

BA N 601

278-462

INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ

MATERIALPRÜFANSTALT FÜR DAS BAUWESEN - MPA BRAUNSCHWEIG

**iBMB**

TU BRAUNSCHWEIG

# **Rissbildung infolge Setzungszwang in historischem Natursteinmauerwerk**

Beobachtungen, Versuche und Berechnungsmodell

von

Heinrich Wigger

**Heft 149**

**BRAUNSCHWEIG**

**2000**

**ISBN 3-89288-128-6**

**ISSN 1439-3875**

Diese Arbeit ist die vom Fachbereich für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität Braunschweig genehmigte Dissertation des Verfassers.

Eingereicht am: 20. Januar 2000

Mündliche Prüfung am: 31. Mai 2000

Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. F.S. Rostásy

Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz

K  
T  
U  
V  
W  
X  
Y  
Z

## VORWORT

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der Universität Braunschweig und der Materialprüfanstalt für das Bauwesen, Braunschweig. Sie ist das Ergebnis eines mehrjährigen Forschungsvorhabens zum Tragverhalten und zur mörteltechnischen Konsolidierung von Natursteinmauerwerk. Die Mittel wurden vom Bundesminister für Bildung und Forschung im Rahmen der Verbundforschung für die Bau- und Denkmalpflege in dankenswerter Weise bereitgestellt. Herrn Dr.-Ing. H. Schulze gilt an dieser Stelle für die langjährige fachliche Unterstützung ein besonderer Dank.

Ermöglicht wurde diese Arbeit durch Herrn em. Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. F.S. Rostásy, der sie anregte und mich mit seinem wissenschaftlichen Interesse und seiner stetigen Diskussionsbereitschaft intensiv gefördert hat.

Mein Dank gilt ebenso den Mitgliedern der Prüfungskommission, Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Budelmann für den Vorsitz, Herrn Prof. Dr.-Ing. D. Dinkler als Prüfer. Insbesondere möchte ich Herrn Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz für die Übernahme des Berichtes und die damit verbundene Mühe und Diskussionsbereitschaft bedanken.

Dank gilt den Herren R. Epperlein und K.-H. Sprenger für die Lösung der messtechnischen Probleme und für die Durchführung der Versuche. Die gute Zusammenarbeit der Mitarbeiter der Materialprüfanstalt und des Institutes für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz trug zum Gelingen der Versuche bei. Für die wertvolle Mitarbeit bei der Auswertung und Darstellung der Versuchsergebnisse sowie der Bearbeitung des Manuskripts danke ich den Herren M. Wilcke, M. Rother, T. Worbs sowie Frau J. Rullkötter und H. Stein.

Den größten Dank schulde ich meiner Familie, die eine Vielzahl von Stunden und Tagen gemeinsamer Zeit geopfert hat. Für Geduld, Unterstützung und Ansporn vielen Dank.

Braunschweig, im Juni 2000

Heinrich Wigger

## Summary

Many walls of historical buildings exhibit cracks through the entire thickness of the wall. Such cracks are often caused by "historic", but also by recent non-uniform settlement along the base of the wall due to non-uniform ground, ground water lowering etc. As the distribution of the loads may also vary via the inhomogeneous and partially deficient foundation, hollow or saddle settlements result. Due to settlement differences, restraint actions arise in the foundation and in the wall. These actions reflect the interaction of the wall with the foundation and ground.

CHAPTER 2 deals with the interaction between ground and foundation. At first, the basics regarding foundations of historical buildings are presented. The influence of building stiffness, ground stiffness and system stiffness of wall strips on base pressure, which leads to restraint stress in rising masonry is following. An overview regarding settlement is then given.

The values of allowable settlement differences indicated in the literature essentially are based upon observations on buildings. TERZAGHI (1935) started the discussion about settlement differences. They have to be considered for building structures (except for foundations on rock). Damage criteria were determined by observations of existing buildings. Following parameters must be known to determine the restraint stresses caused by differential settlements: the distribution of settlement below the foundation, the time dependence of settlement and the location of soil layers sensitive to settlement.

Settlement distributions exhibit different shapes. The basic form represents the settlement hollow. It appears in case of a soft building structure and a homogeneous soil layer. Since such case hardly occurs, different formation shapes will appear. The temporal process of settlement is dependent on the ground. Buildings on sand or gravel layers already reach their maximum settlement after few months. On the other hand, foundations on cohesive soil reach their maximum settlement only after long periods or a continuing creep can be recognised. Settlements can also occur unexpectedly. Sinks, mining industry activities etc. may lead to sudden settlement of buildings.

Boundary values for settlement differences can be defined by the angle, by the curvature and by the absolute values of the maximum settlement. Damage boundaries achieved by different authors are analysed. They are summarised in Table 2.8. Within the framework of the present work, settlement measurements were conducted on nine churches in the south east of lower Saxony. While seven of those building were characterised by considerable cracks, Two of them were uncracked. Settlement curves were recorded. The results were compared with the boundary values by SKEMPTON ET AL. Those values have been confirmed. Thus future settlements due to modification of the ground-water level and of the load etc may be predicted. However, the determination of the load bearing capacity of natural stone masonry under bending restraint is still lacking.

Therefore, the fundamentals regarding load bearing capacity of natural stone masonry are shown in CHAPTER 3. Structure and bonding of masonry are described. In the next step, a description of the mechanical properties of historic mortars and natural stones is presented, which is diverting in material properties of masonry. The state-of-the-art regarding load bearing capacity of masonry under uniaxial and multi-axial compression and tension is following.

To analyse the deformation and fracture behaviour of single- and multi-layer walls, experiments have been conducted. CHAPTER 4 deals with the own experimental work. First, the test program including masonry bond and the material properties of the stone material are described. The laboratory test set-up constructed for the purpose of masonry test follows. A hollow with a uniform curvature was forced on the wall strips. The deformation, cracking and fracture behaviour were examined. Deformation measurement occurred as well by means of LVDT and by photogrammetry using 300 targets to measure the in-plane and out-of-plane deformation vectors. The walls were prestressed across their front sides while retaining the current bending conditions. The bending load was increased up to maximum load capacity after prestress was set up totally. In addition to laboratory testing, a wall section of the Hedeper church was examined in situ.

Bending cracks were essentially observed in the masonry throughout the experiments. A mechanical model for natural stone masonry is suggested in CHAPTER 5

based upon the mechanical properties determined from the experiments. The masonry and the foundation are represented by an analytical load bearing model for a two-layer system. Taking the material properties of the materials used, it could be shown, that the masonry bond has a significant influence on the tensile ultimate strain. By prestressing the wall strip in its lower part, the initial load bearing stiffness bending strength of masonry can be restored. Crucial deformations leading to cracks in the wall strip are determined by means of the implemented mechanical model. For the cracked state, the moment-curvature-line of the two layers system can be determined by means of a finite strip-method. The system wall strip and foundation is subdivided into 800 layers of equal thickness. For each numerical loading step, the equilibrium strain distribution is determined by an incremental procedure. It is furthermore examined, which surcharge is required in order to achieve fracture momentum in the system and which load can still be bearded within the cracked system. A description of the load bearing capacity after prestressing of the wall strip is also given.

CHAPTER 6 deals with recommendations regarding practical implementation of restraint and cracking of natural stone wall due to settlement.

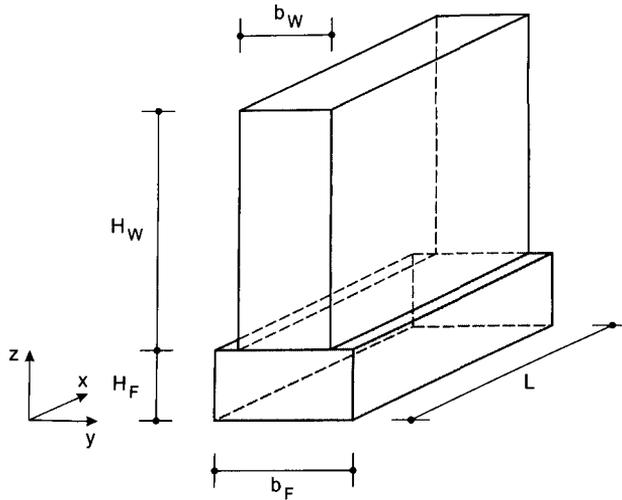
## Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b> .....	<b>1</b>
1.1	Problemstellung und Ziel.....	1
1.2	Gliederung der Arbeit .....	2
<b>2</b>	<b>Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bauwerk</b> .....	<b>3</b>
2.1	Überblick .....	3
2.2	Baugrund und Gründung historischer Bauwerke.....	3
2.3	Sohldruckspannungen.....	6
2.3.1	Überblick .....	6
2.3.2	Verfahren zur Bestimmung der Sohldruckspannung.....	6
2.3.3	Einfluss der Bauwerks- und Bodensteifigkeit .....	9
2.3.4	Systemsteifigkeit und Sohldruckverteilung bei Wandscheiben aus Natursteinmauerwerk .....	10
2.4	Setzungen .....	12
2.4.1	Überblick .....	12
2.4.2	Ermittlung zukünftiger Setzungen .....	13
2.4.3	Ermittlung zukünftiger Setzungen infolge Belastungsänderungen .....	16
2.4.4	Setzungen bei Holzgründungen .....	17
2.4.5	Setzungen durch Veränderung des Wassergehaltes im Boden .....	19
2.5	Rissbildung in Mauerwerksscheiben durch Setzungsunterschiede.....	21
2.5.1	Überblick .....	21
2.5.2	Geometrische Größen bei Setzungen und Setzungsdifferenzen .....	22
2.5.3	Empirische und theoretische Untersuchungen über zulässige Setzungsdifferenzen .....	24
2.5.3.1	Empirische Untersuchungen .....	24
2.5.3.2	Theoretische Untersuchungen .....	29
2.5.4	Messung von Setzungsdifferenzen historischer Wände aus Natur- steinmauerwerk.....	33
2.5.5	Zusammenfassung.....	36
<b>3</b>	<b>Tragverhalten von Mauerwerk</b> .....	<b>39</b>
3.1	Überblick .....	39
3.2	Mauerwerksgefüge und -verbände.....	39
3.3	Eigenschaften historischer Mörtel und Natursteine .....	41
3.3.1	Zusammensetzung und Eigenschaften historischer Mörtel .....	41
3.3.2	Eigenschaften einiger Natursteine .....	42
3.4	Werkstoffverhalten von Mauerwerk.....	44
3.4.1	Überblick .....	44

3.4.2	Werkstoffverhalten unter Druckbeanspruchung .....	44
3.4.3	Werkstoffverhalten unter Zugbeanspruchung .....	47
3.5	Tragverhalten von Mauerwerk unter einachsiger und mehrachsiger Beanspruchung .....	48
3.5.1	Druckfestigkeit von Mauerwerk .....	48
3.5.2	Zugfestigkeit von Mauerwerk .....	51
3.5.3	Schubfestigkeit von Mauerwerk .....	52
3.6	Mauerwerk unter Biegung in Wandebene .....	56
<b>4</b>	<b>Eigene Versuche .....</b>	<b>57</b>
4.1	Überblick und Zielsetzung .....	57
4.2	Versuchsprogramm .....	57
4.3	Stein- und Mörtel Eigenschaften .....	58
4.4	Mauerwerksdruckfestigkeit .....	61
4.5	Versuchsaufbau zur Untersuchung des Tragverhaltens von Mauerwerk unter Biegezwang .....	64
4.5.1	Belastung der Mauerwerksscheiben .....	66
4.5.2	Messwerterfassung .....	68
4.5.3	Verformungsaufnahmen mit der Nahbereichsphotogrammetrie .....	69
4.5.4	Versuchsdurchführung .....	70
4.6	Versuchsergebnisse .....	71
4.6.1	Überblick und Vorgehen .....	71
4.6.2	Auswertung der Photogrammetrieaufnahmen .....	72
4.6.3	Rissbildung und Rissentwicklung .....	75
4.6.4	Rissdehnung .....	76
4.6.5	Verschiebung zwischen Mauerwerk und Stahlträger / Fundament .....	78
4.6.6	Schnittgrößen und Formänderungen der untersuchten Wandscheiben .....	79
4.6.6.1	Biegemomente vor und nach der Rissbildung .....	79
4.6.6.2	Biegesteifigkeit im Zustand I .....	81
4.6.6.3	Biegesteifigkeit im Zustand II .....	82
4.6.6.4	Momenten-Krümmungs-Beziehung .....	82
4.6.7	Bodenverformung beim in situ Versuch .....	84
4.7	Zusammenfassung .....	84
<b>5</b>	<b>Modell für das Tragverhalten von Mauerwerk, Gründung und Baugrund unter Setzungszwang .....</b>	<b>87</b>
5.1	Überblick und Vorgehen .....	87
5.2	Eingrenzung der Steifigkeiten .....	87
5.2.1	Mauerwerks- und Gründungssteifigkeiten .....	87
5.2.2	Wandscheibe mit Öffnungen .....	90

5.3	Modell für das Tragverhalten von Mauerwerk und Gründung im Zustand I .....	92
5.3.1	Mauerwerk und Gründung als Zweischichtsystem .....	92
5.3.2	Rissbildung im Mauerwerk bei Mulden- und Sattellage .....	94
5.3.2.1	Rissbildung bei Muldenlage .....	94
5.3.2.2	Rissbildung bei Sattellage .....	97
5.4	Tragverhalten von Mauerwerk und Gründung im Zustand II .....	100
5.4.1	Überblick und Vorgehen .....	100
5.4.2	Numerische Ermittlung des Tragverhaltens im Zustand II .....	100
5.4.2.1	Werkstoffverhalten .....	101
5.4.3	Parameterstudien ohne Berücksichtigung des Bodens .....	102
5.4.4	Biegesteifigkeitsänderung .....	104
5.4.5	Momenten-Krümmungs-Beziehung .....	108
5.4.6	Parameterstudien mit Berücksichtigung des Bodens .....	110
5.4.6.1	Vorgehen und Ziel .....	110
5.4.6.2	Auflasten in Abhängigkeit der Lagerungsbedingung .....	112
5.4.6.3	Schubspannungs-Verbund-Beziehungen von Gründung und Baugrund .....	114
5.4.7	Verbund zwischen Wandscheibe und Gründung .....	119
5.5	Einfluss einer Vorspannung ohne Verbund auf das Tragverhalten von Mauerwerk und Gründung .....	122
5.5.1	Überblick .....	122
5.5.2	Dehnungsverteilung aus Vorspannung .....	123
5.5.3	Resultierende Dehnungen aus Zwangsverformung und Vorspannung .....	126
5.6	Zusammenfassung .....	127
<b>6</b>	<b>Vorgehensweise bei der Beurteilung des Setzungszwangs und der Rissbildung in Wandscheiben aus Natursteinmauerwerk .....</b>	<b>128</b>
6.1	Ziel und Vorgehen .....	128
6.2	Bestimmung mechanischer Eigenschaften von Wandscheibe und Gründung .....	129
6.3	Zulässige Setzungsdifferenzen .....	129
6.4	Biegetragfähigkeit von Wandscheibe und Gründung nach Rissbildung .....	131
6.5	Vorspannen ohne Verbund .....	132
<b>7</b>	<b>Zusammenfassung .....</b>	<b>133</b>
<b>8</b>	<b>Literatur .....</b>	<b>136</b>

**Bezeichnungen:**



**Große lateinische Buchstaben**

$C_\alpha$	Kriechbeiwert	[-]
$C_B$	Buismankonstante für eindimensionales Kriechen	[-]
$C_c$	Kompressionsbeiwert	[-]
$C_S$	Schwellbeiwert	[-]
$D$	Lagerungsdichte	[-]
$D_B$	Dicke der setzungempfindlichen Schicht (Weichschicht)	[m]
$E$	E-Modul	[MN/m <sup>2</sup> ]
$E_{MS}$	Sekantenmodul des Mauerwerks oder der Gründung	[MNm]
$E_S$	Steifemodul des Bodens	[MN/m <sup>2</sup> ]
$G$	Schubmodul	[MN/m <sup>2</sup> ]
$H_F$	Fundament-, Gründungshöhe	[m]
$H_R$	Risshöhe in der Wand	[m]
$H_{RF}$	Risshöhe im Fundament	[m]
$h_W$	Grundwasserabsenkungstiefe	[m]
$I_{\theta\alpha}$	Zähigkeitsindex	[-]
$I_P$	Plastizitätszahl	[-]
$K$	Systemsteifigkeit	[-]
$K_C$	Systemsteifigkeit beim Bettungsmodulverfahren	[-]
$K_S$	Systemsteifigkeit beim Steifemodulverfahren	[-]
$M_R$	Rissmoment	[MNm]

$M_{R,I}$	Moment bei der Laststufe vor der ersten Rissbildung	[MNm]
$M_{R,II}$	Moment bei der Laststufe nach der ersten Rissbildung	[MNm]
$S_B$	Biegesteifigkeitszahl	[-]
$S_D$	Dehnsteifigkeitszahl	[-]

### Kleine lateinische Buchstaben

$b_{vj}$	Stoßfugenbreite	[mm]
$c$	Kohäsion	[MN/m <sup>2</sup> ]
$e$	Porenzahl	[-]
$e_0$	Anfangsporenzahl	[-]
$f_{vko}$	Haftscherfestigkeit ohne Auflast	[MN/m <sup>2</sup> ]
$f_{bc}$	Steindruckfestigkeit	[MN/m <sup>2</sup> ]
$f_{bt}$	Steinzugfestigkeit	[MN/m <sup>2</sup> ]
$f_{bts}$	Spaltzugfestigkeit	[MN/m <sup>2</sup> ]
$f_{Mv}$	Schubfestigkeit des Mauerwerks	[MN/m <sup>2</sup> ]
$f_{Mc}$	Mauerwerksdruckfestigkeit	[MN/m <sup>2</sup> ]
$f_{mc}$	Mörteldruckfestigkeit	[MN/m <sup>2</sup> ]
$f_t$	Mauerwerkszugfestigkeit	[MN/m <sup>2</sup> ]
$f_{tbm}$	Haftzugfestigkeit zwischen Stein und Mörtel	[MN/m <sup>2</sup> ]
$h_b$	Steinhöhe	[m]
$h_m$	Fugenhöhe	[m]
$n_E$	Verhältnis von Wand- und Fundament-E-Modul	
$p$	Höhenbeiwert	
$s_w$	Setzungserhöhung durch Grundwasserabsenkung	[cm]
$t$	Zeit	[h,d,a]
$t_0$	Referenzzeit	[h,d,a]
$t_k$	Verzahnungsgrad	[-]
$t_p$	Zeit am Ende der Konsolidierungsphase	[h,d,a]
$t_s$	Zeit nach Versuchsbeginn, Zeit nach Lastauftrag (Bauwerk)	[h,d,a]
$w_L$	Wassergehalt an der Fließgrenze (DIN 18196)	[-]
$w_m$	mittlere Rissbreite	[mm]
$z_{gr}$	Grenztiefe für die Setzungsberechnung	[m]
$z_r$	Abstand vom Schwerpunkt des Systems: Wand und Fundament zum gezogenen Wandrand. Bei Mulde $z_r \leq \frac{1}{2} H$ ; bei Sattel $z_r \leq H$	[m]

### Griechische Buchstaben

$\sigma$	Spannung	[MN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma_n$	Sohldruckspannung	[MN/m <sup>2</sup> ]

$\bar{\mu}$	Reibungsbeiwert in der Lagerfuge, für alle MG 0,4 (DIN 1053)	[-]
$\dot{\epsilon}$	Dehnungsrate	[‰ / h]
$\beta_{ij}$	Winkelverdrehung von Gründung und Wandscheibe	[m <sup>-1</sup> ]
$\mu_M$	Reibungsbeiwert für Mauerwerk	[-]
$\mu_B$	Reibungsbeiwert für Boden	[-]
$\tau_B$	Schubspannung des Bodens	[MN/m <sup>2</sup> ]
$\alpha_H$	Hohlraumgehalt	[-]
$\alpha_R$	bezogene Risshöhe $\alpha_R = H_W / H_R$	[-]
$\mu_M$	Reibungsbeiwert für Mauerwerk	[-]
$\nu_m$	Querdehnzahl des Mörtels	[-]
$\epsilon_{R,I}$	Dehnung bei der Laststufe vor der ersten Rissbildung	[‰]
$\kappa_{R,I}$	Krümmung bei der Laststufe vor der ersten Rissbildung	[m <sup>-1</sup> ]
$\epsilon_{R,II}$	Dehnung bei der Laststufe nach der ersten Rissbildung	[‰]
$\kappa_{R,WF}$	Krümmung von Wand und Fundament	[m <sup>-1</sup> ]
$\kappa_{R,II}$	Krümmung bei der Laststufe nach der ersten Rissbildung	[m <sup>-1</sup> ]
$\epsilon_b, \epsilon_{bt}$	Zugbruchdehnung (Biegung) des Mauerwerks	[‰]
$\epsilon_d$	Zugbruchdehnung (Scherung) des Mauerwerks	[‰]
$\eta$	Übertragungsfaktor (DIN 1053)	[-]
$\Delta$	Setzungsdifferenz	[m]

### Indizes

x, y, z	Richtung des jeweiligen Koordinatensystems
F	Fundament
j	Lagerfuge
M	Muldenlage / Mauerwerk
S	Sattellage
v	Vorspannung
W	Wand / Wandscheibe
bt	Zug
bc	Druck
m	Mörtel
b	Stein
I	Innenschale

Weitere Zeichen werden im Text erklärt.

## 1 EINLEITUNG

### 1.1 Problemstellung und Ziel

In den vergangenen Jahrzehnten ist eine stetige Zunahme der Schäden an Bau-  
denkmälern festgestellt worden. Die Gefahren für die Baustoffe und Tragwerke histo-  
rischer Bauwerke gehen vom Baugrund und Wasser aus.

Ansiedlungen fanden bevorzugt in den Urstromtälern statt. Dort sind jedoch meist  
bindige und setzungsempfindliche Böden vorzufinden. Die Gründung der Bauwerke  
erfolgte oberhalb des Grundwasserspiegels. Viele Schäden an der Konstruktion ha-  
ben ihren Ursprung in der Gründung und im Baugrund.

Ungleichmäßige Setzungen erzeugen in Wandscheiben Biegebeanspruchungen, die  
zu Rissen im Mauerwerk führen. Die Ursachen von Setzungsunterschieden sind  
vielfältig. Kriechsetzungen, Grundwasserabsenkungen u.a.m. führen zu Setzungen  
bzw. Setzungsunterschieden im bindigen Baugrund. Statisch-konstruktive Eingriffe,  
z.B. bei einer Umnutzung, verändern die Gründungsreaktionen. Erneute Setzungen  
bzw. Setzungsdifferenzen können hervorgerufen werden.

Die Setzungsunterschiede erzeugen Zwangsreaktionen in der aufgehenden Kon-  
struktion in der Gründung und dem Baugrund. Zulässige Setzungsunterschiede wur-  
den bisher über Beobachtungen an Bauwerken hergeleitet. Ein Tragmodell unter Be-  
rücksichtigung der mechanischen Eigenschaften von Mauerwerk / Gründung und  
Baugrund fehlt bisher.

Die vorliegende Arbeit gibt Anhaltspunkte über zulässige Setzungsdifferenzen von  
Wandscheiben und Gründungen, die nicht zur Rissbildung in der Wandscheibe füh-  
ren. Nach Rissbildung (Zustand II) weist das Mauerwerk in Abhängigkeit der mecha-  
nischen Eigenschaften von Mauerwerk und Gründung weiterhin eine Biegetragfähig-  
keit auf. Die Wiederherstellung der Biegetragfähigkeit nach Rissbildung kann u.a.  
durch eine Vorspannung ohne Verbund erfolgen.

## **1.2 Gliederung der Arbeit**

Zunächst wird in ABSCHNITT 2 ein Überblick zur Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bauwerk gegeben. Ausgehend von den Merkmalen historischer Gründungskonstruktionen wird versucht, Ansätze zur Bestimmung zukünftiger Setzungen bzw. Setzungsdifferenzen aus der Literatur anzugeben. Die Aufnahme von Setzungslinien erfolgte vielfach an bestehenden Gebäuden. Hieraus wurden zulässige Setzungsdifferenzen abgeleitet. An einigen Kirchen im südöstlichen Niedersachsen konnten Setzungslinien an Natursteinmauerwerken aufgenommen und ausgewertet werden.

ABSCHNITT 3 setzt sich mit dem Tragverhalten von Mauerwerk auseinander. Es wird zunächst ein Überblick der Eigenschaften von historischen Mörtel und Natursteinen gegeben. Das Tragverhalten von Mauerwerk unter Druck-, Zug- und Schubbelastung von künstlichen Mauerwerk sowie von historischem Natursteinmauerwerk wird beschrieben.

Eigene Versuche zum Tragverhalten von Natursteinmauerwerk aus Elmkalkstein unter Setzungszwang werden in ABSCHNITT 4 erläutert. Ein Großversuchsstand wurde konzipiert, in denen Wandscheiben eine einsinnig gekrümmte Mulde aufgezungen wurde.

In ABSCHNITT 5 werden zulässige Setzungsdifferenzen für Mauerwerk und Gründung auf Grundlage der Ergebnisse der eigenen Versuche hergeleitet. Nach Rissbildung in der Wandscheibe vermindert sich die Biegetragfähigkeit. Der Verlust der Biegetragfähigkeit kann in Abhängigkeit der Risshöhe angegeben werden. Mit der Vorspannung ohne Verbund kann die Biegetragfähigkeit von Mauerwerk und Gründung wieder hergestellt werden.

In ABSCHNITT 6 werden Empfehlungen zur Vorgehensweise bei der Beurteilung von Setzungszwang und Rissen in Wandscheiben aus Natursteinmauerwerk gegeben.

## **2 WECHSELWIRKUNG ZWISCHEN BAUGRUND UND BAUWERK**

### **2.1 Überblick**

Die Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund ist bei der Beurteilung der Tragfähigkeit des Gesamtsystems Bauwerk / Baugrund von wesentlicher Bedeutung. Das Gesamtsystem kann in drei Teilsysteme gegliedert werden: Aufgehendes Bauwerk, Gründung und Baugrund. Die Bauwerkslasten werden über die Gründung in den Baugrund weitergeleitet und abgetragen. Die hierdurch im Baugrund verursachten Spannungen erzeugen Setzungen, die wiederum Einfluss auf das Bauwerk ausüben.

Bei statisch bestimmten Tragwerken entstehen infolge von Setzungen keine neuen Schnittkräfte im Bauwerk bzw. Bauteil. Dagegen werden bei statisch unbestimmten Tragsystemen neue Schnittkräfte erzeugt, die besonders bei steifen Tragkonstruktionen zu Schäden führen können.

Zur Ermittlung von Kräften und Spannungen im Gesamtsystem werden Bauwerk und Baugrund getrennt berechnet [43], wobei elastisches Werkstoffverhalten sowohl für den Baugrund als auch für das Bauwerk als erste Näherung angenommen wird.

In den folgenden Betrachtungen zur Wechselwirkung zwischen Natursteinmauerwerk und Baugrund wird die Beanspruchung bei Streifenfundamenten aus Mauerwerk untersucht, da historische Natursteinmauerwerke zumeist auf dieser Gründungsart errichtet wurden.

### **2.2 Baugrund und Gründung historischer Bauwerke**

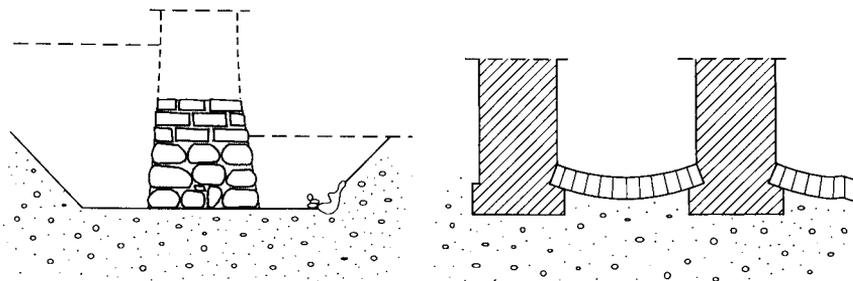
Die Standorte historischer Städte und Dörfer wurden nach wirtschaftlichen und geographischen Gesichtspunkten ausgewählt. Bevorzugt wurden vor allem Flussniederungen und andere gewässernahe Gebiete, die sich durch weiche und setzungsempfindliche Böden und einem zumeist hohen Grundwasserspiegel auszeichnen.

Da bis zum 19. Jahrhundert technische Verfahren wie Verdichten des Baugrundes oder Absenken des Grundwassers kaum entwickelt bzw. nicht verfügbar waren,

wurde das Fundament zwangsläufig als Flachgründung ausgebildet [39].

Als einfachste Form der Flachgründung gilt das Erstellen des Fundamentmauerwerks auf einer Packlage. Auf ein- oder mehrlagige Schichten aus unbehauenen oder grob behauenen Steinen (Bild 2.1a) folgt die Einzel- oder Streifengründung aus Ziegeln oder Natursteinen [40].

Umgekehrte Gurtbögen (Bild 2.1b) dienen zur Erhöhung der Auflagerfläche. Diese Gründungsart wurde später auch als Sanierungsmaßnahme angewandt. Allerdings sind im Randbereich Probleme infolge hoher Horizontalkräfte zu erwarten. Es sind daher entweder Zuganker erforderlich oder der Erddruck muss stets erhalten bleiben, um ein Ausweichen des äußeren Fundamentmauerwerks zu vermeiden.



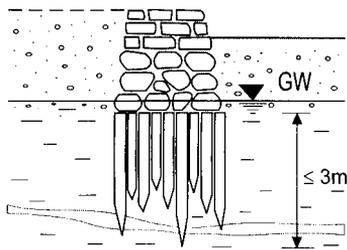
Einzel- oder Streifenfundament

zwischengemauerte Sohlengewölbe

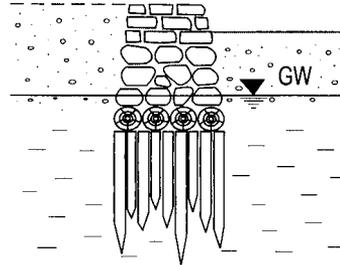
Bild 2.1: Beispiele historischer Flachgründungen [40]

Um die Tragfähigkeit des Bodens zu erhöhen oder die Lasten in tieferen, tragfähigeren Baugrund zu leiten, wurden unterschiedliche Gründungskonstruktionen aus Holz entwickelt. Dabei kamen vorwiegend Eiche, harzreiche Kiefer, Buche und Erle zur Anwendung [120]. BORRMANN (1992) [18] und GOLDSCHIEDER (1994) [40] haben umfangreiche Untersuchungen zur Gründung historischer Bauwerke auf Holzkonstruktionen durchgeführt. Nach [111] können die Holzgründungen nach ihren Konstruktionshöhen unterschieden werden:

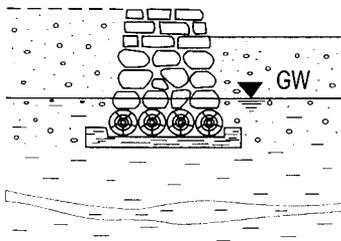
- Schwellengründung ca. 0,5 m
- Spickpfahlgründung (mit und ohne Rostwerkkonstruktion) ca. 0,5 - 3,0 m
- Pfahlgründung (mit und ohne Rostwerkkonstruktion) ca. 0,5 – 30,0 m



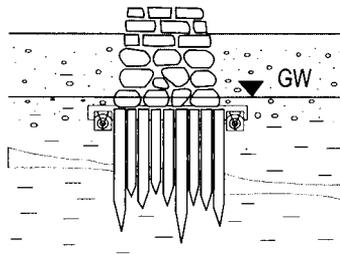
a) Spickpfahlgründung



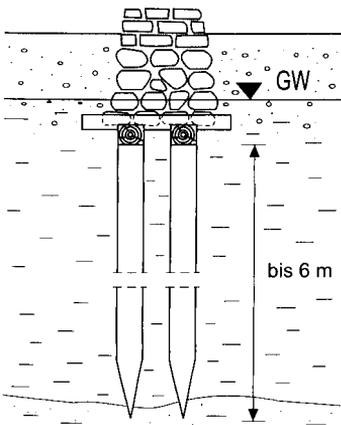
b) Spickpfahl-Swellengründung



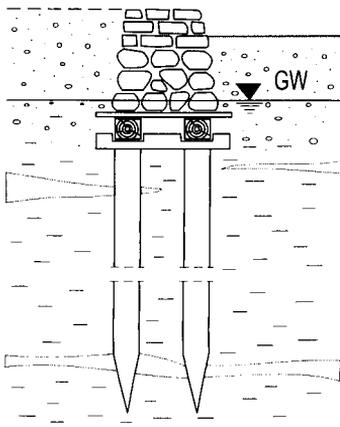
c) Swellengründung



d) gezimmerte Spickpfahl-Swellenkonstruktion



e) gezimmerte Pfahl-Swellenkonstruktion mit längeren Pfählen



f) gezimmerte Pfahl-Swellenkonstruktion mit längeren Pfählen und aufgelegten Bohlen

Bild 2.2: Historische Gründungen aus Holz [40]

Der Aufbau der Holzgründung hat sich im Laufe der Zeit kaum verändert. Aufgrund fehlender technischer Möglichkeiten konnten die Pfähle meist nicht bis in den tragfä-

higen Baugrund eingebracht werden. Die Last aus dem Bauwerk wird über Mantelreibung zwischen Holzpfahl und Baugrund übernommen. Bild 2.2 gibt einen Überblick zu üblichen Holzpfahlgründungen.

## 2.3 Sohldruckspannungen

### 2.3.1 Überblick

Der Sohldruck unterhalb der Gründung ergibt sich aus der Belastung und dem Eigengewicht des Baukörpers und der Gründung (Bild 2.3). Die Sohldruckverteilung in der Gründungsfuge wird von der Bauwerks- und Bodensteifigkeit bestimmt. Die Ermittlung der Bauwerkssteifigkeit ist zumeist schwierig, da z.B. Öffnungen kaum erfasst werden können [42].

Nachfolgend werden kurz gebräuchliche Verfahren zur Ermittlung der Sohldrucknormalverteilung vorgestellt.

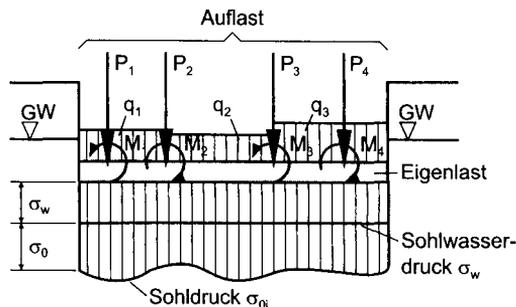


Bild 2.3: Gleichgewichtssystem mit äußeren Kräften an einer Flächengründung [42]

### 2.3.2 Verfahren zur Bestimmung der Sohldruckspannung

Bei der Bestimmung der Sohldruckspannung stehen das Spannungstrapez-, das Bettungsmodul- und das Steifemodulverfahren zur Verfügung. Mit der Entwicklung leistungsfähiger Computer können heute auch aufwendigere Verfahren wie die FEM angewandt werden.

### Spannungstrapezverfahren

Das älteste Verfahren zur Bestimmung der Sohldruckspannung unter Fundamenten ist das Spannungstrapezverfahren. Der Sohldruck wird ohne Berücksichtigung der Formänderungen des Bauwerks und des Baugrundes mit Gleichgewichtsbedingungen bestimmt. Der Verlauf der Normalspannung wird linear, auch unterhalb von Einzellasten, angenommen.

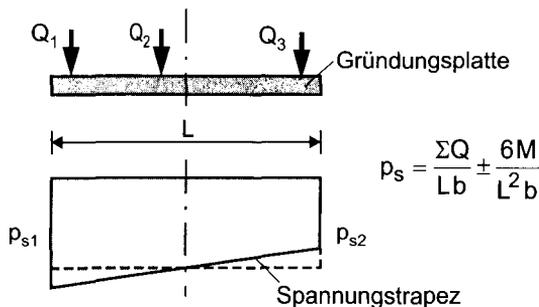


Bild 2.4: Spannungstrapezverfahren [62]

### Bettungsmodulverfahren

Beim Bettungsmodulverfahren werden zur Ermittlung der Sohldruckspannung Formänderungsbedingungen des Fundaments und des Untergrundes berücksichtigt. Das Baugrundmodell besteht aus frei beweglichen, lotrecht nebeneinander stehenden, unabhängigen Federn.

Jede Feder wird auf ihren eingrenzenden Bereich durch den Sohldruck zusammengedrückt. Der Bettungsmodul ist der Quotient aus Sohldruck und Setzung; er ist keine reine Bodenkonstante, denn Fundamentquerschnitt und Schichtung des Bodens fließen mit in die Berechnung ein. Einflüsse aus dem Nachbarbereich der Federn werden nicht erfasst. Hierhin liegt die Schwäche des Berechnungsverfahrens, die wirksame Formänderungsarbeit wird nur partiell erfasst.

Jedoch wird gegenüber dem Spannungstrapezverfahren durch Berücksichtigung der Formänderungsbedingung eine genauere Sohldruckspannung ermittelt.

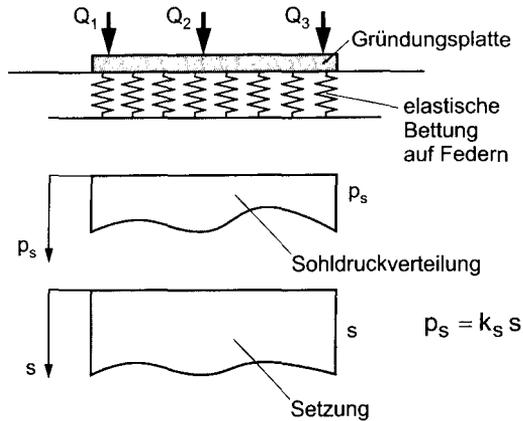


Bild 2.5: Bettungsmodulverfahren [62]

### Steifemodulverfahren

Das Steifemodulverfahren berücksichtigt ebenfalls die Formänderungen der Gründung und des Baugrundes. Bei der Berechnung wird jeweils ein linear elastisches Werkstoffverhalten unterstellt.

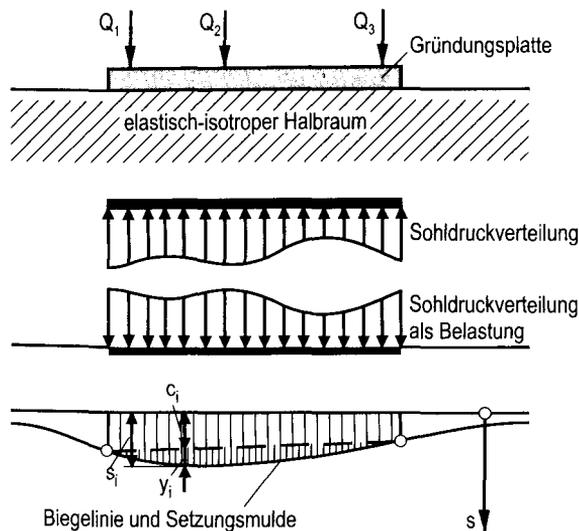


Bild 2.6: Steifemodulverfahren [62]

Obwohl der Steifemodul von der lotrechten Spannung des Bodens abhängig ist, wird

er als konstant angenommen. Zusätzlich wird eine Kopplung der Federn berücksichtigt, wodurch eine Bodenpressung auch an einer anderen Stelle eine Setzung erzeugt.

Die Formänderungsgleichungen des Bodens lassen sich nicht mit denen des Bauwerks zu geschlossenen Lösungen für die Sohldruckverteilung kombinieren, da umfangreiche Integrale gelöst werden müssen. BOUSSINESQ (1885) [19] und KANY ET AL. (1974) [56] entwickelten vereinfachende Berechnungsverfahren, mit denen allerdings nur bei völlig schlaffen Bauwerken realistische Ergebnisse erzielt werden können. Für steife Fundamente bzw. Bauwerke ergeben sich aus diesem Berechnungsmodell singuläre Spannungsspitzen an den Rändern der Flächengründung, die sich durch plastische Verformungen zur Mitte hin umlagern.

### **2.3.3 Einfluss der Bauwerks- und Bodensteifigkeit**

Bei Flächengründungen verursacht die aufgehende Baukonstruktion grundsätzlich einen Zuwachs der Biegemomente. Der Einfluss ist um so größer, je höher die Biegesteifigkeit des aufgehenden Bauwerks gegenüber der Gründung ist.

Weist ein Bauwerk spezielle „Störstellen“ wie Rahmenkonstruktionen oder Mauerwerksöffnungen auf, wird die Bauwerkssteifigkeit so stark abgemindert, dass sie für die Berechnung der Gesamtsteifigkeit bei Gründung auf Stahlbetonfundamenten vernachlässigt werden kann [43]. Die Systemsteifigkeit wird dann aus dem Verhältnis der Gründungssteifigkeit zur Bodensteifigkeit ermittelt.

Biegeeweiche bzw. starre Gründungen bzw. Bauwerke stellen dabei zwei theoretische Grenzfälle dar. Ein biegeweiches System ( $EI = 0$ ) bildet sich entweder in der frühen Hydratationsphase des Fundamentbetons aus oder die Gründung setzt sich aus vielen kleinen Einzelgründungen zusammen. Die Sohldrucknormalspannung unter der schlaffen Gründung entspricht der Verteilung der äußeren Lasten. Ein starres System ( $EI = \infty$ ) kann sich nur aus einem Körper mit großen Höhen bilden; es entstehen keine bzw. geringe Durchbiegungen. Nach BOUSSINESQ (1885) [19] ergibt sich theoretisch eine Sohldrucknormalverteilung mit unendlich großen Randspannungen. Da unendlich große Randspannungen jedoch nicht auftreten können, werden sich die Spannungen am Rand abbauen und zur Fundamentmitte verlagern [30].

Bei Hochbauten liegt die Steifigkeit zwischen diesen beiden Grenzwerten ( $0 < EI < \infty$ ). Der Baugrund und das Bauwerk werden sich durch die Sohldruckspannung verformen. Zur Bestimmung der Spannungen im Fundament ist daher der Einfluss der Gründungssteifigkeit und der Baugrundsteifigkeit zu erfassen. Das Verhältnis der Bauwerkssteifigkeit zur Bodensteifigkeit wird durch die Systemsteifigkeit  $K$  ausgedrückt. Abhängig vom Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Sohldrucknormalverteilung wird zwischen der Systemsteifigkeit  $K_C$  beim Bettungsmodulverfahren und  $K_S$  beim Steifemodulverfahren unterschieden.

### **2.3.4 Systemsteifigkeit und Sohldruckverteilung bei Wandscheiben aus Natursteinmauerwerk**

Bei Wänden aus Natursteinmauerwerk ist in der Regel von einer gleichmäßigen Belastung im Gründungsbereich auszugehen. Weder das Bettungsmodulverfahren noch das Spannungstrapezverfahren liefern bei dieser Belastungsform eine Biegebeanspruchung der Wand [62]. Zu deren Ermittlung sollte daher auf das Steifemodulverfahren zurückgegriffen werden.

Die Gründung von Natursteinmauerwerk erfolgte meist auf Packlagen und / oder auf Bruchsteinmauerwerk (Streifenfundament) mit einem hohen Mörtelanteil. Um die Systemsteifigkeit aus den Steifigkeiten des Natursteinmauerwerks und des Baugrundes zu erfassen, soll im ersten Schritt der Einfluss der Gründung vernachlässigt werden, d.h. die Steifigkeit wird aus den Querschnittswerten und dem E-Modul des Natursteinmauerwerks bestimmt. Für Rechteckquerschnitte lässt sich die Systemsteifigkeit mit

$$K_s = \frac{E_w}{12E_s} \left( \frac{H_w}{L} \right)^3 \quad (2.1)$$

ermitteln [62]. Hierbei wird der Einfluss von Öffnungen in Mauerwerkswänden auf die Biegesteifigkeit nicht berücksichtigt; es wird demnach eine durchgehende Wandscheibe vorausgesetzt. Der Einfluss von Öffnungen in Wandscheiben wird in Abschnitt 5.2.2 eingehender beschrieben.

In Bild 2.7 sind Verläufe der Systemsteifigkeit für zwei bindige Böden und Natursteinmauerwerk mit einem E-Modul von 3500 MN/m<sup>2</sup> bzw. 9000 MN/m<sup>2</sup> in Abhängigkeit der Biegeschlankheit aufgetragen.

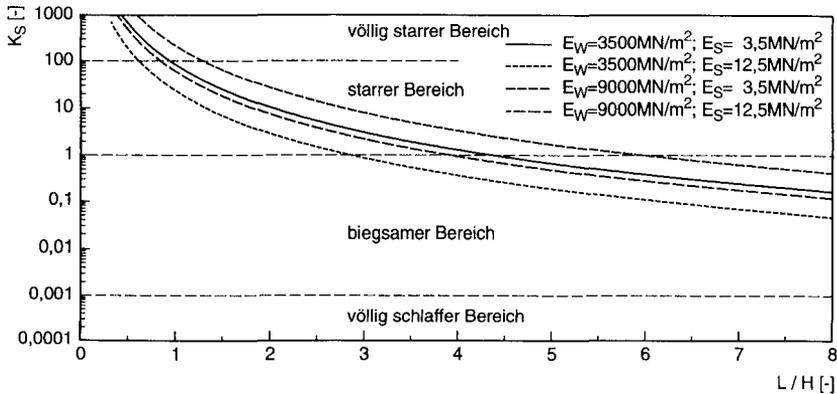


Bild 2.7: Systemsteifigkeiten für zwei bindige Böden und Natursteinmauerwerk mit  $E_w = 3500$  und  $9000 \text{ MN/m}^2$  in Abhängigkeit der Biegeschlankheit

Tabelle 2.1: Grenzwerte für Biegeschlankheiten im biegsamen Bereich für unterschiedliche Boden- und Mauerwerkssteifigkeiten

Boden	Steifemodul	Mauerwerk	Biegeschlankheit
	$E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$E_w$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$L / H$ [-]
Ton, schwer knetbar, steif	2,5 – 5	3500	3,7
	3,8	9000	4,9
Lehm, halbfest	5 – 20	3500	2,6
	12,5	9000	3,4
Klei, org. tonarm, weich	2 – 5	3500	3,8
	3,5	9000	5,0

Die Systemsteifigkeiten wurden von KÖNIG ET AL. (1975) [62] in „völlig schlaff“ bis „völlig starr“ unterteilt. Dabei ist der biegsame Bereich ( $0,001 < K_S < 1$ ) für die Ermittlung der Momente und Querkräfte von Bedeutung.

In Tabelle 2.1 ist die Biegeschlankheit eingetragen, ab der das Mauerwerk vom biegsamen in den starren Bereich übergeht.

## 2.4 Setzungen

### 2.4.1 Überblick

Setzungen werden durch Spannungsänderungen im Baugrund hervorgerufen. Die Gründe hierfür können von Belastungsänderungen des Bauwerks oder von Veränderungen des Baugrundzustandes (z.B. Bodenaushub, Bergbau, Grundwasserabsenkung) herrühren. Auch dynamische (Straßenbahn u.a.m.) und thermische Einwirkungen kommen als Ursache in Frage, sollen aber nicht näher behandelt werden.

Gleichmäßige Setzungen ziehen - im Gegensatz zu ungleichmäßigen Setzungen - keine Schäden am Bauwerk nach sich. Setzungen verlaufen meist sehr langsam. Ihr Verlauf (Bild 2.8) setzt sich aus den Anteilen

- Sofortsetzung,
- Konsolidationssetzung (Primärsetzung) und
- Kriechsetzung (Sekundärsetzung)

zusammen.

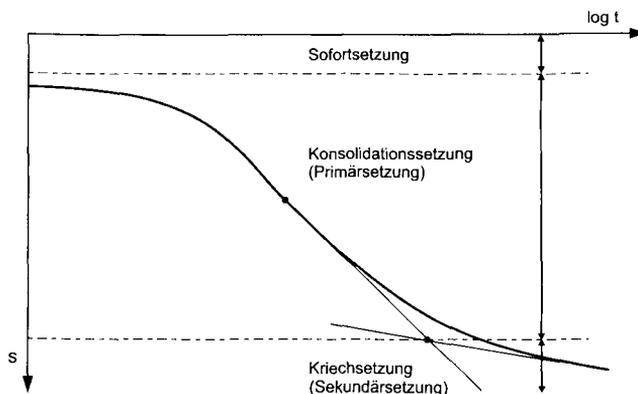


Bild 2.8: Setzungsverlauf  $s(t)$  [93]

Die Anfangsschubverformung und -verdichtung bei Belastungsbeginn werden als Sofortsetzung definiert. Die Konsolidationssetzung und die Kriechsetzung beginnen gleichzeitig und können bei Beobachtungen nicht unterschieden werden [39]. Bei historischen Bauwerken liegen Kriechsetzungen vor, da die Sofort- und Konsolidati-

onssetzungen abgeschlossen sind [58]. Kriechsetzungen entstehen bei hochbelastetem Baugrund oder weichen, wassergesättigten, bindigen Böden [83].

In der Regel werden bei Setzungsberechnungen nur die vertikalen Verschiebungen betrachtet. Die seitliche Ausdehnung der Volumenelemente unterhalb der Fundamente wird als vollständig behindert angenommen [93]. Ist die Belastung der Gründung zeitlich veränderlich, so ist auch die Bodenpressung, die sich durch Summation von zeitlich konstanten Bodenpressungen darstellen lässt, zeitlich veränderlich. Für die Bestimmung der Setzungen müssen Angaben über die Spannungsverteilung im Boden und die Abmessungen des Gründungskörpers sowie die Bodenkennwerte vorliegen.

Zur Beurteilung des Tragverhaltens der aufgehenden Baukonstruktion ist die Bestimmung zukünftiger Setzungen von erheblicher Bedeutung. Sind Setzungen nur in einem geringen Umfang zu erwarten, so kann evtl. auf eine Sanierung bzw. Verstärkung der Tragkonstruktion verzichtet werden. Bei größeren Setzungsunterschieden sind dagegen Sanierungen bzw. Verstärkungen am Bauwerk oder im Baugrund vorzunehmen.

#### **2.4.2 Ermittlung zukünftiger Setzungen**

Historische Bauwerke wurden häufig auf bindige Böden gegründet. Diese Böden zeigen eine ständige Setzungsänderung. Für den Bodengutachter ist es schwierig, zuverlässige Prognosen für zukünftige Setzungen zu bestimmen, da Setzungen von vielen Faktoren wie Grundwasserabsenkung, Gründungsholzzustand, Bauwerkslasten oder Bodenart abhängig sind. Über Setzungsprognosen gibt es unterschiedliche Ansätze [23, 45,73]. Für historische Bauwerke scheint das Modell zur Bestimmung zukünftiger Setzungen von KLOBE ET AL. (1993) [58] auf Basis des Modells von [20] sehr geeignet zu sein. Auffällig ist, dass bei diesem Prognosemodell die Bauwerkslasten nicht eingehen.

Wenn Setzungswerte über einen längeren Zeitraum bekannt sind, können sie in einem Diagramm mit logarithmischem Zeitmaßstab aufgetragen werden, wobei der Ursprung der Zeitachse auf den Beginn der Lastaufbringung gelegt wird. Sind die Primärsetzungen abgeschlossen, ergibt sich eine Gerade, die die Kriechsetzung

kennzeichnet, vgl. Bild 2.8. Kurzzeitige statische sowie dynamische Belastungen werden nicht berücksichtigt.

Im Modell geht die Buismankonstante

$$C_B = \frac{l_{vx} C_C}{1 + e} \quad (2.2)$$

ein und wird mit Hilfe des Oedometerversuchs an Bodenproben ermittelt. Der Kompressionsbeiwert kann nach [93] für ungestörte bindige Böden mit  $C_C = 0,009 \cdot (w_L - 10\%)$  und dem Zähigkeitsindex  $I_{vx}$  nach [63] über die Fließgrenze  $w_L$  abgeschätzt werden. Tabelle 2.2 zeigt einige Eigenschaften bindiger Böden mit der berechneten Buismankonstante nach Gl. (2.2).

Tabelle 2.2 Mittelwerte von Wichte, Fließgrenze, Kompressionsbeiwert, Zähigkeitsindex, Porenzahl und Buismankonstante [46, 83, 79, 63]

Bodenart	Wichte	Fließgrenze	Kompres- sionsbeiwert	Zähigkeits- index	Porenzahl	Buisman- konstante
	$\gamma / \gamma'$	$w_L$	$C_C$	$I_{vx}$	$e$	$C_B$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[%]	[-]	[-]	[-]	[-]
Schluff, mittel und hochplastisch	18,5 / 10,3	42,5	0,29	0,029	0,55	0,0054
Schluff u. Ton, organisch	17,3 / 7,3	57,5	0,43	0,038	0,93	0,0085
Ton, hochplastisch	18,3 / 8,5	87,5	0,70	0,045	1,16	0,0146

Mit diesen Werten wird der Setzungsverlauf

$$s(t) = D_B C_B \ln \frac{t - t_1}{t_0 - t_1} \quad (2.3)$$

bestimmt.

Die Zeit seit Aufbringen der Last (Entstehung des Bauwerks) wird mit  $t$  bezeichnet. Die Konstante  $t_0$  ist gleich dem heutigen Wert von  $t$ , also der Standzeit des Bauwerks.

Mit der Setzungsgeschwindigkeit

$$\dot{s}(t) = \frac{D_B C_B}{t - t_1} \quad (2.4)$$

wird die Zeit  $t_1$  bestimmt.

Tabelle 2.3: Eingangswerte zur Ermittlung der Konstanten  $t_1$

Bodenart	Buisman-konstante	Bauwerks-alter	Setzungs-schicht	Setzungs-geschwindigkeit	Konstante
	$C_B$	$t$	$D_B$	$\dot{s}$	$t_1$
	[-]	[a]	[m]	[mm/a]	[a]
Schluff u. Ton, organisch	0,0054	200	1 / 10	5	198,9 / 189,2
Schluff, mittel- u. hochplastisch	0,0146				197,1 / 170,8
Ton, hochplastisch	0,0085				198,3 / 183,0

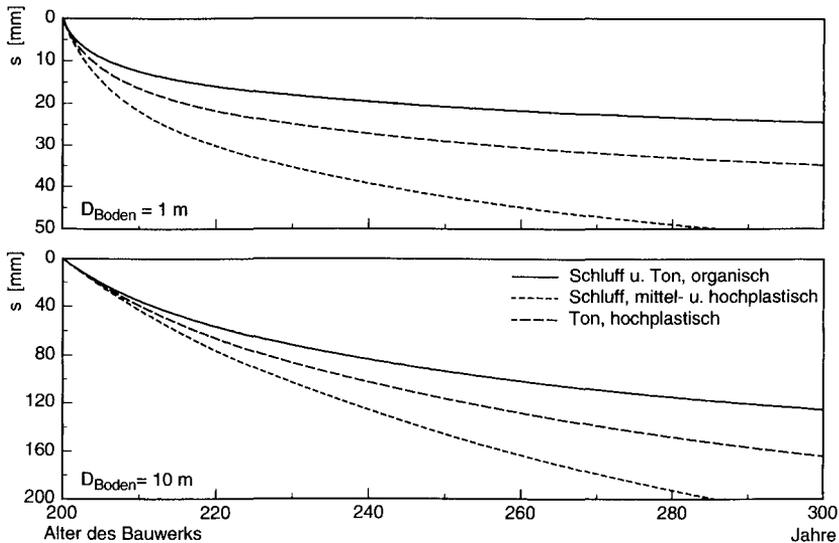


Bild 2.9: Setzungsänderung in 100 Jahren bei einem 200 Jahre alten Bauwerk bei unterschiedlich bindigen Böden

Für die in Tabelle 2.2 genannten bindigen Böden wurde die Konstante  $t_1$  in Tabelle 2.3 für eine Setzungsschicht  $D_B$  von 1,0 bzw. 10,0 m sowie für eine

Setzungsgeschwindigkeit von 5,0 mm pro Jahr ausgewertet.

In Bild 2.9 sind die unterschiedlichen Setzungsgeschwindigkeiten für die in Tabelle 2.3 aufgeführten bindigen Böden dargestellt. Die Gesamtsetzung in hundert Jahren beträgt für eine ein Meter dicke setzungsempfindliche Bodenschicht 25 bis 50 mm, bei einer zehn Meter dicken Schicht zwischen 120 bis 230 mm.

### 2.4.3 Ermittlung zukünftiger Setzungen infolge Belastungsänderungen

Belastungsänderungen werden z.B. durch das Auf- und Abtragen von Bodenmaterial sowie Zu- bzw. Abnahme der Bauwerkslasten hervorgerufen, die zu neuen Setzungen führen.

Zum Zeitpunkt der Belastungsänderung wird sich der Boden schon über längere Zeit in der Kriechphase befunden haben. Infolge der Belastungsänderung entsteht eine neue Konsolidationsphase, die zu einem Setzungssprung  $\Delta s$  führt. Nach Abschluss der Ausgleichsphase wird sich die Kriechsetzung mit gleicher Geschwindigkeit wie vor der Belastungsänderung fortsetzen [46] (Bild 2.10).

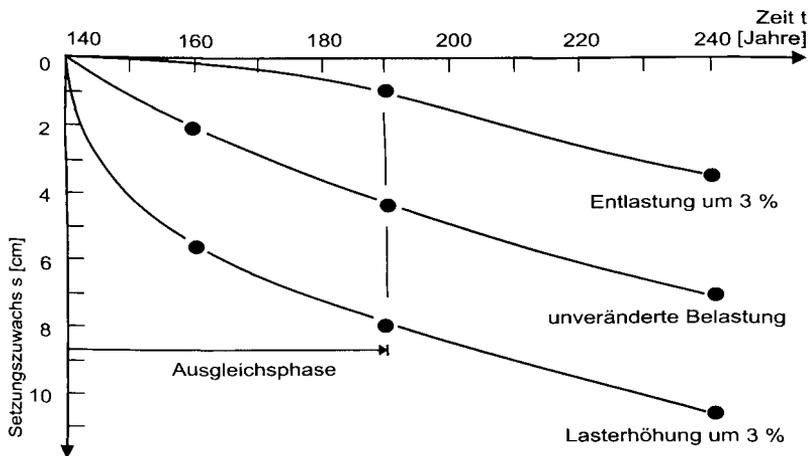


Bild 2.10: Setzungssprung und Ausgleichsphase durch Belastungsänderung [58]

Der Setzungssprung wird mit

$$\Delta s = \frac{D_B C_C}{1+e} \ln \left( 1 + \frac{\Delta p}{\sigma'} \right) \quad (2.5)$$

bestimmt [46]. Der Setzungssprung ist in Abhängigkeit unterschiedlicher Auflaständerungen mit Gl. (2.5) in Bild 2.11 dargestellt.

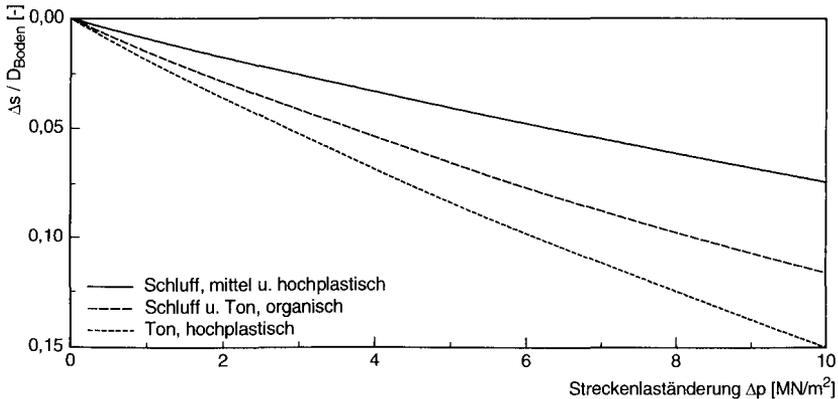


Bild 2.11: Setzungssprung bezogen auf die setzungsempfindliche Bodenschicht in Abhängigkeit der Streckenlaständerung

#### 2.4.4 Setzungen bei Holzgründungen

Historische Holzpfahlgründungen gelten als sogenannte „schwimmende Holzkonstruktionen“, die ihre Lasten auf tonige oder organische Schichten abtragen. Dabei bildet die Holzgründung ein Verbundsystem aus Schwellen, Pfählen und Boden [40].

Steht die Holzgründung im Grundwasser, ist von einem Abbau der Holzsubstanz durch Bakterien und Hydrolyse auszugehen. Die Dauer der Entfestigung ist von der Holzart abhängig, bei Weichhölzern kann sie Jahrhunderte, bei Harthölzern Jahrtausende betragen [72]. Die dadurch äußerst langsam fortschreitenden Bodenverformungen sind durch Setzungsbeobachtungen kaum bzw. gar nicht erfassbar.

Befinden sich dagegen die Gründungselemente infolge einer Grundwasserabsenkung oberhalb des Wasserspiegels, sind Entfestigungen und Zerstörungen der Holzsubstanz unter Luftzufuhr durch Pilzbefall möglich. Dabei kann der Abbau nach

wenigen Stunden einsetzen. Der Wiederanstieg des Wasserspiegels reduziert oder beendet den Zerstörungsprozess; erneutes Absenken des Wassers führt allerdings zur weiteren und schnelleren Zerstörung des Holzes, da die Pilze im Grundwasser überleben können. Insgesamt ist eine sehr viel schnellere Entfestigung und damit auch Bodensetzung zu verzeichnen, als bei einer Holzgründung im Grundwasser. Verschiedenartige Holzqualitäten und damit unterschiedliche Zerstörungsgrade bewirken zudem Setzungsunterschiede im Gründungsbereich.

Die Ermittlung von Setzungen aus Zerstörung der Holzgründung setzt eine eingehende Beobachtung des Verformungsverhaltens des Bauwerks und der Gründung voraus [40, 46]. Zusätzlich sind Bodenproben unterhalb der Gründung des Bauwerks zu entnehmen, mit denen im Labor durch den Kompressionsversuch die erforderlichen Kennwerte zur Bestimmung der Setzungsrate gewonnen werden können, s. auch Abschn. 2.4.2.

Die Setzungen des Bodens und jene des Fundaments werden verglichen. Bei deutlich höherer Setzung des Fundaments gegenüber der des Bodens (Bild 2.12) liegt eine Zerstörung der Gründung (Holzkonstruktion) vor. Eine Sanierung der Gründung erscheint hier erforderlich. Liegen die gemessenen und ermittelten Setzungen eng zusammen, kann eine Holzzerstörung weitestgehend ausgeschlossen werden [40].

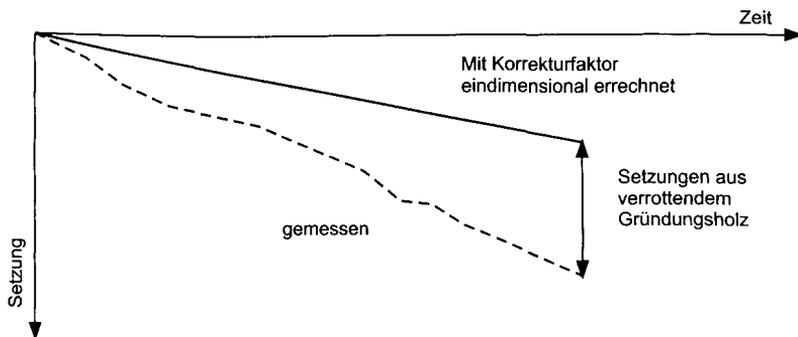


Bild 2.12: Identifizierung einer Holzverrottung durch Setzungsanalyse [46]

Allerdings liegen weitere Untersuchungen zum Setzungsverhalten von Holzgründungen, wie z.B. bei Belastungsänderungen, nicht vor.

### 2.4.5 Setzungen durch Veränderung des Wassergehaltes im Boden

Durch Absenkung des Grundwasserspiegels entstehen Setzungen, vor allem bei einem Baugrund aus Torf oder weichem Ton. Bei Wiederanstieg des Wasserspiegels sind die rückläufigen Hebungen gering. Sie betragen je nach Untergrund ein bis zehn Prozent der Setzungen, bei stark tonigen Böden sind auch größere Hebungen zu erwarten.

Auch große Bäume in der Nähe eines Gebäudes können zu Entwässerung des Bodens führen. Bei historischen Gebäuden erfolgte die Dachentwässerung oftmals ins Erdreich. Durch Anschluss an die örtliche Kanalisation, z.B. im Zuge einer Sanierungsmaßnahme, kann der Gesamtwassergehalt im Boden reduziert werden. Es entstehen Schrumpfsetzungen.

Schrumpfsetzungen bei bindigen Böden hängen von der Abnahme des Wassergehalts sowie der Mächtigkeit und Porigkeit des Bodens ab. Bei großflächigen Bauwerken wird das Eindringen von Niederschlagswasser unter das Bauwerk verhindert. Auch die Verdunstung von Bodenwasser führt zu Schrumpfvorgängen, die unterhalb versiegelter Flächen (Bauwerk) verzögert stattfinden. Es entstehen Sattellagen unter dem Bauwerk [13].

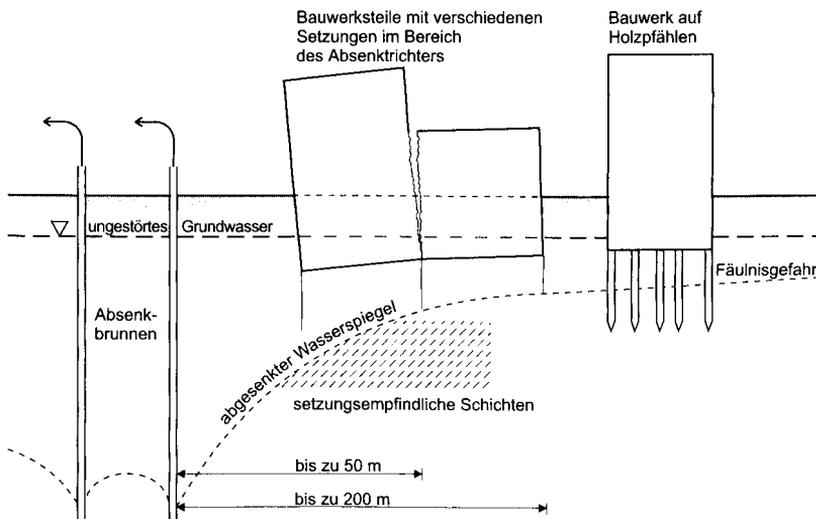


Bild 2.13: Auswirkungen einer Grundwasserabsenkung [76]

Die Setzungen durch Grundwasserabsenkung sind auf Zusatzbelastungen durch Wegfall des Auftriebs im Boden/Korngerüst zurückzuführen. Diese Setzungen sind von der Dicke und dem Steifemodul der setzungsempfindlichen Bodenschicht abhängig [79]. Die Zusatzlast erhöht sich um ca. 10 kN/m<sup>2</sup> je Meter Absenkung. Unterhalb des neuen Grundwasserspiegels bleibt der Zusatzdruck konstant. Häufig treten Setzungen ein, wenn ein Bauwerk im Absenktrichter einer benachbarten Baugrube steht. Unterschiedliche Absenktiefen führen zu Setzungsunterschieden, Bild 2.13.

Bei Absenktrichtern sind mehrere Punkte unterhalb des Bauwerks zu betrachten, um Setzungsunterschiede bestimmen zu können. Gl. (2.6) beschreibt die Setzungsänderung infolge von Grundwasserabsenkung [23]:

$$s_w = \frac{h_w}{E_s} \left( z_{gr} - \frac{1}{2} h_w \right) \quad \text{mit } E_s \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (2.6)$$

In Bild 2.14 ist Gl. (2.6) für drei unterschiedliche bindige Böden mit einer Grenztiefe  $z_{gr} = 10$  m ausgewertet. Es zeigt sich, dass bei einer Absenktiefe  $h_w = 10$  m Setzungen bis zu 15 mm auftreten können.

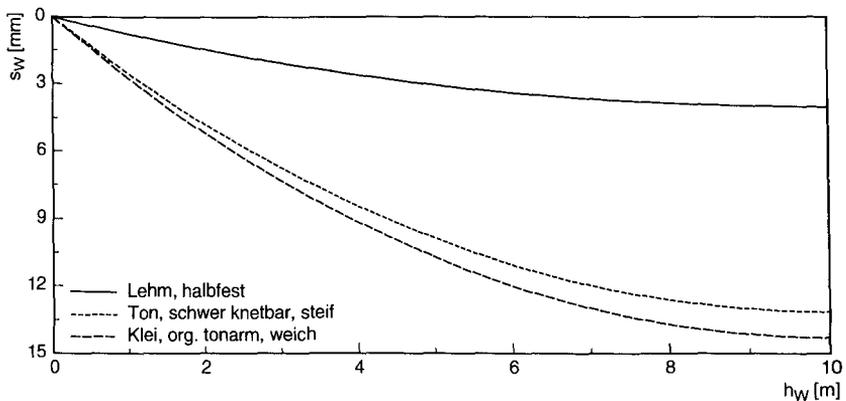


Bild 2.14: Setzungen infolge von Grundwasserabsenkung

## **2.5 Rissbildung in Mauerwerksscheiben durch Setzungsunterschiede**

### **2.5.1 Überblick**

Gleichmäßige und gleichförmige Setzungen (Bild 2.15 a) erzeugen im Bauwerk keine Schnittkräfte und üben auf die Standsicherheit des Gebäudes keinen Einfluss aus. Die Gebrauchsfähigkeit des Bauwerks kann allerdings beeinträchtigt werden, sofern durch sie Schäden an Be- und Entwässerungsleitungen u.a.m. entstehen.

Schäden können allerdings schon infolge ungleichmäßiger, aber dennoch gleichförmiger Setzungen (Bild 2.15 b) auftreten. Die einseitige Verschiebung führt zu einer Schiefstellung des Gebäudes. Diese Art der Setzung zeigt sich bei steifen Gebäuden, z.B. Türmen, Wasserbehältern oder Silos. Mit der Schiefstellung des Gebäudes verlagert sich dessen Schwerpunkt zur geneigten Seite, wodurch ein weiteres Senken der Bauwerkseite hervorgerufen wird.

Ungleichmäßige und ungleichförmige Setzungen (Bild 2.15 c) werden durch Inhomogenitäten des Baugrundes, auskeilende kompressible Schichten, exzentrische, unterschiedlich große Lasten und Spannungsüberschneidungen verursacht.

Eine Sattellage entsteht durch einseitig oder beidseitig auskragende Bauteile. Ferner können ungleichmäßige Böden und Anschüttungen oder nebeneinander errichtete Bauwerke Ursache dieser Verformung sein. Wie in Abschn. 2.4.5 erwähnt, entstehen Sattellagen auch durch Schrumpfen des Bodens in den Randbereichen eines Bauwerks.

Muldenlagen entstehen bei Bauwerken durch Überschneidung der Druckspannungslinien in Bauwerkmitte. Auch das Zusammendrücken tieferliegender Bodenschichten führt zur Setzungsmulde. Einlagerungen von Tonlinsen verzerren oder verstärken die Mulden.

Weitere Bauwerksschäden können durch Grundbruch, Gleiten, Frosthebungen, Senkungen und Sackungen entstehen.

Im Rahmen dieser Ausführungen werden Schäden an Mauerwerksscheiben bei Mulden- und Sattellagen betrachtet. Da historische Mauerwerke meist auf Streifenfun-

damenten gegründet sind, werden die Schäden und Schadenskriterien daher auf diesen Schwerpunkt beschränkt. Bisher wurden zur Eingrenzung der Schäden durch Verformungen des Untergrundes empirische Untersuchungen vorgenommen und daraus unterschiedliche Verformungsgrößen, die zu Schäden führen, definiert.

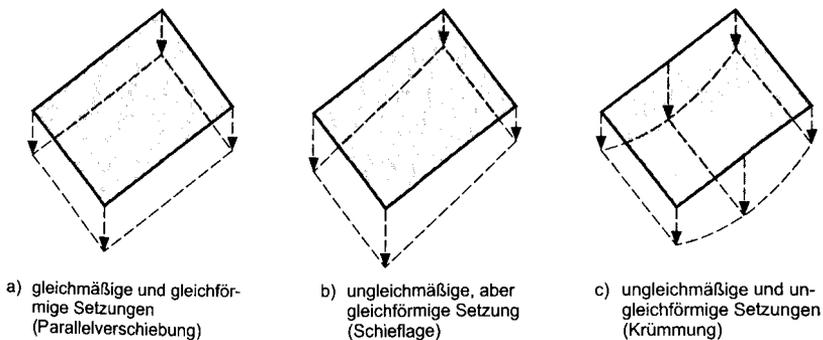


Bild 2.15: Unterschiedliche Setzungsformen [88]

## 2.5.2 Geometrische Größen bei Setzungen und Setzungsdifferenzen

Grundlage für die Erarbeitung von Schadenskriterien ist die Definition geometrischer Größen für setzungsbedingte Verformungen.

BURLAND ET AL. (1974) [21] haben umfangreiche Bezeichnungen für Verformungen eingeführt. SOMMER (1978) [106] reduziert diese auf gleichmäßige Setzung aller Bauwerksteile, Verkantung und Setzungssattel bzw. -mulde. In Bild 2.16 sind die unterschiedlichen Kenngrößen dargestellt.

Die Verformungsgröße  $s$  beschreibt die Gesamtsetzung des Bauwerks oder des Bauteils. Dagegen wird mit  $\delta$  der relative Setzungsunterschied beschrieben. Mit zwei bekannten Punkten aus der Setzungslinie kann die relative Winkelverdrehung  $\beta = \delta / l$  bestimmt werden. Dabei wird die Beanspruchung der Mauerwerksscheibe vorwiegend aus Schub erfasst. Mit drei bekannten Punkten aus der Setzungslinie wird die Biegebeanspruchung ermittelt. Dabei ergibt sich der Biegeradius (Krümmungsradius)  $R \approx L^2 / 8\Delta$  aus dem Verhältnis der Sehnenlänge  $L$  zum Stichmaß  $\Delta$  in der Setzungsmulde.

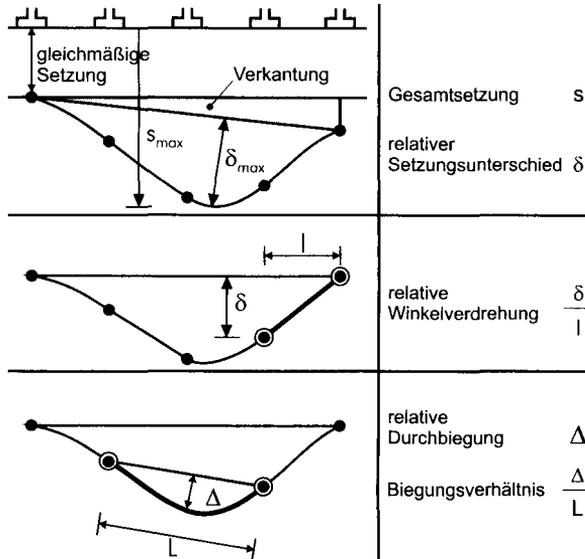


Bild 2.16: Setzungsbedingte Kenngrößen [106]

Die Bezeichnungen von [106] werden erweitert, da sich innerhalb einer Setzungslinie wechselnde Krümmungen ergeben können. Die in Bild 2.17 abgebildete Setzungslinie stellt eine einsinnig gekrümmte Setzungsmulde mit unterschiedlichen geometrischen Größen dar.

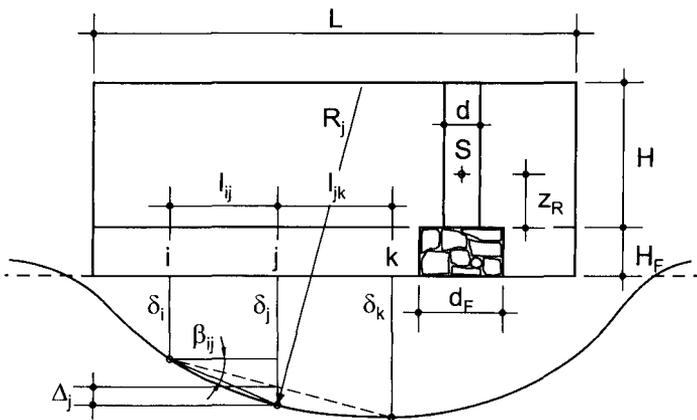


Bild 2.17: Geometrische Größen einer Setzungsmulde [84]

Für die Winkelverdrehung wird

$$\beta_{ij} = \frac{\delta_j - \delta_i}{l_{ij}} \quad (2.7)$$

eingeführt und beschreibt die Neigung zwischen zwei benachbarten Punkten innerhalb einer Setzungslinie. Aus der Verformung dreier beliebiger Punkte kann die relative Durchbiegung

$$\Delta_j = \delta_j - \frac{\delta_k + \delta_i}{2} \quad (2.8)$$

beschrieben werden. Der Biegeradius bzw. die Krümmung kann bei gleichem Abstand der Punkte aus den Winkelbeziehungen eines Dreiecks

$$\kappa_j \approx \frac{1}{R_j} \approx -\frac{8 \Delta_j}{(l_{ij} + l_{jk})^2} \quad \text{mit } l_{ij} = l_{jk} \quad (2.9)$$

hergeleitet werden.

### 2.5.3 Empirische und theoretische Untersuchungen über zulässige Setzungsdifferenzen

#### 2.5.3.1 Empirische Untersuchungen

TERZAGHI (1935) [109] eröffnet die Diskussion über Setzungsdifferenzen an Gebäuden. Für Bauwerke (außer bei Felsgründungen) sind Setzungen bzw. Setzungsdifferenzen zu berücksichtigen. Beobachtungen an bestehenden Gebäuden sind erforderlich, um die folgenden Parameter, die zur Ermittlung von Zwangsspannungen infolge von Setzungsdifferenzen notwendig sind, bestimmen zu können:

- das Setzungsprofil unter dem Bauwerk,
- der zeitliche Verlauf der Setzungen und
- die Lage der setzungsempfindlichen Bodenschicht.

Die Grundform stellt die Setzungsmulde dar, die sich bei einem Bauwerk auf gleichmäßigem Boden einstellt. Da diese Bedingungen kaum vorzufinden sind, werden unterschiedliche Verformungsfiguren entstehen.

Der Grenzwert für die maximale Winkelverdrehung wird mit  $\beta_{ij}=3,5 \cdot 10^{-3}$  für Wandscheiben angegeben [109]. Mauerwerksöffnungen vermindern die Steifigkeit, wodurch größere Setzungen zugelassen werden können. Bei weiteren Untersuchungen unterscheiden THERZAHİ ET AL. (1961) [110] zwischen Bauwerken auf Einzelfundamenten oder auf Flächengründung. Bei Einzelfundamenten können sich die Setzungen unabhängig von den jeweiligen Fundamenten einstellen. Für Einzelfundamente auf Sand wird als Grenzwert  $s=2,5$  cm für die Setzungen angegeben. Die maximale Setzungsdifferenz sollte  $\Delta=2,0$  cm nicht überschreiten. Bei Gründungen auf Ton wird kein Grenzwert für Setzungen und Setzungsdifferenzen, wohl aber eine Sicherheit von mindestens  $\gamma=3$  gegen Grundbruch gefordert.

SKEMPTON ET AL. (1956) [102] nehmen Setzungslinien an bestehenden Gebäuden mit dem Ziel auf, zulässige Setzungsdifferenzen für Bauwerke zu definieren. Es zeigt sich, dass hierfür eine Unterscheidung von Gebäudetypen nicht erforderlich ist. Aufgetretene Risse werden in architektonische (in Wänden und Ausfachungen) und konstruktive (in Stützen und Balken) unterteilt. Maßgeblich sind die Risse in Wänden und Ausfachungen, da sie als erste auftreten.

Die Auswertungen ergeben die in Tabelle 2.4 angegebenen Grenzwerte. Bei der Winkelverdrehung wird eine Sicherheit von  $\gamma=1,5$  angegeben. Damit ergibt sich ein Wert  $\beta_{ij}=2,0 \cdot 10^{-3}$ . Wenn eine große Rissicherheit gefordert wird, sollte die maximale Winkelverdrehung auf  $\beta_{ij}=1,0 \cdot 10^{-3}$  begrenzt werden. Die Grenzwerte der Winkelverdrehung können bei sehr langsamen Setzungsgeschwindigkeiten erhöht werden. Genaue Angaben werden allerdings nicht gemacht.

SCHULZE (1957) [98] berichtet über die Arbeit von [102] und fügt den Biegeradius  $R$  als zusätzliche Größe zur Beurteilung von Bauwerksschäden ein. Da sich Setzungsmulden am Bauwerk bzw. durch Setzungsberechnungen schwer bestimmen lassen, wird der Biegeradius aus der maximalen Setzung und der Winkelverdrehung mit  $R = \delta_i / (\tan^2 \beta_{ij})$  bestimmt.

Tabelle 2.4: Grenzwerte für tragende Wände oder Ausfachungen auf Plattengründung (Flächengründung) [98, 102, 51]

Kriterium	Baugrund	Grenzwerte			
Winkelverdrehung	Ton / Sand	$\beta_{ij}$ [-]	$3,33 \cdot 10^{-3}$		
Setzung	Ton	s	7,5 – 12,5	$R_j$	3375 – 5624
	Sand	[cm]	5,0 – 7,5	[m]	2250 – 3375
Setzungs- unterschied	Ton	$\Delta_j$	4,5	$R_j$	2025
	Sand	[cm]	3,0	[m]	1350

GRANT ET AL. (1974) [35] nehmen an weiteren Gebäuden Setzungslinien auf. Bei der Bestimmung der Grenzwerte werden die Ergebnisse von [102] mit einbezogen.

Für Gebäude auf Einzelfundamenten konnten die Grenzwerte, im Gegensatz zu den Platten- und Streifenfundamenten, bestätigt werden [102]. Bei der Winkelverdrehung und der maximalen Setzung ergeben sich bei Platten- und Streifenfundamenten nur geringe Unterschiede [41].

Gründungen auf Platten- und Streifenfundamenten können, im Gegensatz zu Einzelfundamenten, örtliche Störungen im Baugrund überbrücken. Durch dieses Verhalten entsteht eine gleichmäßigere Setzungsmulde.

Das Verhältnis der maximalen Setzungsdifferenz zur maximalen Setzung kann für Einzelfundamente mit  $\delta_{\max} / s_{\max} \approx 0,5$  angegeben werden. Dieser Wert wird von [100] bestätigt. Allerdings wurden bei der Auswertung [100] nicht die maximalen Setzungen, sondern die mittleren Setzungen verwendet.

Bei Plattengründungen gibt [100] für  $\delta_{\max} / s_m \approx 0,33$  an. Dieser Grenzwert erscheint nach den Untersuchungen von [106] und [35] jedoch zu vorsichtig. Bei Messungen an Hochhäusern auf Frankfurter Ton konnten günstigere Werte bis zu 0,66 ermittelt werden.

POLSHIN ET AL. (1957) [77] werten Verformungen an hundert bestehenden Gebäuden in der ehemaligen Sowjetunion aus. Für die Betrachtungen wird  $s < s_{lim}$  gefordert, wobei s die errechnete Bodenverformung ist und  $s_{lim}$  der Grenzwert der Verformung, bei dem keine Schäden am Bauwerk auftreten. Dabei ist  $s_{lim}$  abhängig von der Nut-

zung und Tragfähigkeit des Bauwerks. Setzungsberechnungen unterliegen vielen Einflussfaktoren, die nur näherungsweise bei der Berechnung erfasst werden können. Die Auswertungen von [77] zeigen, dass die berechneten Setzungen um den Faktor 1,5 erhöht werden sollten, bevor der Vergleich mit  $s_{lim}$  gezogen wird. Zu den bisher genannten geometrischen Größen wird die mittlere Setzung  $s_m$  zusätzlich eingeführt. Bei den Betrachtungen wird eine kritische Zugdehnung von  $\epsilon_U = 0,5\text{‰}$  angenommen. Bild 2.18 zeigt die Auswertung von neun Mauerwerkswänden mit der angenommenen Grenze zur rissfreien Verformung. Für eine Biegeschlankheit bis  $L/H = 2$  wird eine kritische relative Setzung von  $\Delta = 0,3\text{ mm}$  angegeben. Danach wird der Einfluss der Biegeschlankheit berücksichtigt. Von  $L/H = 2$  bis 8 erhöht sich die kritische relative Durchbiegung linear von 0,3 bis 1,0 mm.

Bei Bauwerken, die auf bindigen Böden errichtet sind, können größere Setzungen als bei Bauwerken auf nicht bindigen Böden zugelassen werden. Die langsam fortschreitende Setzung bei plastischen Tonen lässt ein Kriechen der Materialien zu. Der Einfluss der Fundamentsteifigkeit wird als gering bewertet. Der Unterschied zwischen der mittleren Setzung einer schlaffen Gründung und steifen Gründung beträgt ca. 7% [77]. Daher wird empfohlen, die Setzung für ein schlaffes Fundament zu berechnen und im nachhinein die Setzungslinie an das steifere Bauwerk anzupassen. Tabelle 2.5 gibt Grenzwerte für zulässige Setzungsdifferenzen und relative Durchbiegungen für unterschiedliche Böden wieder.

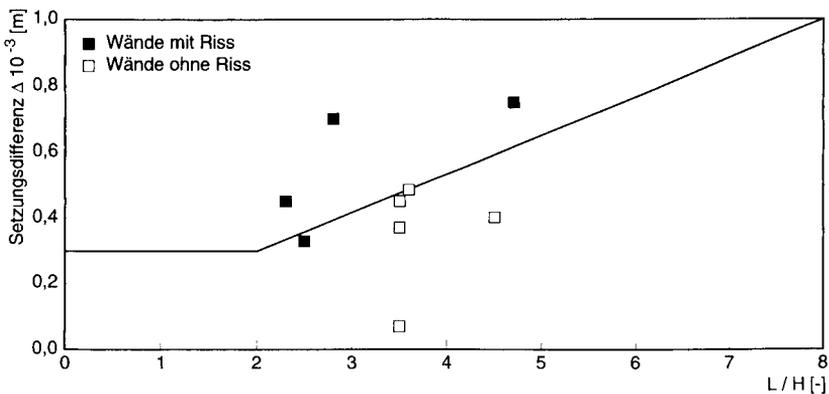


Bild 2.18: Baugrundverformungen an zehn Mauerwerksgebäuden [77, 51]

Tabelle 2.5: Zulässige Setzungsdifferenzen und relative Durchbiegungen für Bauwerke auf unterschiedlichen Böden [77, 51]

Bauwerkskonstruktionen		Baugrund	
		Sand / Ton	plastischer Ton
Setzungsdifferenz von Wohn- und Industriebauten	$\Delta$		
• Stahl- und Stahlbetonbauten	$10^{-3}$ [m]	2 · L	2 · L
Relative Durchbiegung für Mauerwerkswände			
• mehrstöckige Wohnhäuser			
L / H < 3	$\Delta / L$	0,3	0,4
L / H ≥ 5	$10^{-3}$ [-]	0,5	0,7
• eingeschossige Fabrikhallen		1,0	1,0

MACLEOD ET AL. (1980) [65] entwickeln zulässige Grenzwerte für Setzungen und Setzungsdifferenzen über Rahmentragwerke, die mit einem Stabwerksprogramm berechnet werden. Als Grundmodell dient eine Wand über vier Geschosse mit Fensteröffnungen. Dabei sind Wandhöhe (12 m), Wanddicke (0,225 m), Stützweite (3 m) und Streifengründung (0,3 m · 1,0 m) konstant. Belastet wird die Wand mit einer Gleichlast von 200 kN/m oder Einzellasten von 500 kN in der Mitte und an den Außenkanten. Variiert werden Bodenverhältnisse, Belastungsform und Fensteröffnungsgrößen.

Tabelle 2.6 zeigt die ermittelten Grenzwerte, wobei die Zugspannung, die zu Rissen im Mauerwerk führt, mit  $f_{bt} = 1,5 \text{ N/mm}^2$  angenommen wird.

Tabelle 2.6: Zulässige Winkelverformungen und relative Durchbiegungen für Mauerwerk, bei Sattel- und Muldenlagen, bei einer Zugspannung von  $f_{bt} = 1,5 \text{ N/mm}^2$  [65]

Verformungsart	Biegeschlankheit L / H [-]	Gleichlast				Einzellasten	
		homogener Boden		inhomogener Boden		homogener Boden	
		$\beta$	$\Delta / L$	$\beta$	$\Delta / L$	$\beta$	$\Delta / L$
		$10^{-3}$ [-]	$10^{-3}$ [-]	$10^{-3}$ [-]	$10^{-3}$ [-]	$10^{-3}$ [-]	$10^{-3}$ [-]
Muldenlage	2	1,20 – 4,00	0,27 – 0,95	0,32 – 1,43	0,10 – 0,42	0,32 – 1,67	0,16 – 0,66
	5	1,72 – 4,55	0,20 – 0,63	-	-	0,36 – 1,31	0,09 – 0,28
Sattellage	2	-	-	0,60	0,14 – 0,21	0,42 – 0,50	0,10 – 0,13
	5	-	-	-	-	0,50 – 0,83	0,06 – 0,17

Einzelne Grenzwerte weisen eine größere Streubreite auf, so dass aus den Werten nur Tendenzen zu erkennen sind. Wie zu erwarten, können bei homogenen Böden größere Setzungsdifferenzen zugelassen werden.

### 2.5.3.2 Theoretische Untersuchungen

Theoretische Untersuchungen zur Bestimmung zulässiger Setzungsdifferenzen lassen sich an Mauerwerksscheiben näherungsweise mit der Balkentheorie ermitteln. Risse entstehen, wo ausschließlich Zugspannungen bzw. die größten Zugspannungen auftreten.

Mit dieser Betrachtungsweise gehen BURLAND ET AL. (1974) [21] vor. Bild 2.19 zeigt das vereinfachte Balkenmodell.

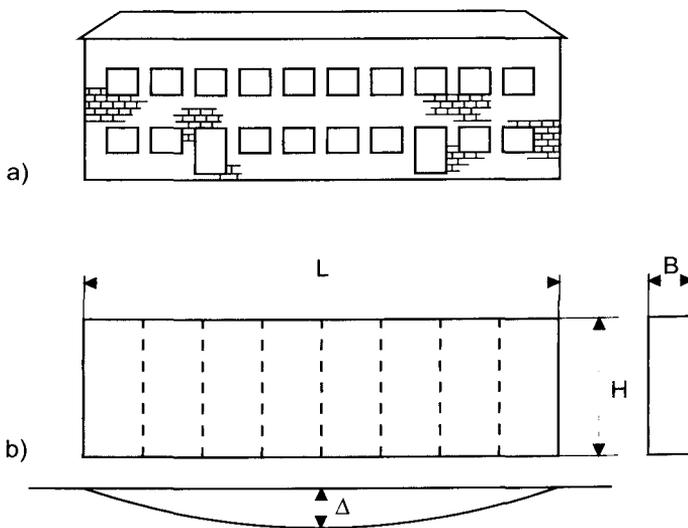


Bild 2.19: Bauwerk und vereinfachtes Balkenmodell [21]

a) reales Bauwerk

b) idealisierter Balken mit Verformungsfigur an der Unterseite

Die Biegeverformung des Balkenquerschnittes lässt sich aus dem Moment, den Materialeigenschaften und Querschnittswerten mit  $w'' = -M/(EI)$  ermitteln. Mit dem

querschnittsabhängigen Wert  $\alpha_S$  wird die tatsächliche Schubspannungsverteilung auf eine mittlere Schubspannung ausgeglichen [31].

Die Gesamtverformung des Balkens unter Gleichlast ergibt sich aus der Summe der Biegeverformung und der Schubverformung zu:

$$\Delta = M_{\max} \left( \frac{L^2}{9,6EI} + \frac{1}{GA\alpha_S} \right). \quad (2.10)$$

Mit dem Werkstoffgesetz  $\sigma = \varepsilon \cdot E$  kann der kritische Biegestich in Abhängigkeit der Zugbruchdehnung, der Biegeschlankeheit und des Verhältnisses von Elastizitäts- zu Schubmodul

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{\varepsilon_u L}{z_r 9,6} \left[ 1 + \frac{1}{\alpha_S} \frac{4}{5} \frac{E}{G} \left( \frac{H}{L} \right)^2 \right] \quad (2.11)$$

bestimmt werden. Gl. (2.11) wird in Bild 2.20 für die Muldenlage mit  $E/G = 2,6$  und  $z_r = 0,5 \cdot H$  ausgewertet. Der Einfluss der Schubverformung nimmt mit größerer Biegeschlankeheit (Bild 2.20) deutlich ab.

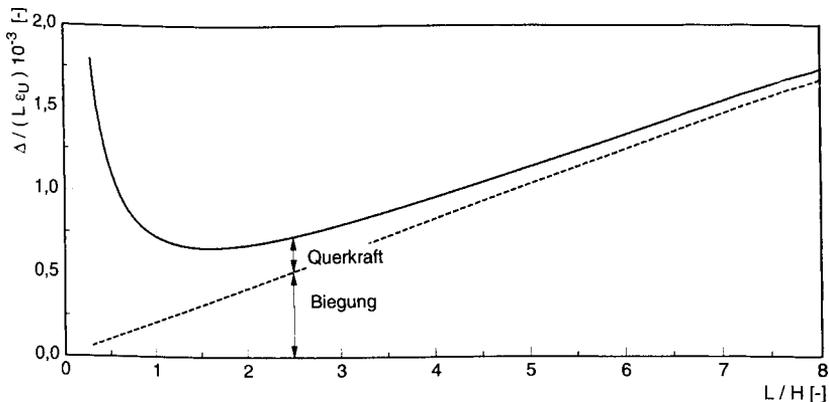


Bild 2.20: Bezogene kritische Verformungen aus Biegung und Schub für Muldenlage mit  $E/G = 2,6$

Mit diesen Grundüberlegungen werden in [21] Schadensgrenzen für Mauerwerke auf Mulden- und Sattellagen hergeleitet. Es werden gleiche Zugbruchdehnungen für

Biegerisse und Schuberisse unterstellt. Für Mauerwerk konnte aus Versuchen  $\epsilon_u = 0,75\%$  ermittelt werden [21], [77] geben  $\epsilon_u = 0,5\%$  an. Untersuchungen [87] an Mauerwerk aus Betonhohlblocksteinen ergaben eine Zugbruchdehnung von  $\epsilon_u = 0,3\%$ .

Die Lage der neutralen Faser (Tabelle 2.7) ist abhängig von der Setzungsform. Bei Ausbildung einer Muldenlage wird sich die neutrale Faser in halber Wandhöhe einstellen. In einer Sattellage beteiligt sich das Fundament (Druckbereich) am Lastabtrag und die neutrale Faser verschiebt sich in Höhe des Wandfußes [21].

Die Bruchdehnung an Balkenunter- oder -oberseite kann mit

$$\epsilon_{u,b} = \frac{\sigma_u}{E} = \frac{M z_r}{EI} \quad (2.12)$$

errechnet werden.

Die Ermittlung der Schubbruchdehnung erfolgt bei einem Viertel der Wandlänge. Zudem sind unter Gleichlast in Feldmitte keine Querkräfte vorhanden. Unter der Annahme, dass die Hauptspannungen unter  $45^\circ$  auftreten, erfolgt die Bestimmung der kritischen Zugbruchdehnung unter Schub in der neutralen Faser mit:

$$\epsilon_{u,d} = \frac{\gamma_u}{2} = \frac{\tau}{2G} = \frac{3Q}{4GH} \quad (2.13)$$

Die maximale Verformung durch Biegung und Schub, bezogen auf die Stützlänge des Balkens (bei gleichmäßiger Belastung), kann mit

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{qL^3}{384EI} + \frac{3qL}{16GH} \quad (2.14)$$

bestimmt werden. Der Biegestich wird mit Gl. (2.12), (2.13) und Gl. (2.14) durch Biegedehnung  $\epsilon_{u,b}$  und Schubdehnung  $\epsilon_{u,d}$  ausgedrückt:

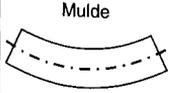
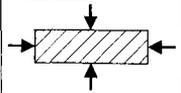
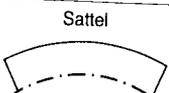
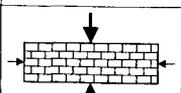
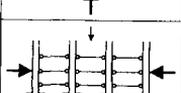
$$\frac{\Delta}{L} = \frac{\epsilon_{u,b}}{8z_r} \left( \frac{5}{6}L + \frac{EH^2}{GL} \right) \quad (2.15)$$

$$\frac{\Delta}{L} = \epsilon_{u,d} \left( 1 + \frac{5 G L^2}{6 E H^2} \right) \quad (2.16)$$

Für elastisch isotrope Werkstoffe gilt  $E/G=2,6$  bei  $\nu=0,3$ . Mauerwerk zeigt durch die geringe Zugfestigkeit und durch Öffnungen (Fenster, Türen) biegeweiches Verhalten. Daher wird für Mauerwerk ein  $E/G=0,5$  angesetzt [21]. Einen geringen Schubwiderstand ( $E/G=12,5$ ) kennzeichnen Rahmentragwerke mit Ausfachungen [21]. Tabelle 2.7 gibt einen Überblick der angenommenen Kennwerte für Mulden- und Sattellagen bei unterschiedlichem Materialverhalten.

Bild 2.21 zeigt die kritische, bezogene Setzungsdifferenz für die in Tabelle 2.7 gezeigten Werte. Für Rahmenkonstruktionen wird der Einfluss aus Querkraft bis zu einer Biegeschlankheit von ca. 3,0 maßgebend. Größere Biegeschlankheiten führen zum Biegeversagen. Bei Mauerwerken in Mulden- oder Sattellage kann ein Versagen durch Schub bei  $L/H > 2$  dagegen vernachlässigt werden. Gegenüber den Grenzwerten der Muldenlage ergeben sich bei Sattellage halb so große Werte, da sich die neutrale Faser zur Wandunterseite verschiebt.

Tabelle 2.7 Übersicht der Setzungsarten mit Verformungsverhalten und Lage der neutralen Faser [106]

Verformungsart		Material	Verformungsverhalten	E / G	neutrale Faser
		Stahlbeton	elast. isotrop	2,6	$z_r = \frac{H}{2}$
		Mauerwerk	biegeweich	0,5	$z_r = H$
		Ausfachung	scherweich	12,5	$z_r = \frac{H}{2}$

Die Zugbruchdehnungen zeigen einen erheblichen Einfluss auf die zulässige, bezogene Setzungsdifferenz; allerdings sind in der Literatur sehr unterschiedliche Werte angegeben. Diese sind direkt proportional zum Eingangswert der Zugbruchdehnung (vergl. Gl. (2.15)), d.h. wenn sich die kritische Zugbruchdehnung verdoppelt, so wird

auch der Grenzwert der zulässigen Setzungsdifferenz um das Zweifache ansteigen. Dies zeigt deutlich, dass der Schwerpunkt weiterer Untersuchungen in der Ermittlung der Zugbruchdehnung von Mauerwerk liegen sollte.

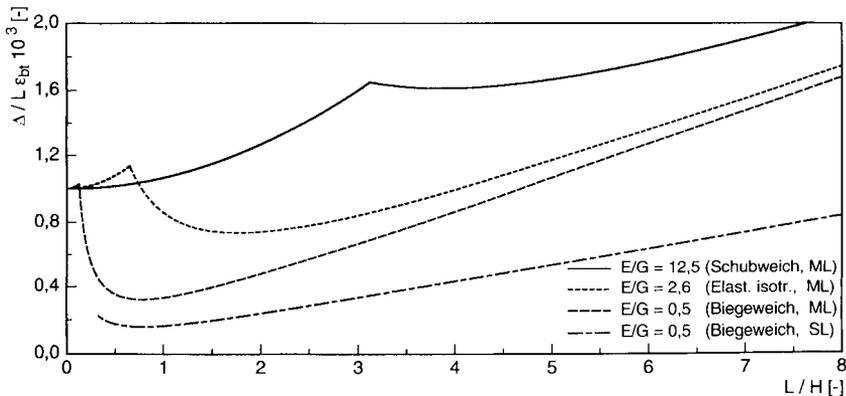


Bild 2.21: Einfluss von E/G auf die kritischen Biege- und Schubverformungen für Mulden- (ML) und Sattellagen (SL) [13, 116, 106]

### 2.5.4 Messung von Setzungsdifferenzen historischer Wände aus Natursteinmauerwerk

An Bauwerken im südöstlichen Niedersachsen werden seit den 80er Jahren erhebliche Setzungen beobachtet, die zu Rissen in Mauerwerken führten. Alle Gebäude sind auf bindigen Boden gegründet und stehen auf einer Hanglage. Ursache der Verformungen (s. Abschn. 2.4.5) sind Schrumpf- bzw. Quellvorgänge im Baugrund. Über die Verformungsursachen des Baugrundes infolge von Wasserzu- und -abnahme berichtet BACHMANN (1998) [13] ausführlich.

An neun Kirchen im südöstlichen Niedersachsen wurden Setzungslinien an Längswänden [15] aufgenommen. Sieben Bauwerke waren durch erhebliche Mauerwerksrisse gekennzeichnet. Zwei Gebäude zeigten dagegen keine Risse. Die Mauerwerke bestehen aus Elmkalkstein und sind mehrschalig aufgebaut. Obwohl in den letzten Jahren die Risse z.T. im Rahmen von Sanierungs- und Instandsetzungsarbeiten geschlossen wurden, soll der Versuch unternommen werden, die Setzungslinien auszuwerten und mit den in der Literatur angegebenen Grenzwerten zu vergleichen.

Die Wandendpunkte werden bei der Auswertung zu Null gesetzt, d.h., nur Setzungsunterschiede innerhalb des Wandquerschnittes werden erfasst. In Bild 2.17 wird die Vorgehensweise zur Bestimmung der geometrischen Größen dargestellt. Gegenüber Bild 2.16 werden nicht nur Muldenlagen, sondern auch Sattel- und Muldenlagen, d.h. wechselnde Krümmungen innerhalb eines Wandquerschnittes, berücksichtigt.

Die Winkelverdrehung (Gl. (2.7)) wird in Abhängigkeit zur maximalen Setzungsdifferenz der einzelnen Mauerwerke sowohl für Mulden- als auch für Sattellage in Bild 2.22 aufgetragen und der Ausgleichsgeraden von SKEMPTON ET AL. [102] gegenübergestellt, die für Bauwerke mit Flächengründung auf Ton in Muldenlage gültig ist. Bei Sattellagen erscheint eine Halbierung der zulässigen Grenzwerte angemessen, s. Abschn. 2.5.3.2. Die aus den Messdaten ermittelten Ausgleichsgeraden für Mulden- und Sattellage liegen oberhalb derjenigen aus [102], die insofern als zulässige Grenze bestätigt werden kann.

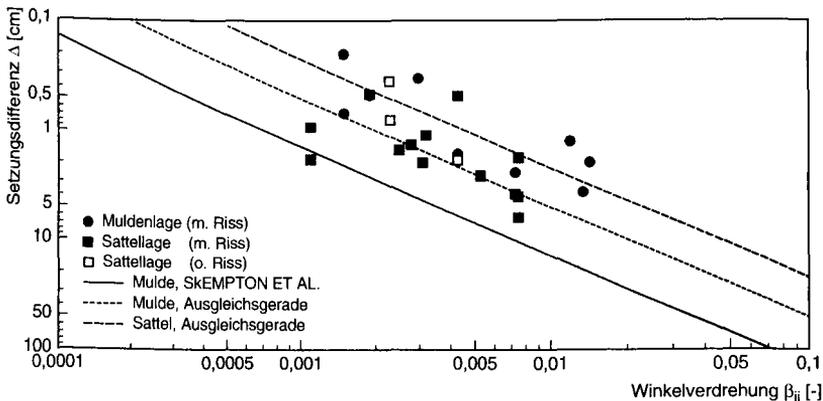


Bild 2.22: Setzungsdifferenz und Winkelverdrehung der Mauerwerksscheiben mit Vergleich der Grenzwerte aus [102]

Ein weiteres Kriterium zur Berechnung zulässiger Setzungsdifferenzen ist die relative Durchbiegung  $\Delta/L$  der Wandscheiben. Mit den Daten der Setzungslinien erfolgt die Bestimmung der bezogenen Durchbiegung. Die Wendepunkte der Biegelinie innerhalb einer Krümmung (Sattel- oder Muldenlage) werden gekennzeichnet und beide Punkte mit einer Geraden ( $L'$ ) verbunden. Senkrecht hierzu wird die maximale Durchbiegung  $\Delta$  gesucht. Das Verhältnis  $\Delta/L'$  stellt die relative Durchbiegung des

Wandabschnittes dar. In Bild 2.23 sind die Biegeschlankeiten  $L/H$  der gesamten Wand auf der Abszisse und die relativen Durchbiegungen auf der Ordinate aufgetragen. Zudem werden die kritischen  $\Delta/L'$ -Grenzlinien aus [102, 21, 106] mit in das Diagramm aufgenommen.

Die Grenzlinien von BURLAND ET AL. [21] für Mulden- oder Sattellage werden mit einer Zugbruchdehnung für Mauerwerk von  $\epsilon_{bt}=0,75\%$  und dem Verhältnis von Elastizitäts- zu Schubmodul  $E/G=0,5$  dargestellt. Für Muldenlage liegen die Grenzwerte von [21] gegenüber denen von POSHIN ET AL. [77] etwas höher. Beide Kurven zeigen eine lineare Abhängigkeit zur Biegeschlankeheit für  $L/H > 2$ . Der Einfluss der Zugbruchdehnung ist zwar von erheblicher Bedeutung, konnte jedoch bisher nicht eindeutig erfasst werden, da die unterschiedlichen Mauerwerksverbände sowie die Oberflächenbeschaffenheit der Steine das Zugbruchverhalten beeinflussen.

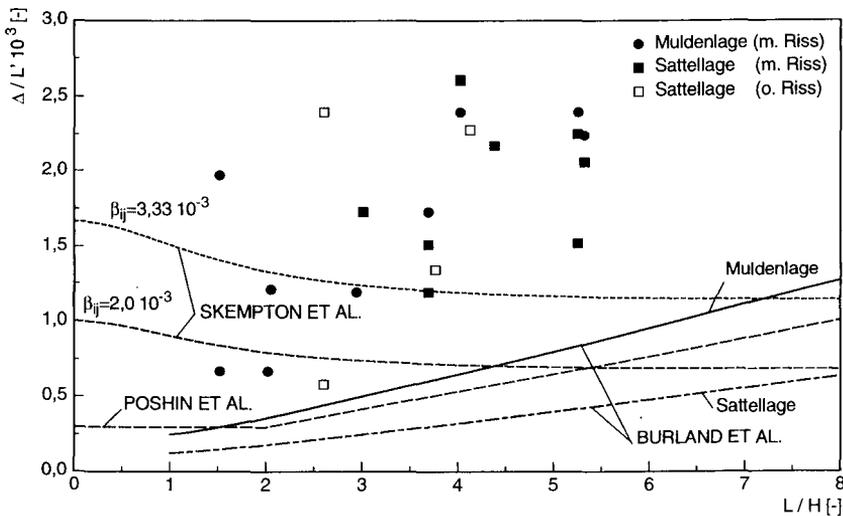


Bild 2.23: Kriterien für  $\Delta/L$  bezogen auf die Biegeschlankeheit [102, 21, 77] mit den Werten aus den Setzungsmessungen

Die Grenzwerte von SKEMPTON ET AL. [102] werden für eine Winkelverdrehung  $\beta_{ij} = 3,33 \cdot 10^{-3}$  ausgewertet. Dem zulässigen Wert von  $\beta_{ij} = 2,0 \cdot 10^{-3}$  liegt eine Sicherheit von  $\gamma = 1,5$  gegenüber der kritischen Winkelverdrehung zugrunde und wird für die Praxis empfohlen. Allerdings berichtet LEUSSINK [64] von Setzungsmessungen an

Mauerwerksscheiben, bei denen bis zu einer Winkelverdrehung von  $\beta_{ij} = 4,1 \cdot 10^{-3}$  keine Risse beobachtet wurden.

Weiterhin zeigt Bild 2.23 bis zu einer Schlankheit von  $L/H > 7,5$ , dass bei einer Winkelverdrehung von  $\beta_{ij} = 3,33 \cdot 10^{-3}$  größere Setzungsdifferenzen gegenüber den Grenzwerten von [21] zulässig sind; für  $\beta_{ij} = 2,0 \cdot 10^{-3}$  wird der Schnittpunkt bei  $L/H = 4,5$  erreicht.

Die Auswertung der Setzungslinien und der Vergleich mit der Literatur erweist sich als schwierig. Die bisherigen Schadenskriterien wurden überwiegend an Mauerwerken in Muldenlagen hergeleitet. Nur [21, 65] geben zulässige Werte für Sattellagen an. Für wechselnde Krümmungen werden keine Kriterien angegeben.

Die Grenzwerte für Biegeradien  $R$  wurden von SCHULZE [98] bei Mauerwerk in Muldenlage für Plattengründung auf Ton (Tabelle 2.4) bei Bestimmung über die maximalen Setzung mit  $R = 3375$  bis  $5624$  m angegeben; bei Berechnung über die maximale Setzungsdifferenz resultiert  $R = 2025$  m. Dagegen beobachtet LEUSSINK [64] bei Mauerwerk bis  $R = 1040$  m keine Risse.

An den aufgenommen Setzungslinien der Natursteinmauerwerke wurden Biegeradien zwischen  $R = 168$  m und  $R = 3050$  m aufgenommen. Der Vergleich mit den o.g. Werten zeigt, dass die Biegeradien aus den Messungen überwiegend unterhalb der Schadensgrenzen liegen.

### 2.5.5 Zusammenfassung

Historische Bauwerke wurden zumeist auf weichem und setzungsempfindlichem Baugrund gegründet. Dabei sind Streifenfundamente auf Packlage und Holzgründungen häufig vorzufinden. Schäden in Wandscheiben werden häufig durch lang andauernde Setzungen hervorgerufen. Durch zusätzliche Einflüsse wie Belastungsänderungen oder Veränderungen des Wassergehalts im Boden sind jedoch auch kurzfristig neue Setzungen möglich.

- Zukünftige Setzungen lassen sich nach dem Modell von KLOBE ET AL. [58] bestimmen, wobei Bauwerkslasten im Modell unberücksichtigt bleiben. Voraussetzung ist

allerdings eine eingehende Aufnahme der Setzungen über einen längeren Zeitraum.

- Bei Kenntnis der Bodenkennwerte lässt sich die Größe eines Setzungssprungs im Boden, hervorgerufen durch Belastungsänderungen am Bauwerk, ermitteln.
- Bei Bauwerken auf Holzgründungen kann durch eingehende Setzungsaufnahmen und Untersuchungen des Bodenmaterials eine mögliche Holzerstörung erkannt werden. Eine Prognose daraus resultierender zukünftiger Setzungen ist jedoch nicht möglich.
- Die Veränderung des Wassergehaltes, z.B. durch Grundwasserabsenkung, führt ebenfalls zu Setzungen. Dabei kann die Bestimmung der Setzungen infolge von Grundwasserabsenkung durch den Verlust des Auftriebs einfach bestimmt werden.

Bei den bisherigen Untersuchungen wurden Schadensgrenzen für Mauerwerk über die Winkelverdrehung oder über den Biegestich (Krümmungsradius) bestimmt.

- Die Winkelverdrehung der Wandscheibe wird als Schadensursache betrachtet. Sie beschreibt die Verformung (Sekante) zweier Punkte der Biegelinie gegenüber der Ausgangslage. Obwohl in der Literatur deutlich andere Ergebnisse zu finden sind, hat sich für Bauwerke auf Platten- und Streifenfundamente der Grenzwert  $\beta_{ij} = 3,33 \cdot 10^{-3}$  in der Praxis durchgesetzt.
- Ein weiteres Kriterium zur Beschreibung von Beanspruchungen aus Setzungen bzw. Setzungsdifferenzen ist die Krümmung bzw. der Krümmungsradius. Mit dem Krümmungsradius werden Beanspruchungen aus Biegemomenten erfasst. Aus mindestens drei Punkten einer Setzungslinie kann der Biegeradius bestimmt werden. In der Literatur finden sich jedoch kaum Grenzen für zulässige Biegeradien.

Mit der Aufnahme und Auswertung von Setzungslinien an neun Kirchen konnten die o.g. Grenzwerte bestätigt werden.

Tabelle 2.8 Schadensgrenzen für tragende Wände auf Streifenfundament

Autor	Bauteil	Grenzwerte					
		L/H	$\beta$	R	$\Delta$	$s_{max}$	$\Delta / L$
		[-]	$10^{-3}$ [-]	[m]	[cm]	[cm]	$10^{-3}$ [-]
TERZAGHI ET AL. (1948) [108]				2500 - 6000	2,0	5,0	
MEYERHOF (1953) [71]	trag. MW		1,0	2200	5,0		0,4-0,5
SKEMPTON ET AL. (1956) [102]			3,33	2700	4,5 3,0	7,5-12,5 5,0-7,5	Ton Sand
POLSHIN ET AL. (1957) [77]	trag. MW $\epsilon_{ui} = 0,5 \text{ ‰}$	< 3					0,4 (plast. Ton) 0,3 (Sand+Ton)
		$\geq 5$					0,7 (plast. Ton) 0,5 (Sand+Ton)
BURLAND ET AL. (1974) [21]	trag. MW $\epsilon_{ui} = 0,75 \text{ ‰}$	1	2				0,2 (Sattel) 0,4 (Mulde)
		5					0,4 (Sattel) 0,8 (Mulde)
GRANT ET AL. (1974) [41]			3,3				
MACLEOD ET AL. (1980) [65]	homogener Boden, MW, Gleichlast $f_t = 1,5 \text{ N/mm}^2$	2	1,2-4				0,3 - 1,0 (Mulde)
		5	1,7- 4,5				0,2 - 0,6 (Mulde)
	inhomogener Boden, MW, Gleichlast, $f_t = 1,5 \text{ N/mm}^2$	2	0,6				0,1 - 0,2 (Sattel)
		2	0,3 - 1,4				0,1 - 0,4 (Mulde)
SCHULZE (1957) [106]	Flachgründung Ton			3375 - 5624			
RYBICKI (1972) [86]				5000 2000			Mulde Sattel

Tabelle 2.8 gibt einen Überblick bisheriger Schadenskriterien für tragende Wände auf Streifenfundamenten. Die Grenzwerte weichen z.T. erheblich voneinander ab. Die Vielzahl der Einflussparameter aus dem Bauwerk und dem Baugrund führt zu der großen Streubreite der Schadensgrenzen.

Um an einem Bauwerk die schadensrelevanten Kenngrößen bestimmen zu können, ist die Ermittlung von Baustoffkennwerten, insbesondere der Zugbruchdehnung, erforderlich.

### **3 TRAGVERHALTEN VON MAUERWERK**

#### **3.1 Überblick**

Ursachen für Schäden an Natursteinmauerwerken sind z.B. Witterungseinflüsse, Umbauten oder Setzungen. Kraftumlenkungen und Verformungen von Wänden bzw. Pfeilern gegenüber ihrer Symmetrieachse führen zu Querkzug im Mauerwerk. Hohe Druckbelastungen können vertikale Risse in Stein und Fuge verursachen. Bei mehrschaligem Mauerwerk sind Ausbauchungen und Risse erste Anzeichen für einen nicht intakten Verbund zwischen Innen- und Außenschale.

Erfährt ein Mauerwerk durch Setzungsunterschiede Zwang, so entstehen in der Wandebene Schub- und Biegebeanspruchungen, die vertikale bzw. schräge Risse in der Wand hervorrufen.

Durch Wind, Erdbeben oder Erddruck können Wandkonstruktionen auch horizontal in und normal zur Wandebene beansprucht werden. Gewölbekonstruktionen leiten zusätzlich horizontale Kräfte senkrecht zur Wandebene ein. Das Verhalten von Mauerwerksscheiben unter gleichzeitig horizontaler und vertikaler Belastung wurde in [54, 67, 26, 36, 37] umfangreich untersucht und wird hier nicht weiter beschrieben.

#### **3.2 Mauerwerksgefüge und -verbände**

Bei historischen Wänden aus Natursteinen finden sich unterschiedliche Gefügemerkmale, Bild 3.1. Einschaliges Natursteinmauerwerk zeigt auf ganzer Tiefe einen gleichmäßigen Querschnitt. Es wurde aus unbearbeiteten Steinen oder aus Bruchsteinen hergestellt und durchgehend gemauert. Zweischaliges Natursteinmauerwerk wurde mit der Absicht erstellt, eine Wandseite als Sichtmauerwerk auszubilden. Demzufolge besteht die Außenschale aus bearbeiteten Natursteinen und die Innenschale aus z.T. nachträglich verputztem Bruchsteinmauerwerk. Dreischaliges Natursteinmauerwerk besitzt zwei Außenschalen und eine Innenschale. Die Natursteine der äußeren Schalen wurden bearbeitet. Der Gesteinsbruch aus der Steinbearbeitung u.a.m. wurde mit Mörtel in den Zwischenraum gefüllt.

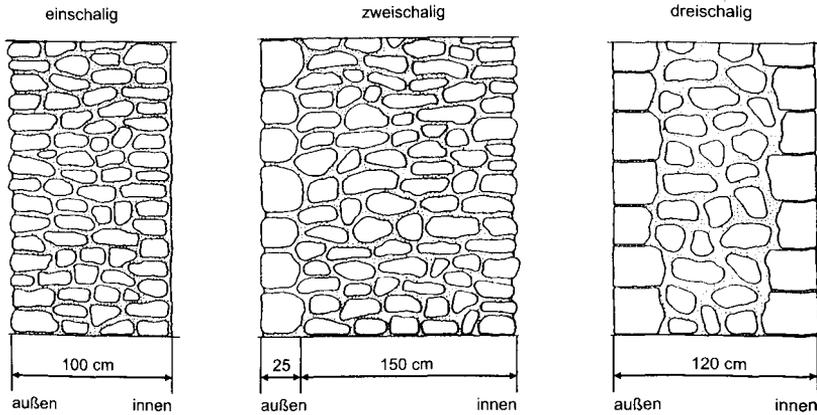


Bild 3.1: Unterschiedliche Gefügemerkmale von Natursteinmauerwerk, Prinzipskizze [118]

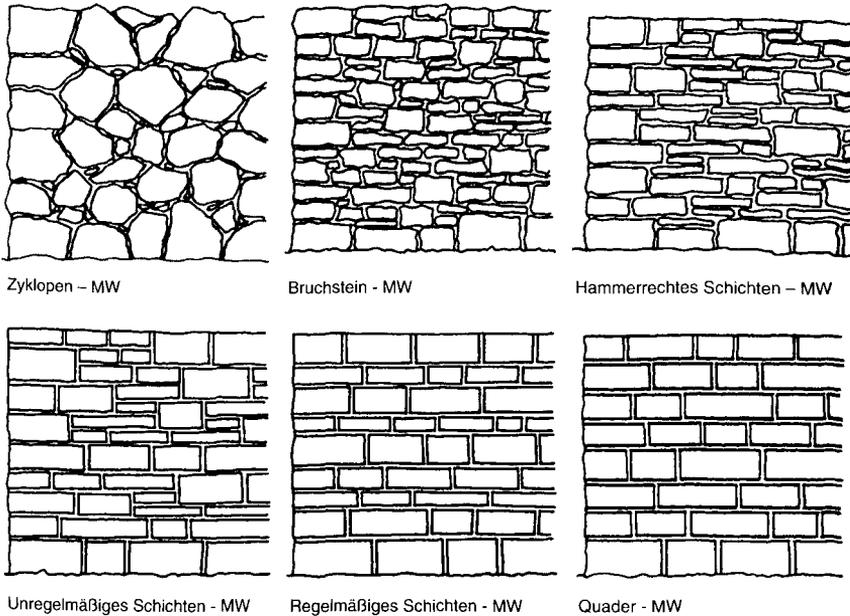


Bild 3.2: Einstufungen nach Verbandsart, ohne Trockenmauerwerk nach DIN 1053 [118]

Die zahlreichen Natursteinverbände werden in der DIN 1053 [2] in sieben Kategorien zusammengefasst, Bild 3.2. Die Mauerwerke werden in vier Güteklassen unterteilt.

Es erfolgt die Zuordnung nach der Verbandsart und der Steinbearbeitung.

Unbearbeitete Bruchsteine werden in regellosem Verband verarbeitet. Die unterschiedlichen Formationen der Steine können im Bruchsteinmauerwerk zu einem Mörtelanteil bis 30 Vol.-% führen. Hausteine sind Natursteine, die mit einfachen Handwerkzeugen bearbeitet werden. Werksteine werden zusätzlich mit einem Scharriereisen bearbeitet, um eine ebene Oberfläche zu erhalten. Je nach Gleichmäßigkeit werden diese als regelmäßiges bzw. unregelmäßiges Schichtenmauerwerk bezeichnet. Der Mörtelanteil ist wesentlich geringer als beim Bruchsteinmauerwerk. Quadermauerwerk und Schichtenmauerwerk werden mit Werksteinen ausgeführt. Die Fugenhöhe beträgt bei diesen Mauerwerken zwischen 5 mm und 10 mm. Ihr Mörtelanteil ist sehr gering.

### **3.3      Eigenschaften historischer Mörtel und Natursteine**

#### **3.3.1    Zusammensetzung und Eigenschaften historischer Mörtel**

Der älteste nachgewiesene Einsatz von Kalk als Bindemittel für Mauermörtel geht auf ca. 1000 Jahre v. Chr. zurück [92]. Kalk war und ist bis heute das bestimmende Bindemittel für Mauermörtel. Schon frühzeitig war bekannt, dass die Zugabe von vulkanischer Asche oder Ziegelmehl zum Kalk die Festigkeit und die Feuchtebeständigkeit des Kalkmörtels positiv beeinflusst [44]. Organische Zusätze wie Eier, Milch, Quark, Molkewasser, Ochsenblut, Bier, Honig, Zucker, Wein, Essig, Salz oder Urin verbessern die Verarbeitung und Aushärtung des Mörtels.

Insbesondere die günstige Wirkung von Kasein auf Wasserbedarf und Wasserrückhaltevermögen wird bis heute genutzt [24, 60]. Umfangreiche Untersuchungen historischer Mörtel erbrachten Aufschluss über deren Zusammensetzung und Eigenschaften, die sich zum Teil erheblich von den neuzeitlichen Mauermörteln unterscheiden [4, 91, 122].

Der Bindemittelgehalt entspricht einem Mischungsverhältnis Bindemittel (ausgehärtet) zu Zuschlag von rund 1:2 bis 1:3 in Gewichtsteilen. Der gesamte hydraulische Anteil des Bindemittels, puzzolanische Zusatzstoffe eingeschlossen, liegt meist zwi-

schen 10 und 25 %.

Die große Bandbreite der Mörtelzusammensetzung findet sich auch in den Eigenschaften wieder. Für das Drucktragverhalten von Mauerwerk sind insbesondere die Zug- und Druckfestigkeit sowie das Verformungsverhalten des Mörtels entscheidend. Bei Schub- bzw. Biegebeanspruchung ist die Haftscherfestigkeit bzw. die Haftzugfestigkeit zwischen Naturstein und Mörtel von erheblicher Bedeutung. Geeignete Probekörper zur Ermittlung dieser Kennwerte sind meist schwer aus dem Mauerwerk zu gewinnen. Daher können diese Eigenschaften meist nur abgeschätzt werden.

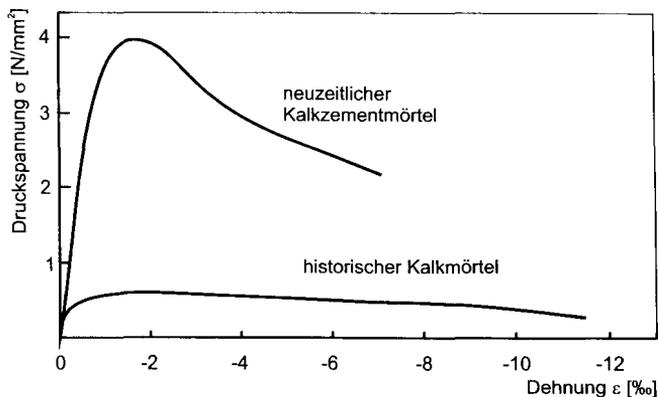


Bild 3.3: Spannung-Dehnungslinie eines historischen Kalkmörtels und eines neuzeitlichen Kalkzementmörtels [91]

Die Druckfestigkeit der Mörtel hängt vor allem vom Bindemittel, vom Mischungsverhältnis und von der Porosität ab. Reine Luftkalkmörtel besitzen Druckfestigkeiten im Bereich von 0,1 bis 2  $\text{N/mm}^2$ . Je höher der hydraulische Anteil im Mörtel ist, desto höher ist auch die Druckfestigkeit, die bei Kalkzementmörtel bis zu 5  $\text{N/mm}^2$  beträgt. Mit zunehmendem hydraulischen Anteil ist der Elastizitätsmodul höher und die Duktilität nimmt ab. Bild 3.3 zeigt den Vergleich der Spannung-Dehnungslinien zwischen einem neuzeitlichen und einem historischen Kalkmörtel.

### 3.3.2 Eigenschaften einiger Natursteine

Für historisches Natursteinmauerwerk sind verschiedene Gesteinsarten verwendet worden. Die Klassifizierung der Gesteine wird nach unterschiedlichen Ordnungskrite-

rien vorgenommen. Die übergeordnete, an der Gesteinsgenese orientierte, petrologische Systematik kennt drei Hauptgruppen, zu deren Untergruppen jeweils zahlreiche Gesteinsarten angegeben werden können. Tabelle 3.1 enthält Beispiele für verwendete Gesteinsarten in Natursteinmauerwerken.

Tabelle 3.1 Einteilung der Gesteinsarten [118]

Hauptgruppen	Untergruppen	Gesteinsarten Beispiele
Erstarrungsgesteine (Magmatite)	Tiefengesteine Ergussgesteine Ganggesteine	Granit, Diorit, Gabbro, Ryolith, Basalt, Tuff (Lamprophyr)
Ablagerungsgesteine (Sedimente)	klastische Sedimente Ausfällungsgesteine Biogene Sedimente	Sandstein, Grauwacke, Dolomit, Kieselschiefer; Kalkstein (z.T.)
Umwandlungsgesteine (Metamorphite)	nach Druck und Temperatur	kristalliner Schiefer, Gneis, Marmor

Tabelle 3.2: Mechanische Eigenschaften einiger Natursteine [118]

Gesteinsart	Druckfestigkeit	Mindestdruckfestigkeit	Biegezugfestigkeit	E-Modul
	$f_{bc}$	DIN 1053	$f_{bt}$	$E_{b,dyn}$
	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
Granit	80 - 300	120	10 - 30	35 - 80
Basalt	160 - 400	120	15 - 25	50 - 100
Vulkangestein, Tuffstein	5 - 40	20	1 - 4	4 - 10
quarzitisch geb. Sandstein	60 - 250	80	7 - 20	10 - 70
tonig oder karbon. geb. Sandstein	15 - 150	30	3 - 15	5 - 30
poröser Sandstein	20 - 90	20	5 - 8	5 - 20
dichter Sandstein, Dolomit	80 - 180	50	6 - 15	15 - 80
Gneis	70 - 260	-	8 - 30	25 - 80
Marmor	40 - 300	50	6 - 15	15 - 80

Die Zahl der heute noch erhältlichen Steinsorten ist deutlich geringer als die der im historischen Baubestand vorzufindenden Natursteine. Von rund 2000 Steinsorten in Deutschland um 1900 sind heute nur noch etwa 10 % verfügbar [57].

Natursteine weisen je nach Entstehung und Zusammensetzung sehr unterschiedliche mechanische Eigenschaften auf [118]. Eine Zusammenstellung wird in Tabelle 3.2 vorgenommen. Weitere Daten können aus [11, 104, 105, 103] entnommen werden.

Soweit keine Daten über mechanische Eigenschaften aus der Literatur vorliegen, müssen deren Eigenschaften nach [5, 8, 9] ermittelt werden.

### **3.4 Werkstoffverhalten von Mauerwerk**

#### **3.4.1 Überblick**

Das mechanische Verhalten von Werkstoffen wird mit Stoffgesetzen beschrieben, die den Zusammenhang zwischen Belastung und Deformation wiedergeben. Für die nachfolgenden Untersuchungen zum Setzungszwang von Mauerwerksscheiben sind die Zug- und Drucktragfähigkeit des Mauerwerks maßgebend. Verformungen aus Temperatur- und Feuchteänderungen sowie zeitabhängige Verformungen (Kriechen, Relaxation) werden nicht berücksichtigt.

#### **3.4.2 Werkstoffverhalten unter Druckbeanspruchung**

Für Ingenieurmauerwerk sowie Natursteinmauerwerk ist nach DIN 1053 [2] ein linear-elastisches Werkstoffgesetz (Bild 3.4) unter Druckbeanspruchung senkrecht zur Lagerfuge anzunehmen. Dies scheint gerechtfertigt, da Mauerwerk mit hoher Steifigkeit und hoher Mörtelgüte unter Druckbelastung sprödes Werkstoffverhalten zeigt.

Der EUROCODE 6 [6] gibt für Ingenieurmauerwerk ein Parabel-Rechteck-Diagramm (Bild 3.4) mit einer Grenzdehnung von 2,0‰ und 3,5‰ für die Berechnung vor. GUNKLER [47] hat für Ziegelmauerwerk unter Biegung mit Normalkraft die Eignung dieses Werkstoffmodells bestätigt.

Historisches Natursteinmauerwerk zeigt sehr unterschiedliche Verformungseigenschaften. Sowohl die verwendeten Natursteine als auch die Mörtel weisen erhebliche Festigkeitsunterschiede auf, die zu unterschiedlichen Spannung-Dehnungslinien des Mauerwerks führen. Daher scheint hier die Vorgabe einheitlicher Grenzdehnungen nicht sinnvoll. Bild 3.5 zeigt eine typische Spannung-Dehnungslinie unter Druckbeanspruchung in horizontaler und vertikaler Richtung.

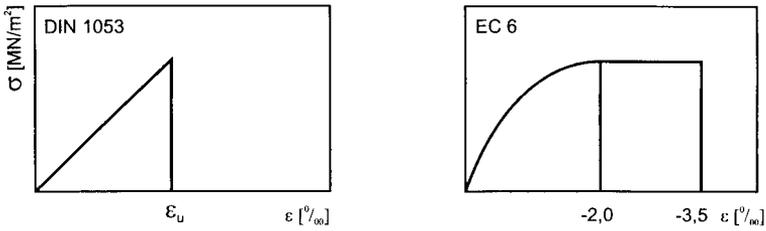


Bild 3.4: Werkstoffmodelle einschaligen Mauerwerks nach DIN 1053 [2] und EC 6 [6]

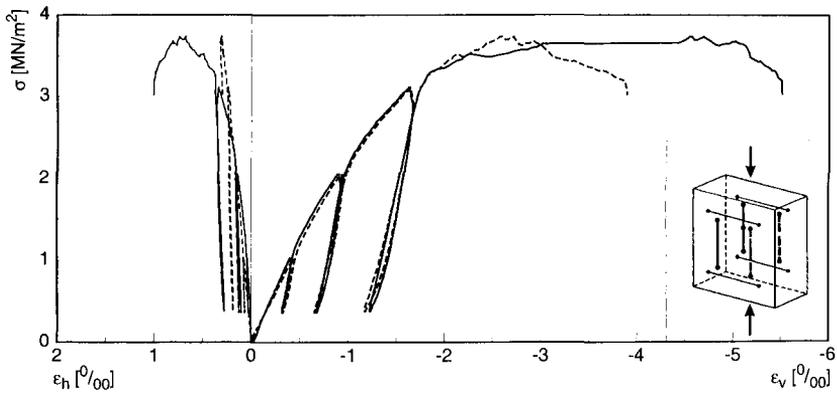


Bild 3.5: Spannung-Dehnungslinie eines Natursteinmauerwerkkörpers unter Druckbeanspruchung

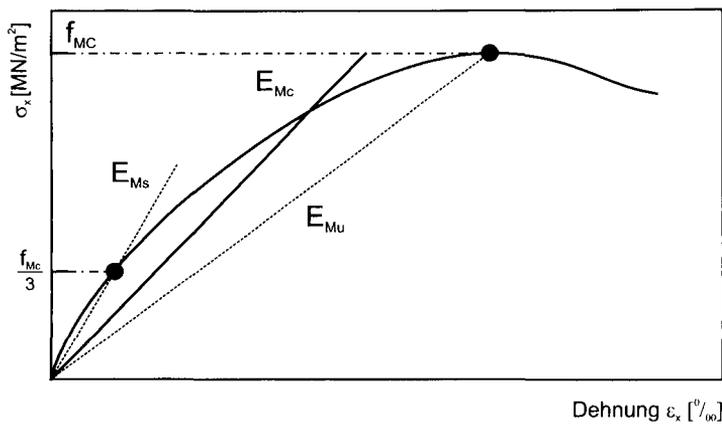


Bild 3.6: Bestimmung des E-Moduls von Mauerwerk aus Sekantenmodul  $E_{Ms}$  und  $E_{Mu}$  [118]

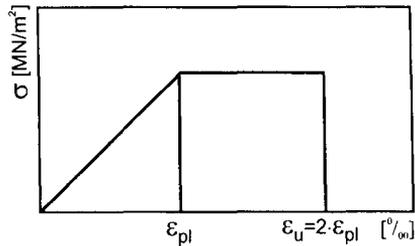


Bild 3.7: Werkstoffmodell für einschalige Mauerwerksgefüge nach [118]

Im Werkstoffmodell von WARNECKE (1995) [118] werden plastische Verformungen berücksichtigt, s. Bild 3.6 und Bild 3.7. Aus der Druckfestigkeit und dem E-Modul werden die plastische Dehnung, die Grenzdehnung und der E-Modul des Mauerwerks bestimmt:

$$\epsilon_{pl} = \frac{f_{Mc}}{E_{Mc}} \quad (3.1)$$

$$\epsilon_u = 2\epsilon_{pl} \quad (3.2)$$

$$E_{Mc} = \frac{1}{2}(E_{Ms} + E_{Mu}). \quad (3.3)$$

Aus Versuchen an Natursteinmauerwerk aus Elmkalkstein [118] wurde der E-Modul mit

$$E_{Mc} = 1500 \sqrt{f_{Mc}} \quad (3.4)$$

ermittelt. Für die Innenschale ergab sich folgender Zusammenhang:

$$\frac{1}{E_{Mc}} = \frac{(1 - v_{St})^2}{E_m v_m} + \frac{v_b}{E_b}. \quad (3.5)$$

Bei Setzungsunterschieden entstehen im oberen (bei Muldenlage) bzw. im unteren (bei Sattellage) Bereich des Mauerwerks horizontale Druckkräfte.

Untersuchungen zum Drucktragverhalten von Mauerwerk parallel zur Lagerfuge wur-

den bisher kaum durchgeführt. Die wenigen Untersuchungen zeigen jedoch, dass ein Versagen des Mauerwerks durch die Ausführungsqualität der Stoßfugen bestimmt wird. Auf Basis einer Literaturswertung gibt GLITZA (1988) [38] folgende Näherung für das Drucktragverhalten parallel zur Lagerfuge an: Für Mauerwerk aus Vollsteinen wird 75% der Druckfestigkeit und des E-Moduls gegenüber den Eigenschaften senkrecht zur Lagerfuge empfohlen, bei gelochten Steinen 50%.

### 3.4.3 Werkstoffverhalten unter Zugbeanspruchung

Das Zugtragverhalten von Mauerwerk parallel zur Lagerfuge wird überwiegend von den Eigenschaften des Mörtels bestimmt [14]. Zum Verformungsverhalten von Mauerwerksscheiben parallel und senkrecht zur Lagerfugenrichtung hat BACKES (1985) [14] umfangreiche Untersuchungen durchgeführt, wobei eine Haftung zwischen Stoßfugenmörtel und Stein vernachlässigt wird. Die Versuchsergebnisse zeigen bis zum Bruch ein nahezu lineares Werkstoffverhalten.

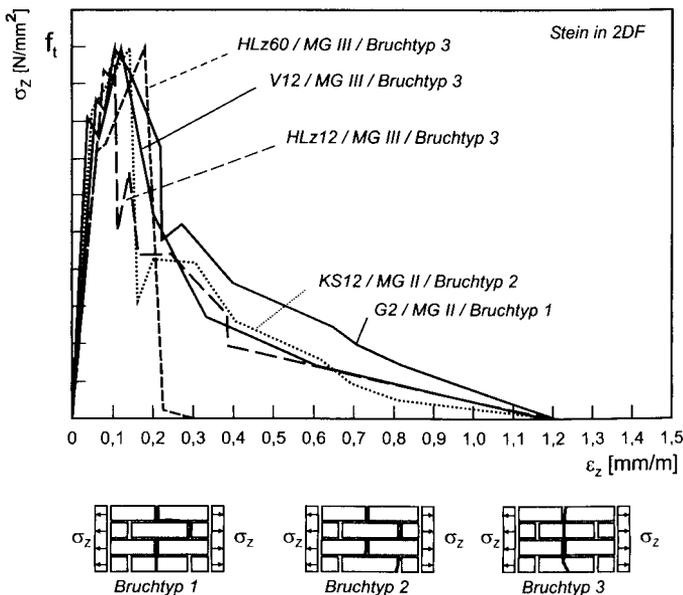


Bild 3.8: Zugspannung-Dehnungsverhalten für parallel zur Lagerfuge beanspruchtes Mauerwerk [14]

Bild 3.8 stellt die Spannung-Dehnungslinien für Mauerwerk mit unterschiedlichen

Steinen und Mörteln dar. Zudem wird eine Unterscheidung nach verschiedenen Bruchtypen vorgenommen. Dabei ist zu erkennen, dass die Zugbruchdehnungen für alle Mauerwerksarten zwischen 0,1 und 0,2‰ liegen.

### **3.5 Tragverhalten von Mauerwerk unter einachsiger und mehrachsiger Beanspruchung**

#### **3.5.1 Druckfestigkeit von Mauerwerk**

Das Drucktragverhalten von künstlichem Mauerwerk normal zur Lagerfuge ist vielfach untersucht worden. Im Regelfall wird die Mauerwerksdruckfestigkeit  $f_{Mc}$  in Abhängigkeit von Steindruckfestigkeit  $f_{bc}$  und Mörteldruckfestigkeit  $f_{cm}$  angegeben. Gebräuchlich sind Ansätze wie z.B. der des EC 6 [6]

$$f_{Mc} = 0,40 f_{bc}^{0,75} f_{cm}^{0,25} \quad (3.6)$$

Für Natursteinmauerwerk sind solche empirischen Rechenansätze kaum bekannt, da die unterschiedlichen Steinbearbeitungen und die Verbände historischen Natursteinmauerwerks sowie die Vielfalt der Natursteinvarietäten die Bestimmung der Druckfestigkeit über statistische Auswertungen erschweren. Zudem sind die mechanischen Eigenschaften von Stein und Mörtel aus dem Mauerwerk schwer zu bestimmen.

Die Bruchmechanik von zentrisch gedrücktem, künstlichem Mauerwerk beschreiben [12, 80, 74]. Das Bruchmodell von HILSDORF (1967) [54] wird hierbei als grundlegende Arbeit angesehen.

Dieses Bruchmodell [54] basiert auf der Beobachtung, dass der Bruch von Mauerwerk aus künstlichen Steinen durch das Überschreiten der Steinzugfestigkeit eintritt. Die Druckbruchspannung des Mauerwerks liegt i.d.R. deutlich oberhalb der Mörtelzugfestigkeit, aber unterhalb der Steinfestigkeit. Im Gegensatz zum nahezu ideal-elastischen Stein zeigt Mörtel schon bei niedriger Belastung ein elasto-plastisches Verhalten, wobei große Querverformungen auftreten. Die Querverformung des Mörtels wird im Mauerwerk infolge der Querdehnungsunterschiede zwischen Stein und Mör-

tel behindert. Es entsteht ein innerer Zwang. Der Mörtel wird dreiachsrig gedrückt, während der Stein eine Druck-Zugbeanspruchung erfährt.

Das Bruchmodell berücksichtigt diesen mehrachsigen Spannungszustand in Stein und Mörtel, indem die jeweiligen Ausschnitte der Bruchhüllenden von Stein und Mörtel überlagert werden (Bild 3.9).

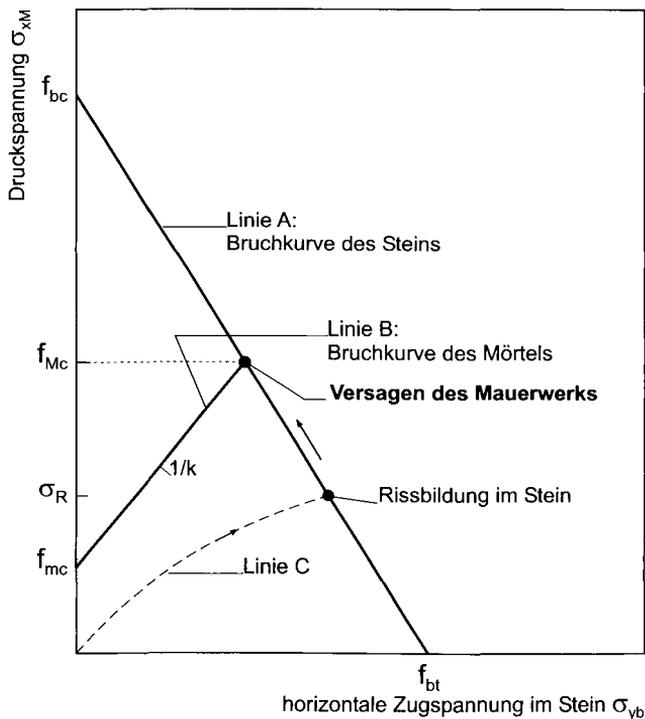


Bild 3.9: Bruchmodell nach HILSDORF [54]

Die Bruchkurve des Steins (Linie A) wird als lineare Verbindung der einachsigen Druckfestigkeit  $f_{bc}$  und der zweiachsigen Zugfestigkeit  $f_{bt}$  angenommen. Die Bruchkurve des Mörtels (Linie B) ist linear, mit dem Ursprung in der einachsigen Druckfestigkeit  $f_{mc}$  und der Steigung  $m = 1/k$ . Die Spannungsentwicklung im Mauerwerk verläuft auf dem Spannungspfad (Linie C) unterhalb der Bruchgeraden des Steins. Es entstehen erste Risse. Durch Lastumlagerung ist eine Erhöhung der Druckbean-

spruchung bis zum Schnittpunkt der Bruchkurve des Mörtels möglich. Der Schnittpunkt beider Bruchkurven gibt die theoretische Druckfestigkeit des Mauerwerks an:

$$f_{Mc} = \frac{f_{mc} + m_m \frac{h_b}{h_m} f_{bt}}{1 + m_m \frac{h_b}{h_m} \frac{f_{bt}}{f_{bc}}} \quad (3.7)$$

Die Druckfestigkeit des Mörtels  $f_{mc}$  wird nach DIN 18555 [3] bestimmt, die Steigung der Mörtelbruchkurve beträgt  $m_m = 1,5$  [17]. Die zweiachsige Steinzugfestigkeit wird mit 90 % der Spaltzugfestigkeit angenommen.

WARNECKE (1995) [118] gibt ein modifiziertes Bruchmodell von SABHA ET AL. [89] an. Es werden Mörteldruckfestigkeiten  $f_{mc,ibac}$  berücksichtigt, die aus dem Bauwerk entnommen werden können. Die Steinbruchkurven werden aus dem einachsigen Versuch abschnittsweise linearisiert [74]. Die Steigung der Steinspannungen ist abhängig von der Fugenschlankheit, dem Übertragungsfaktor sowie der Anzahl und Breite der Stoßfugen. Für einen unregelmäßigen Verband wird ein Übertragungsfaktor von 0,60, für einen regelmäßigen Verband von 0,85, angegeben, Bild 3.10.

Der Schnittpunkt (Bild 3.9) zwischen Steinbruchkurve und dem Spannungspfad wird als innere Druckbeanspruchung interpretiert. Die Mauerwerksdruckfestigkeit  $f_{Mc}$  wird mit dem Übertragungsfaktor  $\eta$  nach MANN [66] abgemindert:

$$f_{Mc} = \eta \frac{f_{bc} + \frac{f_{bc}}{f_{bt}} f_{mc,ibac}}{1 + \frac{f_{bc}}{f_{bt}} k} \quad (3.8)$$

mit

$$k = -3,22 \left( 2,5 \frac{h_m}{d_m} \right)^2 + 1,524 \left( 2,5 \frac{h_m}{d_m} \right)$$

Güteklasse	Grundeinstufung Mauerwerk	Fugenhöhe/ Steinlänge	Neigung der Lagerfuge	Übertragungsfaktor
		$h_m/l_m$	$\tan \alpha$	$\eta$
N1	Bruchstein	$\leq 0,25$	$\leq 0,30$	$\geq 0,50$
N2	Hammerrechtes Schichten	$\leq 0,20$	$\leq 0,15$	$\geq 0,65$
N3	Schichten	$\leq 0,13$	$\leq 0,10$	$\geq 0,75$
N4	Quader	$\leq 0,07$	$\leq 0,05$	$\geq 0,85$

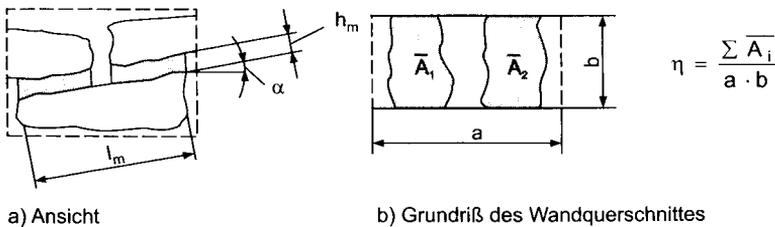


Bild 3.10: Anhaltswerte zur Güteklasseneinstufung von Natursteinmauerwerk [118]

### 3.5.2 Zugfestigkeit von Mauerwerk

Die Mauerwerkzugfestigkeit wird durch die Steinzugfestigkeit sowie durch die Haft-scherfestigkeit zwischen Mörtel und Stein bestimmt. Auch die Verbandsart übt einen Einfluss auf das Zugtragverhalten aus. Wirkt gleichzeitig eine Druckspannung normal zur Lagerfuge, so steigt die Mauerwerkzugfestigkeit an.

MANN (1992) [67] bestimmt das Zugtragverhalten von Mauerwerk auf Grundlage theoretischer Überlegungen. Danach ergibt sich aus dem Gleichgewicht der Kräfte (Bild 3.11 b) das Zugversagen des Mauerwerks bei halber Steinzugfestigkeit. Diese Versagensart tritt bei Mauersteinen mit geringer Zugfestigkeit auf oder bei normal zur Lagerfuge wirkenden großen Druckspannungen. Das Versagen des Verbundes zwischen Mörtel und Stein zeigt Bild 3.11 c. Die Lagerfugen werden durch Schub beansprucht. Die Zugfestigkeit  $f_{Mt}$  ergibt sich aus

$$f_{Mt} = (c + \mu_M \sigma_n) \frac{\ddot{u}}{h_b} \quad (3.9)$$

MEYER (1996) [69, 70] berücksichtigt bei der Bestimmung der Mauerwerkszugfestigkeit zusätzlich die Zugfestigkeit des Mörtels. Allerdings zeigt sich, dass für künstliches Mauerwerk die Zugfestigkeit des Mörtels von geringerer Bedeutung ist, da die Flächenverhältnisse von Mörtel und Stein i.d.R. sehr gering sind. Für den Fall des Steinversagens ergibt sich eine Mauerwerkszugfestigkeit von

$$f_{Mt} = f_{bt} \frac{h_b}{2h_b + h_m} + f_{mt} \frac{h_m}{h_b + h_m} \quad (3.10)$$

und für den Fall des Haftscherversagens zwischen Stein und Mörtel von

$$f_{Mt} = (f_{vko} + \mu_M \sigma_n) \frac{\ddot{u}}{h_b + h_m} + f_{mt} \frac{h_m}{h_b + h_m}, \quad (3.11)$$

wobei die Mörtelzugfestigkeit

$$f_{mt} = 0,15 f_{mc}^{0,66} \quad (3.12)$$

mit ausreichender Genauigkeit angenommen werden darf [69].

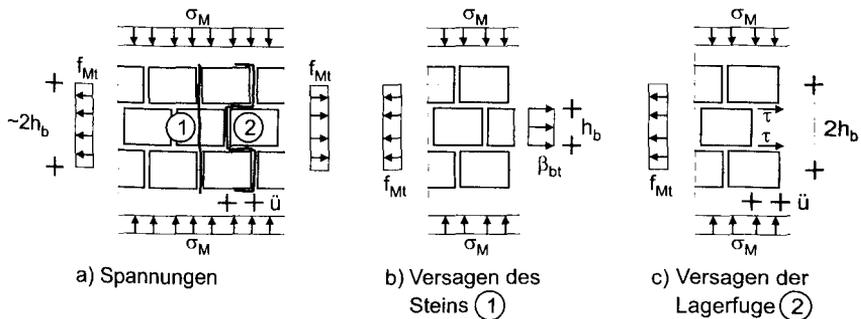


Bild 3.11: Zugspannungen parallel zur Lagerfuge im Mauerwerk und Versagenskriterien [10]

### 3.5.3 Schubfestigkeit von Mauerwerk

Bei horizontaler und vertikaler Belastung wird die Festigkeit des Mauerwerks in der Wandebene durch die Reibung in der Lagerfuge und die Druckfestigkeit des Mauerwerks bestimmt. Bei fehlender Auflast ist eine nur geringe Aufnahme horizontaler

Kraft möglich. Ausgehend vom Gleichgewicht am Einzelstein wird ein Bruchmodell für Mauerwerk unter horizontaler und vertikaler Beanspruchung entwickelt [68].

Nach den Annahmen des Tragmodells übernehmen die Stoßfugen keine Druck- und Schubkräfte. Am Einzelstein wirken Normalspannungen und ein horizontales Kräftepaar aus der Schubbeanspruchung, Bild 3.12 c. Da in der Stoßfuge keine Kräfte aufgenommen werden können, ist eine Normalspannungsverteilung (Bild 3.12 b) erforderlich, um Gleichgewicht zu erhalten.

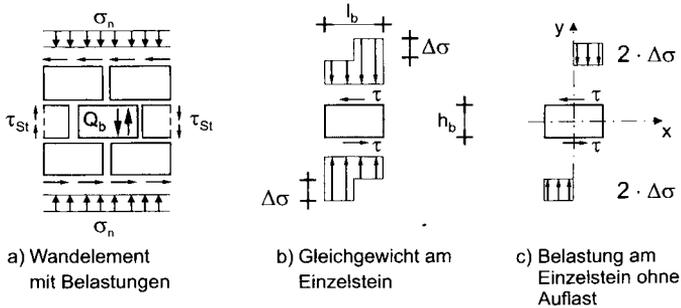


Bild 3.12: Schubbeanspruchung im Mauerwerk und Gleichgewicht am Einzelstein [68]

Es ergeben sich vier Versagensarten:

- Bei geringer Auflast versagt das Mauerwerk durch Aufklaffen der Lagerfuge infolge Überschreitens der Kohäsion zwischen Stein und Mörtel. Die Schubfestigkeit ergibt sich aus:

$$f_{Mv} = (f_{t\text{bm}} + \sigma_n) \frac{l_b}{2h_b}. \quad (3.13)$$

- Ein Reibversagen tritt auf, wenn in der Lagerfuge ( $\sigma_n$ ) die Reibung versagt. Diese Versagensart tritt bei geringer Auflast und bei Steinen hoher Zugfestigkeit auf. Unmittelbar vor dem Bruch zeigen sich diagonale Risse. Der Reibungsbeiwert wird nach DIN mit  $\mu = 0,6$  angegeben. Weiterführende Untersuchungen [96] zeigen jedoch, dass die Reibungsbeiwerte zwischen 0,26 und 1,58 liegen können. Die Werte wurden aus Haftscherversuchen an Zwei- oder Dreisteinkörpern sowie

aus Schubversuchen abgeleitet. Die Schubtragfähigkeit infolge von Reibversagen lautet:

$$f_{Mv} = f_{vk0} + \mu \sigma_n \frac{1}{1 + \mu \frac{2h_b}{l_b}} \quad (3.14)$$

- Ein Zugversagen des Steins tritt ein, wenn die Steine unter Hauptzugspannungen versagen. Dies ist bei Steinen geringer Zugfestigkeit und Mauerwerk mit großen Auflasten der Fall:

$$f_{Mv} = \frac{f_{bt}}{2,3} \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{f_{bt}}} \quad (3.15)$$

- Druckversagen tritt bei Mauerwerk mit hohen Normalspannungen auf:

$$f_{Mv} = (f_{Mc} - \sigma_n) \frac{l_b}{2h_b} \quad (3.16)$$

Bild 3.13 zeigt die Brucheshüllende für schubbeanspruchtes Mauerwerk mit den unterschiedlichen Versagensarten.

In [75, 25, 36, 26] wird die geringe schubübertragende Wirkung der Stoßfuge berücksichtigt. Es zeigen sich etwas höhere Werte der Brucheshüllenden als nach Bild 3.13.

BERNDT (1996) [16] untersucht an Schichtenmauerwerk aus Cottaer- und Postaer-Sandstein das Druck-Schubtragverhalten mit Fugenhöhen  $h_m = 1,5$  bis  $2,5$  cm. Das entwickelte Bruchkriterium für das Drucktragverhalten basiert auf Untersuchungen an Natursteinmauerwerk [89, 78, 90]. Das Bruchkriterium für Schubtragverhalten orientiert sich an den Ergebnissen über künstliches Mauerwerk [2, 68].

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen zeigen Schubbrüche durch Reibversagen bis zu einer Schubbruchspannung von  $f_{Mv} \approx 3,0$  MN/m<sup>2</sup> für MG I und  $f_{Mv} \approx 3,3$  MN/m<sup>2</sup> für MG II unter gleichzeitiger Auflast von  $\sigma_n = 4,5 - 5,5$  MN/m<sup>2</sup>. Bei höherer Druckbeanspruchung wird Zugversagen der Steine beobachtet. Danach geht der Bruch in ein reines Druckversagen über.

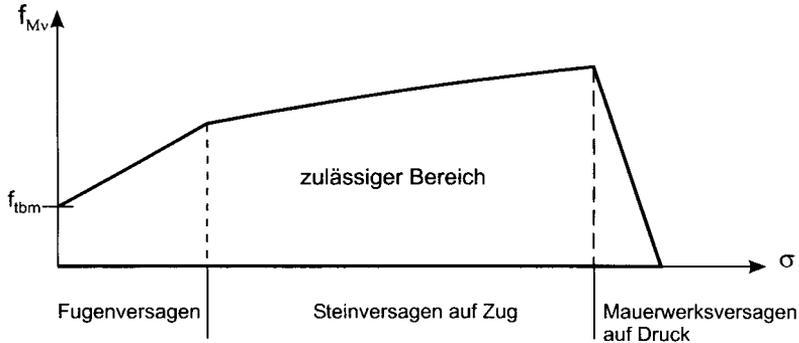


Bild 3.13: Bruchhülle für schubbeanspruchtes Mauerwerk [68]

Im Gegensatz zu [68] kommt es zu keiner Zunahme der Schubtragfähigkeit durch höhere Auflasten (vergl. Bild 3.13 und Bild 3.14). Die Beteiligung der Stoßfugen an der Schubübertragung wird mit  $\max.\tau = 1,4\tau$  berücksichtigt. Die Schubbruchtragfähigkeit wird durch

$$f_{Mv} = \frac{f_{bc}}{2,8} \frac{1 + k_{\sigma}}{\sqrt{\left(\frac{f_{bc}}{f_{bt}} + 0,7 k_{\sigma}\right) \left(\frac{f_{bc}}{f_{bt}} k_{\sigma} + 0,7\right)}} \quad (3.17)$$

und die Druck-Schubtragfähigkeit mit

$$f_{M,\tau} \approx f_{Mc} - \frac{1}{2} \left(\frac{1,4\tau}{f_{bc}}\right)^2 \frac{f_{bc} + 0,7 k_{\sigma}}{\left(\frac{1 + k_{\sigma}}{2}\right)^2} f_{bc} \quad (3.18)$$

$$\text{mit } k_{\sigma} = h_m \left( h' + \frac{0,21}{h_b} \right) \quad h' = 10 \text{ cm (MG I)}$$

bestimmt.

In Bild 3.14 werden die Gl.(3.17) und (3.18) für Cottaer-Sandstein mit  $f_{Mc} = 9,9 \text{ MN/m}^2$ ,  $f_{bc} = 22,1 \text{ MN/m}^2$  und  $f_{bt} = 3,2 \text{ MN/m}^2$  sowie für Postaer-Sandstein mit  $f_{Mc} = 10,8 \text{ MN/m}^2$ ,  $f_{bc} = 43,4 \text{ MN/m}^2$  und  $f_{bt} = 3,95 \text{ MN/m}^2$  ausgewertet. Die Mörtel entsprechen einem Mörtel der MG I.

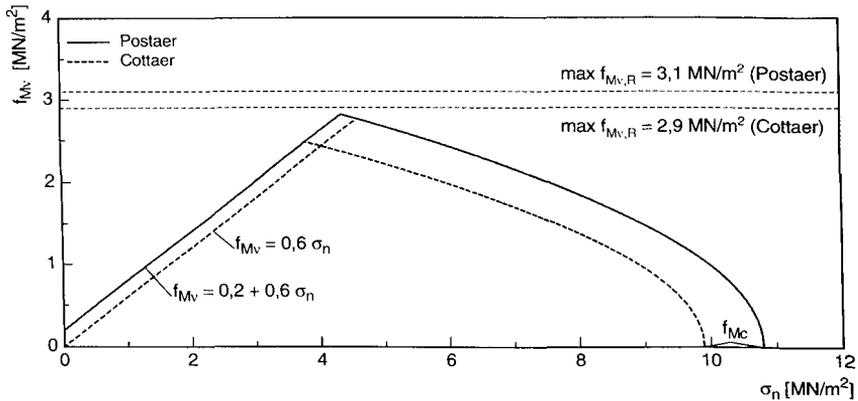


Bild 3.14: Schubtragfähigkeit von Natursteinmauerwerk aus Postaer- und Cottaer-sandstein mit  $h_b = 20 \text{ cm}$ ,  $h_m = 1,0 \text{ cm}$  sowie Mörtel der MG I

Es zeigt sich, dass die Schubbruchspannung bei geringen Auflasten ( $\sigma_n \approx 4,2 \text{ MN/m}^2$ ) von der Reibung zwischen Mörtel und Stein bestimmt wird. Die maximale Schubbruchkraft (Gl. (3.17)) wird jedoch durch die geringe Druckfestigkeit der Mauerwerke nicht erreicht.

### 3.6 Mauerwerk unter Biegung in Wandebene

Über die Biegetragfähigkeit von Mauerwerk in Wandebene ist wenig bekannt. SCHUBERT ET. AL. (1979) [97] führen Versuche an verschiedenen langen Wandscheiben zur Rissicherheit durch. Wände aus Kalksand- und Hochlochziegelmauerwerk werden im Maßstab 1:1 und 1:2 hergestellt. Die Untersuchungen zeigen, dass die Biegezugfestigkeit durch Haftzug- und Haftscherfestigkeit zwischen Stein und Mörtel bestimmt wird. Bei höherer Festigkeit der Steine (HLZ) und hoher Haftzugfestigkeit zwischen Mörtel und Stein entstehen Stützgewölbe. Bei den Kalksandsteinwänden konnte keine Gewölbebildung festgestellt werden. Die Neigung der Gewöbelinie verlief bei der langen Wand ( $\alpha = 30^\circ$ ) flacher als bei der kurzen Wand ( $\alpha = 45^\circ$ ). Die auftretenden Risse traten ausschließlich im Fugenbereich auf. Es wurde eine Zugbruchdehnung von 0,2‰ im Mauerwerk ermittelt.

## 4 EIGENE VERSUCHE

### 4.1 Überblick und Zielsetzung

Natursteinmauerwerke zeigen häufig Risse, die die Tragfähigkeit vermindern. Inwieweit das Tragsystem aus Mauerwerk, Fundament und Baugrund auch nach Rissbildung Lasten abtragen kann, wurde bisher kaum untersucht. Die Vorspannung der Mauerwerke über die Stirnseiten ist ein übliches Sanierungsverfahren. Wie sich das Tragverhalten nach der Sanierung verändert, ist jedoch weitestgehend unbekannt. Bisherige Untersuchungen beschränkten sich i.w. auf Bauwerksbeobachtungen, aus denen kritische Verformungsgrößen hergeleitet wurden.

Zur Untersuchung des Tragverhaltens von Mauerwerk unter Biegezwang wurde eine Versuchseinrichtung gebaut, um die Nachstellung von Setzungszwängen zu ermöglichen. An sechs Natursteinmauerwerken aus Elmkalkstein, die in unterschiedlichen Verbänden hergestellt wurden, erfolgten Versuche mit dem Ziel, das Verformungs-, Riss- und Bruchverhalten genauer beschreiben zu können. Ausgangspunkt bildete eine Wand, die an der Mauerkrone ungleichförmig belastet und der so eine einsinnig gekrümmte Mulde aufgezungen wurde. Nach Rissbildung erfolgte eine Vorspannung über die Stirnseiten der Wandscheibe.

Zusätzlich konnte ein Wandabschnitt der Kirche in Hedeper (Ldkr. Wolfenbüttel) in situ untersucht werden. Die Kirche zeigte infolge von Setzungen so starke Rissbildungen [13, 121], dass sie 1995 abgetragen werden musste, wobei ein Bereich der Nordwand für Belastungsversuche belassen wurde. Die Kirche wurde anschließend mit den originalen Natursteinen auf einer massiven Gründung wieder aufgebaut.

### 4.2 Versuchsprogramm

Die Versuche wurden mit einer einschaligen Wand aus Kalksandstein ( $L \cdot H_w \cdot b_w = 4,5 \cdot 1,0 \cdot 0,24 \text{ m}^3$ ) im Prüfstand begonnen, um die Funktionsfähigkeit der Versuchs- und Messeinrichtung zu überprüfen. Daran schlossen sich Versuche an ein- und mehrschaligen Wänden an. Tabelle 4.1 gibt einen Überblick über die untersuchten Mauerwerkswände.

Als Naturstein wurde Elmkalkstein verwendet, ein Muschelkalkstein mit groben Einschlüssen von Fossilien. Die Druckfestigkeit ist gegenüber anderen Natursteinen gering. Zur Herstellung der Mauerwerkswände wurden die Oberflächen der Stoß- und Lagerfugen der unbearbeiteten Natursteine vom Steinmetz nach historischen Vorbild behandelt. Beim Quadermauerwerk erfolgte die Anlieferung der Steine als geschnittene Quader, deren Lagerflächen anschließend mit dem Scharriereisen bearbeitet wurden.

Tabelle 4.1: Versuchsprogramm zur Verformung und Rissbildung ein- und mehrschaliger Mauerwerksscheiben

Wand	Baustoff	Wanddicke [cm]	Verband nach DIN 1053
W1	Kalksandstein	24	Läuferverband
W 2	Elmkalkstein	24	Regelmäßiges Schichtenmauerwerk
W 3	Elmkalkstein	24	Unregelmäßiges Schichtenmauerwerk
W 4	Elmkalkstein	24	Hammerrechtes Schichtenmauerwerk
W 5	Elmkalkstein	24	Quadermauerwerk
W 6	Elmkalkstein	15/20/15	Bruchsteinmauerwerk (dreischalig)
H (in situ)	Elmkalkstein	≈25/45	Regelm. Schichtenmauerwerk (außen) Bruchsteinmauerwerk (innen)

Für zwei Verbandsarten wurde die Drucktragfähigkeit nach DIN 18554-1 [1] ermittelt, für alle weiteren Verbandsarten lagen Ergebnisse vor [118]. Vorab wurden die mechanischen Eigenschaften der verwendeten Steine und Mörtel ermittelt.

### 4.3 Stein- und Mörtel Eigenschaften

Die Druck- und Spaltzugfestigkeit des Gesteins wurde an erbohrten Zylindern mit einem Durchmesser von 10 cm und der Schlankheit  $\varnothing/H \approx 1,0$  ermittelt. Die Spannungs-Dehnungslinien unter Zugbeanspruchung wurden an Quadern  $10 \cdot 10 \cdot 10 \text{ cm}^3$  bestimmt. Bild 4.1 zeigt die mittleren  $\sigma_z - \varepsilon_z$ -Linien des Natursteins. Die Zugfestigkeit  $f_{bt}$  normal zur Schichtung liegt bei  $2,0 \text{ MN/m}^2$ . Parallel zur Schichtung wurde eine mittlere Zugfestigkeit von  $f_{bt} = 2,4 \text{ MN/m}^2$  ermittelt. Die Zugbruchdehnung normal zur Schichtung betrug rd. 0,14‰ und parallel zur Schichtung rd. 0,2‰.

Tabelle 4.2 gibt einige mechanische Eigenschaften der Steine wieder. Für die

Zugfestigkeit wurden die Werte parallel zur Schichtung aufgeführt, da diese für die Rissbildung unter Biegezwang maßgebend ist.

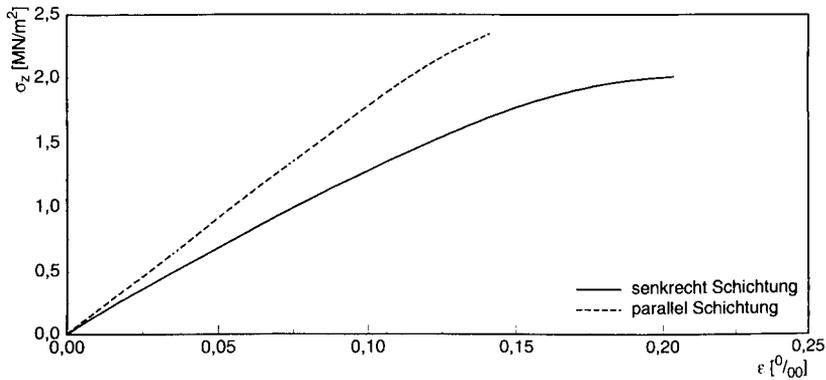


Bild 4.1: Spannung-Dehnungslinien der Zugversuche an Elmkalkstein

Tabelle 4.2: Mechanische Eigenschaften der Steine

Wand	Stein	$f_{bc}$	$f_{bts}$	$f_{bt}$	$E_{bc}$	$E_{bt}$
		[MN/m <sup>2</sup> ]				
W 1	Kalksandstein	26,0	1,3	1,3	20544	-
W 2 – W 6	Elmkalk	22,8	1,6	2,4	22300	18571
H (in situ)	Elmkalk	34,1	-	2,5	-	-

Für die Mauerwerke wurde ein hydraulischer Kalkmörtel der Mörtelgruppe MG I verwendet. Das Kalksandsteinmauerwerk wurde mit einem Mörtel der Mörtelgruppe MG IIa ausgeführt.

Die Innenschale des dreischaligen Mauerwerks wurde aus einer Mischung von Steinbruchstücken und Mörtel im Verhältnis 1:1 bis 2:1 Raumteilen erstellt. Der E-Modul der Innenschale kann nach [118] mit  $E = 540 \text{ MN/m}^2$  angenommen werden.

Das mehrschalige Bruchsteinmauerwerk wurde vor dem Vorspannen an den Lasteinleitungsbereichen injiziert. Bild 4.2 zeigt die Injektionsbohrungen mit den Injektionsbereichen, die nach Versuchsabbau kartiert wurden. Obwohl das Injektionsmaterial nur von den Wandenden eingebracht wurde, zeigt sich deutlich, dass ein großer Bereich der Innenschale mit Injektionsgut verfüllt worden war. Die Ver-

bundfuge zwischen Innen- und Außenschale enthielt einen erhöhten Anteil des Injektionsmörtels. Offensichtlich wurden bei der Erstbelastung zumindest Teile der Außenschale von der Innenschale abgelöst, wodurch zusätzlich Hohlräume entstanden sind. Beim späteren Abbau der Wandscheiben wurden größere Stücke aus der Innenschale entnommen, anschließend zu Quadern ( $10 \cdot 10 \cdot 10 \text{ cm}^3$ ) geschnitten und deren Druckfestigkeit ermittelt.

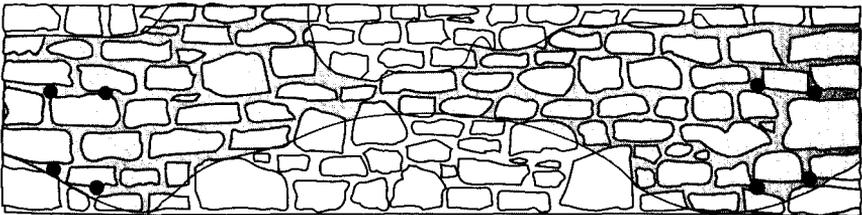


Bild 4.2: Vorgefundene Injektionsbereiche im dreischaligen Bruchsteinmauerwerk

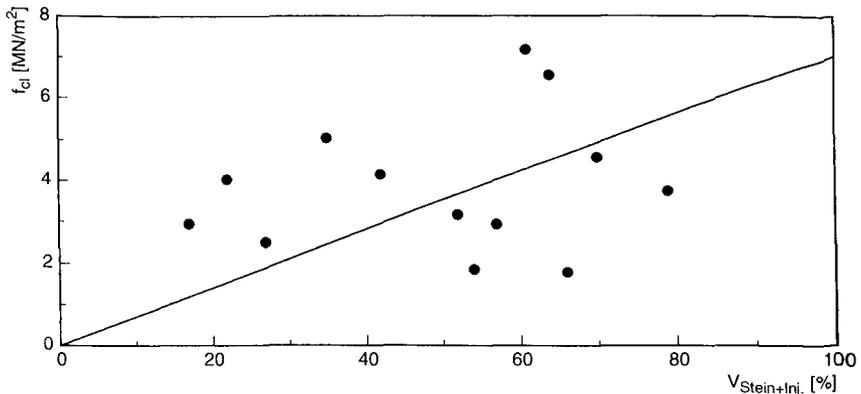


Bild 4.3: Druckfestigkeiten der Innenschale unterteilt nach Volumenanteil Stein und Injektionsmörtel

An den Oberflächen der Quader erfolgte eine visuelle Aufnahme der Anteile von Stein, Mörtel, Injektion und Hohlraum. Im Mittel ergaben sich folgende Oberflächenanteile: Mörtel 38 %, Stein 28 %, Injektion 22 % und ein Hohlraumanteil von 12 %. Die mittlere Druckfestigkeit der Quader aus der Innenschale betrug  $f_{cl} = 3,9 \text{ MN/m}^2$ . In Bild 4.3 sind die ermittelten Druckfestigkeiten in Abhängigkeit des Anteils aus Stein

und Injektionsgut dargestellt. Ein Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit und dem Volumen Stein / Injektion ist zu deuten, wobei die Ergebnisse stark streuen.

Tabelle 4.3: Mechanische Eigenschaften der verwendeten Mauer- und Injektionsmörtel

Mörtel / Injektion			mechanische Eigenschaften			
			$f_{cm, ibac}$	$f_{cm}$	$E_m$	$\nu_m$
			[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[-]
W 1	MG IIa	3 RT HOZ 1 RT Weißkalkhydrat 16 RT Sand 0-2 mm	15,7	9,3	10000	-
W 2- 8	MG I	1 RT HOZ 3 RT Weißkalkhydrat 16 RT Sand 0-2 mm	2,5	1,3	2500	0,18
Injektionsmörtel	IJ	TUBAG Wasser / Injektion = 0,45	44	4,0	5541	-
Kalkputz	HI	1 GT Kalk 2,6 GT Sand	3,2	-	4740*	-
Zementputz	HZ	1 GT Zement 2,9 GT Sand	33,9	-	24737*	-
Fugenmörtel	HF	1 GT Kalk 3,2 GT Sand	0,9	-	1950*	-

\* Bestimmt über die Fugendruckfestigkeit nach [59]

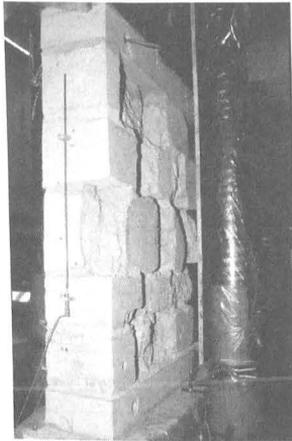
Die mechanischen Eigenschaften der Mauer- und Injektionsmörtel sind in Tabelle 4.3 enthalten. An Mörtelprismen wurde die Druckfestigkeit  $f_{cm}$ , der E-Modul  $E_m$  und die Querdehnzahl  $\nu_m$  nach DIN 18555 ermittelt. Nach Abschluss der Belastungsversuche erfolgte die Entnahme von Fugenmörtel zur Bestimmung der Mörtelfugendruckfestigkeit nach dem IBAC-Verfahren [59]. Die Druckfestigkeiten der Mörtel aus dem Mauerwerk der Kirche in Hedeper wurden in gleicher Weise ermittelt.

#### 4.4 Mauerwerksdruckfestigkeit

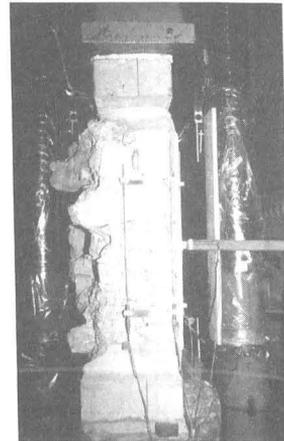
Zur Bestimmung der Mauerwerksdruckfestigkeit nach DIN 18554-1 [1] und des E-Moduls wurden für das hammergerechte Schichtenmauerwerk und das Quadermauerwerk jeweils drei Prüfkörper hergestellt.

Die zentrische Drucktragfähigkeit wurde in einer 600-t-Druckprüfmaschine ermittelt. Die Belastung erfolgte in Laststufen, die über den Kolbenweg geregelt wurden. Die

Messung der Verformungen in horizontaler und vertikaler Richtung erfolgte auf der Wandvorder- und -rückseite mit induktiven Wegaufnehmern. Die Spannung-Dehnungslinien der unterschiedlichen Mauerwerksverbände sind in Anlage B dargestellt. Die Druckfestigkeit für Kalksandsteinmauerwerk wurde nicht bestimmt, sondern aus [95] entnommen.



a) Außenschale



b) Innenschale

Bild 4.4: Wandquerschnitt aus der Kirche in Hedeper zur Ermittlung der Druckfestigkeit

Aus der Wand der Kirche in Hedeper wurde ein Wandteil oberhalb des Versuchsbereiches herausgetrennt, um an den einzelnen Schalen die Druckfestigkeit und den E-Modul zu ermitteln. Hierzu wurde die Außenschale abgetragen und anschließend mit einem nachgestellten historischen Mörtel wieder aufgebaut. Die Innenschale aus Bruchsteinmauerwerk mit Kalk- und Zementputz konnte ungestört geprüft werden.

Bild 4.5 zeigt die Spannung-Dehnungslinien der Innen- und der Außenschale. Deutlich ist das ausgeprägt plastische Verhalten der Innenschale zu erkennen.

Die Ergebnisse sind in Tabelle 4.4 zusammengefasst. Für die Wände W2, W3 und W6 wurden die mechanischen Eigenschaften aus [118] übernommen, da die verwendeten Mörtel, Steine und Verbände identisch waren. Die Spannung-Dehnungslinien sind in Anhang B dargestellt.

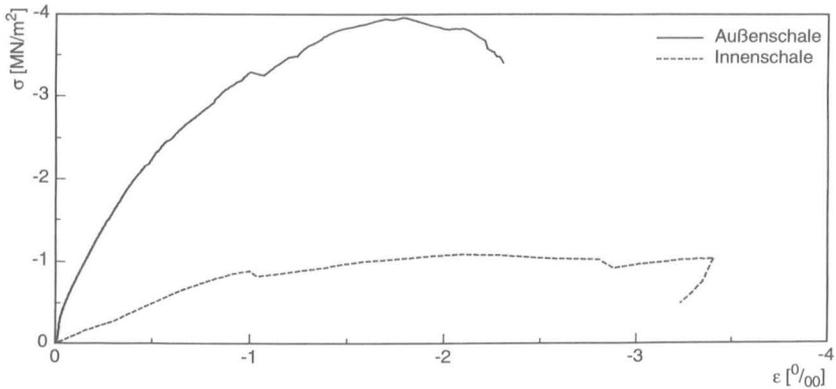


Bild 4.5: Spannung-Dehnungslinien der Innen- und Außenschale des Kirchenmauerwerks

Tabelle 4.4 Mechanische Eigenschaften der Natursteinmauerwerke aus Elmkalkstein und des Mauerwerks aus Kalksandstein für Druckbelastung senkrecht zur Lagerfuge

Mauerwerk		$f_{Mc}$	$E_{MS}$	$E_{MU}$	$E_M$	$\epsilon_{pl}$	$\epsilon_{cu}$
		[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[‰]	[‰]
W 1	Läuferverband	12,5	-	-	7500	1,6	3,2
W 2	Regelmäßiges Schichtenmauerwerk	4,9	3492	1816	2654	1,8	3,6
W 3	Unregelmäßiges Schichtenmauerwerk	4,6	3800	1687	2744	1,6	3,2
W 4	Hammerrechtes Schichtenmauerwerk	4,5	3639	1382	2510	1,8	3,6
W 5	Quadermauerwerk	8,9	9754	6119	7936	1,1	2,2
W 6	Bruchsteinmauerwerk (dreischalig)	4,9	3654	1853	2753	1,8	3,6
H A	Regelm. Schichtenmauerwerk außen (zweischalig)	4,1	2945	1959	2452	1,6	3,2
H I	Bruchsteinmauerwerk innen (zweischalig)	1,1	981	519	750	1,5	3,0

#### 4.5 Versuchsaufbau zur Untersuchung des Tragverhaltens von Mauerwerk unter Biegezwang

Um das Verformungs-, Riss- und Bruchverhalten von ein- und mehrschaligen Mauerwerken zu untersuchen, wurde ein Großversuchsstand (Bild 4.6) errichtet, mit dem Setzungszwang in Mauerwerksscheiben erzeugt wurde. Das mehrschalige Bruchsteinmauerwerk hatte zunächst eine Höhe von 1,5 m und wurde anschließend auf eine Höhe von 1,0 m abgetragen, da mit der Prüfeinrichtung keine ausreichende Setzungsmulde zur Rissbildung in der Wandscheibe erzeugt werden konnte. Danach besaßen die Wandscheiben einheitlich die Abmessungen  $L \cdot H_W = 4,5 \cdot 1,0 \text{ m}^2$ . Die Belastungsversuche erfolgten ca. 50 Tage nach Herstellung des Mauerwerks.

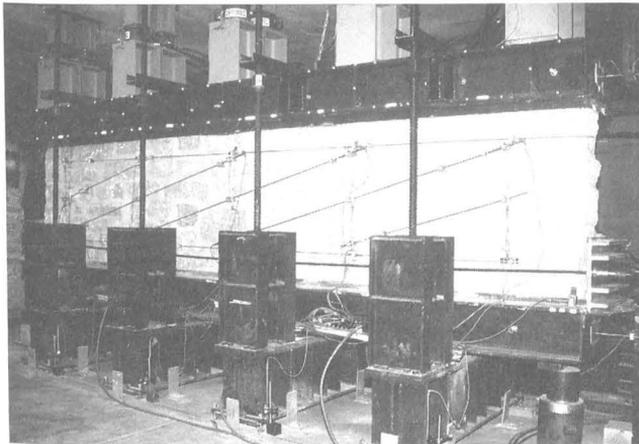
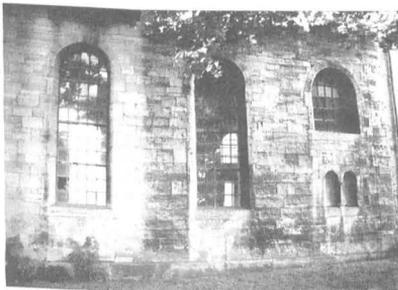
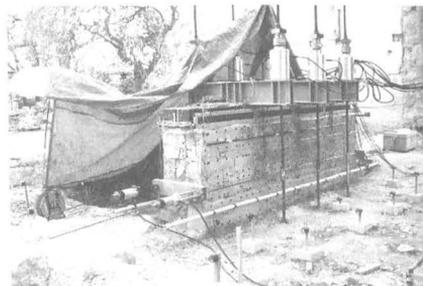


Bild 4.6: Ansicht des instrumentierten Versuchsstandes im Labor



a) Nordansicht der Kirche in Hedeper



b) Versuchseinrichtung

Bild 4.7: In situ Versuch in Hedeper

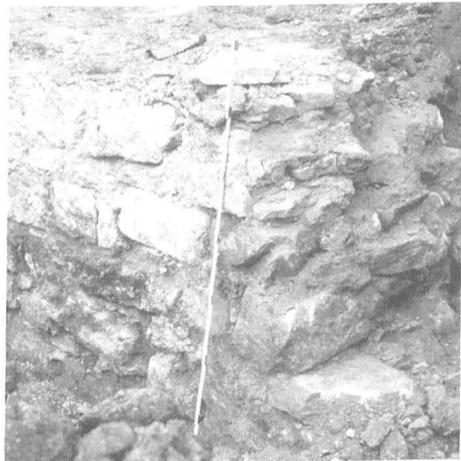
Das Mauerwerk der Kirche in Hedeper bestand ebenfalls aus Elmkalkstein und zeigte auf der Außenseite ein regelmäßiges Schichtenmauerwerk. Die Innenschale bestand aus Bruchsteinmauerwerk und war auf der Raumseite mit einem Zement- und Kalkmörtel verputzt. Bild 4.7 zeigt die Nordwand der Kirche in Hedeper sowie die Versuchseinrichtung.

Die Nordwand wurde bis zur Oberkante des zu untersuchenden Wandstreifens abgetragen. Die Stirnseiten des Wandstreifens mit den Abmessungen  $L \cdot H_W \cdot b_W = 4,50 \cdot 1,00 \cdot 0,70 \text{ m}^3$  wurden bis zur Oberkante des Streifenfundaments durchgesägt. Bild 4.8 zeigt den Wandquerschnitt und die nach Versuchsende freigelegte Gründung. Die Gründungstiefe betrug ca.  $H_F = 1,2 \text{ m}$ , die Fundamentbreite  $b_F = 0,8 \text{ m}$ .

Die Kirche ist auf unterschiedlichen Ton- und Kalksteinschichten gegründet [52]. Bild 4.9 zeigt den geologischen Profilschnitt in diesem Bereich. Der Tonboden weist einen Steifemodul von 3,9 bis 9,7  $\text{MN/m}^2$  bei einer Auflast von 0,5 bis 0,8  $\text{MN/m}^2$  auf. Der effektive Reibungswinkel  $\phi'$  beträgt  $25^\circ$ , die effektive Kohäsion 0,04  $\text{MN/m}^2$ .



a) Wand



b) Fundament

Bild 4.8: Wand- und Fundamentquerschnitt der untersuchten Wand

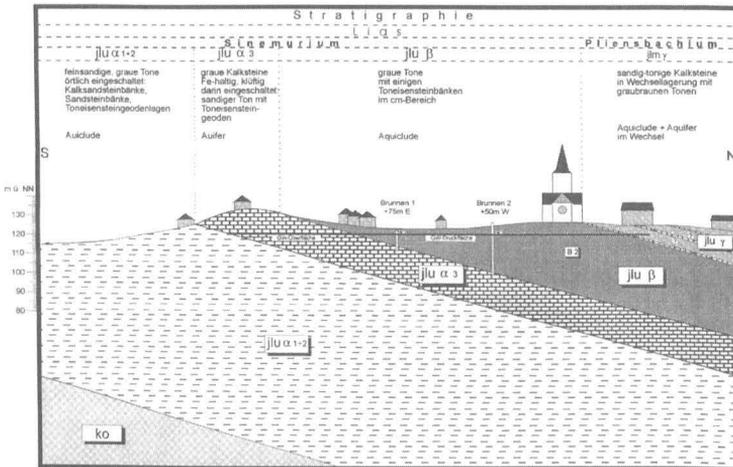


Bild 4.9: Geologischer Profilschnitt im Bereich der Ortschaft Hedeper [13]

#### 4.5.1 Belastung der Mauerwerksscheiben

Den Wandscheiben wurde im Großversuchsstand eine einsinnig gekrümmte Mulde aufgezungen. Hierzu musste die Wand an der Mauerkrone ungleichmäßig mit Flachpressen belastet werden. Durch gesteuerte Umlagerung der Sohlreaktionen (Hohlkolben) wurde der Wand im verformungsgeregelten Versuch die angestrebte Setzungsmulde aufgezungen. Die zugehörigen Sohlreaktionen wurden so eingestellt, dass die Krümmung an der Unterkante der Wand über einen möglichst großen Bereich gleich war. Beim in situ Versuch an der Kirche in Hedeper wurden die Kräfte über Erdanker mit Hilfe von Hohlkolben auf der Mauerkrone aufgebracht. Die Sohl-drucknormalverteilung wurde rechnerisch nach dem Steifemodulverfahren ermittelt [22], wobei ein Steifemodul des Bodens entsprechend den Laststufen angepasst wurde und eine Schichttiefe von 8 m angenommen wurde.

Bild 4.10 a stellt schematisch die Kraftverteilung an der Mauerkrone und Wandunterseite während der Belastung im Labor dar. In Bild 4.10 b ist die Kraftverteilung an der Mauerkrone und die Sohlreaktion des in situ Versuchs dargestellt.

Um Biegerisse zu lokalisieren und den Rissfortschritt sowie Bereiche hoher Dehnungen identifizieren zu können, wurde die bildverarbeitende Nahbereichsphotogram-

metrie zur Deformationsmessung angewandt. Bild 4.11 zeigt den Großversuchsstand mit den Flachkolben- (FK) und Hohlkolbenpressen (HK).

Beim in situ Versuch erfolgte die Biegebelastung über Erdanker (EA). Zur Lasteinleitung und -verteilung wurden zwei miteinander verbundene Stahlträger in ein Mörtelbett gelegt. Querträger, die mit den Zugankern verbunden waren, brachten die Last in den Boden. Die Kräfte wurden über HK-Pressen aufgebracht (Bild 4.12).

Krafteinleitung

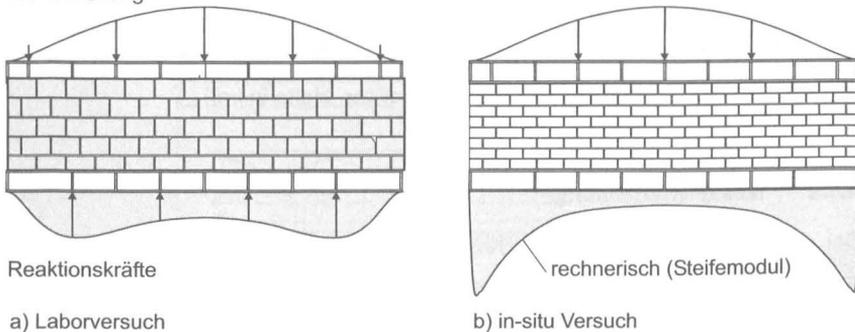


Bild 4.10: Schematische Kraftverteilung während der Biegebelastung im Labor und beim in situ Versuch

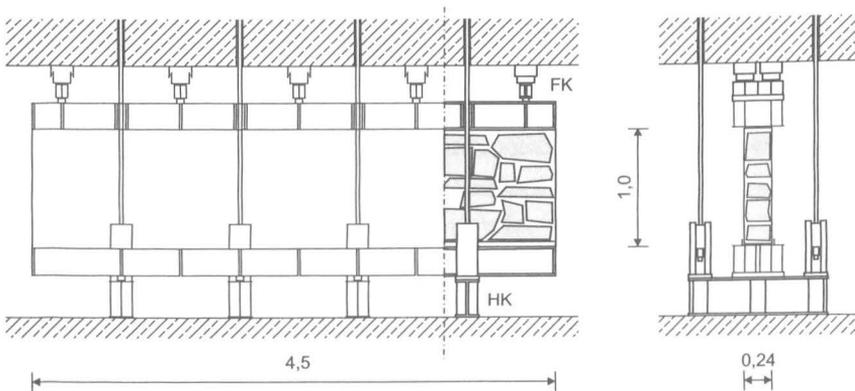


Bild 4.11: Großversuchsstand, Maße in [m]

Die Biegebelastung wurde jeweils so weit erhöht, bis eine Durchbiegungserhöhung von ca. 1 mm je Laststufe erreicht war. Nach jeder Laststufe erfolgte die Aufzeich-

nung der Verformungen und Kräfte auf Datenträgern.

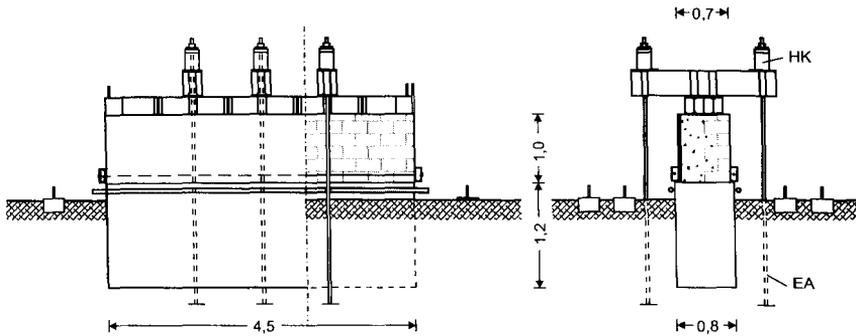


Bild 4.12: Versuchsaufbau an der Kirche in Hedeper, Maße in [m]

#### 4.5.2 Messwarterfassung

Bei den Laborversuchen wurden Kraftänderungen und Vorspannkräfte mit Kraftmessdosen, Wegänderungen mit induktiven Wegaufnehmern gemessen. Über Längenänderungen in diagonaler, vertikaler und horizontaler Richtung wurden Dehnungen bestimmt. Darüber hinaus wurden im unteren Bereich der Wand die Verschiebungen zwischen Wand und Stahlträger erfasst. Bild 4.13 zeigt die Lage der Messstellen.

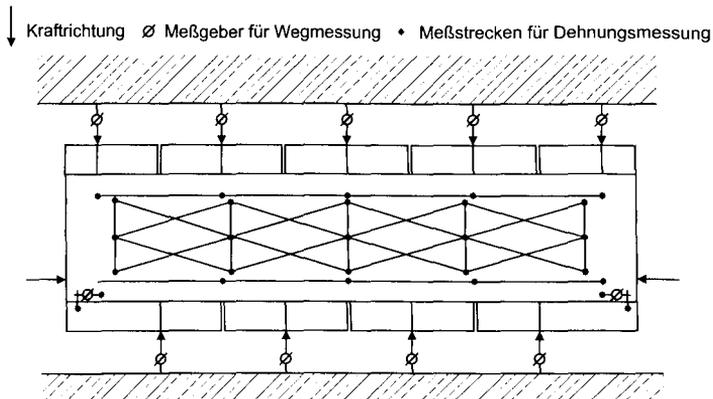


Bild 4.13: Messstellenplan der Laborversuche im Großversuchsstand

Beim in situ Versuch wurden die gleichen Messverfahren wie im Labor herangezogen.

gen. Zusätzlich erfolgte die Messung der Verformungen des Mauerwerks (10 Messpunkte) und des benachbarten Bodens (21 Messpunkte) geodätisch. Durch zwei Messpunkte weit außerhalb des Prüffeldes wurde die Berechnung der absoluten Bewegungen ermöglicht. Horizontalinklinometer auf jeder Seite der Wand nahmen Verformungslinien im Bereich der Gründung auf. Bild 4.14 zeigt die Messstellen beim in situ Versuch.

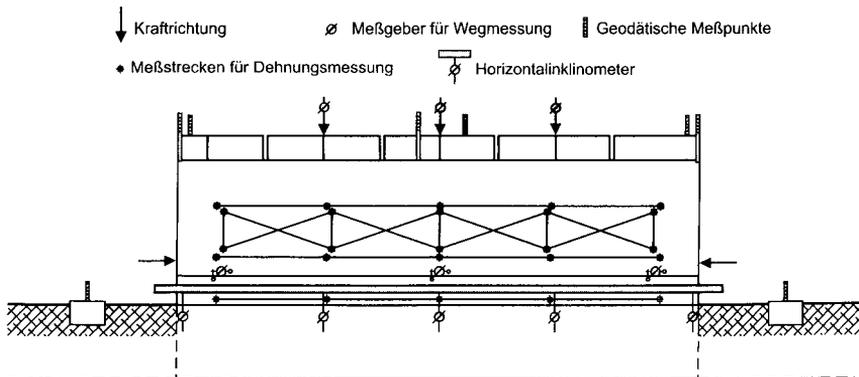


Bild 4.14: Messstellenplan für den in situ Versuch

### 4.5.3 Verformungsaufnahmen mit der Nahbereichsphotogrammetrie

Die Nahbereichsphotogrammetrie erlaubt die Ermittlung der dreidimensionalen Lage von Punkten. Es sind mindestens zwei mit einer Großbildkamera erstellte Aufnahmen von unterschiedlichen Standorten erforderlich, um eine genaue Bestimmung der Lage unterschiedlicher Punkte zu erhalten. Werden weitere Aufnahmen durchgeführt, erhöht sich die Genauigkeit der Punktkoordinaten. An den untersuchten Wänden erfolgten bei unterschiedlichen Laststufen (Epochen) mindestens 14 Aufnahmen aus sechs Aufnahmerichtungen. Die zu beobachtenden Punkte wurden durch Reflektoren eindeutig auf den Wänden gekennzeichnet. Zur Bestimmung der Verformungen wurden ca. 300 Punkte auf einer Wandseite gekennzeichnet. Beim in situ Versuch erfolgte die Aufnahme der Verformungen auf der Außenschale der Wand. Bild 4.15 zeigt eine mit den reflektierenden Punkten bestückte Versuchswand.

Zwei unterschiedliche Deformationsdarstellungen sind möglich. Zum einen wird eine in-plane Längenänderung ( $x$ - $z$ -Ebene) der Punkte durch Deformationsvektoren dargestellt. Zum anderen werden out-of-plane Verformungen ( $y$ -Ebene) bestimmt. Diese Bewegungen können ebenfalls durch Vektoren dargestellt werden.

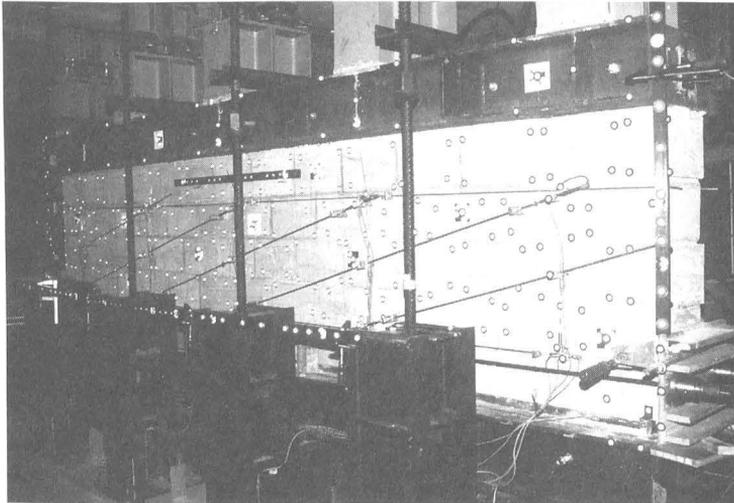


Bild 4.15: Versuchswand mit den applizierten Photogrammetriepunkten

Bei Versuchsbeginn wurde bei geringer Vorlast eine Photogrammetrieaufnahme vorgenommen, die mit Epoche E 00 bezeichnet wurde. Sie stellt die Nullmessung für die Versuchsdurchführung dar. Mit dieser ersten Messung ist die Lage aller Punkte auf der unverformten Wand bekannt. Der Bezug der weiteren Laststufen auf die Epoche E 00 zeigt eine Deformationsänderung aus den unterschiedlichen Lastzuständen.

Die Messungen führten das „Institut für Photogrammetrie und Bildverarbeitung“, (heute: Institut für Geodäsie und Photogrammetrie) der TU Braunschweig und die „IMETRIC 3D Bildmeßtechnik“, Aalen durch [114, 115, 113].

#### 4.5.4 Versuchsdurchführung

Die Versuchsabfolge war sowohl bei den Laborversuchen als auch beim in situ-Versuch identisch. Die Belastungen erfolgten in mehreren Abschnitten. Der Wand-

scheibe wurde stufenweise zur Erzeugung einer einsinnig gekrümmten Mulde eine Biegebelastung bis ca. 75 % der maximal möglichen Last des Versuchsstandes aufgezungen. Unter Beibehaltung dieser Last wurden ihre Stirnseiten mit einer Vorspannung mit konstant 100 kN versehen, die 20 cm über den Wandfuß durch eine Stahlplatte in das Mauerwerk eingebracht und über zwei Spannglieder entlang des Mauerwerks geführt wurde. Als Spannglieder kamen VSL 0,6“ Litzen der Firma Suspa Spannbeton GmbH, Langenfeld zur Anwendung. Es folgte eine Erhöhung der Biegebelastung bis zur maximalen Last des Versuchsstandes, wobei die Vorspannkraft konstant blieb. Risse wurden nach jeder Laststufe kartiert. Die Bruchlast konnte mit dem Versuchsstand nicht erreicht werden.

## 4.6 Versuchsergebnisse

### 4.6.1 Überblick und Vorgehen

Der Zusammenhang zwischen Krümmung, Moment und Biegesteifigkeit kann mit  $\kappa = M/EI$  beschrieben werden. Die Ermittlung der Biegemomente erfolgte aus den außen angreifenden Kräften, s. Bild 4.10. Die Krümmung der Wandscheiben kann zum einen aus der Dehnungsdifferenz zwischen der oberen und der unteren horizontalen Messebene (Bild 4.10) mit  $\kappa_{OR} = (\epsilon_o - \epsilon_u) / z_h$  bestimmt werden, wobei elastisches Werkstoffverhalten vorausgesetzt wird; zum anderen aus der Biegelinie nach Gl. (2.9). Da die Krümmungen sowohl vor als auch nach Rissbildung für die weitere Auswertung erforderlich sind, werden sie nach der o.g. Gleichung bestimmt. Der Vergleich der Ergebnisse beider Verfahren ergab im Zustand I eine gute Übereinstimmung.

Im Zustand II verringert sich die Biegesteifigkeit der Wand. Das System kann bei Krümmungszuwachs nur noch geringe Biegemomente aufnehmen.

Durch Vorspannen des Mauerwerks werden die durch Biegezwang hervorgerufenen Zugkräfte überdrückt.

In den nachfolgenden Abschnitten werden die Versuchsergebnisse mit dem Ziel ausgewertet, den Übergang vom Zustand I in den Zustand II zu bestimmen. Im Vordergrund stehen hierbei das Rissmoment, die Rissdehnung und die kritische Krüm-

mung. Im Zustand II wird der Biegesteifigkeitsverlauf bei fortschreitender Krümmung sowie nach Vorspannen der Wandscheibe dargestellt.

#### 4.6.2 Auswertung der Photogrammetrieaufnahmen

Die Koordinaten der Messpunkte werden durch Bündeltriangulation bestimmt und können mit hoher Genauigkeit ermittelt werden [119,82].

Zur Bestimmung der Koordinaten wurde ein verformungsfreies Koordinatensystem über in [82, 28] definierte Bedingungen festgelegt. Bild 4.16 zeigt die Lage der Photogrammetriepunkte auf einer Wand und den Stahlträgern mit Darstellung des ursprünglichen Koordinatensystems und des ermittelten Koordinatensystems in Wandmitte. Zur Überprüfung des Messverfahrens wurden die Ergebnisse der Längenänderung aus der Photogrammetrie mit denen aus der IW-Wegaufnahme verglichen. Es ergab sich eine geringe Abweichung mit einer Korrelation von  $R^2 = 0,99$  [123].

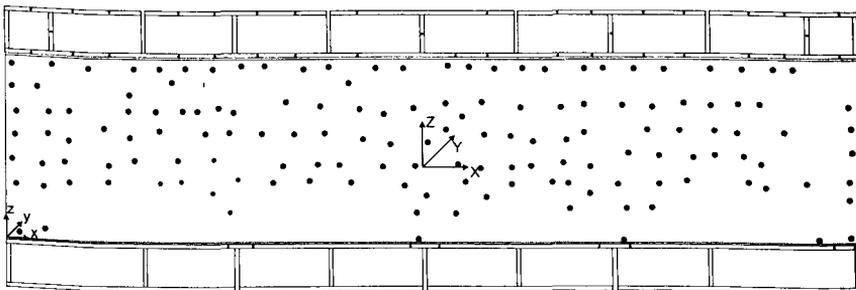


Bild 4.16: Lage der Photogrammetriepunkte auf der Wand und den Stahlträgern

Bei den Photogrammetrieaufnahmen trat die Problematik auf, dass zum einen die Belastungseinrichtung Bereiche der Wandoberfläche verdeckte, s. Bild 4.15, und zum anderen durch die unregelmäßige Struktur der Mauerwerksverbände kein regelmäßiges Punktraster auf die Wandoberfläche aufgebracht werden konnte. Daher wurde nach den Versuchen mit Splinefunktionen aus dem vorhandenen Punktraster (Bild 4.16) ein regelmäßiges Punktraster, bestehend aus 26 vertikalen und horizontalen Linien, zur besseren Auswertbarkeit berechnet [82].

Die Vorgehensweise zur Bestimmung der Verformungs- und Dehnungsgröße aus Verschiebungsvektoren ist in [82, 29] ausführlich beschrieben.

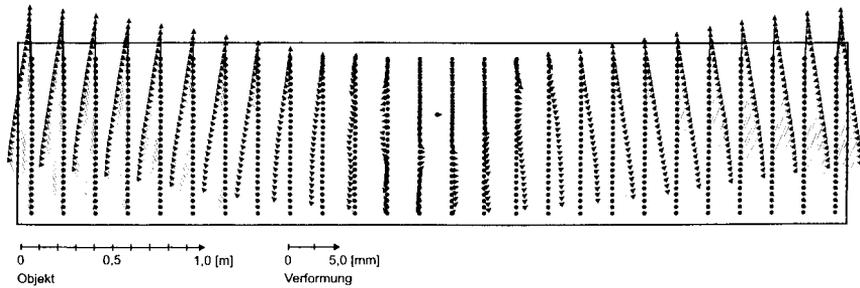


Bild 4.17: Verformungsvektoren

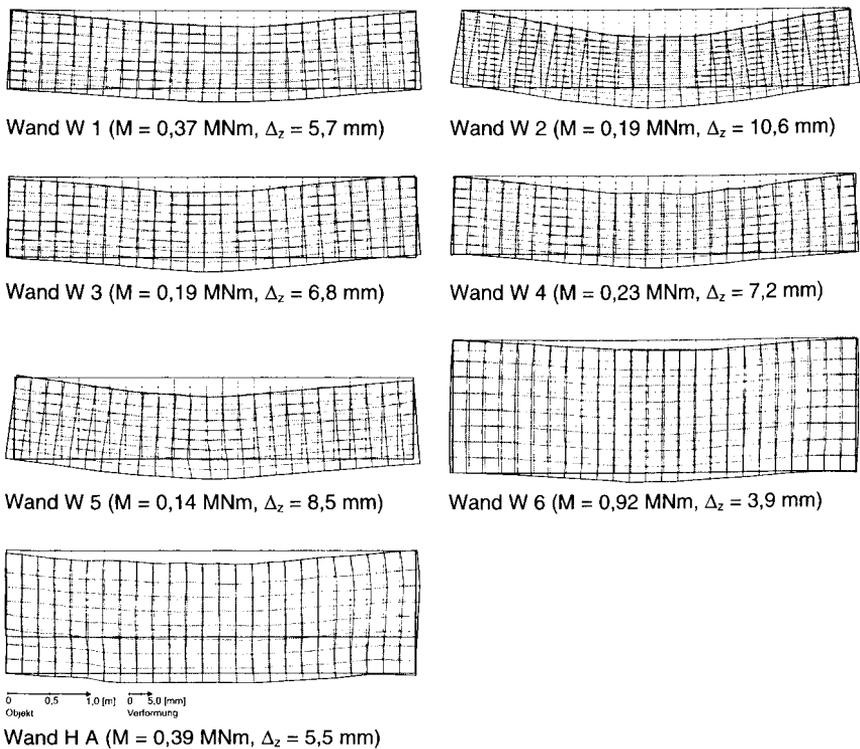


Bild 4.18: Verformungsgitter der untersuchten Wände

Durch Verbinden der Rasterpunkte im unverformten und verformten Zustand wurde ein regelmäßiges Gitterraster bzw. ein Verformungsgitter erzeugt. Hiermit konnte das Verformungsverhalten aller Wände visuell für jeweils einen Lastzustand (Bild 4.18) dargestellt werden. Mit den Verformungsdaten aus der Photogrammetrie können darüber hinaus die maximalen Verformungsdifferenzen in x- und z-Richtung bestimmt werden.

In Bild 4.19 sind die rechnerisch ermittelten Hauptzugdehnungen der Wände entsprechend der Last- und Verformungszustände aus Bild 4.18 wiedergegeben. Auf die Darstellung der Hauptdruckspannungen wurde verzichtet, da sie für die Rissbildung eine untergeordnete Rolle spielen. Die gesamten Verformungs- und Dehnungszustände sind im Anhang C aufgeführt.

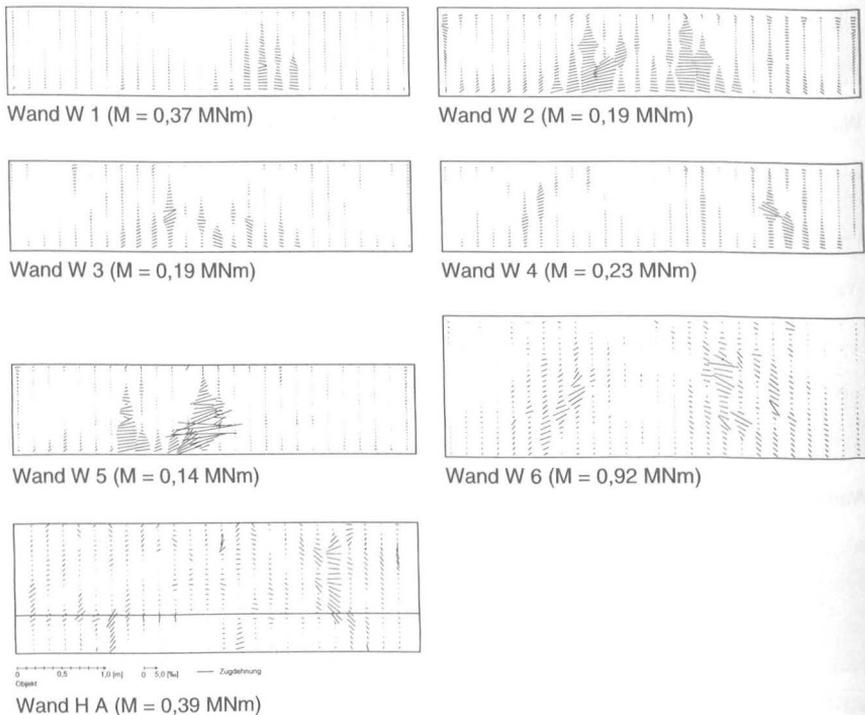


Bild 4.19: Hauptzugdehnungen der untersuchten Wände

### 4.6.3 Rissbildung und Rissentwicklung

Zur Beurteilung des Tragverhaltens von Wandscheiben sind der Rissverlauf und der Rissabstand von Bedeutung. Der Rissfortschritt wurde während der Versuche visuell aufgenommen und dokumentiert. In Bild 4.20 sind die Risse der untersuchten Wände nach maximaler Biegebelastung dokumentiert.

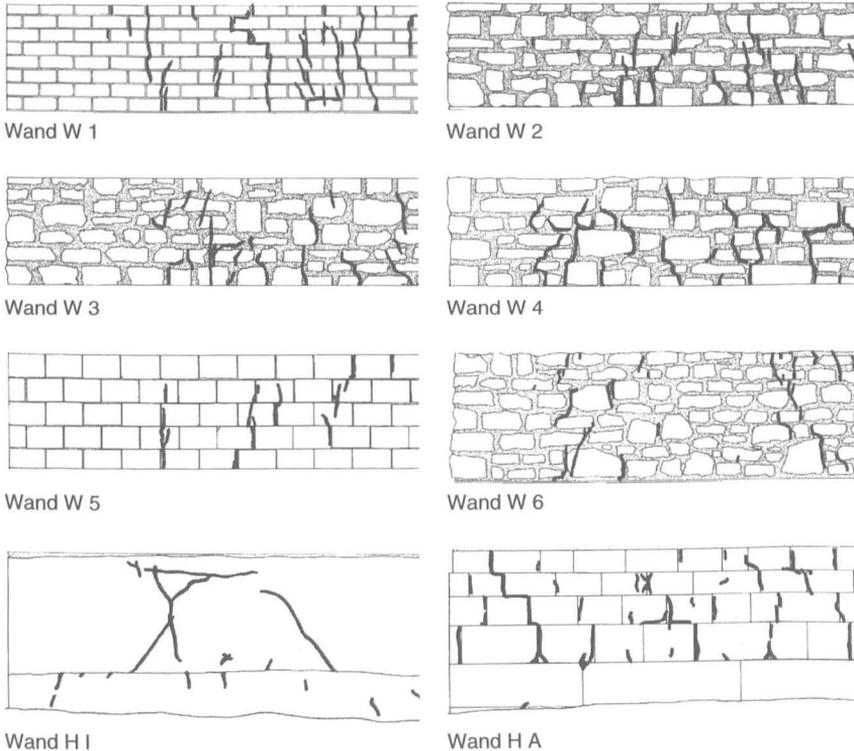


Bild 4.20: Rissbilder der Wandscheiben nach maximaler Biegebelastung

Der Vergleich der Rissbilder zeigt, dass die Rissentwicklung von der Verbandsart bestimmt wird. Bei regelmäßigem Verband (W 1, W 6 und H A) entstehen die Risse in den Stoßfugen und verlaufen danach nahezu senkrecht nach oben. Dabei weisen auch die Steine ein Zugversagen auf.

Bei den Wandscheiben W 2, W 3, W 6 und H 1 (unregelmäßiger Mauerwerksverband) entstehen die Risse ebenfalls in den Stoßfugen. Der weitere Verlauf der Risse führt über die Stoßfugen nach oben. Die Steine weisen kaum Zugversagen auf.

Die Rissbilder aus den Laboruntersuchungen lassen fast ausschließlich auf Biege-  
rissversagen schließen. Schubversagen zeigt sich allerdings beim in situ Versuch auf  
der Innenseite bzw. Innenschale.

#### 4.6.4 Rissdehnung

Bei der Auswertung steht die Ermittlung der Zugbruchdehnung im Vordergrund. deren genaue Bestimmung war bei den untersuchten Mauerwerksarten jedoch nicht möglich, da zum einen die Rissentwicklung visuell aufgenommen wurde und zum anderen der exakte Zeitpunkt der Rissbildung kaum erfasst werden konnte.

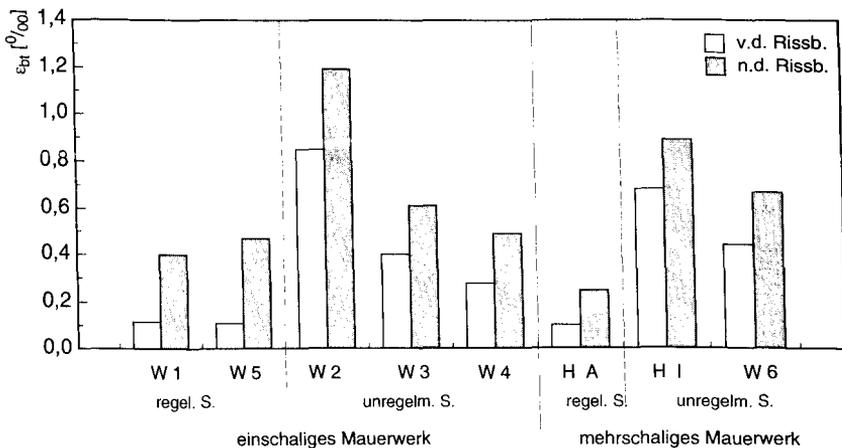


Bild 4.21: Dehnungen vor und nach der Rissbildung bei unterschiedlichen Mauerwerksverbänden

Das Aufbringen der Kräfte in Laststufen und die entsprechende Aufzeichnung der Längenänderungen führte zu einer diskontinuierlichen Erfassung der Dehnungen. Daher wurde versucht, den Bereich der Rissbildung zwischen zwei Laststufen einzugrenzen, d.h. es wurden die Dehnungen und Momente der entsprechenden Laststufe vor und nach der Erstrissbildung erfasst. Bild 4.21 zeigt die Dehnungen der unter-

suchten Mauerwerksverbände vor und nach der Rissbildung.

Die Zugdehnungen bei der Laststufe vor der Rissbildung lagen zwischen  $\epsilon_{R,I}=0,1$  und  $0,85\%$  und bei der Laststufe nach der Rissbildung zwischen  $\epsilon_{R,II}=0,25$  und  $1,19\%$ . Bei den Wänden W 1, W 5 und H A aus Schichtenmauerwerk ergaben sich die geringsten Zugbruchdehnungen. Bei den Wänden W 2, W 3, W 4, W 6 und H I aus unregelmäßigen Verband wurden größere Zugbruchdehnungen ermittelt.

Offensichtlich wird die Zugbruchdehnung des Natursteinmauerwerks von der Verbandsart bestimmt. Ein höherer Fugenmörtelanteil im Mauerwerk führt zu einer höheren Zugbruchdehnung. Bei Mauerwerk unter Druckbelastung führt dies allerdings zu einer geringeren Druckfestigkeit. In der DIN 1053 werden Natursteinmauerwerksverbände in unterschiedliche Güteklassen unterteilt, die sich durch die Fugenhöhe, Steinlänge, Neigung der Lagerfuge und dem Übertragungsfaktor  $\eta$  unterscheiden [66].

In Bild 4.22 sind die Rissdehnungen der untersuchten Wandscheiben in Abhängigkeit des Übertragungsfaktors  $\eta$  aus DIN 1053 aufgetragen. Es zeigt sich, dass die Zugbruchdehnung in guter Übereinstimmung linear mit dem Übertragungsfaktor abnimmt.

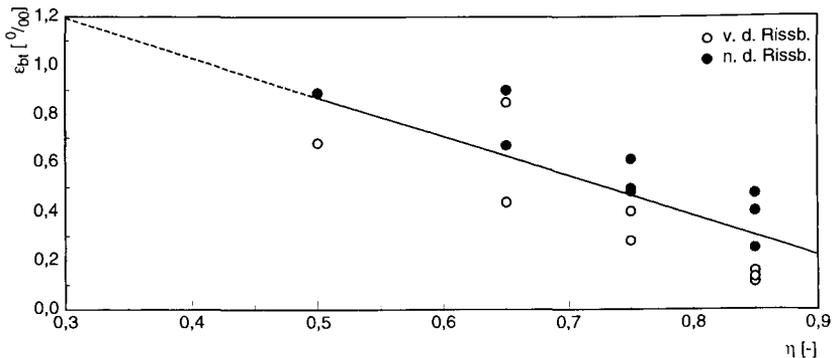


Bild 4.22: Rissdehnung in Abhängigkeit vom Übertragungsfaktor  $\eta$

#### 4.6.5 Verschiebung zwischen Mauerwerk und Stahlträger / Fundament

In den Laborversuchen wurde die relative Verschiebung zwischen Wand und Stahlträger aufgezeichnet. Bild 4.13 zeigt die Lage der Messstellen, die sich an den äußeren unteren Wandenden befanden. Die mittleren Gesamtverschiebungen sind in Bild 4.23 dargestellt. Die Gesamtverschiebung stellt gleichzeitig die Summe der Rissbreiten der unteren Kante der Wand dar, sofern die Dehnungen von Stahl und Mauerwerk vernachlässigt werden.

Bis zur ersten Rissbildung traten kaum Verschiebungen zwischen Wand und Stahlträger auf. Nach der Rissbildung zeigt sich dagegen eine kontinuierliche Zunahme der Verschiebung. Die maximalen Werte lagen zwischen 4,0 und 9,5 mm.

Nach dem Vorspannen der Wandscheibe - unter bleibender Last - traten keine weiteren Verschiebungen auf, d.h. durch die Vorspannung werden keine zusätzlichen Horizontalkräfte in den Stahlträger geleitet. Teilweise konnte während des Vorspannvorgangs eine Verringerung der Verschiebung festgestellt werden, s. Bild 4.23.

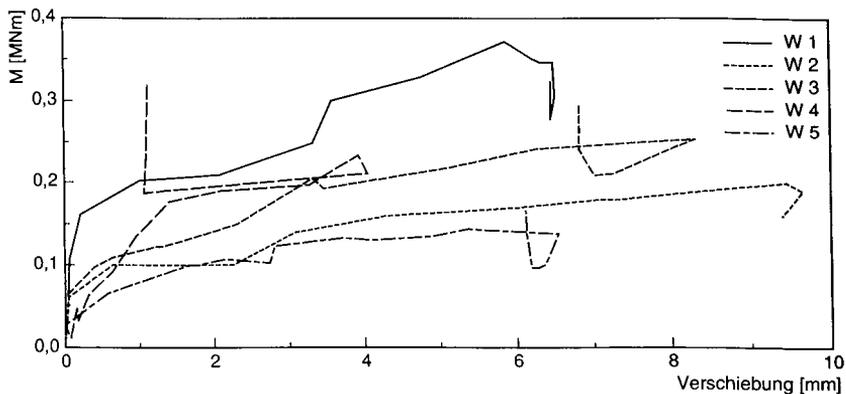


Bild 4.23: Verschiebung zwischen Mauerwerk und Stahlflansch

Beim in situ Versuch wurde die relative Verschiebung zwischen Wand und Fundament aufgezeichnet. In Bild 4.14 sind die Lagen der Messstellen dargestellt. Bild 4.24 zeigt die Gesamtverschiebungen zwischen Mauerwerk und Fundament auf der Innen- und Außenseite.

Bei der Innenschale zeigte sich, dass eine deutliche Verschiebungszunahme erst bei einem Moment von ca. 0,5 MNm auftrat. Die maximale Verschiebung betrug 0,8 mm. Nach dem Vorspannen traten kaum neue Verschiebungen auf.

Die Außenschale zeigt von Beginn an eine stetige Zunahme der Verschiebung. Die maximale Verschiebung betrug 2,3 mm. Während des Vorspannvorgangs verringerte sich die Verschiebung auf 1,55 mm. Nach weiterer Krafterhöhung veränderte sich die Verschiebung nicht.

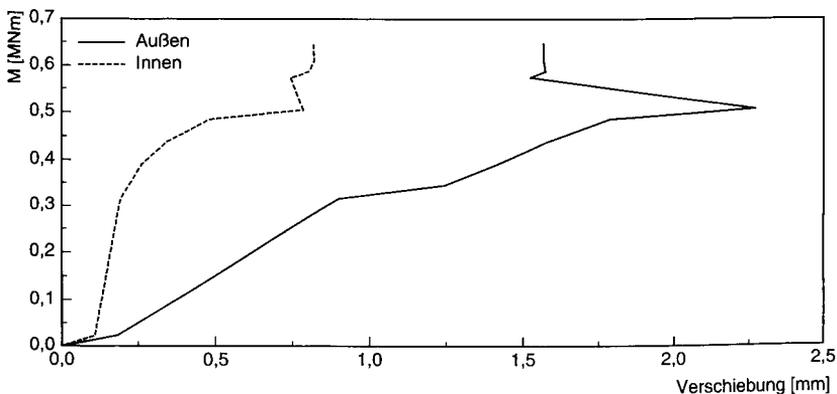


Bild 4.24: Verschiebung zwischen Mauerwerk und Fundament

## 4.6.6 Schnittgrößen und Formänderungen der untersuchten Wandscheiben

### 4.6.6.1 Biegemomente vor und nach der Rissbildung

Die Biegemomente der jeweiligen Laststufen vor und nach der Rissbildung sind in Bild 4.25 dargestellt. Mit Ausnahme der Wände W 6, H A und H I handelt es sich um Mauerwerksdicken von  $b_W = 0,24$  m. Die Wand W 6 bestand aus drei Schalen (vergl. Tabelle 4.1) mit einer Gesamtbreite von  $b_W = 0,5$  m. Das mehrschalige Mauerwerk in Hedeper hatte eine Breite von  $b_W = 0,70$  m, die Gründungsbreite betrug  $b_F = 0,8$  m.

Die Biegemomente der Laststufe unmittelbar vor der Rissbildung liegen bei den einschaligen Wänden zwischen  $M_{R,I} = 0,06$  und  $0,11$  MNm und nach der Rissbildung

zwischen  $M_{R,II} = 0,09$  und  $0,16$  MNm.

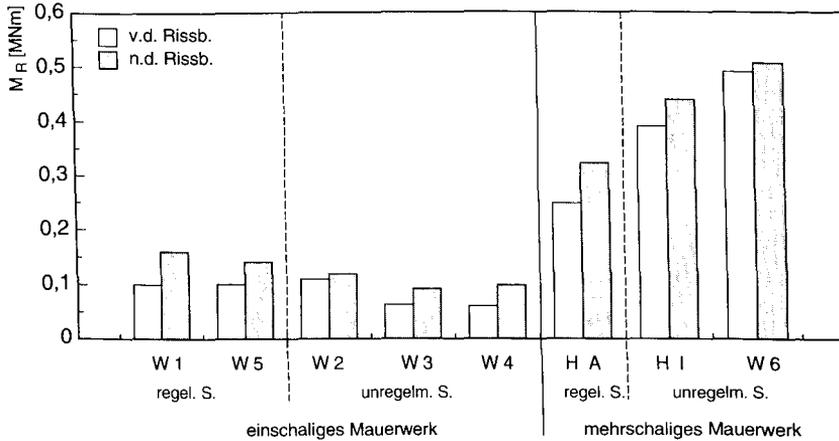


Bild 4.25: Biegemomente vor und nach der Rissbildung

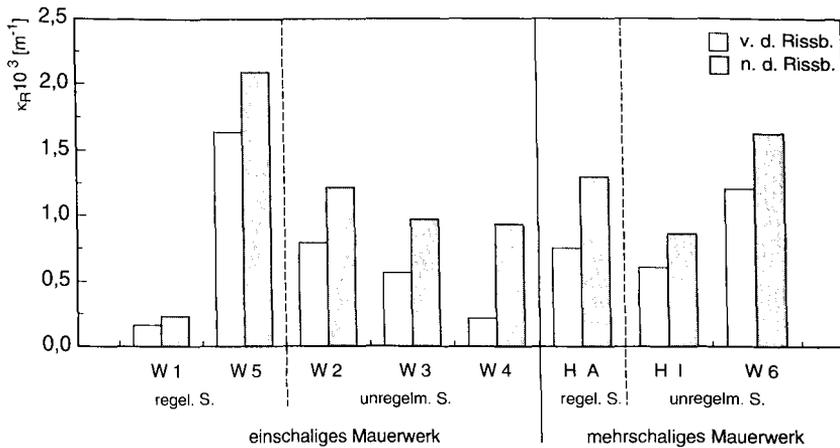


Bild 4.26: Krümmungen vor und nach der Rissbildung

Die aus den Biegelinien ermittelten Krümmungen  $\kappa_R$  vor und nach der Rissbildung sind in Bild 4.26 dargestellt. Wie auch bei den Rissdehnungen zeigen die Mauerwerksverbände mit durchgehenden Fugen eine geringere Krümmung bis zur Rissbildung als die Wände, die in einem unregelmäßigen Verband gemauert wurden.

#### 4.6.6.2 Biegesteifigkeit im Zustand I

Mit der Momentenverteilung und der gemessenen Verformung wird die Biegesteifigkeit verifiziert. Das Trägheitsmoment von Mauerwerk und Flansch wird bei den Laborversuchen ohne Verbund bestimmt, da zum einen der Träger (I-Profil) bis zur Höhe des Flansches durchtrennt (vergl. Bild 4.13 und Bild 4.14) und zum anderen in der Kontaktfuge zwischen Stahlträger und Mauerwerk ein Filzstreifen sowie oberhalb und unterhalb des Filzes eine Folie eingelegt wurde.

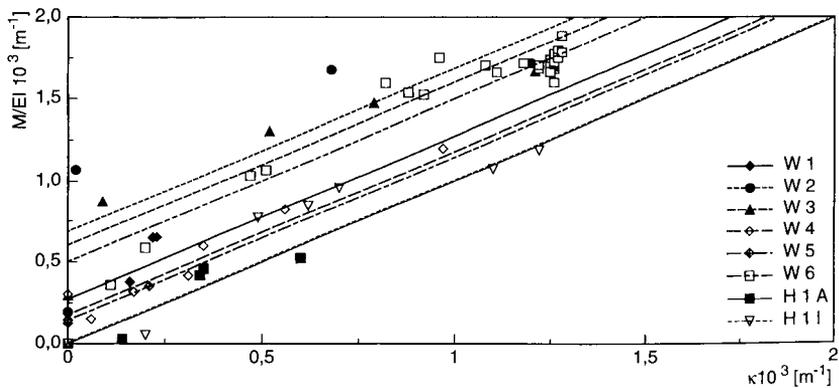


Bild 4.27: Vergleich der Krümmungen aus Belastung und Biegelinie im Zustand I

Die Biegesteifigkeit  $EI$  wurde aus der Krümmung und dem Biegemoment  $M$  bestimmt. Das Trägheitsmoment des Systems aus Wandscheibe und Stahlträger kann aus den genannten Gründen allerdings nur abgeschätzt werden. Daher wurde versucht, die Steifigkeit des Systems über die Verformungslinie zu bestimmen. Die Krümmung ergibt sich aus Gl. (2.9). Anschließend wurde die Steifigkeit, d.h. der E-Modul, solange korrigiert, bis sich gleiche Krümmungen aus der Belastung und der Biegelinie ergaben.

Die Auswertungen sind in Bild 4.27 dargestellt. Da bei Versuchsdurchführung zum Teil schon geringe Vorlasten vorhanden waren, beginnen nicht alle Werte im Ursprung.

#### 4.6.6.3 Biegesteifigkeit im Zustand II

Bei der Biegebeanspruchung treten die ersten Risse im unteren Bereich der Wand auf, die Nulllinie verschiebt sich im Bereich der Risse nach oben. Um den Verlust der Biegesteifigkeit durch Rissbildung darzustellen, wurde der Verlauf der Biegesteifigkeit im Zustand I und die Biegesteifigkeitsänderung nach der Rissbildung (Zustand II) und Vorspannung in Bild 4.28 aufgetragen.

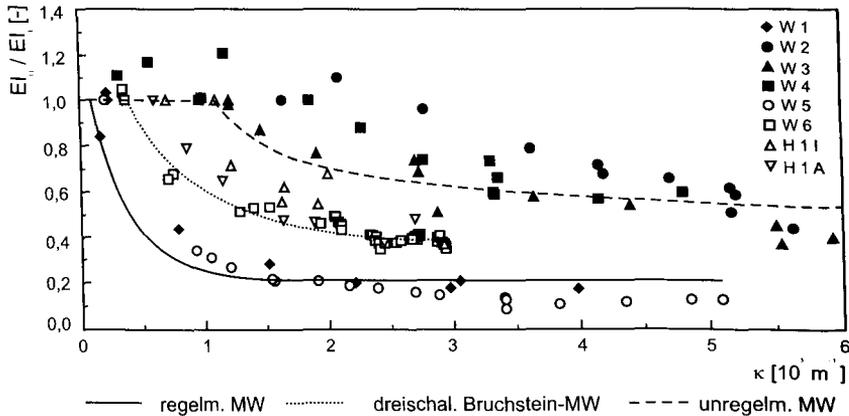


Bild 4.28: Biegesteifigkeitsänderung nach Rissbildung und Vorspannung

Bei der Auswertung wurde eine Unterteilung zwischen regelmäßigem und unregelmäßigem Verband (s. Abschn. 4.6) vorgenommen. Dabei zeigt sich, dass bei regelmäßigen Verbänden eine geringere Krümmung gegenüber unregelmäßigen Verbänden zur Rissbildung führt. Beim Mauerwerk im regelmäßigen Verband sinkt die Biegesteifigkeit nach der Rissbildung auf ca. 15% der Biegesteifigkeit im Zustand I, beim unregelmäßigen Verband hingegen auf ca. 60%. Nach Vorspannen der Wandscheibe wird wieder eine konstante Biegesteifigkeit erreicht.

#### 4.6.6.4 Momenten-Krümmungs-Beziehung

Ein weiteres wichtiges Kriterium zur Beurteilung des Tragverhaltens der Wandscheiben ist der Verlauf der Momenten-Krümmungs-Beziehung.

Mit den aufgenommenen Kräften und den daraus resultierenden Momenten sowie

den Krümmungen konnten die Momenten-Krümmungslinien (Bild 4.29) ermittelt werden. Zu beachten ist jedoch, dass ein- und mehrschalige Wandscheiben untersucht wurden. Die Wände H A, H I, W 6 weisen gegenüber den anderen Wänden eine größere Wanddicke auf, woraus sich eine höhere Biegesteifigkeit ergibt.

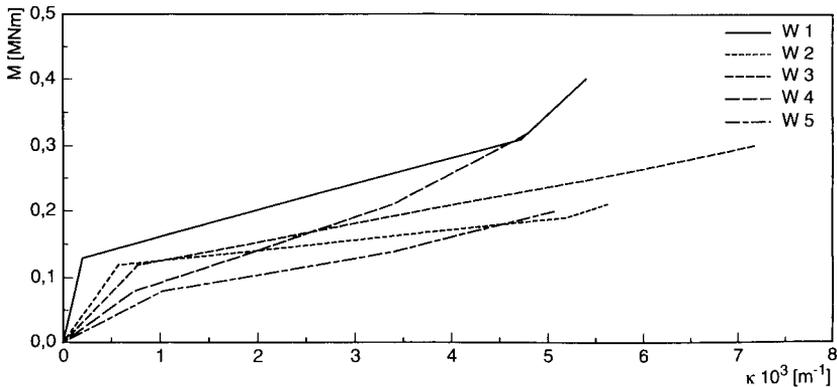


Bild 4.29: Momenten-Krümmungslinien von W 1 bis W 5

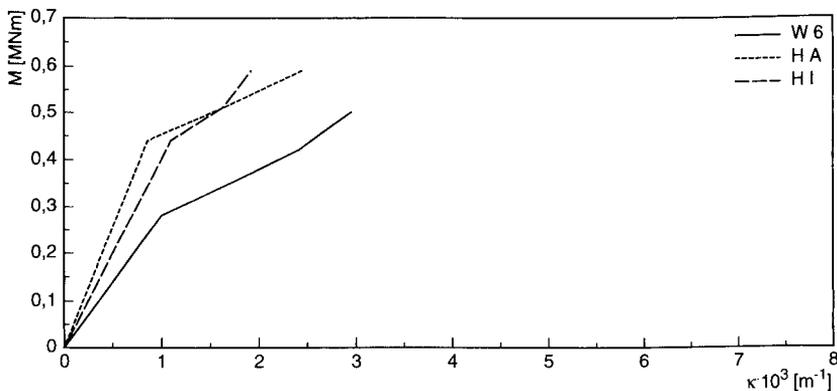


Bild 4.30: Momenten-Krümmungslinien von W 6, H A, H I

Die ermittelten Momenten-Krümmungsbeziehungen der einschaligen Wände (W 1 bis W 5) sind in Bild 4.29 dargestellt. Nach Erreichen des Rissmoments fällt die Steigung der Linien wieder ab. Der Biegesteifigkeitsverlust ist deutlich zu erkennen. Nach Aufbringen der Vorspannung zeigt sich bei den Wänden W 1, W 2 und W 5 eine

Biegesteifigkeit, die der aus Zustand I entspricht.

Bei den mehrschaligen Wandscheiben (W 6, H A, H I) ist der Verlust der Biegesteifigkeit nicht so ausgeprägt wie bei den einschaligen Wänden. Eine Zunahme der Biegesteifigkeit nach dem Vorspannen der Wände ist erkennbar, s. Bild 4.30.

#### 4.6.7 Bodenverformung beim in situ Versuch

Beim in situ Versuch wurden die globalen Verformungen des Bodens im Untersuchungsbereich und der Wandscheibe aufgezeichnet. Die Ergebnisse zeigen, dass die Wand eine Auslenkung zur Außenseite erfuhr. Auch die Wandlängsachse setzte sich unterschiedlich. Offensichtlich wird die Auslenkung durch Steifigkeitsunterschiede oder Bodeninhomogenitäten verursacht. Bild 4.31 zeigt die Bodenverformung im Bereich der Wand bei maximaler Biegebelastung.

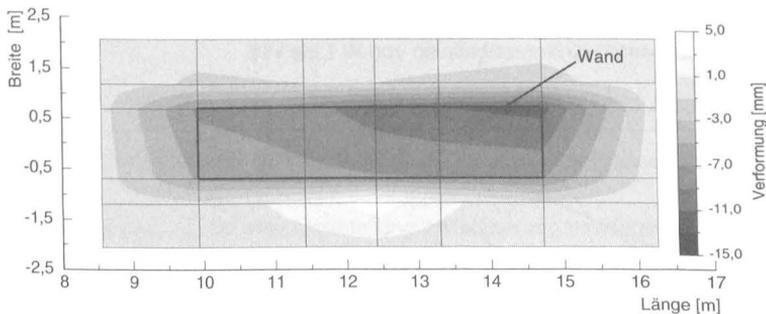


Bild 4.31: Bodenverformung im Untersuchungsbereich des in situ Versuches bei maximaler Biegebelastung

#### 4.7 Zusammenfassung

Die Untersuchungen zur Biegetragfähigkeit von Natursteinmauerwerk im Labor und an der Kirche in Hedeper zeigen folgende Ergebnisse:

- Die Rissbilder deuten auf ein Biegeversagen hin, d.h. ein Schubversagen kann aus den Versuchen nicht hergeleitet werden.

- Die Zugbruchdehnung des Mauerwerks unter Biegebelastung wird durch die Verbandsart bestimmt. Mauerwerk im regelmäßigen Verband hat eine geringere Zugbruchdehnung als Mauerwerk im unregelmäßigen Verband, vergl. Bild 4.22. Die aufgezeichneten Zugbruchdehnungen des Mauerwerks liegen oberhalb der ermittelten Zugbruchdehnungen der Steine.
- Die Druckdehnungen im oberen Bereich der Wandscheiben lagen stets unterhalb der plastischen Dehnungen des Mauerwerks unter zentrischer Druckbelastung, allerdings wurde die Bruchlast bei den Biegeversuchen nicht erreicht.
- Der Biegesteifigkeitsverlauf der Natursteinmauerwerke zeigt, dass durch Rissbildung eine Verminderung um ca. 40 bis 80% eintritt. Diese wird ebenfalls durch den Verband bestimmt, vergl. Bild 4.28. Nach Vorspannen des Mauerwerks bleibt die Biegesteifigkeit konstant und entspricht in etwa der Biegesteifigkeit im Zustand I. Dieser Zusammenhang zeigt sich auch bei den Momenten-Krümmungs-Beziehungen, s. Bild 4.29 und Bild 4.30. Das Tragverhalten von Mauerwerk unter Biegebelastung und Vorspannung wird in Bild 4.32 schematisch veranschaulicht.

Tabelle 4.5 Rechenwerte für E-Modul, Rissmoment, Zugdehnung, Zugfestigkeit, Verformung, Krümmung und Biegeradius bei Rissbildung (Zustand I) aus den Versuchen

Mauerwerk		Stein	$E_{bt}$	$M_R$	$\epsilon_R$	$f_{Mt}$	$\kappa_R$	$R$	$\Delta / L$
			[MN/m <sup>2</sup> ]	[MNm]	[‰]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[m <sup>-1</sup> 10 <sup>-3</sup> ]	[m]	[10 <sup>-3</sup> ]
W 1	Läuferverband	Kalksandstein	8150	0,13	0,26	2,12	0,20	5000	0,05
W 2	Regelmäßiges Schichtenmauerwerk	Elmkalk	2950	0,12	1,02	3,01	0,57	1754	0,14
W 3	Unregelmäßiges Schichtenmauerwerk	Elmkalk	3700	0,12	0,51	1,89	0,77	1298	0,19
W 4	Hammerrechtes Schichtenmauerwerk	Elmkalk	3850	0,08	0,39	1,39	0,73	1370	0,18
W 5	Quadermauerwerk	Elmkalk	9100	0,08	0,29	2,64	0,21	4761	0,05
W 6	Bruchsteinmauerwerk (dreischalig)	Elmkalk	2630	0,28	0,79	2,08	1,00	1000	0,25
H A	Regelm. Schichtenmauerwerk außen (zweischalig)	Elmkalk	3200	0,42	0,18	0,58	1,42	704	0,36
H I	Bruchsteinmauerwerk innen (zweischalig)	Elmkalk	1750	0,50	0,56	0,98	1,87	535	0,47

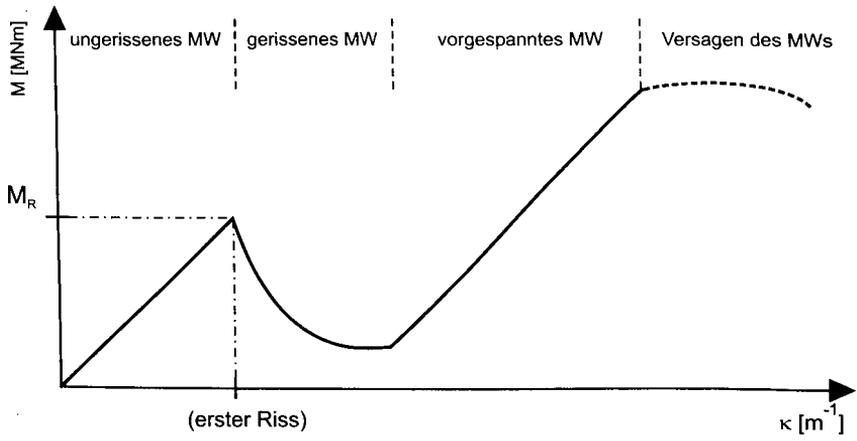


Bild 4.32: Schematische Darstellung des Tragverhaltens von Mauerwerk unter Biegebelastung und Vorspannung

## **5 MODELL FÜR DAS TRAGVERHALTEN VON MAUERWERK, GRÜNDUNG UND BAUGRUND UNTER SETZUNGSZWANG**

### **5.1 Überblick und Vorgehen**

Eine durch Setzungen erzeugte Krümmung in einer Wandscheibe führt zu Zwangsbeanspruchungen im Mauerwerk und in der Gründung. Beim Überschreiten der Zugbruchdehnungen entstehen Risse im Mauerwerk oder in der Gründung. Das System geht vom Zustand I in den Zustand II über.

Historische Bauwerke wurden meist auf bindigen Böden gegründet. Eine Erhöhung der Biegetragfähigkeit des Gesamtsystems durch bindige Böden ist kaum zu erwarten, da der Steifemodul mit  $E_S \leq 20 \text{ MN/m}^2$ , bei einer mittragenden Bodentiefe  $H_B = L/3$  [85, 101, 107], keinen nennenswerten Einfluss ausübt.

Im nachfolgend dargestellten Tragmodell wird das Mauerwerk und das Fundament als Zweischichtsystem abgebildet. Die Zwangsverformungen werden durch ein konstantes Moment aufgebaut. Schubverformungen werden nicht berücksichtigt. Diese Vorgehensweise scheint angesichts der Untersuchungen von BURLAND ET AL. [21] und der Versuchsergebnisse für reines Biegeversagen ( $L/H > 3$ ) berechtigt.

Nach Auftreten des ersten Risses ändert sich das Gesamtsystem. Die Krümmung nimmt zu, die Biegesteifigkeit ab. Im Bereich der Risse können keine Zugkräfte mehr übernommen werden. Die fehlende Zugkraft wird über Verbund in das Fundament geführt und z.T. über Reibung in den Boden geleitet.

### **5.2 Eingrenzung der Steifigkeiten**

#### **5.2.1 Mauerwerks- und Gründungssteifigkeiten**

Die Steifigkeit von Mauerwerk wird durch die Verbandsart sowie die mechanischen Eigenschaften der Mörtel und der verwendeten Steine bestimmt. Hierzu liegen Bruchmodelle zur Ermittlung des Tragverhaltens bei Biegedruck vor, s. Abschn. 3.4.

Dagegen kann die Steifigkeit des Gründungsmauerwerks nur unscharf eingegrenzt werden. Gründungen aus Naturstein zeigen häufig MörtelAuswaschungen, die zu einer Reduzierung der Steifigkeit führen. Als obere Grenze der Steifigkeit kann ein regelloses Bruchsteinmauerwerk angesehen werden. Für Bruchsteinmauerwerk aus Elmkalkstein beträgt der E-Modul ca.  $3500 \text{ MN/m}^2$ , s. Tabelle 4.4. Für die weiteren Betrachtungen wird für das Gründungsmauerwerk ein unterer Wert von  $500 \text{ MN/m}^2$  und ein oberer Wert von  $3500 \text{ MN/m}^2$  angenommen [81].

Für die Versuche wurden Wandscheiben in unterschiedlichen Verbandsarten hergestellt. Die verwendeten Natursteine weisen erheblich differierende mechanische Eigenschaften auf. Sowohl der Verband als auch die Natursteine üben einen starken Einfluss auf die Steifigkeit der Mauerwerke aus. Für die weiteren Betrachtungen wird ein oberer E-Modul von  $9000 \text{ MN/m}^2$  (Quadermauerwerk) und ein unterer E-Modul von  $3500 \text{ MN/m}^2$  (Bruchsteinmauerwerk) verwendet, vergl. Abschn. 4.6.

Das Verhältnis zwischen Wand- und Fundament-E-Modul wird mit  $n_E = E_W / E_F$  definiert. Mit den oben angegebenen Werten für Natursteinmauerwerk aus Elmkalkstein und Gründung ergibt sich ein maximaler Wert für  $n_E$  von 18 und ein minimaler Wert von 1.

Wandquerschnitte sind üblicherweise sehr unterschiedlich; Wanddicken von  $b_W = 0,5$  bis  $2,5 \text{ m}$  treten auf. Die Wandhöhen variieren von  $H_W = 1,0$  bis  $15 \text{ m}$ . Die Fundamenthöhen betragen  $H_F = 0,5$  bis  $2,5 \text{ m}$ , wobei die Breite meist nur geringfügig größer ist als die der Wände. Für die Auswertungen wird für Wand und Fundament vereinfachend die gleiche Breite ( $b_F = b_W = 1 \text{ m}$ ) angenommen.

Für die weiteren Berechnungen wird ein Höhenbeiwert nach [53]

$$p = \frac{H_W + H_F}{H_W} \quad (5.1)$$

eingeführt. Der Wert liegt für Mauerwerk und Gründung am historischen Bauwerk zwischen  $p = 1,2$  und  $1,5$ .

Die relativen Dehn- bzw. Biegesteifigkeiten  $S_D$  bzw.  $S_B$  der Wand und der Gründung werden wie folgt ausgedrückt [53]:

$$S_D = \frac{EA_W}{EA_F}; 0 \leq S_D \leq \infty \quad (5.2)$$

$$S_B = \frac{EI_W}{EI_F}; 0 \leq S_B \leq \infty. \quad (5.3)$$

Beide sind mit den Beiwerten  $p$  und  $n_E$  durch  $S_D = n_E / (p-1)$  und  $S_B = S_D / (p-1)^2$  verknüpft. Bild 5.1 zeigt die geometrischen Größen am Zweischichtsystem.

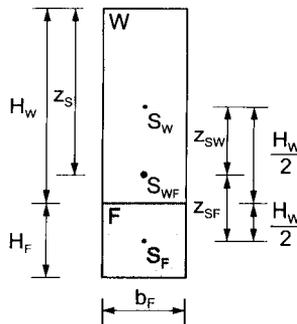


Bild 5.1: Geometrische Größen am Zweischichtsystem

Die Gesamtbiegesteifigkeit von Wand und Fundament ergibt sich zu:

$$EI_{WF} = EI_W \left( 1 + \frac{1}{S_B} \right) + EI_W \left( z_{SW}^2 + \frac{z_{SF}^2}{S_D} \right) \quad (5.4)$$

mit

$$z_S = \frac{H_W n_E + p^2 - 1}{2 n_E + p - 1}$$

$$z_{SW} = \frac{H_W}{2} - z_S$$

$$z_{SF} = H_W + \frac{H_F}{2} - z_S$$

Bild 5.2 zeigt das Verhältnis der Gesamtbiegesteifigkeit von Wand und Fundament zur Wandsteifigkeit in Abhängigkeit von  $p$  nach Gl. (5.4). Es wird deutlich, dass bei

größerem  $p$  die Gesamtbiegesteifigkeit exponentiell zunimmt. Außerdem zeigt sich, dass bei höherem  $n_E$  die Gesamtsteifigkeit bezogen auf gleichem E-Modul von Wand und Fundament geringer wird.

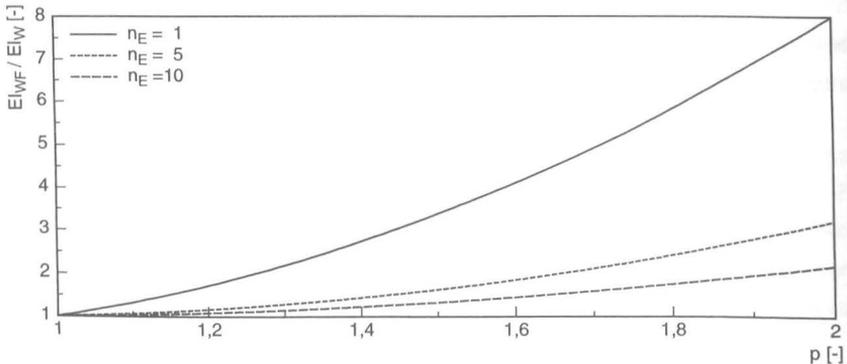


Bild 5.2: Verhältnis der Gesamtbiegesteifigkeit  $EI_{WF}$  zur Wandsteifigkeit  $EI_W$  in Abhängigkeit von  $p$  und  $n_E$

### 5.2.2 Wandscheibe mit Öffnungen

Der Schwerpunkt dieser Arbeit liegt in der Untersuchung geschlossener Wandscheiben. Dennoch sollen Wandscheiben mit Fensteröffnungen kurz vorgestellt werden, da diese das Tragverhalten z.T. erheblich schwächen können. Das Tragverhalten einer Wand lässt sich durch die Vielfalt möglicher Öffnungen mit den unterschiedlichsten Randbedingungen analytisch kaum bestimmen. Stabwerksmodelle und die FEM bieten heute jedoch die Möglichkeit, das Tragverhalten zu beurteilen [34].

Die Kraft, die normalerweise im ungestörten Bereich übernommen werden kann, muss im Bereich von Öffnungen über den oberen und unteren Riegel abgetragen werden. Dabei stellt die Größe der Aussparung in Bezug auf die gesamte Wandhöhe ein wichtiges Maß dar. Weiterhin ist die Form der Öffnung maßgebend für die Spannungskonzentrationen im Übergangsbereich. Runde Formen (z.B. romanische Fenster) sind günstiger als rechteckige. Liegt die Wandöffnung in einem hoch querkräftbeanspruchten Bereich, so entstehen erhebliche Spannungskonzentrationen und Verformungen.

TWELMEIER (1985) [112] untersucht das Tragverhalten eines Stahlbetonbalkens mit Öffnungen mit der FEM und mit einem Ersatzstabsystem. Für Balken mit einer oder zwei Öffnungen unterschiedlicher Größe und Lage werden Durchbiegungen ermittelt, die bis zum Faktor 1,8 höher liegen als bei einem Balken ohne Öffnung.

Für eine Wand ( $H_W \cdot L = 3 \cdot 10 \text{ m}^2$ ) mit unterschiedlicher Öffnungsanzahl ( $l \cdot h = 1 \cdot 2 \text{ m}^2$ ) wurde mit dem linearen FEM-Programm (XSCHIEBE) [27] die maximale Durchbiegung für Mulden- und Sattellage bestimmt. Bei Muldenlage wurde an den Wandenden ein 50 cm breites Auflager und bei Sattellage (Kragträger) ein Auflager in Wandmitte mit gleicher Auflagerbreite definiert. In Tabelle 5.1 sind die bezogenen Mittendurchbiegungen aufgeführt. Deutlich wird, dass die Verformungsrichtung bei gleicher Öffnungsanzahl, also Sattel- oder Muldenlage, einen erheblichen Einfluss auf die Steifigkeit ausübt.

Tabelle 5.1: Erhöhung der Mittendurchbiegung für eine Wandscheibe mit unterschiedlichen Öffnungen bezogen auf die ungestörte Wand für Mulden- und Sattellage

Wandquerschnitt	Mulde	Sattel	Wandquerschnitt	Mulde	Sattel
	$w_0 / w$	$w_0 / w$		$w_0 / w$	$w_0 / w$
	1	1		1,1	1,4
	2,5	1,1		1,6	2,4
	2,4	1,3		2,9	2,3

Die Durchbiegungserhöhung gibt gleichzeitig auch den Steifigkeitsverlust wieder. Für die in Tabelle 5.1 dargestellten Öffnungen ergibt sich für eine Muldenlage eine Reduktion der Steifigkeit von bis 75 % gegenüber der ungeschwächten Wand, bei der Sattellage von bis zu 58 %.

### 5.3 Modell für das Tragverhalten von Mauerwerk und Gründung im Zustand I

#### 5.3.1 Mauerwerk und Gründung als Zweischichtsystem

Mauerwerk und Gründung lassen sich als Zweischichtsystem abbilden. Setzungsunterschiede im Gesamtsystem führen zu Durchbiegungen, die Zwangsschnittgrößen hervorrufen. Für Schlankheiten  $L/H > 3$  kann das System mit der Biegelehre erfasst werden. Aus den Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen ergeben sich die Zwangsschnittgrößen.

ROSTASY ET AL. (1999) [85] führen Untersuchungen zur Zwangsverformung infolge Temperaturänderung von System Sohlplatte und Boden durch. Die Zwangsbeanspruchungen infolge Temperaturzwang werden am Zweischichtsystem ermittelt. Eine ähnliche Vorgehensweise findet sich auch bei HENNING (1987) [53], der Untersuchungen und theoretische Ansätze zur Zwangsverformung an Stahlbetonwänden auf steifen Fundamenten durchführt. Nachfolgend werden die Ansätze insoweit abgewandelt, dass der Zwang durch Setzungsunterschiede erzeugt wird. Es treten keine äußeren Normalkräfte auf.

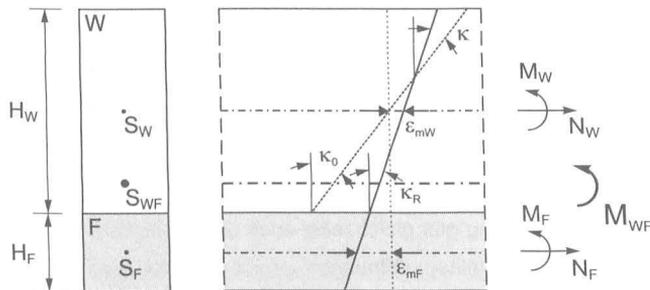


Bild 5.3: Dehnungen und Krümmungen am elastischen Zweischichtsystem [85]

Mauerwerk und Gründung lassen sich als Zweischichtsystem abbilden. Die freie Wandkrümmung  $\kappa_0$  wird durch das Biegemoment  $M_W$  und die Biegesteifigkeit  $EI_W$  bestimmt. Das Fundament behindert die freie Krümmung der Wand. Es entstehen Zwangsschnittgrößen, die vom Dehn- und Biegesteifigkeitsverhältnis zwischen Wand

und Fundament abhängen. Bild 5.3 zeigt das geometrische und das mechanische Modell.

Die resultierenden Krümmungen von Wand und Fundament sind gleich:

$$\kappa_R = \kappa_{RW} = \kappa_{RF}. \quad (5.5)$$

Die Differenz zwischen freier und resultierender Krümmung ist die mit dem Zwangsmoment verbundene Krümmung:

$$\kappa = \kappa_0 - \kappa_R. \quad (5.6)$$

Der Zwang ruft auch Normalkräfte hervor, die im Gleichgewicht stehen müssen:

$$N_W + N_F = 0. \quad (5.7)$$

Die Bedingung des Momentengleichgewichts lautet daher:

$$N_F \frac{H_W + H_F}{2} + M_F + M_W = 0. \quad (5.8)$$

Die Dehnung  $\varepsilon_{mF}$  im Fundamentalschwerpunkt kann wie folgt formuliert werden:

$$\varepsilon_{mF} = \varepsilon_{mW} - \kappa_{R,Wf} \frac{p H_W}{2}. \quad (5.9)$$

Mit Gln. (5.2) und (5.3) bzw. Gln. (5.7) bis (5.9) werden die Dehnungen und Krümmungen der Wand und des Fundaments bestimmt [85]:

$$\kappa = -\kappa_0 \frac{3p^2 S_B + 1 + S_D}{3p^2 S_B + (1 + S_B) (1 + S_D)} \quad (5.10)$$

$$\kappa_{R,Wf} = \kappa_0 \frac{S_B (1 + S_D)}{3p^2 S_B + (1 + S_B) (1 + S_D)} \quad (5.11)$$

$$\varepsilon_{mW} = -\kappa_0 \frac{H_W p}{2} \frac{S_B}{3p^2 S_B + (1 + S_B) (1 + S_D)} \quad (5.12)$$

$$\epsilon_{mF} = -\kappa_0 \frac{H_W p}{2} \frac{S_B + S_B(1+S_D)}{3p^2 S_B + (1+S_B)(1+S_D)} \quad (5.13)$$

Mit den Gln. (5.10) bis (5.13) ist es nun möglich, die Krümmungen zu bestimmen, bei denen erste Risse an der Wandunterkante entstehen.

In Bild 5.4 ist die Veränderung der Krümmung von Wand und Fundament  $\kappa_R$  gegenüber der freien Wandkrümmung  $\kappa_0$  für unterschiedliche  $n_E$  und  $p$  dargestellt. Der Höhenbeiwert  $p$  liegt bei historischen Bauwerken zwischen 1,2 und 1,5. Hier zeigt sich z.B. für  $n_E = 1$  eine Verringerung der resultierenden Krümmung um 40 bis 60 % gegenüber der freien Verformung der Wand. Für Fundamente, die einen geringeren E-Modul gegenüber der Wand aufweisen, stellen sich entsprechend geringere Veränderungen der resultierenden Krümmungen ein.

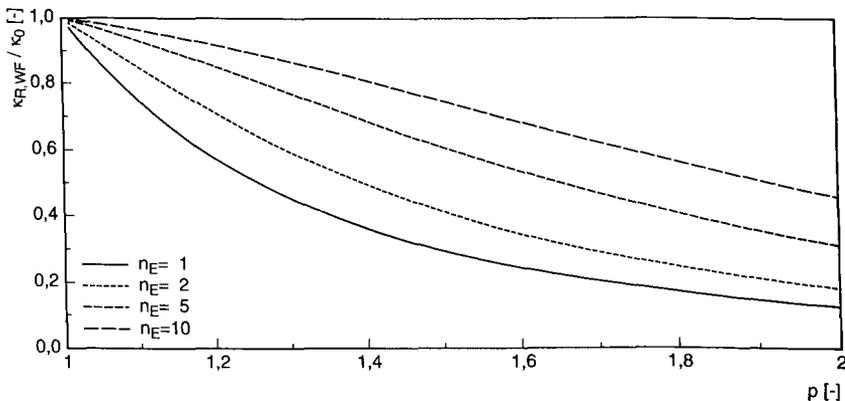


Bild 5.4: Krümmung infolge Zwang anhängig von E-Modulverhältnis  $n_E$  von Wand und Fundament und dem Höhenbeiwert  $p$

### 5.3.2 Rissbildung im Mauerwerk bei Mulden- und Sattellage

#### 5.3.2.1 Rissbildung bei Muldenlage

Bei Setzungen, die zur Muldenlage führen, entstehen die größten Zugdehnungen in der Gründung. Da das Gründungsmauerwerk durch die geringere Steifigkeit meistens eine höhere Zugbruchdehnung (Bild 4.22) als die Wand aufweist, wird der erste

Riss am Wandfuß auftreten. Daher wird für die anschließende Betrachtung die kritische Krümmung  $\kappa_{RW}$  unabhängig von der Zugbruchdehnung des Gründungsmauerwerks bestimmt.

Hieraus ergeben sich zulässige Verformungen. Der Schwerpunkt des Gesamtsystems wird sich bei größer werdendem  $p$  zur Wandunterkante verschieben. Dadurch werden größere kritische Krümmungen  $\kappa_{RW}$  möglich. Die ersten Risse an der Wandunterseite werden durch die Zugbruchdehnungen an der Wandunterkante über die resultierende Krümmung bestimmt:

$$\varepsilon_{WU} = \varepsilon_{mW} - \kappa_{R,Wf} \frac{H_W}{2} \quad (5.14)$$

Mit Gl. (5.11) und (5.12) wird die Dehnung an der Wandunterseite  $\varepsilon_{WU}$  über die freie Krümmung  $\kappa_0$

$$\varepsilon_{WU} = \kappa_0 \frac{H_W}{2} \frac{p S_B - S_B (S_D + 1)}{3p^2 S_B + (1 + S_B) (1 + S_D)} \quad (5.15)$$

oder über die resultierende Krümmung  $\kappa_{R,Wf}$

$$\varepsilon_{WU,M} = - \kappa_{R,Wf} \frac{H_W}{2} \left( \frac{p}{1 + S_D} + 1 \right) \quad (5.16)$$

berechnet. Für die unterschiedlichen Mauerwerksverbände liegen die Zugbruchdehnungen  $\varepsilon_{bt,W}$  vor. Damit kann die kritische Krümmung

$$\kappa_{R,M} = \frac{-2\varepsilon_{W,bt}}{H_W} \frac{1}{\frac{p}{S_D + 1} - 1} \quad (5.17)$$

des Gesamtsystems bestimmt werden, die bei Muldenlage zur Rissbildung am Wandfuß führt. Bild 5.7 zeigt die kritische Krümmung in Abhängigkeit von  $p$  und  $n_E$ . Es ist auffällig, dass bei höherem  $p$  die kritische Verformung zunimmt und bei geringerem  $n_E$  abnimmt. Mit  $M_R = \kappa_{RW,M} \cdot EI_{WF}$  kann das Rissmoment bei Muldenlage bestimmt werden.

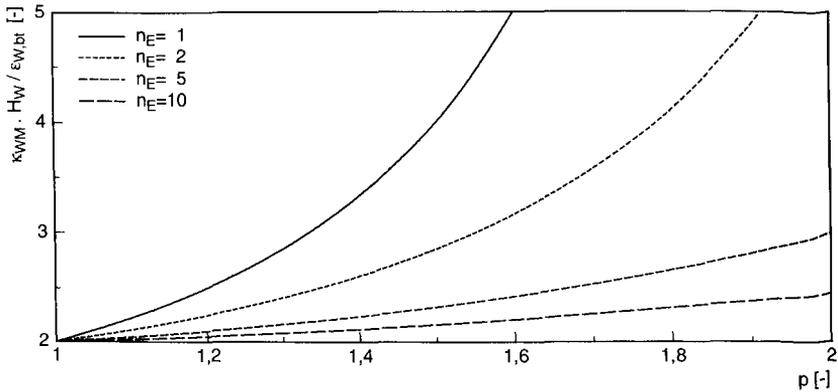


Bild 5.5: Kritische Krümmung bei Muldenlage in Abhängigkeit des Höhenbeiwerts  $p$  bei unterschiedlichem E-Modulverhältnis  $n_E$

Mit Gl. (2.9) und Gl. (5.17) wird der Biegestich, der zur Rissbildung in der Wand führt, in Abhängigkeit der Biegeschlankeit, der geometrischen und der mechanischen Eigenschaften von Mauerwerk und Fundament ermittelt:

$$\frac{\Delta_{WM}}{L} = \frac{-\varepsilon_{bt,W}}{4} \frac{L}{H_W} \frac{1}{S_D + 1} \quad \text{mit } S_D = \frac{n_E}{p-1} \quad (5.18)$$

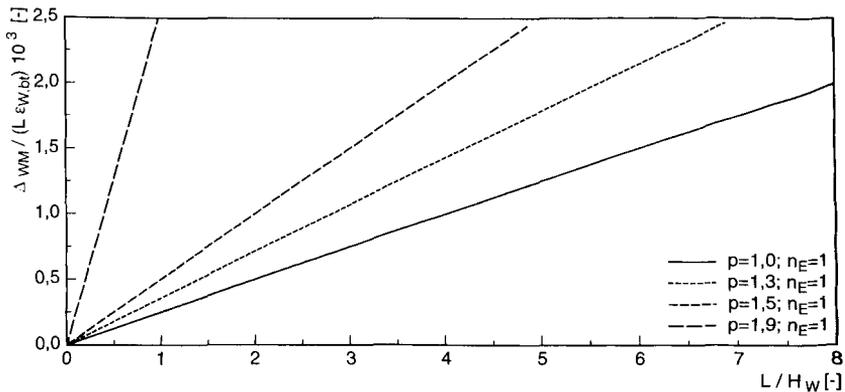


Bild 5.6: Kritische Biegestiche für Muldenlagen bei unterschiedlichen Höhenbeiwerten  $p$  und gleichem E-Modul für Fundament und Mauerwerk in Abhängigkeit der Biegeschlankeiten

Deutlich wird, dass der zulässige Biegestich linear von der Zugbruchdehnung  $\varepsilon_{bt,W}$  des Mauerwerks abhängig ist.

In Bild 5.6 sind mit Gl. (5.18) die kritischen Biegestiche für gleiche E-Module für Mauerwerk und Gründung dargestellt. Die Mitwirkung der Gründung führt zu einem größeren kritischen Biegestich. Für Mauerwerk ohne Gründung ( $p = 1,0$ ) kommen BURLAND ET AL. [21] zu der gleichen Gerade.

### 5.3.2.2 Rissbildung bei Sattellage

Durch Sattellage entstehen die Zugbruchdehnungen im oberen Bereich der Wandscheibe. Da sich der Schwerpunkt des Gesamtsystems mit steigendem  $p$  nach unten verschiebt, führt dies zu einer geringeren zulässigen Krümmung bis zur Rissbildung.

Die Zugdehnung an der Wandoberseite  $\varepsilon_{WO}$  ergibt sich zu:

$$\varepsilon_{WO} = \varepsilon_{mW} + \kappa_{R,Wf} \frac{H_W}{2}. \quad (5.19)$$

Die Zugbruchdehnung wird über die freie Krümmung  $\kappa_0$

$$\varepsilon_{WO,S} = \kappa_0 \frac{H_W}{2} \frac{p + S_B (S_D + 1)}{3p^2 S_B + (1 + S_B)(1 + S_D)} \quad (5.20)$$

oder über die resultierende Krümmung  $\kappa_{R,Wf}$

$$\varepsilon_{WO,S} = \kappa_{R,Wf} \frac{H_W}{2} \left( \frac{p}{S_B(1 + S_D)} + 1 \right) \quad (5.21)$$

bestimmt. Damit kann die kritische Krümmung

$$\kappa_{Riss,S} = \frac{2\varepsilon_{W,bt}}{H_W} \frac{1}{\frac{p}{S_D + 1} + 1} \quad (5.22)$$

des Gesamtsystems bestimmt werden, die bei Sattellage zur Rissbildung an der Wandoberseite führt. Bild 5.7 zeigt die kritische Krümmung in Abhängigkeit von  $p$  und  $n_E$ .

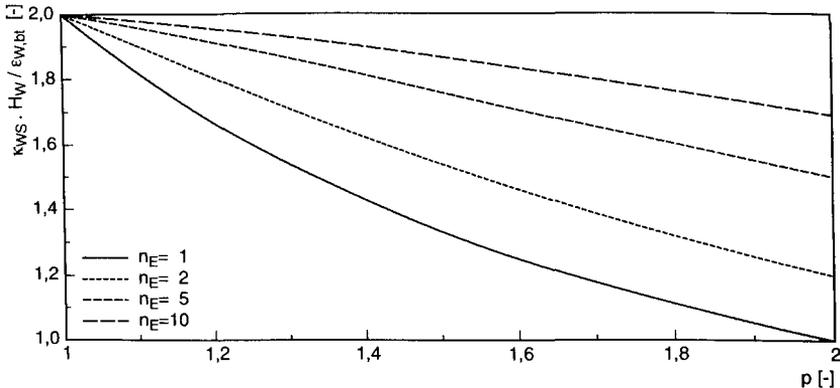


Bild 5.7: Kritische Krümmung bei Sattellage in Abhängigkeit des Höhenbeiwerts  $p$

Mit Gl. (2.9) und Gl. (5.22) wird der bezogene zulässige Biegestich ermittelt:

$$\frac{\Delta_{WS}}{L} = \frac{\varepsilon_{bt,W}}{4} \frac{L}{H_W} \frac{1}{\frac{p}{S_D} + 1} \quad (5.23)$$

In Bild 5.8 ist mit Gl. (5.23) der zulässige Biegestich für Sattellage in Abhängigkeit der Biegeschlankheit bei unterschiedlichen Höhenverhältnissen aufgetragen. Es zeigt sich, dass bei Sattellage der kritische Biegestich unterhalb dem einer Wandscheibe ohne Fundament liegt. Durch das Fundament verschiebt sich die Schwerachse des Gesamtsystems nach unten und führt somit bei gleicher Krümmung gegenüber der Wandscheibe ohne Fundament zu einer höheren Zugdehnung an der Wandoberseite.

In diesem Abschnitt wurden kritische Biegestiche für Mauerwerk mit Gründung bei unterschiedlichen Höhen- und E-Modulbeiwerten für Sattel- und Muldenlage ermittelt. Die Grenzwerte von BURLAND ET AL. (1974) [21] für Mauerwerksscheiben ohne Gründung wurden erweitert auf Wandscheiben mit Gründung.

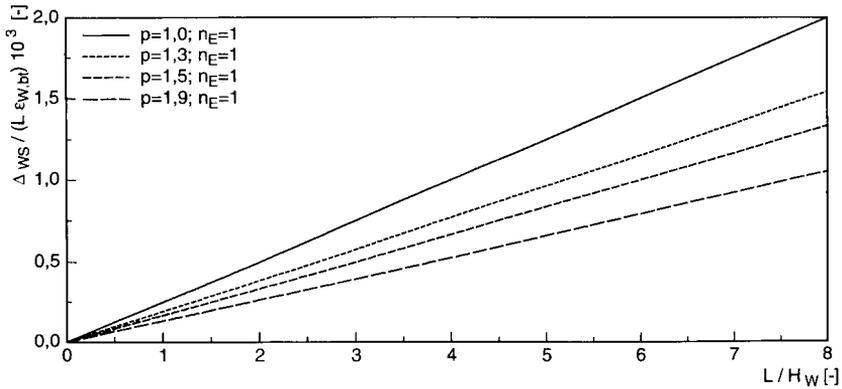


Bild 5.8: Kritische Biegestiche für Sattellagen bei unterschiedlichen Höhenbeiwerten  $p$  und gleichem E-Modul für Fundament und Mauerwerk in Abhängigkeit der Biegeschlankheiten

Der Vergleich zwischen Mulden- und Sattellage (Bild 5.9) zeigt, dass der zulässige Biegestich von der Verformungsrichtung bestimmt wird. Bei gleichem E-Modul von Wand und Gründung ist der Einfluss am größten und nimmt mit größerem  $n_E$  ab.

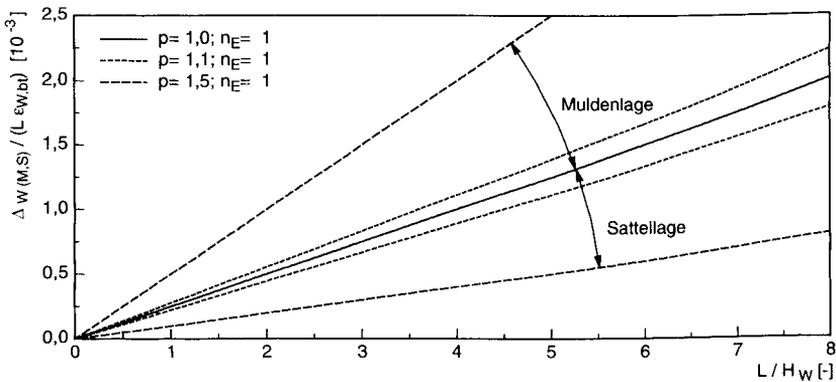


Bild 5.9: Vergleich kritischer Biegestiche für Mulden- und Sattellage in Abhängigkeit der Biegeschlankheit

An historischen Bauwerken zeigen sich häufig Risse, die schon weit fortgeschritten sind. Untersuchungen über das Tragverhalten von Mauerwerksscheiben mit fortschreitender Rissbildung wurden bisher nicht durchgeführt. Im folgenden Abschnitt

wird versucht, das Tragverhalten von Mauerwerk und Gründung nach der ersten Rissbildung (Zustand II) zu ermitteln.

## 5.4 Tragverhalten von Mauerwerk und Gründung im Zustand II

### 5.4.1 Überblick und Vorgehen

Das Tragverhalten der Wandscheibe und des Fundaments unter Setzungszwang wird durch die Fundament-Zugbruchdehnung sowie durch die Zug- und Druckbruchdehnung des Mauerwerks bestimmt. Nach Überschreiten der kritischen Krümmung (s. Abschn. 5.3.2) nimmt die Risshöhe zu. Im Bereich des Risses können in der Wand keine Zugkräfte mehr übertragen werden. Um Gleichgewicht im System zu erhalten, muss die Druckkraft in der Wand gleich der Summe der Zugkräfte der Wand und des Fundaments sein, s. Bild 5.10.

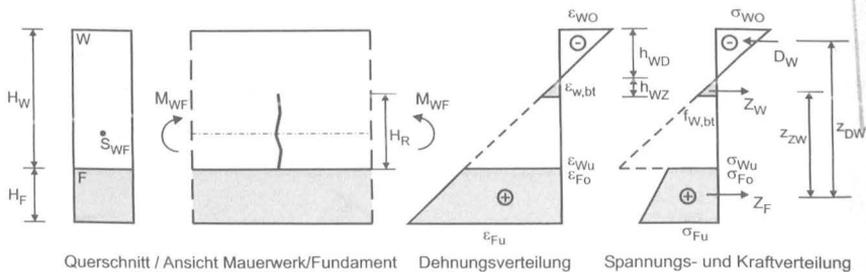


Bild 5.10: Dehnungen, Spannungen und Kräfte im Zustand II

### 5.4.2 Numerische Ermittlung des Tragverhaltens im Zustand II

Nach Überschreiten der Zugbruchdehnung in der Wand oder im Fundament können die Verformungs- und Dehnungszustände analytisch nicht mehr bestimmt werden. Um den Zusammenhang zwischen Moment und Krümmung erfassen zu können, erfolgt die Bestimmung der Spannungsverteilung über den Querschnitt iterativ. Mit Hilfe der

- Verträglichkeitsbedingungen (Hypothese von NAVIER - BERNOULLI ) und der
- Gleichgewichtsbedingungen (d.h.  $D = Z$  bei  $M = \text{const.}$ )

wird die gesuchte Beziehung zwischen Moment und Krümmung ermittelt. Mit der Lamellenmethode ist eine iterative Lösung möglich. Hierzu wird der Wand- und Fundamentquerschnitt in gleich hohe Lamellen diskretisiert, wobei jeder Lamelle ein Werkstoffgesetz zugeordnet werden kann, sofern dies erforderlich ist. Die Berechnung erfolgt über eine stetige Zunahme der Zugdehnung am unteren Rand des Fundaments. Die Lage der neutralen Achse wird iterativ über horizontales Kräftegleichgewicht im Gesamtsystem ermittelt. Hieraus ergibt sich die lineare Dehnungsverteilung sowie die Krümmung des Gesamtsystems. Darüber hinaus wird das innere Moment über die Kraftresultierende bestimmt. Bild 5.11 zeigt die Vorgehensweise bei der Lamellenmethode.

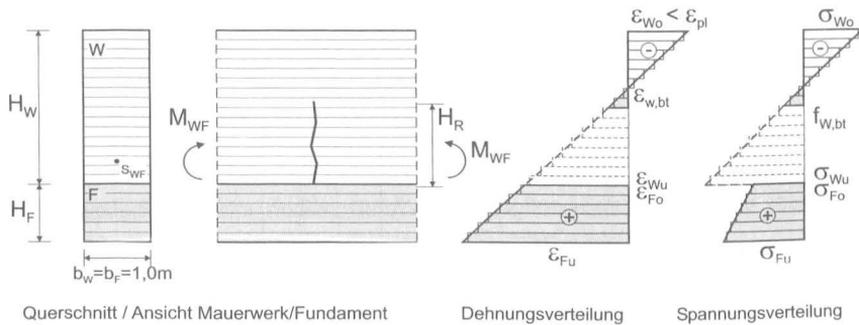


Bild 5.11: Prinzipische Skizze des Lamellenmodells

#### 5.4.2.1 Werkstoffverhalten

Das Werkstoffverhalten von Natursteinmauerwerk unter Biegebelastung kann aus den Versuchsergebnissen (s. Abschn. 4.6) hergeleitet werden. Danach ergibt sich für den Druckbereich ein E-Modul, der dem Sekantenmodul der Druckbelastungen an RILEM-Körpern entspricht. Die plastische Dehnung wird aus der Druckfestigkeit mit Gl. (3.1), die Grenzdehnung mit Gl. (3.2) bestimmt. Allerdings zeigen die späteren Berechnungen, dass die plastische Dehnung bei Wandscheiben unter Biegebelastung nicht erreicht wird, da vorher Biegeversagen eintritt. Der Zug-E-Modul entspricht ebenfalls dem Sekantenmodul der Druckbelastung. Die Zugbruchdehnung für das Mauerwerk konnte in Abhängigkeit der Verbandsart bestimmt werden, s. Bild 4.22. Eine genaue Beschreibung des Zugspannung-Dehnungsverhaltens im Nachbruchbereich konnte aus den Versuchen nicht hergeleitet werden. Daher wird im Werk-

stoffmodell nach Überschreiten der Zugbruchdehnung eine weitere Kraftübertragung ausgeschlossen. Bild 5.12 zeigt das für die weiteren Berechnungen verwendete Werkstoffgesetz.

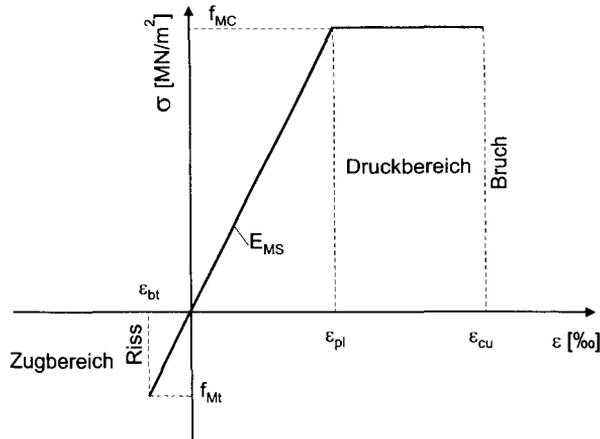


Bild 5.12: Verwendetes Werkstoffgesetz für Wandscheiben unter Biegebelastung

#### 5.4.3 Parameterstudien ohne Berücksichtigung des Bodens

Zunächst werden Berechnungen mit dem Lamellenprogramm nach HARIRI [50] ohne Berücksichtigung des Bodens durchgeführt.

Für die Wandscheibe wird ein oberer E-Modul  $E_w = 9000 \text{ MN/m}^2$  für den regelmäßigen Verband (Quadermauerwerk) und ein unterer E-Modul  $E_w = 3500 \text{ MN/m}^2$  für den unregelmäßigen Verband (Bruchsteinmauerwerk) verwendet.

Für Gründungsmauerwerk liegen keine Versuchsergebnisse vor. Als oberer Grenzwert wird ein E-Modul von  $E_F = 3500 \text{ MN/m}^2$  und als unterer Grenzwert  $E_F = 500 \text{ MN/m}^2$  angenommen, s. Abschn. 5.2.1. Die plastische Dehnung und die Grenzdehnung ergeben sich aus Gl. (3.1) und Gl. (3.2) über die Drucktragfähigkeit (Gl. (3.6)) sowie in Abhängigkeit des Übertragungsfaktors  $\eta$ , s. Bild 5.13. Hieraus leitet sich das Werkstoffgesetz des jeweiligen Gründungsmauerwerks nach Bild 5.12 ab.

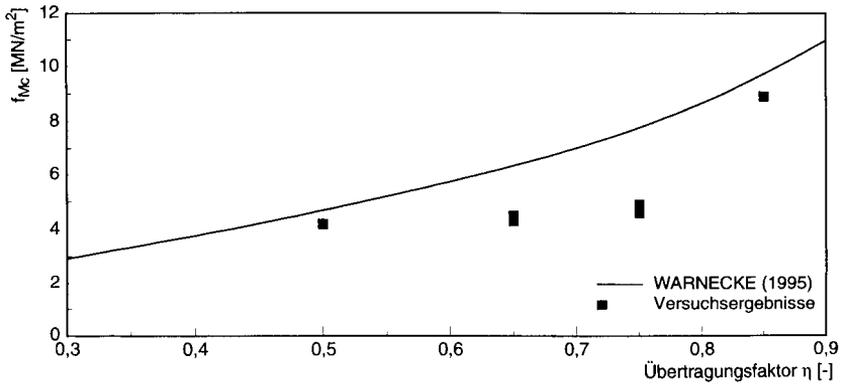


Bild 5.13: Abhängigkeit der Drucktragfähigkeit (Elmkalksteinmauerwerk) vom Übertragungsfaktor  $\eta$

Tabelle 5.2: Berechnungsparameter für die Wand und das Fundament

Wand							Fundament							
$H_W$	$\eta_W$	$E_M$	$f_{Mc}$	$\epsilon_{pl}$	$\epsilon_u$	$\epsilon_{bt}$	$\eta_F$	$E_F$	$f_{Mc}$	$\epsilon_{pl}$	$\epsilon_u$	$\epsilon_{bt}$	$\eta_E$	$p$
[m]	[-]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[%]	[%]	[%]	[-]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[%]	[%]	[%]	[-]	[-]
1 3 5 10	0,8	9000	8,9	1,0	2,0	0,3	0,6	4500	4,9	1,2	2,5	0,7	2	1,0 1,1 1,3 1,5
							0,5	3500	4,9	1,4	2,8	0,9	2,6	
							0,3	1800	2,5	1,4	2,8	1,2	5	
							0,2	900	1,3	1,4	2,9	1,4	10	
							0,1	500	0,7	1,5	3,0	1,5	18	
1 3 5 10	0,3	3500	4,9	1,4	2,8	0,9	0,5	3500	4,9	1,4	2,8	0,9	1	1,0 1,1 1,3 1,5
							0,3	1800	2,5	1,4	2,8	1,2	1,9	
							0,2	900	1,3	1,4	2,9	1,4	3,9	
							0,1	500	0,7	1,5	3,0	1,5	7	

Die Parameterstudien werden mit unterschiedlichen Höhenbeiwerten  $p$  und Verhältniswerten für Wand- und Fundamentsteifigkeiten  $\eta_E$  durchgeführt. Tabelle 5.2 gibt die durchgeführten Berechnungsparameter wieder.

Die numerischen Berechnungen zeigen, dass der plastische Bereich in der Wanddruckzone bei Mulden- und Sattellage nicht erreicht wird. Nachfolgend werden die Ergebnisse der numerischen Berechnungen dargestellt.

#### 5.4.4 Biegesteifigkeitsänderung

Nach Rissbildung in der Wand oder im Fundament verringert sich die Biegesteifigkeit des Gesamtsystems. Die Abnahme wird durch die Dehn- und Biegesteifigkeit sowie die Zugbruchdehnung von Mauerwerk und Fundament bestimmt. Das Verhältnis der Biegesteifigkeit im Zustand I zur Biegesteifigkeit im Zustand II beschreibt dabei die Verringerung der Biegetragfähigkeit des Tragsystems. Exemplarisch wird je eine Wandscheibe mit  $E_w = 9000 \text{ MN/m}^2$  und  $E_w = 3500 \text{ MN/m}^2$  bei unterschiedlichem E-Modul des Fundaments sowohl für die Muldenlage als auch für die Sattellage betrachtet. Die Wandhöhe beträgt  $H_w = 3,0 \text{ m}$ . Für die Fundamenthöhe gilt  $H_f = 0,9 \text{ m}$  ( $p=1,3$ ).

Der Kurvenverlauf (Bild 5.14) für die Muldenlage kennzeichnet vier Bereiche:

- I. Der horizontale Kurvenverlauf beschreibt den Zustand I.
- II. Nach Überschreiten der Zugbruchdehnung der Wandscheibe, also oberhalb der kritischen Krümmung, fällt die Biegesteifigkeit exponential ab. Dabei wird der Verlauf durch den E-Modul des Fundamentmauerwerks bestimmt.
- III. Nach Erreichen der Zugbruchdehnung des Fundaments verringert sich die Biegesteifigkeit nahezu linear. Der Riss in der Wand setzt sich fort. Im Fundament beginnt die Rissbildung.
- IV. Nachdem das Fundament auf ganzer Höhe durchtrennt ist, wird die Biegesteifigkeit durch den noch ungerissenen Restquerschnitt der Wand bestimmt.

In Bild 5.14 ist die Biegesteifigkeitsänderung für eine Wandscheibe im Quaderverband ( $E_w = 9000 \text{ MN/m}^2$ ) und für unterschiedliche Fundamentsteifigkeiten ( $n_E = 2$  bis  $18$ ,  $\epsilon_{bl,W}/\epsilon_{bl,F} = 0,4$  bis  $0,2$ ) dargestellt, wobei die horizontale Linie den Zustand I kennzeichnet. Der Einfluss der unterschiedlichen mechanischen Eigenschaften des Fundaments ist durch die Bereiche II und III gekennzeichnet.

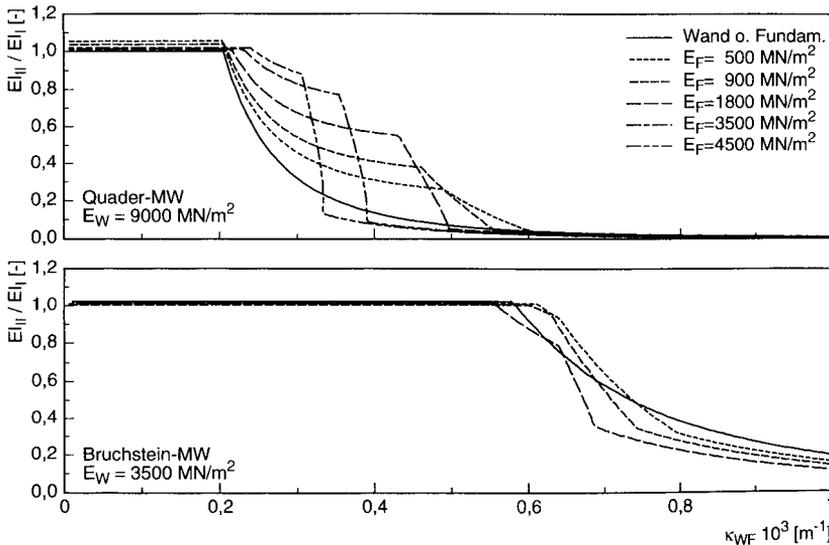


Bild 5.14: Änderung der Biegesteifigkeit bezogen auf die Krümmung  $\kappa_{WF}$  für Wandscheiben ( $E_W = 9000$  und  $E_W = 3500 \text{ MN/m}^2$ ) bei Muldenlage für  $H_W = 3,0 \text{ m}$  und  $\rho = 1,3$

Bei einer Wandscheibe aus Bruchsteinmauerwerk (Bild 5.14;  $E_W = 3500 \text{ MN/m}^2$ ,  $n_E = 1$  bis 7,  $\epsilon_{bt,W}/\epsilon_{bt,F} = 1$  bis 0,6) ist der Einfluss des Fundaments nicht so deutlich erkennbar. Maßgeblich hierfür ist das Verhältnis der Zugbruchdehnungen von Wand und Fundament zueinander. Die Bereiche II und III überschneiden sich je nach mechanischen Eigenschaften von Wand und Fundament, d.h. die Rissbildung kann sowohl in der Wandscheibe als auch im Fundament zuerst auftreten.

Wandscheiben und Gründungsmauerwerk mit unterschiedlichen geometrischen Größen zeigen qualitativ ähnliches Verhalten in den Bereichen II bis IV. Der Übergang von Bereich I zu Bereich II, d.h. die kritische Krümmung, kann mit Gl. (5.17) bestimmt werden.

In Bild 5.15 ist die Biegesteifigkeit in Abhängigkeit der Krümmung bei Sattellage aufgetragen. Dabei gelten die gleichen Eigenschaften von Mauerwerk und Gründung wie bei Muldenlage. Deutlich wird, dass sich das Fundament am Kraftabtrag kaum beteiligt. Die kritische Krümmung kann mit Gl. (5.22) bestimmt werden.

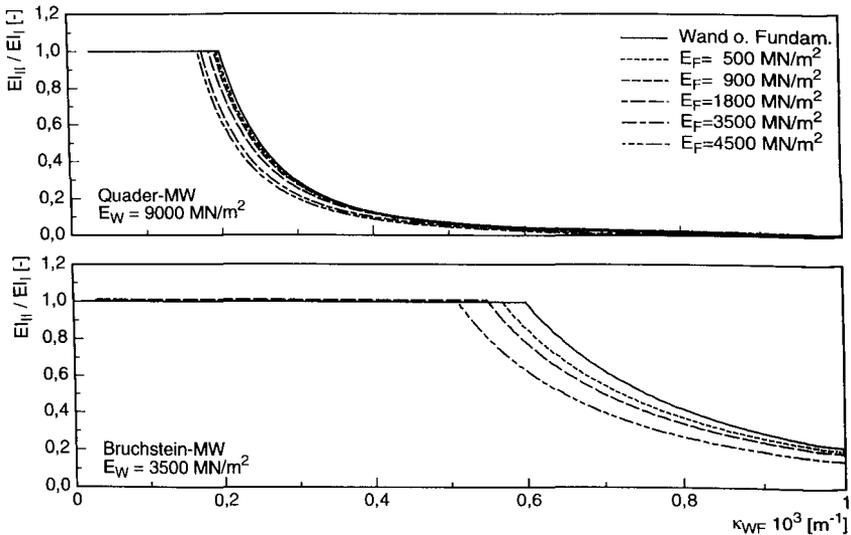


Bild 5.15: Änderung der Biegesteifigkeit bezogen auf die Krümmung  $\kappa_{WF}$  für Wandscheiben bei Sattellage für  $H_W = 3,0$  m und  $p = 1,3$

Häufig muss zur Beurteilung der Standsicherheit die Tragfähigkeit von gerissem Mauerwerk ermittelt werden. Daher wird versucht, die Biegesteifigkeitsänderung in Abhängigkeit des Rissfortschritts in der Wandscheibe darzustellen. Bild 5.16 zeigt die Biegesteifigkeitsänderung im Zustand I bezogen auf den Zustand II in Abhängigkeit der bezogenen Risshöhe  $\alpha_R = H_R / H_W$ .

Für Wandscheiben aus Quadermauerwerk in Muldenlage ergeben sich zwei unterschiedliche Kurvenverläufe. Der erste gilt für eine Wandscheibe ohne Fundament ( $p = 1$ ), deren Biegesteifigkeitsverlust mit

$$EI_{II} = EI_I e^{-4 \alpha_R} \quad (5.24)$$

ausreichend genau dargestellt werden kann. Der zweite Kurvenverlauf gilt für Quadermauerwerk ( $E_W = 9000 \text{ MN/m}^2$ ) mit  $n_E > 5$  ( $\epsilon_{bt,W} / \epsilon_{bt,F} < 0,4$ ). Im Bereich  $\alpha_R < 0,5$  hat das Quadermauerwerk eine wesentlich geringere Zugbruchdehnung als das Fundamentmauerwerk. Dies führt dazu, dass nach Rissbildung in der Wandscheibe das

Fundament weiterhin Zugkräfte übernimmt und sich bei Krümmungszunahme der innere Hebelarm der Kräfte vergrößert.

Für  $\alpha_R < 0,5$  lässt sich der Biegesteifigkeitsabfall mit

$$EI_{II} = EI_I e^{-2 \cdot \alpha_R} \quad \text{für } n_E > 5 \quad (\epsilon_{bt,W} / \epsilon_{bt,F} < 0,4) \quad (5.25)$$

berechnen. Für den Bereich  $\alpha_R > 0,5$  fällt die Biegesteifigkeit linear ab und zeigt gleiches Verhalten wie die Wandscheibe ohne Fundament. Der Bereich der höheren Biegesteifigkeiten wird durch den großen Zugbruchdehnungsunterschied von Wand und Fundament verursacht.

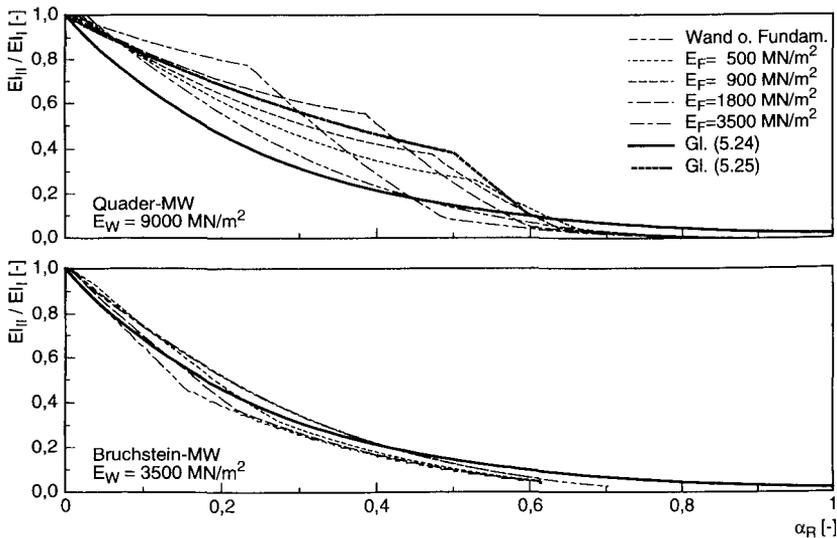


Bild 5.16: Änderung der Biegesteifigkeit bezogen auf die Risshöhe  $\alpha_R$  für Wandscheiben bei Muldenlage für  $H_W = 3,0 \text{ m}$ ,  $p = 1,3$  und Vergleich mit Gl. (5.24) und Gl. (5.25)

Für die Wandscheibe aus Bruchsteinmauerwerk in Muldenlage wird der Biegesteifigkeitsverlust nach Rissbildung durch den geringen Zugbruchdehnungsunterschied ( $\epsilon_{bt,W} / \epsilon_{bt,F} = 1$  bis  $0,6$ ) bestimmt. Da Rissbildungen in der Wandscheibe wie auch im Fundament gleichzeitig auftreten, kann das Fundament kaum Zugkräfte übertragen.

Der Verlauf des Biegesteifigkeitsverlustes nach Rissbildung kann mit Gl. (5.24) bestimmt werden, vergl. Bild 5.16.

Für Quader- und Bruchsteinmauerwerk in Sattellage lässt sich der Biegesteifigkeitsverlust nach Rissbildung mit Gl. (5.24) bestimmen. Das Fundament beteiligt sich kaum am Lastabtrag, d.h. die Biegetragfähigkeit nach Rissbildung wird nur durch die Wandscheibe bestimmt, vergl. Bild 5.15.

#### 5.4.5 Momenten-Krümmungs-Beziehung

Die Ergebnisse erlauben es, den Zusammenhang zwischen Moment und Krümmung im Zustand I und Zustand II zu beschreiben. Im Zustand I ergibt sich eine lineare Beziehung zwischen Moment und Krümmung

$$M_{WF} = -\kappa_{WF} E I_I \quad \text{für} \quad \kappa_{WF} < \kappa_{WF, \text{krit.}} \quad (5.26)$$

Nach Rissbildung (Zustand II) kann das Moment mit

$$M_{WF} = -\kappa_{WF} E I_{II} \quad \text{bzw.} \quad (5.27)$$

$$M_{WF} = -\kappa_{WF} E I_I e^{-4 \cdot \alpha_R}$$

für Quadermauerwerk mit  $n_E < 5$  ( $\epsilon_{bt,W} / \epsilon_{bt,F} > 0,4$ ) sowie für Bruchsteinmauerwerk über den Rissfortschritt bestimmt werden. Liegt das Zugbruchdehnungsverhältnis zwischen Wand und Fundament im Bereich mit  $n_E > 5$  ( $\epsilon_{bt,W} / \epsilon_{bt,F} < 0,4$ ), ist das Moment zu bestimmen mit:

$$M_{WF} = -\kappa_{WF} E I_I e^{-2 \cdot \alpha_R} \quad \text{für} \quad \alpha_R < 0,5 \quad (5.28)$$

Im Gegensatz zum Fundamentmauerwerk hat Quadermauerwerk eine geringe Zugbruchdehnung, s. Tabelle 5.2. Schon bei geringer Krümmung beginnt die Rissbildung am Wandfuß, während das Fundament weiterhin Zugkräfte übernimmt. Das aufnehmbare Moment bleibt bis zur Rissbildung des Fundaments konstant.

Bei der Wandscheibe aus Bruchsteinmauerwerk unterscheiden sich die Zugbruchdehnungen von Mauerwerk und Gründung nur geringfügig. Bei Krümmungszunahme kann die Erstrissbildung entweder im Fundament oder in der Wandscheibe auftreten. Eine Erhöhung des Momentes im Zustand II ist kaum vorhanden.

Auffällig ist, dass sich die maximalen Rissmomente des Bruchsteinmauerwerks und des Quadermauerwerks kaum unterscheiden. Wann es zur Rissbildung kommt, wird von der Zugbruchdehnung des jeweiligen Mauerwerksverbandes bestimmt. Allerdings kann das Quadermauerwerk auch nach Rissbildung Momente in gleicher Größenordnung wie im Zustand I aufnehmen. Bei  $\alpha_R > 0,5$  fällt das aufnehmbare Moment jedoch plötzlich ab und wird dann durch den noch intakten Restquerschnitt in der Wand bestimmt.

In Bild 5.17 sind die M- $\kappa$ -Linien für Muldenlage bei Wandscheiben als Quadermauerwerk bzw. Bruchsteinmauerwerk ( $H_W = 3$  m) bei gleicher Höhe  $H_F = 0,9$  m, jedoch unterschiedlichem E-Modul für die Gründung, aufgetragen.

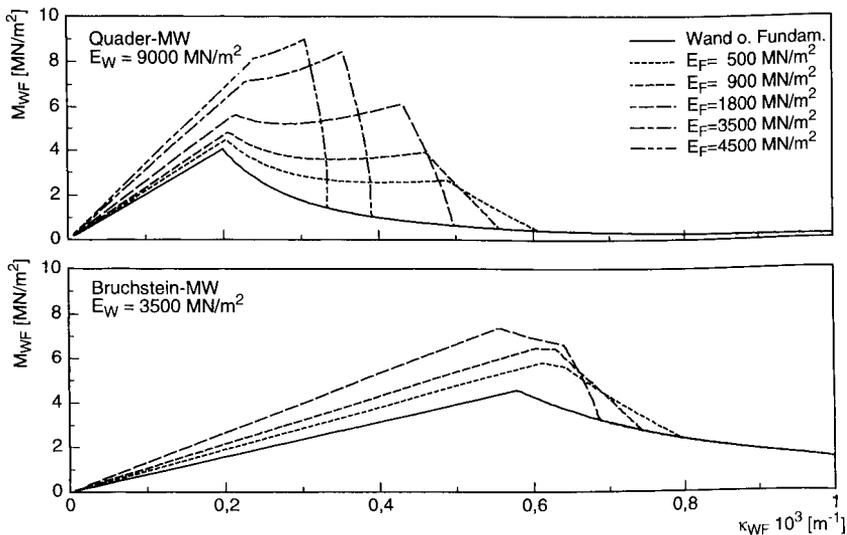


Bild 5.17: Momenten-Krümmungs-Beziehung bei Muldenlage für  $H_W = 3,0$  m und  $p = 1,3$

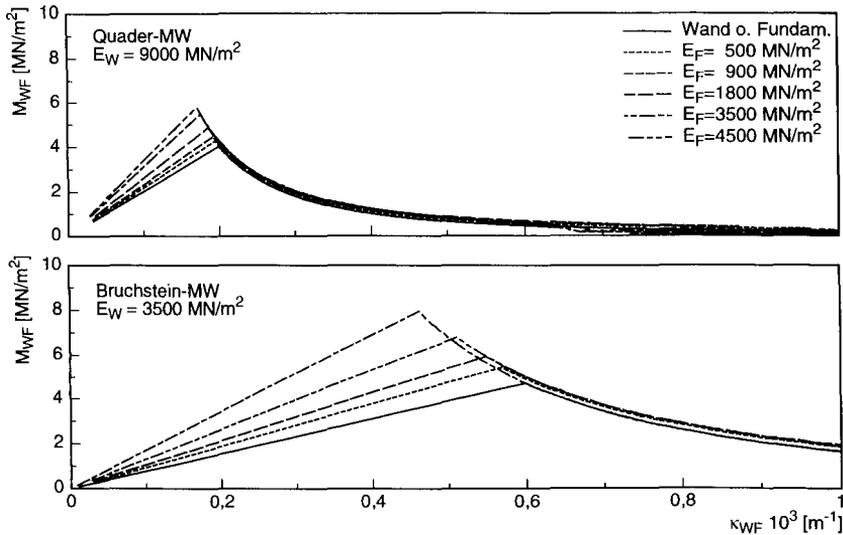


Bild 5.18: Momenten-Krümmungs-Beziehung bei Sattellage für  $H_W=3,0\text{ m}$  und  $p=1,3$

Bei Sattellage wird das aufnehmbare Moment nach Rissbildung im wesentlichen durch die Eigenschaften der Wandscheibe bestimmt. Für den Zustand I kann  $M_{WF}$  bis zur kritischen Krümmung mit Gl. (5.26) ermittelt werden. Nach Rissbildung (Zustand II) ergibt sich das Moment nach Gl. (5.27). Bild 5.18 zeigt die  $M$ - $\kappa$ -Linien für Sattellage bei Wandscheiben aus Quader- bzw. Bruchsteinmauerwerk auf Gründungen mit unterschiedlichen Eigenschaften.

#### 5.4.6 Parameterstudien mit Berücksichtigung des Bodens

##### 5.4.6.1 Vorgehen und Ziel

Mauerwerk, Gründung und Baugrund stehen in Wechselwirkung zueinander. Der Baugrund unter der Gründung beteiligt sich am Tragverhalten. Zum einen wird über Reibung die freie horizontale Verschiebung des Gründungskörpers behindert, zum anderen führen die Verformungen der Wandscheibe in vertikaler Richtung zur Aktivierung des Bodenwiderstandes.

Mit den in Abschn. 5.4.5 durchgeführten Berechnungen konnten die Momenten-Krümmungs-Beziehungen von Mauerwerk und Fundament ermittelt werden. Um Biegemomente zu erzeugen, müssen die erforderlichen Lasten unter Berücksichtigung der Steifigkeit von Baugrund und aufgehender Konstruktion aus Mauerwerk und Gründung bestimmt werden.

Die nachfolgenden Betrachtungen beschränken sich auf Gleichlasten, da diese Belastungsart im Bereich der Gründung i.allg. vorherrscht. Allerdings werden sich bei Einzellasten, z.B. aus Pfeilern oder Gewölben, abweichende Biegemomenten- und Sohldrucknormalverteilungen ergeben, die zu einer höheren Beanspruchung führen können.

Inhomogenitäten des Baugrundes z.B. durch Tonlinsen, Hohlräume u.a.m. werden nicht berücksichtigt.

Bei den nachfolgenden Berechnungen wird dem Boden ein linear-elastisches Werkstoffverhalten unterstellt. Die Untersuchungen beschränken sich auf bindige Böden mit  $E_s = 3,5$  und  $12,5 \text{ MN/m}^2$ . Bei bindigem Baugrund wird sich eine Biegebelastung erst nach erheblichen Setzungen einstellen. Die Entstehung eines Grundbruchs wird im Rahmen dieser Arbeit nicht behandelt. Es muss jedoch festgehalten werden, dass die Grundbruchgefahr bei großen Biegeverformungen und -beanspruchungen erheblich ansteigt. Die nachfolgenden Ausführungen beschränken sich auf Muldenlagen. Zudem werden nur die Biegemomente in Feldmitte betrachtet.

Bei fortschreitender Rissausdehnung in Wandscheibenmitte entsteht eine neue Sohldruck- und Biegemomentenverteilung, s. Bild 5.19. Vergleichsrechnungen belegen, dass sich merkliche Veränderungen ab einer Risshöhe von  $\alpha_R > 0,8 \text{ m}$  einstellen. Es entsteht ein neues Tragsystem aus zwei getrennten Wandscheiben. Die weiteren Berechnungen beziehen sich ausschließlich auf die Wandscheibenmitte.

Für drei Lagerungsbedingungen werden die erforderlichen Auflasten bestimmt, die zum Rissmoment im Mauerwerk führen. Bei Gleichlasten und gleichmäßigem Baugrund ergeben sich aus dem Bettungsmodulverfahren keine Biegebeanspruchungen im Mauerwerk und Fundament. Mit dem Steifemodulverfahren sind dagegen Biegebeanspruchungen zu ermitteln, s. Abschn. 2.3.

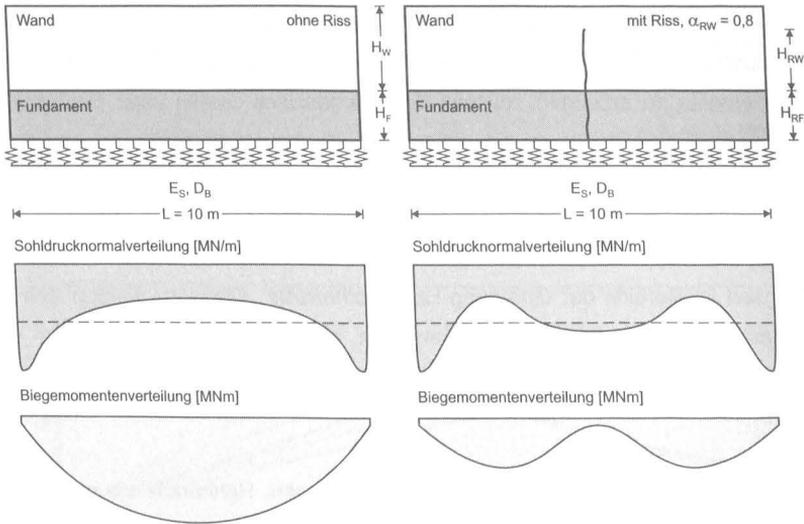


Bild 5.19: Schematische Sohldrucknormal- und Momentenverteilung bei  $\alpha_R = 0$  und  $\alpha_R = 0,8$  für Mauerwerk unter Gleichlast sowie gleichmäßigem Baugrund

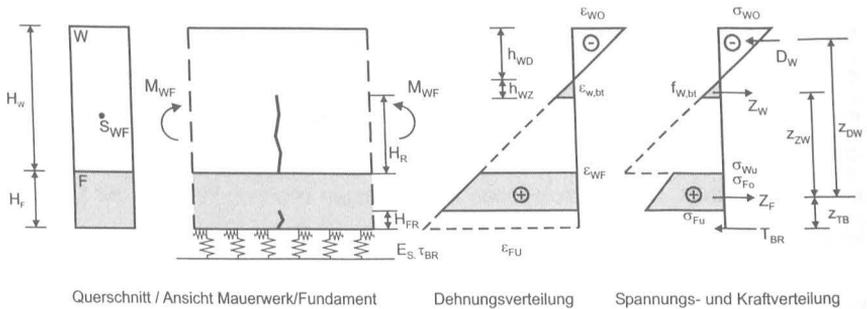


Bild 5.20: Dehnungen, Spannungen und Kräfte im Zustand II mit Berücksichtigung des Bodens

#### 5.4.6.2 Auflasten in Abhängigkeit der Lagerungsbedingung

Für drei unterschiedliche Lagerungsbedingungen sollen die erforderlichen Streckenlasten exemplarisch bestimmt werden, die zur Erzeugung des inneren Moments in der Wandscheibenmitte benötigt werden. Die Wandlänge wird  $L = 10 \text{ m} = \text{const.}$  angenommen. Folgende Lagerungsbedingungen werden untersucht:

- A Balken auf zwei Stützen ohne Berücksichtigung des Bodens.
- B An den Wandenden wird keine Setzung zugelassen. Das System entspricht einem Balken auf zwei Stützen, der elastisch gebettet ist. Dieses System wird sich bei Wänden ausbilden können, an deren Wandenden sich Querwände befinden.
- C Die Schichttiefe an den äußeren Rändern (jeweils  $L = 2\text{ m}$ ) beträgt 1 m, in Wandmitte 5 m. Hierdurch soll eine ungleichförmige Bodenschicht berücksichtigt werden.

Bild 5.21 zeigt die unterschiedlichen Lagerungsbedingungen.

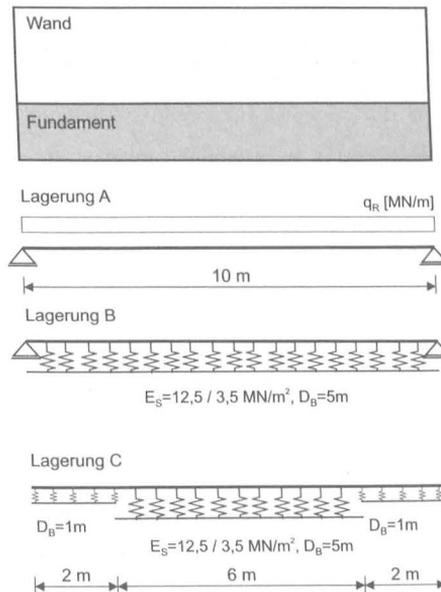


Bild 5.21: Lagerungsbedingungen

In Bild 5.22 sind die erforderlichen Auflasten für unterschiedliche Lagerungsbedingungen in Abhängigkeit des Biegemoments dargestellt. Dabei stellt  $q_R$  die kritische Streckenlast ohne Eigengewicht dar. Die Momente werden aus den Momenten-Krümmungs-Beziehungen für Wandhöhen von  $H_W = 1$  bis 5 m entnommen. Vergleichsrechnungen zeigen, dass sich die Streckenlasten bei einer Bodensteifigkeit von  $E_S = 12,5$  bzw.  $3,5\text{ MN/m}^2$  nur geringfügig unterscheiden. Auch der E-Modul der

Wandscheibe ( $E_W = 9000$  bzw.  $3500 \text{ MN/m}^2$ ) führt zu geringen Streckenlastunterschieden, da die Rissmomente etwa gleich sind, s. Abschn. 5.4.5. Daher beschränken sich die weiteren Berechnungen auf ein Steifemodul von  $E_S = 12,5 \text{ MN/m}^2$ .

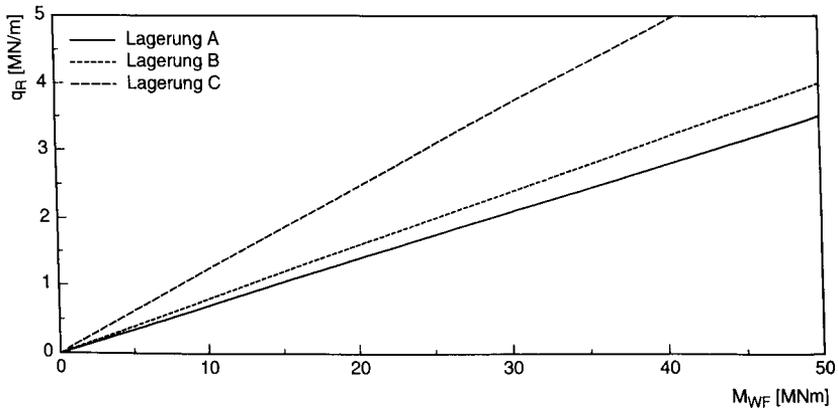


Bild 5.22: Kritische Streckenlast in Abhängigkeit des Moments von Wand und Fundament

#### 5.4.6.3 Schubspannungs-Verbund-Beziehungen von Gründung und Baugrund

In der Verbundfuge zwischen Gründungsmauerwerk und Baugrund entstehen nach Rissbildung Verbundspannungen. Bei nichtbindigen Böden sind die Schubspannungs-Verschiebungsbeziehungen weitestgehend bekannt [61, 99]. Für bindige Böden wurden kaum Versuche durchgeführt. Erste Ansätze finden sich bei [61]. Hier wird die Scherkurve des Versuchs nach CASSAGRANDE [7] als Berechnungsansatz für die Reibungskraft in der Sohlfläche übernommen. Grundsätzlich zeigen sich zwei unterschiedliche Scherspannungs-Verschiebungsverläufe. Zum einen tritt die größte Scherkraft in einem festen bindigen Boden bei geringer Verformung auf [79], bei weiterer Verformung fällt die Schubspannung ab und erreicht bei größerer Verschiebung die Restfestigkeit, s. Bild 5.23. Zum anderen wird die Restfestigkeit bei weichen bindigen Böden mit Zunahme der Verschiebung erreicht, s. Bild 5.23.

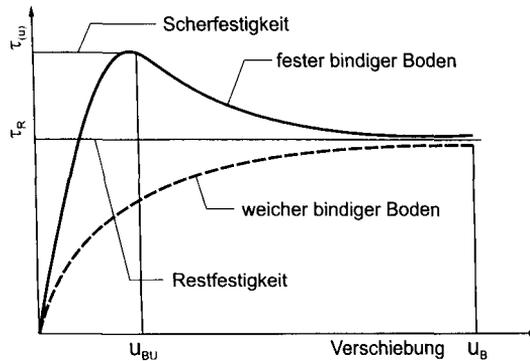


Bild 5.23: Scherspannungs-Verschiebungsverlauf für bindige Böden [79]

Die Scherspannung von Böden unterliegt vielfältigen Einflüssen, wie z.B. Lagerungsdichte, Wassergehalt, Konsolidierungsgrad. Daher kann auf eine Entnahme von Bodenproben zur Bestimmung der jeweiligen Eigenschaften nicht verzichtet werden.

Tabelle 5.3: Wichte und Endfestigkeit dreier bindiger Böden [83, 93]

Boden	Wichte		Endfestigkeit	
	des feuchten Bodens	des Bodens unter Auftrieb	Innerer Reibungswinkel	Kohäsion
	$\gamma$	$\gamma'$	$\phi'$	$c'$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Ton, schwer knetbar, steif	18	8	20	20
Lehm, halbfest	21	11	27,5	10
Klei, org. tonarm, weich	17	7	20	10

Da nur qualitative Scherspannungs-Verschiebungsbeziehungen (Bild 5.23) von bindigen Böden bekannt sind, wird für die weiteren Betrachtungen ein starrplastischer Verschiebungsansatz zwischen Gründung und Baugrund angenommen. Aufgrund der Relativverschiebung geht die Kohäsion verloren. Somit ergibt sich die Sohlschubspannung zu:

$$\tau_B = \sigma_n \tan \phi' \tag{5.29}$$

In Tabelle 5.3 sind für drei bindige Böden die Eigenschaften zur Bestimmung der Sohlschubspannung aufgeführt.

Mit den Werten aus Tabelle 5.3 und Gl. (5.29) sind die Schubspannungen in Abhängigkeit der Auflast in Bild 5.24 dargestellt.

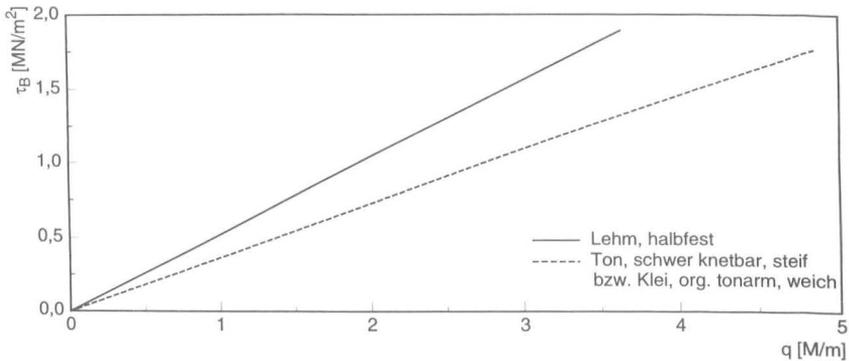


Bild 5.24: Sohlreibungsspannung von bindigen Böden in Abhängigkeit der Auflast

Bei der Durchbiegung entstehen im Bereich der Gründung an den Stirnseiten horizontale Verschiebungen, die Erdwiderstände hervorrufen. Der Widerstand wird wesentlich von der Größe der Verschiebung bestimmt. Aufgrund der i.a. geringen Verschiebungen wird der Erdwiderstand bei den weiteren Berechnungen nicht berücksichtigt. Auch Reibungskräfte, die seitlich entlang der Fundamentoberfläche wirken, werden aufgrund der geringen Normalspannung nicht berücksichtigt.

Der Lasteinleitungsbereich der Reibungskraft wird gleich der Fundamentrisshöhe

$$l_{EB} = H_{RF} \quad (5.30)$$

angenommen. Somit kann die Schubkraft mit

$$T_{RB} = \int_{x=0}^{H_{RF}} \sigma_n b_F \tan \varphi' dx \quad (5.31)$$

ermittelt werden, die entgegen der Verschiebung wirkt.

Das Lamellenprogramm [50] (Abschn. 5.4.2) wird zur Berücksichtigung der Bodenreibung erweitert. Infolge der Bodenreibung werden nach Rissbildung im Fundament höhere Momente vom Gesamtsystem aufgenommen, s. Bild 5.25. Mit der linearen

Funktion von Moment und Auflast (Bild 5.22) wird während der Iteration die erforderliche Auflast bestimmt. Hieraus ergibt sich die Schubkraft  $T_{RB}$  nach Gl. (5.31) in Abhängigkeit der Risshöhe  $H_{RF}$ .

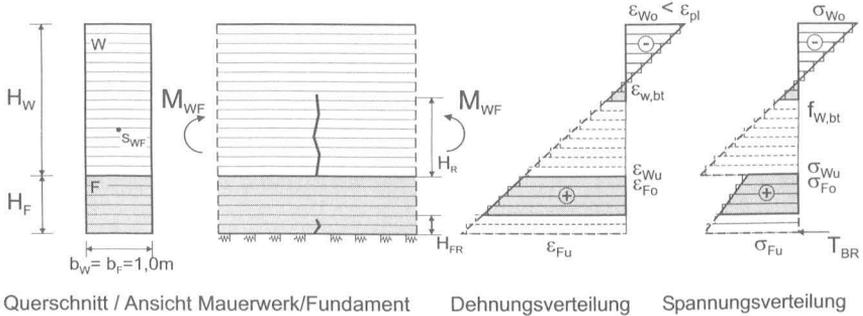


Bild 5.25: Prinzipskizze des Lamellenmodells mit Berücksichtigung der Bodenreibung

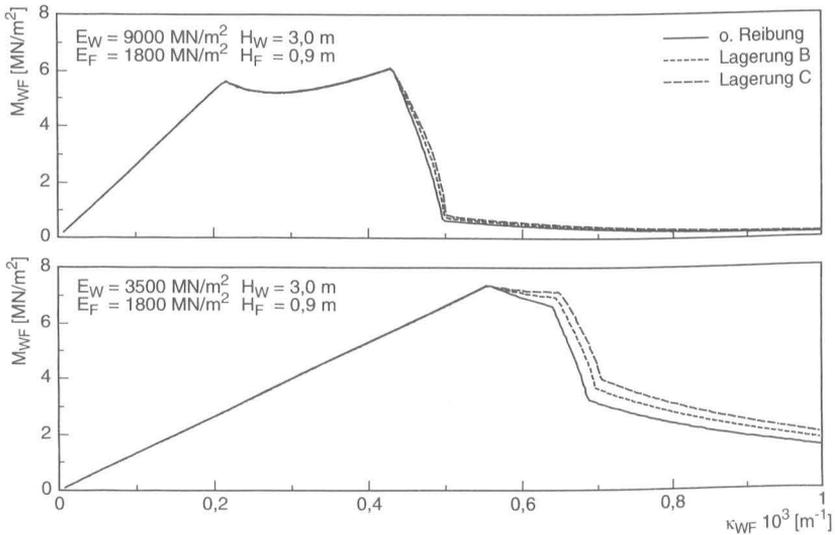


Bild 5.26: Momenten-Krümmungs-Beziehung bei Muldenlage mit Berücksichtigung der Bodenreibung für  $E_W = 3500 \text{ MN/m}^2$ ,  $E_F = 1800 \text{ MN/m}^2$ ,  $H_W = 3,0 \text{ m}$  und  $\rho = 1,3$

In Bild 5.26 sind die Ergebnisse der Lamellenberechnung für  $E_W = 9000$  und  $3500$   $\text{MN/m}^2$ ,  $E_F = 1800$   $\text{MN/m}^2$ ,  $H_W = 3,0$  m,  $H_F = 0,9$  m ( $p = 1,3$ ) bei Muldenlage dargestellt. Beim Quadermauerwerk hat die Berücksichtigung der Reibung einen geringen Einfluss.

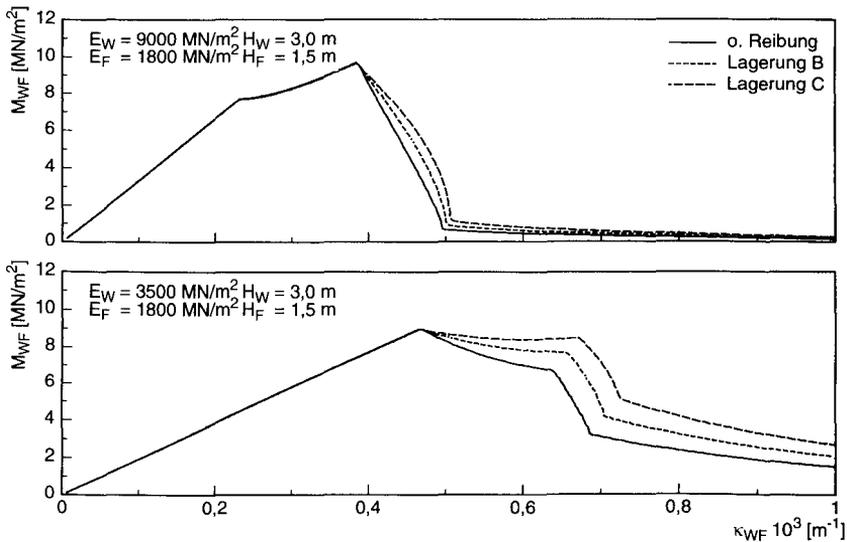


Bild 5.27: Momenten-Krümmungs-Beziehung bei Muldenlage mit Berücksichtigung der Bodenreibung für  $E_W = 3500$   $\text{MN/m}^2$ ,  $E_F = 1800$   $\text{MN/m}^2$ ,  $H_W = 3,0$  m und  $p = 1,5$

Dagegen ist beim Bruchsteinmauerwerk der Einfluss deutlicher. Aufgrund ähnlicher E-Moduli und Zugbruchdehnungen von Wandscheibe und Fundament beginnt die Rissbildung an der Fundamentunterseite, während der Mauerwerksverband vorerst noch intakt bleibt, vergl. Abschn. 5.4.4. Dadurch treten horizontale Relativverschiebungen auf, gegen die bei entsprechender Auflast die Bodenreibung wirkt und so die Biegetragfähigkeit erhöht.

In Bild 5.27 sind die Momenten-Krümmungs-Beziehungen mit den gleichen Eigenschaften wie in Bild 5.26, jedoch mit einer Fundamenthöhe  $H_F = 1,5$  m, aufgetragen. Es zeigen sich nur geringfügige Veränderungen des Kurvenverlaufs.

Zusammenfassend muss der Einfluss der Bodenreibung auf die Tragfähigkeit von Mauerwerk und Gründung als gering eingeschätzt werden.

#### **5.4.7 Verbund zwischen Wandscheibe und Gründung**

Die Betrachtungen am Zweischichtsystem, s. Abschn. 5.3.1, beziehen sich ausschließlich auf ein konstantes Moment in Wandmitte ( $L/2$ ). Schubverformungen und -kräfte können mit der Lamellenmethode nicht erfasst werden. Demzufolge kann kein Verbundnachweis erbracht werden.

Für weitere hier nicht durchgeführte Untersuchungen sollen dennoch Angaben über aufnehmbare Schubkräfte im querkraftbeanspruchten Bereich gemacht werden.

Vor der Rissbildung ist vollständiger Verbund zwischen der Wandscheibe und der Gründung vorhanden. Nach Rissbildung entstehen im Bereich der Risse Dehnungsunterschiede, die in der Lasteinleitungszone  $l_v$  durch Verbundspannungen abgebaut werden. Bei Annahme eines verschieblichen Verbundes treten gegenseitige Relativverschiebungen zwischen Wand und Fundament auf.

Bei der gerissenen Wand wird ein verschieblicher Verbund zwischen Wand und Fundament vorhanden sein. Die relative Verschiebung ist im Bereich des Risses maximal und am Ende der Lasteinleitungslänge Null. Der Verlauf zwischen diesen beiden Punkten ist weitestgehend unbekannt. Die Beschreibung der Kraftübertragung erfordert Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen.

Der Verbund wird durch Auflast, Materialeigenschaften und Kontaktfläche bestimmt. Den Zusammenhang zwischen Schubspannung und Relativverschiebung von Mauerwerk zeigt Bild 5.28. Bei Mauerwerk mit glatter Oberfläche steigt die Schubspannung bei minimaler Verschiebung steil an. Beim Überschreiten der Bruchfestigkeit fällt die Schubspannung auf die Restfestigkeit ab. Besteht das Mauerwerk aus rauhen Steinen, so steigt die Schubbruchfestigkeit mit zunehmender Verschiebung bis zum Maximum an. Die Schubkräfte werden über mechanische Verzahnung übertragen [10].

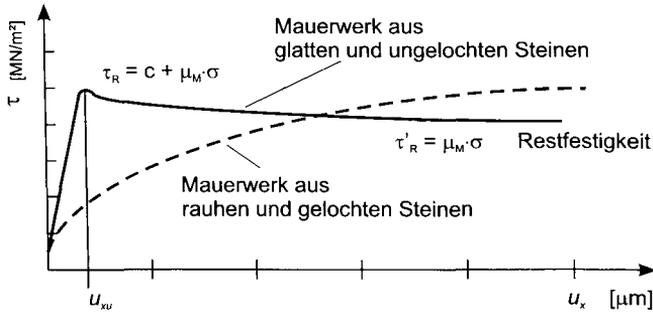


Bild 5.28: Verbund-Verschiebungs-Beziehungen von Mauerwerk mit glatten oder rauhen Oberflächen [10]

Für Ziegel- und Kalksandsteinmauerwerke geben HOFMANN ET AL. (1985) [55] Reibungswerte im Bereich von  $\mu_M = 0,5$  und  $0,8$  an. Diese sind unabhängig von der Steinart und der Mörtelgruppe. Die Untersuchungen zeigen, dass die Steigerung der Mörteldruckfestigkeit ein steiferes Verformungsverhalten nach sich zieht. Die Bruchlast wird jedoch durch eine höhere Mörteldruckfestigkeit nicht nennenswert verändert. DIALER (1990) [26] gibt einen Wert  $\mu_M = 0,7$  an. BERNDT (1996) [16] führt an Elbsandsteinmauerwerk Druck- und Schubversuche durch. Aus den Versuchen wird ein Reibungswert  $\mu_M = 0,6$  für die Mörtelgruppe MG I und MG II hergeleitet.

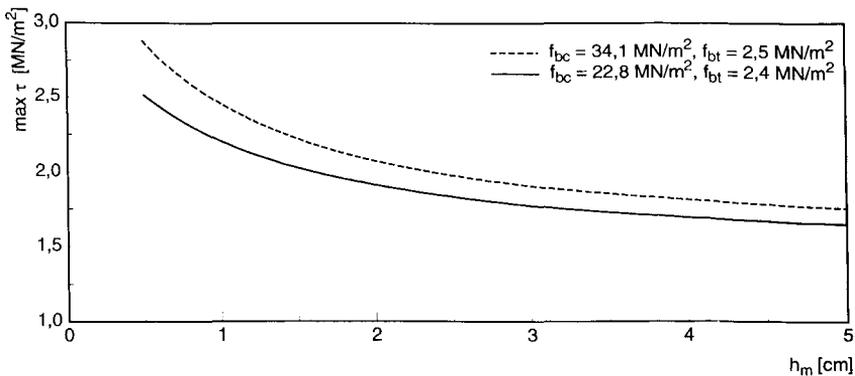


Bild 5.29: Bruchschubtragfähigkeit von Elmkalksteinmauerwerk ( $h_b = 20$  cm) und Mörtel der MG I mit unterschiedlichen Lagerfugenhöhen

Diese Werte liegen im Bereich der von [55, 26] angegebenen Werte. Für die weiteren Ausführungen wird eine Reibung von  $\mu_M = 0,6$  verwendet. Die Verbundtragwirkung ist abhängig von der Fugenhöhe.

Für die untersuchten Mauerwerke aus Elmkalk und den Eigenschaften nach Tabelle 4.2 wird der Einfluss der Fugenhöhe, Gl. (3.17) auf die Schubtragfähigkeit, Bild 5.29, dargestellt, wobei die Steinhöhe mit  $h_s = 20$  cm angesetzt wird. Geringe Fugenhöhen führen zu einer höheren Schubtragfähigkeit, die bei ca. 4 cm einen Endwert erreicht. Für Quadermauerwerk sind Fugenhöhen von ca. 1,0 cm anzutreffen, für unregelmäßiges Natursteinmauerwerk (Bruchsteinmauerwerk) dagegen zwischen 2,0 und 4,0 cm. Hieraus ergibt sich eine maximale Schubtragfähigkeit von  $\tau = 2,0$  MN/m<sup>2</sup> für Quadermauerwerk bzw.  $\tau = 1,5$  MN/m<sup>2</sup> für unregelmäßiges Natursteinmauerwerk.

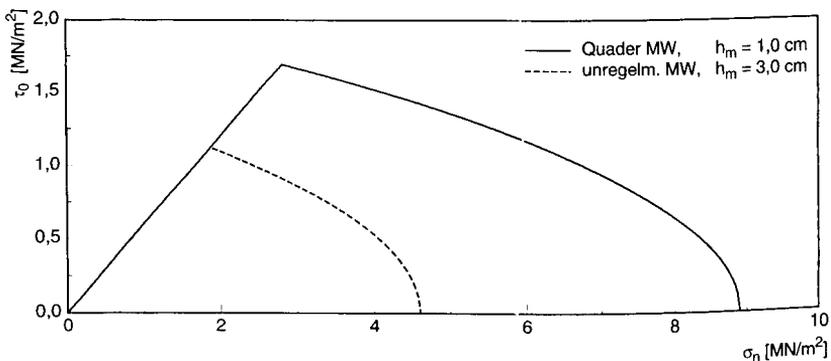


Bild 5.30: Schubtragfähigkeit von Quadermauerwerk und Mauerwerk mit unregelmäßigem Verband aus Elmkalkstein

Für die untersuchten Mauerwerke (Abschn. 4.2) werden die Schubspannungs-Normalspannungsverläufe dargestellt. Es wird dabei zwischen Quadermauerwerk mit einer Fugenhöhe von  $h_m \approx 1,0$  cm und unregelmäßiges Natursteinmauerwerk mit einer Fugenhöhe von  $h_m \approx 3,0$  cm unterschieden. Die Schubbruchtragfähigkeit der Natursteinmauerwerke wird bei beiden Verbandsarten nicht erreicht. Die Schubtragfähigkeit wird ausschließlich aus der Reibung und der Drucktragfähigkeit (Gl. (3.18)) des Mauerwerks bestimmt, vgl. Abschn. 3.5.3 und Bild 5.29.

Bei Setzungsunterschieden wird das Mauerwerk durch die geringe Zugtragfähigkeit gefährdet. Die Drucktragfähigkeit des Mauerwerks wird kaum erreicht. Daher wird der Reibungsverbund maßgebend und kann mit

$$\tau_M = \mu_M \sigma_n \quad \text{mit } \tau_M \leq \max \tau \quad (5.32)$$

bestimmt werden. Die Kohäsion wird nicht berücksichtigt, da diese nach Rissbildung nicht mehr wirkt [10].

Mit den o.g. Beziehungen kann der Verbund zwischen Wand und Fundament bestimmt werden, auf die - wie oben erwähnt - nicht weiter eingegangen werden soll.

## **5.5 Einfluss einer Vorspannung ohne Verbund auf das Tragverhalten von Mauerwerk und Gründung**

### **5.5.1 Überblick**

Bei der Sanierung gerissener Wandscheiben steht die Vorspannung ohne Verbund als eine Möglichkeit der Sanierung zur Verfügung, um die Biegetragfähigkeit der Wandscheibe wieder herzustellen. Der Vorteil der Vorspannung ohne Verbund liegt in der Nachspannbarkeit und der Reversibilität der Sicherungsmaßnahme, die von Denkmalpflegern oft gefordert wird.

Nachfolgend werden die Dehnungs- und Spannungsverteilungen, die infolge der Vorspannung am Zweischichtsystem entstehen, ermittelt. Dabei wird die Vorgehensweise nach Abschn. 5.3.1 gewählt. Zuerst wird der Dehnungszustand durch die Vorspannkraft bestimmt. Es folgt die Bestimmung der Dehnungsverteilung durch das Biegemoment. Die resultierenden Dehnungen aus Normalkraft und Biegung (Vorspannung) sind mit den Dehnungen aus der Belastung oder der Zwangsverformung des Zweischichtsystems zu überlagern. Die Biegesteifigkeit entspricht dem Zustand I, vergl. Abschn. 4.6.

### 5.5.2 Dehnungsverteilung aus Vorspannung

Bei der Vorspannung ohne Verbund wirkt die Vorspannkraft als äußere Normalkraft. Bild 5.31 zeigt die Dehnungsverteilung aus Vorspannung.

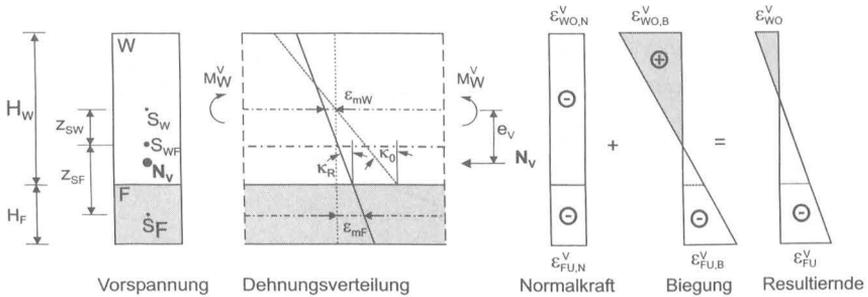


Bild 5.31: Dehnungsverteilung nach Vorspannung des Zweischichtsystems

Um der Biegebeanspruchung aus Eigengewicht und Belastung entgegenzuwirken, ist es erforderlich, dass der Lastenleitungs­punkt im Zweischichtsystem bei Muldenlage unterhalb des Gesamtschwerpunkts  $S$  ( $e_V > z_{SW}$ ) liegt. Dabei wird  $z_{SW}$  nach Gl. (5.4) bestimmt. Die Normalkraftdehnungen aus Vorspannung können über die Verhältnisse der E-Module und der geometrischen Größen mit

$$\epsilon_m^N = \epsilon_{mF}^N = \epsilon_{mW}^N = \frac{N_V}{H_W E_W \left( 1 + \frac{1}{n_E} (p-1) \right)} \quad (5.33)$$

bestimmt werden.

Die Normalkraft in der Wand wird mit

$$N_W = \frac{N_V}{1 + \frac{1}{n_E} (p-1)} \quad (5.34)$$

und die Fundamentnormalkraft mit

$$N_F = \frac{N_V (p-1)}{n_E + (p-1)} \quad (5.35)$$

bestimmt.

In Bild 5.32 ist die Normalkraft im Fundament bezogen auf die Vorspannkraft in Abhängigkeit von  $n_E$  und  $p$  dargestellt. Bei größerem  $n_E$  und kleinerem  $p$  wird eine geringere Normalkraft aus der Vorspannung ins Fundament geführt.

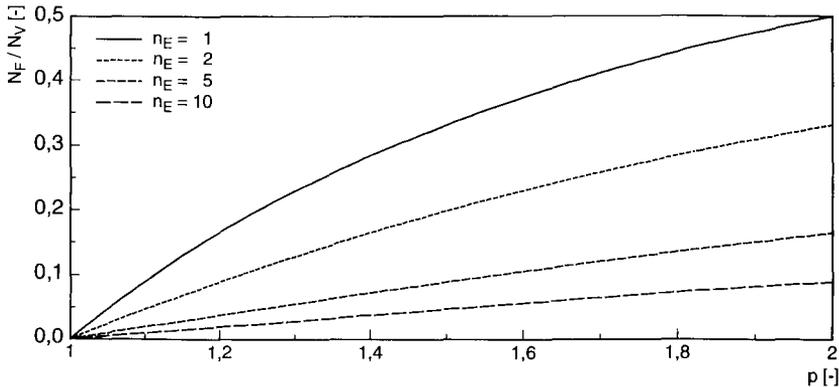


Bild 5.32: Fundamentnormalkraft in Abhängigkeit von  $p$  und  $n_E$

Die Dehnungen aus der Exzentrizität der Normalkraft (Biegung) berechnen sich analog zu Abschn. 5.3.1, d.h. ausgehend von der freien Wandscheibe werden die Dehnungsverteilungen und die Krümmungen am Zweischichtsystem ermittelt.

Zuerst ist die Exzentrizität der Vorspannkraft zum Wandschwerpunkt  $e_v$  zu ermitteln. Für Muldenlage gilt  $e_v > z_{sw}$  und für Sattellage  $e_v < z_{sw}$ , d.h. z.B. für Muldenlage ist der Lasteinleitungspunkt der Vorspannung unter dem Schwerpunkt des Zweischichtsystems zu wählen, damit die Vorspannung entgegen der Biegebelastung wirkt.

Das Biegemoment in der Wandscheibe aus Vorspannung ergibt sich zu

$$M_V = N_V e_v . \tag{5.36}$$

Mit der Biegesteifigkeit der Wand  $EI_w$  kann die freie Krümmung der Wandscheibe infolge Vorspannung

$$\kappa_0^V = \frac{M_V}{EI_W} \quad (5.37)$$

bestimmt werden. Die resultierende Krümmung von Wandscheibe und Gründung ergibt sich mit Gl. (5.11) und Gl. (5.37) zu

$$\kappa_{R,WF}^V = \frac{M_V}{EI_W} \frac{S_B (1 + S_D)}{3p^2 S_B + (1 + S_B)(1 + S_D)}. \quad (5.38)$$

Mit Gl. (5.12), Gl. (5.13) und Gl. (5.38) können die Dehnungen an Wandoberseite

$$\varepsilon_{WO}^M = \varepsilon_{mW} + \frac{H_W \kappa_{R,WF}^V}{2} \quad (5.39)$$

und Fundamentunterseite

$$\varepsilon_{FU}^M = \varepsilon_{mW} - H_W \kappa_{R,WF}^V \left( p - \frac{1}{2} \right) \quad (5.40)$$

sowie zwischen Fundament und Wandscheibe

$$\varepsilon_{WF}^M = \varepsilon_{mW} - \frac{H_W \kappa_{R,WF}^V}{2} \quad (5.41)$$

bestimmt werden.

Die Gesamtdehnung aus der Vorspannung ergibt sich an der Wandoberseite zu

$$\varepsilon_{WO}^V = \varepsilon_{WO}^M + \varepsilon_m^N \quad (5.42)$$

und an der Fundamentunterseite

$$\varepsilon_{FU}^V = \varepsilon_{FU}^M + \varepsilon_m^N \quad (5.43)$$

sowie im Übergangsbereich von Wand und Fundament zu

$$\varepsilon_{WF}^V = \varepsilon_{WF}^M + \varepsilon_m^N \quad (5.44)$$

Somit sind die Dehnungen aus der Vorspannung bestimmt. Anschließend sind die Dehnungen aus der Belastung bzw. Zwangsverformung aus Setzungsdifferenzen mit denen aus der Vorspannung zu überlagern.

### 5.5.3 Resultierende Dehnungen aus Zwangsverformung und Vorspannung

Beim Nachweis der Tragfähigkeit dürfen die resultierenden Dehnungen aus Zwangsverformung und Vorspannung die Grenzdehnung nicht überschreiten. Allerdings ist ein anfängliches Überspannen erwünscht, da Kriecheinflüsse u.a.m. zur Reduzierung der Spannkraft führen; eventuell ist sogar ein Nachspannen erforderlich.

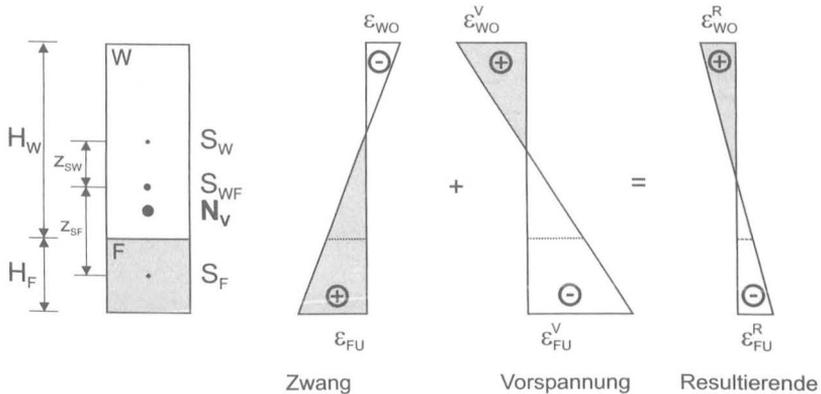


Bild 5.33: Resultierende Dehnungsverteilung aus Zwang und Vorspannung

Die Dehnungen aus der Zwangsverformung können über die Krümmungen anhand der Setzungslinien, s. Abschn. 2.5.2, oder unter Berücksichtigung der Baugrundverhältnisse und der Belastung bestimmt werden, s. Abschn. 5.3.1. Hieraus lässt sich die Dehnungsverteilung mit Gl. (5.39) bis (5.41) über den Gesamtquerschnitt ermitteln. Bild 5.33 zeigt die resultierende Dehnung aus Vorspannung und Zwangsverformung.

## 5.6 Zusammenfassung

Das Tragverhalten von Wandscheibe und Gründung kann als Zweischichtsystem abgebildet werden. Schubkräfte und -verformungen werden nicht berücksichtigt.

Für Mulden- und Sattellagen lassen sich in Abhängigkeit geometrischer und mechanischer Eigenschaften von Mauerwerk und Gründung zulässige Biegestiche (Krümmungen) angeben. Dabei zeigt sich, dass die Zugbruchdehnung der Wandscheibe einen wesentlichen Einfluss auf die Grenzwerte hat.

Im Zustand II kann die Tragfähigkeit des Systems in Abhängigkeit der Risshöhe angegeben werden. Dabei zeigt sich, dass bei großen Zugdehnungsunterschieden ( $\varepsilon_{bt,W} < \varepsilon_{bt,F}$ ) zwischen Wandscheibe und Gründung die Tragfähigkeit bis ca.  $0,5 H_W$  nahezu erhalten bleibt.

Der Boden beteiligt sich am Tragverhalten des Gesamtsystems Mauerwerk, Gründung und Baugrund. Die Untersuchungen zeigen, dass der Widerstand des Baugrundes ausschließlich in vertikaler Richtung wirkt. Horizontale Reibungskräfte in der Sohlfuge spielen eine untergeordnete Rolle.

Mit der Vorspannung ohne Verbund kann die Biegetragfähigkeit des Gesamtsystems wieder hergestellt bzw. erhöht werden.

## **6 VORGEHENSWEISE BEI DER BEURTEILUNG DES SETZUNGSZWANGS UND DER RISSBILDUNG IN WANDSCHEIBEN AUS NATURSTEINMAUERWERK**

### **6.1 Ziel und Vorgehen**

Risse in Mauerwerkswänden können vielfältige Ursachen haben. Daher sollten eingehende Sondierungen am Bauwerk, der Gründung und des Baugrundes erfolgen. Die Untersuchungen erfordern eine enge Zusammenarbeit vom Tragwerksplaner und Geotechniker.

Um die Ursachen der Rissbildung infolge Setzungszwang an Natursteinmauerwerk abschätzen zu können, sind eingehende Untersuchungen des Mauerwerks und des Baugrunds erforderlich. Folgende Untersuchungen sollten durchgeführt werden:

- Baugeschichtliche Auswertung (Quellenstudium) über Umbauten, Erweiterungen, Bodenveränderungen (z.B. Grundwasserabsenkung) u.a.m..
- Verformungsgerechtes Aufmaß einschließlich aller geometrischen Abmessungen des Mauerwerks (z.B. Schalendicke), Aufmaß von Rissverläufen (Risskartierung) im Mauerwerk sowie Verformungen des Mauerwerks (Setzungslinie).
- Auswertung der geologischen Situation im Bereich des Bauwerks, z.B. aus der geologischen Karte.
- Entnahme von Bodenmaterial zur Bestimmung bodenmechanischer Eigenschaften im Hinblick auf Setzungen und Tragfähigkeit
- Anlegen von Schürfen zur visuellen Beurteilung des Gründungsmauerwerks und zur eventuellen Entnahme von Bohrkernen, an denen mechanische Eigenschaften bestimmt werden können.
- Entnahme von Probenmaterial zur Bestimmung der Drucktragfähigkeit des aufgehenden Mauerwerks

## **6.2 Bestimmung mechanischer Eigenschaften von Wandscheibe und Gründung**

Zur Abschätzung der Tragfähigkeit von Wandscheiben und Gründungen sind die mechanischen Eigenschaften des Natursteins und des Mörtels zu bestimmen. Ausführliche Hinweise zur Bestimmung der Drucktragfähigkeit von historischem Natursteinmauerwerk aus den mechanischen Eigenschaften der Steine und des Mörtels finden sich in [117, 94]. Allerdings liegen bisher nur wenige Erkenntnisse über die mechanischen Eigenschaften von Gründungsmauerwerken vor. Daher kann die Tragfähigkeit mit den oben genannten Untersuchungen nur grob eingegrenzt werden.

Für die Beurteilung der Tragfähigkeit unter Setzungszwang ist zudem die Zugbruchdehnung eine wichtige Kenngröße. Für Natursteinmauerwerk aus Elmkalkstein konnten in Abhängigkeit des Verbandes die Zugbruchdehnungen angegeben werden, s. Bild 4.22.

## **6.3 Zulässige Setzungsdifferenzen**

Setzungen können durch vielfältige Einflüsse entstehen. Der Geotechniker sollte aufgrund von Sondierungen zukünftige Setzungen insbesondere Setzungsdifferenzen prognostizieren. Zwar konnten in Abschn. 2.4 einige Hinweise zur Bestimmung von Setzungen gegeben werden, allerdings reichen die Angaben nicht aus, um den komplexen Vorgang der Setzungen zu beschreiben.

Mit den in Abschn. 5.3.2 durchgeführten Untersuchungen konnten Grenzwerte für Setzungsdifferenzen von Natursteinmauerwerk auf Gründungen für Sattel- und Muldenlagen angegeben werden, die zur Rissbildung in der Wandscheibe führen, s. Bild 5.9, bzw. Gl. (5.18) und Gl. (5.23). Diese Grenzwerte lassen sich für die nachfolgend genannten baupraktischen Beispiele anwenden:

- Mit den angegebenen Grenzwerten ist es möglich, bei bekannter Kriechsetzung den Beginn der Rissbildung abzuschätzen.
- Durch die vorgegebenen zulässigen Setzungsdifferenzen lässt sich eine maximale Belastungserhöhung angeben, bei der das Mauerwerk keine Risse aufwei-

sen wird.

- Grundwasserabsenkungen führen infolge von Auftriebsverlust zu Verformungen des Baugrundes. Mit Gl. (2.6) kann die Setzung aus Grundwasserabsenkung angegeben werden, die nach Bestimmung der Setzungslinie eine zulässige Absenktiefe ergibt.

Beispielhaft ist für eine Wandscheibe mit  $E_W = 9000 \text{ MN/m}^2$  ( $\epsilon_{bt,W} = 0,3\%$ ) und  $E_W = 3500 \text{ MN/m}^2$  ( $\epsilon_{bt,W} = 0,3\%$ ) mit einem E-Modul der Gründung von  $E_W = 1800 \text{ MN/m}^2$  der kritische Biegestich für unterschiedliche Höhenbeiwerte  $p$  in Bild 6.1 aufgetragen.

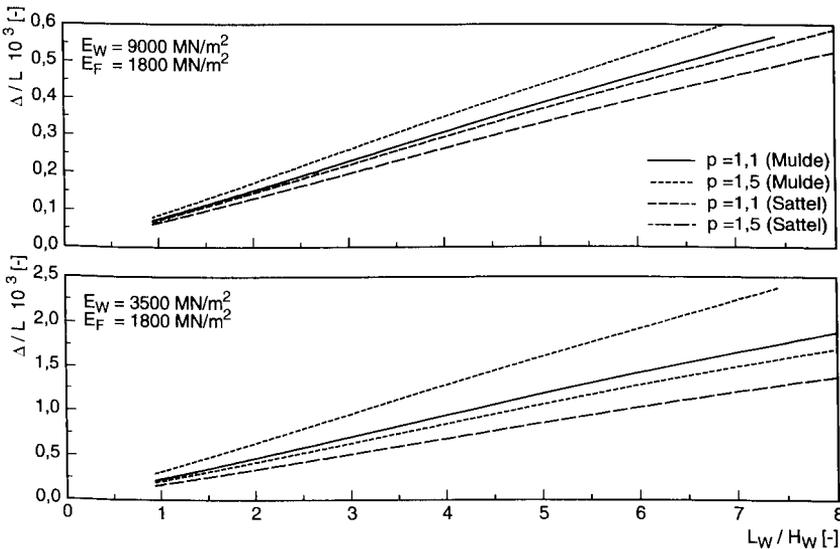


Bild 6.1: Kritische Biegestiche für Wandscheiben mit einem E-Modul  $E_W = 9000 \text{ MN/m}^2$  ( $\epsilon_{bt,W} = 0,3\%$ ) und  $E_W = 3500 \text{ MN/m}^2$  ( $\epsilon_{bt,W} = 0,3\%$ ) mit einem E-Modul der Gründung von  $E_W = 1800 \text{ MN/m}^2$  und unterschiedlichem Höhenbeiwerten  $p$

Bei der Sanierung von Gründungsmauerwerken wird häufig eine Verstärkung durch Injektion vorgenommen. Hierdurch verschiebt sich der Schwerpunkt des Gesamtsystems nach unten. Dies führt bei Muldenlage zu einem größeren, bei der Sattellage hingegen zu einem geringeren zulässigen Biegestich. Wird durch die Verstärkung

eine Erhöhung des Fundament-E-Moduls z.B. um den Faktor 2 ( $n_E = 5 > n_E 2,5$ ) erreicht, so ergeben sich die in Bild 6.2 angegebenen zulässigen Biegestiche.

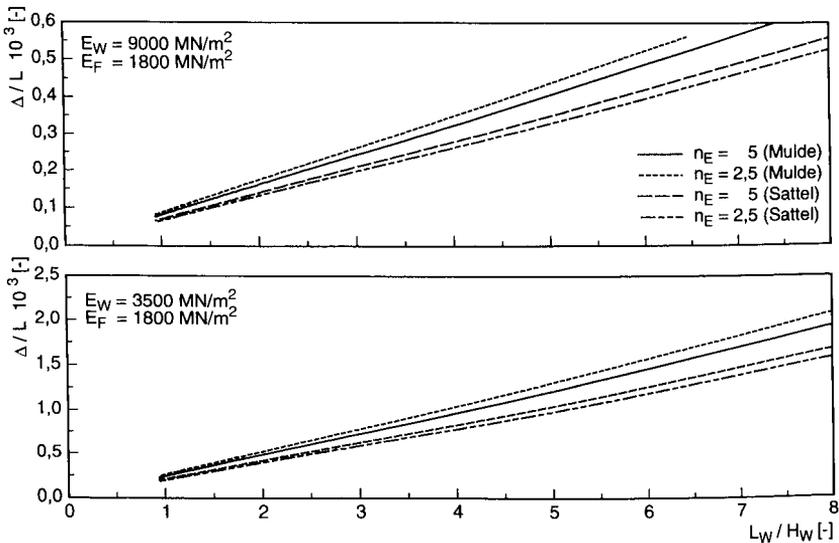


Bild 6.2: Kritische Biegestiche für Wandscheiben  $E_W = 9000 \text{ MN/m}^2$  ( $\epsilon_{bt,W} = 0,3\text{‰}$ ) und  $E_W = 3500 \text{ MN/m}^2$  ( $\epsilon_{bt,W} = 0,3\text{‰}$ ) mit einem E-Modul der Gründung von  $E_W = 1800 \text{ MN/m}^2$  und unterschiedlichem  $n_E$

#### 6.4 Biegetragfähigkeit von Wandscheibe und Gründung nach Rissbildung

Befinden sich im Mauerwerk bereits Risse (Zustand II), so kann in Abhängigkeit der bezogenen Risshöhe  $\alpha_{RW}$  das aufnehmbare Moment angegeben werden, Abschn. 5.4. Bei Quadermauerwerk bleibt die Biegetragfähigkeit bei Rissfortschritt, trotz seiner im Vergleich zum Gründungsmauerwerk geringen Zugbruchdehnung, bis zu einer Risshöhe  $0,5 H_W$  erhalten. Dagegen fällt die Biegesteifigkeit bei Bruchsteinmauerwerk nach Rissbildung exponentiell ab.

## **6.5 Vorspannen ohne Verbund**

Mit der Vorspannung ohne Verbund kann die Biegetragfähigkeit von Mauerwerk und Gründung wieder hergestellt werden. Beim Einbau der Spannglieder ist das bestehende Mauerwerk i.a. im Bereich der Lasteinleitung zu injizieren und zu vernadeln. Über die Auswahl gebräuchlicher Vorspannanker und die konstruktive Ausführung der Lasteinleitungspunkte werden in [49, 48] ausführliche Hinweise gegeben. Abschn. 5.5 enthält Hinweise zur Bestimmung der erforderlichen Vorspannkräfte, um das Biegetragverhalten von Mauerwerk und Gründung unter Zwangsbeanspruchung wieder herzustellen.

## 7 ZUSAMMENFASSUNG

Natursteinmauerwerke historischer Gebäude sind häufig durch Biegerisse geschädigt, die die Wände auf ganzer Tiefe durchtrennen. Ursache hierfür ist Zwang, der von ungleichförmigen Setzungen infolge uneinheitlichen Baugrunds, Grundwasserabsenkung u.a.m. herrührt. Da auch die Verteilung der Bauwerkslasten über die inhomogene und zum Teil mangelhafte Gründung variieren kann, entstehen Mulden- oder Sattellagen. Die Setzungsunterschiede erzeugen Zwangsreaktionen in der Gründung und der Wandscheibe.

Die in der Literatur angegebenen Grenzwerte von zulässigen Setzungsdifferenzen basieren im wesentlichen auf Beobachtungen an Bauwerken. Dabei zeigen sich bei einer Biegeschlankheit von  $L / H > 3$  im wesentlichen Biegerisse.

Eine Vorhersage zukünftiger Setzungen durch Veränderung des Grundwasserspiegels und der Belastung kann zwar erbracht werden. Für die Prognose zukünftiger Setzungen (Kriechsetzungen) sind allerdings Setzungsaufnahmen über einen längeren Zeitraum erforderlich, zudem sollte die Belastungsgeschichte des Baugrundes durch das Bauwerk bekannt sein.

Erkenntnisse zum Tragverhalten von Wandscheibe und Gründung unter Setzungszwang fehlen jedoch.

Aus diesem Grund wurde ein Versuchsstand errichtet, in dem Wandscheiben aus Natursteinmauerwerk, die in unterschiedlichen Verbänden hergestellt und auf deren Verformungs-, Riss- und Bruchverhalten untersucht wurden. Nach Rissbildung erfolgte eine Vorspannung ohne Verbund über die Stirnseiten der Wandscheiben. Die Vorspannkraft wirkt als äußere Normalkraft. Zusätzlich konnte ein Wandabschnitt der Kirche in Hedeper in situ auf seiner historischen Gründung bzw. dem Baugrund untersucht werden. Bei den Versuchen wurden im wesentlichen Biegerisse beobachtet. Mit den aus den Versuchen ermittelten Eigenschaften für Natursteinmauerwerk aus Elmkalkstein konnte ein Werkstoffmodell unter Berücksichtigung der Zugbruchdehnung entwickelt werden. Dabei zeigt sich, dass die Verbandsart einen erheblichen Einfluß auf die Zug- und Drucktragfähigkeit ausübt.

Die mechanischen Eigenschaften von Gründungsmauerwerken sind im wesentlichen unbekannt. Daher wurden die mechanischen Eigenschaften aus dem Übertragungsfaktor  $\eta$  (DIN 1053) und aus Angaben aus der Literatur abgeschätzt.

Im Tragmodell wird die Wandscheibe und die Gründung als Zweischichtsystem abgebildet. Schubkräfte bzw. Schubverformungen werden nicht berücksichtigt. Mit dem Werkstoffmodell werden analytisch kritische Verformungen bestimmt, bei denen es zur Rissbildung in der Wandscheibe kommt. Es zeigt sich, dass die Zugbruchdehnung der Wandscheibe einen erheblichen Einfluss auf den zulässigen Biegestich ( $\Delta / L$ ) ausübt.

Für den Zustand II kann mit der Lamellenmethode die Momenten-Krümmungs-Beziehung des Gesamtsystems iterativ berechnet werden. Dabei zeigt sich, dass die Tragfähigkeit von Mauerwerk und Gründung vom Verhältnis der Zugbruchdehnungen beider Bauteile bestimmt wird. Bei geringerer Zugbruchdehnung der Wandscheibe gegenüber dem Gründungsmauerwerk führt dies bis zu einer Risshöhe in der Wandscheibe von  $0,5 H_W$  kaum zu einer Verringerung des Biegemoments.

Mit den Momenten-Krümmungs-Beziehungen konnten die erforderlichen Auflasten, unter der Voraussetzung des Bodenwiderstandes in vertikaler Richtung für zwei unterschiedliche Lagerungen, bestimmt werden, um das Moment im System zu erzeugen. Mit den Auflasten in Abhängigkeit des Moments wurde die horizontale Reibung in der Sohlfuge des Fundaments ermittelt, die zur Erhöhung der Gesamttragfähigkeit führt. Allerdings zeigen die Ergebnisse, dass bei der Beurteilung der Tragfähigkeit unter Setzungszwang die horizontale Schubkraft vernachlässigt werden kann.

Mit der Vorspannung ohne Verbund kann die Biegetragfähigkeit von Mauerwerk erhöht bzw. wieder hergestellt werden.

Die Ergebnisse zeigen, dass weitergehende Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Natursteinmauerwerk im Hinblick auf die Zugbruchdehnungen erfolgen sollten. Auch das Relaxationsverhalten von Mauerwerk und Gründung ist im wesentlichen unbekannt.

Weiterhin sollten mechanische Eigenschaften historischer Gründungen – auch nach erfolgter Sanierung- ermittelt werden.

Weitergehende Untersuchungen zur Bestimmung der Grenzbiegetragfähigkeit von Mauerwerk und Gründung mit Vorspannung ohne Verbund sind erforderlich.

## 8 LITERATUR

- [1] DIN 18554-1, 12.1985: Prüfung von Mauerwerk; Ermittlung der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls.
- [2] DIN 1053-1, 11.1996: Mauerwerk - Berechnung und Ausführung.
- [3] DIN 18555-3, 9.1982: Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln; Festmörtel; Bestimmung der Biegezugfestigkeit, Druckfestigkeit und Rohdichte.
- [4] DIN 1053-3, 2.1990: Mauerwerk; Bewehrtes Mauerwerk; Berechnung und Ausführung.
- [5] DIN 52105, 8.1988: Prüfung von Naturstein; Druckversuch.
- [6] EC 6 (DIN V ENV 1996-1-1), 12.1996: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln; Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk.
- [7] DIN 18137-Teil 3, 10.1997: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Scherfestigkeit - Teil 3: Direkter Scherversuch (Norm-Entwurf).
- [8] DIN 52102, 8.1988: Prüfung von Naturstein und Gesteinskörnungen; Bestimmung von Dichte, Trockenrohddichte, Dichtigkeitsgrad und Gesamtporosität.
- [9] DIN 52101, 3.1988: Prüfung von Naturstein und Gesteinskörnungen; Probenahme.
- [10] Al Bosta, S.: Risse im Mauerwerk - Verformungsverhalten von Mauerwerkswänden infolge Temperatur und Schwinden. Düsseldorf: Werner, 1997. ISBN 3-8041-1058-4
- [11] Alfes, Ch.: Bruchmechanisches Werkverhalten von Sandstein unter Zugbeanspruchung. In: Schießl, P.; Sasse, H. R. (Hrsg.): Bd. 1. Aachen: Augustinus, 1993 (Aachener Beiträge zur Bauforschung). ISBN 3-86073-129-7
- [12] Atkinson, R. H.; Noland, J. L.; Abrams, D. P.: A Deformation Failure Theory for Stack-Bond Brick Masonry Prisms in Compression. In: Proceedings of the 7th International Brick/Block Masonry Conference. Melbourne, 1985, S. 577-592
- [13] Bachmann, M.: Bodenverformungen infolge Wassergehaltsänderungen als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton - Untersuchungen an historischen Bauwerken im südöstlichen Niedersachsen. Braunschweig: (Dissertation), Technische Universität, 1998 (Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Heft 58)

- [14] Backes, H. P.: Zugfestigkeit von Mauerwerk und Verformungsverhalten unter Zugbeanspruchung. Institut für Bauforschung (Hrsg.), TU Aachen, 1983
- [15] Behrens, S.: Aufnahme von Setzungslinien an historischen Gebäuden im südöstlichen Braunschweiger Land. Braunschweig: Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität, 1996 (unveröffentlicht)
- [16] Bernd, E.: Zur Druck- und Schubtragfähigkeit von Mauerwerk - Experimentell nachgewiesen an Strukturen aus Elbsandstein. In: Bautechnik 73 (1996), Nr. 4, S. 222-234
- [17] Bierwirth, H.: Dreiachsige Druckversuche an Mörtelproben aus Lagerfugen von Mauerwerk: Berichte aus dem konstruktiven Ingenieurbau, TU München, Heft 3, 1995. In: Grundmann, H. (Hrsg.): Bd. 3. München, 1995 (Berichte aus dem konstruktiven Ingenieurbau, TU München)
- [18] Borrmann, M.: Historische Pfahlgründungen - Untersuchung zur Geschichte einer Fundamentierungstechnik, dargestellt an römischen, mittelalterlichen und neuzeitlichen Beispielen, hauptsächlich aus dem süddeutschen Raum / Institut für Baugeschichte (Hrsg.). Bd. 3. Karlsruhe: Universität (TH), 1992 (Materialien zu Bauforschung und Baugeschichte)
- [19] Boussinesq, J.: Applications des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. Paris: Gauthier-Villars, 1885
- [20] Buisman, A. S. K.: Results of Long-Duration Settlement Tests. In: Proc. 1st Intern. Conf. on Soil Mechanics. Cambridge, Mass., 1936, S. 103-106
- [21] Burland, J.; Wroth, C.: Settlement of Buildings and Associated Damage. In: Conf. Settlement of Structures (Review Paper). Cambridge, 1974, S. 611-654
- [22] Buß, J.: Berechnung von elastisch gebetteten Platten nach dem Bettungs- und Steifemodulverfahren mit der Finiten Element Methode, (Programm Platte, Version 3.00). Braunschweig, 1999
- [23] Christow, C. K.: Anwendung der Methode "spezifische Setzung" zur Ermittlung der Setzungen infolge einer Grundwasserabsenkung. In: Bautechnik (1969), Nr. 10, S. 347-348
- [24] Conrad, D.: Kirchenbau im Mittelalter - Bauplanung und Bauausführung. 1. Aufl. Leipzig: Edition, 1990. ISBN 3-361-00307-5
- [25] Dhanasekar, M.; Page, A. W.; Kleeman, P. W.: The failure of brick masonry under biaxial stresses. In: Proc. / Instit. Civ. Eng. 79 (1985), Nr. 6, S. 295-313
- [26] Dialer, C.: Bruch- und Verformungsverhalten von schubbeanspruchten Mauerwerksscheiben, zweiachsige Versuche an verkleinerten Mauerwerksscheiben. Bd. 1. Technische Universität München: Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, 1990

- [27] D.I.E. CAD und Statik Software GmbH: XSCHEIBE - FEM Scheibenberechnungen. Bochum, 1999
- [28] Dold, J.: Photogrammetrische Deformationsmessungen von Mauerwerksverformungen. Technische Universität Braunschweig: Institut für Photogrammetrie und Bildverarbeitung, 1992
- [29] Dold, J.; Reinking, J.; Warnecke P.: The Anaysis of high Precision Photogrammetric Deformation Measurments of Masonry Walls. In: Teskey, B.; Chrzanowski, D. (Hrsg.): Proceedings of the 7th International FIG-Symposium on Deformation Measurements : 2.-6.5.1993. Banf, Alberta, 1993
- [30] Dörken, W.: Grundbau in Beispielen - Teil 2. 1. Aufl. Düsseldorf: Werner, 1995. ISBN 3-8041-1371-0
- [31] Duddeck, H.; Ahrens, H.: Statik der Stabtragwerke. In: Beton-Kalender. Berlin: Ernst & Sohn, 1994, S. 261-376
- [32] Ebner, B.: Das Tragverhalten von mehrschaligem Bruchsteinmauerwerk im regelmäßigen Schichtenverband. Bd. 24. Berlin: Technische Universität, 1996 (Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau).-ISBN 3-7983-1684-8
- [33] Egermann, R.: Tragverhalten mehrschaliger Mauerwerkskonstruktionen. In: Wenzel, F. (Hrsg.): Institut für Tragkonstruktion - Aus Forschung und Lehre. Bd. 29. Karlsruhe: Universität (TH), 1995
- [34] Eligehausen, R.; Gerster, R.: Das Bewehren von Stahlbetonbauteilen : Erläuterungen zu verschiedenen gebräuchlichen Bauteilen. Bd. 399. Berlin: Beuth, 1993 (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton). ISBN 3-410-65599-9
- [35] Franke, E.: Überlegungen zu Bewertungskriterien für zulässige Setzungsdifferenzen. In: Geotechnik 3 (1980), Nr. 2, S. 53-59
- [36] Ganz, R.: Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub / Thürlimann, B. (Hrsg.). Basel: Birkhäuser, 1985 (Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich). ISBN 3-7643-1782-5
- [37] Ganz, R.; Thürlimann, B.: Versuche an Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Querkraft / Thürlimann, B. (Hrsg.). Basel: Birkhäuser, 1984 (Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich). ISBN 3-7643-1665-9
- [38] Glitza, H.: Druckbeanspruchung parallel zur Lagerfuge. In: Funk, P. (Hrsg.): Mauerwerk-Kalender. Berlin: Ernst & Sohn, 1988. ISBN 3-433-01105-2, S. 489-496
- [39] Goldscheider, M.: Bodenmechanische Untersuchungen bei Setzungsschäden. In: Gudehus, G. (Hrsg.): Geotechnik in der Denkmalpflege. Berlin: Ernst & Sohn, 1994. ISBN 3-433-01247-0, S. 23-35
- [40] Goldscheider, M.: Historische Gründungen - Bauweisen, Beurteilung, Erhaltung und Instandsetzung. In: Wenzel, F. (Hrsg.): Bergbau und Denkmal.

- Bd. 2. Karlsruhe, 1994 (SFB 315 "Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke"), S. 39-47
- [41] Grant, R.; Christian, J. T.; Vanmarcke, E. H.: Differential Settlement of Buildings. In: Journal of the Geotechnical Engineering division (1974), Nr. 9, S. 973-991
- [42] Graßhoff, H.: Setzungsberechnungen starrer Fundamente mit Hilfe des "kennzeichnenden Punktes". In: Bauingenieur (1955), Nr. 2, S. 53-54
- [43] Graßhoff, H.; Kany, M.: Berechnung von Flachgründungen. In: Smolczyk, U. (Hrsg.): Grundbautaschenbuch. 4. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn, 1997. ISBN 3-433-01444-2, S. 73-188
- [44] Grimm, K.: Historische Mörtel - Auswertung von Untersuchungsergebnissen hinsichtlich historischer und geographischer Herkunft. Braunschweig: Technische Universität (Studienarbeit), 1989
- [45] Gudehus, G.: Bodenmechanik. Stuttgart: Enke, 1981. ISBN 3-432-92181-0
- [46] Gudehus, G.; Goldscheider, M.; Krieg, S.; Ladjarevic, M.: Baugrund- und Gründungsschwächen. In: Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke - Bauefuge, Konstruktion, Werkstoffe, Arbeits- und Ergebnisbericht für die Jahre 1994 - 1996. Karlsruhe, 1997, S. 207-249
- [47] Gunkler, E.: Zur nachträglichen Erhöhung der Biegetragfähigkeit von Mauerwerkswänden durch bewehrte Ergänzungsschichten. Bd. 98. Braunschweig: Technische Universität, 1992 (Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz). ISBN 3-89288-074-3
- [48] Gunkler, E.: Vorgespanntes Mauerwerk. In: Irmschler, H.-J.; Schubert, P. (Hrsg.): Mauerwerk Kalender 2000. Bd. 25. Berlin: Ernst & Sohn, 1999. ISBN 3-433-01437, S. 333-359
- [49] Haller, J.: Untersuchungen zum Vorspannen von Mauerwerk historischer Bauten. TH Karlsruhe: Dissertation, 1981
- [50] Hariri, K.: Bruchmechanisches Verhalten jungen Betons - Laser-Speckle-Interferometrie und Modellierung der Rissprozesszone. Braunschweig: (Dissertation), Technische Universität, 2000
- [51] Hariri, M.: Die Problematik zulässiger Setzungen am Bauwerke. Braunschweig: Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität, 1995 (unveröffentlicht)
- [52] Hemler, O.; Bachmann, M.; Rodatz, W.: Gutachten über die Ursachen von Schäden am Kirchengebäude der Ortschaft Hedeper. TU Braunschweig: Institut für Grundbau und Bodenmechanik, 1993

- [53] Henning, W.: Zwanggrissbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten . Bd. 79. Braunschweig, 1987 (Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz). ISBN 3-89288-025-5
- [54] Hilsdorf, H. K.: Investigation into the Failure Mechanism of Brick Masonry Loaded in Axial Compression. In: International Conference on Masonry Structural Systems. Texas, 1967
- [55] Hofmann, P.; Stöckel, S.: Versuche zum Haftscherverhalten der Lagerfugen von Mauerwerk / Kupfer, H. (Hrsg.). TU München: Lehrstuhl für Massivbau, 1985
- [56] Kany, M.: Berechnung von Flächengründungen . Bd. 1. 2. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn, 1974. ISBN 3-433-00674-1
- [57] Kiesow, G.: Naturwerkstein in der Denkmalpflege: Handbuch für den Steinmetz und Steinbildhauer, Architekten und Denkmalpfleger / Kiesow, G. (Hrsg.). 2. Aufl. Ulm: Ebner, 1988. ISBN 3-87188-140-6
- [58] Klobe, B.; Gudehus, G.: Langzeitmessungen historischer Bauwerke auf weichen Böden. In: Erhalten historischer bedeutsamer Bauwerke, SFB 315. Berlin: Ernst & Sohn, 1993. ISBN 3-433-01256-3, S. 201-212
- [59] Knöfel, D.; Schubert, P.: Anforderungen, Prüfverfahren und Beurteilung. In: Knöfel, D.; Schubert, P. (Hrsg.): Handbuch - Mörtel in der Denkmalpflege. Berlin: Ernst & Sohn, 1993. ISBN 3-433-0127-2, S. 87-160
- [60] Knöfel, D.: Alte und neue Mörtel - Materialkundliche Untersuchungen und Empfehlungen für Instandsetzungsmörtel. In: Untersuchungen an Material und Konstruktion historischer Bauwerke. Karlsruhe, 1991, S. 32-38
- [61] Kolb, H.: Ermittlung der Sohreibung von Gründungskörpern unter horizontalem kinematischen Zwang. Stuttgart: Universität, 1988 (Mitteilung: Institut für Geotechnik Stuttgart, Heft 28). ISBN 3-921837-28-6
- [62] König, G.; Sherif, G.: Erfassung der wirklichen Verhältnisse bei der Berechnung von Gründungsplatten. In: Bauingenieur (1975), Nr. 50, S. 93-100
- [63] Krieg, S.; Goldschneider, M.: Bodenviskosität und ihr Einfluss auf das Tragverhalten von Pfählen. In: Bautechnik (1998), Nr. 10
- [64] Leussink, H.: Ergebnisse von Setzungsmessungen an Hochbauten / Leussink, H. (Hrsg.). Karlsruhe, 1963 (Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau, Heft 13)
- [65] Macleod, I. A.; Abu-El-Magd, S. A.: The behaviour of brick walls under conditions of settlement. In: Structural Engineer 58 (1980), Nr. 9, S. 279-286
- [66] Mann, W.: Zum Tragverhalten von Mauerwerk aus Naturstein. In: Funk, P. (Hrsg.): Mauerwerk Kalender. Berlin: Ernst & Sohn, 1983 , S. 675-685

- [67] Mann, W.: Zug- und Biegezugfestigkeit von Mauerwerk - theoretische Grundlage und Vergleich mit Versuchsergebnissen. In: Funk, P. (Hrsg.): Mauerwerk-Kalender. Berlin: Ernst & Sohn, 1992, S. 601-607
- [68] Mann, W.; Müller, H.: Schubtragfähigkeit von Mauerwerk. In: Funk, P. (Hrsg.): Mauerwerk-Kalender. Berlin: Ernst & Sohn, 1978, S. 35-65
- [69] Meyer, U.: Bewehrtes Ziegelmauerwerk - Anwendungsmöglichkeiten und Entwicklungstendenzen. In: Wittmann, F. H. (Hrsg.): Werkstoffwissenschaften und Bauinstandsetzen. Bd. 2. Freiburg: AEDIFICATIO, 1996. ISBN 3-931681-10-6, S. 1039-1050
- [70] Meyer, U.: Zur Rissbreitenbeschränkung durch Lagerfugenbewehrung in Mauerwerksbauteilen / Sasse, H. R.; Schießl, P. (Hrsg.). Bd. 6. 1. Aufl. Aachen: Augustinus, 1996 (Aachener Beiträge zur Bauforschung). ISBN 3-86073-134-3
- [71] Meyerhoff, G. G.: Some Recent Foundation Research and its Application to Design. In: The Structural Engineer (1953), Nr. 6, S. 151-167
- [72] Nendza, H.: Baugrund und Gründung historischer Bauwerke auf der Grundlage sorgfältiger Voruntersuchungen. In: Wenzel, F. (Hrsg.): Bergbau und Denkmal. Bd. 1. Karlsruhe, 1992 (SFB 315 "Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke"), S. 75-82
- [73] Neuber, H.: Setzungen von Bauwerken und ihre Vorhersage. Bd. 19. Berlin: Ernst & Sohn, 1961 (Berichte aus der Bauforschung)
- [74] Ohler, A.: Tragfähigkeit und Bemessung von mittig gedrückten bewehrten Mauerwerkspfählen. In: Mitteilungen des Fachgebietes Statik der Hochbaukonstruktionen. Bd. 3. Kaiserslautern: Universität (Dissertation), 1984
- [75] Page, A. W.: The biaxial compressive strength of brick masonry. In: Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Bd. 2, 1. Aufl., 1981, S. 893-906
- [76] Pieper, K.: Sicherung historischer Bauten. Berlin: Ernst & Sohn, 1983. ISBN 3-433-00967-8
- [77] Polshin, D. E.; Tokar, R. A.: Maximum Allowable Non-Uniform Settlements of Structures. In: Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1957, S. 402-405
- [78] Pöschel, G.; Sabha, A.: Ein theoretisches Modell zum Tragverhalten von Elbsandsteinmauerwerk. In: Wenzel, F. (Hrsg.): Erhalten historischer bedeutsamer Bauwerke, SFB 315. Berlin: Ernst & Sohn, 1995. ISBN 3-453-01258-X, S. 111-118
- [79] Prinz, H.: Abriss der Ingenieurgeologie: mit Grundlagen der Boden- und Felsmechanik, des Erd-, Grund- und Tunnelbaus sowie der Abfalldeponien. 3. Aufl. Stuttgart: Enke, 1997. ISBN 3-432-92333-3

- [80] Probst, P.: Ein Beitrag zum Bruchmechanismus von zentrisch gedrücktem Mauerwerk. München: Technische Universität (Dissertation), 1981
- [81] Reinhardt, M.; Weber, P.: Zustand und Verhalten des Gründungsbereiches älterer Staumauern in Nordrhein-Westfalen. In: 7. Nationales Felsmechanik Symposium. Essen, 1987, S. 203-210
- [82] Reinking, J.: Geodätische Analyse inhomogener Deformationen mit nichtlinearen Transformationsfunktionen. Bd. 413. München: Beck, 1994 (Deutsche Geodätische Kommission bei der Bayerischen Akademie der Wissenschaften : Reihe C). ISBN 3-7696-9458-9
- [83] Rodatz, W.: Vorlesungsumdruck "Grundbau, Bodenmechanik, Unterirdisches Bauen" Studienunterlagen für das Vertiefungsstudium. Braunschweig: Technische Universität, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, 1998
- [84] Rostásy, F. S.; Wigger, H.; Warnecke, P.: Konsolidierung von Natursteinmauerwerk - Möglichkeiten, Risiken und Wechselwirkung Tragwerk/Baugrund. In: Gudehus, G. (Hrsg.): Geotechnik in der Denkmalpflege. Berlin: Ernst & Sohn, 1994. ISBN 3-433-01247-0, S. 81-96
- [85] Rostásy, F. S.; Gutsch, A.; Krauß, M.: Restraint Interaction of Slabs with Soil and Piles during Early Age - 2. Draft Report March 1999. Braunschweig: Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1999 (IPACS, BRPR-97-0437)
- [86] Rybicki, R.: Schäden und Mängel an Baukonstruktionen. 1. Aufl. Düsseldorf: Werner, 1972. ISBN 3-8041-3009-7
- [87] Rybicki, R.: Bauschäden an Tragwerken: Analyse und Sanierung, Teil 1. Mauerwerk und Gründung. Düsseldorf: Werner, 1978. ISBN 3-8041-3020-8
- [88] Rybicky, R.: Setzungsschäden an Gebäuden - Ursachen und Planungshinweise. In: Oswald, R.; Schild, E. (Hrsg.): Aachener Bausachverständigentage 1985 - Rissbildungen und andere Zerstörungen der Bauteiloberfläche. Wiesbaden: Bauverlag, 1985, S. 58-67
- [89] Sabha, A.; Schöne, I.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Mauerwerk aus Sandstein. In: Bautechnik 71 (1994), Nr. 3, S. 161-166
- [90] Sabha, A.; Weigert, A.: Einfluss der Steinhöhe auf das Tragverhalten einschaligen Mauerwerks. In: Wenzel, F. (Hrsg.): Erhalten historischer bedeutsamer Bauwerke, SFB 315. Berlin: Ernst & Sohn, 1997. ISBN 3-443-01633-X, S. 249-260
- [91] Schäfer, J.; Hilsdorf, H. K.: Historische Mörtel in historischem Mauerwerk. In: Wenzel, F. (Hrsg.): (Erhalten historischer bedeutsamer Bauwerke, Jahrbuch 1989). Berlin: Ernst & Sohn, 1990. ISBN 3-433-01118-4, S. 63-72
- [92] Scheidegger, F. (Hrsg.): Aus der Geschichte der Bautechnik - Grundlagen. Bd. 1. 2. Aufl. Basel: Birkhäuser, 1994. ISBN 3-7643-5069-5

- [93] Schmidt, H.-H.: Grundlagen der Geotechnik : Bodenmechanik - Grundbau - Erdbau. Stuttgart: Teubner, 1996. ISBN 3-519-05019-6
- [94] Schubert, P.: Beurteilung der Druckfestigkeit von ausgeführtem Mauerwerk aus künstlichen Steinen und Natursteinen. In: Funk, P. (Hrsg.): Mauerwerk-Kalender 1995. 20. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn, 1995. ISBN 3-433-01432-9, S. 687-708
- [95] Schubert, P.: Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauerstein und Mauermörtel. In: Funk, P. (Hrsg.): Mauerwerk-Kalender. Bd. 22. Berlin: Ernst & Sohn, 1997. ISBN 3-433-01434-5, S. 55-69
- [96] Schubert, P.: Zur Schubtragfähigkeit von Mauerwerk. In: Funk, P. (Hrsg.): Mauerwerk-Kalender 1998. 23. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn, 1998. ISBN 3-433-01435-3, S. 733-747
- [97] Schubert, P.; Glitza, H.: Untersuchungen zur Rissicherheit von Mauerwerkskonstruktionen bei Formänderungsunterschieden in vertikaler Richtung. In: Bautechnik (1979), Nr. 10, S. 325-331
- [98] Schulze, E.: Die zulässigen Setzungen von Bauwerken. In: Bauingenieur 32 (1957), Nr. 5, S. 176-177
- [99] Schütte, J.: Einfluss der Lagerungsbedingungen auf Zwang in Betonbodenplatten. Bd. 132. Braunschweig, 1997 (Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig). ISBN 3-89288-111-1
- [100] Sherif, G.: Setzungsschäden an Industrie- und Hochbauten. Aachen: (Dissertation), RWTH, 1972
- [101] Simons, H.-J.: Einige Hinweise zum Entwurf Weißer Wannen. In: Beton- und Stahlbeton 88 (1993), Nr. 8, S. 205-210
- [102] Skempton, A. W.; Mc Donald, D. H.: The Allowable Settlements of Buildings. In: Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Bd. 3. London: NN, 1956 (Structural and Building Division Meeting), S. 727-784
- [103] Snelthage, R. (Hrsg.): Jahresberichte aus dem Forschungsprogramm Steinzerfall - Steinkonservierung : Ein Förderprojekt des Bundesministers für Forschung und Technologie. Bd. 1. Berlin: Ernst & Sohn, 1991. ISBN 3-433-01170-2
- [104] Snelthage, R. (Hrsg.): Jahresberichte aus dem Forschungsprogramm Steinzerfall - Steinkonservierung : Ein Förderprojekt des Bundesministers für Forschung und Technologie. Bd. 3. Berlin: Ernst & Sohn, 1991. ISBN 3-433-01244-X
- [105] Snelthage, R. (Hrsg.): Jahresberichte aus dem Forschungsprogramm Steinzerfall - Steinkonservierung : Ein Förderprojekt des Bundesministers für Forschung und Technologie. Bd. 2. Berlin: Ernst & Sohn, 1992. ISBN 3-433-01243-1

- [106] Sommer, H.: Neuere Erkenntnisse über zulässige Setzungsunterschiede von Bauwerken, Schadenskriterien. In: Baugrundtagung der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.. Essen, 1978, S. 695-724
- [107] Teitge, I.; Vorpahl, H.: Vorspannverluste bei Fundamentplatten infolge reibungsbedingter Dehnungsbehinderung. In: Bauplanung - Bautechnik 43 (1989), Nr. 1, S. 9-13
- [108] Terzaghi, K.; Peck, R. B.: Soil Mechanics in Engineering Practice. New York: Wiley & Sons., 1948
- [109] Terzaghi, K.: The Actual Factor of Safety in Foundations. In: The Structural Engineer (1935), Nr. 13, S. 126-160
- [110] Terzaghi, K.; Peck, R. B.: Die Bodenmechanik in der Baupraxis. Berlin: Springer, 1961
- [111] Thiele, R.: Zustandsuntersuchungen von Gründungselementen aus Mauerwerk und Holz. In: Gudehus, G. (Hrsg.): Geotechnik in der Denkmalpflege. Berlin: Ernst & Sohn, 1994. ISBN 3-433-01247-0, S. 37-49
- [112] Twelmeier, H.: Einfluss von großen Stegaussparungen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonträgern / Institut f. Statik (Hrsg.). Braunschweig, 1985
- [113] Uffenkamp, V.: Photogrammetrische Deformationsmessungen von Mauerwerksverformungen - Kirchenmauer Hedeper. Aalen: Imetric 3D Bildmesstechnik, 1995
- [114] Uffenkamp, V.: Photogrammetrische Deformationsmessungen von Mauerwerksverformungen - Abschlußbericht. TU Braunschweig: Institut für Photogrammetrie und Bildverarbeitung, 1995
- [115] Uffenkamp, V.: Photogrammetrische Deformationsmessungen von Mauerwerksverformungen - Ergebnisbericht. Aalen: Imetric 3D Bildmesstechnik, 1996
- [116] Wahls, H.-E.; Asce, F.: Tolerable settlement of buildings. In: Journal of the geotechnical engineering division 107 (1981), Nr. 11, S. 1489-1504
- [117] Warnecke, P.; Rostásy, F. S.: Wirkungsmodelle für die Konsolidierung historischen Mauerwerks. In: Wittmann, F. H. (Hrsg.): Werkstoffwissenschaften und Bauinstandsetzen. Bd. 2. Freiburg: AEDIFICATIO, 1996. ISBN 3-931681-10-6, S. 1009-1016
- [118] Warnecke, P.: Tragverhalten und Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk. Braunschweig: (Dissertation), Technische Universität, 1995
- [119] Wester-Ebbinghaus, W.: Bündeltriangulation mit gemeinsamer Ausgleichung photogrammetrischer und geodätischer Beobachtung. In: Vermessungswesen 110 (1985), Nr. 3, S. 101-111

- [120] Wichert, H.-W.: Einfluss der Alterung auf die Tragfähigkeit von historischen Spickpfahl-Gründungen / Rodatz, W. (Hrsg.). Braunschweig: Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität, 1988
- [121] Wigger, H.: Setzungsrisse an historischen Bauwerken - in situ Versuch an der Kirche in Hedeper. In: Rodatz, W. (Hrsg.): Bd. 50. TU Braunschweig: Institut für Grundbau und Bodenmechanik, 1996, S. 259-271
- [122] Wisser, S.; Knöfel, D.: Untersuchungen an historischen Putz- und Mauer-  
mörteln. Tl.1 - Analysengang. In: Bautenschutz + Bausanierung 10 (1987),  
Nr. 3, S. 124-126
- [123] Worbs, T.: Auswertung von Versuchsergebnissen zu Setzungsdifferenzen  
an Natursteinmauerwerk. TU Braunschweig: Institut für Baustoffe, Massiv-  
bau und Brandschutz (Diplomarbeit), 1997

## **ANHANG**

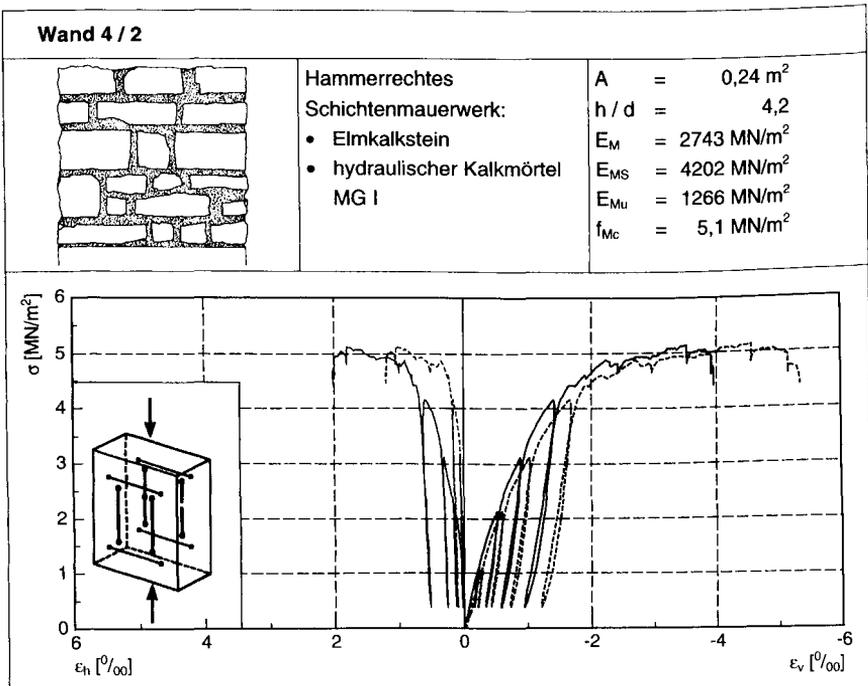
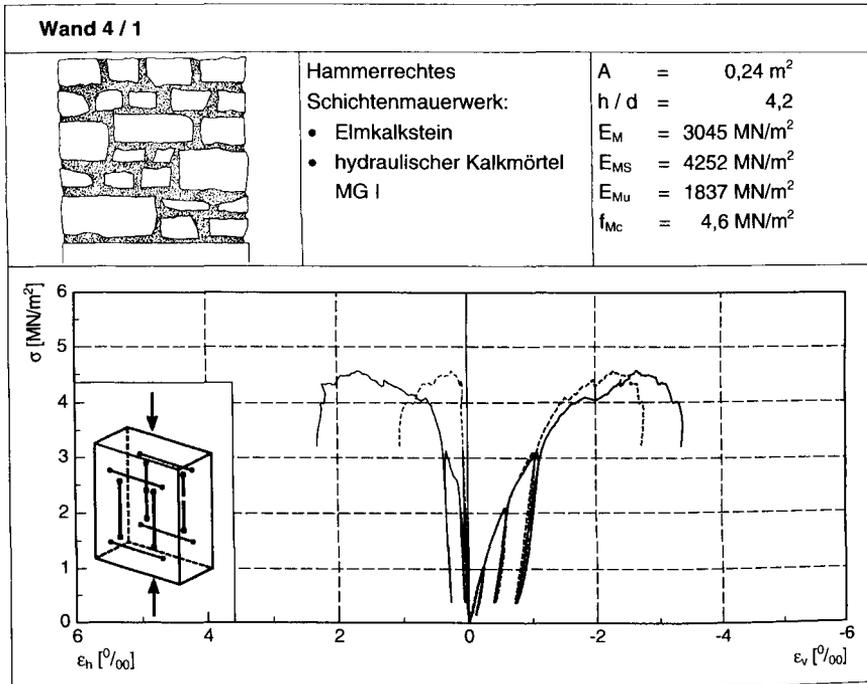
- A Kennwerte zur Setzungsaufnahme an Natursteinmauerwerken im südöstlichen Niedersachsen
- B Einschalige Prüfkörper unter zentrischer Druckbelastung
- C Dehnungen und Rissbilder der untersuchten Mauerwerke im Labor
- D Ermittelte Momenten-Krümmungsbeziehung für Quader- und Bruchsteinmauerwerk mit unterschiedlichen Fundamenteigenschaften

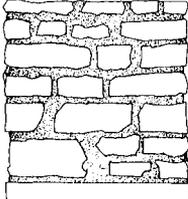
Tabelle A 1: Kennwerte zur Setzungsaufnahme an Natursteinmauerwerken im südöstlichen Niedersachsen

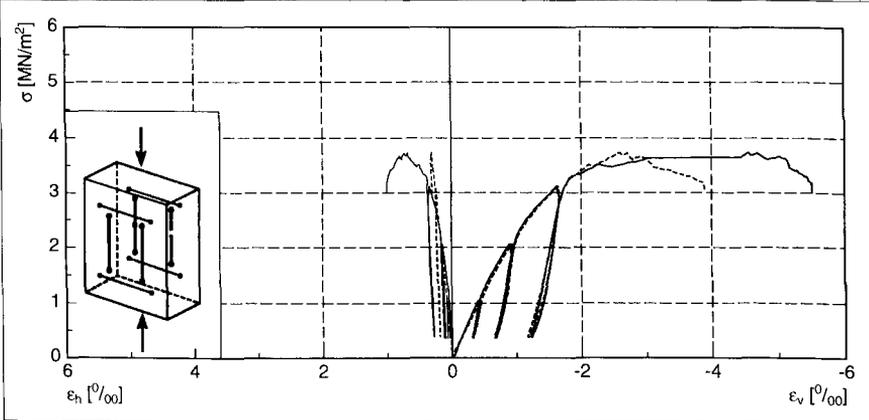
Kirche		Abmessungen			Winkel- verdrehung	Biege- radius	Stich	bez. Länge	Biege- schlankheit	Biegestich	Bemerkung
		L	H	L/H	$\beta$	R	$\Delta$	L'	L'/H	$\Delta/L'$	
		[m]	[m]	[-]	$10^{-3}$ [-]	[m]	[cm]	[m]	[-]	$10^{-3}$ [-]	
Atzum	N	23,4	4,4	5,3	-13,5	168	3,65	7,00	1,59	5,21	R.
					1,1	-541	-1,85	9,00	2,05	-2,06	R.
					-4,3	392	1,65	7,38	1,68	2,24	R.
	S	23,1	4,4	5,3	3,2	-267	-1,12	5,00	1,14	-2,25	R.
					-6,8	621	2,88	12,00	2,73	2,40	R.
					1,1	-355	-0,93	6,10	1,39	-1,52	R.
Barbecke	N	26,5	8,8	3,0	29,4	-916	-8,35	26,50	3,01	-3,15	R.
	S	26,5	8,8	3,0	15,2	-1343	-4,58	26,50	3,01	-1,73	R.
Giltzum	N	17,5	4,0	4,4	7,5	-172	-6,24	9,27	2,32	-6,73	R.
					7,5	-401	-1,78	8,20	2,05	-2,17	R.
	S	17,3	4,3	4,0	5,3	-435	-2,59	9,91	2,30	-2,61	R.
					12,0	217	1,27	5,31	1,23	2,40	R.
Hasselfelde	N	31,0	8,4	3,7	-	-1042	-1,43	12,00	1,43	-1,19	R.
	S	31,0	8,4	3,7	2,8	-738	-1,36	9,00	1,07	-1,51	R.
					7,3	1012	2,42	14,00	1,67	1,73	R.
Hedeper	S	24,4	6,5	3,8	2,5	-3046	-1,52	19,85	3,05	-0,77	1984
					3,1	-2590	-1,98	20,40	3,14	-0,97	1994
Ingeleben	S	13,0	5,0	2,6	2,3	-1286	-0,35	6,00	1,20	-0,58	k. R.
					2,3	-1869	-0,80	12,00	2,40	-0,66	k. R.
Twieflingen	N	18,6	4,5	4,1	9,8	-438	-1,83	8,00	1,78	-2,28	k. R.
	S	16,9	4,5	3,8	-4,3	-1307	-1,88	14,00	3,11	-1,34	k. R.
Uehrde	N	18,5	6,3	2,9	14,3	1719	1,96	16,50	2,62	1,19	R.
	S	12,9	6,3	2,0	1,9	-1784	-0,46	9,00	1,43	-0,51	R.
					1,9	371	0,47	3,90	0,62	1,21	R.
Wittmar	N	9,6	6,3	1,5	1,5	563	0,20	3,00	0,48	0,67	R.
					1,5	200	0,69	3,50	0,56	1,97	R.
	S	12,7	6,3	2,0	4,3	-507	-0,48	4,50	0,72	-1,06	R.
					3,0	840	0,33	5,00	0,80	0,67	R.

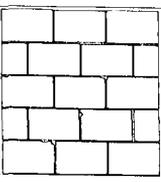
\* Risse vorhanden

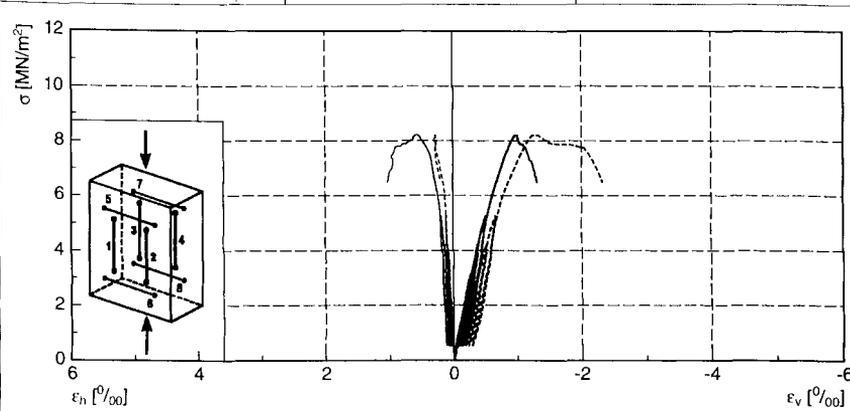
\*\* keine Risse vorhanden

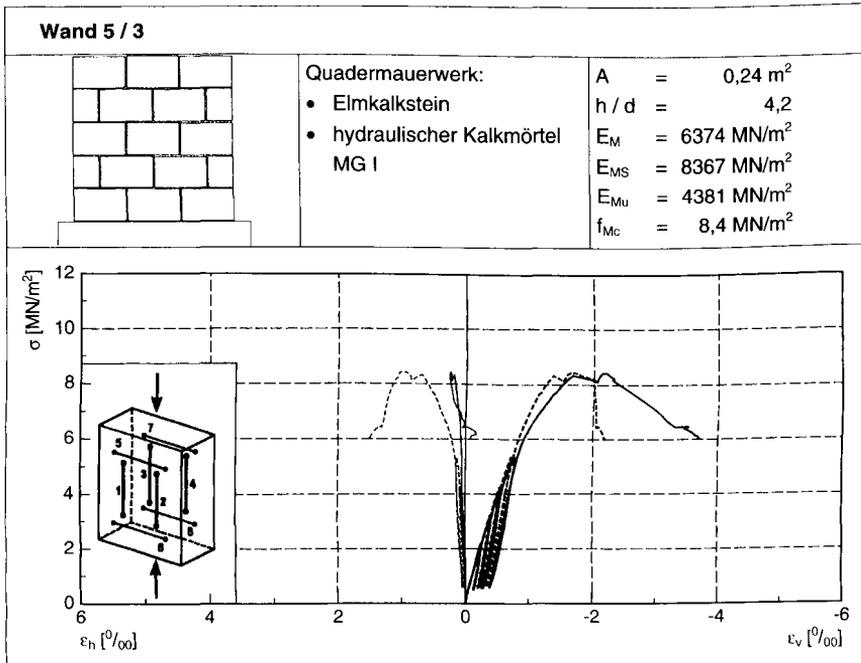
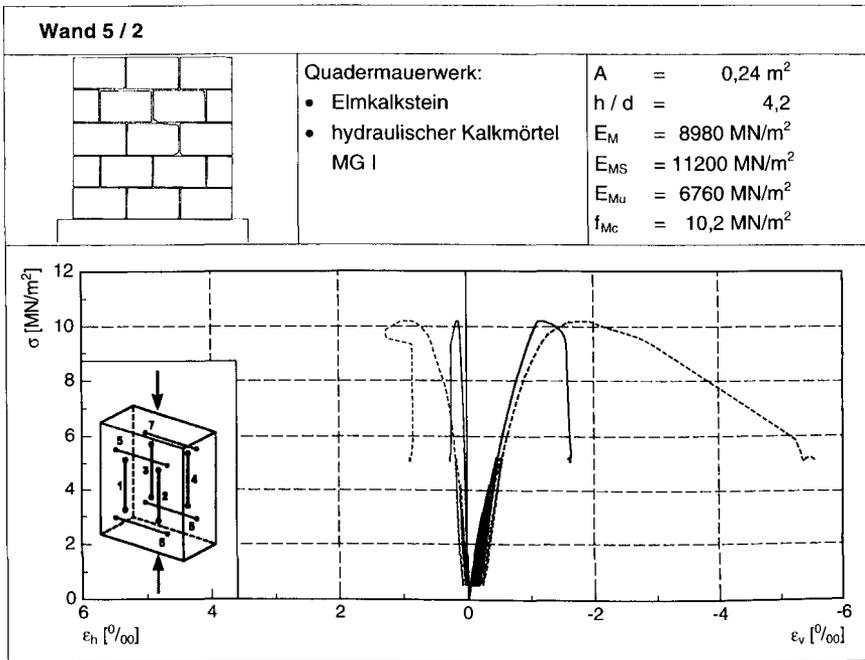


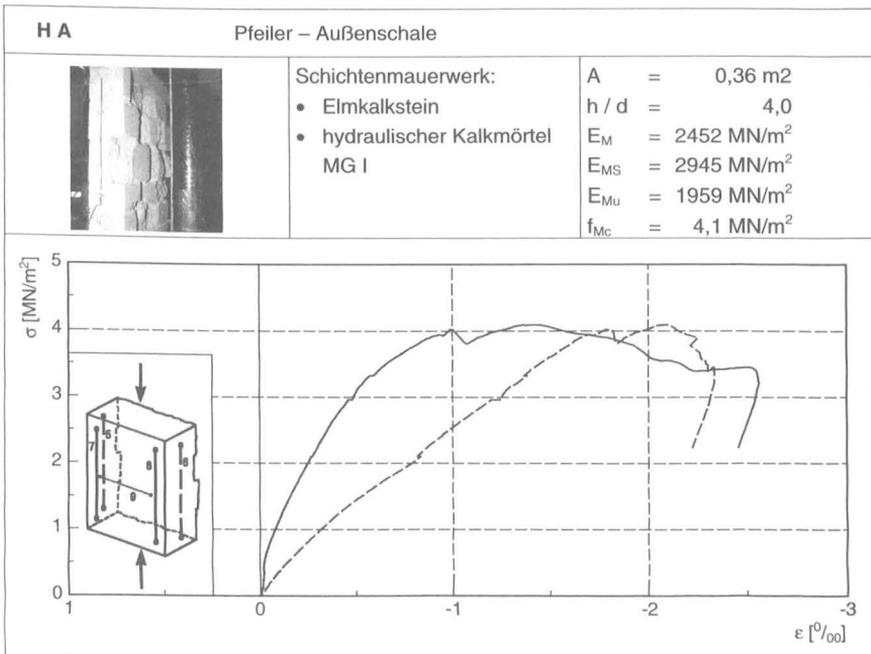
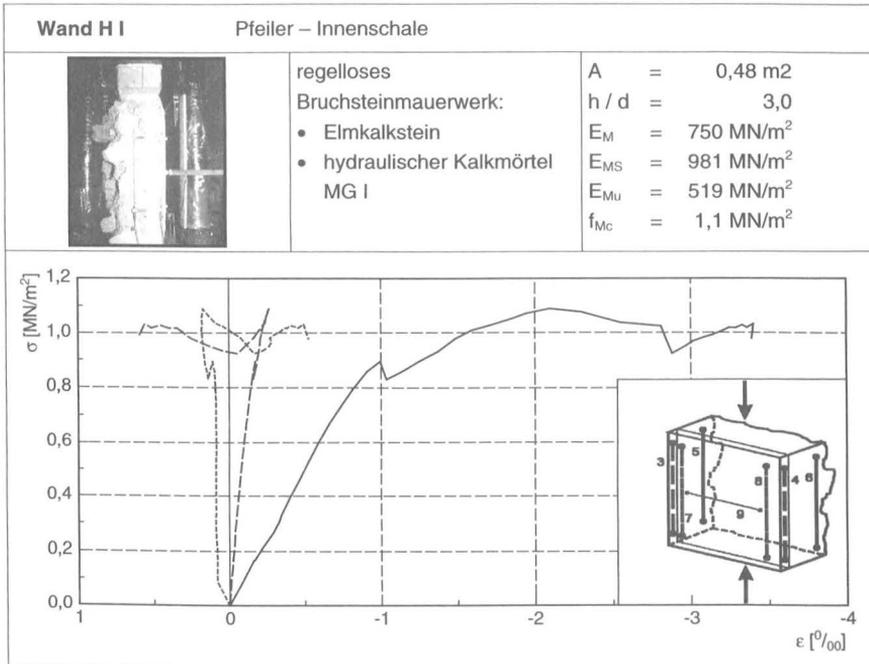
<b>Wand 4 / 3</b>		
	Hammerrechtes Schichtenmauerwerk:	$A = 0,24 \text{ m}^2$
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Elmkalkstein</li> <li>• hydraulischer Kalkmörtel MG I</li> </ul>	$h / d = 4,2$ $E_M = 1752 \text{ MN/m}^2$ $E_{MS} = 2463 \text{ MN/m}^2$ $E_{Mu} = 1042 \text{ MN/m}^2$ $f_{Mc} = 3,7 \text{ MN/m}^2$



<b>Wand 5 / 1</b>		
	Quadermauerwerk:	$A = 0,24 \text{ m}^2$
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Elmkalkstein</li> <li>• hydraulischer Kalkmörtel MG I</li> </ul>	$h / d = 4,2$ $E_M = 8454 \text{ MN/m}^2$ $E_{MS} = 9694 \text{ MN/m}^2$ $E_{Mu} = 7215 \text{ MN/m}^2$ $f_{Mc} = 8,2 \text{ MN/m}^2$







## C 1 DEHNUNGEN UND RISSBILDER DER UNTERSUCHTEN MAUERWERKE IM LABOR

### C 1.1 Horizontale Dehnungen

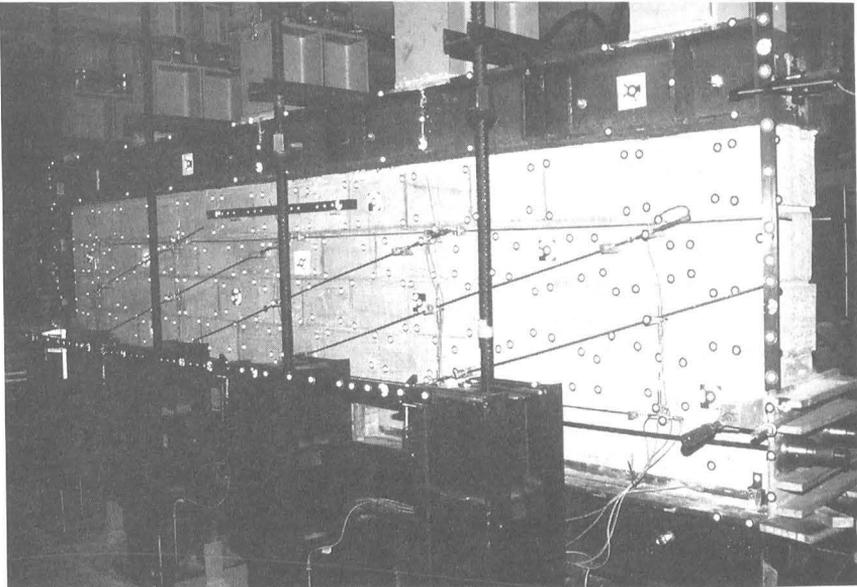


Bild C 1: Versuchswand mit Lage der Messstellen

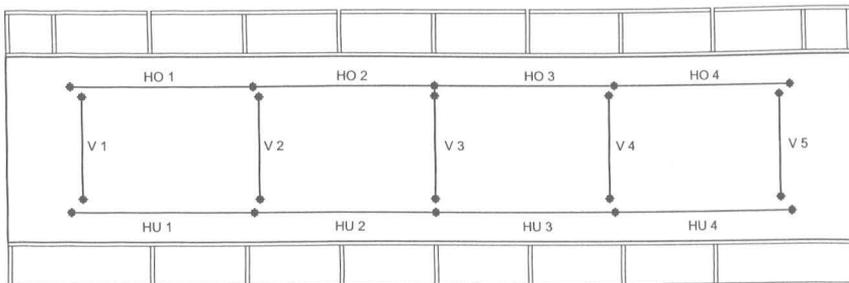


Bild C 2: Lage der horizontalen und vertikalen Messstellen

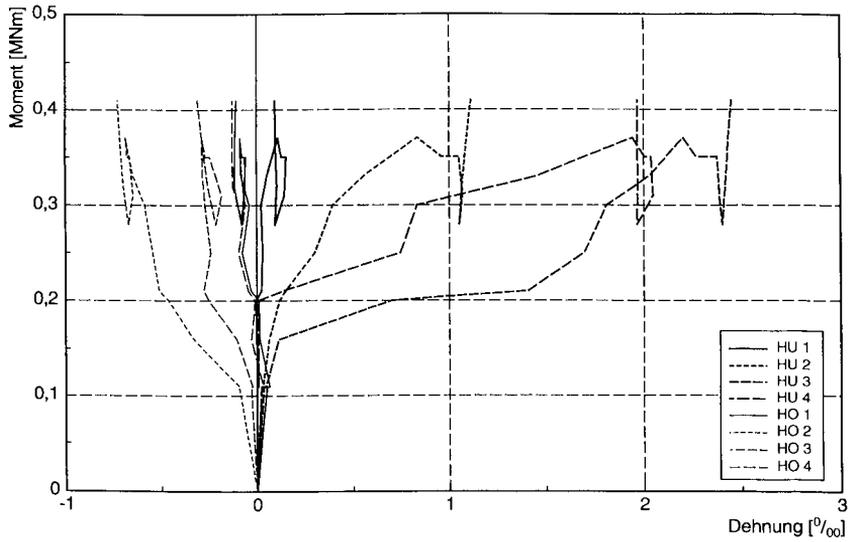


Bild C 3: Horizontale Dehnungen (Wand 1)

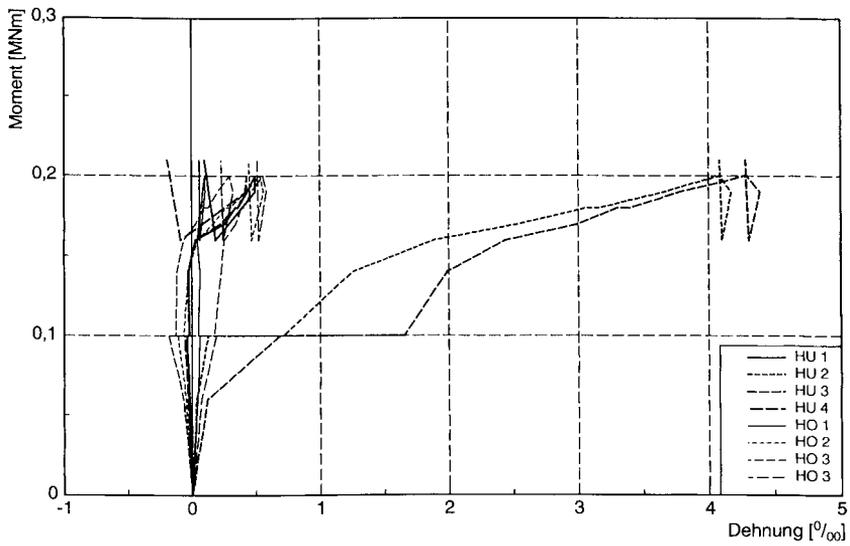


Bild C 4: Horizontale Dehnungen (Wand 2)

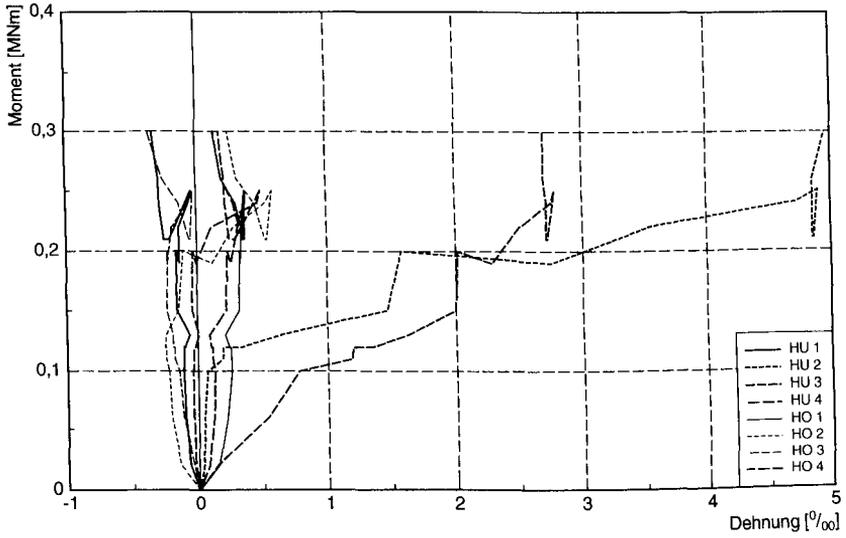


Bild C 5: Horizontale Dehnungen (Wand 3)

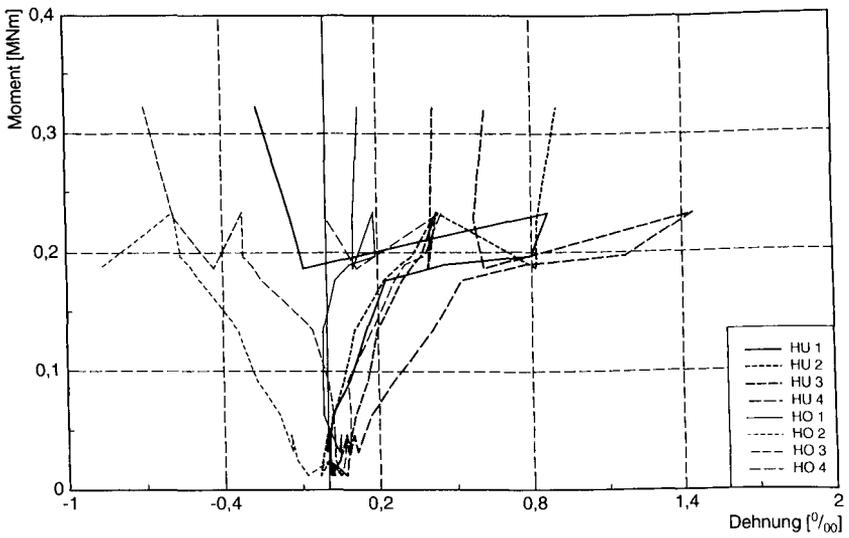


Bild C 6: Horizontale Dehnungen (Wand 4)

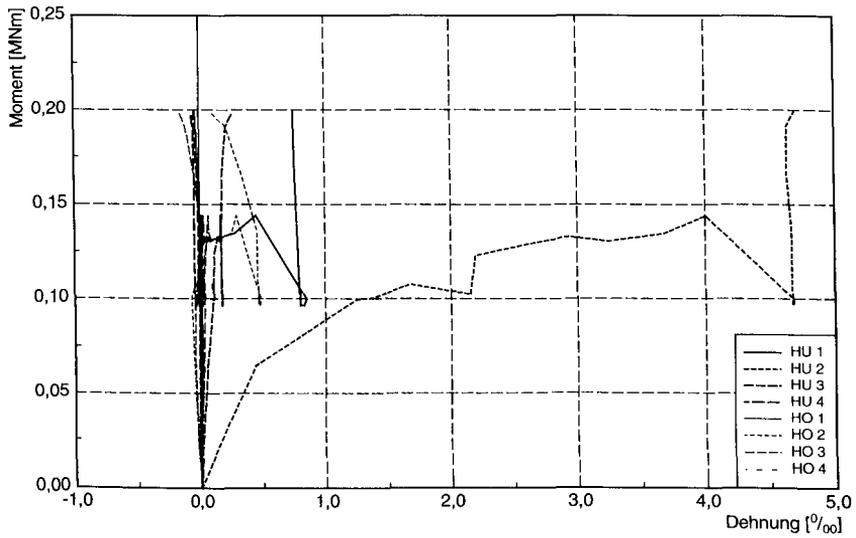


Bild C 7: Horizontale Dehnungen (Wand 5)

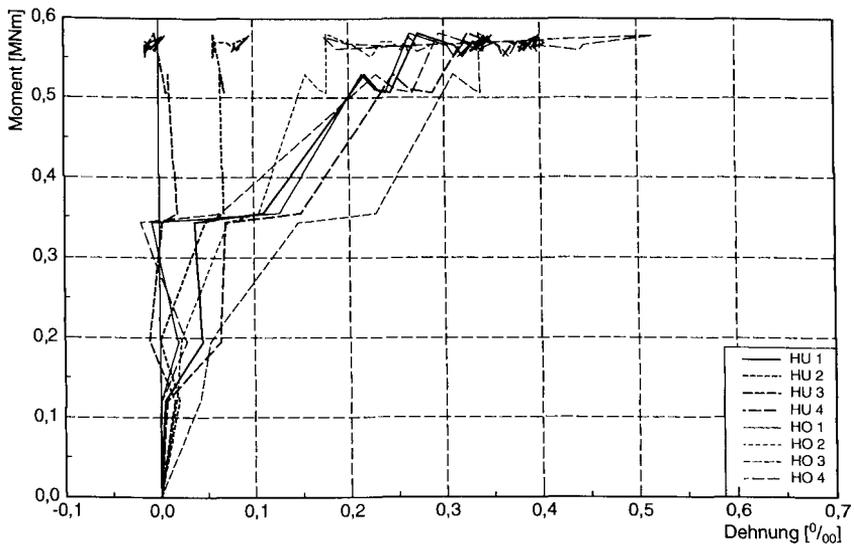


Bild C 8: Horizontale Dehnungen (Wand 6,  $H_w = 1,5$  m)

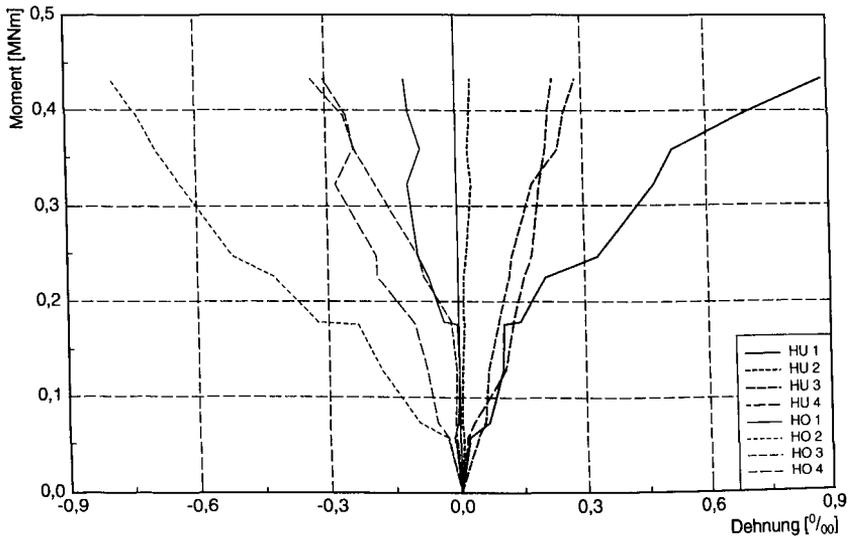


Bild C 9: Horizontale Dehnungen (Wand 6,  $H_w = 1,5$  m)

### C 1.2 Horizontale Dehnungen und Rissbilder bis zur maximalen Biegebelastung

Kalksandstein (W 1)

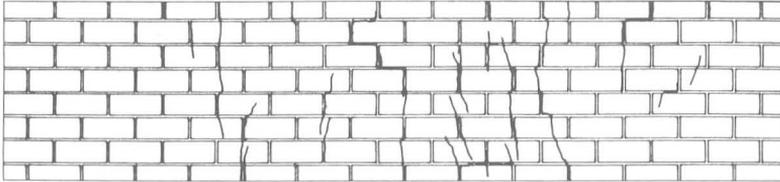


Bild C 10: Rissbild nach Versuchsende

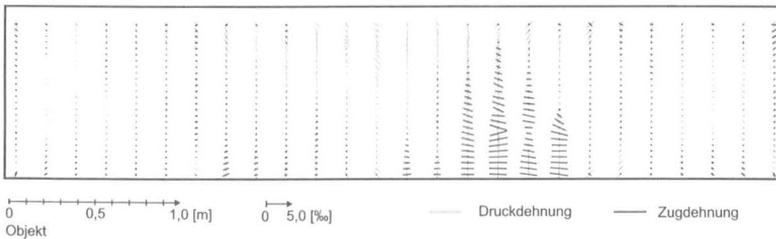


Bild C 11: Hauptdehnungen bei  $M = 0,37 \text{ MNm}$

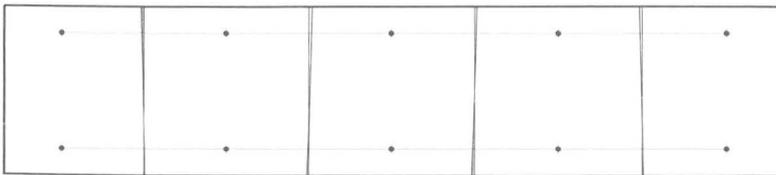


Bild C 12: Horizontale Dehnungsverteilung vor der ersten Rissbildung ( $M=0,11 \text{ MNm}$ )

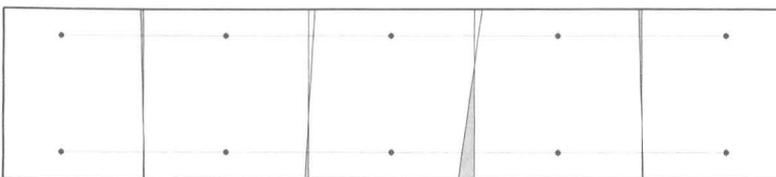


Bild C 13: Horizontale Dehnungsverteilung nach der ersten Rissbildung ( $M=0,16 \text{ MNm}$ )

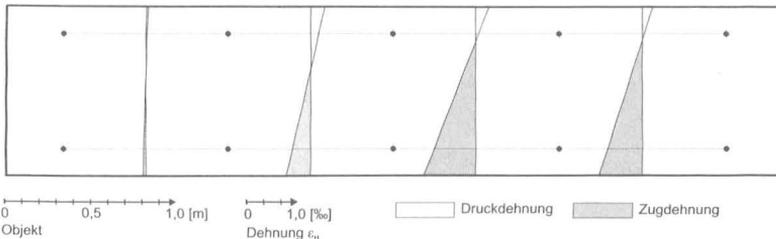


Bild C 14: Horizontale Dehnungsverteilung bei maximaler Biegebelastung ( $M=0,37 \text{ MNm}$ )

### Regelmäßiges Schichtenmauerwerk (W 2)

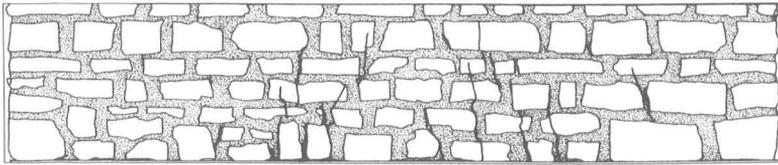
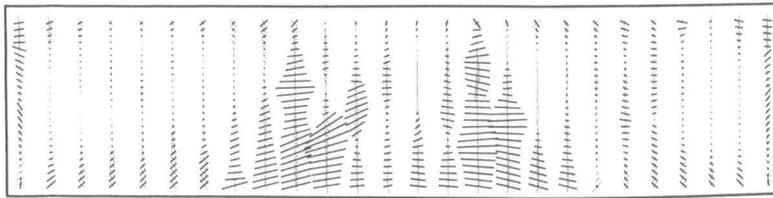


Bild C 15: Rissbild nach Versuchsende



0 0,5 1,0 [m] 0 5,0 [‰] — Druckdehnung — Zugdehnung  
Objekt

Bild C 16: Hauptdehnungen bei  $M=0,19\text{ MNm}$

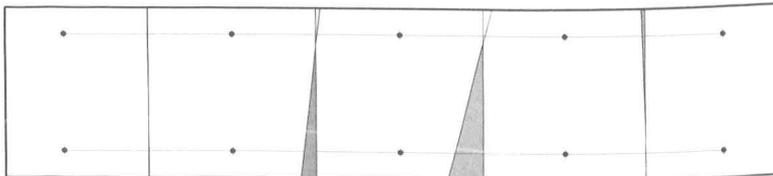


Bild C 17: Horizontale Dehnungsverteilung vor der ersten Rissbildung ( $M=0,10\text{ MNm}$ )

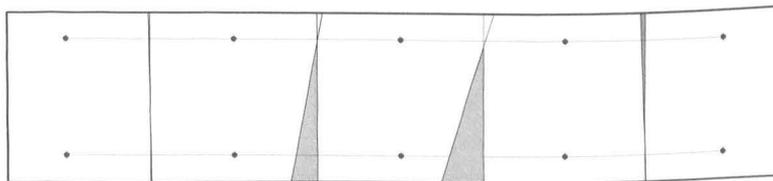
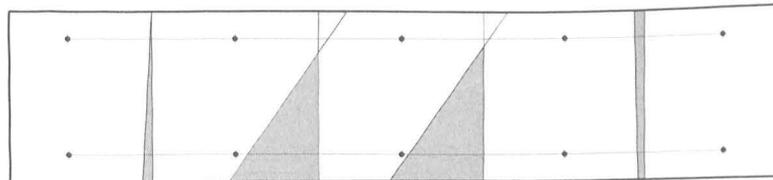


Bild C 18: Horizontale Dehnungsverteilung nach der ersten Rissbildung ( $M=0,11\text{ MNm}$ )



0 0,5 1,0 [m] 0 1,0 [‰] — Druckdehnung — Zugdehnung  
Objekt Dehnung  $\epsilon_{xi}$

Bild C 19: Horizontale Dehnungsverteilung bei maximaler Biegebelastung ( $M=0,19\text{ MNm}$ )

### Unregelmäßiges Schichtenmauerwerk (W 3)

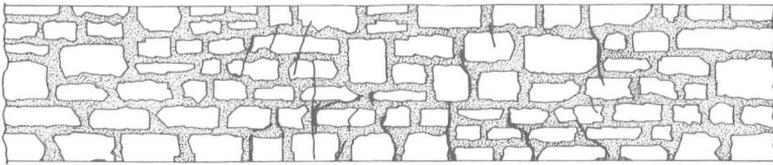


Bild C 20: Rissbild nach Versuchsende

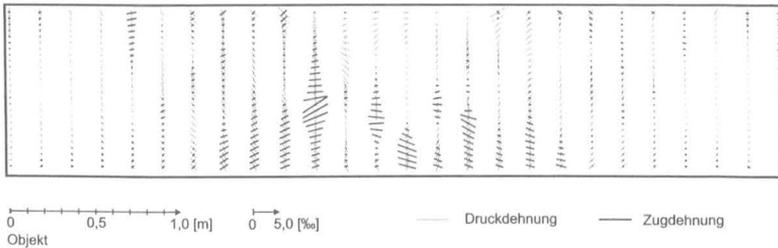


Bild C 21: Hauptdehnungen bei  $M=0,19 \text{ MNm}$

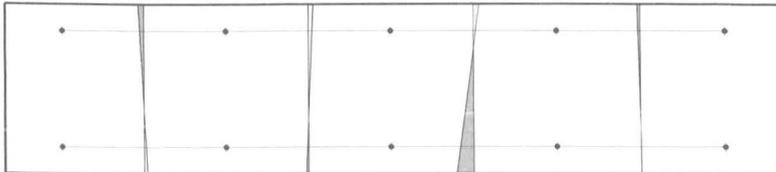


Bild C 22: Horizontale Dehnungsverteilung vor der ersten Rissbildung ( $M=0,11 \text{ MNm}$ )



Bild C 23: Horizontale Dehnungsverteilung nach der ersten Rissbildung ( $M=0,12 \text{ MNm}$ )

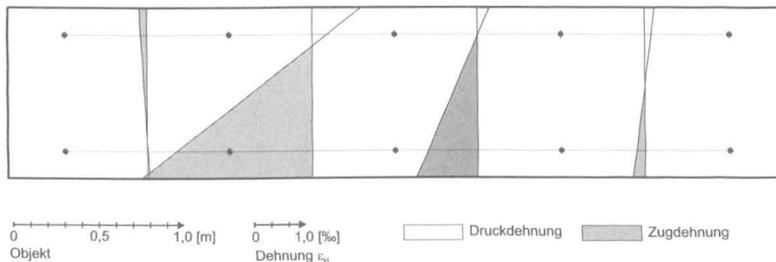


Bild C 24: Horizontale Dehnungsverteilung bei maximaler Biegebelastung ( $M=0,25 \text{ MNm}$ )

### Hammerrechtes Schichtenmauerwerk (W 4)

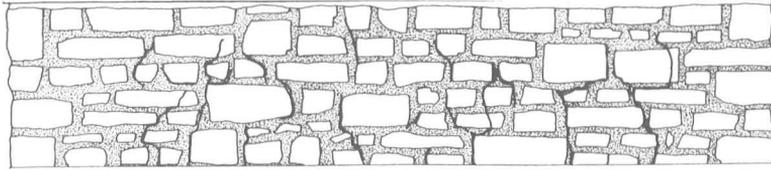


Bild C 25: Rissbild nach Versuchsende

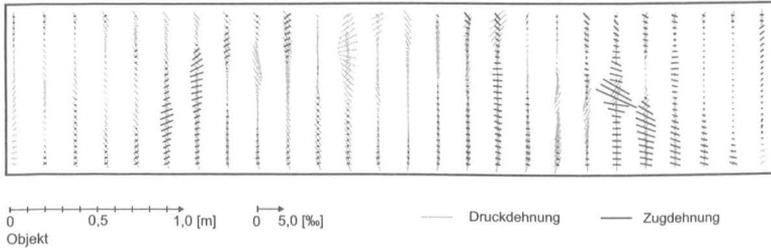


Bild C 26: Hauptdehnungen bei  $M=0,23 \text{ MNm}$

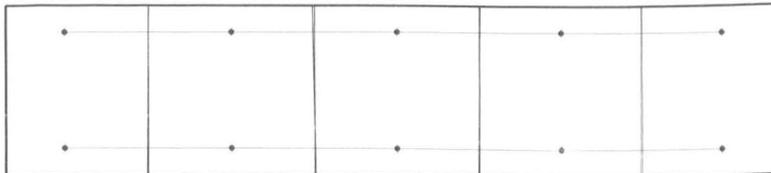


Bild C 27: Horizontale Dehnungsverteilung vor der ersten Rissbildung ( $M=0,06 \text{ MNm}$ )

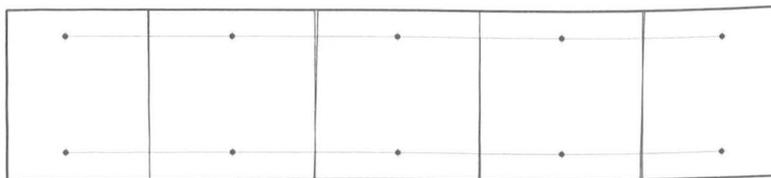


Bild C 28: Horizontale Dehnungsverteilung nach der ersten Rissbildung ( $M=0,09 \text{ MNm}$ )

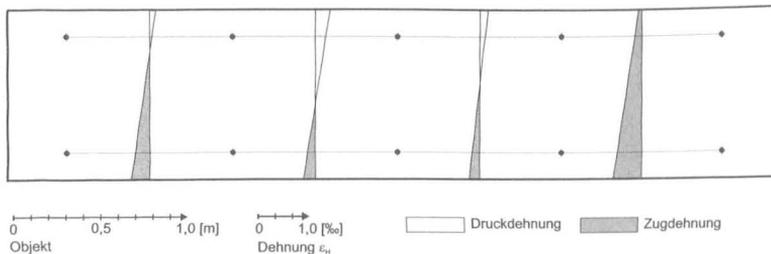


Bild C 29: Horizontale Dehnungsverteilung bei maximaler Biegebelastung ( $M=0,23 \text{ MNm}$ )

Quadermauerwerk (W 5)

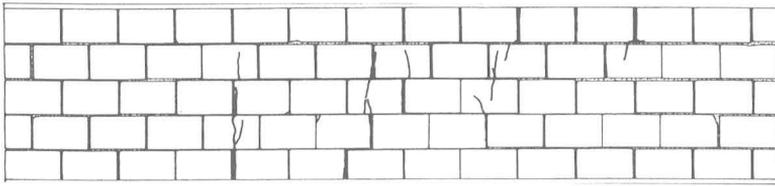


Bild C 30: Rissbild nach Versuchsende

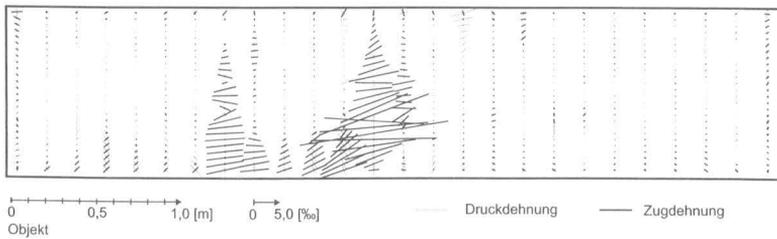


Bild C 31: Hauptdehnungen bei  $M=0,14 \text{ MNm}$

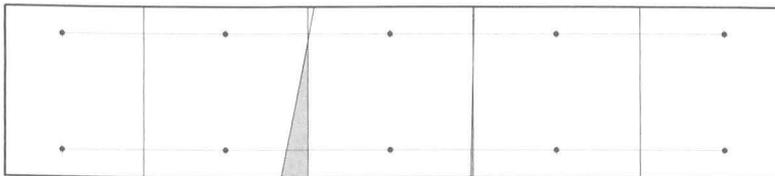


Bild C 32: Horizontale Dehnungsverteilung nach der ersten Rissbildung ( $M=0,10 \text{ MNm}$ )

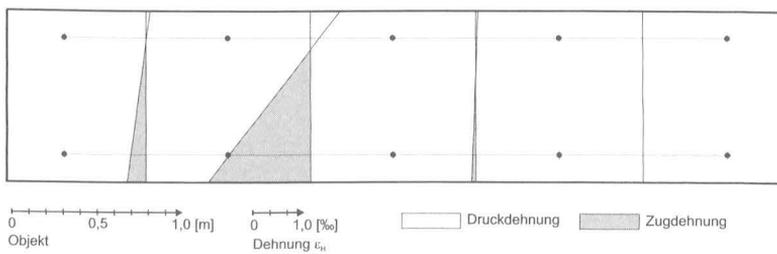


Bild C 33: Horizontale Dehnungsverteilung bei maximaler Biegebelastung ( $M=0,14 \text{ MNm}$ )

Bruchsteinmauerwerk (W 6)

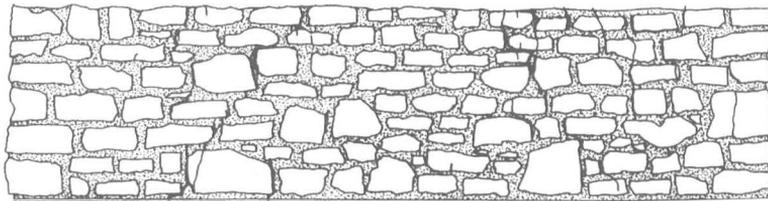


Bild C 34: Rissbild nach Versuchsende

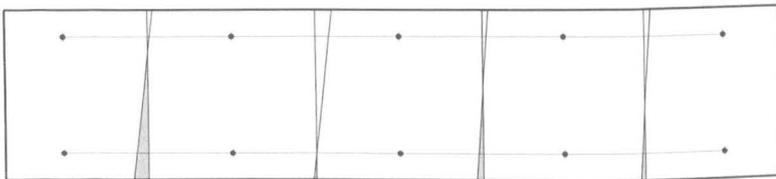


Bild C 35: Horizontale Dehnungsverteilung vor der ersten Rissbildung ( $M=0,25\text{ MNm}$ )

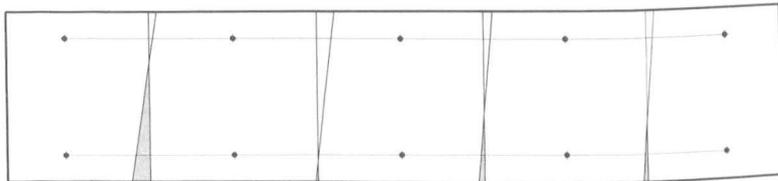


Bild C 36: Horizontale Dehnungsverteilung nach der ersten Rissbildung ( $M=0,32\text{ MNm}$ )

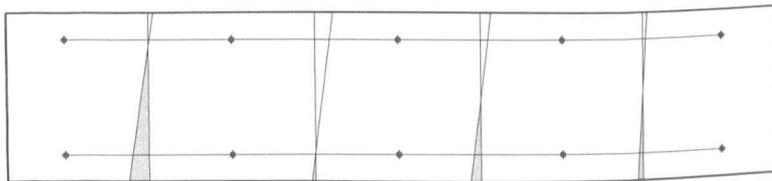


Bild C 37: Horizontale Dehnungsverteilung bei maximaler Biegebelastung ( $M=0,45\text{ MNm}$ )

## C 2 HORIZONTALE UND VERTIKALE DEHNUNGEN DES UNTERSUCHTEN MAUERWERKS IN HEDEPER

### In situ Versuchswand (Hedeper)

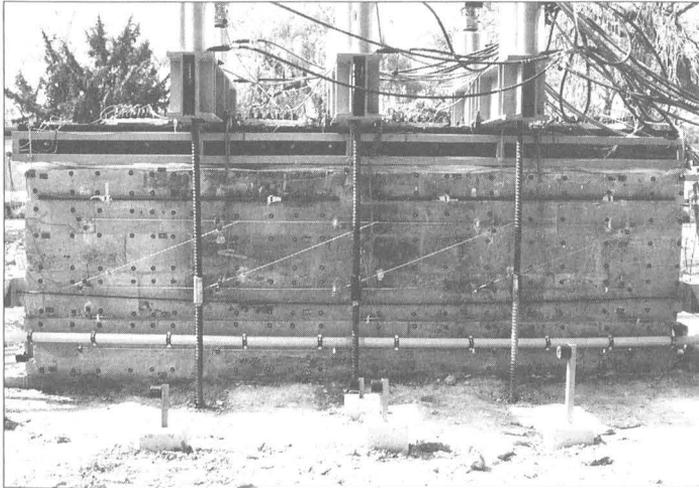


Bild C 38: Außenansicht der in situ Versuchswand (Hedeper)

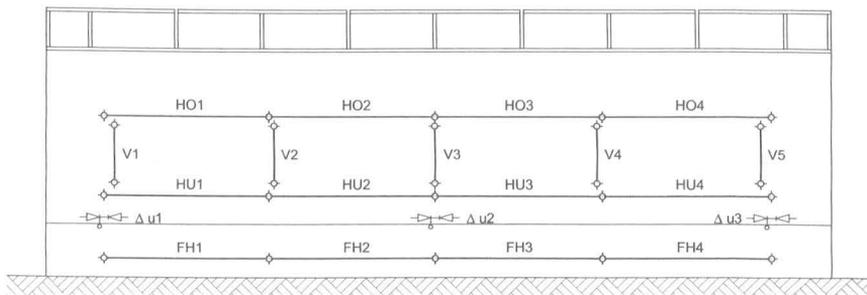


Bild C 39: Lage der horizontalen und vertikalen Messstellen

**Wand in situ, Außenschale (H A)**

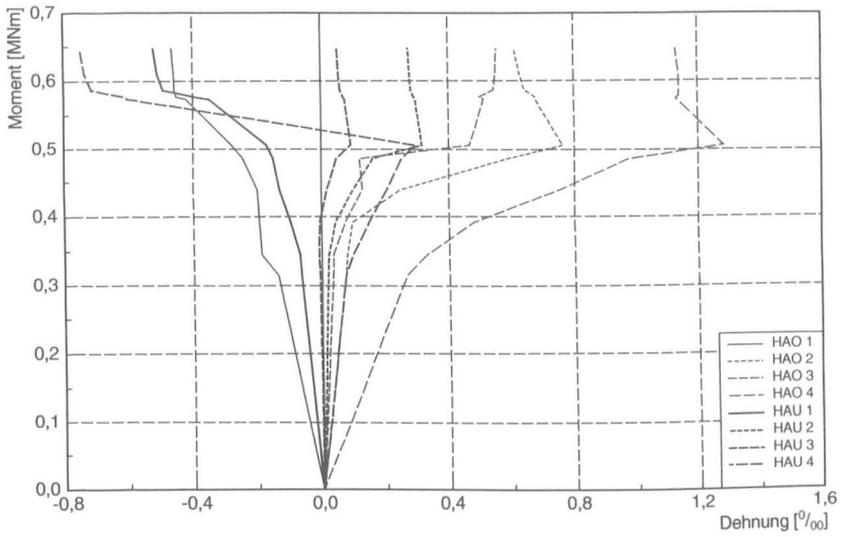


Bild C 40: Horizontale Dehnungen

**Wand in situ, Innenschale (H I)**

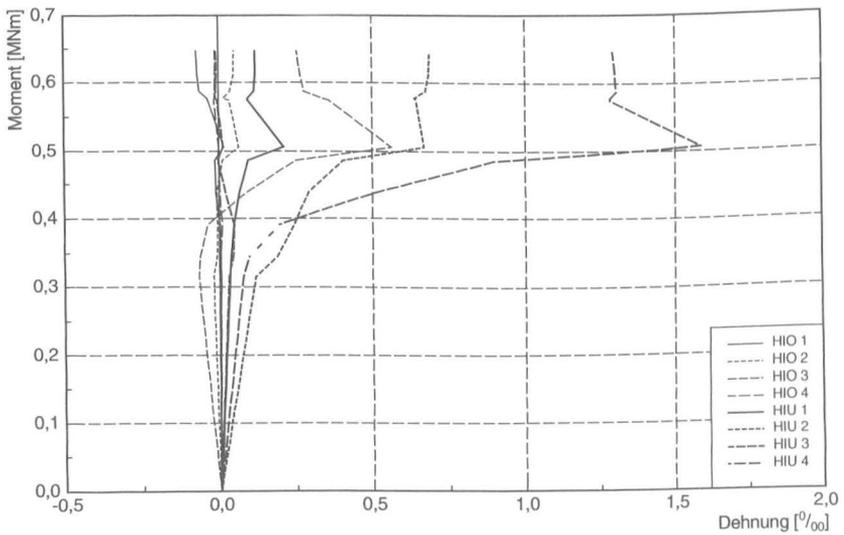


Bild C 41: Horizontale Dehnungen

Wand in situ Fundament (Außenschale)

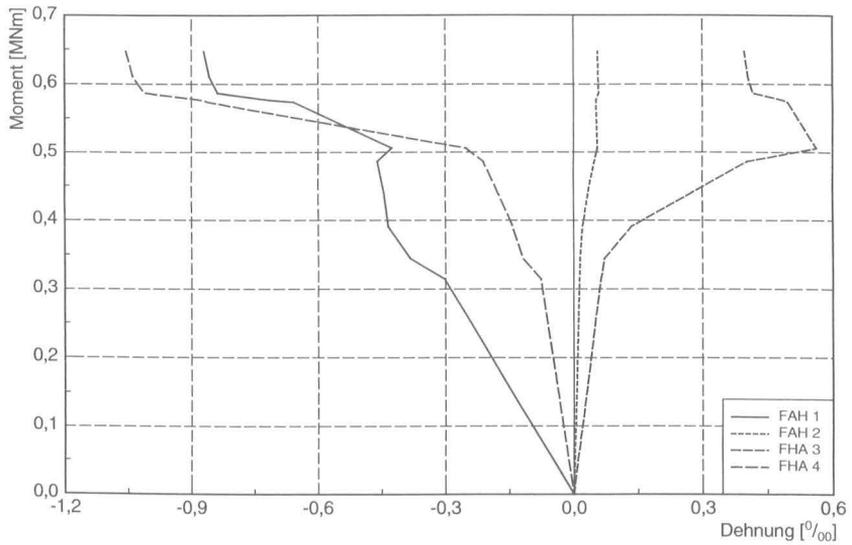


Bild C 42: Horizontale Dehnungen des Fundaments (Außenschale)

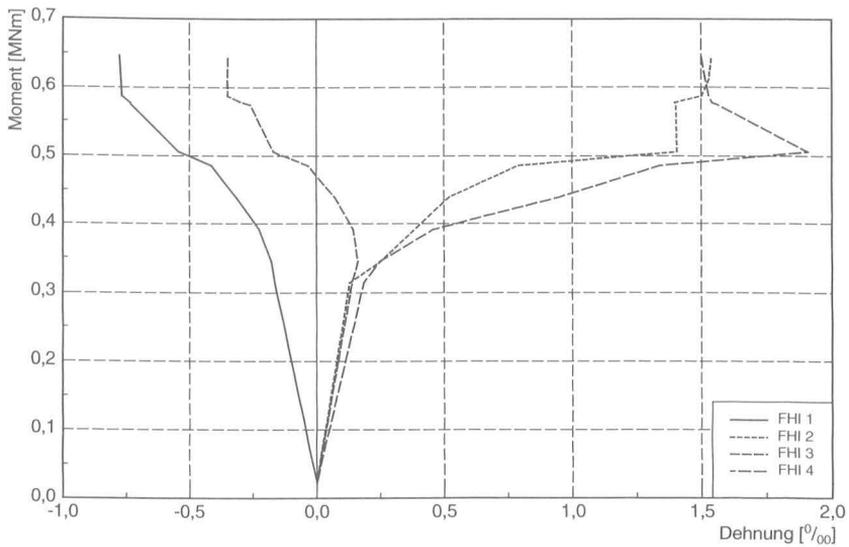


Bild C 43: Horizontale Dehnungen des Fundaments (Innenschale)

In situ Außenschale (H A)

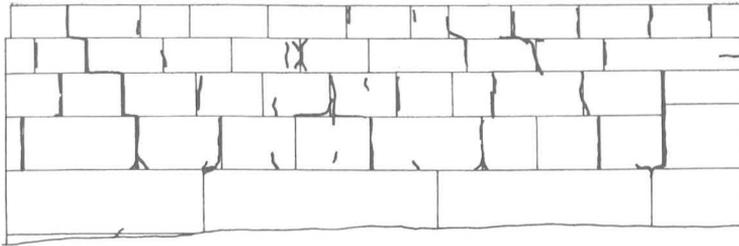
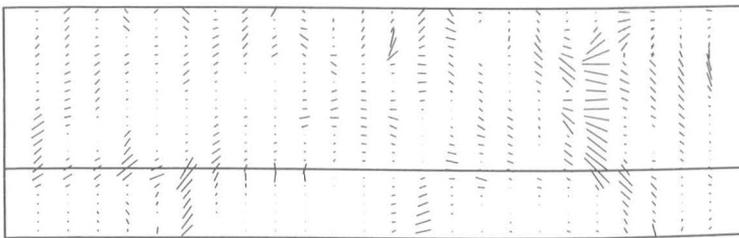


Bild C 44: Rissbild nach Versuchsende



0 0,5 1,0 [m] 0 5,0 [‰] — Zugdehnung

Bild C 45: Hauptdehnungen ( $M=0,37 \text{ MNm}$ )

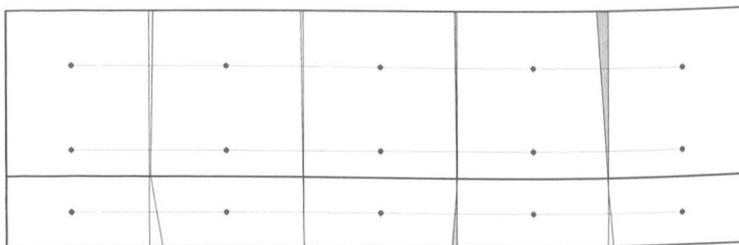
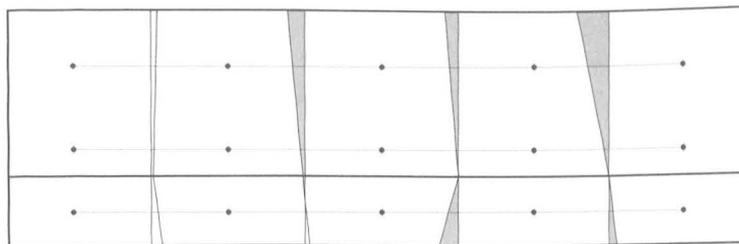


Bild C 46: Horizontale Dehnungsverteilung nach der ersten Rissbildung ( $M=0,39 \text{ MNm}$ )



0 0,5 1,0 [m] 0 1,0 [‰] Dehnung  $\epsilon_x$  Druckdehnung Zugdehnung

Bild C 47: Horizontale Dehnungsverteilung bei maximaler Biegebelastung ( $M=0,49 \text{ MNm}$ )

In situ Innenschale (H I)

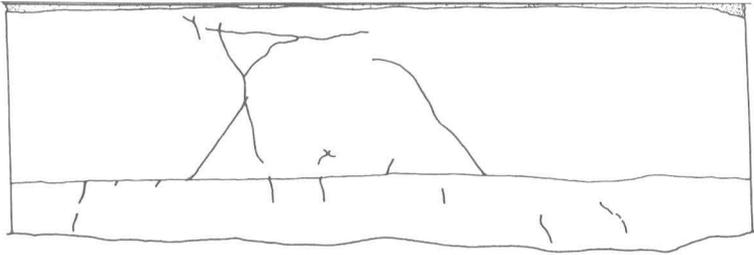


Bild C 48: Rissbild nach Versuchsende

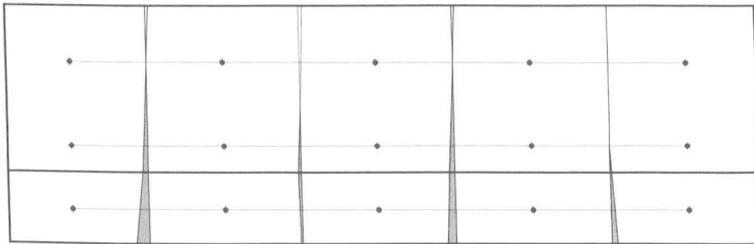


Bild C 49: Horizontale Dehnungsverteilung vor der ersten Rissbildung ( $M=0,39\text{ MNm}$ )

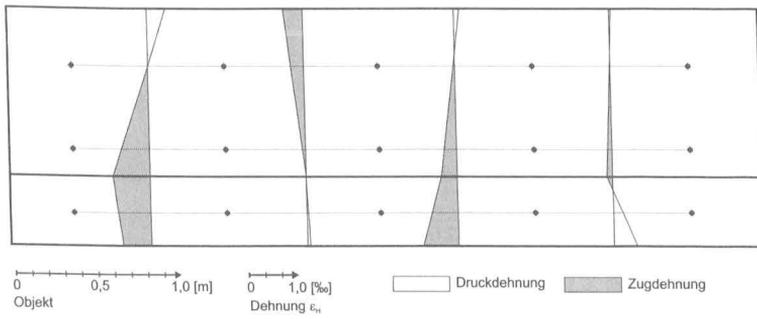


Bild C 50: Horizontale Dehnungsverteilung bei maximaler Biegebelastung ( $M=0,49\text{ MNm}$ )

Tabelle C 1: E-Modul, Moment, Dehnung, Verformung, Krümmung und Biegeradius bei der Laststufe vor der ersten Rissbildung (Zustand I)

Mauerwerk		Stein	$E_{sb}$	$\epsilon_{R,I}$	$M_{R,I}$	$\Delta_{R,I}$	$\kappa_{R,I}$	$R_{R,I}$
			[MN/m <sup>2</sup> ]	[‰]	[MNm]	[mm]	[1/m10 <sup>-3</sup> ]	[m]
W 1	Läuferverband	Kalksandstein	8150	0,12	0,11	0,44	0,16	4549
W 2	Regelmäßiges Schichtenmauerwerk	Elmkalk	2950	0,85	0,10	1,36	1,64	1468
W 3	Unregelmäßiges Schichtenmauerwerk	Elmkalk	3700	0,40	0,11	1,58	0,79	1263
W 4	Hammerrechtes Schichtenmauerwerk	Elmkalk	3850	0,28	0,06	1,13	0,56	1771
W 5	Quadermauerwerk	Elmkalk	9100	0,11	0,06	0,42	0,21	4791
W 6	Bruchsteinmauerwerk (dreischalig)	Elmkalk	2630	0,68	0,25	1,51	0,75	1326
H A	Regelm. Schichtenmauerwerk außen (zweischalig)	Elmkalk	3200	0,10	0,39	1,06	0,6	1656
H I	Regelm. Schichtenmauerwerk innen (zweischalig)	Elmkalk	1750	0,44	0,49	3,08	1,2	823

Tabelle C 2: E-Modul, Moment, Dehnung, Verformung, Krümmung und Biegeradius bei der Laststufe nach der ersten Rissbildung (Zustand II)

Mauerwerk		Stein	$E_{sb}$	$\epsilon_{R,II}$	$M_{R,II}$	$\Delta_{R,II}$	$\kappa_{R,II}$	$R_{R,II}$
			[MN/m <sup>2</sup> ]	[‰]	[MNm]	[mm]	[1/m10 <sup>-3</sup> ]	[m]
W 1	Läuferverband	Kalksandstein	8150	0,40	0,16	1,6	0,79	1272
W 2	Regelmäßiges Schichtenmauerwerk	Elmkalk	2950	1,19	0,11	2,4	1,20	834
W 3	Unregelmäßiges Schichtenmauerwerk	Elmkalk	3700	0,61	0,12	2,4	1,21	830
W 4	Hammerrechtes Schichtenmauerwerk	Elmkalk	3850	0,49	0,09	1,9	0,97	1033
W 5	Quadermauerwerk	Elmkalk	9100	0,47	0,10	1,9	0,93	1071
W 6	Bruchsteinmauerwerk (dreischalig)	Elmkalk	2630	0,89	0,32	2,6	1,29	774
H A	Regelm. Schichtenmauerwerk außen (zweischalig)	Elmkalk	3200	0,25	0,44	1,5	0,86	1169
H I	Bruchsteinmauerwerk innen (zweischalig)	Elmkalk	1750	0,67	0,51	4,1	1,63	615

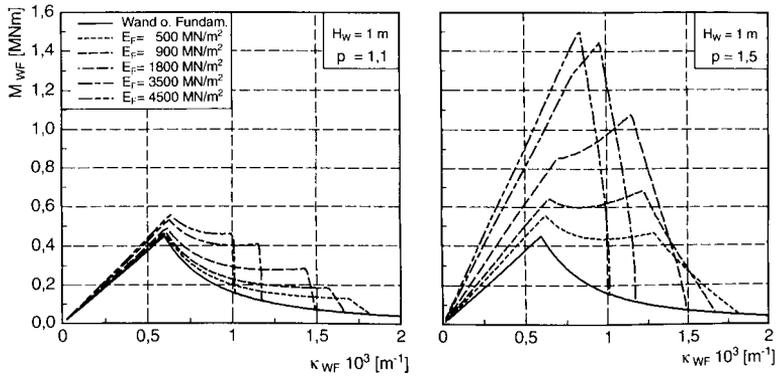


Bild D 1: M- $\kappa$ -Linien für Quadermauerwerk mit  $E_W = 9000 \text{ MN/m}^2$ ,  $H_W = 1 \text{ m}$ ,  $p=1,1$  und  $p = 1,5$

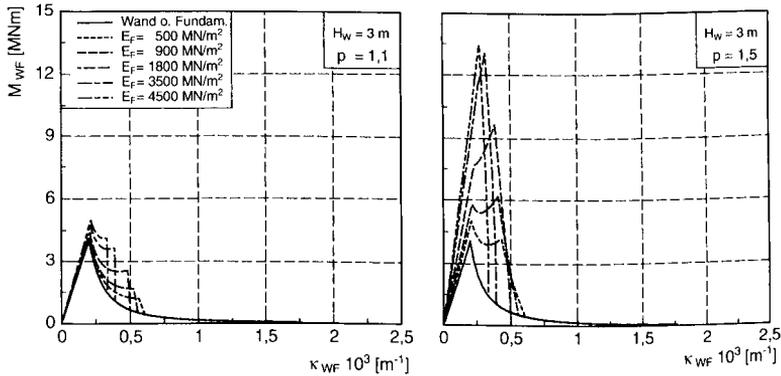


Bild D 2: M- $\kappa$ -Linien für Quadermauerwerk mit  $E_W = 9000 \text{ MN/m}^2$ ,  $H_W = 3 \text{ m}$ ,  $p=1,1$  und  $p = 1,5$

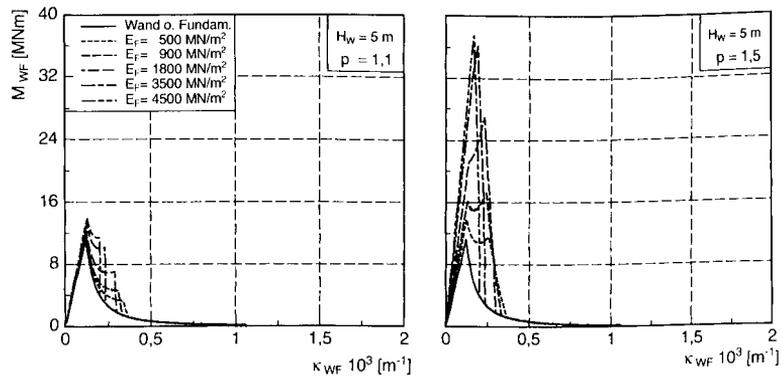


Bild D 3: M- $\kappa$ -Linien für Quadermauerwerk mit  $E_W = 9000 \text{ MN/m}^2$ ,  $H_W = 5 \text{ m}$ ,  $p=1,1$  und  $p = 1,5$

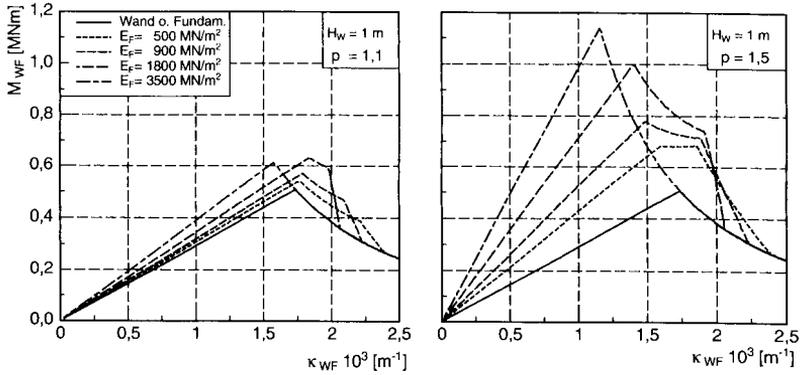


Bild D 4: M-κ-Linien für Bruchsteinmauerwerk mit  $E_W = 3500 \text{ MN/m}^2$ ,  $H_W = 1 \text{ m}$ ,  $p=1,1$  und  $p = 1,5$

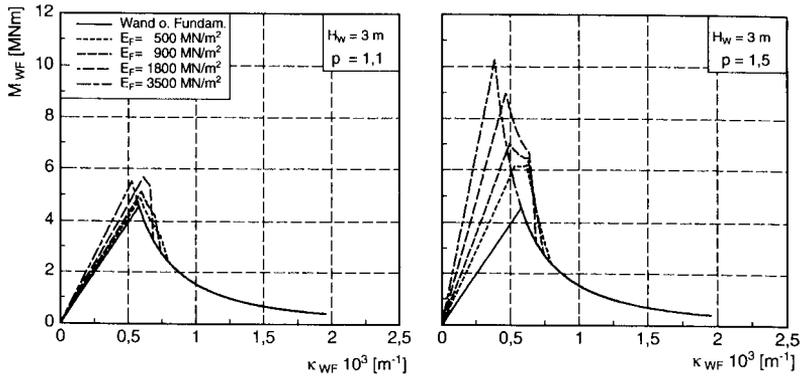


Bild D 5: M-κ-Linien für Bruchsteinmauerwerk mit  $E_W = 3500 \text{ MN/m}^2$ ,  $H_W = 3 \text{ m}$ ,  $p=1,1$  und  $p = 1,5$

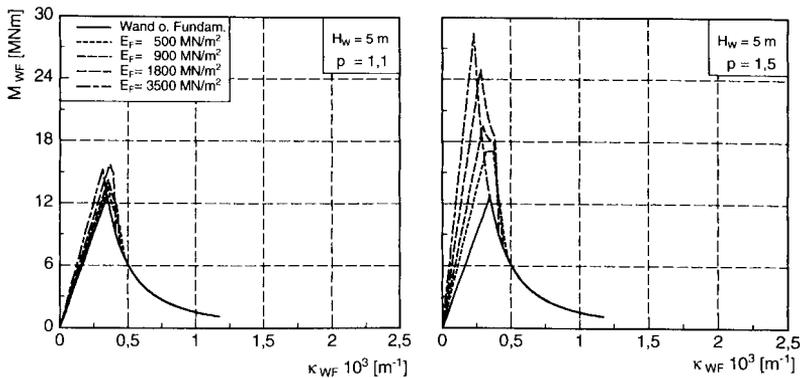


Bild D 6: M-κ-Linien für Bruchsteinmauerwerk mit  $E_W = 3500 \text{ MN/m}^2$ ,  $H_W = 5 \text{ m}$ ,  $p=1,1$  und  $p = 1,5$

## VERZEICHNIS DER BISHER IN DER SCHRIFTENREIHE DES IBMB ERSCHIENENEN HEFTE (ISSN 0178-5796)

In der Schriftenreihe "Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig - ISSN 0178-5796 (Heft 1 bis 16 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig", Heft 17 bis 39 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig") sind bisher die nachfolgend aufgeführten Hefte erschienen.

Sie können bezogen werden von:

Institut für Baustoffe,  
Massivbau und Brandschutz  
der Technischen Universität Braunschweig  
Bibliothek  
Beethovenstraße 52  
38106 Braunschweig

Tel. (05 31) 3 91-54 54  
Fax (05 31) 3 91-45 73  
E-Mail O.Dienelt@tu-bs.de

oder über jede Buchhandlung.

Kosten:  
Je nach Umfang zwischen DM 10,- und  
DM 60,-.

Vergriffene Hefte können als Kopien gegen  
Erstattung der Kopierkosten bezogen werden.

Heft 1:

Deters, R.: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öliger Holzschutzmittel. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1962; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1962

Heft 2:

Kordina, K.: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Sonderdruck aus: Beton 13(1962), S. 11-18, 81-84

Heft 3:

Eibl, J.: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1963

Heft 4:

Kordina, K.; Eibl, J.: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes infolge Schlupf in der Verankerung. Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1964; Sonderdruck aus: Beton- und Stahlbetonbau 58(1963), S. 265-268; 59(1964), S. 1-11

Heft 5:

Ertingshausen, H.: Über den Schalungsdruck von Frischbeton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1965; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Hannover, 1965

Heft 6:

Waubke, N.V.: Transportphänomene in Betonporen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1966; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 7:

Ehm, H.: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 8:

Steinert, J.: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächen-tragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 9:

Lämmke, A.: Untersuchungen an dämm-schichtbildenden Feuerschutzmitteln. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 10:

Rafla, K.: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Träger. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 11:

Ivanyi, G.: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten: Brazier-Effekt. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 12:

Meyer-Ottens, C.: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der Klassen A und B. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 13:

Fuchs, G.: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 14:

Meyer-Ottens, C.: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Sonderdruck aus: Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung, H.56(1969)

Heft 15:

Lewandowski, R.: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten anhand von Betongütekübeln und -bohrproben. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1970

Heft 16:

Neubauer, F.-J.: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton: aufgestellt für den Fachverband Gasbetonindustrie. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1970

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton. Erw. Neuaufl. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 18:

Bödeker, W.: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung: Grundlagen und Bemessungsvorschläge. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1971, ISBN 3-89288-057-3

Heft 19:

Meyer-Ottens, C.: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften: Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971

Heft 20:

Liermann, K.: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-056-5

Heft 22:

Nürnberger, U.: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-054-9

Heft 23:

Meyer-Ottens, C.: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972

Heft 24:

El-Arousy, T.H.: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-053-0

Heft 25:

Rieche, G.: Mechanismen der Spannungs-korrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-052-2

Heft 26:

Tennstedt, E.: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-051-4

Heft 27:

Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973

**Heft 28:**

Neisecke, J.: Ein dreiparametrisches, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-050-6

**Heft 29:**

Kordina, K.; Maack, P.; Hjorth, O.: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern. Schlußbericht (AIF-Nr. 956). Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-048-4

**Heft 30:**

Eibl, J.; Ivanyi, G.: Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken. Schlußbericht, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

**Heft 31:**

Kordina, K.; Janko, B.: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau. Schlußbericht (AIF-Nr. 1388), Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-049-2

**Heft 32:**

Hjorth, O.: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1975

**Heft 33:**

Klingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1976

**Heft 34:**

Djamous, F.: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

**Heft 35:**

Haksever, A.: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

**Heft 36:**

Storkebaum, K.-H.: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-045-X

**Heft 37:**

Bechtold, R.: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-046-8

Heft 38:

Steinert, J.: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Unveränderter Nachdruck der Erstveröffentlichung Bad Honnef, Osang, 1977 (Zivilschutzforschung, Bd. 7)

Heft 39:

Weiß, R.: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-047-6

Heft 40:

Alda, W.: Zum Schwingkriechen von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-035-2

Heft 41:

Teutsch, M.: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-036-0

Heft 42:

Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979

Heft 43:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1979. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-037-9

Heft 44:

Kordina, K.; Fröning, H.: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu entwickelten Sonde. Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-038-7

Heft 45:

Henke, V.: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1980

Heft 46:

Schneider, U.; Haksever, A.: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen (Teil 1). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980

Heft 47:

Walter, R.: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken: Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-039-5

Heft 48:

Svensvik, B.: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Ein-  
schluß der Mitwirkung des Betons auf Zug  
in Abhängigkeit von Last und Zeit. Institut  
für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz  
der Technischen Universität Braunschweig,  
1981; Zugl.: Dissertation, Technische Uni-  
versität Braunschweig, 1981, ISBN 3-  
89288-040-9

Heft 49:

Institut für Baustoffe, Massivbau und  
Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis  
1981. Institut für Baustoffe, Massivbau und  
Brandschutz der Technischen Universität  
Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-041-7

Heft 50:

Ojha, S.K.: Die Steifigkeit und das Verfor-  
mungsverhalten von Stahlbeton- und  
Spannbetonbalken unter kombinierter Be-  
anspruchung aus Torsion, Biegemoment,  
Querkraft und Axialkraft. Institut für Bau-  
stoffe, Massivbau und Brandschutz der  
Technischen Universität Braunschweig,  
1982, ISBN 3-89288-042-5

Heft 51:

Henke, V.: Zusammenstellung und Anwen-  
dung Bayes'scher Verfahren bei der Stich-  
probenbeurteilung. Projekt D1 des SFB  
148. Institut für Baustoffe, Massivbau und  
Brandschutz der Technischen Universität  
Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-043-3

Heft 52:

Haksever, A.: Stahlbetonstützen mit Rech-  
teckquerschnitten bei natürlichen Bränden.  
Institut für Baustoffe, Massivbau und  
Brandschutz der Technischen Universität  
Braunschweig, 1982; Zugl.: Habil.-Schr.,  
Technische Universität Istanbul, 1982,  
ISBN 3-89288-044-1

Heft 53:

Weber, V.: Untersuchung des Reiß- und Ver-  
formungsverhaltens segmentärer Spannbe-  
tonbauteile. Braunschweig. Institut für  
Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der  
Technischen Universität Braunschweig,  
1982; Zugl.: Dissertation, Technische Uni-  
versität Braunschweig, 1982, ISBN 3-  
89288-017-4

Heft 54:

Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von  
Verklebungen zwischen Baustahl und Be-  
ton: geklebte Bewehrung. Institut für Bau-  
stoffe, Massivbau und Brandschutz der  
Technischen Universität Braunschweig,  
1982; Zugl.: Dissertation, Technische Uni-  
versität Braunschweig, 1982

Heft 54:

Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von  
Verklebungen zwischen Baustahl und Be-  
ton: geklebte Bewehrung. Unveränderter  
Nachdruck der Ausgabe 1982. Institut für  
Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der  
Technischen Universität Braunschweig,  
1986; Zugl.: Dissertation, Technische Uni-  
versität Braunschweig, 1982, ISBN 3-  
89288-010-7

Heft 55:

Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Tempe-  
raturen auf Festigkeit und Verformung von  
Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau  
und Brandschutz der Technischen Universi-  
tät Braunschweig, 1982; Zugl.: Disserta-  
tion, Technische Universität Braunschweig,  
1982

Heft 56:

Timm, R.: Ein geometrisch und physika-  
lisch nichtlineares Rechenmodell zur opti-  
malen Biegebemessung ebener Stahlbeton-  
rahmen. Institut für Baustoffe, Massivbau  
und Brandschutz der Technischen Universi-  
tät Braunschweig, 1982; Zugl.: Disserta-  
tion, Technische Universität Braunschweig,  
1982, ISBN 3-89288-018-2

Heft 57:

Diederichs, U.: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-019-0

Heft 58:

Schneider, U.: Wärmebilanzrechnungen in Verbindung mit Versuchen in Brandräumen (Teil 2). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-020-4

Heft 59:

Dobbernack, R.: Wärmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Berücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung (Teil 3). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-021-2

Heft 60:

Hillger, W.: Verbesserungen und Erweiterungen von Ultraschallprüfverfahren zur zerstörungsfreien Fehlstellen- und Qualitätskontrolle von Betonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-014-X

Heft 61:

Blume, F.: Zur Wirklichkeitsnähe der Lastannahmen in Silovorschriften für Zellen aus Stahlbeton und Spannbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-013-1

Heft 62:

Nölting, D.: Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton : Tragverhalten, Berechnung, Bemessung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-012-3

Heft 63:

Wesche, J.: Brandverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-009-3

Heft 64:

Droese, S.: Untersuchungen zur Technologie des Gleitschalungsbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-000-X

Heft 65:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1978 - 1983. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-001-8

Heft 66:

Hegger, J.: Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-002-6

Heft 67:

Kepp, B.: Zum Tragverhalten von Verankerungen für hochfeste Stäbe aus Glasfaserverbundwerkstoff als Bewehrung im Spannbetonbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-003-4

Heft 68:

Sager, H.: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-004-2

Heft 69:

Haß, R.: Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-005-0

Heft 70:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: 17. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, März 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-006-9

Heft 71:

Ehm, C.: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiaxialer Beanspruchung und hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-007-7

Heft 72:

Hartwich, K.: Zum Riß- und Verformungsverhalten von Stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-008-5

Heft 73:

Scheuermann, J.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Verbund und Ribbildung von Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-011-5

Heft 74:

Hinrichsmeyer, K.: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-015-8

Heft 75:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Fachseminar Neue Bemessungsregeln durch Änderung der Stahlbeton- und Spannbetonvorschriften DIN 1045, DIN 4227, Juni 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-022-0

Heft 76:

Budelmann, H.: Zum Einfluß erhöhter Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-016-6

**Heft 77:**

Großmann, F.: Spannungen und bruchmechanische Vorgänge im Normelbeton unter Zugbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-023-9

**Heft 78:**

Rohling, A.: Zum Einfluß des Verbundkriechens auf die Rißbreitenentwicklung sowie auf die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-024-7

**Heft 79:**

Henning, W.: Zwangrißbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-025-5

**Heft 80:**

Richter, E.: Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Spannbetonbauteile unter Berücksichtigung geeigneter Vereinfachungen für die Materialgesetze. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-026-3

**Heft 81:**

Kiel, M.: Nichtlineare Berechnung ebener Stahlbetonflächentragwerke unter Ein-schluß von Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-027-1

**Heft 82:**

Konietzko, A.: Polymerspezifische Auswirkungen auf das Tragverhalten modifizierter zementgebundener Betone (PCC). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-028-X

**Heft 83:**

Grzeschkowitz, R.: Zum Trag- und Verformungsverhalten schlanker Stahlbetonstützen unter besonderer Berücksichtigung der schiefen Biegung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-030-1

**Heft 84:**

Wiese, J.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten unter partieller Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-031-X

**Heft 85:**

Rudolph, K.: Traglastberechnung zwei-achsig biegebeanspruchter Stahlbetonstützen unter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-032-8

**Heft 86:**

Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.; Noack, I.: Einfluß der Eigenbrandlast auf das Brandverhalten von Bauteilen aus brennbaren Baustoffen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, in Vorbereitung, ISBN 3-89288-058-1

Heft 87:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1984 - 1989. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-034-4

Heft 88:

Grossert, E.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Massivbrücken mit zweizelligem Kastenquerschnitt. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-059-X

Heft 89:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Weiterbildungsseminar "Bauen in Europa", 15.-16. November 1990 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-063-8

Heft 90:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.; Voß, K.-U.: Vorspannung im Hochbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-064-6

Heft 91:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachtagung Spannbeton im Hoch- und Industriebau, Kurzreferate, 1991, ISBN 3-89288-065-4

Heft 92:

Heins, T.: Simulationsmodell zur sicherheitstechnischen Beurteilung der Rauchausbreitung in ausgedehnten Räumen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, ISBN 3-89288-066-2

Heft 93:

Hagen, E.: Zur Prognose des Gefährdungspotentials von Raumbränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1992; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-072-7

Heft 94:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Instandsetzung und Erüchtigung von Massivbauten", 14.-15. November 1991 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-068-9

Heft 95:

Qualitätssicherung im Bauwesen, VMPA-Tagung 1992, 25.-26.06.1992, Tagungsbericht, ISBN 3-89288-071-9

Heft 96:

Weiterbildungsseminar "Brandschutz im Industriebau", 30.09.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-070-0

Heft 97:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Neue Technologien im Bauwesen", 12.-13.11.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-073-5

Heft 98:

Gunkler, E.: Verstärkung biegebeanspruchter Mauerwerkswände durch bewehrte Ergänzungsschichten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-074-3

Heft 99:

Dorn, T.: Zur Berechnung des Tragverhaltens brandbeanspruchter Tragwerke in Verbundbauweise unter besonderer Berücksichtigung der Träger-Stützen-Anschlüsse. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-075-1

Heft 100:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Stahlfaserbeton", 04.03.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-076-X

Heft 101:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Vergleichende Untersuchungen an unbewehrten und stahlfaserbewehrten Industriefußböden. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-077-8

Heft 102:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Comparative studies of plain and steel fiber reinforced concrete industrial ground slabs. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-078-6

Heft 103:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1993: Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis. 06.-07.10.1993, Kurzreferate, ISBN 3-89288-079-4

Heft 104:

Thienel, K.-C.: Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-080-8

Heft 105:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Braunschweiger Bauseminar 1993 "Dauerhafte Bauwerke aus Faserbeton", 11.-12.11.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-081-6

Heft 106:

Neuentwicklungen im baulichen Brandschutz. Dr. Meyer-Ottens 60 Jahre; Fachseminar 18.03.1994 in Braunschweig, ISBN 3-89288-085-9

Heft 107:

Bunte, D.: Zum karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994  
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-086-7

Heft 108:

Holzenkämpfer, P.: Ingenieurmodell des Verbundes geklebter Bewehrung für Betonbauteile. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994  
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-087-5

Heft 109:

Forschungsarbeiten 1990 - 1994. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-088-3

Heft 110:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Rohde, S.: Untersuchung der Schubtragfähigkeit und der Wasserundurchlässigkeit von Arbeitsfugen unter Verwendung von Stremaform-Ab-schalelementen.

Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.: Schubtragfähigkeit des Vergußbetons zwischen Köcher-, Block oder Hülsenfundamenten und Stützenfuß bei unterschiedlich profilierten Betonoberflächen.

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-089-1

Heft 111:

Voß, K.-U.: Zum Trag- und Verformungsverhalten bei Schwellbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-090-5

Heft 112:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 05./06.10.1994 in Braunschweig; Kurzreferate, 1994, ISBN 3-89288-092-1

Heft 113:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Aus der Forschung in die Praxis: 10./11.11.1994; Braunschweiger Bauseminar 1994, ISBN 3-89288-091-3

Heft 114:

Warnecke, P.: Tragverhalten und Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-094-8

Heft 115:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1995: 6. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 04.-05.10.1995, Kurzreferate, ISBN 3-89288-093-X

Heft 116:

Huang, Z.: Grenzbeanspruchung gebetteter Stahlfaserbetonplatten, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-095-6

Heft 117:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Huang, Z.: Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-096-4

Heft 118:

Kubat, B.: Durchstanzverhalten von vorge-spannten, punktförmig gestützten Platten aus Stahlfaserbeton, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-097-2

Heft 119:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Dichte Bauwerke: 09./10.11.1995; Braunschweiger Bauseminar 1995, ISBN 3-89288-091-3

Heft 120:

Steinert, C.: Bestimmung der Wärmeübergangsbedingungen auf Bauteile im Brandfall, Abschlußbericht, 1995, ISBN 3-89288-099-9

Heft 121:

Schütte, J.; Teutsch, M.; Falkner, H.: Fugenlose Betonbodenplatten, Forschungsbericht, 1996, ISBN 3-89288-100-6

Heft 122:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 24./25.09.1996 in Braunschweig, Kurzreferate, 1996, ISBN 3-89288-101-4

Heft 123:

Droese, S.; Riese, A.: Belastungsversuche an zwei Durchlauf-Plattenstreifen aus Elementplatten mit Aufbeton aus Stahlfaserbeton, 1996, ISBN 3-89288-102-4

Heft 124:

Hankers, C.: Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung, 1996

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-103-0

Heft 125:

Schmidt-Döhl, F.: Ein Modell zur Berechnung von kombinierten chemischen Reaktions- und Transportprozessen und seine Anwendung auf die Korrosion mineralischer Baustoffe, 1996

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-104-9

Heft 126:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Ingenieurbauwerke mit neuen Konzepten: 14./15.11.1996, Braunschweiger Bauseminar 1996, ISBN 3-89288-105-7

Heft 127:

Forschung über Baudenkmalflege - Arbeitsberichte: 1990 - 1993, 1996, ISBN 3-89288-106-5

Heft 128:

Festschrift zum 65. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy: Baustoffe in Praxis, Lehre und Forschung, 1997, ISBN 3-89288-107-3

Heft 129:

Forschung über Baudenkmalflege - Arbeitsberichte: 1994, 1997, ISBN 3-89288-108-1

Heft 130:

Forschung über Baudenkmalflege - Arbeitsberichte: 1995, 1997, ISBN 3-89288-109-X

Heft 131:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Klinkert H.: Trag- und Verformungsverhalten dynamisch beanspruchter Fahrbahnen aus Beton- und Stahlfaserbeton, Forschungsbericht, 1997, ISBN 3-89288-110-3

Heft 132:

Schütte, J.: Einfluß der Lagerungsbedingungen auf Zwang in Betonbodenplatten, 1997  
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1997, ISBN 3-89288-111-1

Heft 133:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1997: 7. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 01.-02.10.1997, Kurzreferate, ISBN 3-89288-112-X

Heft 134:

Ameler, J.: Betonverhalten bei hohen Temperaturen und triaxialer Beanspruchung - FE-Modell auf der Basis der Betonstruktur, 1997  
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1997, ISBN 3-89288-113-8

Heft 135:

Tagung Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk: 06./07.11.1997 in Braunschweig, ISBN 3-89288-114-6

Heft 136:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Innovatives Bauen: 13./14.11.1997, Braunschweiger Bauseminar 1997, ISBN 3-89288-115-4

Heft 137:

Forschung über Baudenkmalflege - Arbeitsberichte: 1996 - 1997. 1998.  
ISBN 3-89288-116-2

Heft 138:

Scheibe, M.: Vorhersage des Zeitstandsverhaltens unidirektionaler Aramidfaserverbundstäbe in alkalischer Umgebung. 1998.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 1998.  
ISBN 3-89288-117-0

Heft 139:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 29./30.9.1998 in Braunschweig ; Kurzreferate. 1998.  
ISBN 3-89288-118-9

Heft 140:

Gutsch, A.: Stoffeigenschaften jungen Betons - Versuche und Modelle. 1998. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.  
ISBN 3-89288-119-7

Heft 141:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]  
Beton auf neuen Wegen : 12.-13.11.1998 ; Braunschweiger Bauseminar 1998.  
ISBN 3-89288-120-0

**Heft 142:**

Betonbau - Forschung, Entwicklung und Anwendung : Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing Horst Falkner am 20.4.1999. 1999.  
ISBN 3-89288-121-9

**Heft 143:**

Teutsch, M ; Klinkert, H.  
Leistungsklassen von Stahlfaserbeton.  
1999.  
ISBN 3-89288-122-7

**Heft 144:**

Forschungsarbeiten 1995 - 1999. 1999.  
ISBN 3-89288-123-5

**Heft 145:**

Braunschweiger Brandschutztage 1999: 8. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis ; 4.-5. Oktober 1999 in Braunschweig., Kurzreferate. 1999.  
ISBN 3-89288-124-3

**Heft 146:**

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]  
Bauen im nächsten Jahrtausend : 11.11.-12.11.1999 ; Braunschweiger Bauseminar 1999.  
ISBN 3-89288-125-1

**Heft 147:**

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 28./29.3.2000 in Braunschweig; Kurzreferate, 2000.  
ISBN 3-89288-126-X

**Heft 148:**

Hariri, K.: Bruchmechanisches Verhalten jungen Betons - Laser-Speckle-Interferometrie und Modellierung der Rißprozeßzone. 2000.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.  
ISBN 3-89288-127-8

**Heft 149:**

Wigger, H.: Rissbildung in historischem Natursteinmauerwerk : Beobachtung, Versuche und Berechnungsmodelle. 2000.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.  
ISBN 3-89288-128-6

**Heft 150:**

Neubauer, U.: Verbundtragverhalten geklebter Lamellen aus Kohlenstofffaser - Verbundwerkstoff zur Verstärkung von Betonbauteilen. 2000  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.  
ISBN 3-89288-129-4.

**Heft 151:**

Brandschutz in Chemikalienlagern. 2000.  
ISBN 3-89288-130-8

**Heft 152:**

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]  
Trends und Entwicklungen im Bauwesen : 9.-10.11.2000 ; Braunschweiger Bauseminar 2000.  
ISBN 3-89288-131-6

Schmidt Buchbinderei & Druckerei  
Hamburger Straße 267  
38114 Braunschweig  
Telefon 0531/ 33 75 89  
Telefax 0531/ 34 44 49  
e-mail Schmidt.Druck.BS@t-online.de

Druck auf chlorfrei gebleichtem Papier