungen auf wo die Normalkraft der kraftseitigen Stütze von 100 kN auf 120 kN anstieg. Der Anstieg war durch die Art der Lastaufbringung bedingt.

3.9.3 Einfluß der Bewehrung

Die maximal gemessenen Horizontallasten der einzelnen Versuche sind in Tab. 12 aufgeführt. Aus der Tabelle läßt sich der tragfähigkeitsmindernde Einfluß durch die geringere Biegebewehrung in Versuch V8 im Vergleich mit Versuch V2 ablesen. Durch die geringere Biegebewehrung des Rahmens ergeben sich kleinere plastische Momente und damit eine geringere horizontale Tragfähigkeit sowohl der ausgefachten wie der unausgefachten Rahmen. Der Tragfähigkeitsabfall nach dem Erreichen der Traglast ist bei dem schwächer bewehrten Rahmen V8 (vgl. mit V1) stärker.

3.9.4 Einfluß der Fuge Rahmen/Ausfachtung

Die Ausführung der Fuge zwischen Rahmen und Ausfachtung, insbesondere zwischen Riegel und Ausfachtung, ist maßgebend für die Aktivierung der Tragfähigkeit und Steifigkeit der Ausfachtung. Sie entscheidet, inwieweit sich die Ausfachtung an der Lastabtragung beteiligen kann. Durch eine Verfüllung der Fuge mit z.B Styropor kann die Ausfachtung vom Rahmen entkoppelt werden. Der Rahmen trägt dann selbst bei relativ großen Horizontalverschiebungen die Last alleine ab. Solch eine Fugenausführung setzt jedoch Maßnahmen zur Sicherung der Ausfachtung für Beanspruchungen senkrecht zur Ausfachtungsebene voraus. Soll die Ausfachtung gezielt zur Aussteifung herangezogen werden muß eine sorgfältige Verfüllung sichergestellt werden. Selbst geringe Spaltbreiten zwischen Rahmen und Ausfachtung verringern die Gesamtsteifigkeit ausgefachter Rahmen erheblich.

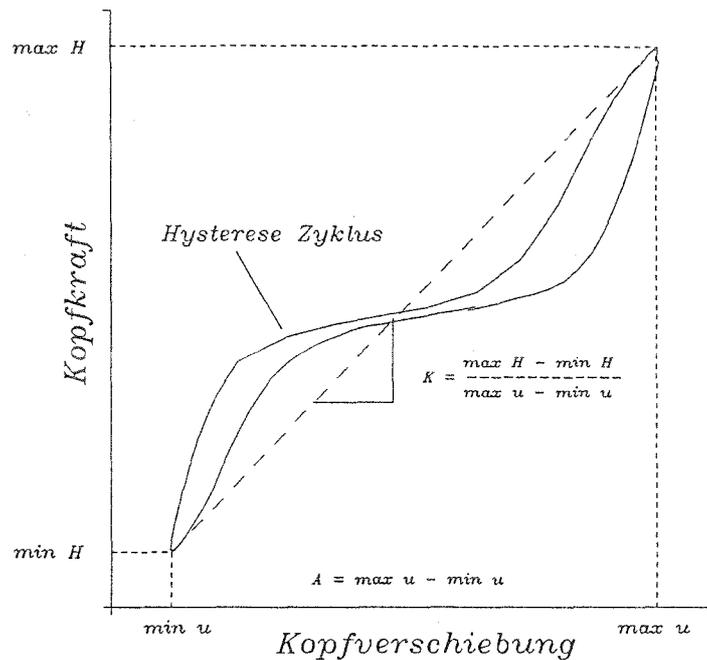


Abbildung 33: Definition der Steifigkeit

3.10 Steifigkeit - Einfluß der Versuchsparameter

Um die Steifigkeiten der verschiedenen Versuche vergleichen zu können wird als Maß für die Steifigkeit die Steigung der Geraden durch die Spitzenpunkte einer Hystereseschleife definiert (s. Abb. 33). Die aufgetragenen Steifigkeiten stellen somit mittlere Steifigkeiten je Zyklus dar.

Die Steifigkeitsentwicklung ist beispielhaft für Versuch V5 in Abb. 34 über dem in Abb. 33 definierten Parameter v_{tot} aufgetragen. Abbildung 35 zeigt die Einhüllende der Steifigkeitsverläufe der Versuche V4-V10 (vgl. auch 13). Besonders drastisch ist danach der Steifigkeitsabfall im Bereich von $0 - 0.5mm$. Hier löst sich der Rahmen von der Ausfachung. Rahmen und Ausfachung wirken nicht mehr monolithisch. Im folgenden fällt die Steifigkeit relativ langsam ab und nähert sich schließlich asymptotisch der Steifigkeit des entsprechenden nicht ausgefachten Rahmens. Der Beitrag der Ausfachung zur Gesamtsteifigkeit läßt sich gut durch den Vergleich mit der Steifigkeitshysterese des nicht ausgefachten Rahmens V2 erkennen.

3.11 Energiedissipation und Dämpfung - Einfluß der Versuchsparameter

Mit der Bestimmung der Fläche, die ein Hysteresenschleifen einschließt, wurde die dissipierte Energie der Rahmen je Zyklus ermittelt. Abbildungen 37-39 zeigen bei-

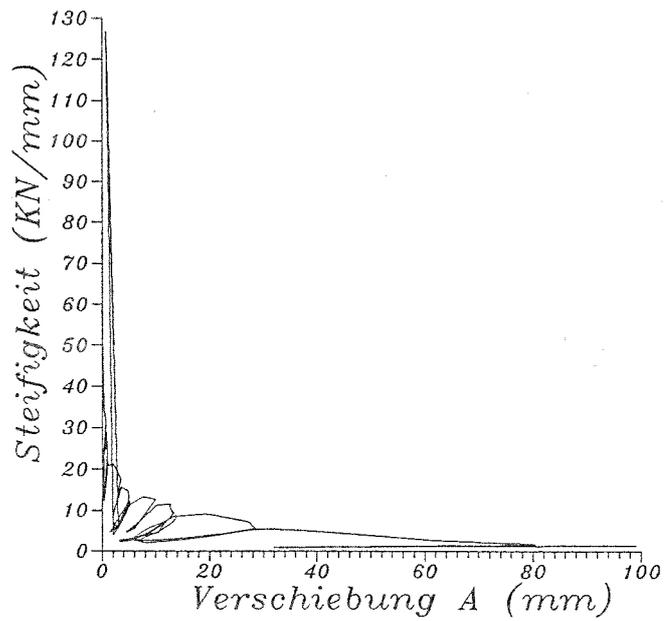


Abbildung 34: Steifigkeitshysterese Versuch V5

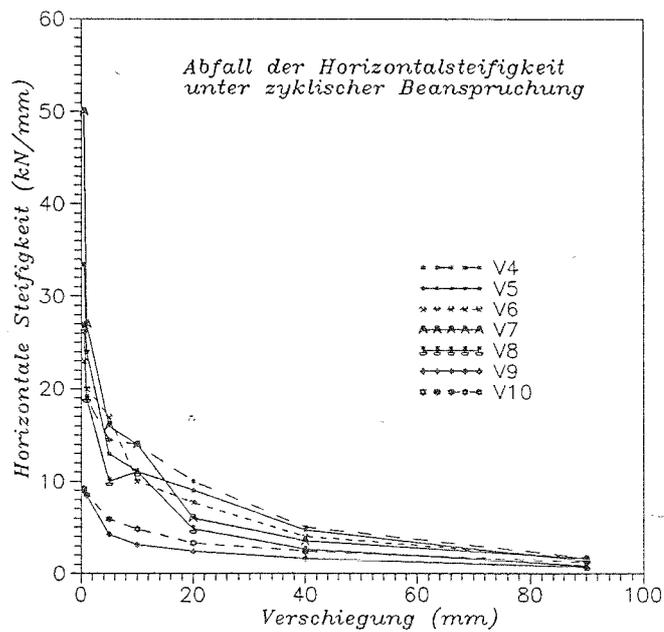


Abbildung 35: Einhüllende der Steifigkeitshysterese Versuche V4-V10

spielhaft einen Teil der Ergebnisse für Versuch 7. Die Diagramme zeigen den Unterschied zwischen der Energiedissipation in den primären (Läufe R1, R3 und R5) und in den sekundären (Läufe R2, R4 und R6; gestrichelte Linien) Versuchsläufen. In den Diagrammen ist die dissipierte Energie auf die jeweiligen Totalverschiebungen (s. v_{tot} in Abb. 33) in den Zyklen bezogen. In den primären Läufen wurde durch die Ribbildung mehr Energie dissipiert, als in den sekundären Läufen, wo sich die schon vorhandenen Risse wieder öffneten. In der Ausfachung wird der wesentliche Teil der Energie durch Gleiten in den Fugen dissipiert. Der Unterschied zwischen den primären und sekundären Verläufen ist in der Tabelle 14, aber auch an den Hysterese selbst gut zu erkennen.

Der sechste Rahmen wurde schon im ersten Zyklus um 0.6mm verschoben und folgte erst dann dem gesteuerten Verschiebungsverlauf für Lauf R1 der übrigen Versuche. Daher weicht der grundsätzliche Verlauf der Energiedissipation hier im Vergleich zu V7 ab.

Ein Vergleich zwischen ausgefachten (V7) und unausgefachten (V10) Rahmen in Abb. 37-39 (s. auch Tab. 14) zeigt die Erhöhung der Energiedissipation infolge der Ausfachung.

In Abbildung 36 ist die Abhängigkeit der kumulativen Energiedissipation von der Kopfverschiebung dargestellt. Nach jedem Hysteresezyklus wurde die darin dissipierte Energie zur gesamten, bisher dissipierten Energie addiert und das Ergebnis in das Diagramm eingetragen. Das Diagramm stellt ergänzend den Unterschied zwischen der Energiedissipation ausgefachter und unausgefachter (V9 und V10) Rahmen dar. Für kleine Verschiebungen, also solange die Ausfachungen wirklich mittragen, wird viel mehr Energie bei den ausgefachten Rahmen dissipiert. Erst wenn die Stahlbetonrahmen selbst, durch zunehmend zerstörte Druckzonen und Bildung von Fließgelenken, mehr Energie dissipieren, werden die Unterschiede zwischen ausgefachten und unausgefachten Rahmen geringer.

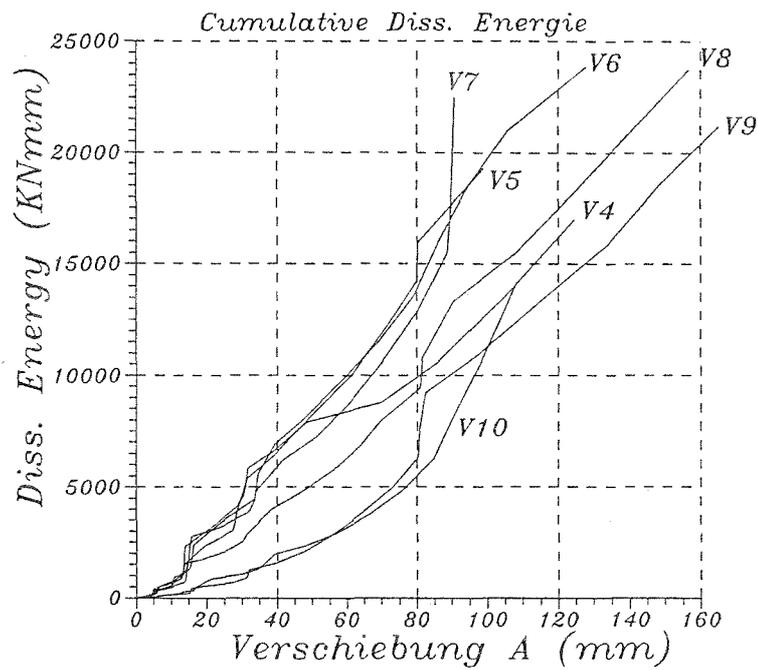


Abbildung 36: Kumulative Energiedissipation in den Versuchen V1-V10

Versuch	Steifigkeit bei wachsender Amplitude v_{tot}						
	0.5mm	1mm	5mm	10mm	20mm	40mm	90mm
1 KS	27	20	9	4	4.8	3.5	1.5
2	8	8.4	4.6	4.3	2.5	2	1.1
3 KS Sty	8.6	7.8	5.1	2.5	2.3	2.2	1.4
4 LB	27	19	14.5	14	10	5	1.7
5 Hz	33.5	24	13	11	9	4.7	1.3
6 GB	23	20	17	10	7.7	4	1.6
7 KS + N	50	27	16	14	6	3.5	1.6
8 KS + s	26.5	19	10	11	4.8	2.6	0.8
9 s	8.9	8.5	4.2	3.1	2.4	1.6	0.7
10 N	9.2	8.5	5.9	4.8	3.3	2.4	1.8

Tabelle 13: Steifigkeit in (KN/mm^2)

Verlauf	1	2	3	4	5	6	7
Rahmen							
V1 KS	16	11		144		599	2320
V2	7	6	72	35	227	117	1000
V3 KS+sty	4	4	84	47			892
V4 LB	25	18	148	120	1191	885	2902
V5 HLz	19	13	197	106	959	574	2159
V6 GB	21	15	262	158	1476	846	3034
V7 KS+N	33	21	242	145	1432	800	2380
V8 KS+s	14	9	161	99	734	487	1616
V9 s	5	3	58	33	240	135	632
V10 N	5	4	68	55	384	246	850

Tabelle 14: Energiedissipation der einzelnen Verläufe in (Nm)

Bezieht man die in einem Zyklus dissipierte Energie

$$E_{diss} = \oint (H(u) - H(u_0)) du \quad (1)$$

der Versuchskörper auf die Verformungsenergie in diesem Zyklus (Abb.40, Mittelwert aus den Halbzyklen)

$$E_v = \frac{(|\max H(u)| + |\min H(u_0)|)(|\max u| + |\min u|)}{8} \quad (2)$$

so ist der Quotient

$$d = \frac{E_{diss}}{E_v} \quad (3)$$

ein geeignetes Maß für die Dämpfung [18].

Bei Schwingungsberechnungen wird häufig das 4π -fache Lehr'sche Dämpfungsmaß ξ als Maß für eine äquivalente viskose Dämpfung verwendet. Wie in [8], [18] gezeigt wird, hängt das Dämpfungsmaß vom Verhältnis der Resonanzfrequenz ω zur Erregerfrequenz Ω ab. Da die Frequenzabhängigkeit der Energiedissipation in den meisten Fällen nur unzureichend bekannt ist, wird in [18] das zuerst definierte Dämpfungsmaß empfohlen.

Aus Gründen der Vergleichbarkeit, und um eine Abschätzung der Dämpfung für ausgefachte Stahlbetonrahmen angeben zu können, wird in den folgenden Abbildungen jedoch auf das äquivalente viskose Dämpfungsmaß zurückgegriffen. Im Fall der Resonanz sind beide Dämpfungsmaße identisch.

In den Abbildungen 41-50 sind die Dämpfungswerte gegen die Steifigkeit aufgetragen. Trotz der großen Streuung der Werte lassen sich folgende Tendenzen erkennen.

Die Dämpfung der ausgefachten Rahmen liegt in den ersten sechs Versuchsläufen um etwa 1,5-2,0 mal über denen der Rahmen ohne Ausfachung. Hier trägt die Reibung in den Mauerwerksfugen zur erhöhten Dämpfung bei. In den Versuchsläufen R7 - R9, in denen die Zerstörung der Ausfachung zunimmt und sich ausgeprägte Fließgelenke im Rahmen ausbilden nähern, sich die Dämpfungswerte der Rahmen ohne Ausfachung denen mit Ausfachung an. Die Dämpfung in Folge der plastischen Gelenke im Rahmen schlagen offensichtlich durch.

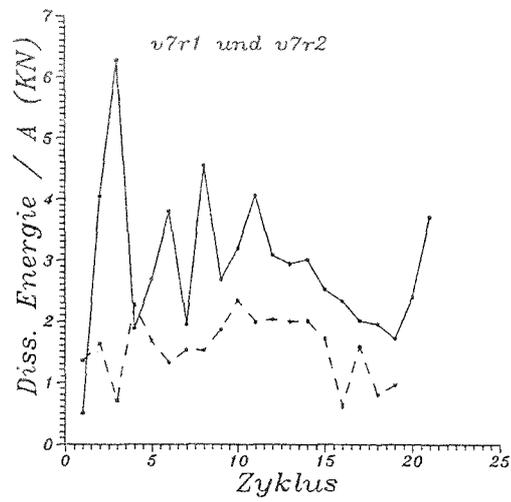


Abbildung 37: Energiedissipation für Versuche V7 in den Läufen R1,R2

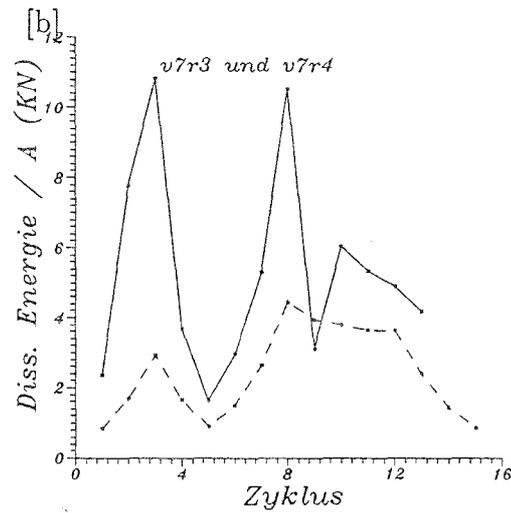


Abbildung 38: Energiedissipation für Versuche V7 in den Läufen R3-R4

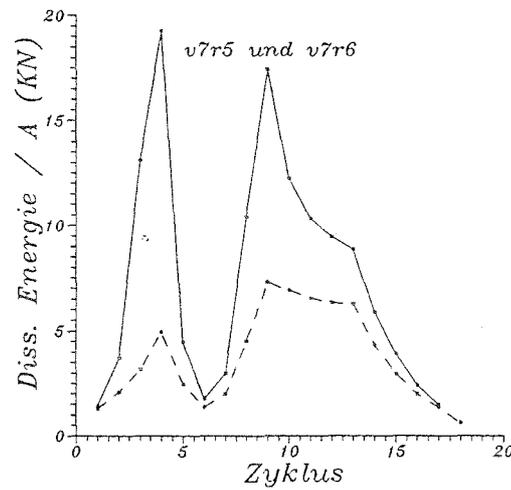


Abbildung 39: Energiedissipation für Versuche V7 in den Läufen R5,R6

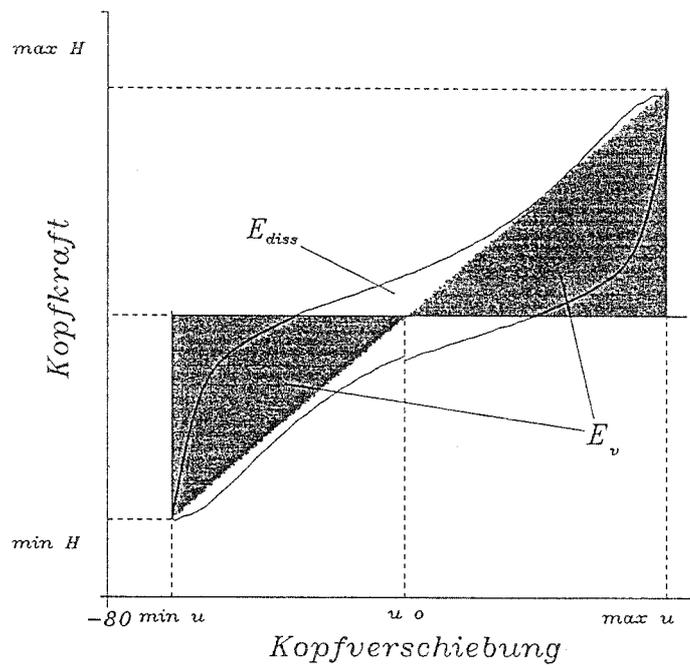


Abbildung 40: Definition der Dämpfung

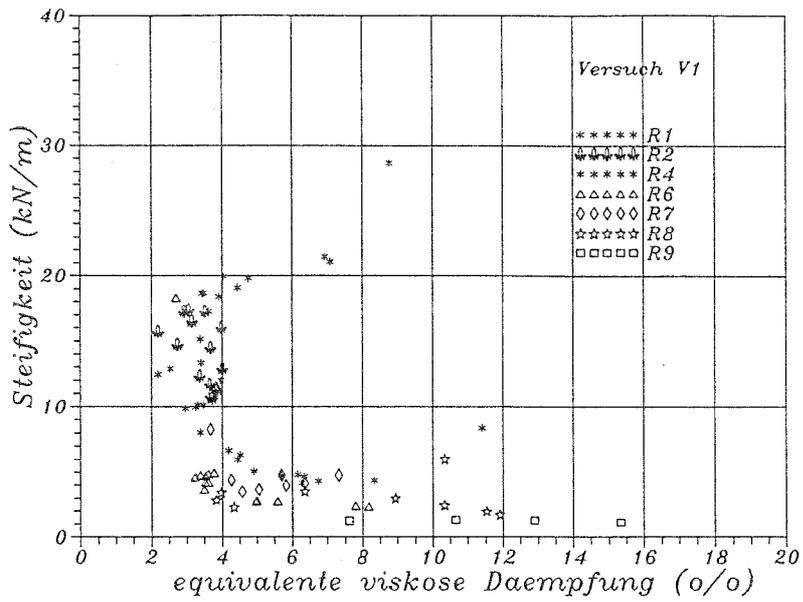


Abbildung 41: Equivalente viskose Dämpfung des Versuches V1

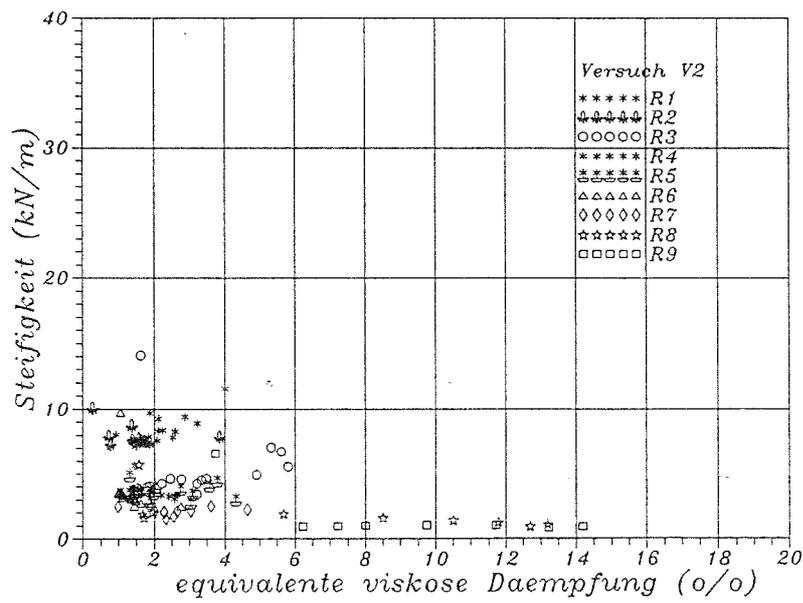


Abbildung 42: Equivalente viskose Dämpfung des Versuches V2

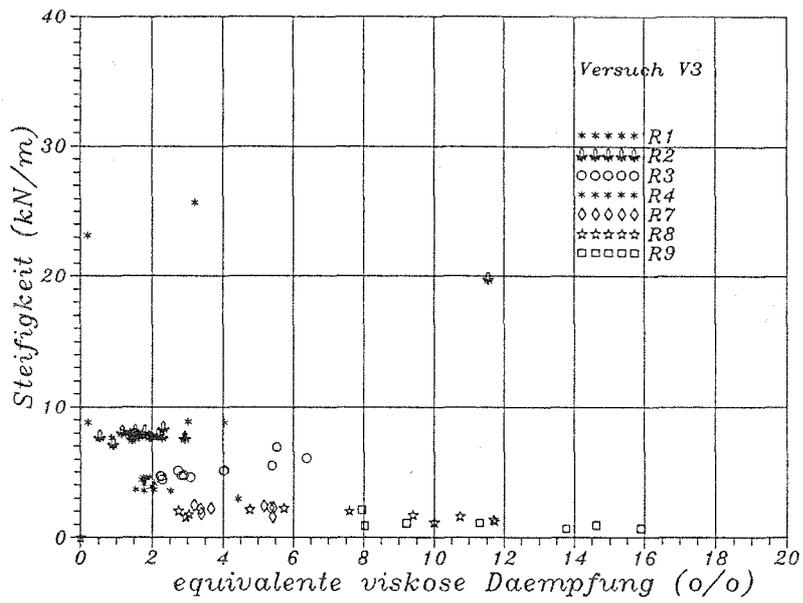


Abbildung 43: Equivalente viskose Dämpfung des Versuches V3

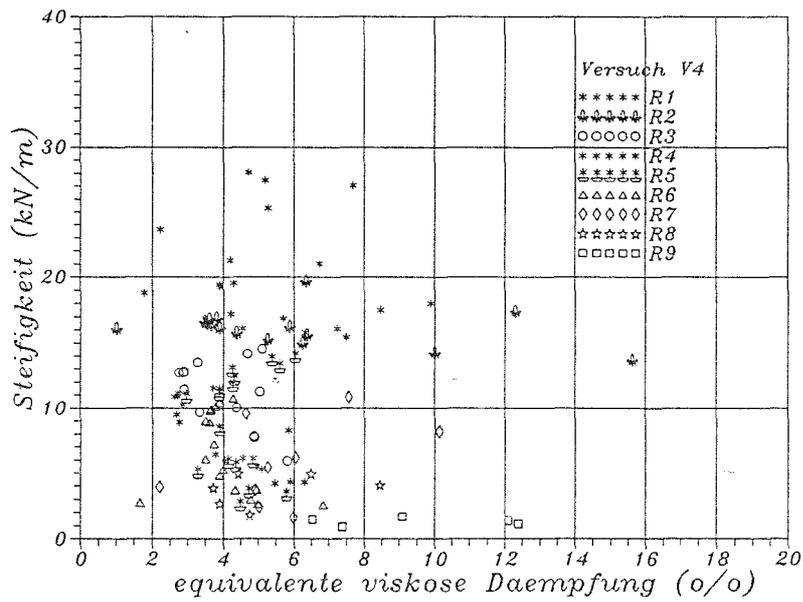


Abbildung 44: Equivalente viskose Dämpfung des Versuches V4

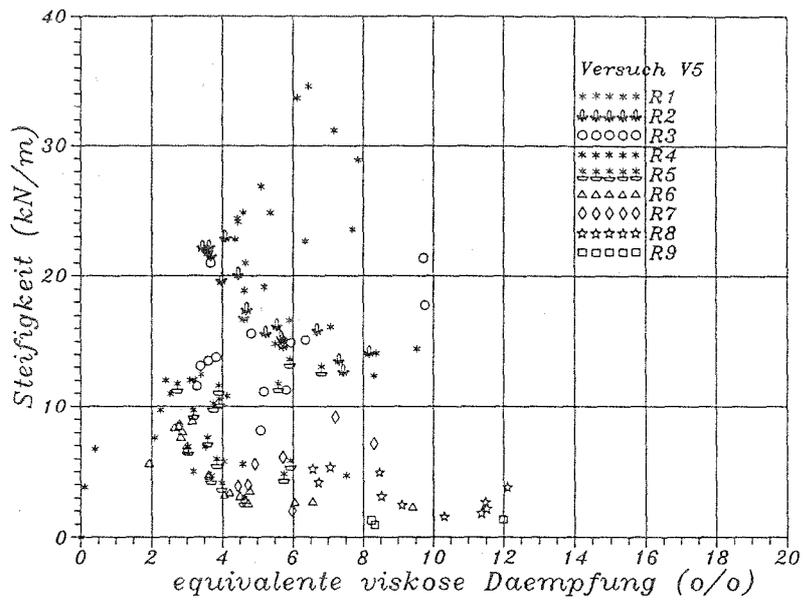


Abbildung 45: Equivalente viskose Dämpfung des Versuches V5

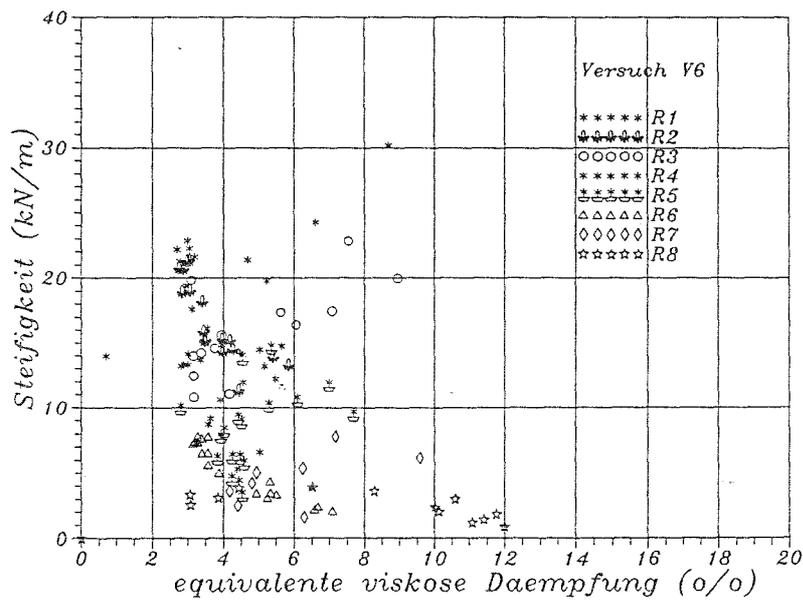


Abbildung 46: Equivalente viskose Dämpfung des Versuches V6

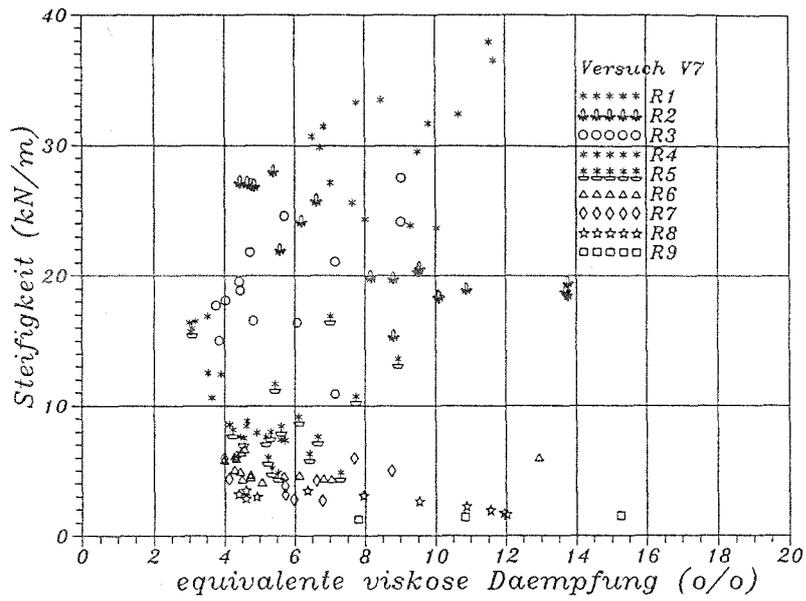


Abbildung 47: Equivalente viskose Dämpfung des Versuches V7

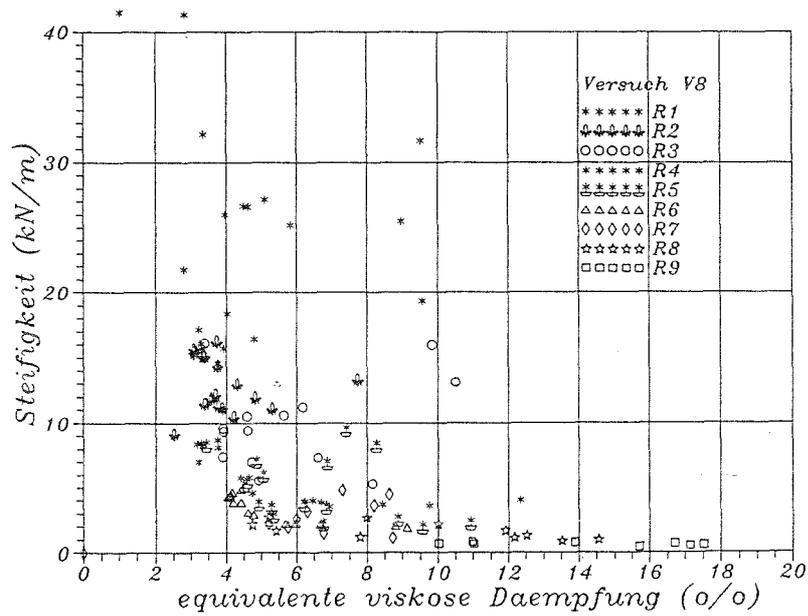


Abbildung 48: Equivalente viskose Dämpfung des Versuches V8

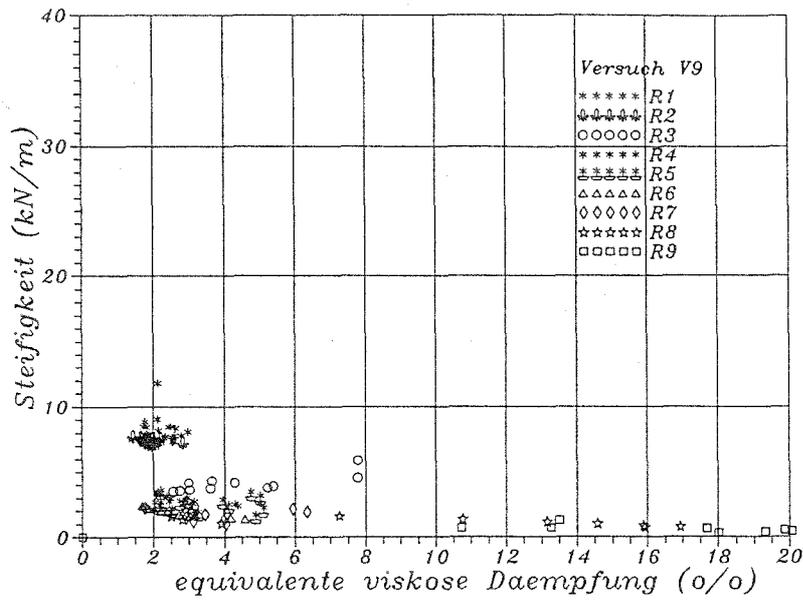


Abbildung 49: Äquivalente viskose Dämpfung des Versuches V9

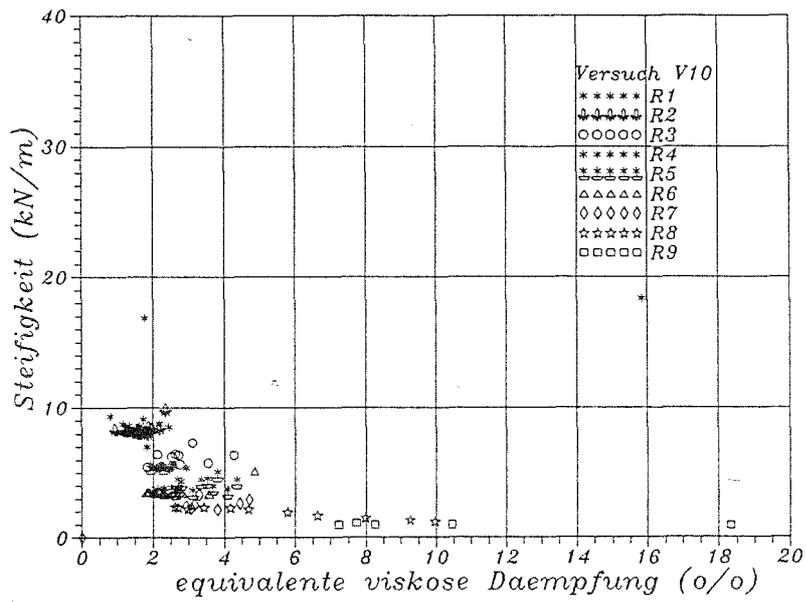


Abbildung 50: Äquivalente viskose Dämpfung des Versuches V10

4 Modellierung ausgefachter Rahmen

4.1 Einleitung

An dieser Stelle werden lediglich die verschiedenen FE-Diskretisierungen erläutert, sowie die gegenüber [29] hinzugekommenen Materialmodelle für die diskrete Abbildung der Steine und Fugen. Die in die Berechnungen aufgenommenen Bruchbedingungen für zugbeanspruchtes Mauerwerk sind ebenfalls dargestellt.

Für eine ausführlichere Darstellung der Materialmodelle der verschmierten FE-Modellierung wird auf [29] verwiesen.

4.2 Diskretisierungen

Bei der Diskretisierung der Versuchsrahmen werden zwei verschiedene FE- Netze verwendet, die in den Abbildungen 51, und 52 dargestellt sind. Die beiden Diskretisierungen unterscheiden sich im wesentlichen in der Detaillierung des ausfachenden Mauerwerks.

Zunächst werden die verwendeten Finiten-Elemente für die Diskretisierungen vorgestellt.

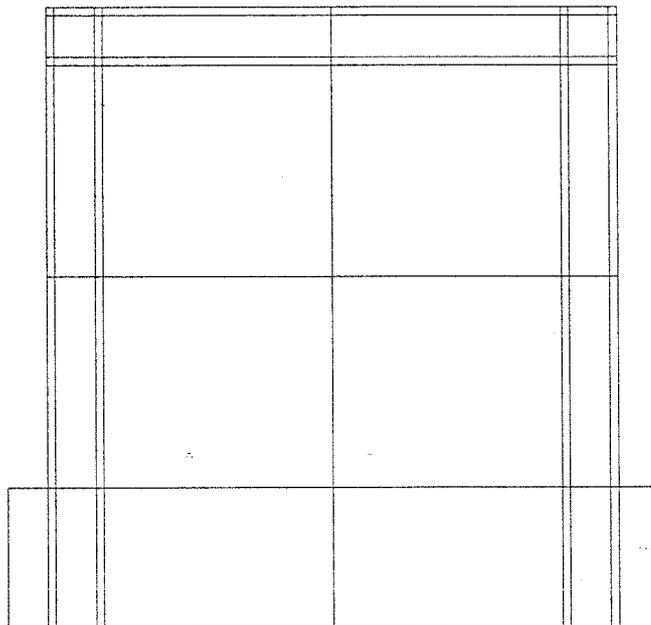


Abbildung 51: Finite-Element-Netz 1 für die ausgefachten Rahmen

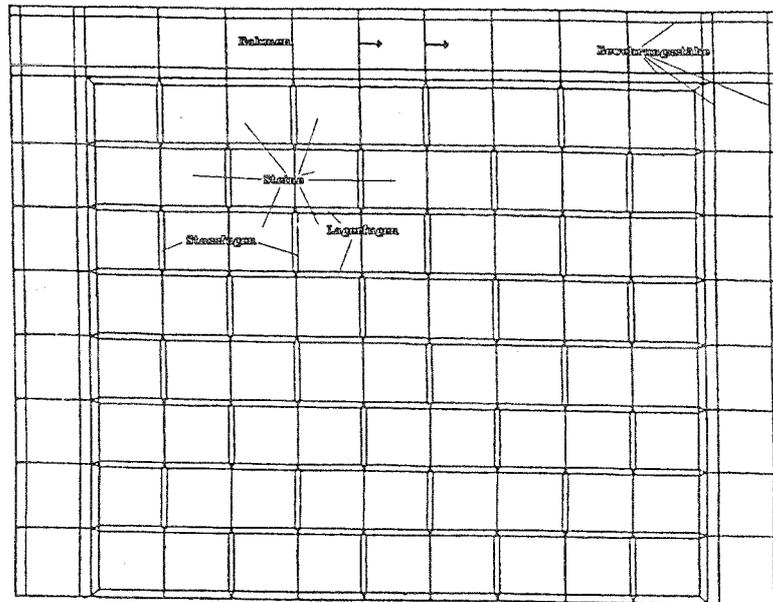


Abbildung 52: Finite-Element-Netz 2 für die ausgefachten Rahmen

4.2.1 Beschreibung der Stahlbetonrahmenmodellierung

Der Stahlbetonrahmen und das Fundament werden mit Scheibenelementen abgebildet. Für die Diskretisierungen (Netz 2) werden isoparametrische 8-Knoten-Scheibenelemente verwendet, die parabolische Verschiebungsverläufe bzw. lineare Spannungsverläufe exakt erfassen können. Für Netz 1 werden höhergradige 15- und 20-Knoten-Scheibenelemente verwendet, wodurch die Elementanzahl deutlich reduziert werden kann. Die Formfunktionen für diese isoparametrischen Elemente wurden mit einem speziellen Formfunktionengenerator generiert und sind im Anhang aufgeführt.

Die **Schubbewehrung** des Rahmens wird verschmiert mit Scheibenelementen abgebildet. Die Elemente werden (vgl. Abbildung 53) über die Beton-Scheiben-Elemente gelegt und sind mit diesen starr verbunden, d.h. zwischen Stahl und Beton wird idealer Verbund angenommen.

Zur diskreten Abbildung der **Biegebewehrung** werden zu den oben beschriebenen Scheiben-Elementen kompatible isoparametrische Stabelemente eingesetzt. Die Stabelemente können nur Axialkräfte aufnehmen. Eine detaillierte Beschreibung der Elemente findet sich in [3]. Die Formfunktionen für die zu den 15- bzw. 20-Knoten-Scheibenelemente kompatiblen 5-Knoten-Stabelemente (Netz 2) sind im Anhang zu finden.

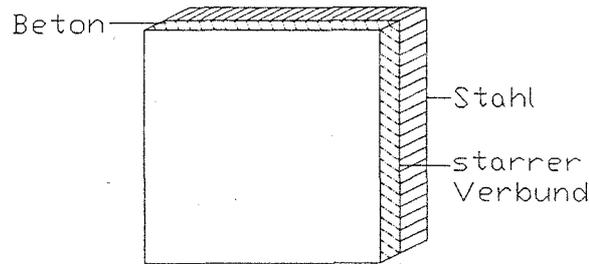


Abbildung 53: Beton- und Stahlelement

4.2.2 Beschreibung der Ausfachungsmodellierung

Wie bereits oben erwähnt, unterscheiden sich die Netze 1 und 2 in der Detaillierung der Ausfachung. Bei der ersten Diskretisierung werden beide Mauerwerkskomponenten *verschmiert* mit 25-Knoten-Scheibenelementen abgebildet, d.h. ein Scheibenelement der Ausfachung stellt einen Mauerwerksausschnitt dar. Die 25-Knoten-Scheibenelemente wurden in Abb.54 gewissermaßen als Makroelemente generiert (s.Anhang), um mit wenigen Elementen auch große Spannungsgradienten erfassen zu können. Solche höhergratige Scheibenelemente wurden auch von Rothe [53] bei der nichtlinearen Berechnung von Stahlbetonschubwänden erfolgreich eingesetzt. Mit der zweiten Detaillierung werden Steine und Mörtelfugen diskret mit 4 - 8-Knoten-Scheibenelementen abgebildet.

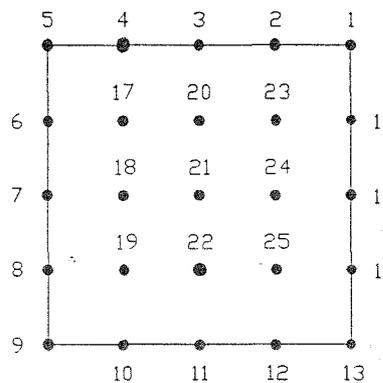


Abbildung 54: 25-Knoten Scheibenelement

Die **Kontakt**fugen zwischen Rahmen und Ausfachung werden mit sogenannten Interface-Elementen abgebildet. Das verwendete Element wurde von Keuser [25] für

die Analyse des Verbundes zwischen Stahl und Beton entwickelt. Das Element hat variable Knotenzahlen von 4 - 10 Knoten und verwendet die gleichen Verschiebungsansätze wie die Stab- und Scheibenelemente. Es ist daher mit den entsprechenden Stab- bzw. Scheibenelementen kompatibel. Das Interface-Element ist ein eindimensionales Element und kann Spannungen in normaler und tangentialer Richtung übertragen. Abbildung 55 zeigt ein solches Element im unverformten und verformten Zustand. Die Spannungen in den Elementen berechnen sich nach den Gleichungen

$$\tau_t = K_t \Delta_t \quad (4)$$

$$\tau_n = K_n \Delta_n \quad (5)$$

Auf die verwendeten $\tau - \Delta$ Beziehungen wird im folgenden bei der Beschreibung der Materialmodelle eingegangen.

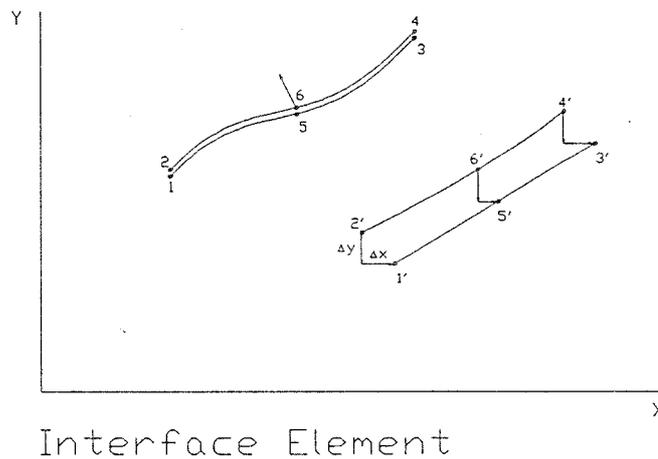


Abbildung 55: Interface-Element im unverformten und verformten Zustand

4.3 Materialmodelle

4.3.1 Ein einfaches orthotropes Materialmodell

Die allgemeinen Beziehungen für ein orthotropes zweiachsiges Materialmodell lassen sich in inkrementeller Form für den ebenen Spannungszustand ausdrücken durch

$$\begin{bmatrix} \Delta\sigma_1 \\ \Delta\sigma_2 \\ \Delta\tau_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} E_1 & \nu_{12}E_{12} & 0 \\ \nu_{12}E_{12} & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta\varepsilon_1 \\ \Delta\varepsilon_2 \\ \Delta\gamma_{12} \end{bmatrix} \quad (6)$$

Das hypoelastische Modell hat drei freie Materialparameter, wenn man aus Symmetriegründen $\nu_{12}E_{12} = \nu_{21}E_{12}$ setzt und den Schubmodul mit $G = (E_1 + E_2)/4$ definiert. Für nichtlineare Materialien wie z.B. Beton wurden zahlreiche Modelle dieser Art vorgeschlagen [17]. Wesentliche Grundlage dieser Modelle ist die Formulierung sogenannter äquivalenter einachsialer Spannungs-Dehnungs-Beziehungen. Außerdem wird die Annahme getroffen, daß die Orthotropiehaupttrichtungen mit den Spannungshaupttrichtungen übereinstimmen und die Richtung der Hauptspannungen mit denen der Hauptdehnungen übereinstimmen. Die Modelle lassen spannungsinduzierte Anisotropie in den Haupttrichtungen zu. Bei der Definition des Schubmoduls wird häufig, wie oben, eine isotrope Abhängigkeit von den E-Moduln in den Orthotropierichtungen vorausgesetzt.

Das Modell wird hier noch weiter vereinfacht, indem der Einfluß der Querdehnung vernachlässigt wird. Dadurch entfällt die Formulierung äquivalenter einachsialer Spannungs-Dehnungs-Beziehungen. Die Vernachlässigung der Querdehnung scheint insbesondere bei der Nachrechnung zyklisch belasteter Bauteile gerechtfertigt, da dort die Druckbereiche häufig bereits vorher infolge Zugbelastung mit Rissen durchsetzt sind. Die vereinfachten Beziehungen 7 lauten:

$$\begin{bmatrix} \Delta\sigma_1 \\ \Delta\sigma_2 \\ \Delta\tau_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} E_1 & 0 & 0 \\ 0 & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta\varepsilon_1 \\ \Delta\varepsilon_2 \\ \Delta\gamma_{12} \end{bmatrix} \quad (7)$$

Für die Annahme, daß Hauptspannungs- und Hauptdehnungsrichtungen übereinstimmen, gelten für die Spannungen und Dehnungen dieselben Transformationsbeziehungen (hier auf das globale X,Y-Koordinatensystem bezogen). Diese Beziehungen sind in [29] zu finden. Verwendet man für die Orthotropierichtungen statt der Hauptachsen die globalen Koordinatenachsen und läßt für die Schubrichtung Anisotropie zu, ist das Modell mit dem in [29] dargestellten verschmierten Mauerwerksmodell identisch.

Das soeben beschriebene Materialmodell wird für die Steine und Mörtelfugen der Diskretisierung 2 verwendet. Im folgenden werden die dazugehörigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen erläutert.

4.3.2 Schubspannungs-Dehnungs-Beziehungen der Steine

Das Steinmaterial wird mit dem oben beschriebenen orthotropen Modell abgebildet. Bis zum Erreichen der einachsigen Druck- bzw. Zugfestigkeit wird lineares Material-

verhalten angenommen. Als E-Modul wird der Sekanten-Modul bei 1/3 der Druckfestigkeit verwendet. Als orthotrope Achsen werden die Hauptspannungsachsen verwendet. Abbildung 56 zeigt den qualitativen Verlauf der Spannungs- Dehnungslinie.

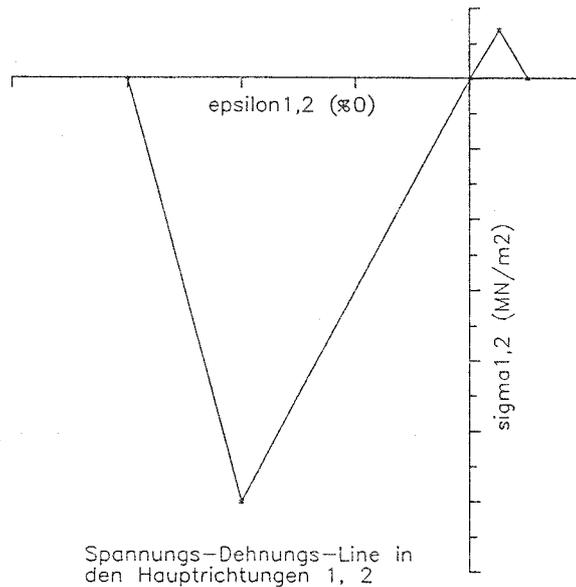


Abbildung 56: Spannungs-Dehnungslinie der Steine

Nach überschreiten der Zugspannung werden die Spannungs- Dehnungsbeziehungen entsprechend denen des Betons bei Ribbildung modifiziert, d.h. es wird auch für den Stein ein verschmiertes rotierendes Ribmodell verwendet.

4.3.3 Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für die Mörtelfugen mit Bruchbedingung

Das Modell ist dem der Steine völlig analog. Neben dem Druck- bzw. Zugversagen infolge Überschreitung der Spannungen in der jeweiligen Hauptrichtung, wird nach der Transformation der Spannungen normal und parallel zu den Lagerfugen auf Zugversagen normal zur Fugenrichtung (für Stoß- und Lagerfugen) und Schubversagen parallel zur Fugenrichtung überprüft (Überschreiten der Haftzugfestigkeit). Wird Gleiten in der Fuge festgestellt, wird die Schubspannung auf den aus der Mohr-Coulomb-Bruchbedingung resultierenden Wert beschränkt und der Gleitmodul als Sekanten-Modul mit

$$G = \frac{\tau}{\gamma_{pn}} \quad (8)$$

berechnet.

Das Scheibenelement übernimmt mit diesem Materialmodell also zwei Funktionen. Einerseits bildet es die Mörtelfuge selbst ab und andererseits den Verbund Stein/Fuge. Es wirkt damit wie ein Kontaktelement mit endlicher Ausdehnung.

Schubspannungs-Dehnungs-Beziehungen der Mörtelfugen

Die $\tau - \gamma$ -Beziehungen der Mörtelfugen für Leichtbetonmauerwerk (V4) und Hochlochziegelmauerwerk (V5) wurden aus den gemessenen Dehnungen der getesteten Mauerwerkswände (Bezeichnungen s. Abb. 57, Kapitel 3) mit den nachstehenden Beziehungen abgeleitet.

Mittlerer Schubmodul der Steine:

$$\bar{E} = \frac{E_{st,n} + E_{st,p}}{2} \quad (9)$$

$$G_{st} = \frac{\bar{E}}{2(1 + \nu)} \quad (10)$$

$$G_{st} = \frac{\bar{E}}{2(1 + \nu)} \quad (11)$$

Transformation der Schubspannungen und Schubdehnungen in Richtung der Lagerfugen:

$$\tau = \sigma_n \sin \alpha \cos \alpha \quad (12)$$

$$= \frac{1}{2} \sin 2\alpha \quad (13)$$

$$\gamma_t = -(\epsilon_p - \epsilon_n) \sin 2\alpha \quad (14)$$

Die Schubdehnungen der Lagerfugen ergeben sich dann aus der Differenz der totalen Dehnungen und der Steindehnungen zu:

$$l_{mo} = 2 h_{mo} \quad (15)$$

$$\gamma_{mo} = \frac{\gamma_{tot} l_{tot} - \frac{\tau}{G_{st}} l_{st}}{l_{mo}} \quad (16)$$

Daraus ergaben sich für die Modellierung der Mörtelfugen bei Diskretisierung 2 die in Abb. 58 dargestellten Kurven. Für das Kalksandsteinmauerwerk wurde wegen der sehr geringen Haftscherfestigkeiten ein Abschätzungen wie in Abb. 58 dargestellt, verwendet.

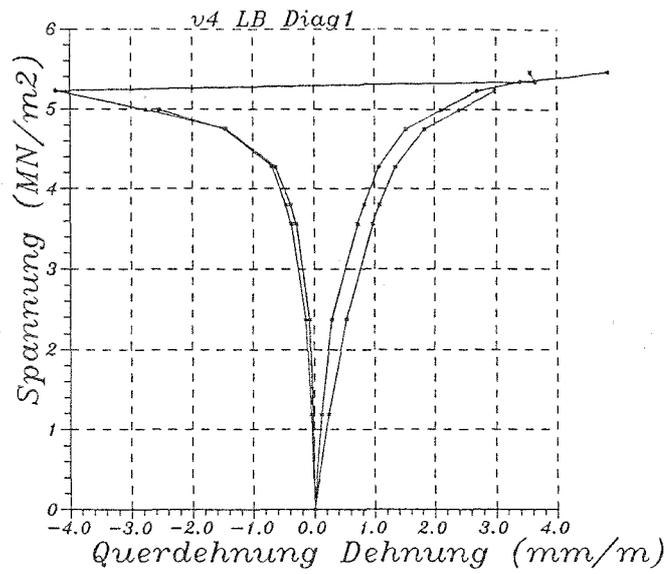


Abbildung 57: Gemessene Dehnungen an einem Diagonalprüfkörper (hier für V4)

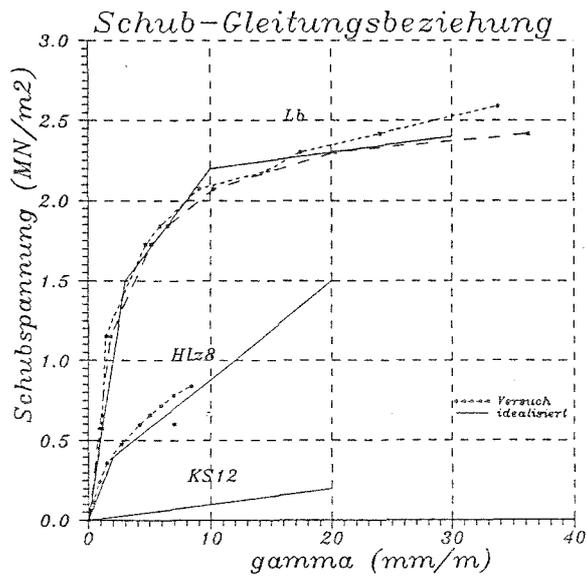


Abbildung 58: $\tau - \gamma$ -Beziehungen der Mörtelfugen, Versuche V4 und V5

4.3.4 Materialmodell für die Kontaktfuge Rahmen/Mauerwerk

Für die Interface-Elemente zur Modellierung des Kontaktes zwischen Rahmen und Mauerwerk bei voll vermörtelter Fuge zwischen Rahmen und Ausfachung wird für die tangentielle Richtung das in Abbildung 59 dargestellte Verhalten angenommen. Der plastische Ast der Spannungs-Schlupf-Beziehung wird entsprechend der aus den Materialversuchen zurückgerechneten $\tau - \gamma$ -Beziehungen festgelegt. Mit der Mohr-Coulomb'schen Bruchbedingung wird das Schubversagen überprüft.

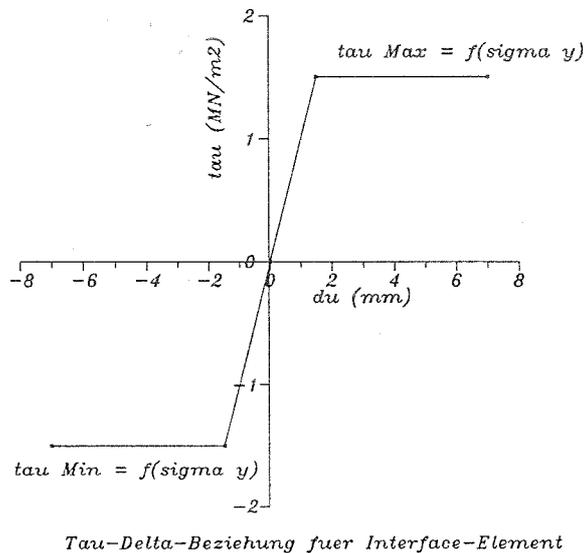


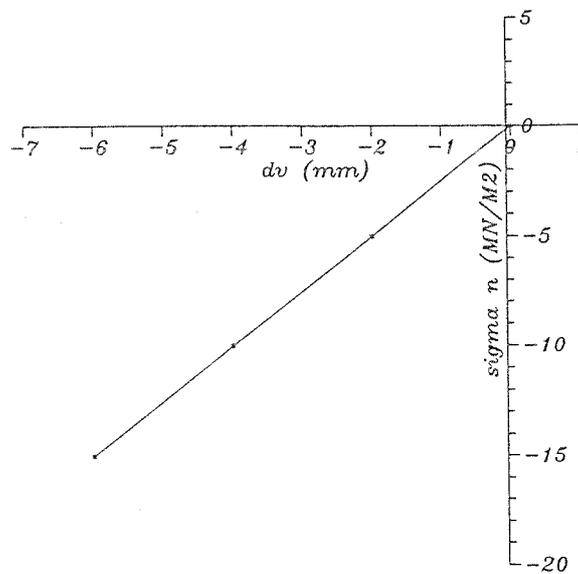
Abbildung 59: $\tau_t - \Delta_t$ -Beziehung für Fuge Rahmen/Mauerwerk für Versuch V4-V10

Die Spannungs-Schlupf-Beziehung in normaler Richtung ist in Abbildung 60 dargestellt. Die Zugfestigkeit der Fuge wird zu Null gesetzt, und für die Druckfestigkeit wird die des Mörtels angenommen.

4.3.5 Zugbruchbedingungen

Für das verschmierte Mauerwerksmodell, das bei der Diskretisierung 1 (wie auch in [29]) verwendet wurde, wurden neben den Bruchbedingungen von Mann/Müller [40] bzw. Ganz/Thürlimann [20] einfache Zugbruchbedingungen implementiert.

Schließt man Zugspannungen in einer Wandscheibe völlig aus führt dies zu einer Unterschätzung der zu erwartenden Traglast. Besonders zur Lösung von Lastausbreitungsproblemen ist die Aufnahme von Zugkräften erforderlich. Nicht zuletzt läßt man in einer nichtlinearen Berechnung häufig geringe Zugspannungen zu, um das Konvergenzverhalten einer Berechnung zu stabilisieren. Auf das Ergebnis haben diese



Normalspannungs-Delta-Beziehung
fuer Interface (steifes Modell)

Abbildung 60: $\sigma_n - \Delta_n$ -Beziehung für Fuge Rahmen/Mauerwerk für Versuch v4-V10

Zugspannungen eine untergeordnete Bedeutung. Es werden deshalb einfache Zugbruchbedingungen in Richtung der Lager- bzw. Stoßfugen verwendet, die aus einer Gleichgewichtsbetrachtung gewonnen werden können.

1. Zugversagen normal zur Lagerfuge

$$\sigma_n \leq f_z n \quad (17)$$

2. Zugversagen parallel zur Lagerfuge mit $f_{zp} \approx f_{zn}$ Fast identische Bedingungen enthält auch DIN 1053 Teil 2.

Versagen der Lagerfugen:

$$\sigma_p \leq f_{zp} - \sigma_n \cdot \mu \quad (18)$$

Versagen der Steine:

$$\sigma_p \leq \frac{f_{zp}}{2} \quad (19)$$

Solange die Zugfestigkeit f_{zp} gering ist wird das Versagen in den Fugen auftreten. Bei hochwertigem Mörtel verliert der Einfluß der Normalspannungen σ_n an Bedeutung. Zugversagen kann dann auch in den Steinen auftreten. Für die Zugfestigkeit könnte analog zu den Schubbruchbedingungen auch die Kohäsion eingesetzt werden. Hier wird jedoch die i.a. geringere Zugfestigkeit normal zu den Lagerfugen benutzt.

3. Vollständiges Zugversagen

Da die Zugfestigkeiten von Mauerwerk ohnehin mit Vorsicht berücksichtigt werden sollten, wird auf eine kompliziertere Ableitung verzichtet und vereinfachend die Haftzugfestigkeiten des Mauerwerks normal und parallel zu den Lagerfugen verwendet.

$$\sigma_n \leq f_{zn} \sigma_p \leq f_{zp} \quad (20)$$

Bei auftretenden Zugspannungen normal zu den Lagerfugen werden keine Schubspannungen zugelassen. Treten allein Zugspannungen parallel zu den Lagerfugen auf, werden Schubspannungen zugelassen.

Die Bruchbedingungen wurden zusammen mit dem Werkstoffgesetz von Page/Dhanasekar (s.unten) in das FE-Program SNAP [28] implementiert [4] und bei der Nachrechnung der Versuche verwendet.

4.4 Nachrechnung von Versuchen

4.4.1 Ablauf der nichtlinearen FE-Berechnung

Die nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung wird im Programm SNAP inkrementell durchgeführt. Die Iterationsalgorithmen sind hinreichend bekannt. Hier wird nur der allgemeine Ablauf dargestellt, weil neben der Iteration infolge Materialnichtlinearitäten auch Bruchbedingungen überprüft werden müssen, die eine zusätzliche Nichtlinearität darstellen.

Nach dem dem Aufstellen des momentanen globalen Lastvektors, werden die globalen Gleichgewichtsgleichungen gelöst und daraus die Knotenverschiebungen berechnet. Bei der darauffolgenden *Rückrechnung* werden aus den Knotenverschiebungen die Elementdehnungen in den Integrationspunkten berechnet, und dann die Elementspannungen und die neuen E-Moduln entsprechend der nichtlinearen Materialmodelle ermittelt.

Anschließend werden die Bruchbedingungen in jedem Integrationspunkt mit einer speziellen Iteration überprüft. Werden eine oder mehrere Bruchbedingungen verletzt, werden die Nummern der Bruchbedingungen gespeichert. Erst im darauffolgenden Lastschritt werden die zugehörigen Spannungen und E-Moduln modifiziert. Modifiziert man die Spannungen direkt, treten Konvergenzprobleme auf, da der zu den Bruchbedingungen gehörige Spannungssatz noch nicht ausiteriert ist. Die Konvergenzschwierigkeiten konnten mit der zuerst genannten Vorgehensweise umgangen werden. Der Bruch "hinkt" gewissermaßen immer einen Lastschritt hinterher. Vergleichsrechnungen haben jedoch gezeigt, daß der Einfluß bei geeigneter Wahl der Lastinkremente

vernachlässigbar ist.

Aus den Elementspannungen werden die inneren Elementknotenkräfte berechnet und zum gesamten inneren Vektor der Knotenkräfte über alle Elemente aufsummiert. Nach beendeter Iteration, wird die Last um ein Inkrement erhöht und dann der nächste Lastschritt berechnet. Andernfalls wird ein weiterer Iterationsschritt durchgeführt. Der nächste Iterationsschritt kann wahlweise mit der alten Systemsteifigkeitsmatrix berechnet werden oder mit der aus den neuen E-Moduln berechneten.

4.5 Nachrechnung der Versuche von Dhanasekar / Kleeman / Page

An dieser Stelle soll vor der Nachrechnung der eigenen Versuche die Nachrechnung von Versuchen aus der Literatur vorgestellt werden, um insbesondere die verschmierte Modellierung des Mauerwerks zu verifizieren. Es wurden dazu die Versuche von Page/Kleemann/Dhanasekar nachgerechnet, die ihrerseits ein verschmiertes Materialmodell vorschlugen. Die nichtlinearen Materialbeziehungen ermitteln die Autoren aus umfangreichen Versuchen, die von ihnen an zweiachsig beanspruchten Mauerwerksscheiben durchgeführt wurden. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen werden mit Hilfe des bekannten Ramberg-Osgood Ansatzes

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} + \left(\frac{\sigma}{B}\right)^n \quad (21)$$

dargestellt.

Der erste Ausdruck in Gl. 21 beschreibt den elastischen, der zweite den plastischen Anteil. Die Beziehung sagt über den gesamten Spannungsbereich nichtlinearplastische Dehnungsanteile $\epsilon_{pl} = (\sigma/B)^n$ voraus. Der Ansatz beinhaltet die isotrope Abhängigkeit der nichtlinearen Verformungsanteile. Da das Mauerwerk i. a. jedoch kein isotroper Werkstoff ist, lieferte der Ansatz keine zufriedenstellenden Ergebnisse. Die Ramberg-Osgood-Beziehungen wurden von den Autoren deshalb dahingehend geändert, daß die nichtlinearen Dehnungsanteile normal und parallel zu den Lagerfugen des Mauerwerks allein von den Spannungen in den jeweiligen Richtungen abhängen. Dasselbe gilt für die Gleitungen. Die modifizierten nichtlinearen Anteile stellen sich wie folgt dar:

$$\begin{pmatrix} \epsilon_n \\ \epsilon_\gamma \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_n \\ B_n \end{pmatrix}^{n_n} \quad (22)$$

$$\begin{pmatrix} \epsilon_p \\ \epsilon_\gamma \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_p \\ B_p \end{pmatrix}^{n_p} \quad (23)$$

$$\begin{pmatrix} \epsilon_{np} \\ \epsilon_\gamma \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_{np} \\ B_{np} \end{pmatrix}^{n_{np}} \quad (24)$$

Die Parameter n und B der jeweiligen Richtung wurden mittels Regressionsrechnungen aus den Versuchsdaten ermittelt. Die gesamten inkrementellen Spannungs-Dehnungsbeziehungen werden durch die nachstehenden Gleichungen wiedergegeben (hier in inverser Form).

$$\begin{bmatrix} \delta\epsilon_n \\ \delta\epsilon_p \\ \delta\epsilon_{np} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_n} + \frac{1}{H_n} & -\frac{\nu}{E_n} & 0 \\ -\frac{\nu}{E_p} & \frac{1}{E_p} + \frac{1}{H_p} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{G} + \frac{1}{H_{np}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta\sigma_n \\ \delta\sigma_p \\ \delta\sigma_{np} \end{bmatrix} \quad (25)$$

mit

$$\delta \epsilon_{pl} = \frac{\delta \sigma}{H} \quad (26)$$

$$H_n = \frac{B_n}{n_n} \left(\frac{\sigma_n}{B_n} \right)^{1-n_n} \quad (27)$$

$$H_p = \frac{B_p}{n_p} \left(\frac{\sigma_p}{B_p} \right)^{1-n_p} \quad (28)$$

$$H_s = \frac{B_{np}}{n_{np}} \left(\frac{\sigma_{np}}{B_{np}} \right)^{1-n_{np}} \quad (29)$$

Mit dem Materialmodell rechnen die Autoren ihre eigenen Versuche an ausgefachten Stahlrahmen (s. Abb. 61) nach. Sie erhalten dabei sehr gute Übereinstimmungen zwischen Versuch und Rechnung (s. Abb. 62). Das jeweilige Versagen wird, mit aus ihren Mauerwerksversuchen experimentell ermittelten Bruchbedingungen ermittelt. Ihre Nachrechnungen stimmen darin ebenfalls mit ihren Versuchen überein.

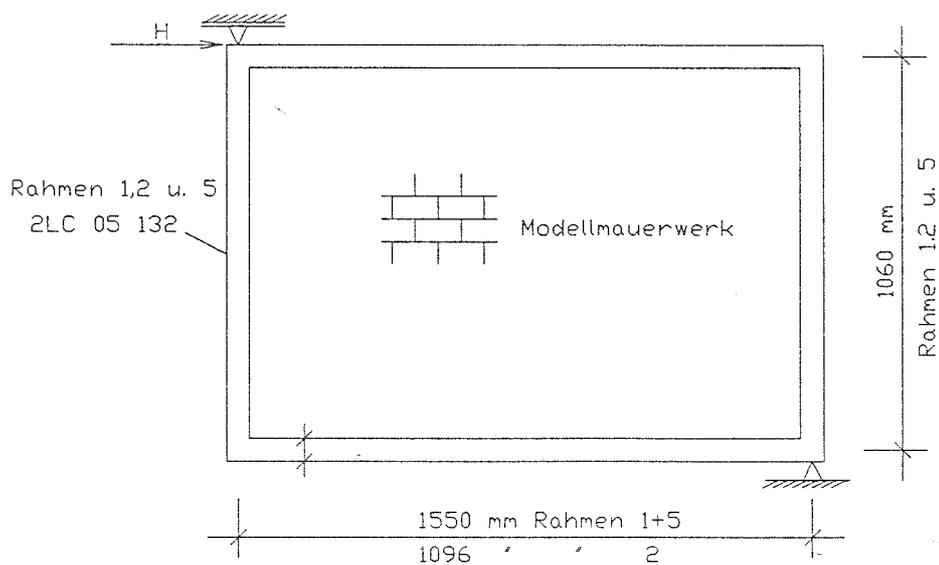


Abbildung 61: Versuchskörper von Dhanasekar/Kleeman/Page

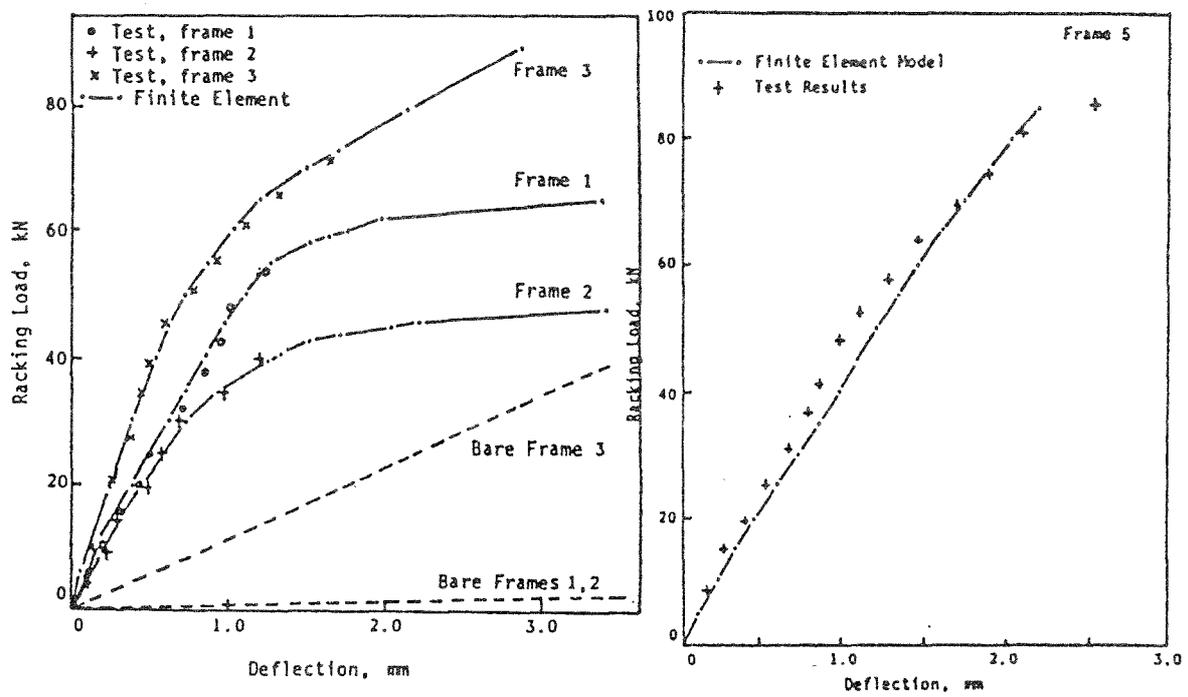


Abbildung 62: Nachrechnungen von Dhanasekar/Kleeman/Page

[14]

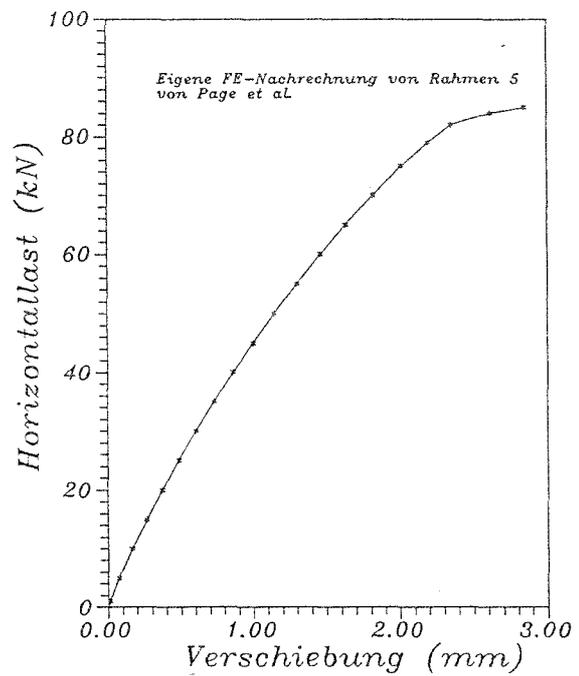
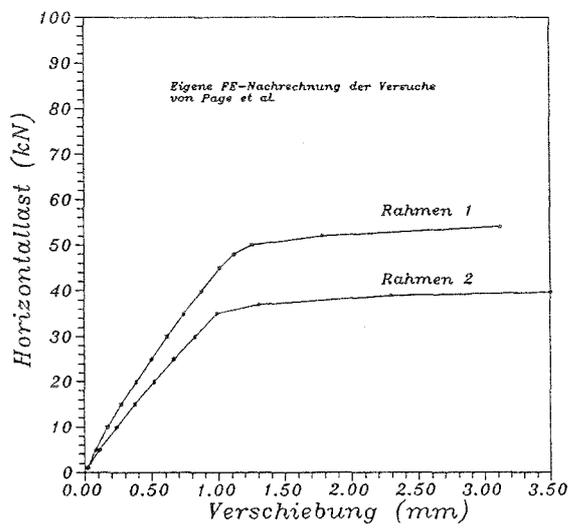


Abbildung 63: Eigene Nachrechnungen von Versuchen von Dhanasekar/Kleeman/Page

Die Ergebnisse der Nachrechnungen dieser Versuche mit dem hier vorgeschlagenen Materialmodell unter Verwendung der Bruchbedingungen von Mann/Müller bzw. Ganz/Thürlimann sind in Abbildung 63 zu sehen. Vergleicht man die eigenen Ergebnisse mit denen von Dhanasekar/Kleeman/Page stellt man eine zufriedenstellende Übereinstimmung fest. Tabelle 15 faßt die Ergebnisse noch einmal zusammen. Die Versagensmechanismen sind in der Tabelle mit aufgeführt. Sie stimmen für die eigenen Nachrechnungen ebenfalls mit den Versuchsbeobachtungen von Page/Kleemann/Dhanasekar überein.

Rahmen Nr.	Ergebnis gemessen [kN]	Dhan./Klee./Page FE [kN]	eigene FE-Rechnung [kN]
1	55.5	57	52
2	45.0	43	39
3	85.5	85	82

Tabelle 15: Traglasten der Versuche von Dhanasekar/Kleeman/Page, Versuch und Rechnung

Die Versuche von Page/Kleeman/Dhanasekar wurden noch einmal nachgerechnet, indem linear elastisches Materialverhalten für die Ausfachung angenommen wurde. Die Nichtlinearität bestand dann lediglich in der Modifizierung der Spannungen und E-Moduln infolge der Verletzung der Bruchbedingungen. Das Ergebnis für den Versuchsrahmen 1 von Page/Kleeman/Dhanasekar ist in Abb. 64 dem Ergebnis mit nichtlinearem Materialmodell gegenübergestellt. Daraus läßt sich erkennen, daß bei der vorgegebenen Belastung im wesentlichen die Bruchbedingungen über das nichtlineare Verhalten des ausgefachten Rahmens entscheiden.

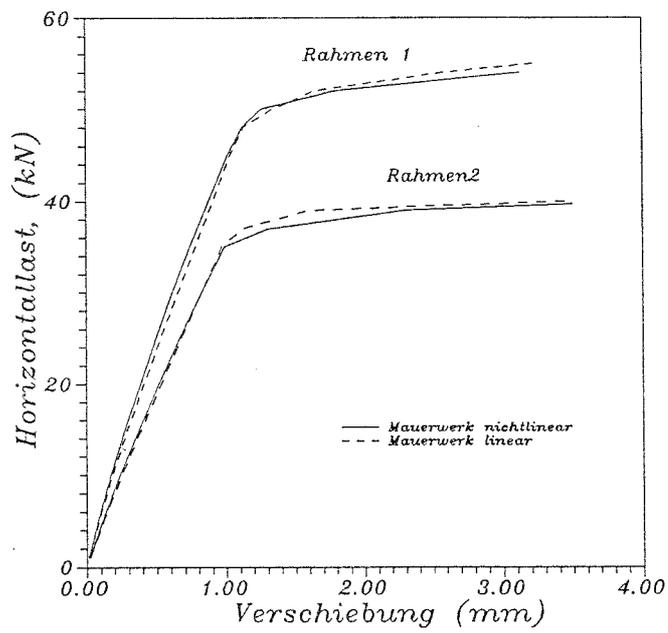


Abbildung 64: Nachrechnung eines Versuches von Dhanasekar/Kleeman/Page mit linearem Werkstoffgesetz für Mauerwerk

4.6 Nachrechnung der eigenen Versuche

4.6.1 Berechnung mit dem verschmierten Mauerwerksmodell (Diskretisierung 1)

Zunächst werden die Ergebnisse der Nachrechnung für die unausgefachten Rahmen dargestellt. In den Abbildungen 65- 67 sind einige berechnete Einhüllende den aus den Messungen resultierenden Einhüllenden gegenübergestellt.

Die berechneten Traglasten stimmen, bis auf die bei V8, gut mit den Versuchsergebnissen überein. Die Steifigkeiten werden zufriedenstellend ermittelt. Die berechneten Versagensarten decken sich mit dem in den Versuchen beobachteten.

Die berechnete Rißbildung deckt sich auch mit der in den Versuchen beobachteten. So entstehen die ersten Risse bei der FE-Rechnung auch an der innen liegenden Ecke der Rahmenknoten. Bei gesteigerter Last entwickeln sich zunehmend Biegerisse entlang der Stiele und des Riegels. Bei den Nachrechnungen fängt kurz vor Erreichen der Traglast die Bewehrung der Stiele an der Einspannstelle zu fließen an. In den weiteren Lastschritten wird schließlich die Betondruckzone der Stiele an der Einspannstelle zerstört. Damit stimmt die Nachrechnung auch mit dem im Versuch beobachteten Versagen überein.

Die Abbildungen 68-72 zeigt, daß die Rechnung mit den Versuchsergebnissen zufriedenstellend übereinstimmt. Sowohl Steifigkeit und Traglast, als auch die ermittelten Bruchmechanismen werden realitätsnah wiedergegeben. Nach Auswertung der Nachrechnungen stellt sich das Trag- und Verformungsverhalten der ausgefachten Rahmen wie folgt dar.

1. Der Rahmen lößt sich schon im ersten Lastschritt bei $\approx 0,5 - 0,7mm$ Kopfverschiebung von der Ausfachung.
2. Erste Risse treten an den Rahmenecken und an den Stielenden auf.
3. Gleichzeitig mit 1. + 2. baut sich eine zunehmend beanspruchte Druckdiagonale in der Ausfachung auf.
4. Die Ausfachung beginnt in der Mitte auf Schub zu versagen. Die Spannungen lagern sich um.
5. Mit der Spannungsumlagerung baut sich je eine Druckstrebe ober- und unterhalb der Ausfachung auf.
6. Die beiden Druckstreben versagen infolge Schub oder Zug in den Fugen. Die Ausfachung fällt zunehmend aus.
7. Mit dem Ausfall der Ausfachung versagen die Druckzonen an den Stielenden, wobei die Biegezugbewehrung zunehmend plastifiziert. Das System wird schließlich instabil.

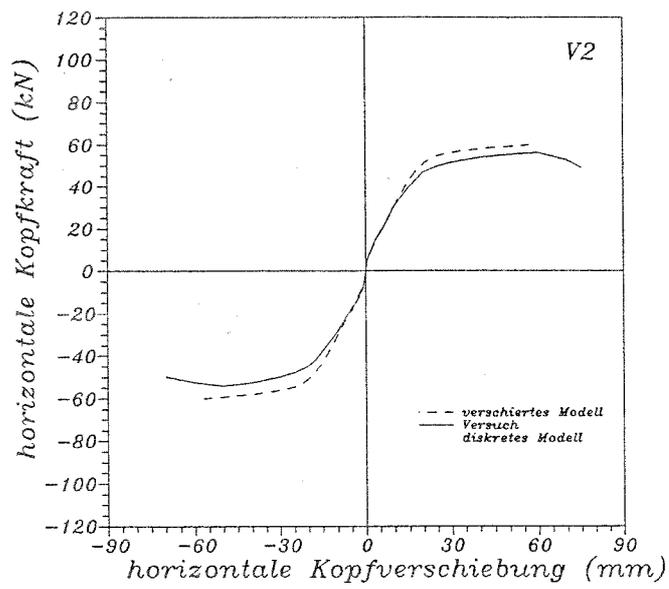


Abbildung 65: Nachrechnung Versuch 2

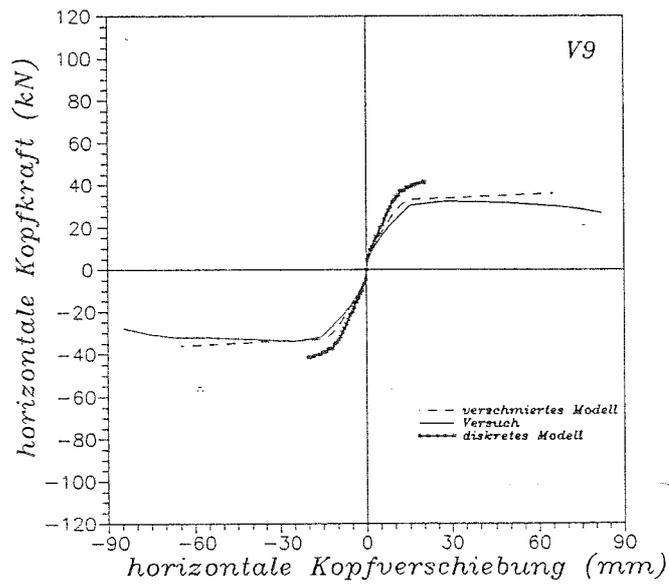


Abbildung 66: Nachrechnung Versuch 9

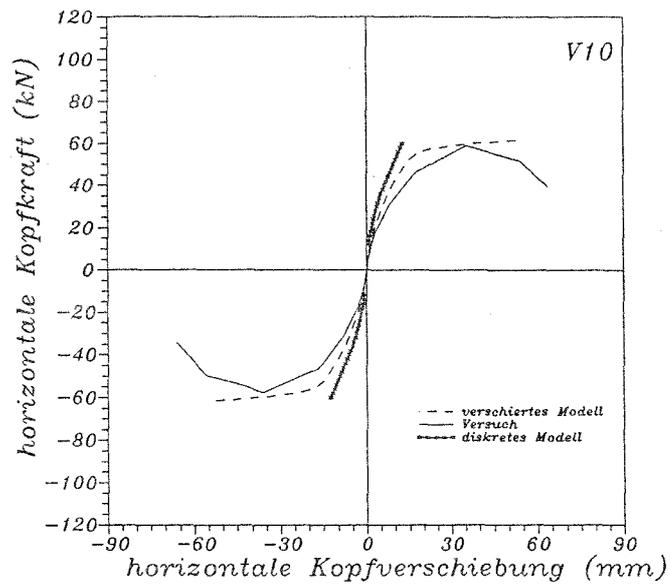


Abbildung 67: Nachrechnung Versuch 10

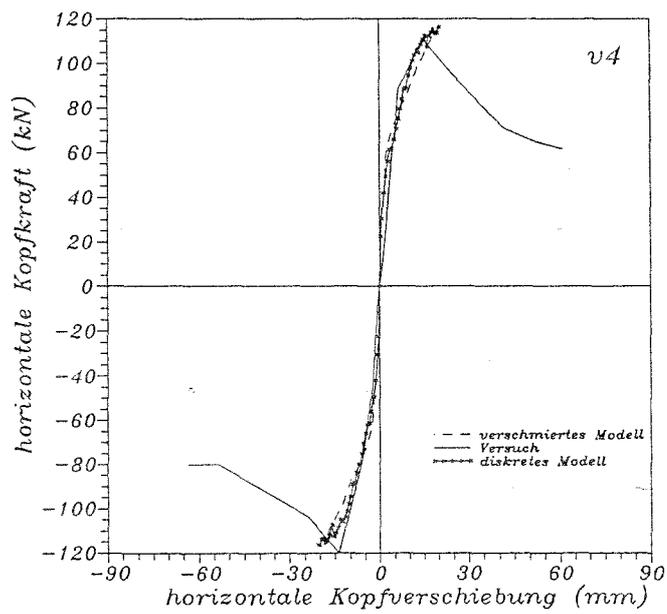


Abbildung 68: Nachrechnung Versuch 4

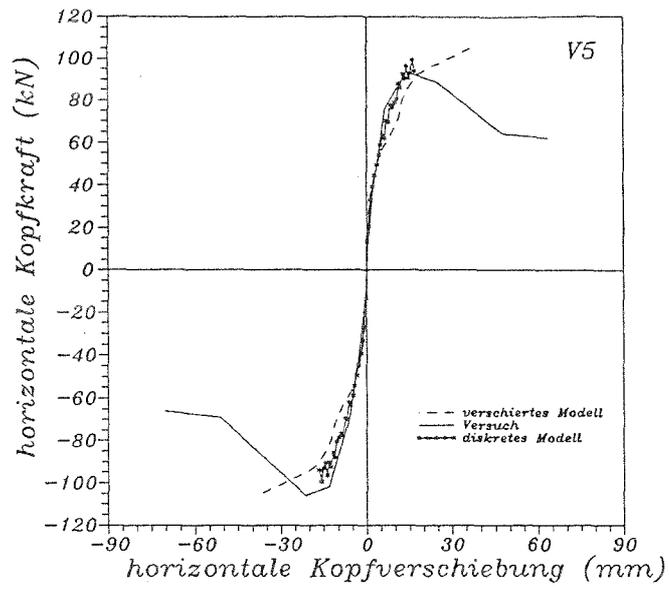


Abbildung 69: Nachrechnung Versuch 5

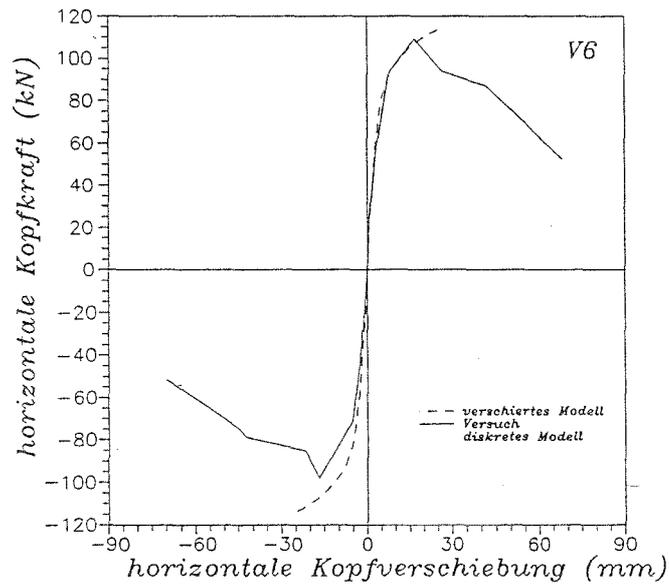


Abbildung 70: Nachrechnung Versuch 6

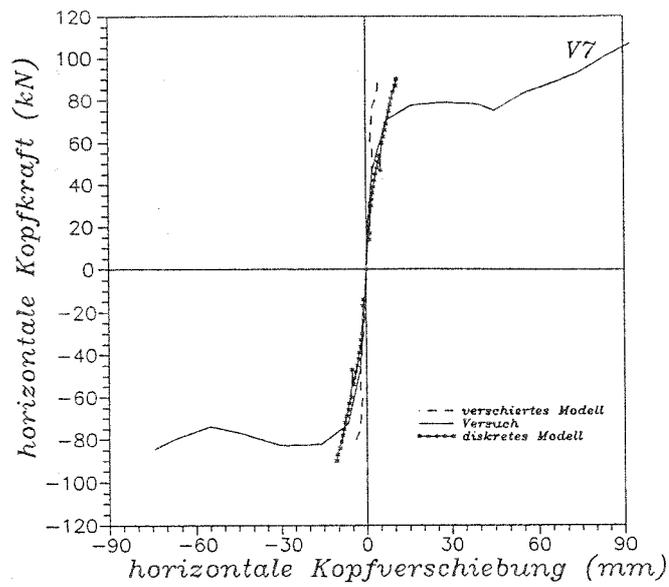


Abbildung 71: Nachrechnung Versuch 7

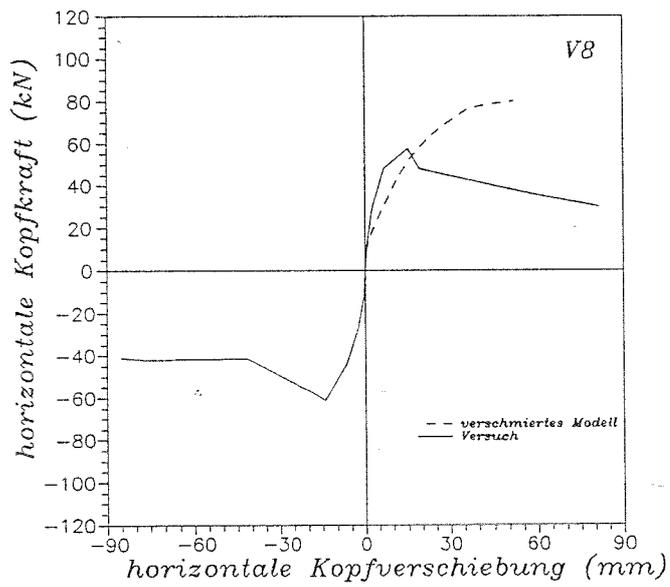


Abbildung 72: Nachrechnung Versuch 8

Mit zunehmendem Versagen der Ausfachung verschlechtert sich die Konvergenz der Berechnung. Die Bruchgebiete werden zu groß, sodaß die verschmierte Modellierung des diskontinuierlichen Verhaltens der Ausfachung mit Hilfe eines kontinuierlichen Ansatzes hier an seine Grenzen stößt.

Dennoch kann festgestellt werden, daß das vorgeschlagene verschmierte Mauerwerksmodell in Verbindung mit den angegebenen Bruchbedingungen das Verhalten ausgefachter Rahmen zufriedenstellend abbildet.

4.6.2 Berechnung mit dem diskreten Mauerwerksmodell (Diskretisierung 2)

Die berechneten Ergebnisse ([19]) sind in den Abbildungen 66, 67, 68 und 69 mit dargestellt. Das globale Verhalten der ausgefachten Rahmen wird mit dieser Modellierung zufriedenstellend abgebildet. Der Berechnungsverlauf ist mit dem der verschmierten Modellierung vergleichbar. Deutlicher als dort lassen sich jedoch die Bildung der Nebendiagonalen und die Rissbildung in der Ausfachung erkennen. Die mit steigender Verformung zunehmenden Diskontinuitäten in der Ausfachung sind eindeutig auf die Mörtelfugen beschränkt. Ganze Steinreihen gleiten nach Überschreiten der Haftzug- bzw. Haftscherfestigkeit entlang der Lagerfugen. Wie im Versuch beobachtet reißen bei Erreichen der Maximallast einzelne Steine in den belasteten Ecken. Im Rahmen fließt die Zugbewehrung, bevor die Betondruckfestigkeit der Druckzonen an den Stielenden erreicht ist.

4.7 Schlußfolgerungen

Mit den gewählten Finite Elementdiskretisierungen und den verwendeten Materialmodellen läßt sich das nichtlineare Verhalten ausgefachter Stahlbetonrahmen zufriedenstellend modellieren. Steifigkeit, Tragfähigkeit und Bruchmechanismen werden damit zutreffend ermittelt. Wesentliche Einflußgrößen für das nichtlineare Verhalten der Ausfachung stellen weniger die Materialnichtlinearitäten als die durch die Bruchbedingungen hervorgerufenen Nichtlinearitäten dar. Die dazu entwickelten Bruchbedingungen geeignet das Bruchverhalten von schubbeanspruchtem Mauerwerk zu beschreiben. Wesentlich für die Bruchbedingungen ist die realitätsnahe Ermittlung der darin eingehenden Materialparameter, insbesondere zur Festlegung des Haftverbundes zwischen Steinen und Mörtelfugen. Dahingehend weiterführende Forschungsergebnisse sind deshalb von allgemeinem Interesse bei der Modellierung des nichtlinearen Verhaltens von Mauerwerk. Bei der nichtlinearen Berechnung ausgefachter Stahlbetonrahmen kann man in guter Näherung das Mauerwerk linear elastisch mit z.B. seinem Sekantenmodul $E = \sigma_u / \epsilon_{ps_u}$ abbilden und die Materialnichtlinearität auf den Beton und den Stahl beschränken. Das verschmierte Mauerwerksmaterialmodell eignet sich aufgrund seiner Voraussetzungen nur bedingt für die Berechnung von Mauerwerk unter ausgeprägter

zweiachsialer Druckbeanspruchung. Hier sind weitere Untersuchungen notwendig.

5 Parameterstudien und Ableitung von Ersatzmodellen

5.1 Modellbildung

Zur Ableitung der Ersatzmodelle werden hinsichtlich der Belastung zwei verschiedene Systeme betrachtet.

1. Ausgefachte Rahmen unter horizontaler Belastung. Die Horizontalkraft greift im Rahmenriegel an.
2. Ausgefachte Rahmen unter horizontaler und vertikaler Belastung. Die Vertikalkräfte greifen konzentriert in den Rahmenstützen an.

Mit dem ersten System sollen ausgefachte Rahmen erfaßt werden, die entweder mit geringen Vertikalkräften belastet sind, wie zum Beispiel bei Hallen des Industriebaus, sowie Rahmen die erst nach Fertigstellung und evtl. schon vorhandener Nutzung ausgefacht werden. Der Abtrag der Vertikalkräfte über die Stützen und die damit verbundenen Verformungen (Elastische- und Kriechverformungen) haben sich dann bereits eingestellt. Durch Kriechen der Stützen (bei Stahlbetonkonstruktionen) werden nur noch geringe Vertikalkräfte auf die Ausfachung umgelagert.

Mit dem zweiten System sollen Rahmen erfaßt werden, die bereits während des Baufortschrittes kraftschlüssig ausgefacht werden. Die Vertikalkräfte werden dann von der Ausfachung mit weitergeleitet. Die horizontale Belastung stellt die Lastfälle Wind bzw. Erdbeben dar, die vertikale Belastung die Lastfälle Eigengewicht + Verkehrslast + erdbebeninduzierte Vertikallasten.

Die Hauptspannungen in der Ausfachung, die Kontaktspannungen und die Ersatzstabmodelle der zwei verschieden belasteten Systeme sind in den nachfolgenden Abbildungen 73, 74 dargestellt.

Für den Lastfall H wird nun folgendes Ersatzstabmodell vorgeschlagen: Wie der Verlauf der Hauptspannungen in der Ausfachung erkennen läßt, bildet sich eine Druckdiagonale aus. Die Druckdiagonale steift einerseits den Rahmen horizontal aus und behindert andererseits die Knotenverdrehung des belasteten Rahmenknotens. Dadurch wirken auf die Stützen und den Riegel Querkräfte und daraus resultierend Versatzmomente. Um diese Einflüsse der Ausfachung auf den Rahmen näherungsweise zu erfassen, wird die Ausfachung durch zwei Ersatzstäbe (Ersatzstabmodell 1) abgebildet, wobei die Angriffspunkte der Stäbe in die Schwerpunkte der Kontaktnormalspannungsflächen gelegt werden. Die Stabrichtungen orientieren sich an dem Verlauf der Spannungen in der Ausfachung. Die resultierende Kontaktnormalkraft in der Fuge an der Stütze oben links (s. Abb. 84) wird in der Ausfachung zur Fuge an der Stütze unten rechts abgetragen und dementsprechend die Normalkraft in der Fuge am Riegel oben links nach unten zum Fundament.

Für den Lastfall V+H werden zwei weitere Ersatzstäbe analog zum oben beschriebenen Vorgehen zur näherungsweisen Berücksichtigung der Ausfachung angeordnet. Abbildung 89 zeigt das vorgeschlagene Ersatzsystem (Ersatzstabmodell 2) .

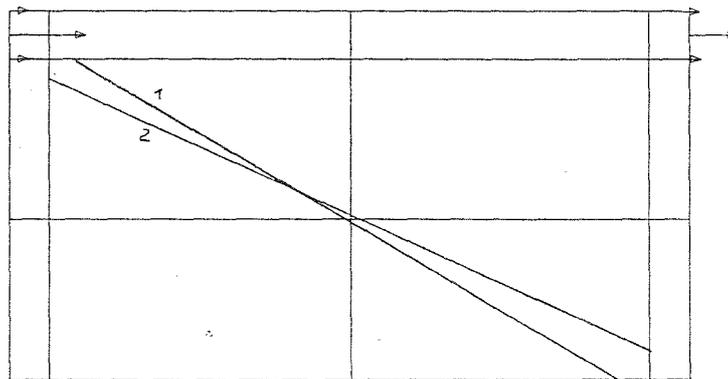
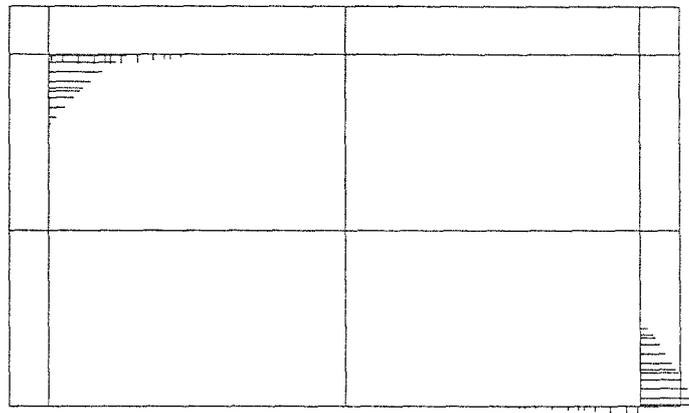
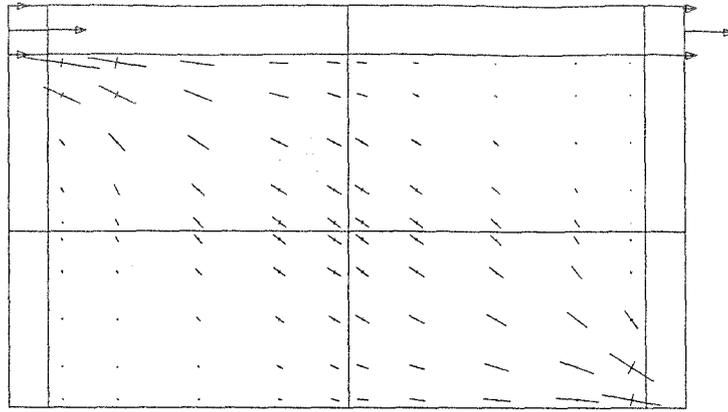


Abbildung 73: Hauptspannungen, Kontaktspannungen und Ersatzstabmodell bei $V/H = 0$

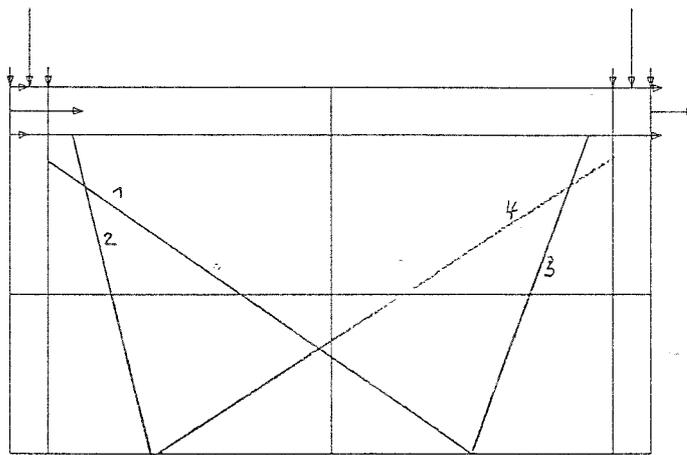
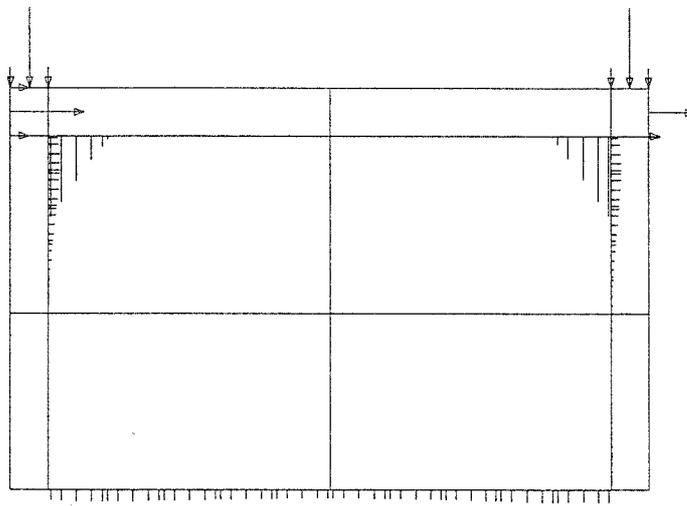
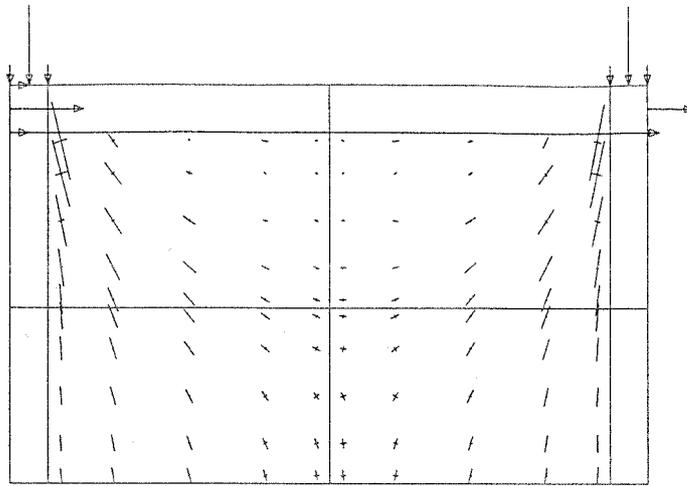


Abbildung 74: Hauptspannungen, Kontaktspannungen und Ersatzstabmodell bei großem V/H

Zur Beschreibung der Ersatzsysteme müssen nun die folgenden Parameter bestimmt werden:

- Die Kontaktlängen bzw. Stabangriffspunkte der Ersatzstäbe.
- Die Flächen der Ersatzstäbe.

Die beiden Parameter hängen direkt voneinander ab. Wegen des komplexen Verhaltens ausgefachter Rahmen und wegen der großen Zahl der Einflußgrößen auf die gesuchten Parameter ist eine analytische Lösung nicht mehr möglich. Daher wurden mit Hilfe des oben erwähnten FE-Programms SNAP umfangreiche Parameterstudien zur Bestimmung der Kontaktlängen und Ersatzstabflächen durchgeführt.

5.2 Parameterstudien zur Bestimmung der Modellparameter

5.2.1 Untersuchte Parameter

Aufgrund der Literaturlauswertung und der Ergebnisse der eigenen Versuche und Versuchsnachrechnungen wurde die Abhängigkeit der gesuchten Größen -Kontaktlängen und Ersatzstabflächen-

- vom l/h Verhältnis,
- b_s Breite der Stützen
- b_r Breite des Riegels
- von der Relativsteifigkeit λh zwischen Rahmen und Ausfachung,
- vom Verhältnis Vertikalbelastung/Horizontalbelastung (V/H),
- vom Reibungswinkel in den Kontaktflächen Rahmen/Ausfachung,

in Parameterstudien untersucht [55]. Ziel der Untersuchungen war es, Beziehungen der aufgeführten Parameter auf die gesuchten Größen abzuleiten, um damit die vorgeschlagenen Ersatzstabmodelle eindeutig beschreiben zu können.

Die Parameter wurden folgendermaßen variiert und für eine große Zahl der möglichen Kombinationen untersucht.

l/h	1.47 – 2.4
b_s	40 – 60cm
b_r	50 – 70cm
E-Modul Rahmen	20000 – 40000MN/m ²

E-Modul Ausfachung	3000 – 20000 MN/m^2
$\tan \varphi$	0 – 0.6
V/H	0 – 400

Die Berechnungen wurden mit dem bereits oben gezeigten FE-Netz unter Verwendung von 9-, 15- und 25-Knoten Scheibenelementen und 10-Knoten Interface-Elementen durchgeführt. Nichtlineare Werkstoffmodelle wurden allein für die Interface-Elemente verwendet, wie sie in Kap 4. erläutert wurden. Als Schubbruchbedingung wurde die Mohr-Coulomb'sche Bruchbedingung verwendet. Damit ist die Schubübertragung von der Fugennormalspannung und dem Reibungsbeiwert abhängig.

Die bereits durchgeführten Parameteruntersuchungen wurden also um die Untersuchung des Einflusses der Schubübertragung in der Kontaktfuge, sowie des Einflusses von Normalkräften erweitert.

5.2.2 Ergebnisse der Parameterstudien

In den Abbildungen 76- 78 sind alle berechneten Ergebnisse ausgefachter Rahmen für die Riegelhöhe 50 cm dargestellt. Darin sind die bezogenen Kraftangriffspunkte (l_k/l) über dem λh Wert für alle l/h -Verhältnisse aufgetragen. Da der Einfluß des Reibungsbeiwertes durch den λh Wert nicht berücksichtigt wird, sind die Ergebnisse für die verschiedenen Reibungswerte mit unterschiedlichen Symbolen dargestellt. Die Auswertung der Ergebnisse erfolgte mit Hilfe einer Tabellenkalkulation, sodaß die Kurven aus den zusammengehörigen Einzelwerten verfahrensbedingt durch quer verlaufende Verbindungslinien verbunden sind. Die Ergebnisse gelten für $V/H = 0$. Für V/H -Verhältnisse größer Null ergeben sich qualitativ ähnliche Kurvenverläufe.

Aus den Abbildungen 76- 83 läßt sich erkennen, daß die Kurven für die Fugen links oben und rechts unten dicht nebeneinander verlaufen (Definition der Fugenbezeichnung s. Abb. 75). Die beiden Fugen sind in dem Ersatzstabmodell dem Stab 1 zugeordnet. Der Einfluß des Reibungsbeiwertes in den Fugen tritt nicht als dominierend hervor.

Anders liegen die Verhältnisse bei den Fugen oben links und unten rechts, in denen die Angriffspunkte dem für Ersatzstab 2 liegen. Hier ist ein deutlicher Einfluß des Reibungsbeiwertes auf den bezogenen Kraftangriffspunkt (bzw. auf die Kontaktlänge) erkennbar. Der Einfluß läßt sich u.a. damit erklären, daß die Normalspannungen in diesen Fugen geringer sind und demzufolge die Schubbruchbedingung eher maßgebend wird als in den anderen beiden Fugen mit größeren Normalspannungen. Für die Fuge oben links spielt außerdem noch die Riegelbreite (bzw. das Verhältniss b_r/b_s) eine Rolle. Anhand der ausgewerteten Hauptspannungsläufe in der Ausfachung ließ sich erkennen, daß sich die Druckstrebe in der Ausfachung etwa ab einem l/h -Verhältnis von 1,7 – 1,9 nicht mehr maßgeblich gegen die Rahmenstütze abstützt. Wegen des flachen Winkels der Ausfachungsdiagonalen zur Horizontalen stützt sie sich bei größeren l/h -Verhältnissen zunehmend zur Ausfachungsmittle hin gegen das Fundament ab.

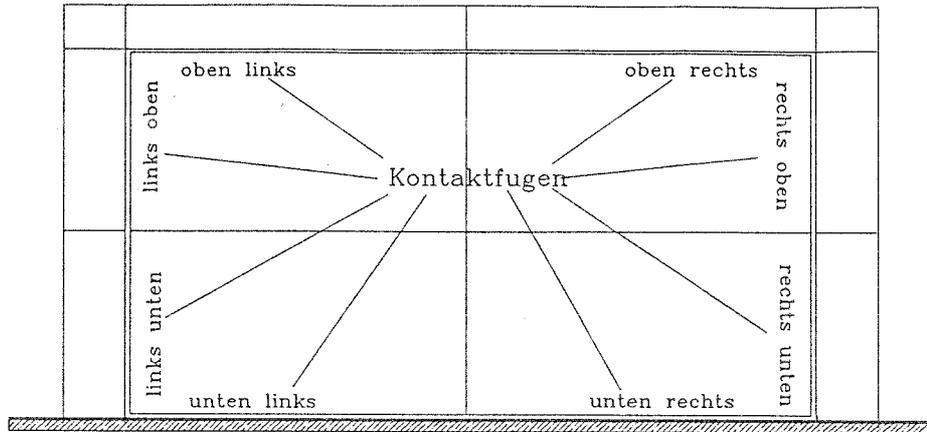


Abbildung 75: Festlegung der Kontaktlängenbezeichnung

Für den Reibungsbeiwert $\varphi = 0,4$ können die bezogenen Angriffspunkte der Ersatzstäbe mit den folgenden Gleichungen näherungsweise berechnet werden.

Fuge unten rechts

$$l_{k1} = \sqrt[3]{\left(\frac{\pi}{\lambda l_a}\right)^2} \quad (30)$$

Fuge links oben

$$l_{k2} = \frac{1}{3(\lambda h_a + 2)} \quad (31)$$

Fuge rechts unten

$$l_{k3} = \frac{1}{2}(\lambda l_a + 2) \quad (32)$$

Fuge oben links

$$l_{k4} = \frac{a}{\lambda h_a + 6a} \quad (33)$$

mit

$$a = \left(\frac{b_r}{b_s}\right)^2 + \sqrt{11}b_r \quad (34)$$

Da die Kontaktspannungen näherungsweise dreiecksförmig verlaufen, können die Kontaktlängen $\alpha_1 - \alpha_4$ aus den Angriffspunkten berechnet werden, indem man diese mit 3 multipliziert. Die Stabquerschnittsflächen berechnen sich aus

Geht man bei der Ableitung der Ersatzstabbreiten von der Forderung gleicher horizontaler Kopfverschiebungen für das tatsächliche und das Ersatzstabsystem aus, können die Ersatzstabbreiten b_1, b_2 und Ersatzstabflächen A_1, A_2 mit den nachstehenden Gleichungen abgeschätzt werden:

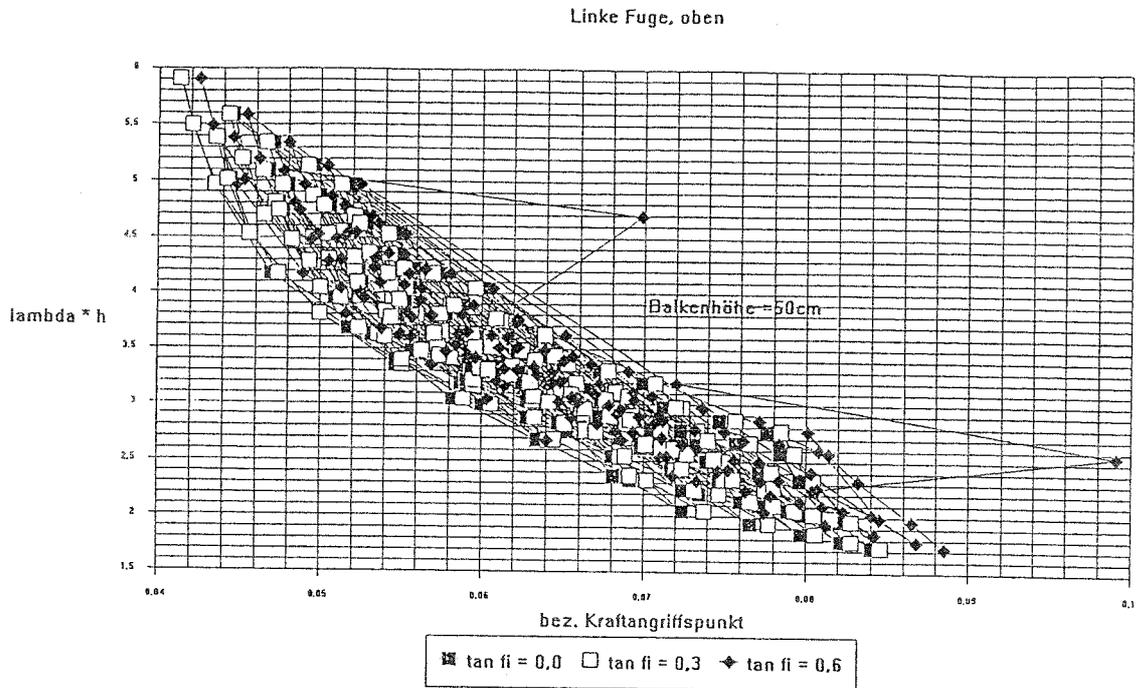


Abbildung 76: Ergebnisse der Parameterstudie für Kraftangriffspunkt in der Fuge links oben ($b_r = 50\text{cm}$).

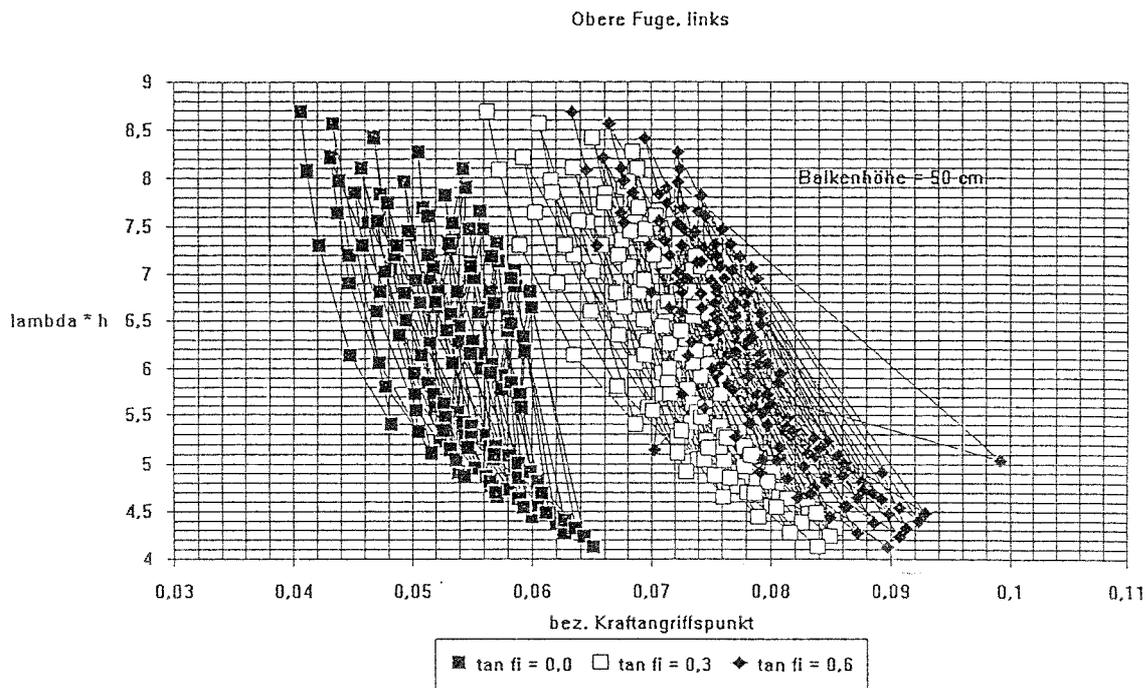


Abbildung 77: Ergebnisse der Parameterstudie für Kraftangriffspunkt in der Fuge oben links ($b_r = 50\text{cm}$).

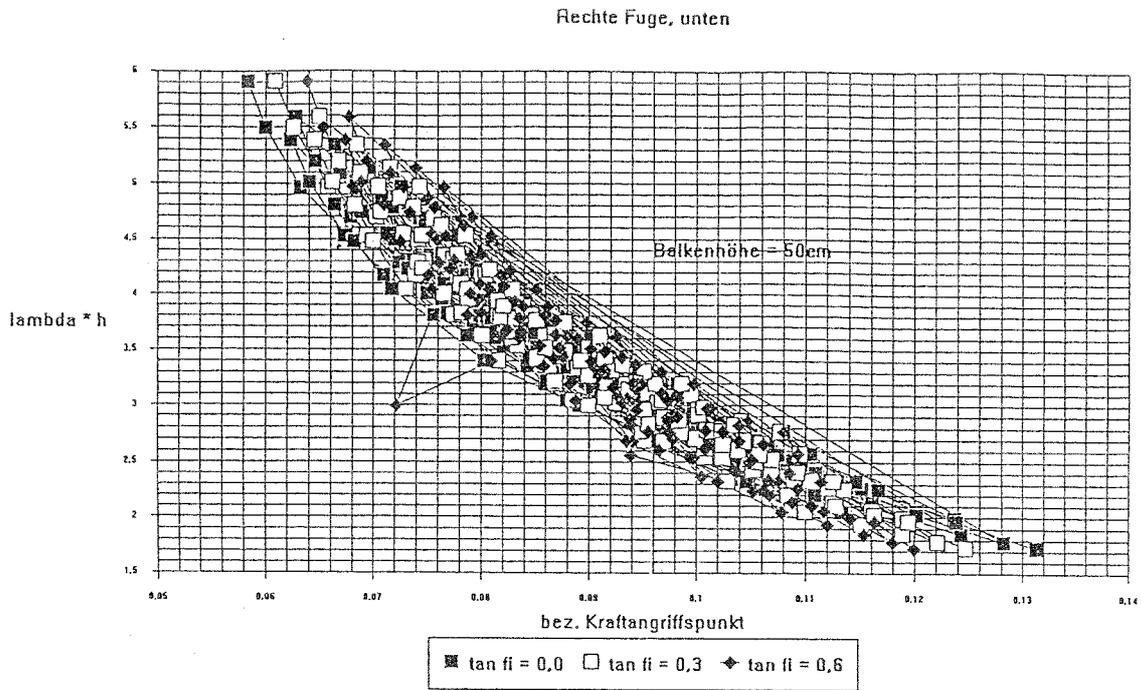


Abbildung 78: Ergebnisse der Parameterstudie für Kraftangriffspunkt in der Fuge rechts unten ($b_r = 50\text{cm}$).

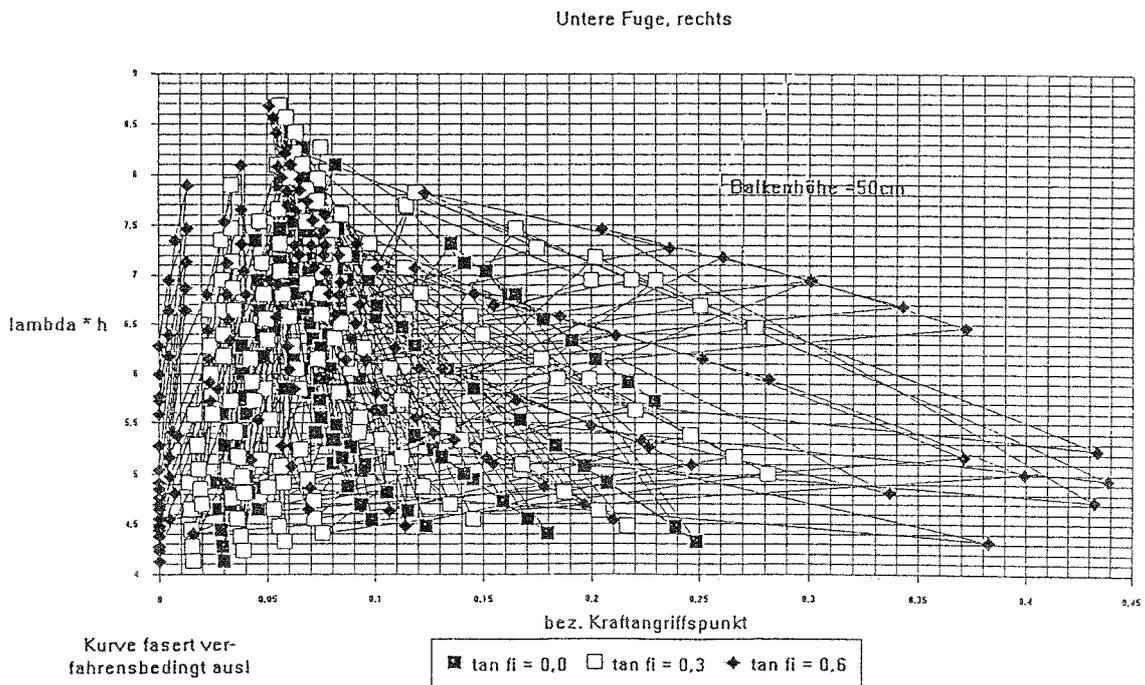


Abbildung 79: Ergebnisse der Parameterstudie für Kraftangriffspunkt in der Fuge unten rechts ($b_r = 50\text{cm}$).

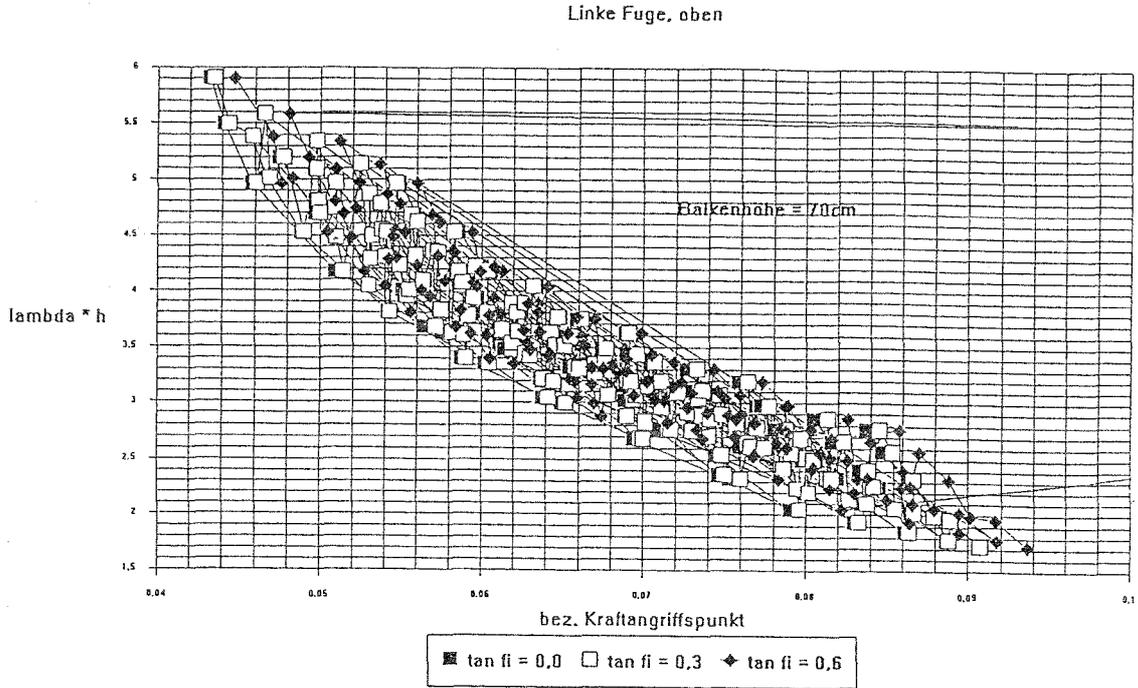


Abbildung 80: Ergebnisse der Parameterstudie für Kraftangriffspunkt in der Fuge links oben ($b_r = 70\text{cm}$).

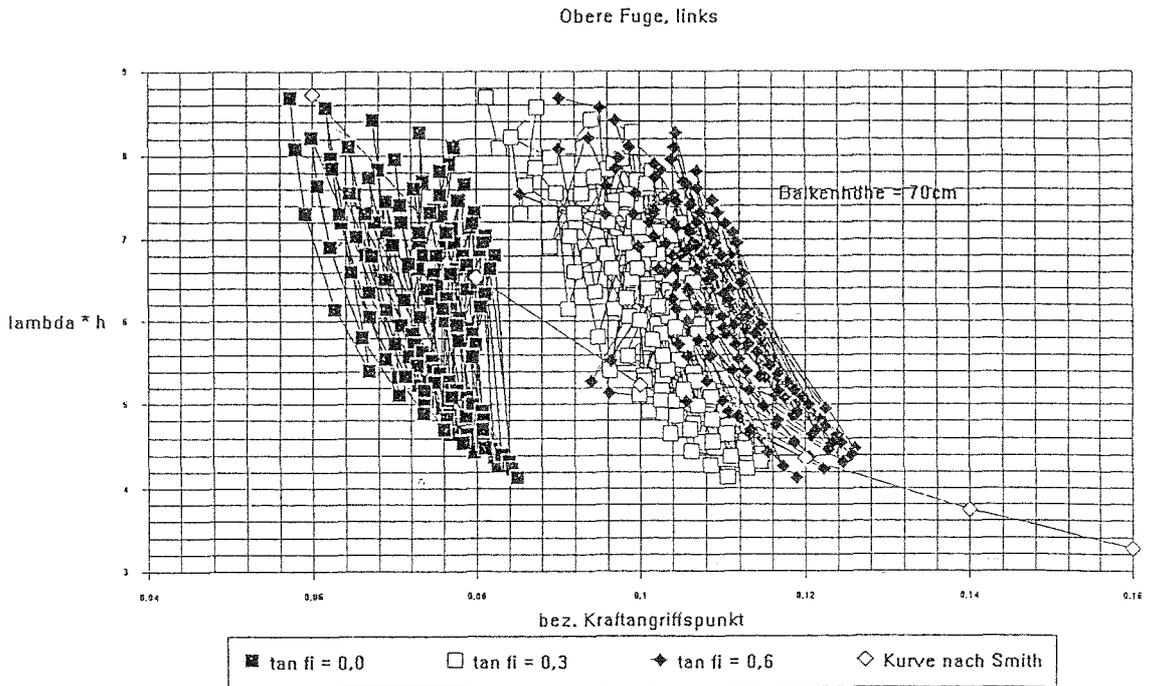


Abbildung 81: Ergebnisse der Parameterstudie für Kraftangriffspunkt in der Fuge oben links ($b_r = 70\text{cm}$).

Rechte Fuge, unten

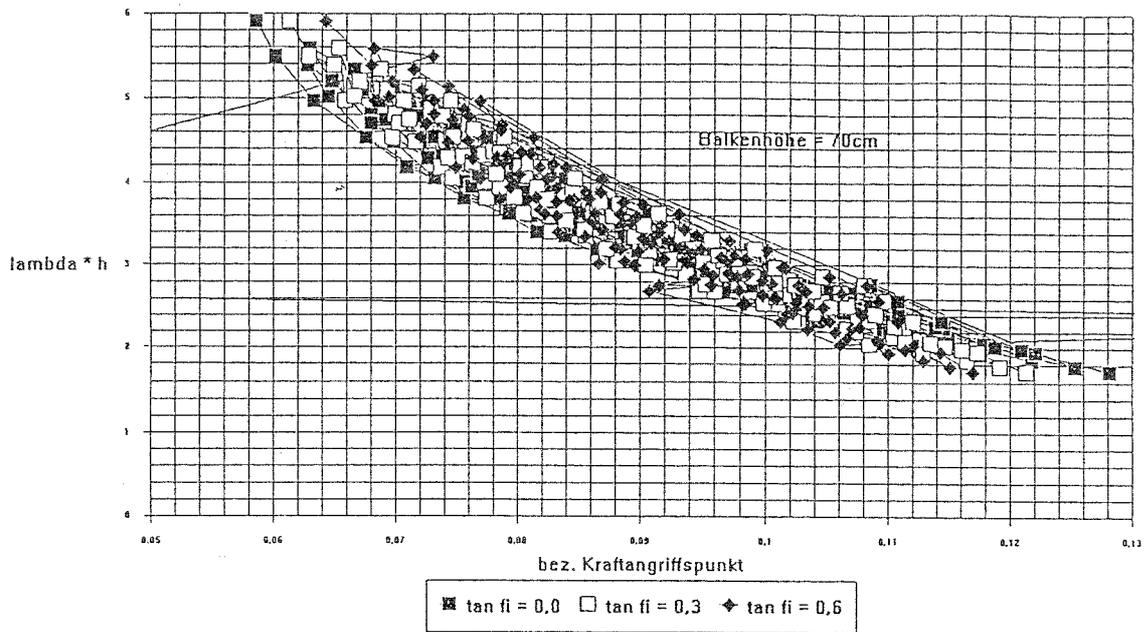


Abbildung 82: Ergebnisse der Parameterstudie für Kraftangriffspunkt in der Fuge rechts unten ($b_r = 70\text{cm}$).

Untere Fuge, rechts

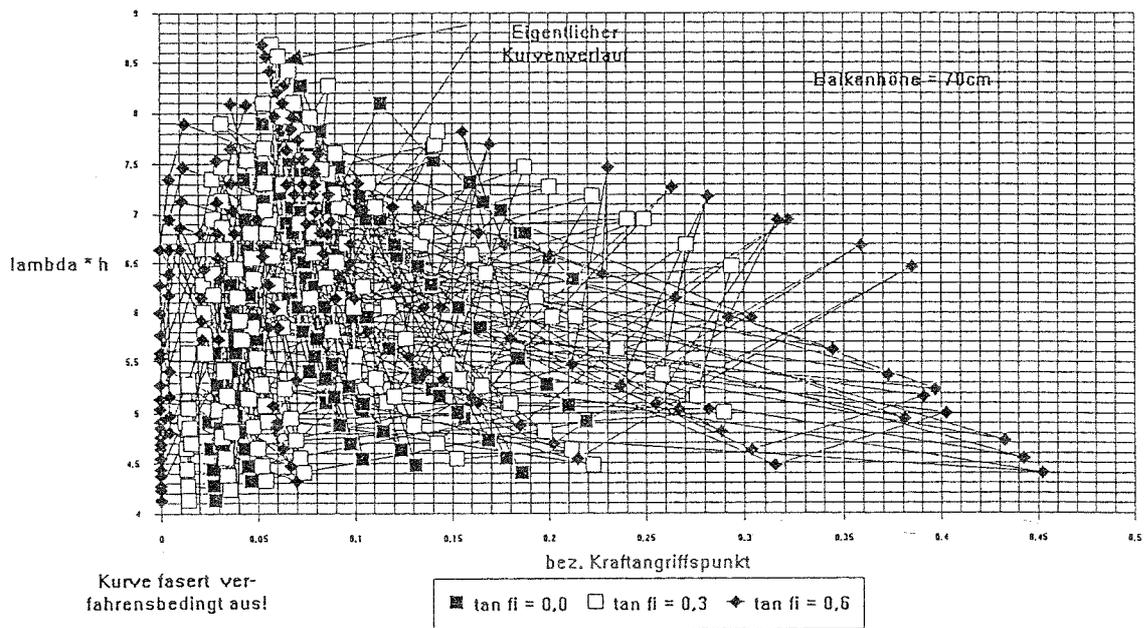


Abbildung 83: Ergebnisse der Parameterstudie für Kraftangriffspunkt in der Fuge unten rechts ($b_r = 70\text{cm}$).

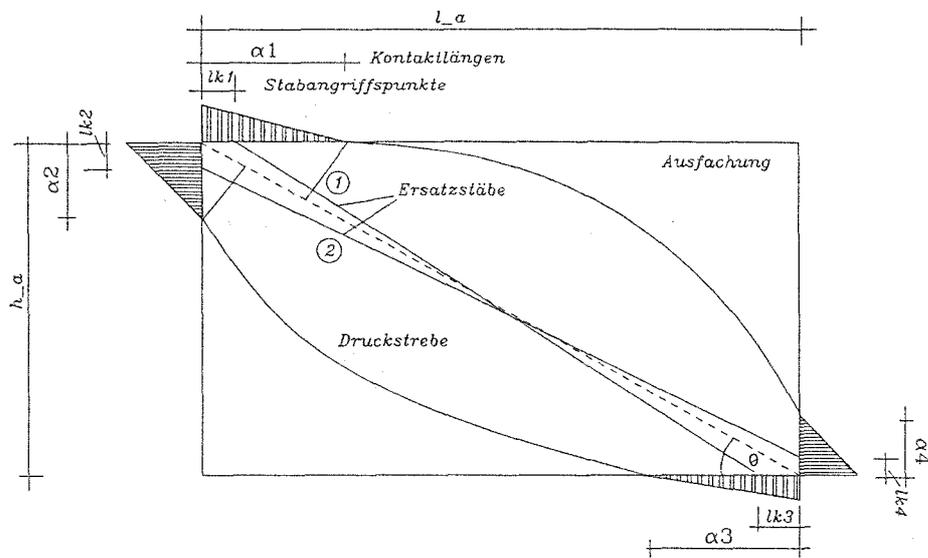


Abbildung 84: Erstabmodell 1: Beschreibung der Geometrie

$$b_1 = \cos \Theta \cdot \alpha_2 \quad (35)$$

$$b_2 = \sin \Theta \cdot \alpha_1 \quad (36)$$

$$(37)$$

$$A_1 = b_1 * d_a \quad (38)$$

$$A_2 = b_2 * d_a \quad (39)$$

$$(40)$$

Die obigen Gleichungen gelten nur bei $V/H = 0$. Will man den Einfluß der Normalkräfte mit berücksichtigen, werden die Zusammenhänge deutlich komplexer. Ähnliche Gleichungen wie oben lassen sich nicht mehr ohne weiteres angeben. Die Parameterstudie liefert jedoch das interessante Ergebnis wie es sich mit Hilfe der Kurve in Abbildungen 85 zusammen mit den Abbildungen 86, 87 und 88 veranschaulichen läßt. Dargestellt ist in Abb. 85 die Abhängigkeit eines Kraftangriffspunktes vom Verhältniss V/H .

Aus dem Kurvenverlauf wird deutlich, daß sich ein Wechsel des Lastabtragungssystems in der Ausfachung vollzieht. Dieser Wechsel geschieht zwischen $V/H \approx 20$ und 50. Im Bereich von $0 \leq V/H \leq 20$ stellt sich im wesentlichen eine Lastabtragung ein wie sie mit dem Ersatzstabmodell 1 abgebildet werden kann. Liegt das

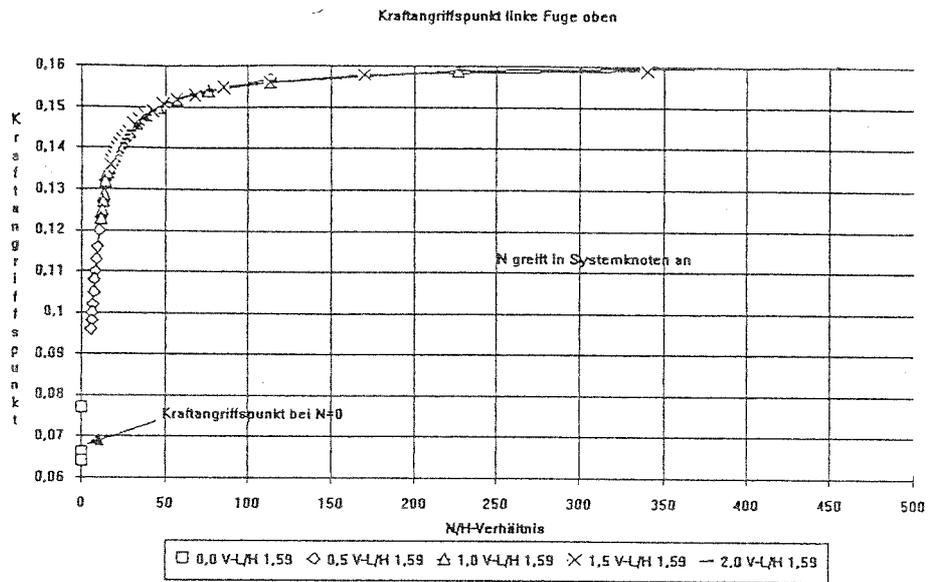


Abbildung 85: Systemwechsel von Ersatzstabmodell 1 nach Ersatzstabmodell 2

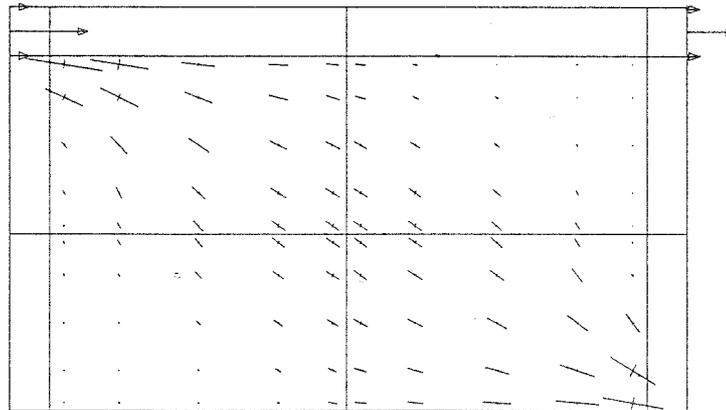


Abbildung 86: Verlauf der Hauptspannung in der Ausfachung ohne Vertikalkräfte

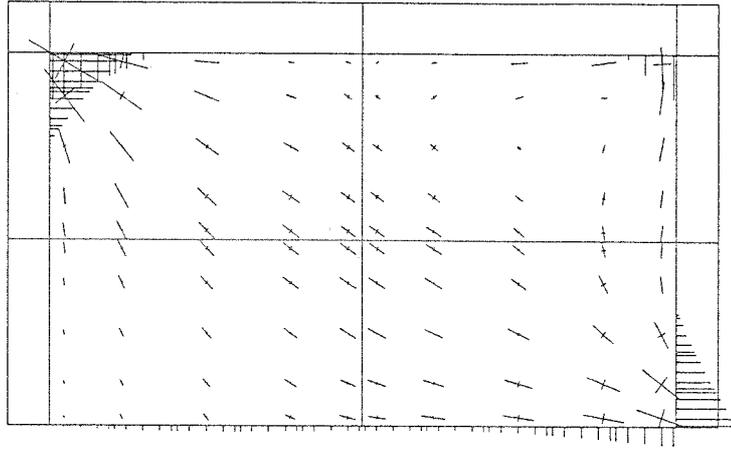


Abbildung 87: Verlauf der Hauptspannung in der Ausfachung $V/H < 50$

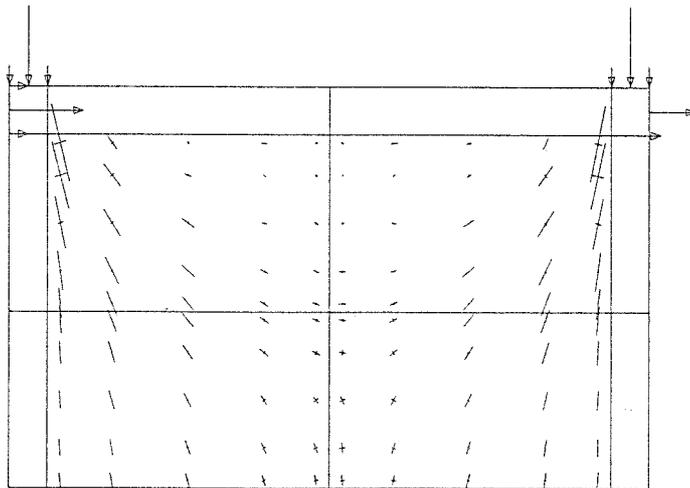


Abbildung 88: Verlauf der Hauptspannung in der Ausfachung $V/H > 50$

V/H -Verhältnis über 50 wird das zweite Ersatzstabmodell maßgebend. Bei erdbebeninduzierten Lasten schwängt das V/H -Verhältniss in Abhängigkeit der Erregung. Man kann apriori nicht vorraussagen welches Ersatzstabmodell maßgebend wird. Es empfiehlt sich also bei der näherungsweise Berechnung ausgefachter Rahmen unter Erdbebenbeanspruchung das jeweilige System mit beiden Ersatzstabmodellen zu untersuchen. Dabei kann für das Ersatzstabmodell nur für V/H -Verhältnisse größer als 100 eine Abschätzung zur Beschreibung der Ersatzparameter angegeben werden.

Die Angriffspunkte l_{k3} der vier Ersatzstäbe in der untern Fuge werden dabei entsprechend der Abbildung 89 durch eine Lastausbreitung unter 20° zur Vertikalen von den Rahmenecken vorgegeben. Die Angriffspunkte der Fugen links oben l_{k1} , rechts oben l_{k5} und oben links l_{k2} und oben rechts l_{k6} werden mit

$$l_{k1} = l_{k5} \approx \frac{b_r}{2} \quad (41)$$

$$l_{k2} = l_{k6} \approx \frac{\pi}{6\lambda h_a} \quad (42)$$

berechnet und die zugehörigen Ersatzstabbreiten mit

$$b_1 = b_3 = \frac{\alpha_1}{\cos 20^\circ} \quad (43)$$

$$b_2 = b_4 = \frac{(\alpha_2 - \alpha_1 \cdot \tan 20^\circ)}{\cos \Theta} \quad (44)$$

$$(45)$$

Für eine genauere Untersuchung ausgefachter Rahmen müssen entsprechend des Komplexen Tragverhaltens auch komplexere Berechnungsmethoden angewendet werden wie z.B. die FE-Methode. Bei der ständig wachsenden Leistungsfähigkeit heutiger PC's bietet die Anwendung des Verfahrens selbst keine prinzipielle Hürde.

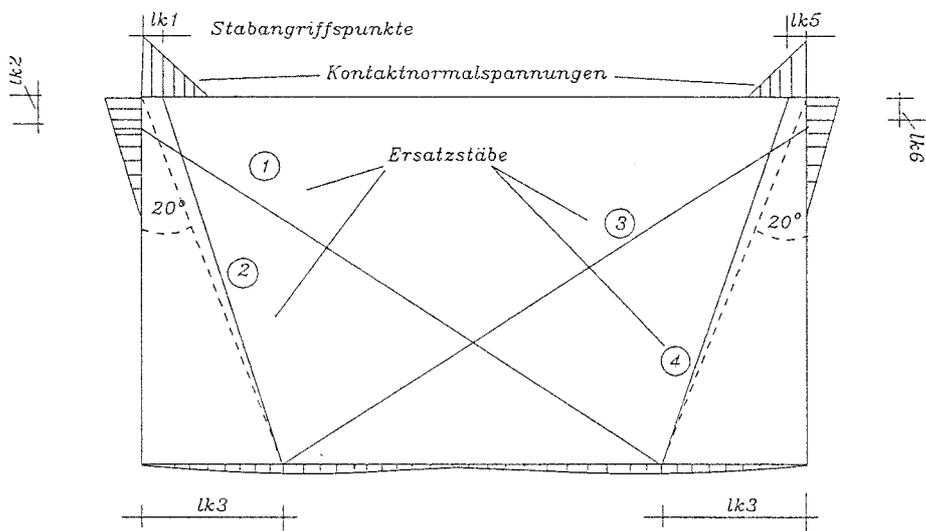


Abbildung 89: Ersatzstabmodell 2: Beschreibung der Geometrie

7 Vorschläge zur Bemessung der Ausfachung

Wie die Versuchsnachrechnungen zeigen, sind die von Mann/Müller hergeleiteten Bruchbedingungen für schubbeanspruchtes Mauerwerk geeignet das Versagen der Ausfachung von Rahmen unter horizontaler (und geringer vertikaler) Belastung zutreffend zu beschreiben.

Ausgehend von den Bruchbedingungen in Verbindung mit den aus dem Ersatzstabmodell 1 ermittelbaren Ersatzstabbreiten wird angenommen, daß zur Aufnahme der Normal- und Schubspannungen in der Ausfachung eine effektive Breite

$$b_{eff} = b_1 + b_2 = \alpha_2 \cdot \sin\Theta + \alpha_1 \cdot \cos\Theta \quad (46)$$

zur Verfügung steht. Die Stabkräfte aus dem Ersatzstabmodell werden in ihre Komponenten normal ($S_{1,n}, S_{2,n}$) und parallel ($S_{1,p}, S_{2,p}$) zu den Lagerfugen zerlegt mit

$$S_{1,n} = S_1 \cdot \sin\Theta_1 \quad (47)$$

$$S_{2,n} = S_2 \cdot \sin\Theta_2 \quad (48)$$

$$S_{1,p} = S_1 \cdot \cos\Theta_1 \quad (49)$$

$$S_{2,p} = S_2 \cdot \cos\Theta_2 \quad (50)$$

und auf die effektive Breite als konstante Normalspannung bzw. Schubspannung angesetzt, d.h.

$$\sigma_{eff,n} = \frac{S_{1,n} + S_{2,n}}{b_{eff}d_a} \quad (51)$$

$$\tau_{eff} = \frac{S_{1,p} + S_{2,p}}{b_{eff}d_a} \quad (52)$$

Diese Spannungen werden schließlich mit den Bruchbedingungen überprüft.

Für ausgefachte Rahmen mit hohen Normalkräften ist das Vorgehen analog zu dem oben beschriebenen. Die effektiven Spannungen werden ebenfalls aus den Kräften der Ersatzstäbe 1 + 2 berechnet. Da hier die Ausfachungsecken mit hohen Druckspannungen belastet werden, wird empfohlen das Mauerwerk der Ausfachung zusätzlich mit der von Dialer [16] angegebenen Bruchbedingung für zweiachsige Druckbeanspruchung (s.oben Gleichung 53) zu überprüfen.

$$\tau \leq c_{sf} + \frac{f_n}{v} + \sigma_n \left(\frac{1}{v} - \mu_{sf} \frac{\sigma_p}{\sigma_n} \right) \quad (53)$$

8 Zusammenfassung

Nachdem im ersten Forschungsvorhaben drei Versuche an Stahlbetonrahmen mit und ohne Ausfachung durchgeführt worden waren, wurden als Ergänzung sieben weitere Versuche durchgeführt.

Die Versuche dienten zur Untersuchung der Einflüsse folgender Parameter:

- Steinsorte der Ausfachung
- Bewehrungsgrad des Rahmens
- Normalkräfte auf den Rahmenstielen

Damit wurden insgesamt zehn Versuchskörper getestet. Die Ergebnisse der ersten drei Versuche werden hier teilweise mit zusammengefaßt. Alle Stahlbetonrahmen hatten gleiche die Geometrie und die gleichen Abmessungen ($L = 1,43m/H = 1,16m$, Stützen- und Rahmenquerschnitte $b/d = 14/14cm$).

Als Steine für das Mauerwerk der Ausfachungen wurden verwendet:

- Kalksandsteine,
- Bims-Leichtbetonsteine,
- Hochlochziegel
- Gasbetonplansteine

Der Biegebewehrungsgrad wurde mit

- $\mu_r/\mu_s = 2,2\%/2,4\%$ und
- $\mu_r/\mu_s = 1,6\%/1,5\%$

variiert.

In zwei Versuchen wurden die Rahmen mit Normalkräften von $V = 100 kN$ je Stütze belastet. Alle Versuche wurden unter horizontaler zyklischer Belastung bis zum vollständigen Versagen getestet.

Zur Ermittlung der Werkstoffkennwerte des Mauerwerks wurden für jeden der sieben Versuche drei verschiedene Mauerwerksprüfkörper getestet.

- Rilemkörper nach DIN zur Ermittlung der Druckfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen.
- Prüfkörper zur Ermittlung der einachsigen Druckfestigkeit parallel zu den Lagerfugen (liegende Wände)

- Prüfkörper zur Ermittlung der einachsialen Druckfestigkeit des Mauerwerks unter $\Theta \approx 42^\circ$ zur Horizontalen (der Winkel entspricht dem zwischen der Ausfachungsdiagonalen und dem Fundament).

Zur Bestimmung der Mörtelfestigkeit im Mauerwerk wurden neben den üblichen Probekörpern Proben aus gemauerten Mauerwerkswänden gebohrt und in Druckversuchen getestet. Die unterschiedlichen Ergebnisse in den ermittelten Druckfestigkeiten unterstreichen einmal mehr, daß zur Bestimmung realistischer Mörtelkennwerte verbesserte Prüfverfahren zu entwickeln sind.

Die Ergebnisse der getesteten Versuchsrahmen lassen sich folgendermaßen zusammenfassen:

- Die horizontale Tragfähigkeit der ausgefachten Rahmen liegt deutlich über der von nichtausgefachten Rahmen. Der Haftverbund zwischen Steinen und Mörtelfugen hatte hier einen wesentlich größeren Einfluß auf die Erhöhung der Tragfähigkeit als die Druckfestigkeit des Mauerwerks.
- Die Anfangssteifigkeit ausgefachter Rahmen ist um ein mehrfaches über denen der bloßen Rahmen. Die Steifigkeiten der ausgefachten Rahmen nähern sich bei gesteigerter zyklischer Kopfverschiebung der der nichtausgefachten Rahmen bei der selben Kopfverschiebung an.
- Energiedissipation und Dämpfung werden durch die Versagensmechanismen in der Ausfachung gegenüber den bloßen Rahmen erhöht. Die Dämpfungswerte der Rahmen mit Ausfachung nähern sich bei großen Verschiebungen, ähnlich wie bei den Steifigkeiten, denen der Rahmen ohne Ausfachung.
- Der Biegebewehrungsgrad hat einen erkennbaren Einfluß auf die Tragfähigkeit und Steifigkeitsentwicklung. Erwartungsgemäß ertragen stärker bewehrte Rahmen bei sonst gleicher Ausfachung höhere Lasten.
- Normalkräfte machen sich bei der Steifigkeitsentwicklung und der Erhöhung der horizontalen Tragfähigkeit bemerkbar. Bei großen Kopfverschiebungen, wenn die Rahmenstiele bereits stark geschädigt waren und damit "weicher" wurden, führten sie hier zum Druckversagen der Ausfachungsecken.
- Die Steinart entscheidet mittelbar über den Haftverbund Stein/Fuge und damit über die Tragfähigkeit der Ausfachung (s.o).

Für die praktische Anwendung können Ausfachungen aus Mauerwerk gezielt zur Aussteifung von Rahmen eingesetzt werden (z.B. im Industriebau). Wesentliche Voraussetzung ist dabei eine hohe Ausführungsqualität der Ausfachung und insbesondere die kraftschlüssige Verfüzung zwischen Rahmen und Mauerwerk. Bei geringen

Normalkräften kann die Tragfähigkeit der Ausfachung und damit ihre aussteifende Wirkung durch die Verwendung geeigneter Mörtel gesteuert werden. Zur Sicherung der Tragfähigkeit der Ausfachung in Ausfachungsebene muß die Ausfachung für Beanspruchungen senkrecht zur Rahmenebene entsprechend angeschlossen werden (z.B. Halfeneisen).

Die numerischen Untersuchungen zum Tragverhalten ausgefachter Rahmen mit dem im ersten Bericht vorgeschlagenen Materialmodell für Mauerwerk wurden durch neu implementierte 25-Knoten-Scheibenelemente verbessert. Das Konvergenzverhalten der FE-Berechnungen konnte durch Verbesserung der Iterationsmethode sowie durch Hinzunahme von Bruchbedingungen des Mauerwerks auf Zug verbessert werden.

Damit zeigte die Nachrechnung der eigenen Versuche befriedigende Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Darüberhinaus wurden vergleichbare Versuche anderer Forscher mit dem eigenen FE-Modell nachgerechnet. Die Übereinstimmungen können als zufriedenstellend bezeichnet werden. Vergleichsrechnungen unter Verwendung eines linear elastischen Materialmodells für Mauerwerk mit Bruchbedingung ergaben, daß der Einfluß des nichtlinearen Materialverhaltens gegenüber dem nichtlinearen Verhalten, das durch die Verletzung der Bruchbedingung erzeugt wird, von untergeordneter Bedeutung ist.

Die Parameterstudien zur Ableitung von Ersatzstabmodellen wurden weiter ausgebaut und auf die Untersuchung des Einflusses

- des Reibungsbeiwertes in der Kontaktfuge zwischen Rahmen und Ausfachung
- und des V/H -Verhältnisses (Verhältnis zwischen Vertikalkraft und Horizontalkraft)

erweitert.

Als Ergebnis der Parameterstudien wurden Ersatzstabmodelle zur näherungsweise Berechnung ausgefachter Rahmen mit und ohne Vertikalkräften vorgeschlagen.

Die Auswertung der Parameterstudien ergab, daß sich in der Ausfachung ab einem V/H -Verhältniss von ≈ 20 ein Wechsel im Lastabtragungssystem in der Ausfachung vollzieht. Darum wird empfohlen Systeme die für Erdbebenbeanspruchungen untersucht werden sollen, mit beiden oben erwähnten Ersatzstabmodellen zu berechnen.

Abschließend werden Bemessungsvorschläge für die Ausfachung gemacht. Darin werden die Kräfte der Stäbe wie sie sich aus den Ersatzstabmodellen ergeben als Eingangsparameter zur Berechnung effektiver Normal- und Schubspannungen in der Ausfachung verwendet. Diese Spannungen werden dann mit Bruchbedingungen gemäß DIN 1053 Teil 2 und einer zusätzlichen Bruchbedingung für Mauerwerk unter zweiaxialer Druckbeanspruchung nachgewiesen.

Literatur

- [1] Achyutha H., Shakeeb ur Rahman S., Karisiddappa, Effect of Position of Openings on the Behaviour of Infilled Frames, Brick and Block Masonry, vol.1-3, pp. 1108-1118, ISBN 1 85166 2650, Elsevier Appl.Science Publ..
- [2] Axley J.W., Bertero V.V., Infilled Panels: Their Influence on the Seismic Response of Buildings, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, EERC 79-28, Sept. 1979
- [3] BATHE K.-J. Numerical Methods in Finite Element Analysis, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey 1976.
- [4] Beier Th., Einbau von Werkstoffgesetzen zur realitätsnahen Beschreibung von Mauerwerkswänden unter Normalkraft und Schub in das Finite-Elemente-Programm SNAP, Vertieferarbeit, Th Darmstadt, Juli 1991, (nicht veröffentlicht).
- [5] Benjamin J.R., Williams H.A., The behaviour of one-storey reinforced concrete shear walls, Proc. American Soc. Civil Engrs., 1957, 1254-1-49.
- [6] Bolourchi M., Inclusion of a Layer of Lead in Infilled Frame Structures, Thesis, Sussex University, School of Engineering and Sciences, Falmer, Sussex, England, Oct. 1987, British Thesis, supplied by, The British Library, Document supply centre, Boston Spa. Wetherby, West Yorkshire, United Kingdom, LS23 7BQ
- [7] Brokken S., Bertero V.V., Studies on Effects of Infills in Seismic Resistant R/C Construction, Report UCB/EERC-81/12 Oct. 1981, University of California, Berkeley. 1337-1361.
- [8] Clough R.W., Penzien J., Dynamic of Structures, McGraw-Hill International Editions, 1986.
- [9] Darwin D., and Pecknold D.A., Inelastic Model for Cyclic Loading, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.103 , No. EM2, Proc. Paper 12839, April 1977, pp.229-241.
- [10] Davies J.M., Bemessung von stählernen Rahmen, die durch Mauerwerk versteift sind, Die Bautechnik 5/1979, S.158ff.
- [11] Dawe J.L., Hatzinikolas M.A., Behaviour of Masonry Infilled Panels in Steel Frames, Brick and Block Masonry, vol.1-3, pp. 516-527, ISBN 1 85166 2650, Elsevier Appl.Science Publ..

- [12] Dawson R.V., Ward M.A., Dynamic Response of Framed Structures with Infill Walls, 5th WCEE, pp.1507-1516, Rome 1972.
- [13] Dhanasekar M., Page A.W. and Kleeman P.W., Behaviour of Brick Masonry under Biaxial Stress with Particular Reference to Infilled Frames, Proc. 7th Int.Conf. on Brick Masonry, Melbourne, 1985, 815-824.
- [14] Dhanasekar M., Page A.W., The Influence of Brick Masonry Infill Properties on the Behaviour of Infilled Frames, Proc.Instn Civ. Engrs, Part 2, 1986, 81, Dec., 593-605.
- [15] Dhanasekar M., Kleeman P.W. and Page A.W., Non Linear Biaxial Stress-Strain Relations for Brick Masonry. Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 111, N. ST5, Proc. May 1985
- [16] Dialer C., Bruch- und Verformungsverhalten von schubbeanspruchten Mauerwerksscheiben, zweiachsige Versuche an verkleinertem Modellmauerwerk, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, Technische Universität München, 1990.
- [17] Eberhardsteiner J., Meschke G., Mang H., Triaxiales konstitutives modellieren von Beton. Institut für Festigkeitslehre Technische Universität Wien, Juni 1987.
- [18] Fehling E., Zur Energiedissipation und Steifigkeit von Stahlbetonbauteilen unter besonderer Berücksichtigung von Ribbildung und verschieblichem Verbund, Dissertation Technische Hochschule Darmstadt 1990.
- [19] Fritz C., Nichtlineare Analyse ausgefachter Stahlbetonrahmen mit Ausfachungen aus Mauerwerk, Diplomarbeit, Th Darmstadt, Juli 1991, (nicht veröffentlicht).
- [20] Ganz H.R., Thürlimann B., Design of Masonry Walls under Normal Force and Shear, Contribution of the Design of Masonry Walls, Januar 1989, Bericht Nr.168, Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Birkenhäuserverlag Basel Bosten Berlin.
- [21] Govindan P., Lakshmipathy and Santhakumar, Ductility of Infilled Frames, ACI Journal (U.S.), No 83-50, Aug. 1986, pp.567-576.
- [22] Henzel J., Karl S., Determination of Strength of Mortar in the Joints of Masonry by Compression Tests on Small Specimens, Darmstadt Concrete, Vol. 2, 1987.
- [23] Holmes M., Steel Frames with Brickwork and Concrete Infilling, Proc. Inst. Civ. Engrs. 1961, 19. Aug., pp.473-478. ICE Vol.25,pp.31-38, 1963.

- [24] Holmes M., Combined loading on infilled frames, ICE Vol.25,pp.31-38, 1963.
- [25] Keuser M., Verbundmodelle für nichtlineare Finite-Element-Berechnungen von Stahlbetonkonstruktionen. Fortschrittberichte VDI, Reihe 4: Bauingenieurwesen Nr. 71, VDI Verlag 1985.
- [26] Klingner R.E., Bertero V.V., Infilled Frames in Aseismic Construction, Earthquake Engineering Research Center, Berkely, EERC 76-32.
- [27] König G., Mann W., "Otes W., Untersuchungen zum Verhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung, Abschlus"bericht gefördert vom Institut für Bautechnik, Berlin, Az.: IV/ 1-5-488/86, Frankfurt/M. Oktober 1988.
- [28] König G., Rothe D., Schmidt Th., SNAP - Ein nichtlineares Finite Element Programm, in: Erwin Stein (Hrsg.), Nichtlineare Berechnungen im Konstruktiven Ingenieurbau, Springer Verlag 1989
- [29] König G., Schmidt Th., Untersuchungen zum Tragverhalten ausgefachter Stahlbetonrahmen mit Mauerwerk, 1.Abschlußbericht, gefördert vom Institut für Bautechnik, Berlin, Az.:IV-1-5-547/88, Darmstadt, April 1990
- [30] Kost G., Weaver W., Barber R., Nonlinear Dynamic Analysis of Frames with Filler Panels, Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 100, ST4, April 1974.
- [31] Lamar S., Fortoul C., Brick Masonry Effect in Vibrations of Frames, Proc. 4th WCEE, Vol.II, pp.A-3, 91-98.
- [32] Leuchars J.M., Scrivener J.C., Masonry Infilled Panels Subjected to Cyclic in-plane Loading, Bulletin of the New Zealand Nat. Society for Earthquake Engineering, Vol.9, No.2, June 1976.
- [33] Liauw T.C., Kwan K.H., Plastic Theory of Infilled Frames with Finite Interface Shear Strength, Proc. ICE, Part 2, vol. 75, Dec. 1983, pp. 707-723.
- [34] Liauw T.C., Stress Analysis for Panel of Infilled Frames, Build. Sci. Vol. 8, pp. 105-112, Pergamon Press 1973, Printed in Great Britain.
- [35] Liauw T.C. and Lee S.W., On the Behaviour and the Analysis of Multistorey Infilled Frames Subjected to Lateral Loading, Proc. ICE, Part 2, vol. 63, Sept. 1977, pp. 641-656.
- [36] Liauw T.C., Tests on Multistorey Infilled Frames subjected to Dynamic Lateral Loading, ACI Journal, Vol.4, April 1979, pp.551-564.

- [37] Mainstone R.J., On the Stiffness and Strengths of Infilled Frames, Current Paper CP 2/72, Building Research Station, Febr. 1972, Reprinted from Proc. ICE, 1971 Suppl. (IV), Paper No 7360S, pp. 57-90.
- [38] Mallick D.V., Severn R.T., The Behaviour of Infilled Frames under Static Loading, Proc. ICE, Sept./Dec. 1967, vol. 39, pp. 639-656
- [39] Mallick D.V., Garg R.P., Effect of Openings on the Lateral Stiffness of Infilled Frames, Proc. ICE, vol. 49, Paper No 7371, pp. 193-210.
- [40] Mann W., Müller W., Schubtragfähigkeit von gemauerten Wänden und Voraussetzungen für das Entfallen des Windnachweises, Mauerwerk-Kalender 1985.
- [41] Meli R., Behaviour of Masonry Walls Under Lateral Loads, Proc. 5th WCEE Rome 1973, 1, pp.853-862.
- [42] Menegotto, M., und Pinto, P.E., Method of Analysis of Cyclically Loaded R/C Frames Including Changes in Geometry and Nonelastic Behaviour of Elements under Combined Normal Force und Bending. Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, IABSE, Lisboa, 1973.
- [43] Moghaddam a H., Dowling J.P., Earthquake Resistant Design of Brick Infilled Frames, Brick and Block Masonry, vol.1-3, pp. 774-784, ISBN 1 85166 2650, Elsevier Appl.Science Publ..
- [44] Ötes A. Zur werkstoffgerechten Berechnung der Erdbebenbeanspruchung in Stahlbetontragwerken. Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 25, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1985
- [45] Page A.W., Dhanasekar u.a., An in-plane finite element model for brick masonry, Proc. Struc. Congress, ASCE, Chicago, III., pp. 1-18 New analysis techniques for structural masonry, S.C. Anand, Ed..
- [46] Page A. W., The Biaxial Compressive Strength of Brick Masonry, Proc.Instn.Civ.Engrs., Part 2, 1981, 71, 893-906.
- [47] Page A. W., The Strength of Brick Masonry under Biaxial Tension-Compression, Int.J.Masonry Constr., 1983, 3, No. 1, 26-31.
- [48] Ramberg, W., und Osgood, W.R., Description of Stress-Strain Curves by Three Parameters. Technical Note 902, National Advisory Committee for Aeronautics, July 1943.

- [49] Riddington J.R., The Influence of Initial Gaps on Infilled Frame Behaviour, Proc. Inst. Civ. Engrs. Part 2, 1984, 73, June, pp.441-454.
- [50] Rivero C.E., Walker W.H., An Analytical Study of the Interaction of Frames and Infill Masonry Walls, A Report on a Research Project Sponsored by the "National Science Foundation" Research Grant Nos. ENV 77-07190 and PFR 80-02582, University of Illinois Urbana, Sept. 1982
- [51] Polyakov S.V., Masonry in Framed Buildings, An Investigation into the Strength and Stiffness of Masonry Infilling (English translation), Moscow, 1957.
- [52] Rothe D., Schmidt T., SNAP - A Structural Nonlinear Analysis Program, Darmstadt Concrete, Vol. 3, 1988, pp. 141-154.
- [53] Rothe D., Untersuchungen zum nichtlinearen Verhalten von Stahlbetonwandscheiben unter Erdbebenbeanspruchung, Dissertation Technische Hochschule Darmstadt, 1991.
- [54] Satchanski S. Analysis of the earthquake resistance of frame buildings taking into consideration the carrying capacity of the filling masonry, Proc. 2nd World Conf. on Earthquake Engineering, Japan, 1960, 3, pp.2127-2141.
- [55] Schwalbe Th., Ableitung von Einflußparametern zur Abschätzung der Steifigkeiten und Traglasten ausgefachter Stahlbetonrahmen mittels eines Ersatzstabmodells, Vertieferarbeit, Th Darmstadt, Juli 1991, (nicht veröffentlicht).
- [56] Smolira M., Analysis of Infilled Shear Walls, Proc. Institution of Civil Engineers, Paper No 7672, Dec. 1973, pp. 895-912
- [57] Stafford Smith B., Lateral Stiffness of Infilled Frames, Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 88, ST6, Dec. 1962.
- [58] Stafford Smith B., Behavior of Square Infilled Frames, Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 92, ST1, Febr. 1966.
- [59] Stafford Smith B., Model Test Results of Vertical and Horizontal Loading of Infilled Frames, ACI Journal, Aug. 1968, Title No. 65-44, pp.618-625.
- [60] Stafford Smith B., The Composite Behavior of Infilled Frames, Tall Buildings, edited by A.Coull and B.Stafford Smith, Pergamon press, London, 1967, pp. 481-495.
- [61] Stafford Smith B., Methodes fo Predicting the Lateral Stiffness and Strength of Multi-Story Infilled Frames, Building Science, Vol. 2, Pergamon Press, London, 1967, pp. 247-257.

- [62] Stafford Smith B., Carter C., A Method of Analysis for Infilled Frames, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, vol.44, Sept.1969.
- [63] Stafford Smith B., Riddington J.R., The design of masonry infilled steel frames for bracing structures, The Structural Engineer, March 1978, No.1, Vol.56B.
- [64] Stylianidis K.C., Cyclic Behaviour of Infilled R/C Frames, Brick and Block Masonry, vol.1-3, pp. 792-799, ISBN 1 85166 2650, Elsevier Appl.Science Publ..
- [65] Tassios T.P., Masonry Infill and R.C. Walls under Cyclic Actions, CIB Symposium on Wall Structures, Warsaw, June 1984
- [66] Thiruvengadam V., On the Natural Frequencies of Infilled Frames, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 13, pp. 401-419 (1985).
- [67] Thompson, K.J., und Park, R., Moment-Curvature Behaviour of Cyclically Loaded Structural Concrete members. Proc. Inst. Civ. Engrs. Part 2, June 1980.
- [68] Valiasis Th., Stylianidis K.C., Masonry Infilled R/ C Frames under Horizontal Loading. Experimental Results, European Earthquake Engineering Journal, 1989.
- [69] Vintziléou E., Behaviour of Infilled Frames Subject to Lateral Actions. A State-of-the-Art Report, EC8 Editing Panel, Brussels, 1987.
- [70] Wood R.H., Plasticity, Composite Action and Collapse Design of Unreinforced Shear Wall Panels in Frames, Proc. ICE, Part 2, vol. 65, June 1978, pp. 381-411.
- [71] Zarnic R., Tomazevic M., Study of the Behaviour of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frames Subjected to Seismic Loading Part II, Report ZRMK/IKPI-85/02, Ljubljana 1985.
- [72] Zarnic R., Tomazevic M., Velechovsky T., Experimental Study of Methods for Repair and Strengthening of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frames.
- [73] Zarnic R., Tomazevic M., An Experimentally obtained Method for Evaluation of the Behavior of Masonry Infilled R/C Frames, Proceedings, Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, 1988.

A Anhang

A.1 Weitere Ergebnisse der Materialuntersuchungen

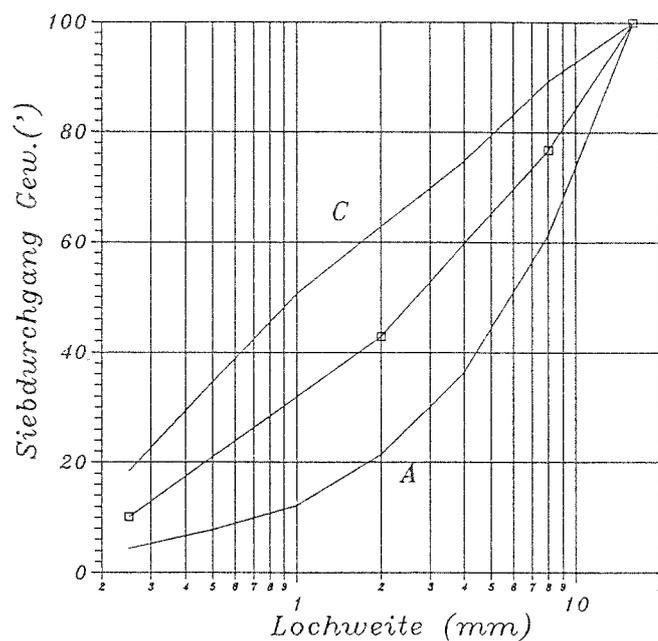


Abbildung 90: Sieblinie des Betons

Zement: PZ 35F	22.1 kg
Wasser	18.8 kg
Zuschlagstoffe:	
Korngruppe 0/2	80.7 kg
Korngruppe 4/8	65.4 kg
Korngruppe 8/16	46.2 kg

Tabelle 16: Betonmischung

Rahmen	Druckfestigkeit		Zug- festigkeit	Spaltzug- festigkeit	E-Modul Zug/Druck
	Würfel	Zylinder			
4	31.9	25.9	2.2		29900/16700
5	30.1	25.3	2.1		27900/18200
6	36.6	26.3	1.9		28600/17100
7	33.9	23.7	1.8		34400/16500
8	28.3	19.7	1.7	2.3	28000/11300
9	31.3	21.5	1.6	2.2	25200/14000
10	21.6	14.4	1.3	1.6	20400/10400

Tabelle 17: Betonkennwerte in $[MN/m^2]$. Serienwerte

Rahmen	Druckfestigkeit		Zug- festigkeit	Spaltzug- festigkeit	E-Modul Zug/Druck
	Würfel	Zylinder			
4	31.1	23.4	2.0		29200/13000
5	26.7	24.5	1.9		25000/16700
6	35.6	25.7	1.7		23900/15100
7	33.8	23.3	1.7		34000/13700
8	28.0	18.9	1.3	1.8	26700/10000
9	31.1	20.9	1.6	2.0	23400/13100
10	21.3	14.2	1.1	1.6	19800/10100

Tabelle 18: Betonkennwerte in $[MN/m^2]$. Nennwerte

φ mm	β_s MN/ m ²	β_z MN/ m ²	E_s MN/ m ²
6	613.0	617.5	196232
8	592.8	671.8	198200
10	597.3	623.7	195064
12	521.3	622.3	192011

Tabelle 19: Stahlkennwerte

		Druckfestigkeit $\beta_{d,St}$	Zugfestigkeit $\beta_{z,St} = 0,75\beta_{z,Spaltzug}$
Ausfachung	Stein	27,8	0,77
Versuch 1	Mörtel	5,0	—
Ausfachung	Stein	27,8	0,94
Versuch 3	Mörtel	8,0	—

Tabelle 20: Stein/Mörtelkennwerte für V1-V3

	Druck- festigkeit $\beta_{d,m}$ [MN/m ²]	Anfangs- E-Modul [MN/m ²]	Quer- dehnzahl ν	Bruch- stauchung $\epsilon_{u,m}$ [‰]
Ausfachung Versuch 1	9,3	4000	0,11	4,5
Ausfachung Versuch 3	10,1	5200	0,09	3,5

Tabelle 21: Mauerwerkskennwerte

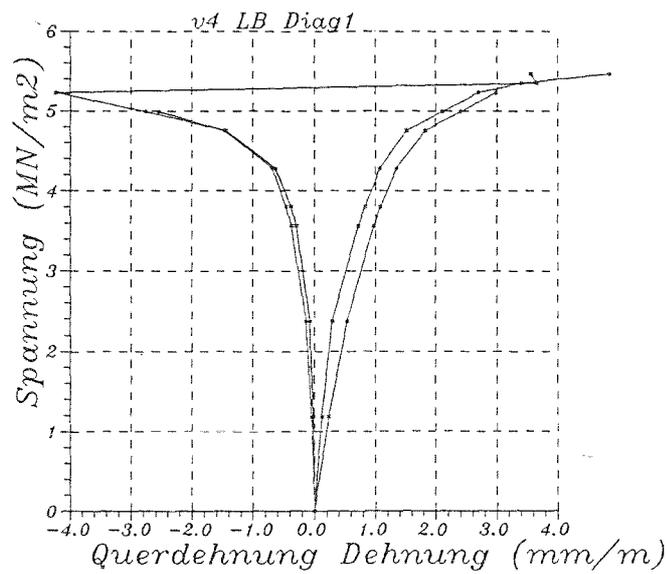
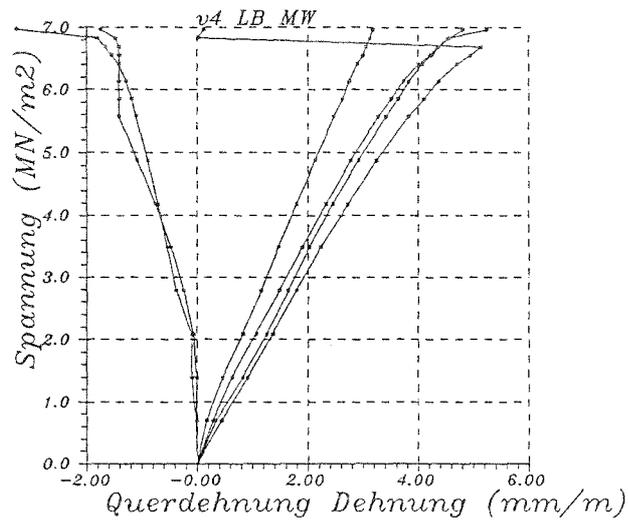
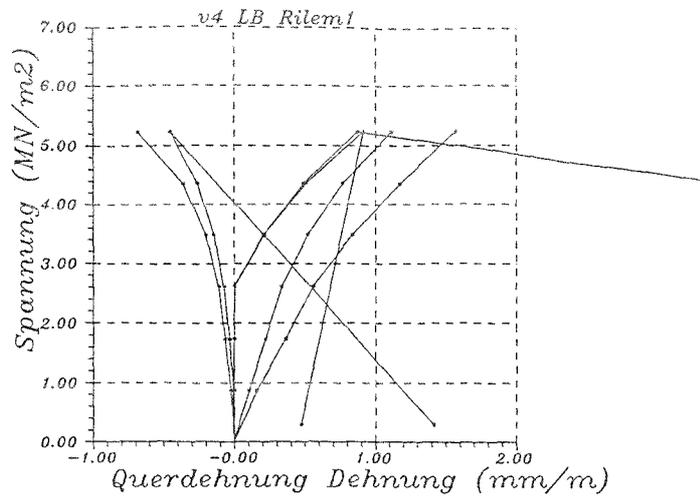


Abbildung 91: σ - ϵ -Linien für Leichtbetonmauerwerk senkrecht, parallel und diagonal zu den Lagerfugen

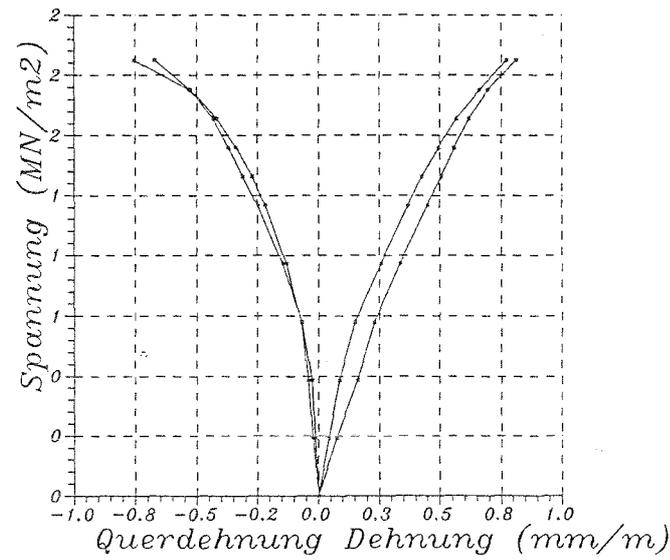
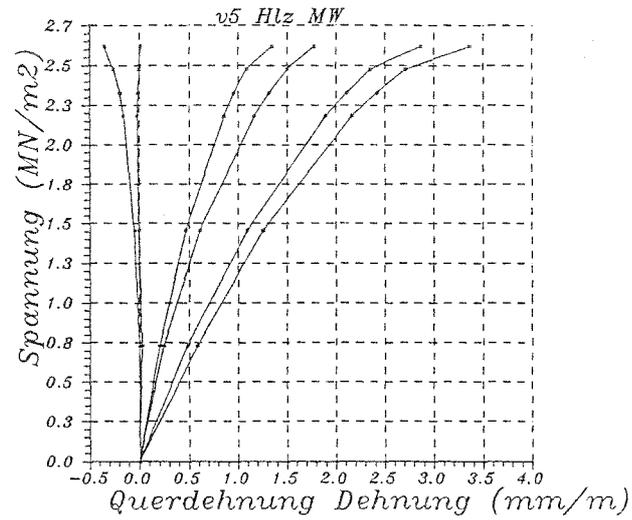
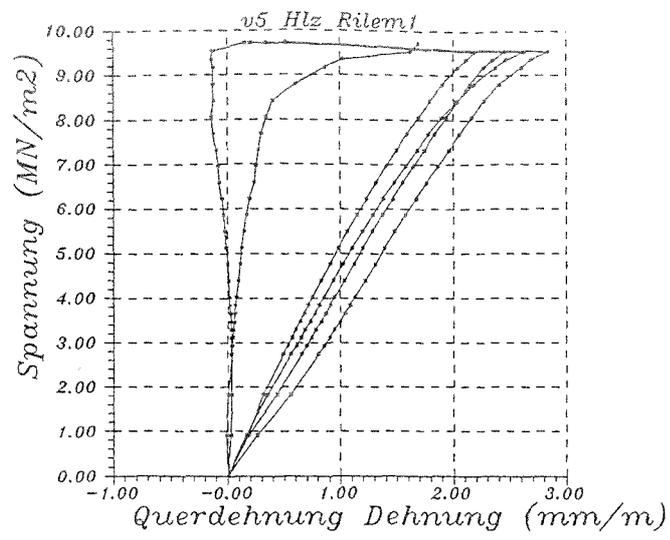


Abbildung 92: $\sigma - \epsilon$ -Linien für Mauerwerk aus Hochlochziegeln senkrecht, parallel und diagonal zu den Lagerfugen

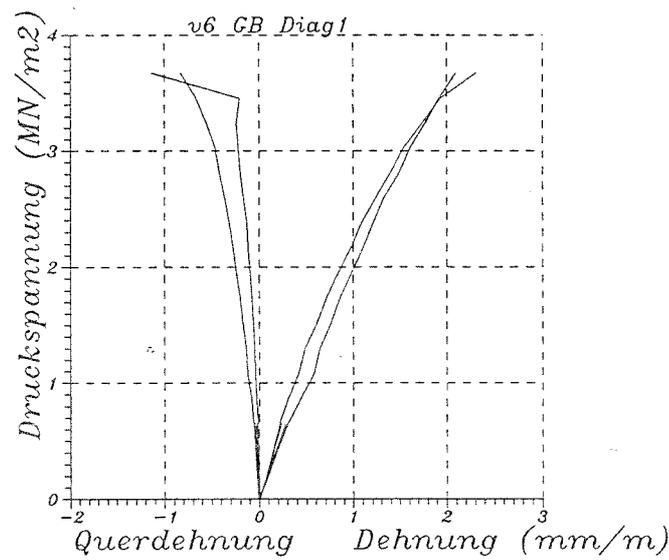
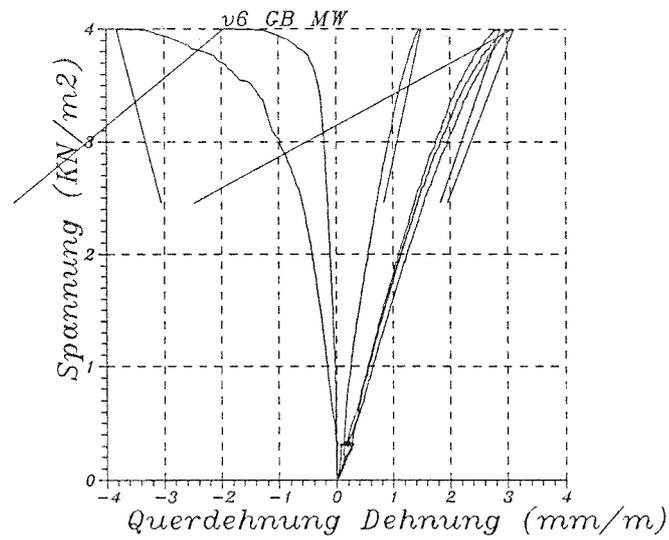
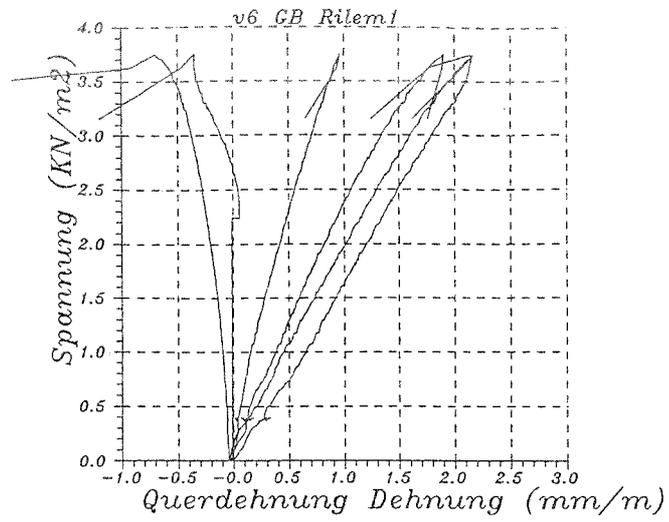


Abbildung 93: $\sigma - \epsilon$ -Linien für Gasbetonmauerwerk senkrecht, parallel und diagonal zu den Lagerfugen

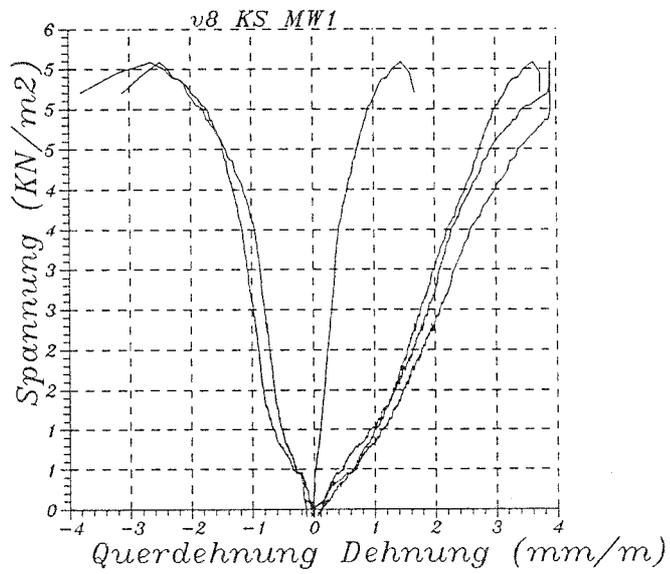
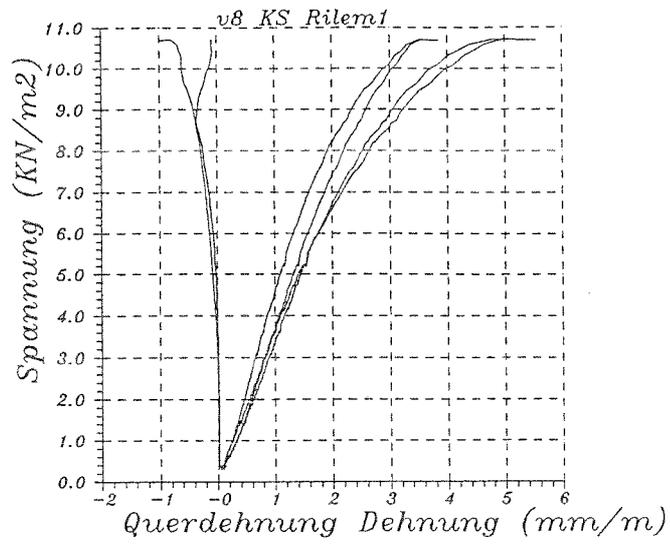


Abbildung 94: $\sigma - \epsilon$ -Linien für Kalksandsteinmauerwerk senkrecht und parallel zu den Lagerfugen

A.2 Weitere Meßergebnisse zu den Versuchen V4-V10

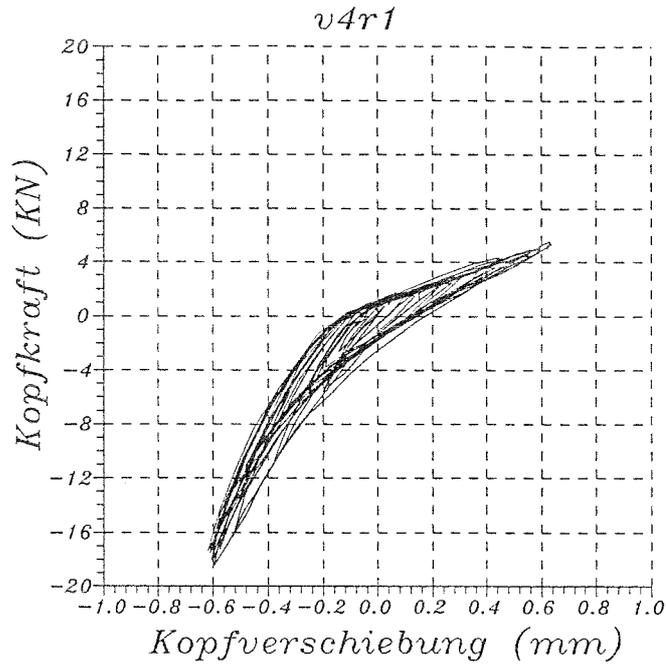


Abbildung 95: Hysterese des Versuchs V4 Lauf R1

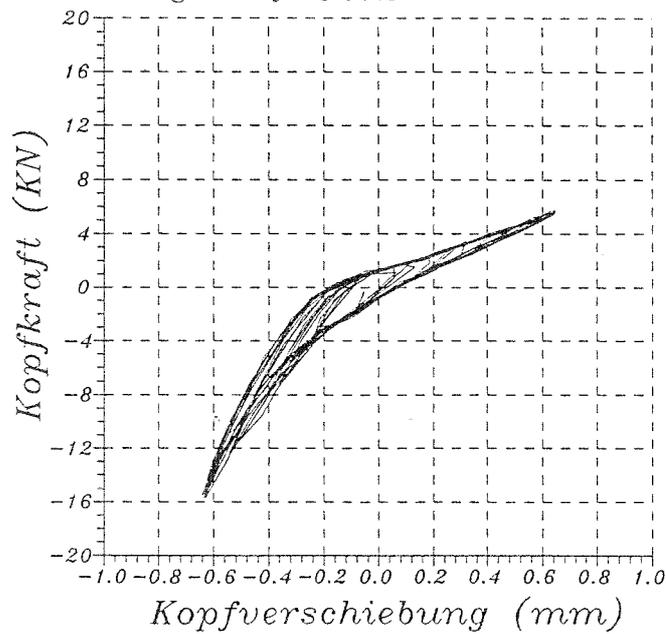


Abbildung 96: Hysterese des Versuchs V4 Lauf R2

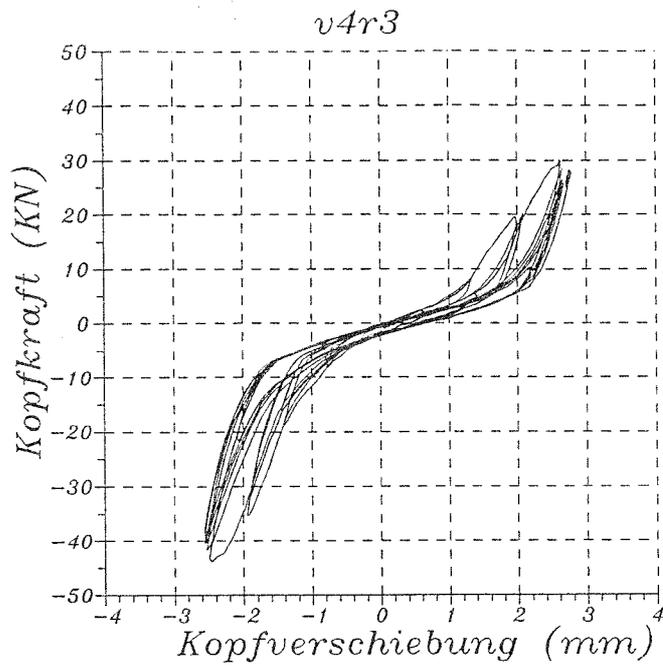


Abbildung 97: Hysterese des Versuchs V4 Lauf R3

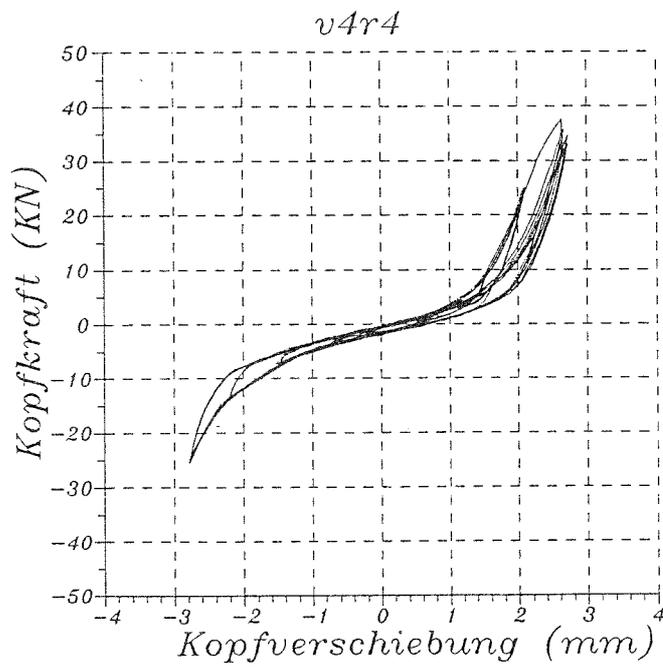


Abbildung 98: Hysterese des Versuchs V4 Lauf R4

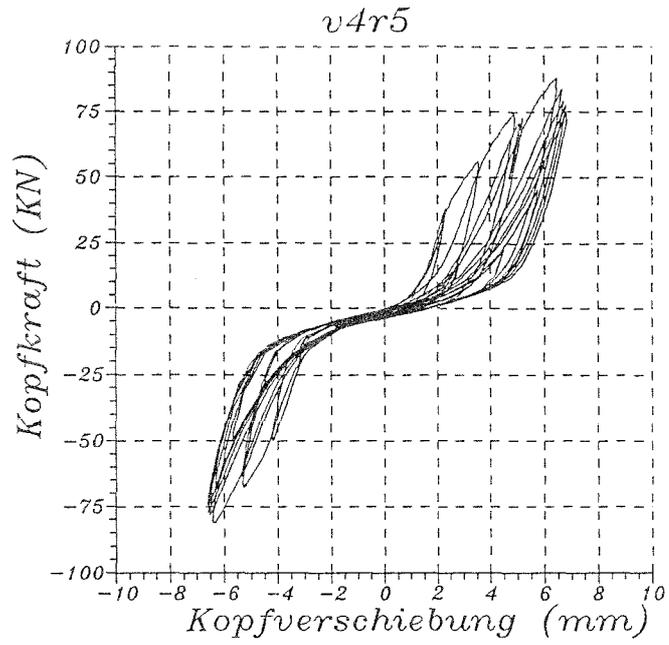


Abbildung 99: Hysterese des Versuchs V4 Lauf R5

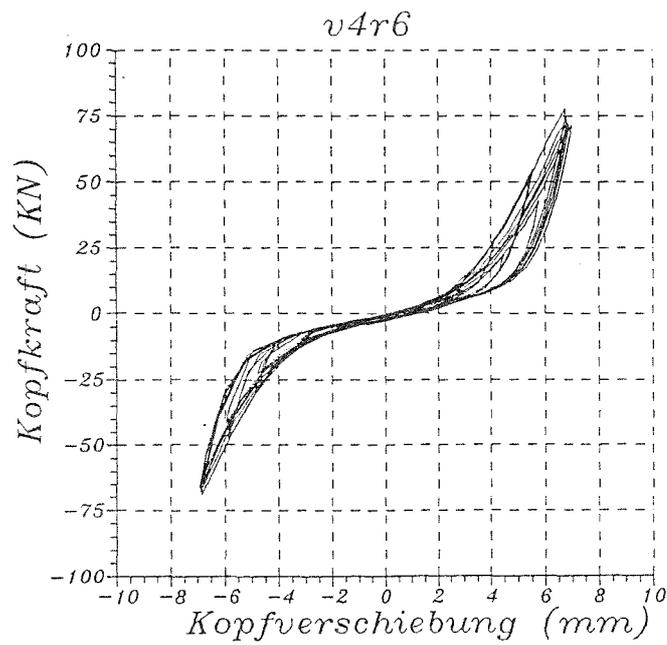


Abbildung 100: Hysterese des Versuchs V4 Lauf R6

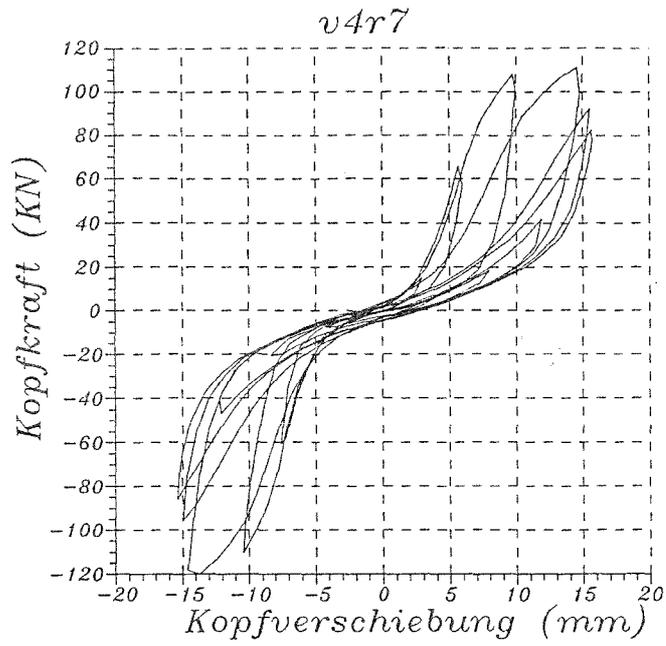


Abbildung 101: Hysterese des Versuchs V4 Lauf R7

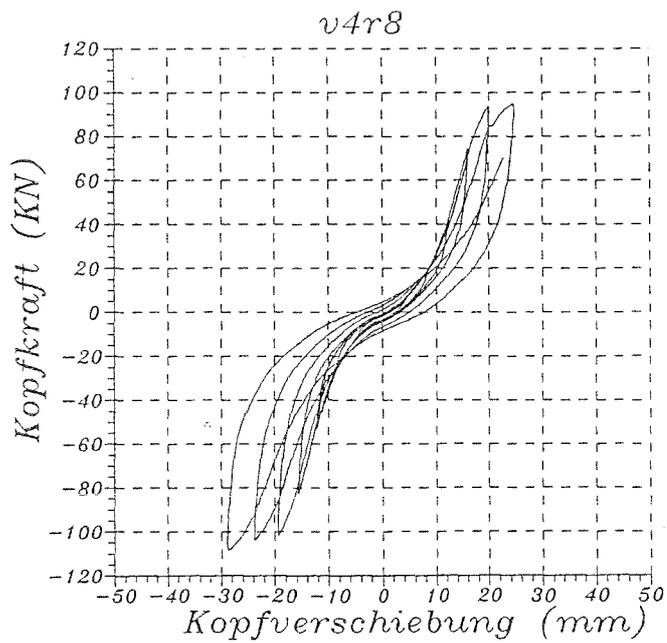


Abbildung 102: Hysterese des Versuchs V4 Lauf R8

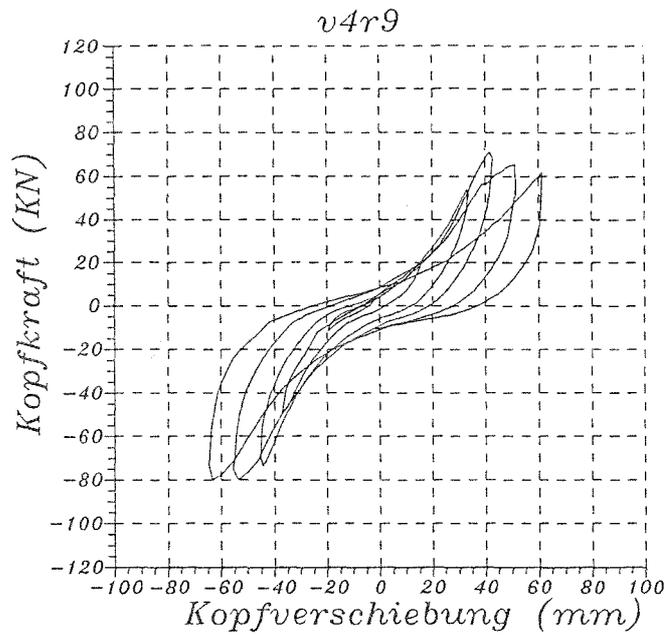


Abbildung 103: Hysterese des Versuchs V4 Lauf R9

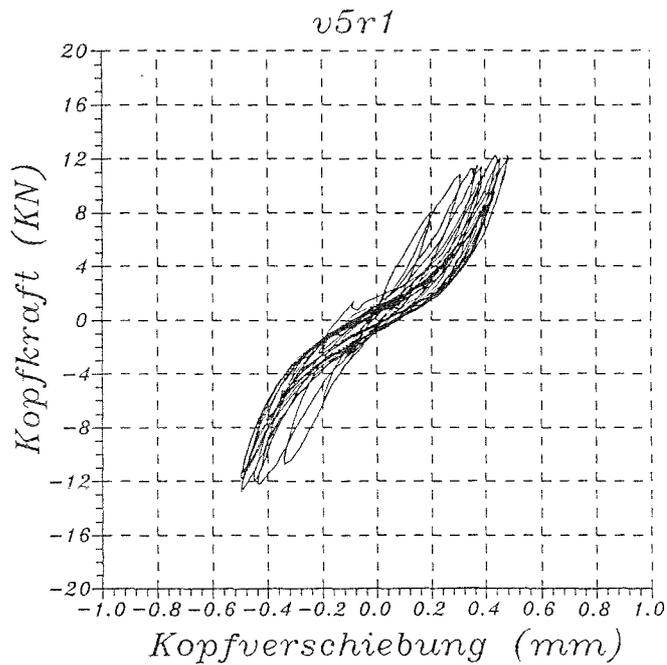


Abbildung 104: Hysterese des Versuchs V5 Lauf R1

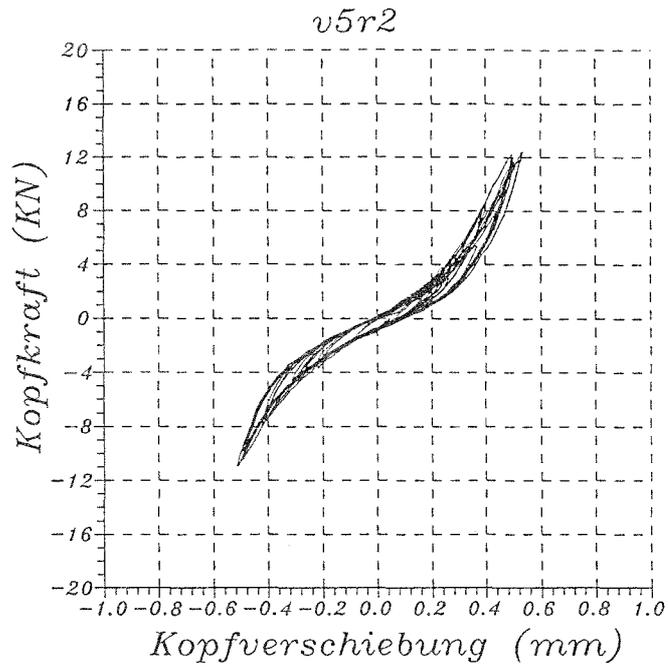


Abbildung 105: Hysterese des Versuchs V5 Lauf R2

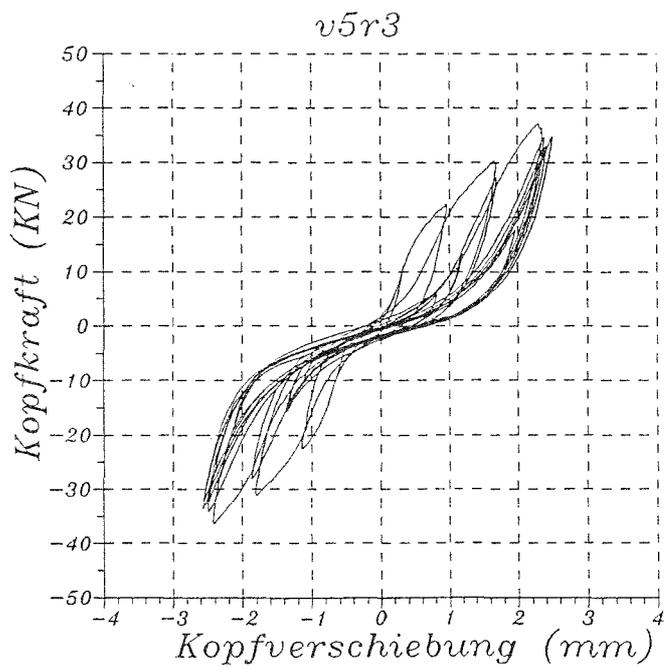


Abbildung 106: Hysterese des Versuchs V5 Lauf R3

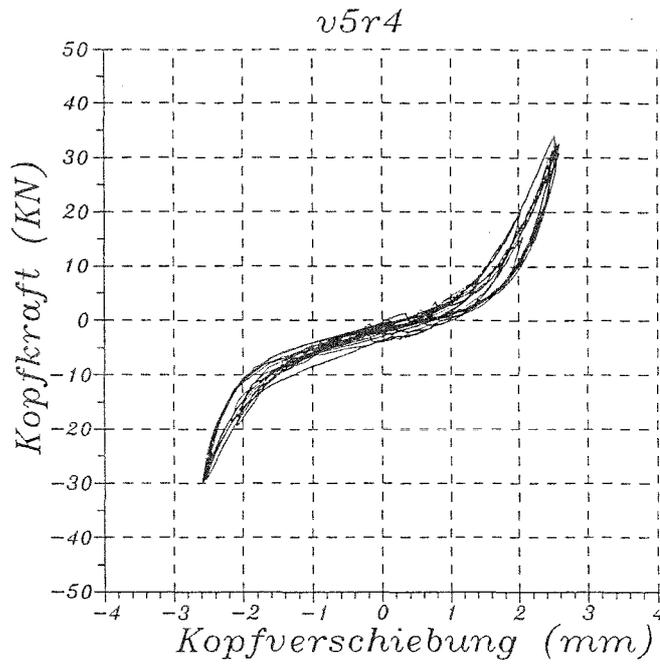


Abbildung 107: Hysterese des Versuchs V5 Lauf R4

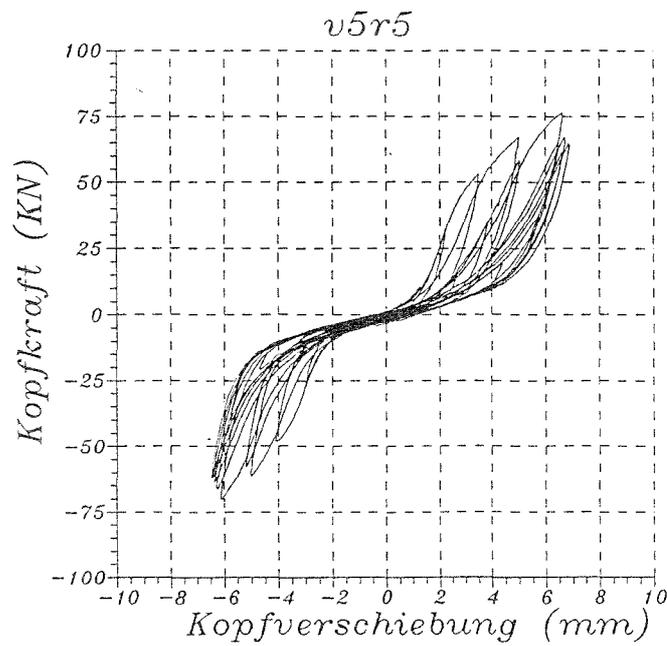


Abbildung 108: Hysterese des Versuchs V5 Lauf R5

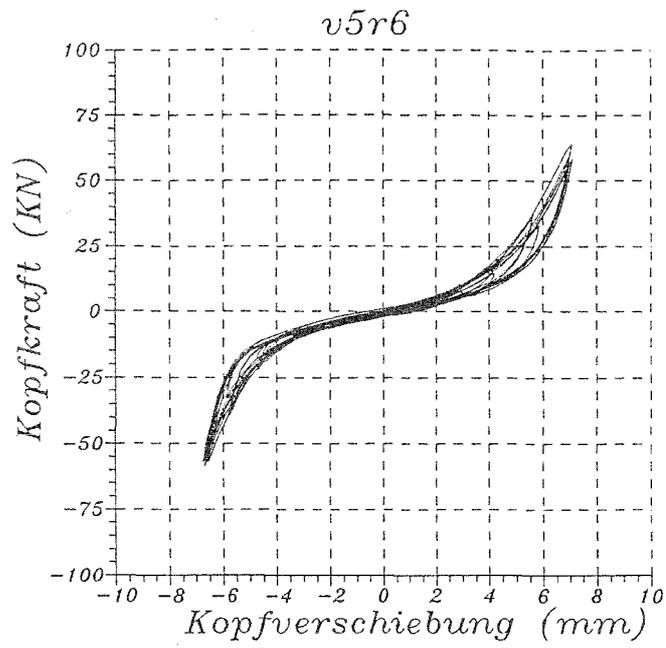


Abbildung 109: Hysterese des Versuchs V5 Lauf R6

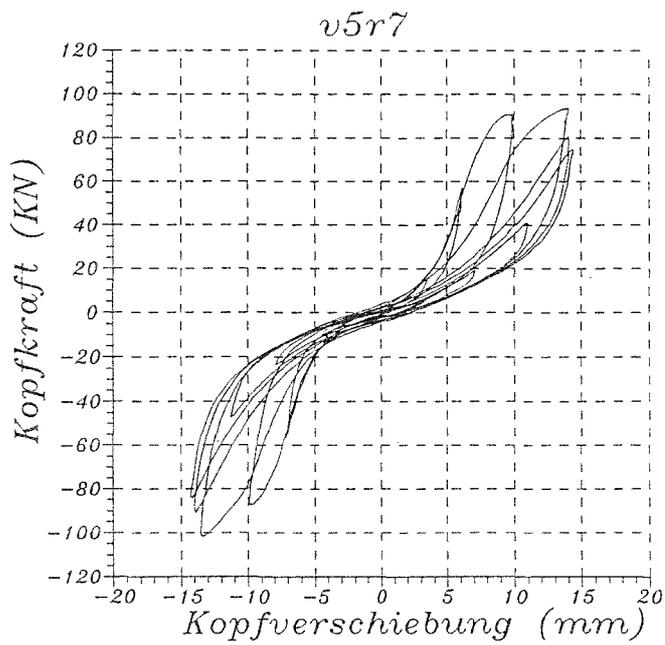


Abbildung 110: Hysterese des Versuchs V5 Lauf R7

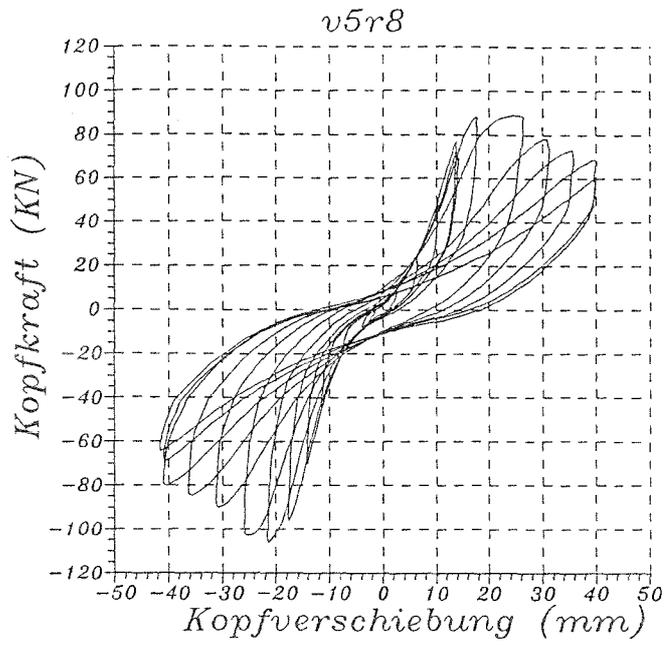


Abbildung 111: Hysterese des Versuchs V5 Lauf R8

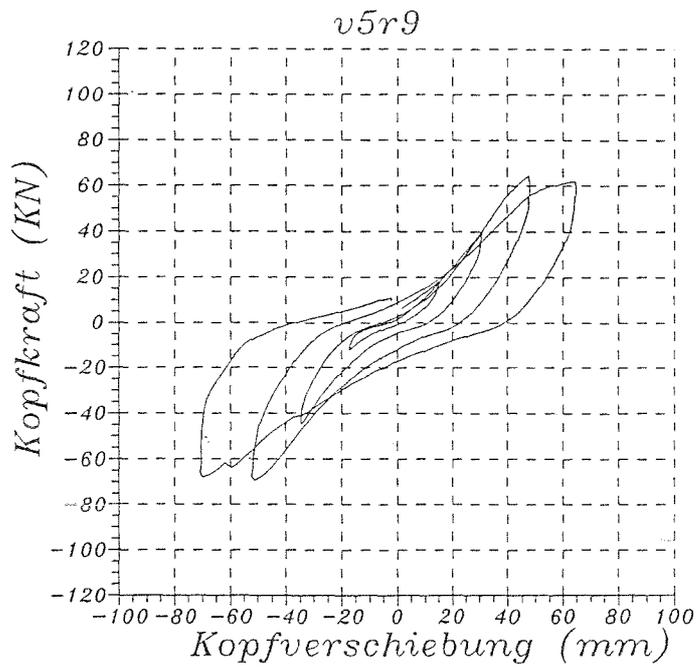


Abbildung 112: Hysterese des Versuchs V5 Lauf R9

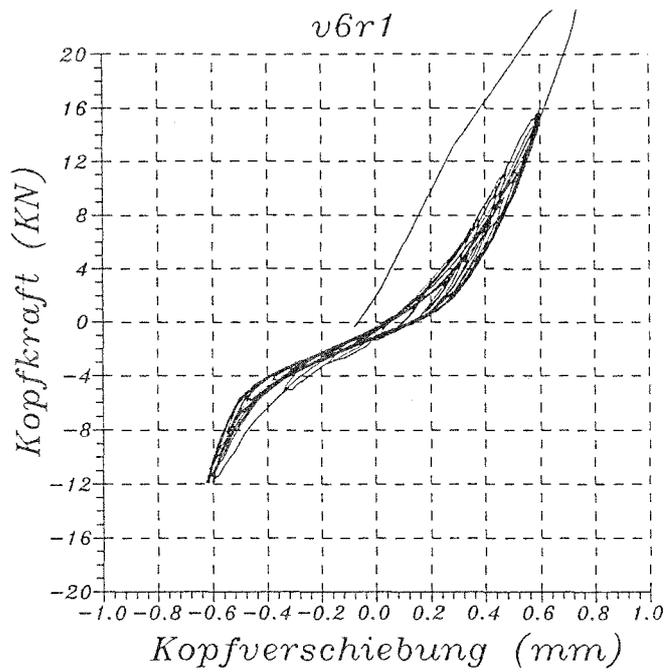


Abbildung 113: Hysterese des Versuchs V6 Lauf R1

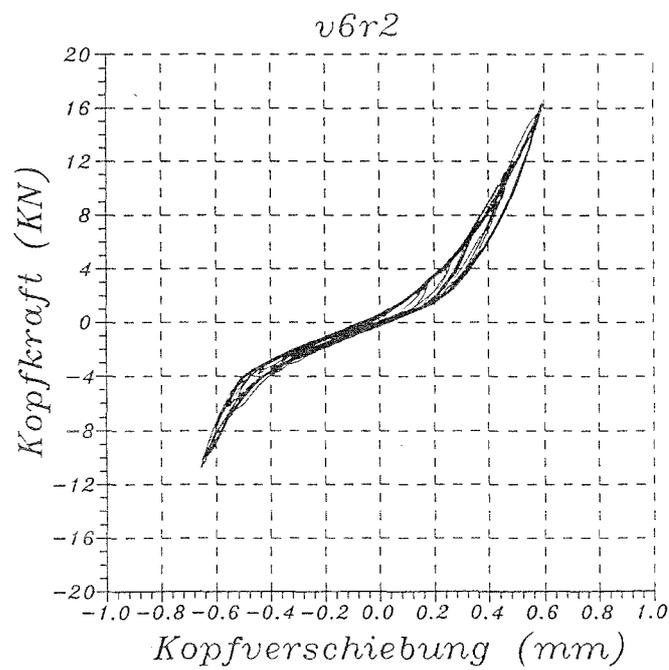


Abbildung 114: Hysterese des Versuchs V6 Lauf R2

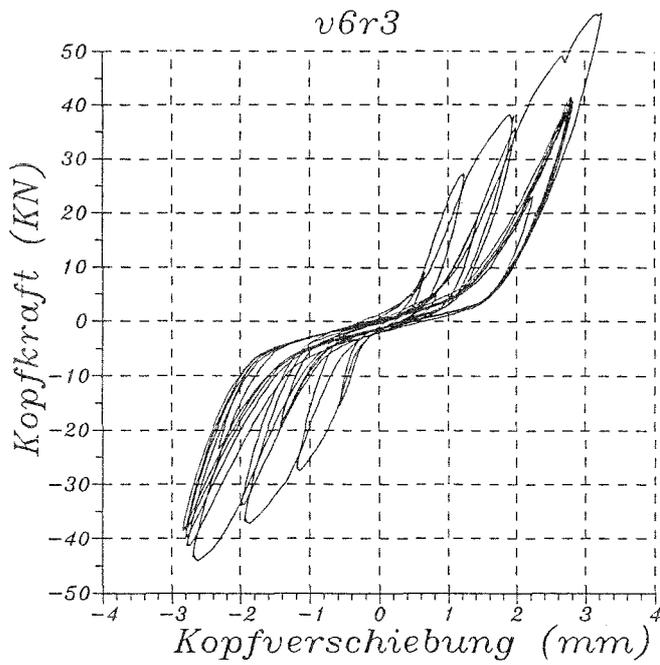


Abbildung 115: Hysterese des Versuchs V6 Lauf R3

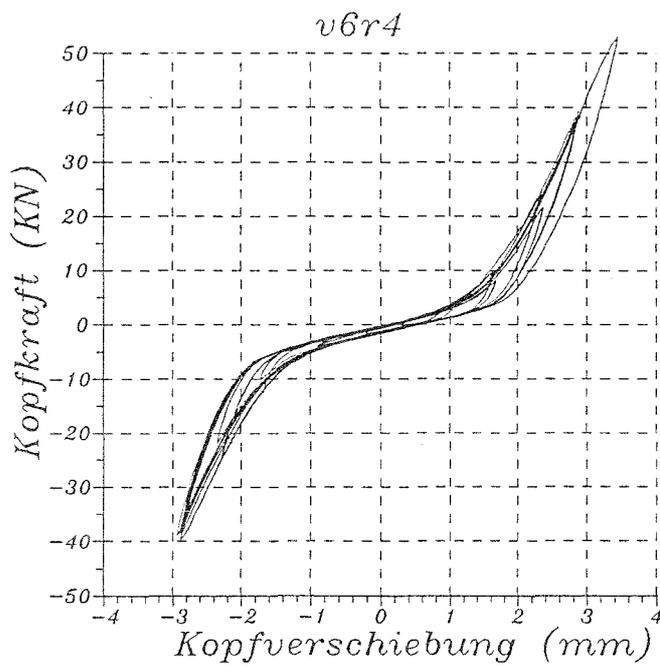


Abbildung 116: Hysterese des Versuchs V6 Lauf R4

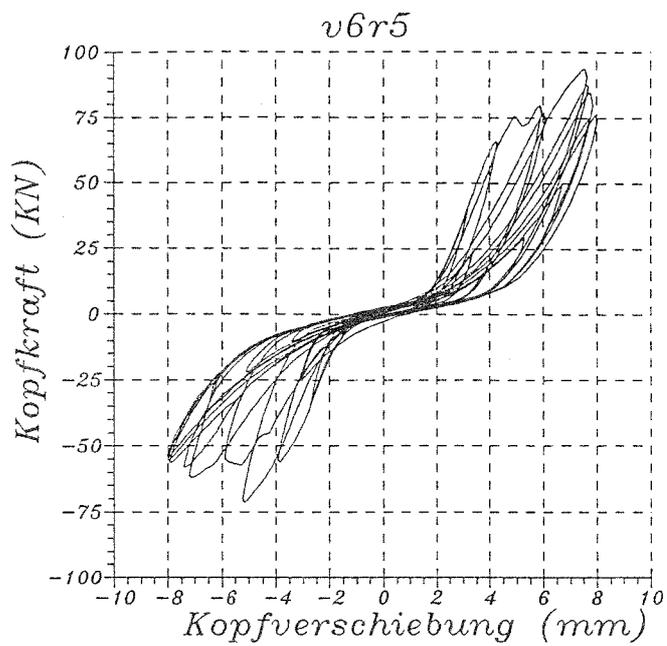


Abbildung 117: Hysterese des Versuchs V6 Lauf R5

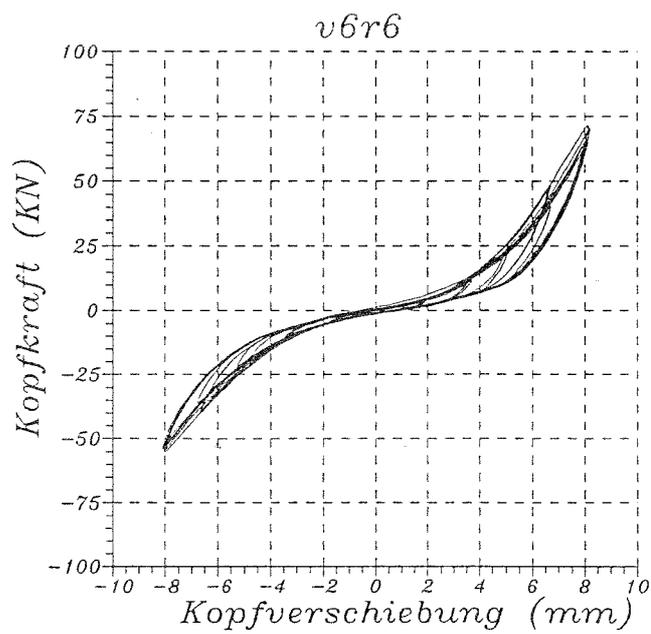


Abbildung 118: Hysterese des Versuchs V6 Lauf R6

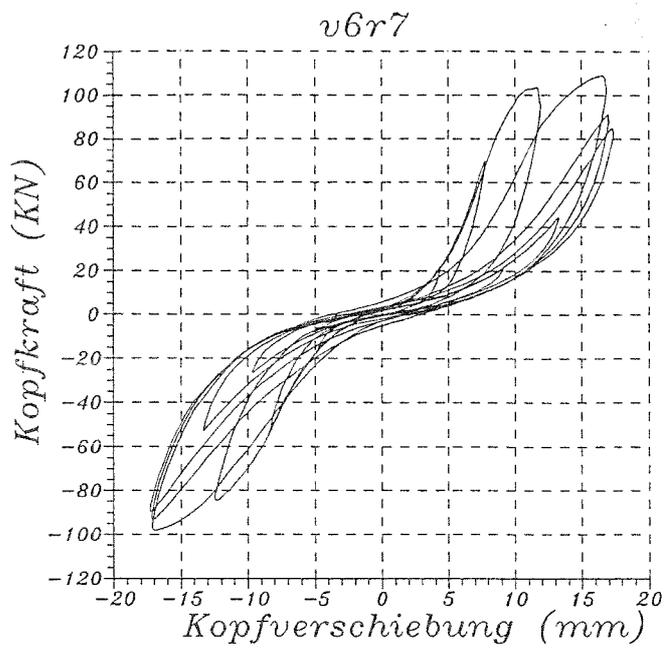


Abbildung 119: Hysterese des Versuchs V6 Lauf R7

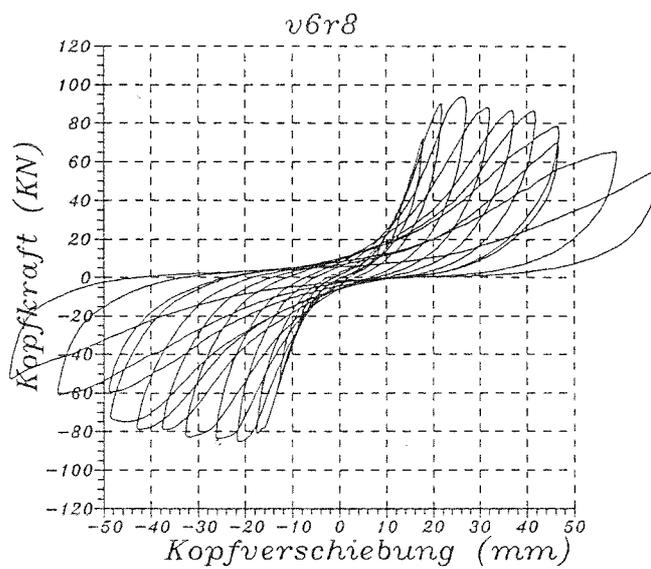


Abbildung 120: Hysterese des Versuchs V6 Lauf R8

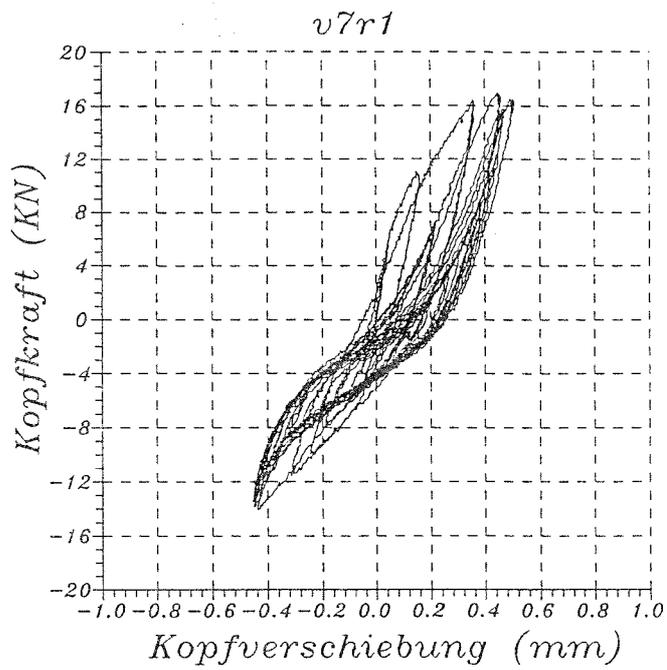


Abbildung 121: Hysterese des Versuchs V7 Lauf R1

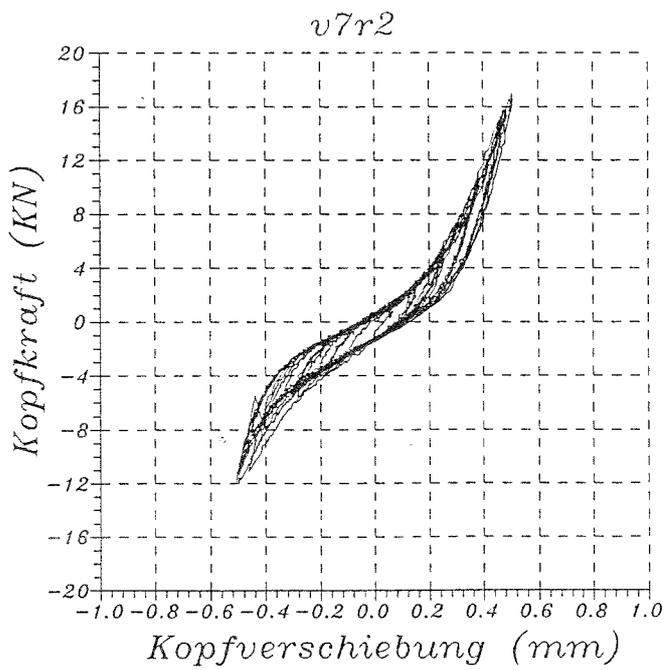


Abbildung 122: Hysterese des Versuchs V7 Lauf R2

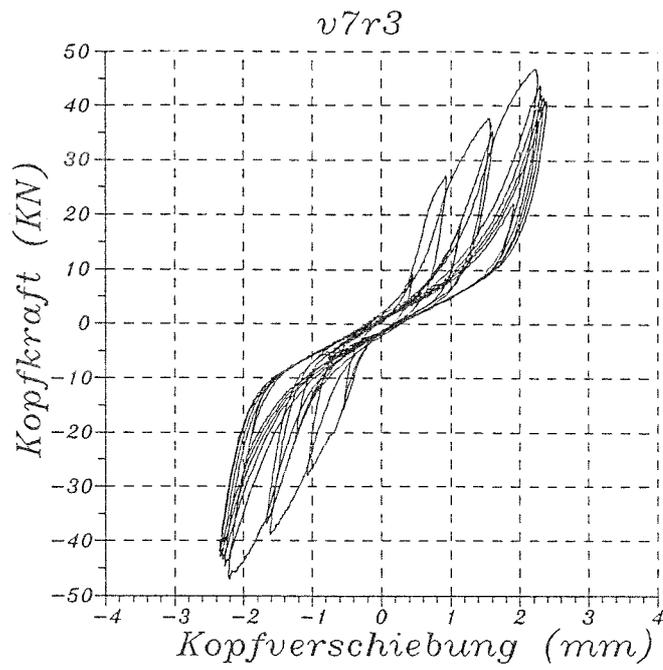


Abbildung 123: Hysterese des Versuchs V7 Lauf R3

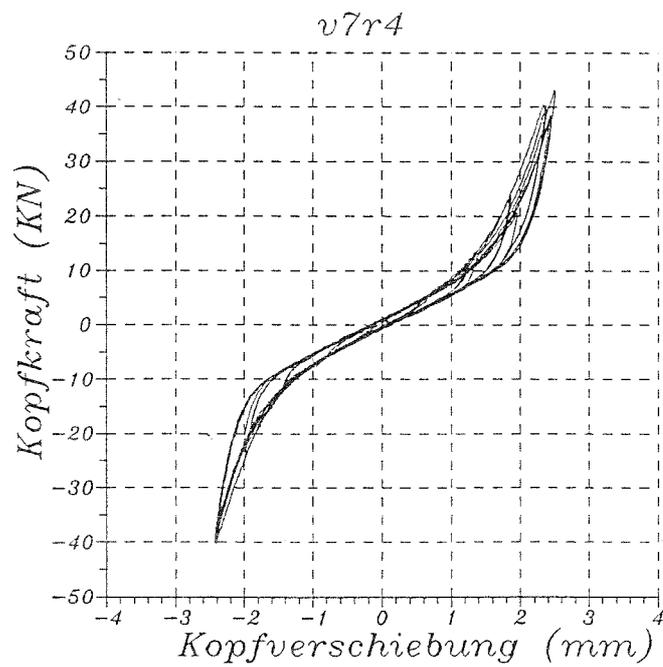


Abbildung 124: Hysterese des Versuchs V7 Lauf R4

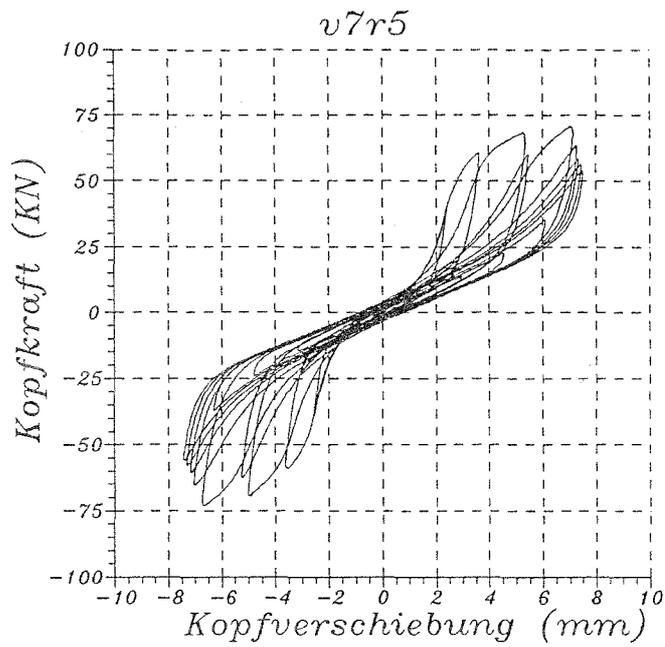


Abbildung 125: Hysterese des Versuchs V7 Lauf R5

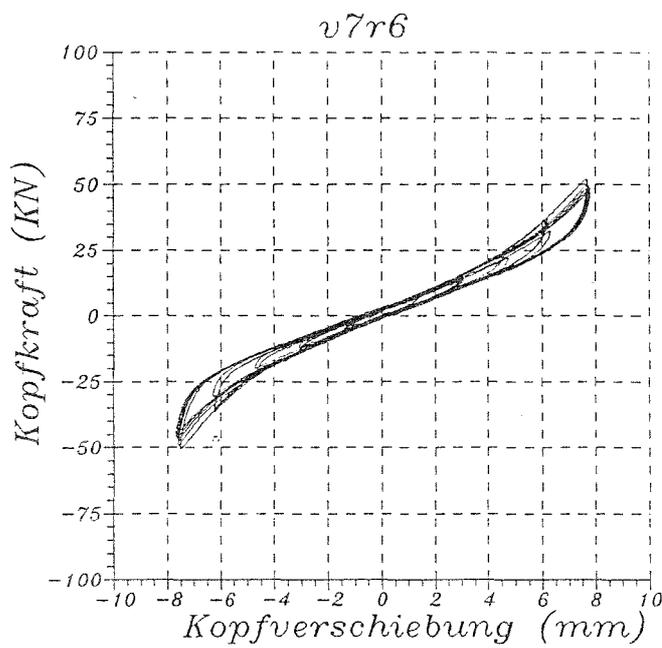


Abbildung 126: Hysterese des Versuchs V7 Lauf R6

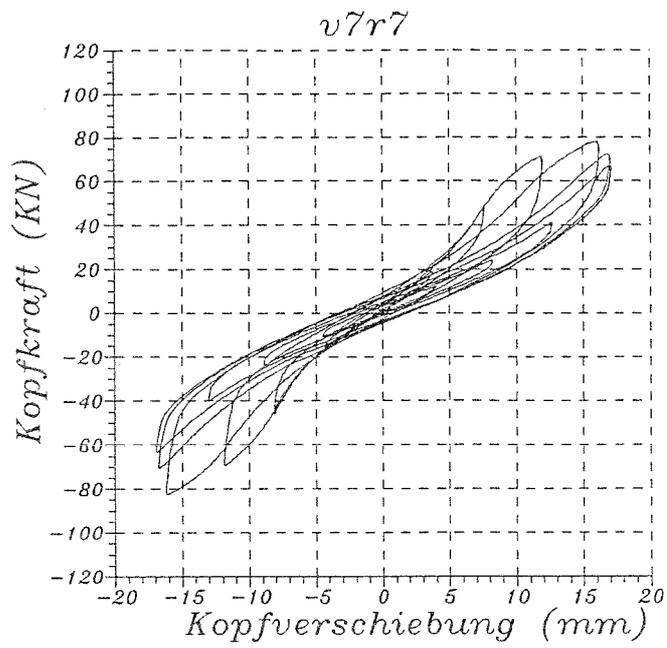


Abbildung 127: Hysterese des Versuchs V7 Lauf R7

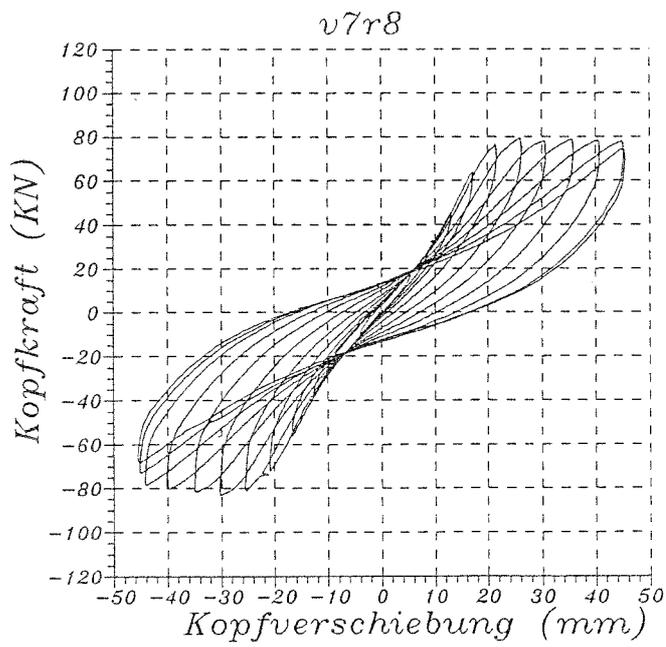


Abbildung 128: Hysterese des Versuchs V7 Lauf R8

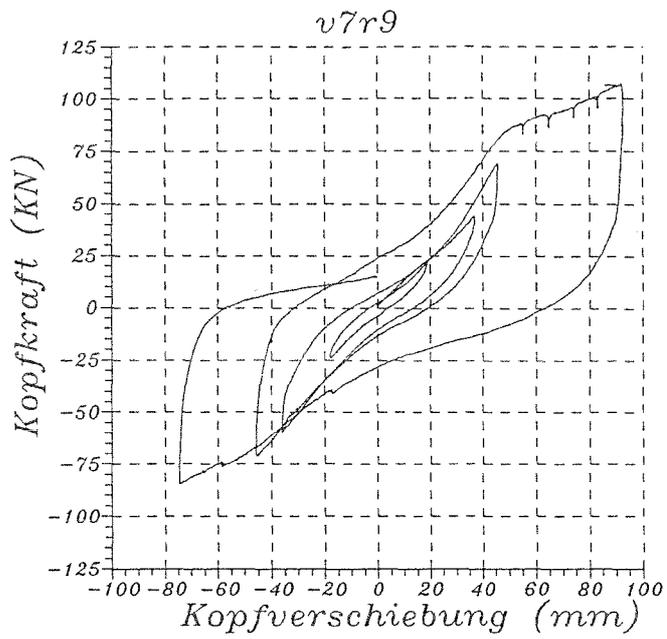


Abbildung 129: Hysterese des Versuchs V7 Lauf R9

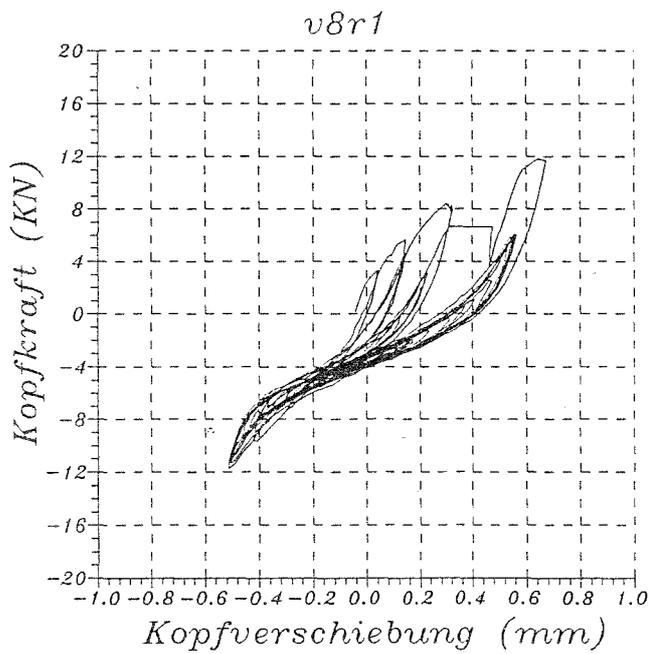


Abbildung 130: Hysterese des Versuchs V8 Lauf R1

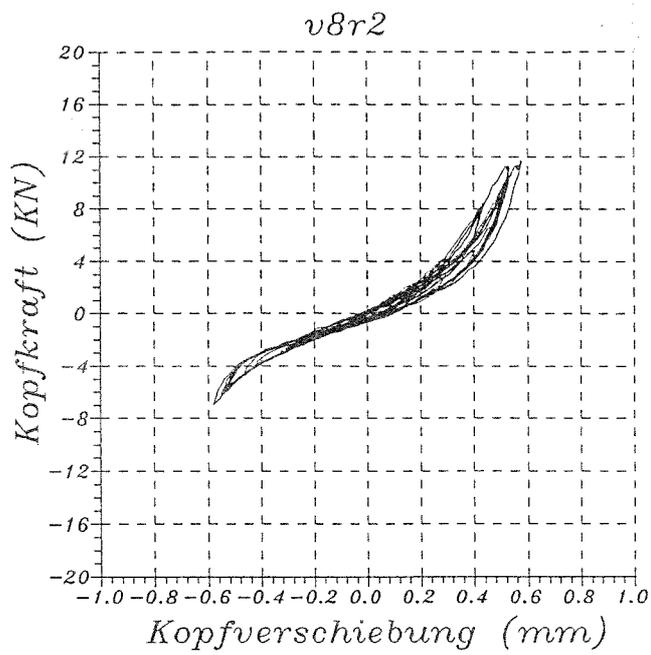


Abbildung 131: Hysterese des Versuchs V8 Lauf R2

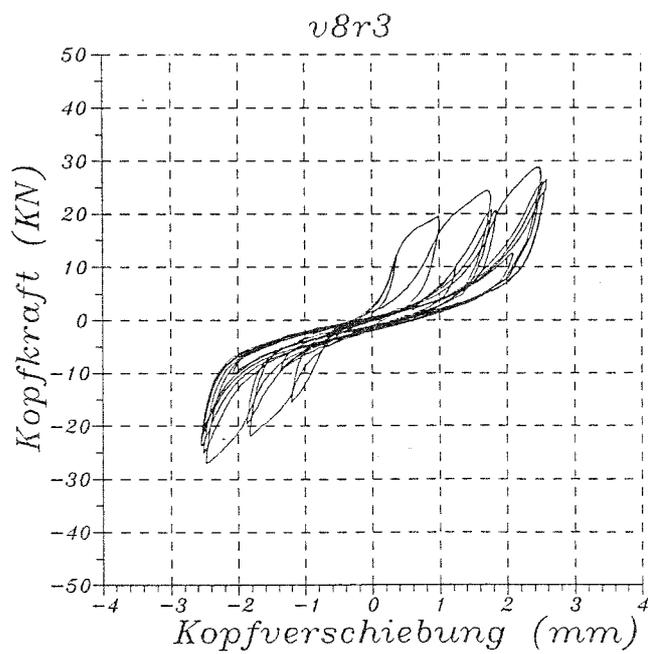


Abbildung 132: Hysterese des Versuchs V8 Lauf R3

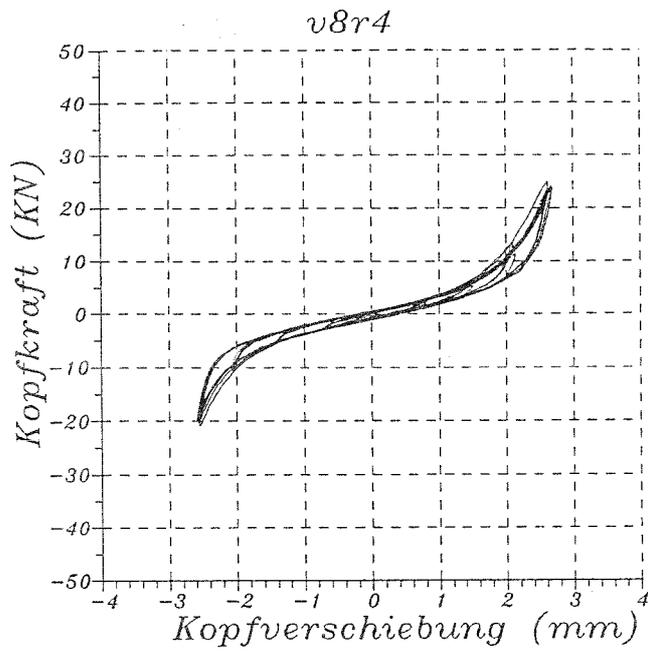


Abbildung 133: Hysterese des Versuchs V8 Lauf R4

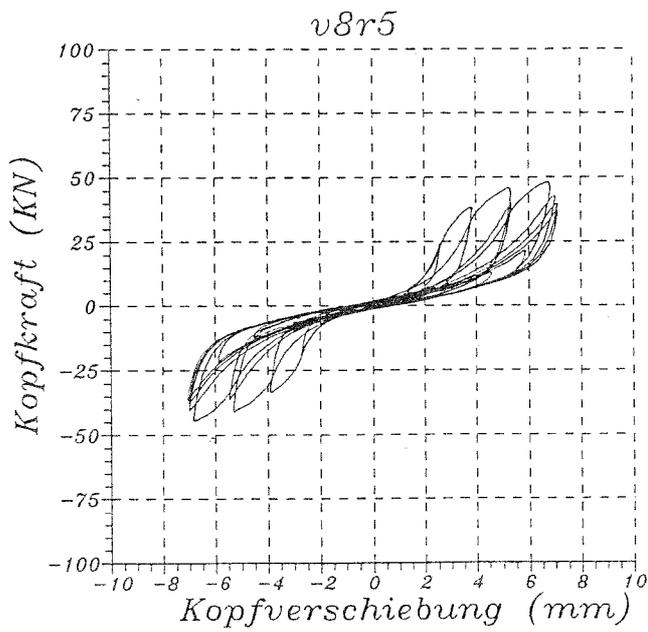


Abbildung 134: Hysterese des Versuchs V8 Lauf R5

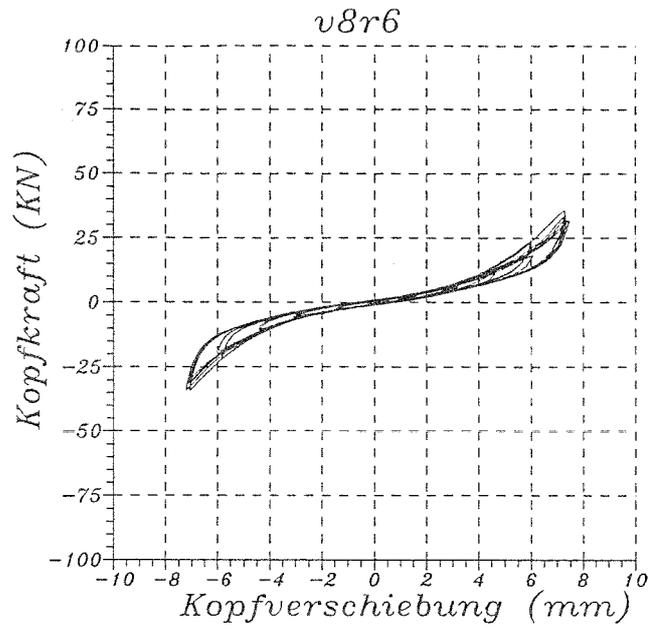


Abbildung 135: Hysterese des Versuchs V8 Lauf R6

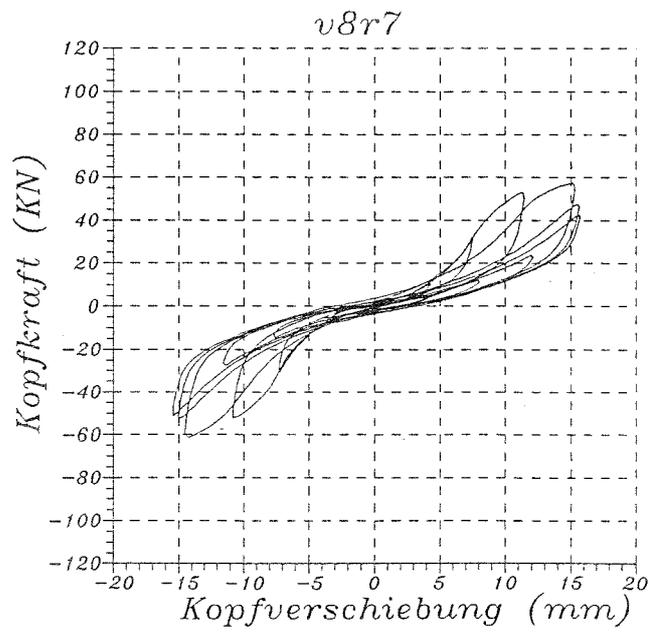


Abbildung 136: Hysterese des Versuchs V8 Lauf R7

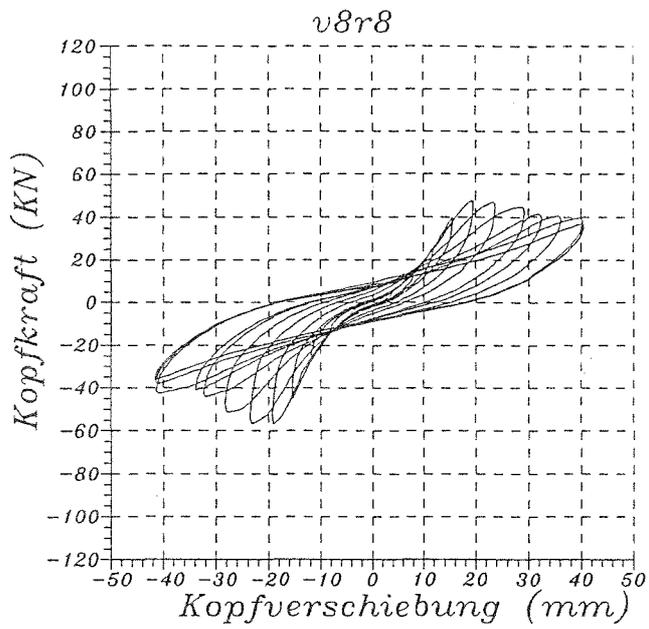


Abbildung 137: Hysterese des Versuchs V8 Lauf R8

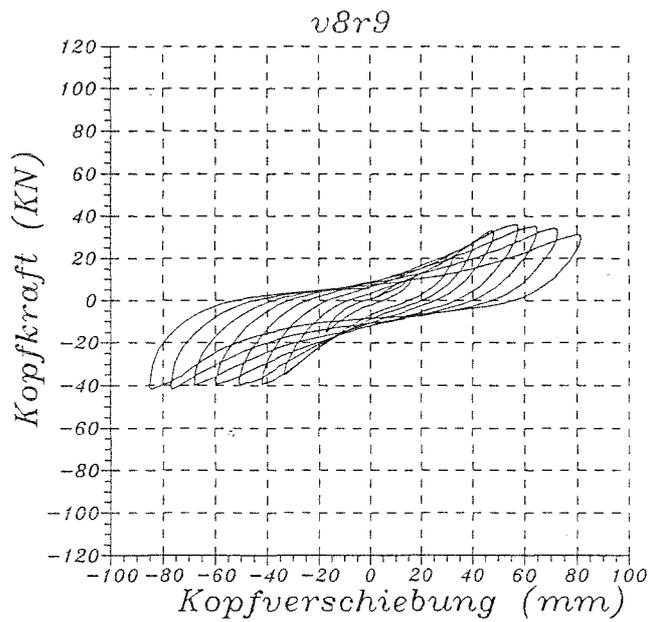


Abbildung 138: Hysterese des Versuchs V8 Lauf R9

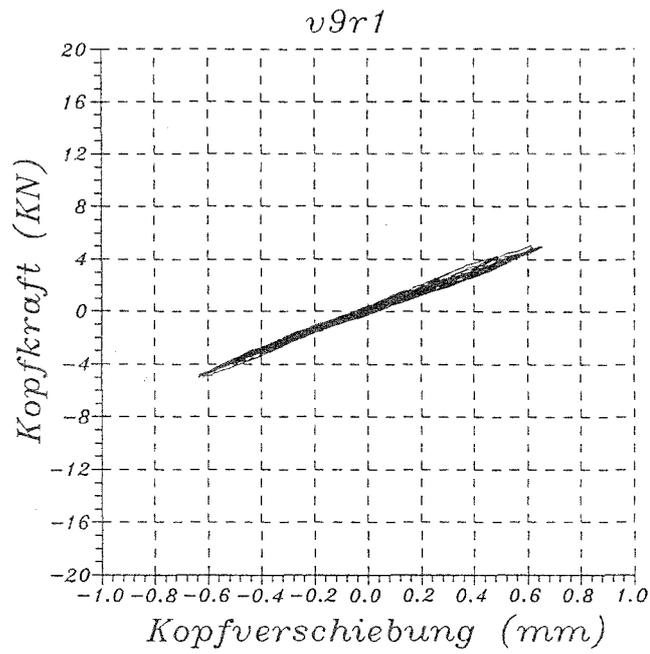


Abbildung 139: Hysterese des Versuchs V9 Lauf R1

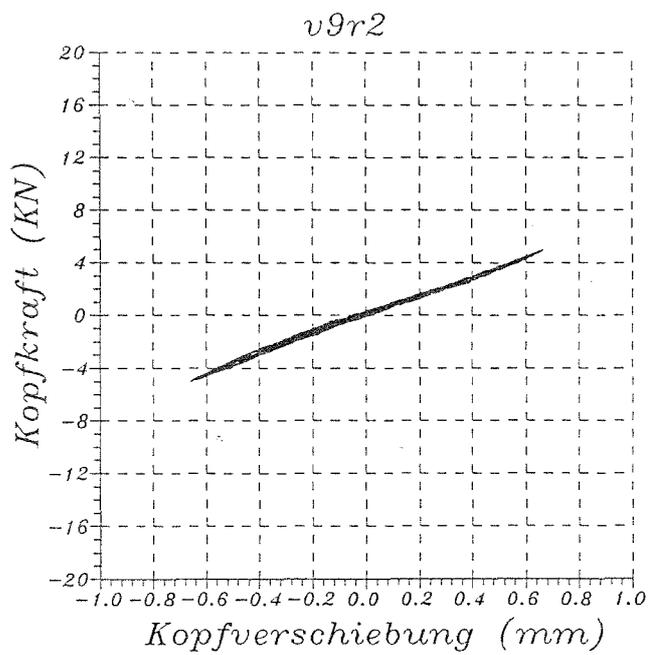


Abbildung 140: Hysterese des Versuchs V9 Lauf R2

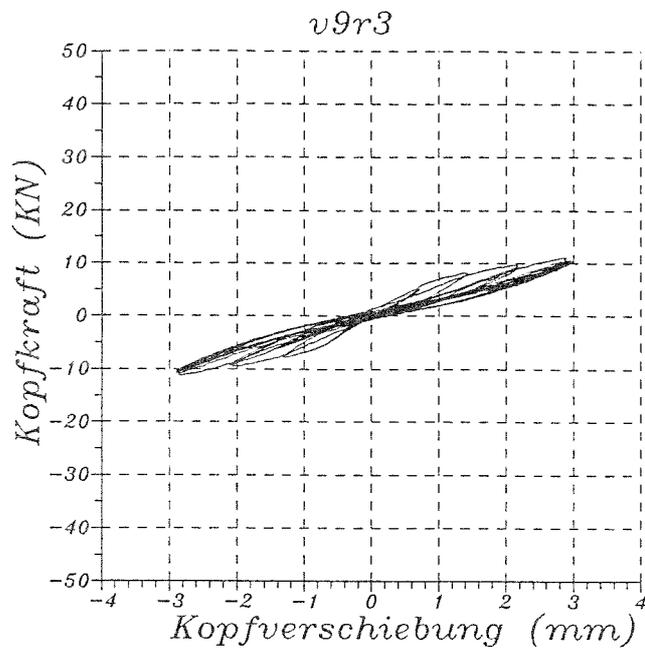


Abbildung 141: Hysterese des Versuchs V9 Lauf R3

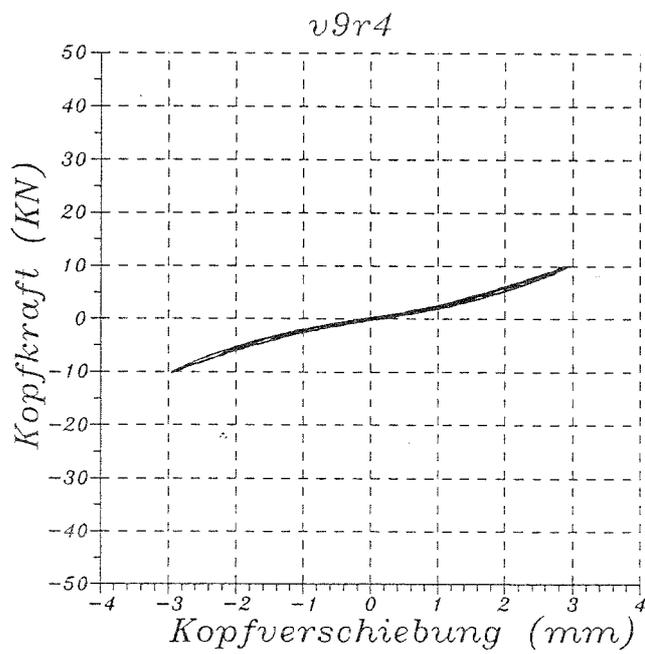


Abbildung 142: Hysterese des Versuchs V9 Lauf R4

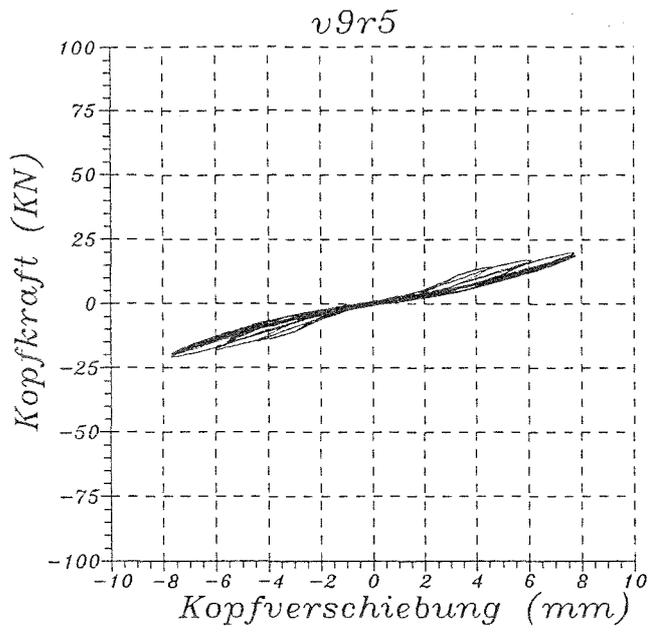


Abbildung 143: Hysterese des Versuchs V9 Lauf R5

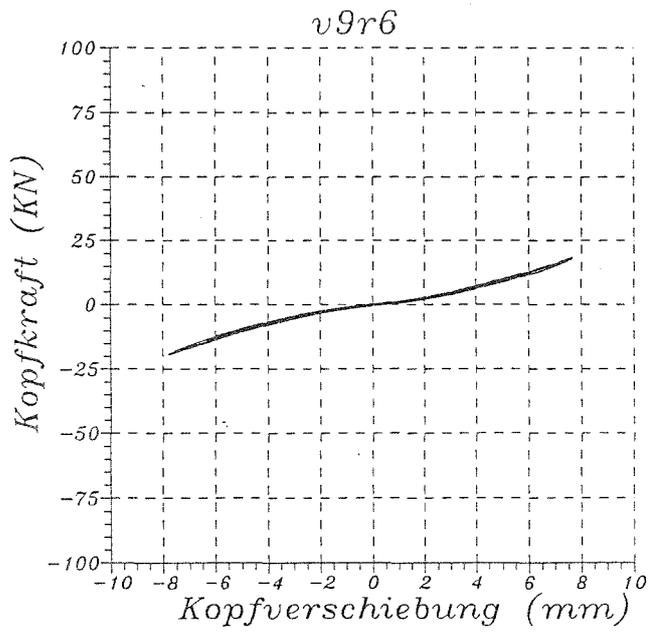


Abbildung 144: Hysterese des Versuchs V9 Lauf R6

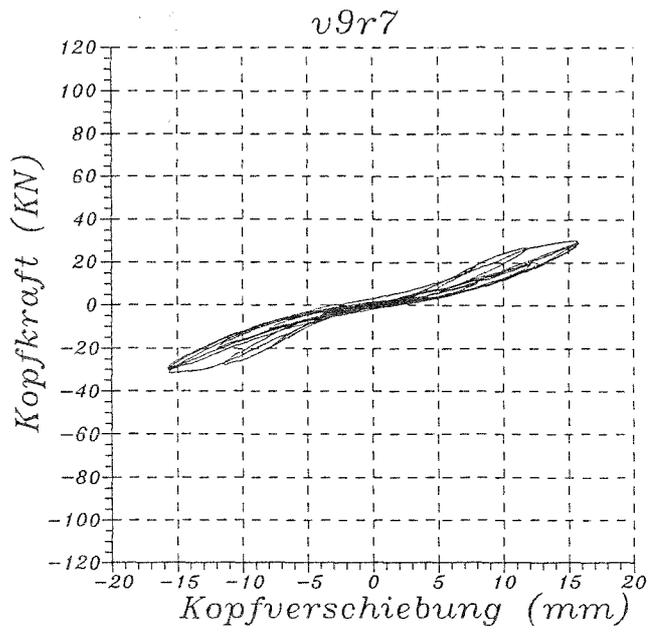


Abbildung 145: Hysterese des Versuchs V9 Lauf R7

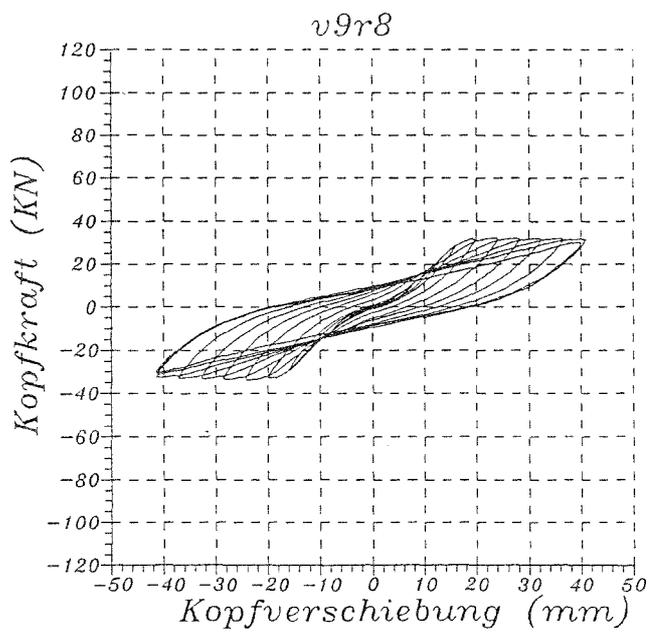


Abbildung 146: Hysterese des Versuchs V9 Lauf R8

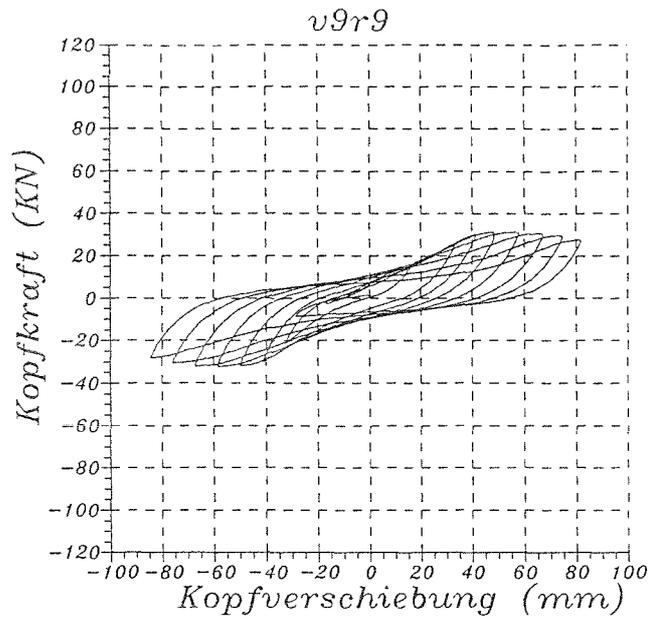


Abbildung 147: Hysterese des Versuchs V9 Lauf R9

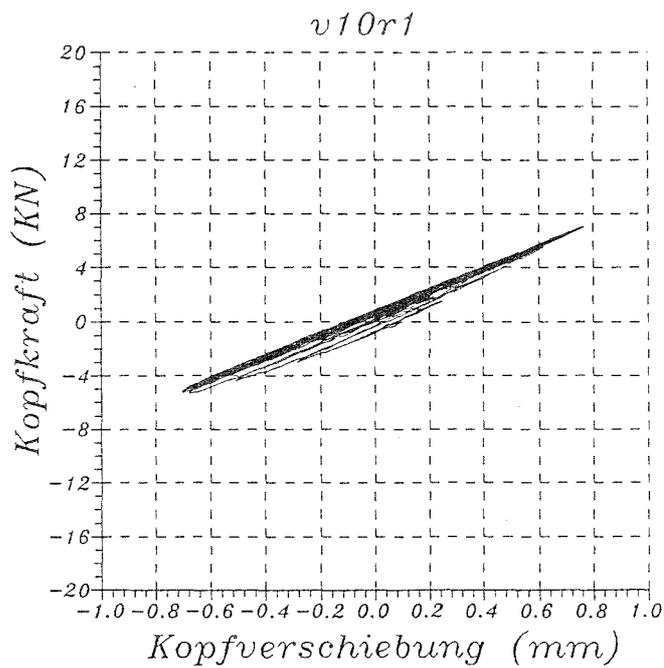


Abbildung 148: Hysterese des Versuchs V10 Lauf R1

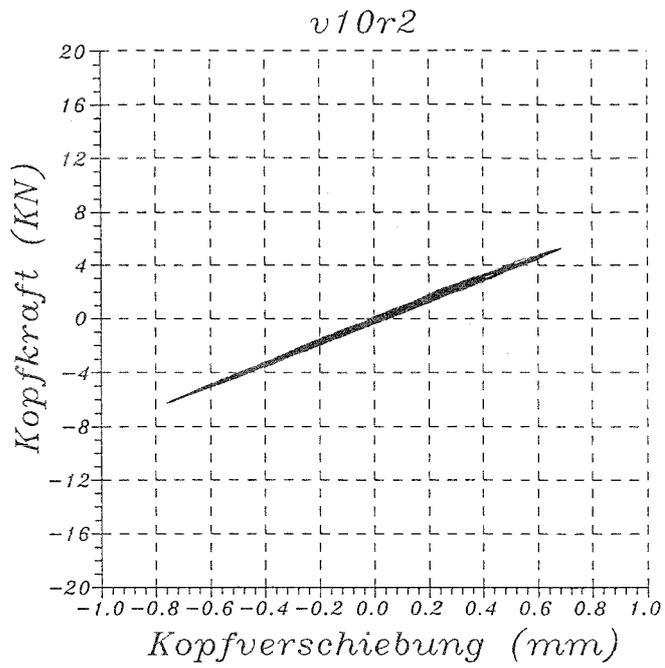


Abbildung 149: Hysterese des Versuchs V10 Lauf R2

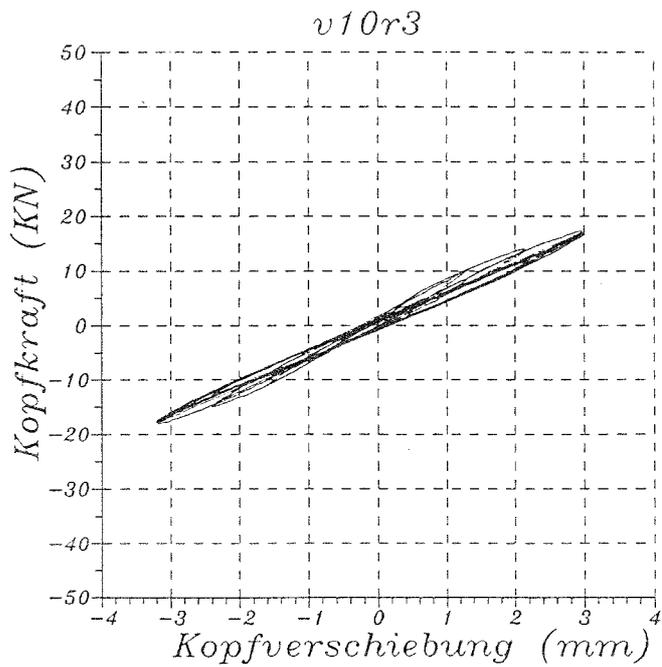


Abbildung 150: Hysterese des Versuchs V10 Lauf R3

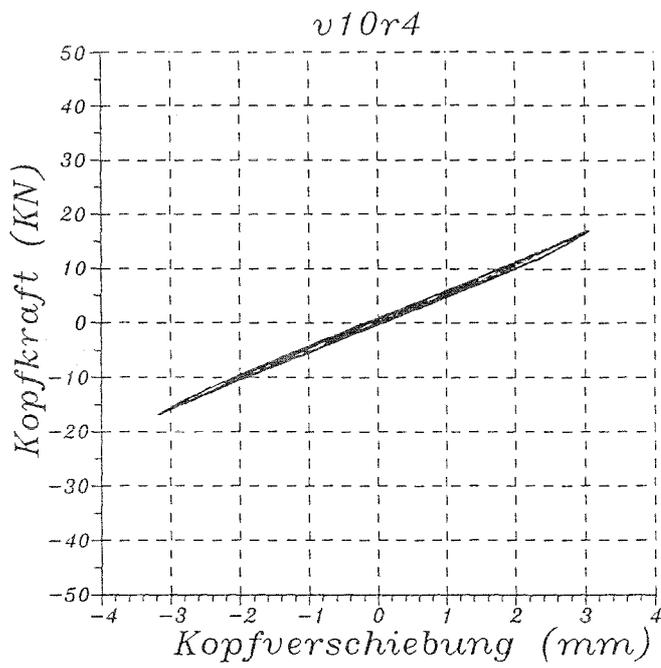


Abbildung 151: Hysterese des Versuchs V10 Lauf R4

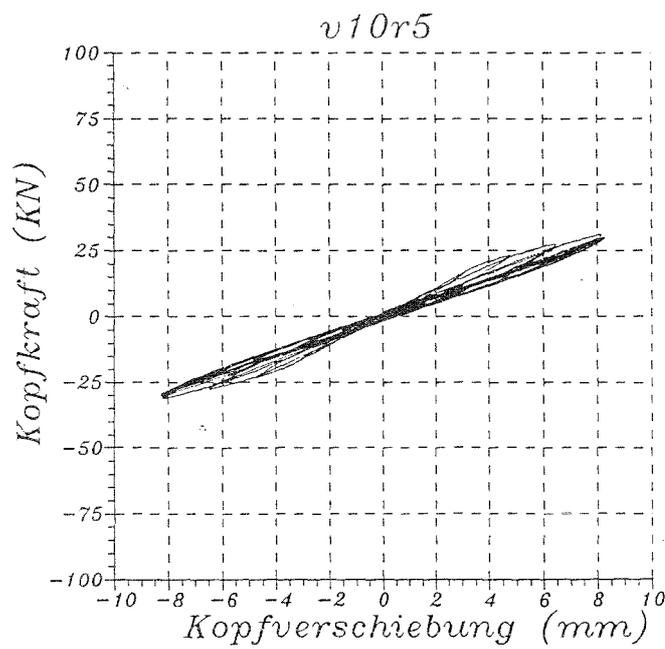


Abbildung 152: Hysterese des Versuchs V10 Lauf R5

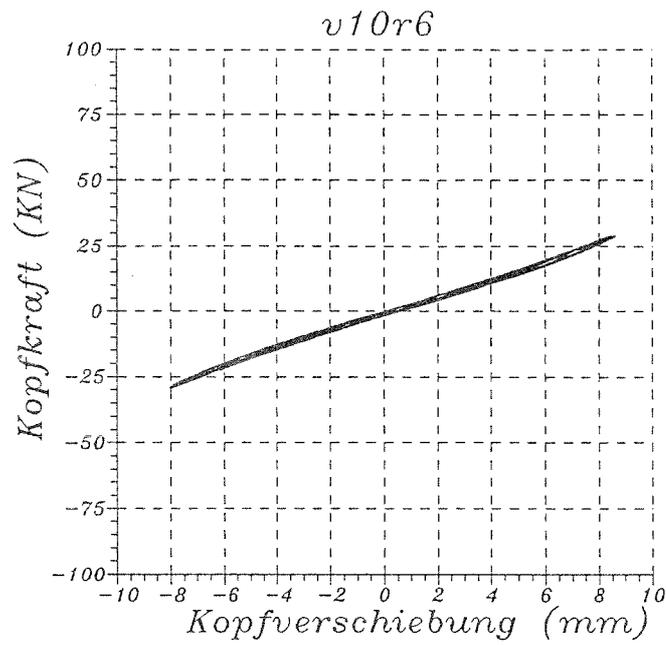


Abbildung 153: Hysterese des Versuchs V10 Lauf R6

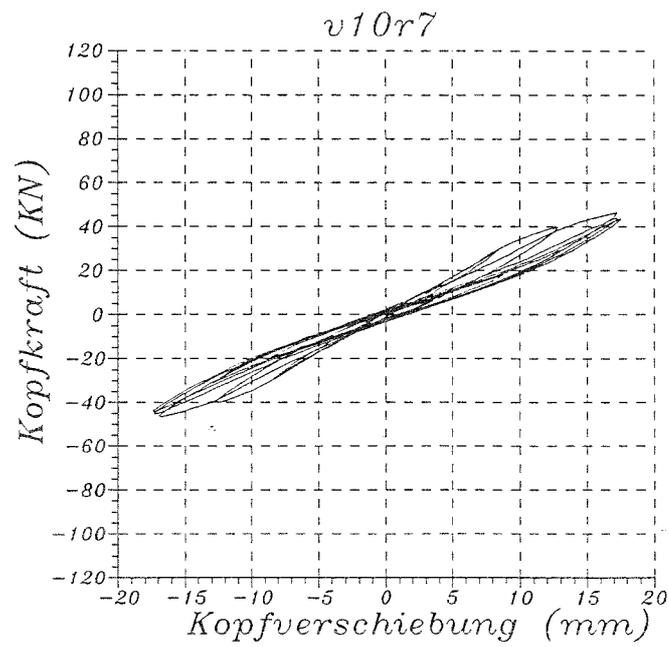


Abbildung 154: Hysterese des Versuchs V10 Lauf R7

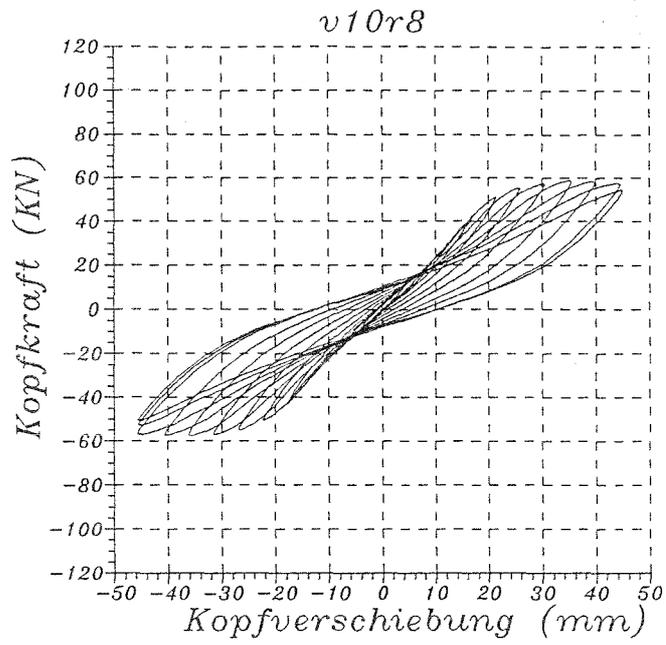


Abbildung 155: Hysterese des Versuchs V10 Lauf R8

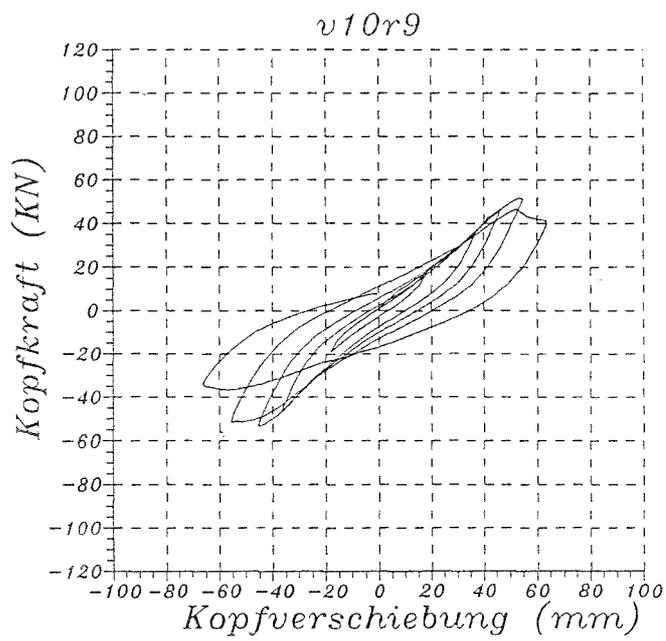


Abbildung 156: Hysterese des Versuchs V10 Lauf R9

A.3 Angaben zu den verwendeten FE-Elementen

A.3.1 Formfunktionen zum 15-Knoten Scheibenelement

$$\begin{aligned}h(1) &= \frac{1}{12}(-rs - r^2s - rs^2 - r^2s^2 + 4rs^3 + 4r^2s^3 + 4rs^4 + 4r^2s^4) \\h(2) &= \frac{1}{12}(-2s - 2s^2 + 2r^2s + 8s^3 + 2r^2s^2 + 8s^4 - 8r^2s^3 - 8r^2s^4) \\h(3) &= \frac{1}{12}(rs - r^2s + rs^2 - r^2s^2 - 4rs^3 + 4r^2s^3 - 4rs^4 + 4r^2s^4) \\h(4) &= \frac{1}{12}(-8rs + 8r^2s - 16rs^2 + 16r^2s^2 + 8rs^3 - 8r^2s^3 + 16rs^4 - 16r^2s^4) \\h(5) &= \frac{1}{12}(-6r + 6r^2 + 30rs^2 - 30r^2s^2 - 24rs^4 + 24r^2s^4) \\h(6) &= \frac{1}{12}(8rs - 8r^2s - 16rs^2 + 16r^2s^2 - 8rs^3 + 8r^2s^3 + 16rs^4 - 16r^2s^4) \\h(7) &= \frac{1}{12}(-rs + r^2s + rs^2 - r^2s^2 + 4rs^3 - 4r^2s^3 - 4rs^4 + 4r^2s^4) \\h(8) &= \frac{1}{12}(2s - 2s^2 - 2r^2s - 8s^3 + 2r^2s^2 + 8s^4 + 8r^2s^3 - 8r^2s^4) \\h(9) &= \frac{1}{12}(rs + r^2s - rs^2 - r^2s^2 - 4rs^3 - 4r^2s^3 + 4rs^4 + 4r^2s^4) \\h(10) &= \frac{1}{12}(-8rs - 8r^2s + 16rs^2 + 16r^2s^2 + 8rs^3 + 8r^2s^3 - 16rs^4 - 16r^2s^4) \\h(11) &= \frac{1}{12}(6r + 6r^2 - 30rs^2 - 30r^2s^2 + 24rs^4 + 24r^2s^4) \\h(12) &= \frac{1}{12}(8rs + 8r^2s + 16rs^2 + 16r^2s^2 - 8rs^3 - 8r^2s^3 - 16rs^4 - 16r^2s^4) \\h(13) &= \frac{1}{12}(16s + 32s^2 - 16r^2s - 16s^3 - 32r^2s^2 - 32s^4 + 16r^2s^3 + 32r^2s^4) \\h(14) &= \frac{1}{12}(12 - 12r^2 - 60s^2 + 60r^2s^2 + 48s^4 - 48r^2s^4) \\h(15) &= \frac{1}{12}(-16s + 32s^2 + 16r^2s + 16s^3 - 32r^2s^2 - 32s^4 - 16r^2s^3 + 32r^2s^4)\end{aligned}$$

A.3.2 Formfunktionen zum 25-Knoten Scheibenelement

$$\begin{aligned}
 h(1) &= \frac{1}{36} (rs + r^2s + rs^2 - 4r^3s + r^2s^2 - 4rs^3 - 4r^4s - 4r^3s^2 \\
 &\quad - 4r^2s^3 - 4rs^4 - 4r^4s^2 + 16r^3s^3 - 4r^2s^4 + 16r^4s^3 \\
 &\quad + 16r^3s^4 + 16r^4s^4) \\
 h(2) &= \frac{1}{36} (-8rs - 16r^2s - 8rs^2 + 8r^3s - 16r^2s^2 + 32rs^3 \\
 &\quad + 16r^4s + 8r^3s^2 + 64r^2s^3 + 32rs^4 + 16r^4s^2 - 32r^3s^3 \\
 &\quad + 64r^2s^4 - 64r^4s^3 - 32r^3s^4 - 64r^4s^4) \\
 h(3) &= \frac{1}{36} (-6s - 6s^2 + 30r^2s + 24s^3 + 30r^2s^2 + 24s^4 - 24r^4s \\
 &\quad - 120r^2s^3 - 24r^4s^2 - 120r^2s^4 + 96r^4s^3 + 96r^4s^4) \\
 h(4) &= \frac{1}{36} (+8rs - 16r^2s + 8rs^2 - 8r^3s - 16r^2s^2 - 32rs^3 \\
 &\quad + 16r^4s - 8r^3s^2 + 64r^2s^3 - 32rs^4 + 16r^4s^2 + 32r^3s^3 \\
 &\quad + 64r^2s^4 - 64r^4s^3 + 32r^3s^4 - 64r^4s^4) \\
 h(5) &= \frac{1}{36} (-rs + r^2s - rs^2 + 4r^3s + r^2s^2 + 4rs^3 - 4r^4s + 4r^3s^2 \\
 &\quad - 4r^2s^3 + 4rs^4 - 4r^4s^2 - 16r^3s^3 - 4r^2s^4 + 16r^4s^3 \\
 &\quad - 16r^3s^4 + 16r^4s^4) \\
 h(6) &= \frac{1}{36} (+8rs - 8r^2s + 16rs^2 - 32r^3s - 16r^2s^2 - 8rs^3 \\
 &\quad + 32r^4s - 64r^3s^2 + 8r^2s^3 - 16rs^4 + 64r^4s^2 + 32r^3s^3 \\
 &\quad + 16r^2s^4 - 32r^4s^3 + 64r^3s^4 - 64r^4s^4) \\
 h(7) &= \frac{1}{36} (+6r - 6r^2 - 24r^3 - 30rs^2 + 24r^4 + 30r^2s^2 \\
 &\quad + 120r^3s^2 + 24rs^4 - 120r^4s^2 - 24r^2s^4 - 96r^3s^4 \\
 &\quad + 96r^4s^4) \\
 h(8) &= \frac{1}{36} (-8rs + 8r^2s + 16rs^2 + 32r^3s - 16r^2s^2 + 8rs^3 \\
 &\quad - 32r^4s - 64r^3s^2 - 8r^2s^3 - 16rs^4 + 64r^4s^2 - 32r^3s^3 \\
 &\quad + 16r^2s^4 + 32r^4s^3 + 64r^3s^4 - 64r^4s^4) \\
 h(9) &= \frac{1}{36} (rs - r^2s - rs^2 - 4r^3s + r^2s^2 - 4rs^3 + 4r^4s + 4r^3s^2 \\
 &\quad + 4r^2s^3 + 4rs^4 - 4r^4s^2 + 16r^3s^3 - 4r^2s^4 - 16r^4s^3 \\
 &\quad - 16r^3s^4 + 16r^4s^4) \\
 h(10) &= \frac{1}{36} (-8rs + 16r^2s + 8rs^2 + 8r^3s - 16r^2s^2 + 32rs^3 \\
 &\quad - 16r^4s - 8r^3s^2 - 64r^2s^3 - 32rs^4 + 16r^4s^2 - 32r^3s^3 \\
 &\quad + 64r^2s^4 + 64r^4s^3 + 32r^3s^4 - 64r^4s^4) \\
 h(11) &= \frac{1}{36} (+6s - 6s^2 - 30r^2s - 24s^3 + 30r^2s^2 + 24s^4 \\
 &\quad + 24r^4s + 120r^2s^3 - 24r^4s^2 - 120r^2s^4 - 96r^4s^3 \\
 &\quad + 96r^4s^4)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
h(12) &= \frac{1}{36} (+8rs + 16r^2s - 8rs^2 - 8r^3s - 16r^2s^2 - 32rs^3 \\
&\quad -16r^4s + 8r^3s^2 - 64r^2s^3 + 32rs^4 + 16r^4s^2 + 32r^3s^3 \\
&\quad +64r^2s^4 + 64r^4s^3 - 32r^3s^4 - 64r^4s^4) \\
h(13) &= \frac{1}{36} (-rs - r^2s + rs^2 + 4r^3s + r^2s^2 + 4rs^3 + 4r^4s - 4r^3s^2 \\
&\quad +4r^2s^3 - 4rs^4 - 4r^4s^2 - 16r^3s^3 - 4r^2s^4 - 16r^4s^3 \\
&\quad +16r^3s^4 + 16r^4s^4) \\
h(14) &= \frac{1}{36} (+8rs + 8r^2s - 16rs^2 - 32r^3s - 16r^2s^2 - 8rs^3 \\
&\quad -32r^4s + 64r^3s^2 - 8r^2s^3 + 16rs^4 + 64r^4s^2 + 32r^3s^3 \\
&\quad +16r^2s^4 + 32r^4s^3 - 64r^3s^4 - 64r^4s^4) \\
h(15) &= \frac{1}{36} (-6r - 6r^2 + 24r^3 + 30rs^2 + 24r^4 + 30r^2s^2 \\
&\quad -120r^3s^2 - 24rs^4 - 120r^4s^2 - 24r^2s^4 + 96r^3s^4 \\
&\quad +96r^4s^4) \\
h(16) &= \frac{1}{36} (-8rs - 8r^2s - 16rs^2 + 32r^3s - 16r^2s^2 + 8rs^3 \\
&\quad +32r^4s + 64r^3s^2 + 8r^2s^3 + 16rs^4 + 64r^4s^2 - 32r^3s^3 \\
&\quad +16r^2s^4 - 32r^4s^3 - 64r^3s^4 - 64r^4s^4) \\
h(17) &= \frac{1}{36} (-64rs + 128r^2s - 128rs^2 + 64r^3s + 256r^2s^2 \\
&\quad +64rs^3 - 128r^4s + 128r^3s^2 - 128r^2s^3 + 128rs^4 \\
&\quad -256r^4s^2 - 64r^3s^3 - 256r^2s^4 + 128r^4s^3 - 128r^3s^4 + 256r^4s^4) \\
h(18) &= \frac{1}{36} (-48r + 96r^2 + 48r^3 + 240rs^2 - 96r^4 - 480r^2s^2 \\
&\quad -240r^3s^2 - 192rs^4 + 480r^4s^2 + 384r^2s^4 + 192r^3s^4 \\
&\quad -384r^4s^4) \\
h(19) &= \frac{1}{36} (+64rs - 128r^2s - 128rs^2 - 64r^3s + 256r^2s^2 \\
&\quad -64rs^3 + 128r^4s + 128r^3s^2 + 128r^2s^3 + 128rs^4 \\
&\quad -256r^4s^2 + 64r^3s^3 - 256r^2s^4 - 128r^4s^3 - 128r^3s^4 \\
&\quad +256r^4s^4) \\
h(20) &= \frac{1}{36} (+48s + 96s^2 - 240r^2s - 48s^3 - 480r^2s^2 - 96s^4 \\
&\quad +192r^4s + 240r^2s^3 + 384r^4s^2 + 480r^2s^4 - 192r^4s^3 \\
&\quad -384r^4s^4) \\
h(21) &= \frac{1}{36} (+36 - 180r^2 - 180s^2 + 144r^4 + 900r^2s^2 + 144s^4 \\
&\quad -720r^4s^2 - 720r^2s^4 + 576r^4s^4) \\
h(22) &= \frac{1}{36} (-48s + 96s^2 + 240r^2s + 48s^3 - 480r^2s^2 - 96s^4 \\
&\quad -192r^4s - 240r^2s^3 + 384r^4s^2 + 480r^2s^4 + 192r^4s^3 \\
&\quad -384r^4s^4) \\
h(23) &= \frac{1}{36} (+64rs + 128r^2s + 128rs^2 - 64r^3s + 256r^2s^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& -64rs^3 - 128r^4s - 128r^3s^2 - 128r^2s^3 - 128rs^4 \\
& -256r^4s^2 + 64r^3s^3 - 256r^2s^4 + 128r^4s^3 + 128r^3s^4 \\
& +256r^4s^4) \\
h(24) &= \frac{1}{36} (+48r + 96r^2 - 48r^3 - 240rs^2 - 96r^4 - 480r^2s^2 \\
& +240r^3s^2 + 192rs^4 + 480r^4s^2 + 384r^2s^4 - 192r^3s^4 - 384r^4s^4) \\
h(25) &= \frac{1}{36} (-64rs - 128r^2s + 128rs^2 + 64r^3s + 256r^2s^2 \\
& +64rs^3 + 128r^4s - 128r^3s^2 + 128r^2s^3 - 128rs^4 \\
& -256r^4s^2 - 64r^3s^3 - 256r^2s^4 - 128r^4s^3 + 128r^3s^4 \\
& +256r^4s^4)
\end{aligned}$$

A.3.3 Formfunktionen zum 5-Knoten Stab-, bzw. 10-Kontenkontaktelement

$$\begin{aligned}
h(1) &= \frac{1}{6}(r - r^2 - 4r^3 + 4r^4) \\
h(2) &= \frac{1}{6}(-r - r^2 + 4r^3 + 4r^4) \\
h(3) &= \frac{1}{6}(-8r + 16r^2 + 8r^3 - 16r^4) \\
h(4) &= \frac{1}{6}(6 - 30r^2 + 24r^4) \\
h(5) &= \frac{1}{6}(8r + 16r^2 - 8r^3 - 16r^4)
\end{aligned}$$

Forschungsvorhaben "Einfluß von tragenden und nichttragenden
Ausfachungen aus Mauerwerk auf das Tragverhalten
von Gebäuden unter hohen zyklischen Lasten"

2477

Az.: IV 1-5-627/90

Résumé

En complément aux essais de [29], sept autres essais de portance et de déformation de cadres remplis ont été effectués. Les cadres ont été soumis à des essais sous charge horizontale cyclique jusqu'à la défaillance.

Au cours des essais, les paramètres suivants ont été examinés:

- influence du type de remplissage (différents types de blocs),
- influence du taux d'armature de flexion du cadre,
- influence des forces normales.

Les résultats des essais montrent que

- l'adhérence entre bloc et joints de mortier exerce une influence notable sur la portance de cadres remplis,
- la portance augmente lorsque le taux d'armature de flexion du cadre augmente,
- la portance augmente lorsque le taux d'armature de flexion du cadre augmente,
- les forces normales exercent une influence sur l'évolution de la rigidité et de la défaillance de cadres remplis.

La dissipation d'énergie et l'amortissement sont plus importants pour les cadres remplis. Les défaillances du remplissage sont des défaillances de traction ou de poussée diagonale. La défaillances de pression des coins de remplissage ne se produisait ensuite seulement que sous l'effet de translations horizontales importantes. La défaillance des cadres était due à la formation d'articulations plastiques dans les noeuds de cadres et extrémités de colonnes sur la fondation. Lors de l'essai avec un remplissage de béton cellulaire, la défaillance des colonnes de cadre se produisait environ à mi-hauteur par poussée.

A l'aide des modèles FE proposés, des concordances satisfaisantes ont pu être obtenues lors des calculs de vérification pour les propres essais ainsi que les essais des autres chercheurs.

Des modèles de barre de remplacement ont été déduits par d'importantes études paramétriques en vue d'un calcul d'approche des cadres remplis avec et sans forces normales et finalement des solutions sont proposées pour le dimensionnement du remplissage.

Abstract

In addition to the first research project seven specimens were tested in order to identify the loadbearing behaviour of masonry infilled R/C frames. The frames ($l/h = 1, 2, 3$) were tested under cyclic horizontal loading up to total failure.

The following parameters were studied:

- Influence of infill masonry (unit type).
- Influence of bending reinforcement ratio.
- Influence of normal forces on the columns.

After testing the following results can be reported:

- the bond strength between masonry units and mortar joint is of significant influence in respect to the loadbearing capacity of infilled frames,
- the horizontal strength increases when increasing the reinforcement ratio of the bending reinforcement.
- normal forces influence the cyclic changes in stiffness and the failure mode of the infill.
- Energy dissipation and damping ratio are increased by the failure mechanism in the infill compared to the bare frames.
- The mean failure mechanism of the infills was diagonal tension/diagonal shear failure. After shear failure occurs the masonry was damaged at the frame joints during high horizontal displacements.
- The frames failed by developing plastic hinges at the frame joints and at the ends of the columns next to the foundation. Only during the test number V6 shear failure of the columns occur in the middle of the columns.

The specimens were analysed by two different FE-Models. Satisfactory agreements to the test results could be obtained. The analysis of similar test specimens of other researches with the proposed model was also in satisfactory agreement to their test results.

Two equivalent strut models for infilled frames with and without normal forces were developed by a parametric study. With the equivalent strut models in connection with the failure criteria of DIN 1053 part 2 and an additional failure criteria for masonry under biaxial compression a design concept was proposed.