

# Feuerwiderstand von Befestigungen im Mauerwerk

**T 3363**

T 3363

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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

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

© by Fraunhofer IRB Verlag

2018

ISBN 978-3-7388-0276-4

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

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail [irb@irb.fraunhofer.de](mailto:irb@irb.fraunhofer.de)

[www.baufachinformation.de](http://www.baufachinformation.de)

Projekt: Feuerwiderstand von Befestigungen im Mauerwerk

Kontakt: Dipl. Ing. Marie Reichert  
[www.massivbau-kl.de](http://www.massivbau-kl.de)

Datum: 01/12/2017



---

Jun.-Prof. Dr.-Ing. Catherina Thiele



---

Dipl.-Ing. Marie Reichert

## Inhaltsverzeichnis

1.	Allgemeine Informationen.....	4
2.	Zielsetzung.....	4
3.	Literaturstudie .....	5
3.1.	Richtlinien, Leitlinien und Normen .....	5
3.1.1.	Beurteilung der Tragfähigkeit ohne Feuerbeanspruchung.....	5
3.1.2.	Evaluation of anchorages in concrete concerning resistance to fire – TR 020.....	5
3.1.3.	DIN EN 1363-1 [1].....	8
3.1.4.	<b>European Assessment Document (EAD) 330087-00-0601 .....</b>	<b>9</b>
3.2.	Aktueller Stand der Wissenschaft.....	11
3.3.	Aktueller Stand der Technik .....	13
4.	Grundlagen zum Tragverhalten von Injektionsdübeln im Mauerwerk.....	14
4.1.	Vollsteine .....	14
4.2.	Lochstein .....	15
5.	Temperaturverteilung über die Verankerungstiefe (FE-Simulationen) .....	16
5.1.	Eingabeparameter und Randbedingungen .....	16
5.2.	Simulationsergebnisse.....	21
5.2.1.	Vollsteine .....	22
5.2.2.	Lochsteine .....	26
6.	Versuchsdurchführung .....	28
6.1.	Versuchsaufbau.....	28
6.1.1.	Zugversuch.....	28
6.1.2.	Schrägzugversuch.....	31
6.1.3.	Querzugversuch .....	32
6.2.	Versuchsprogramm .....	33
7.	V Versuchsergebnisse und Auswertung .....	34
7.1.	Zugversuche .....	34
7.1.1.	Steinversagen .....	34
7.1.2.	Herausziehen .....	40
7.1.3.	Stahlversagen .....	55
7.2.	Querzug- und Schrägzugversuche.....	61
8.	Zusammenfassung und Ausblick.....	65
9.	Vorschlag für die Bewertung des Feuerwiderstands von Befestigungen im Mauerwerk .....	67

Feuerwiderstand von Befestigungen im Mauerwerk –DIBT

---

9.1.	Versuchsdurchführung .....	67
9.2.	Versuchsprogramm .....	67
9.2.1.	Vollsteine .....	67
9.2.2.	Lochsteine .....	70
10.	Literatur .....	71

## **1. Allgemeine Informationen**

Das Forschungsprojekt „Feuerwiderstand von Befestigungen im Mauerwerk“ unterstützt und finanziert durch das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) wurde im Zeitraum von Januar 2016 bis Januar 2018 an der Technischen Universität Kaiserslautern bearbeitet.

## **2. Zielsetzung**

Dieses Forschungsprojekt befasst sich mit der Problematik der Bewertung des Feuerwiderstands von Befestigungen im Mauerwerk. Die Bewertung von Befestigungen im Allgemeinen erfolgt analog zu Befestigungen im Beton nach einer europäisch technischen Zulassungsleitlinie (ETAG/EAD). In der Richtlinie ETAG 029 „metal injection anchors for use in masonry“ [1] wird für die Bewertung des Feuerwiderstands auf den Technical Report TR 020 verwiesen. Dieser wurde für die Bewertung von mechanischen Dübeln in Beton entworfen. Auf die Prüfung und Bewertung von Injektionssystemen in Mauerwerksuntergründen wird nicht eingegangen. Im Nachfolgedokument zur ETAG 029 dem European Assessment Document EAD 330076-00-0604 „metal injection anchors for use in masonry“ [2] wird der Feuerwiderstand nicht mehr berücksichtigt.

Dennoch werden in der Baupraxis Angaben über den Feuerwiderstand von Befestigungen im Mauerwerk gefordert. Ziel dieser Forschungsarbeit ist es daher die wissenschaftlichen Grundlagen für eine Bewertung der Tragfähigkeit von Befestigungen im Ankergrund Mauerwerk im Brandfall zu schaffen. Dabei sollen sowohl einheitliche Versuchsrandbedingungen, sowie ein Vorschlag für ein Versuchsprogramm definiert werden. Außerdem sollen Hinweise zur Bewertung der Versuchsergebnisse erarbeitet werden.

In den folgenden Kapiteln werden die Tragmechanismen in Voll- und Lochsteinen erläutert und der Einfluss des Lastfalls Brand auf diese Tragmechanismen und somit auf die möglichen Versagensarten erläutert. Im ersten Schritt wird sich dabei auf Injektionssysteme konzentriert. Es werden Simulationen zur Bestimmung des Temperaturverlaufs entlang der Ankerstange in unterschiedlichen Steinuntergründen und der Vergleich mit Temperaturmessungen in Brandversuchen durchgeführt. Außerdem werden Feuerwiderstandsprüfungen an unterschiedlichen Mauerwerksuntergründen und unter unterschiedlichen Belastungsrichtungen durchgeführt und ausgewertet. Abschließend wird ein Bemessungsvorschlag inklusive Versuchsdurchführung und Erarbeitung eines Versuchsprogramms vorgestellt.

### 3. Literaturstudie

Wie in Kapitel 2 beschrieben fehlen einheitliche Regelungen zur Beurteilung des Feuerwiderstands von Befestigungen im Mauerwerk. Im nachfolgenden Kapitel wird der Stand der Wissenschaft und Technik erläutert. Dazu werden die existierenden Richtlinien und Normen zum Thema aufgearbeitet und existierende Forschungsergebnisse präsentiert. Außerdem werden Literaturquellen zur FEM-Simulation vorgestellt.

#### 3.1. Richtlinien, Leitlinien und Normen

##### 3.1.1. Beurteilung der Tragfähigkeit ohne Feuerbeanspruchung

Im Allgemeinen sind die Anforderungen zur Beurteilung von Befestigungsmitteln in der europäisch technischen Zulassungsrichtlinie ETAG 001 [3] geregelt. (Derzeit laufen die Übertragungen der ETAGs in EADs) Angaben zu Feuerwiderstandsprüfungen werden hier jedoch nicht gemacht. Angaben zur Definition des Feuerwiderstandes enthält TR 020.

##### 3.1.2. Evaluation of anchorages in concrete concerning resistance to fire – TR 020

Nach aktuellem Stand der Technik werden Brandversuche an Befestigungen nach der technischen Leitlinie TR 020 [4] "Beurteilung von Verankerungen im Beton hinsichtlich der Feuerwiderstandsfähigkeit" durchgeführt. Der TR erlaubt zwei unterschiedliche Nachweiskonzepte.

Für das vereinfachte Nachweisverfahren wird sowohl ein Versagen unter Zuglast (Stahlversagen, Herausziehen, Betonausbruch und Spalten), ein Versagen unter Querlast (Stahlversagen, pry out) sowie eine Kombination der Einwirkungen berücksichtigt. Für dieses Nachweisverfahren sind keine Brandversuche erforderlich. Die Widerstandswerte werden in Abhängigkeit der in der zugehörigen Zulassung angegebenen Werte für Raumtemperatur berechnet.

Für die Versagensart Stahlversagen sind Werte durch Auswertung einer Vielzahl von Versuchen an Metalldübeln festgelegt, vgl. Tabelle 3-1 und Tabelle 3-2.

Tabelle 3-1: Charakteristische Zugtragfähigkeit einer Ankerstange aus C-Stahl im Brandfall [4]

anchor bolt/thread diameter  [mm]	anchorage depth $h_{ef}$  [mm]	characteristic tension strength of an unprotected anchor made of C-steel in case of fire exposure in the time up to:			
		$\sigma_{Rk,s,fi}$ [N/mm <sup>2</sup> ]			
		30 min (R 15 to R30)	60 min (R45 and R60)	90 min (R90)	120 min (R120)
Ø 6 / M6	≥ 30	10	9	7	5
Ø 8 / M8	≥ 30	10	9	7	5
Ø 10 / M10	≥ 40	15	13	10	8
Ø 12 / M12 and greater	≥ 50	20	15	13	10

Tabelle 3-2: Charakteristische Zugtragfähigkeit einer Ankerstange aus Edelstahl (A4) im Brandfall [4]

anchor bolt/thread diameter  [mm]	anchorage depth $h_{ef}$  [mm]	characteristic tension strength of an unprotected anchor made of stainless steel in case of fire exposure in the time up to:			
		$\sigma_{Rk,s,fi}$ [N/mm <sup>2</sup> ]			
		30 min (R 15 to R30)	60 min (R45 and R60)	90 min (R90)	120 min (R120)
Ø 6 / M6	≥ 30	10	9	7	5
Ø 8 / M8	≥ 30	20	16	12	10
Ø 10 / M10	≥ 40	25	20	16	14
Ø 12 / M12 and greater	≥ 50	30	25	20	16

Für die Sonderfälle Verbund- und Verbundspreizdübel ist eine Bestimmung des Herausziehwerstandes mit dem vereinfachten Verfahren nicht möglich. Hierzu muss das zweite Konzept, die experimentelle Bestimmung der Feuerwiderstandsfähigkeit, angewendet werden. Es werden mit dem Produkt Brandversuche durchgeführt. So können die Widerstandswerte für die geprüften Versagensarten und oder Belastungsrichtungen in der Zulassung berücksichtigt werden.

Für einen Brandversuch wird das zu prüfende Befestigungsmittel zunächst nach Herstellerangabe montiert. Anschließend wird er mit einer Dauerlast beansprucht. Die Lasteinleitung erfolgt analog zu Abbildung 3-1 mit einem definierten Anbauteil nach Tabelle 3-3. Danach wird das belastete Befestigungsmittel der Einheits-Temperatur-Brandkurve ausgesetzt. Ergebnis des Brandversuchs ist eine Widerstandsdauer die zugehörig zur geprüften Last ist.

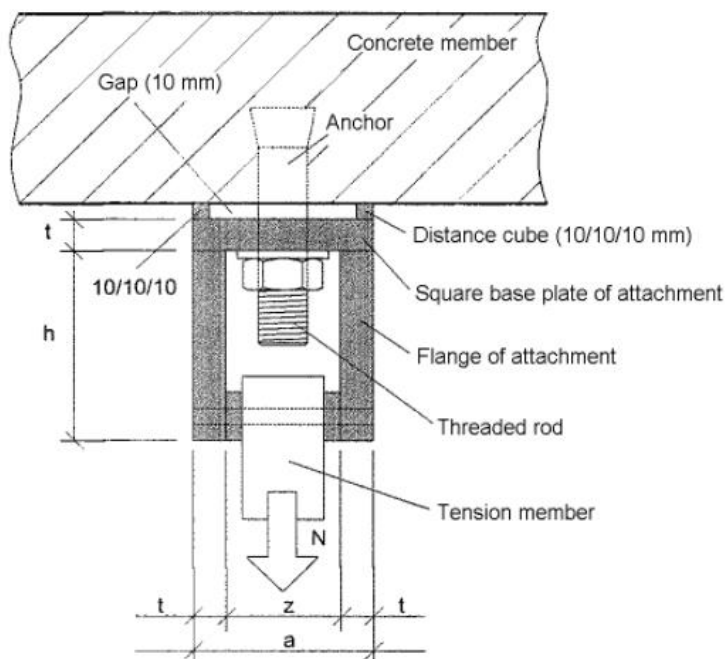


Abbildung 3-1: Versuchsaufbau nach TR 020 [4]



Tabelle 3-3: Dimensionen des Anbauteils nach TR 020 [4]

Type of adapter	Load categories	Length of the square base plate	flange height/ width	profile thickness	distance between the flanges
	$N_{Rk,s,fl}$ [kN]	a [mm]	h / b [mm]	t [mm]	z [mm]
I	> 1 - ≤ 3	90	100 / 90	15	60
	> 3 - ≤ 5	90	100 / 90	15	60
II	> 5 - ≤ 7	110	120 / 110	20	70
	> 7 - ≤ 9	110	120 / 110	20	70
III	> 9 - ≤ 11	120	120 / 120	25	70
	> 11 - ≤ 13	120	120 / 120	25	70

Zur Durchführung der Brandversuche wird neben den Angaben im TR020 auf die Vorgaben in DIN EN 1363-1:1999-10 [3] verwiesen.

Es sollen mindestens je fünf Versuche mit der kleinsten und der mittleren Ankergröße durchgeführt werden. Dabei muss die Feuerwiderstandsdauer bei mindestens vier Versuchen mehr als 60 min betragen.

Anschließend werden die Dübellasten in Stahlspannungen  $\sigma_s$  umgewandelt und über die entsprechende Versagenszeit  $t_u$  abgebildet. Es wird eine Trendlinie der Versuchsergebnisse gebildet, diese soll folgender Gleichung folgen;

$$\sigma_{s1} = c_1 + c_2/t_u$$

Diese Trendlinie wird nun um einen Faktor  $c_3$  in den untersten Punkt der Versuchsdaten verschoben. Durch Einsetzen der Zeit erhält man so die Feuerwiderstandswerte für die Zeitpunkte  $t = 60$  min,  $t = 90$  min und  $t = 120$  min. Über eine Sekante dieser Kurve durch die Punkte  $t = 60$  min und  $t = 90$  min wird der Feuerwiderstandswert für  $t = 30$  min bestimmt. In Abbildung 3-2 ist das Vorgehen beispielhaft dargestellt.

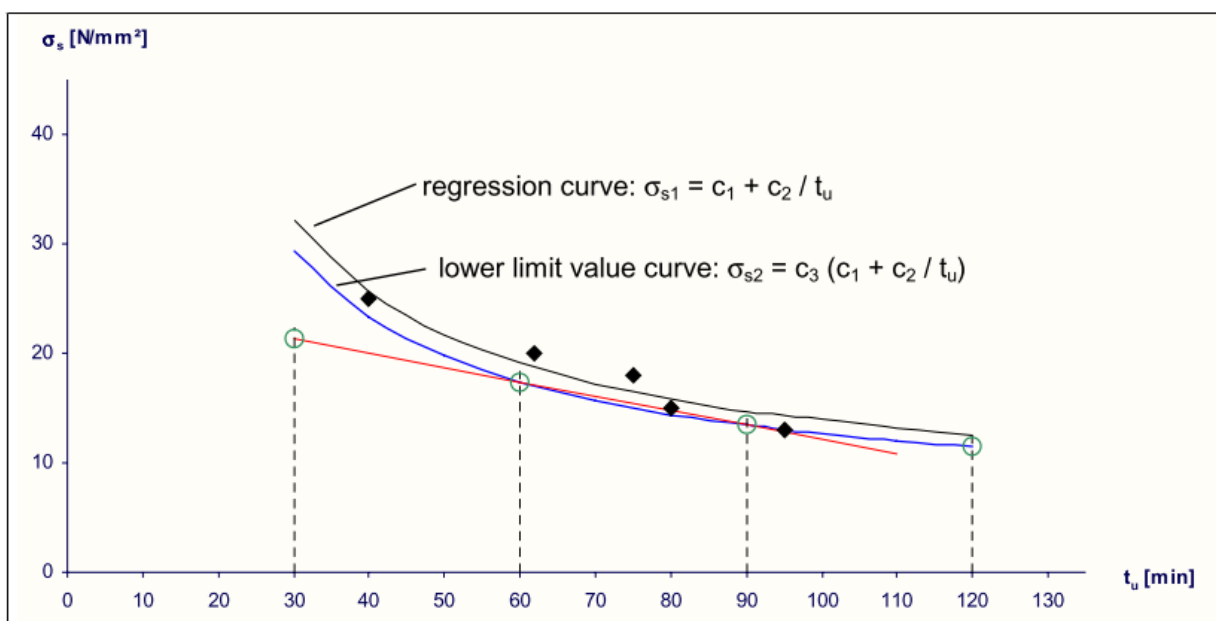


Abbildung 3-2: Bestimmung der charakteristischen Feuerwiderstandswerte

### 3.1.3. DIN EN 1363-1 [3]

In DIN EN 1363-1 [3] ist die Durchführung von Feuerwiderstandsprüfungen geregelt, Teil 1 beschreibt die allgemeinen Anforderungen.

Hierzu gehört die Aufheizkurve, im Allgemeinen wird die Ofentemperatur nach der Einheits-Temperatur-Zeit-Kurve (ETK) geregelt. Diese wird durch folgende Gleichung beschrieben.

$$T = 345 \log_{10}(8t + 1) + 20$$

Dabei ist

T die mittlere Ofentemperatur, in Grad Celsius;

t die Zeit, in Minuten.

Die Ofentemperatur muss folgende Grenzwerte einhalten:

- a) 15% für  $5 < t \leq 10$ ;
- b)  $(15 - 0,5(t - 10)) \%$  für  $10 < t \leq 30$ ;
- c)  $(5 - 0,083(t - 30)) \%$  für  $30 < t \leq 60$ ;
- d) 2,5% für  $t > 60$ .

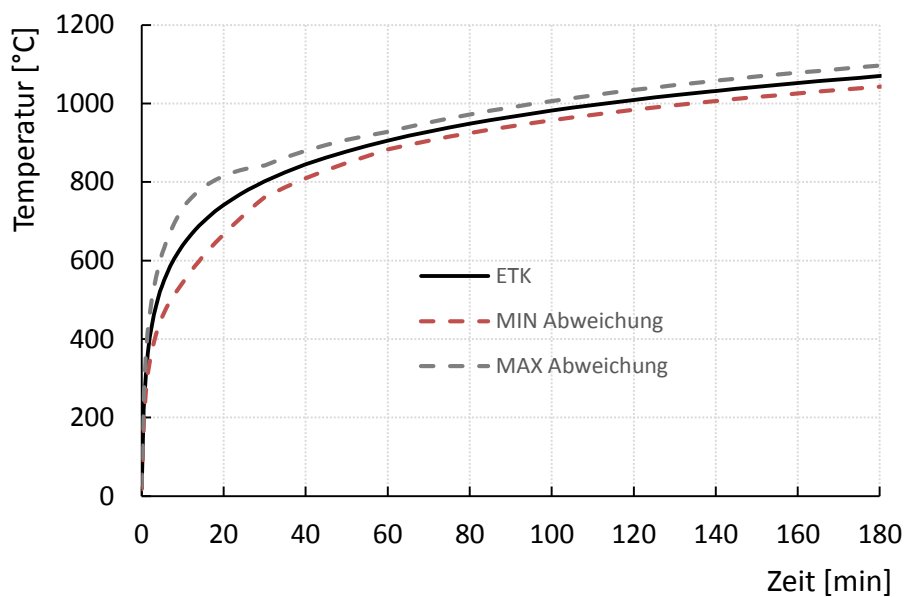
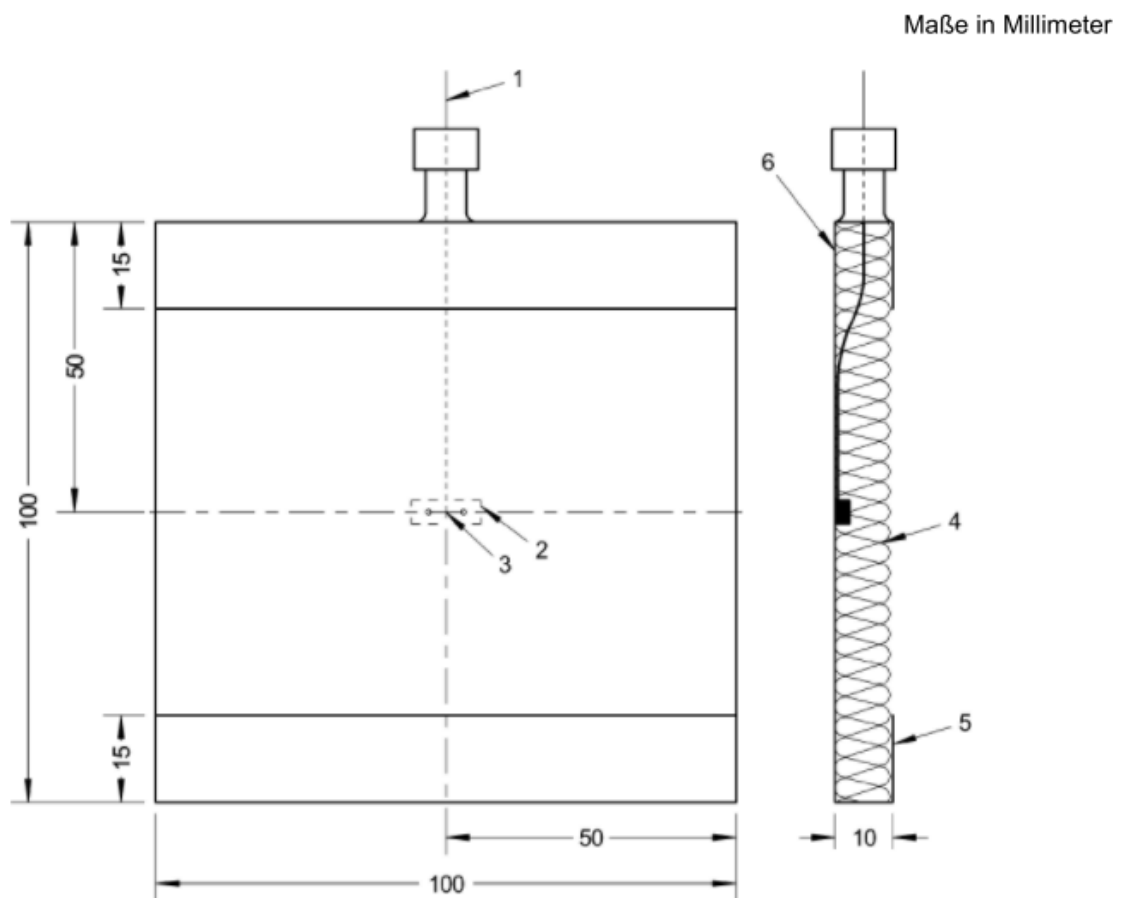


Abbildung 3-3: Einheits-Temperatur-Zeit-Kurve nach [3]

Die Ofentemperatur ist mit mindestens einem Plattenthermometer je Brenner zu Messen und zu Steuern. Die Plattenthermometer sollen dem in Abbildung 3-4 dargestellten Aufbau entsprechen.



### Legende

- 1 ummanteltes Thermoelement mit wärmegegedämmter Messstelle
- 2 punktgeschweißter oder geschraubter Metallstreifen
- 3 Messstelle des Thermoelementes
- 4 Wärmedämmstoff (zum Probekörper ausgerichtet)
- 5 Blechstreifen mit Dicke von  $(0,7 \pm 0,1)$  mm aus einer Nickel-Stahllegierung
- 6 Fläche „A“

Abbildung 3-4: Aufbau des Platten-Thermometers [3]

Neben der Ofentemperatur soll der Ofeninnendruck während des Brandversuchs überwacht und geregelt werden. Dazu kann von einem Druckgradienten von etwa 8,5 Pa je Meter Prüfofenhöhe ausgegangen werden.

### 3.1.4. European Assessment Document (EAD) 330087-00-0601

Der Entwurf für den EAD 330087-00-0601 [5] "systems for post-installed rebar connections with mortar" beinhaltet den Lastfall Brand. Nachträglich eingemörtelte Bewehrungsanschlüsse werden im Brandfall nicht wie Befestigungen direkt der Brandbeanspruchung ausgesetzt, sie erfahren eine Erhitzung durch den Temperatureintrag über den Beton. Um die Reduzierung der Verbundspannung bei erhöhten Temperaturen zu definieren wird der in Abbildung 3-5 dargestellte Versuchsaufbau verwendet.

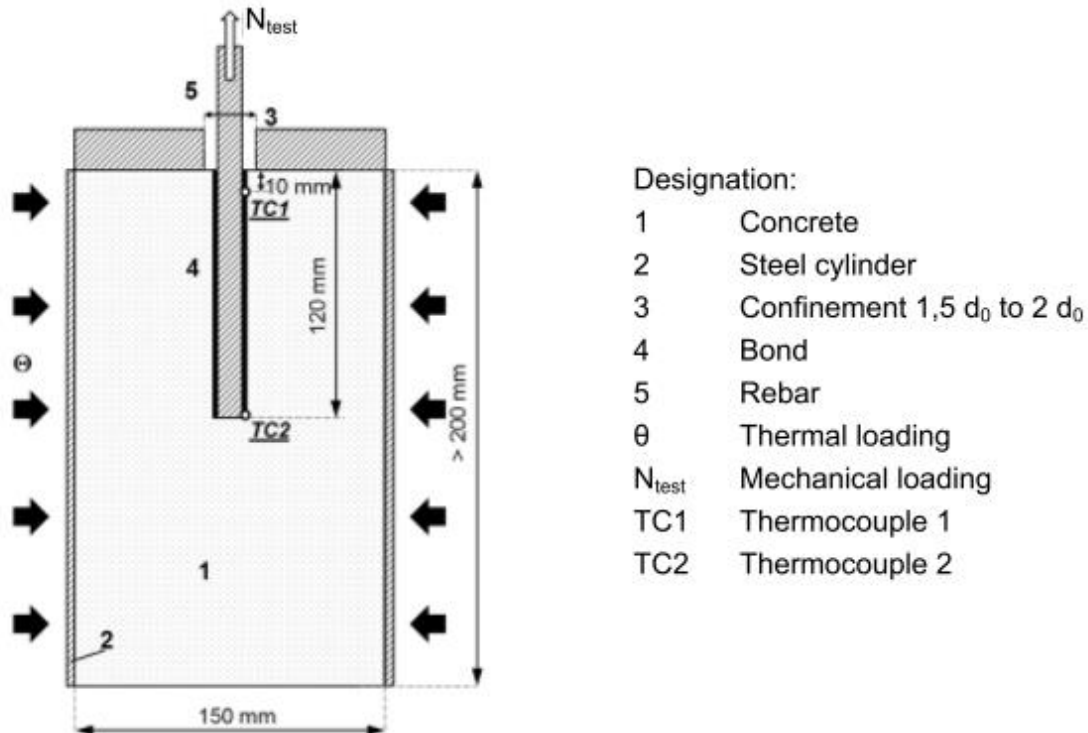


Abbildung 3-5: Versuchsaufbau für Brandversuch nach [5]

Bei diesem Versuch wird ein Bewehrungsstahl nach Herstellerangaben mittig in einen stahlummantelten Betonzylinder gesetzt. Unter einer Dauerlast  $N_{test}$  wird die Mantelfläche des Zylinders mit einer thermischen Belastung  $\theta$  beansprucht. Die thermische Belastung wird mit einer Aufheizrate von mindestens  $5 \text{ }^\circ\text{C}/\text{min}$  aufgebracht.

Die Temperatur am Bewehrungsstab zum Versagenszeitpunkt wird über das gewichtete Mittel zweier Thermoelemente (befestigt bei 10 mm und 120 mm, vgl. Abbildung 3-5) bestimmt. Das gewichtete Mittel berechnet sich dabei zu  $1/3$  aus der größeren gemessenen Temperatur und zu  $2/3$  aus der kleineren Temperatur.

Es müssen mindestens 20 Versuche mit unterschiedlichen Belastungen  $N_{test}$  durchgeführt werden. Dabei sind zusätzlich folgende Kriterien einzuhalten:

- Die Maximale Differenz zweier Datenpunkte im Intervall von  $[1 \text{ N}/\text{mm}^2; f_{bm}(21^\circ\text{C})]$  darf  $1 \text{ N}/\text{mm}^2$  betragen.
- Die Maximale Differenz zweier Versagenstemperaturen  $\theta_{failure}$  darf  $50 \text{ }^\circ\text{C}$  betragen.

Außerdem sollen drei Versuche mit einer Verbundspannung von  $0,5 \text{ N}/\text{mm}^2$  durchgeführt werden. Das nachfolgend dargestellte Diagramm zeigt beispielhaft die Versuchsergebnisse einer Testreihe und die dazugehörige Trendlinie. Anhand der Trendlinie wird nun ein Abminderungsfaktor abhängig von der Temperatur gebildet, vgl. Abbildung 3-6 und Abbildung 3-7.

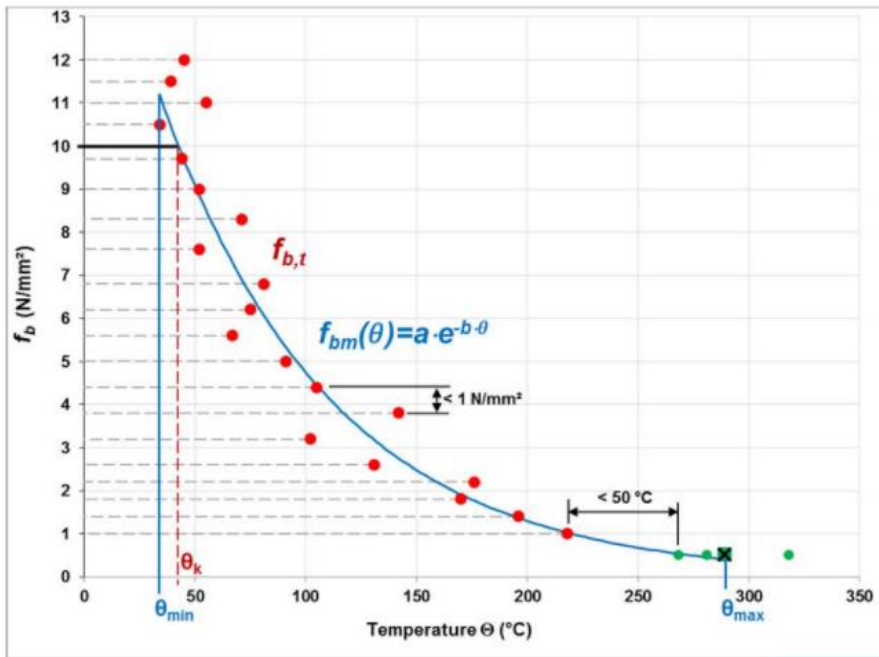


Abbildung 3-6: Beispiel für die Bestimmung der Verbundspannung als Funktion der Temperatur

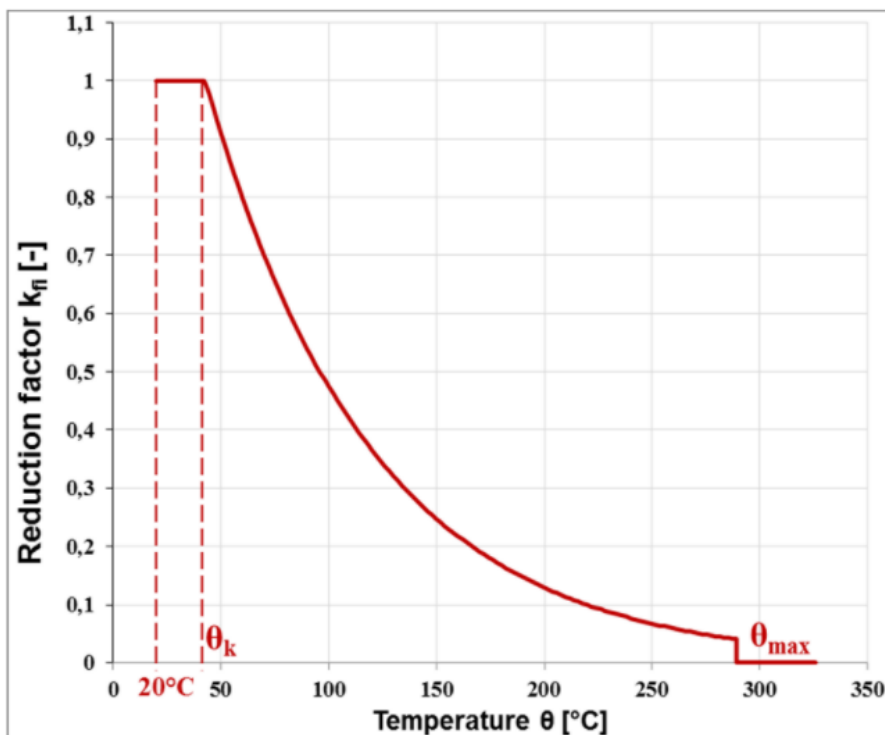


Abbildung 3-7: Beispiel für den Abminderungsfaktor  $k_{fi}(\theta)$

### 3.2. Aktueller Stand der Wissenschaft

In der kürzeren Vergangenheit beschäftigten sich einige Forscherteams mit der Thematik des Feuerwiderstands von Verbunddübeln im Brandfall.

Die Tragfähigkeit von nachträglichen Bewehrungsanschlüssen wurde intensiv untersucht. Im Rahmen der Forschung wurde ein Versuchsaufbau entwickelt bei dem ein nachträglicher Bewehrungsanschluss unter Dauerlast einer Temperaturbeanspruchung unterzogen wird. Die

Forschungsergebnisse führten zur Regelung des Versuchs und der Auswertemethode im EAD 330087-00-0601 [5], vgl. Kapitel 3.1.4. Weitere Untersuchungen zum Versuchsaufbau und Auswerteverfahren sind in [6] und [7] beschrieben. Muciaccia et al. [8] verglich mit dem oben beschriebenen Verfahren das Temperaturverhalten von nachträglichen Bewehrungsanschlüssen mit unterschiedlichen Mörteln und dem Temperaturverhalten einbetonierter Bewehrungsstäbe.

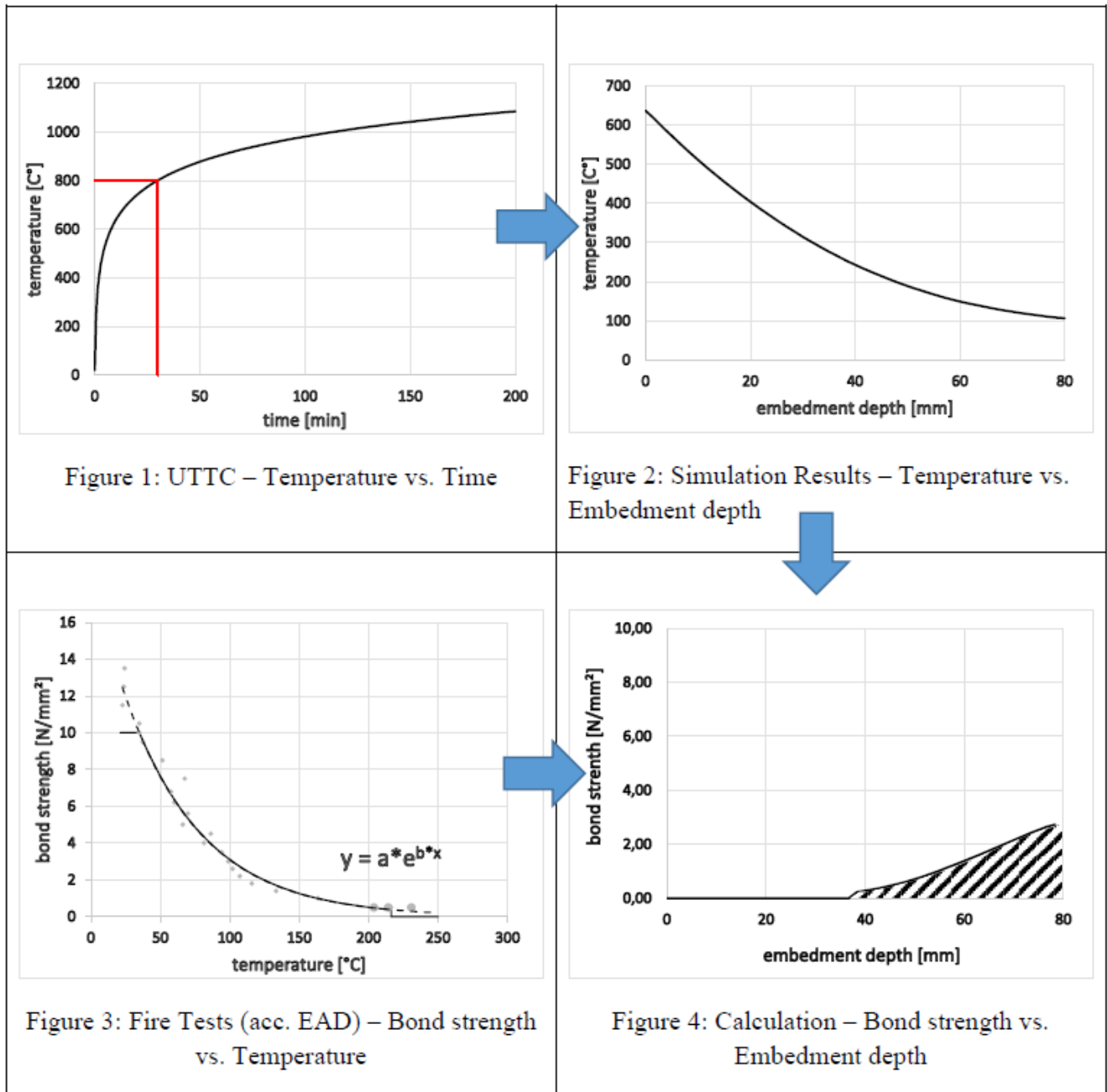


Abbildung 3-8: Vorgehen zur Bestimmung von Feuerwiderständen für Verbunddübel, nach [9]

In den Beiträgen von Patil [10] und Lakhani [11] wird bereits die Idee verfolgt die mit nachträglichen Bewehrungsanschlüssen gewonnenen Informationen über die Verbundspannungs-Temperaturbeziehung von Verbundmörteln auf Verbunddübel anzuwenden. Neben der aus den Versuchen gewonnenen Verbundspannungs-Temperatur-Beziehung werden thermisch transiente Simulationen zur Bestimmung des Temperaturprofils entlang der Verankerung durchgeführt. Das Zusammenführen der Ergebnisse resultiert in einer Vorhersage von Feuerwiderständen für Verbunddübel im Brandfall.

Im ersten Schritt der Bemessung müssen für die Simulation der Temperaturen entlang der Ankerstange die Randbedingungen festgelegt werden. Es wird dabei sowohl der Ankerdurchmesser sowie die Verankerungstiefe festgelegt, als auch der Zeitpunkt in der Temperatur-Zeit-Kurve nach [3] an dem der Feuerwiderstand berechnet werden soll, vgl. Abbildung 3-8 Figure 1. Mit diesen Eingabewerten wird anschließend eine FEM-Simulation durchgeführt. Diese liefert für jeden Punkt der Einbindetiefe die zugehörige Temperatur zum zuvor gewählten Zeitpunkt des Einheitsbrandes, siehe Abbildung 3-8 Figure 2. Des Weiteren wird die Beziehung von Verbundspannung und Temperatur, die nach [5] ermittelt werden kann herangezogen, siehe Abbildung 3-8 Figure 3. Anschließend wird jedem Abschnitt der Verankerungstiefe die, der dort vorherrschenden Temperatur zugehörige Verbundspannung zugeordnet, siehe Abbildung 3-8 Figure 4. Bildet man das Integral der Verbundspannung über die Verankerungstiefe erhält man die Feuerwiderstandslast zur zuvor definierten Zeit.

Im Rahmen eines vom DIBt unterstützten Forschungsprojekts der Technischen Universität Kaiserslautern wurden Möglichkeiten und Grenzen dieses Verfahrens untersucht. Vergleiche zwischen Berechnungsverfahren und Versuchen ergeben, dass das Berechnungsverfahren auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefert. Im zugehörigen Forschungsbericht [12] sind die Ergebnisse zusammengefasst. Außerdem ist ein Vorschlag für die Bewertung des Feuerwiderstands von Verbunddübeln basierend auf dem oben beschriebenen Berechnungsverfahren und unterstützt durch Brandversuche gegeben.

Das Thema Befestigungen im Mauerwerk im Brandfall wurde bisher nicht untersucht. Erste Ideen und Ergebnisse von Tastversuchen für dieses Forschungsprojekt wurden bereits in [13] veröffentlicht.

### 3.3. Aktueller Stand der Technik

Wie oben beschrieben liefert der aktuelle Regelungsstand keine Grundlage für die Prüfung und Bewertung von Befestigungen im Mauerwerk im Brandfall. Die Vorgehensweise bei der Durchführung von Brandversuchen obliegt der prüfenden Stelle. In der Regel wird sich an den vorliegenden Regelwerken für die Durchführung von Brandprüfungen im allgemeinen DIN EN 1363-1 und den Regelungen für Befestigungen im Beton orientiert. Gesichtspunkte die dort nicht beschrieben sind, sind beispielsweise:

- Auflast der Mauer während des Brandes
- Anbauteil für Lasten kleiner 1 kN
- Prüfung in Wand oder Einzelsteinen
- Orientierung des Prüflings / Belastungsrichtung

Die Erstellung des Prüfprogramms und Bewertung der Ergebnisse kann vom Gutachter bestimmt werden. Folgende Gesichtspunkte sollten in einem zukünftigen Regelwerk Berücksichtigung finden:

- Prüfprogramm
  - Übertragbarkeiten auf andere Ankergrößen oder Verankerungstiefen
  - Anzahl der durchzuführenden Versuche
  - Setzpositionen
- Auswertungsmethodik

#### 4. Grundlagen zum Tragverhalten von Injektionsdübeln im Mauerwerk

Ein Injektionsdübel besteht grundsätzlich aus einer metallischen Ankerstange (meist Gewindestangen) und einem Injektionsmörtel, in Lochsteinen kommt zusätzlich eine Siebhülse zum Einsatz. Der Mörtel wird in das gereinigte Bohrloch im Mauerwerk injiziert und die Ankerstange eingesetzt. Nach Erhärtung des Mörtels werden Belastungen der Ankerstange über die Mörtelschicht in den Verankerungsgrund übertragen. Die Tragmechanismen bei der Befestigung in Lochsteinen unterscheiden sich maßgeblich von denen in Vollsteinen.

##### 4.1. Vollsteine

Bei der Verwendung von Verbunddübeln in Vollsteinen werden die Kräfte von der Ankerstange über den Mörtel in den Verankerungsgrund über Stoffschluss übertragen. Die Kraft die pro Flächeneinheit an Mantelfläche der Ankerstange übertragen werden können wird im allgemeinen Verbundspannung  $\tau$  genannt.

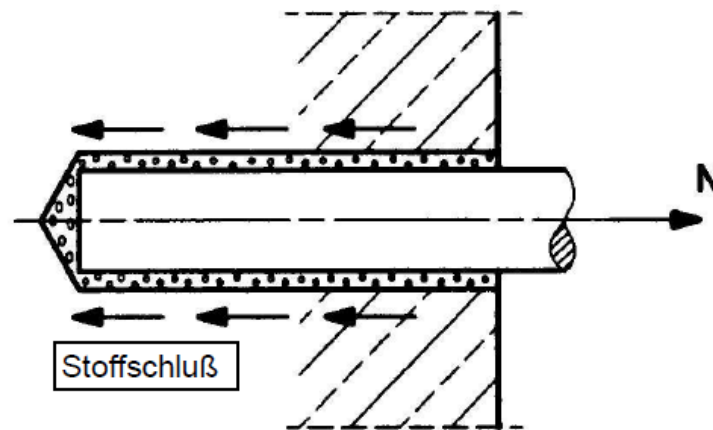


Abbildung 4-1: Tragmechanismus von Befestigungen im Vollstein, aus [14]

Bei Raumtemperaturen können nun drei wesentliche Versagensarten zum Bruch der Verbindung führen. Überschreitet die Dübelbelastung die maximal übertragbare Verbundspannung eines Mörtels kommt es zum **Verbundversagen**, also ein produktabhängiges Versagen. Diese Versagensform kann an der Grenzfläche zwischen Stahl und Mörtel sowie zwischen Mörtel und Verankerungsgrund auftreten.

Wenn die Verbundeigenschaften des Mörtels ausreichend gut sind kann ein **Steinversagen** die maßgebende Versagensform des Systems sein. Dabei sind entweder die in das Mauerwerk eingeleiteten Kräfte so groß, dass die Zugtragfähigkeit des Steins überschritten wird und es zu einem kegelförmigen Ausbruch kommt. Außerdem kann es zum Spalten des Steins kommen oder gar ein gesamter Stein aus dem Mauerverband herausgezogen werden.

Bei großen Einbindetiefen und sehr guten Mörtel Eigenschaften sowie einem ausreichend tragfähigen Verankerungsgrund können von einem Verbunddübel so große Kräfte aufgenommen werden, dass die Stahlzugfähigkeit der Ankerstange zum maßgebenden Faktor wird. Bei Überschreiten der Stahlbruchgrenze kommt es zum **Stahlversagen**. Aufgrund der meist geringen Festigkeit des Verankerungsgrunds tritt ein Stahlversagen nur selten auf.



## 4.2. Lochstein

In Deutschland kommen vielzählige Mauersteine zum Einsatz. Sie unterscheiden sich in Format, Material und Lochgeometrie. Bei der Verwendung von Verbundübeln in Lochsteinen kommt immer zusätzlich eine Siebhülse zum Einsatz. In Abbildung 4-2 a) sind beispielhaft Siebhülsen und Ankerstangen einiger zugelassener Systeme dargestellt.

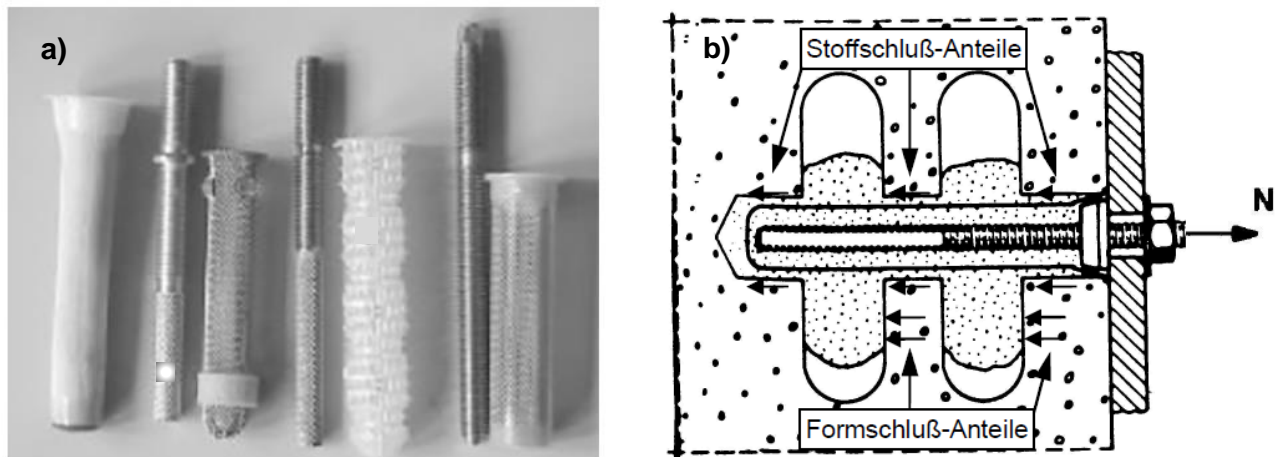


Abbildung 4-2: a) Unterschiedliche zugelassene Siebhülsen und Ankerstangen für den Einsatz in Lochsteinen, aus [15]  
b) Tragmechanismus von Befestigungen im Lochstein, aus [14]

Durch die Verwendung einer Siebhülse bildet sich in den Hohlkammern der Steine ein Mörtelpfropfen, über diesen Formschluss können Lasten ins Mauerwerk übertragen werden. Im Bereich der Stege werden die Lasten analog zu Vollsteinen über Stoffschluss/Verbund in den Verankerungsgrund eingeleitet.

In Lochsteinen können grundsätzlich die gleichen Versagensarten auftreten wie in Vollsteinen. Bei der Versagensart Herausziehen wird zusätzlich zwischen dem Verbundversagen zwischen Ankerstange und Siebhülse sowie zwischen Siebhülse und Mauerwerk unterschieden. Auch hier können verschiedene Mischformen auftreten.

## 5. Temperaturverteilung über die Verankerungstiefe (FE-Simulationen)

Das in Kapitel Abbildung 3-2 beschriebene Berechnungsverfahren basiert auf der thermisch transienten Simulation von Temperaturprofilen entlang der Verankerungstiefe des Befestigungsmittels. Im Folgenden soll der Einfluss unterschiedlicher Mauerwerksuntergründe auf das Temperaturprofil untersucht werden. Des Weiteren werden Temperaturprofile für Ankerstangen in Lochsteinen ermittelt. Zur Berechnung der Temperaturprofile wurde eine numerische 3D-Simulation mit der Software „ANSYS“ durchgeführt. Alle im Folgenden beschriebenen Ergebnisse beziehen sich auf die Einheitstemperaturzeitkurve (ETK).

### 5.1. Eingabeparameter und Randbedingungen

Die Materialeigenschaften von Stahl, Beton und den Mauerwerksmaterialien wurden dem jeweiligen Teil 2 „Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung im Brandfall“ der Eurocodes für Stahlbetonbau, Stahlbau und Mauerwerksbau [16–18] entnommen. Die Anhänge C und D der DIN EN 1996-1-2 sind nach dem Nationalen Anhang für Deutschland zwar nicht zulässig, aufgrund mangelnder Alternativen werden diese Angaben zu den Materialeigenschaften von Mauerwerksteinen dennoch für die Simulation verwendet.

#### Beton

Die physikalischen Größen spezifische Wärmekapazität, Wärmeleitfähigkeit und Rohdichte von Beton sind aufgrund des Wasserverlusts während der Erwärmung stark temperaturabhängig. Die Eigenschaften sind in Abbildung 5-1 bis Abbildung 5-3 dargestellt. Es wurde von einer Betonfeuchte von 3% ausgegangen. Für die Wärmeleitfähigkeit wurde der Mittelwert zwischen Obergrenze (1) und Untergrenze (2) verwendet.

$$\begin{aligned} \rho(\theta) &= \rho(20\text{ °C}) && \text{für } 20\text{ °C} \leq \theta \leq 115\text{ °C} \\ \rho(\theta) &= \rho(20\text{ °C}) \cdot (1 - 0,02(\theta - 115)/85) && \text{für } 115\text{ °C} < \theta \leq 200\text{ °C} \\ \rho(\theta) &= \rho(20\text{ °C}) \cdot (0,98 - 0,03(\theta - 200)/200) && \text{für } 200\text{ °C} < \theta \leq 400\text{ °C} \\ \rho(\theta) &= \rho(20\text{ °C}) \cdot (0,95 - 0,07(\theta - 400)/800) && \text{für } 400\text{ °C} < \theta \leq 1\,200\text{ °C} \end{aligned}$$

Abbildung 5-1: Rohdichte von Beton bei veränderlichen Temperaturen, [18]

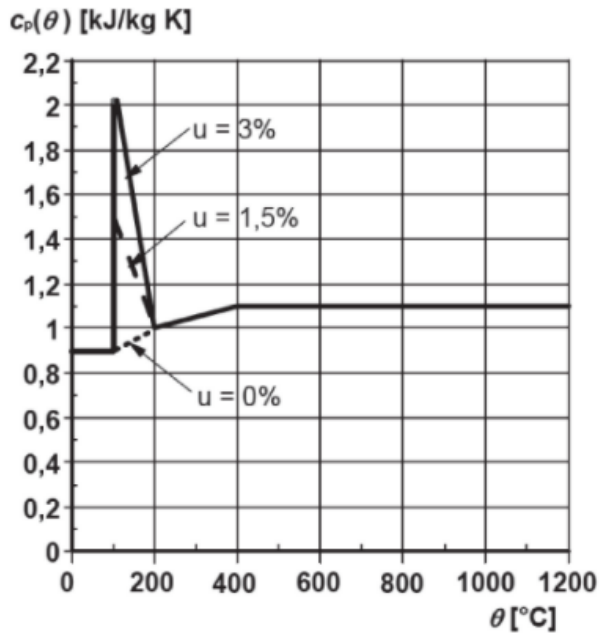


Abbildung 5-2: spezifische Wärmekapazität von Beton in Abhängigkeit des Feuchtegehalts [18]

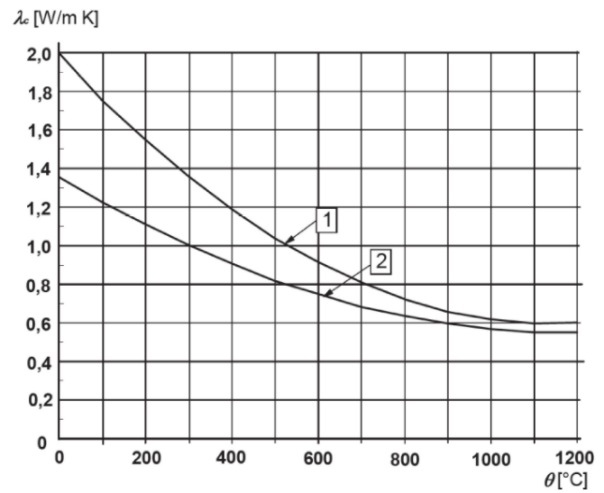


Abbildung 5-3: Wärmeleitfähigkeit von Beton [18]

### Kohlenstoffstahl

Die spezifische Wärmekapazität und die Wärmeleitfähigkeit von Stahl sind ebenfalls temperaturabhängig (Abbildung 5-4 und Abbildung 5-5). Die Rohdichte ist temperaturunabhängig und beträgt 7850 kg/m<sup>3</sup>.

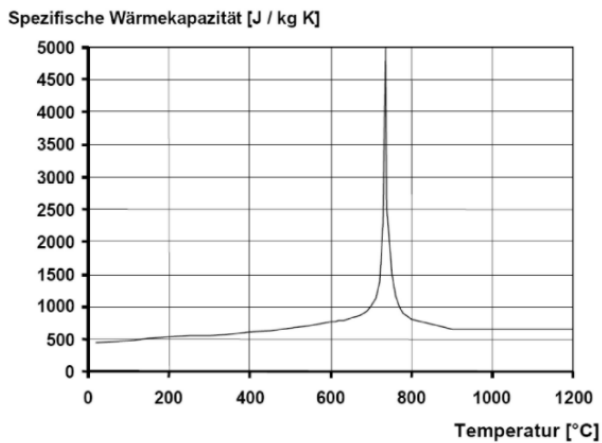


Abbildung 5-4: spezifische Wärmekapazität [16]

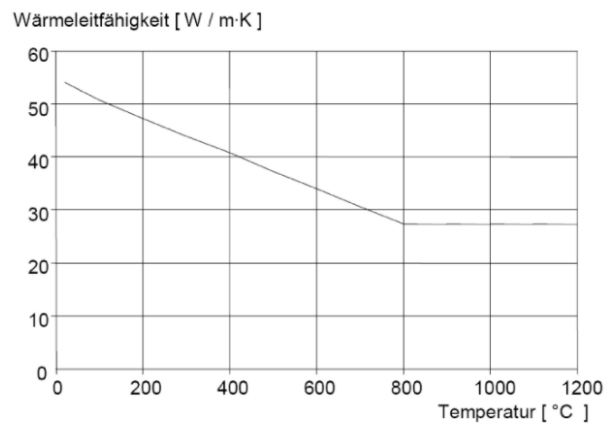


Abbildung 5-5: Wärmeleitfähigkeit von Kohlenstoffstahl [16]

### Mauerziegel

Die Bemessungswerte der temperaturabhängigen Materialeigenschaften von Mauerziegeln mit einer Trockenrohddichte von 900 kg/m<sup>3</sup> bis 1200 kg/m<sup>3</sup> sind in Abbildung 5-6 dargestellt. Für die Simulationen ist von einer Rohddichte von 900 kg/m<sup>3</sup> ausgegangen worden.

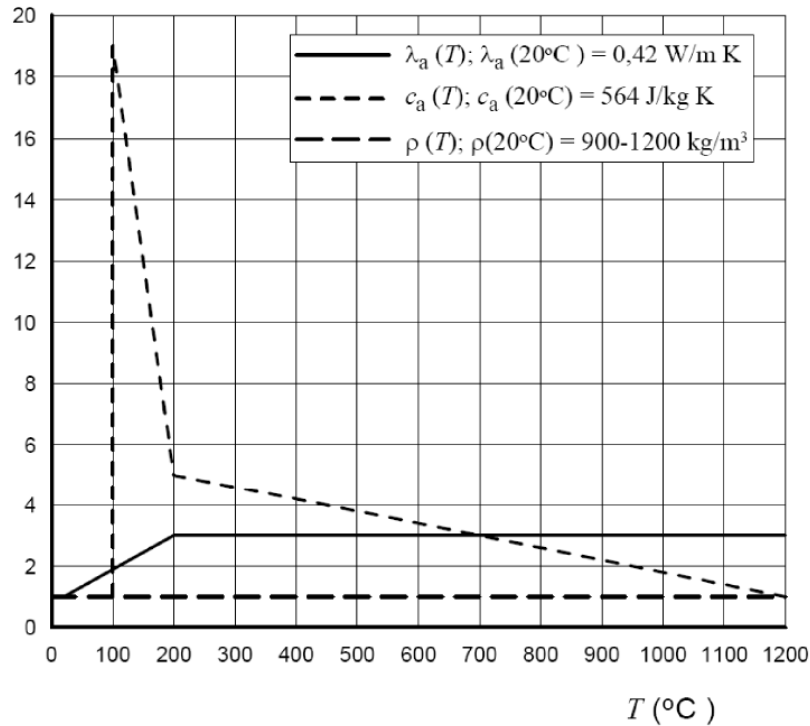


Abbildung 5-6: Bemessungswerte der temperaturabhängigen Materialeigenschaften von Mauerziegeln, [17]

### Kalksandstein

Die Bemessungswerte der temperaturabhängigen Materialeigenschaften von Kalksandstein mit einer Trockenrohdichte von  $1600 \text{ kg/m}^3$  bis  $2000 \text{ kg/m}^3$  sind in Abbildung 5-7 dargestellt. Für die Simulationen ist von einer maximalen Rohdichte von  $1600 \text{ kg/m}^3$  ausgegangen worden.

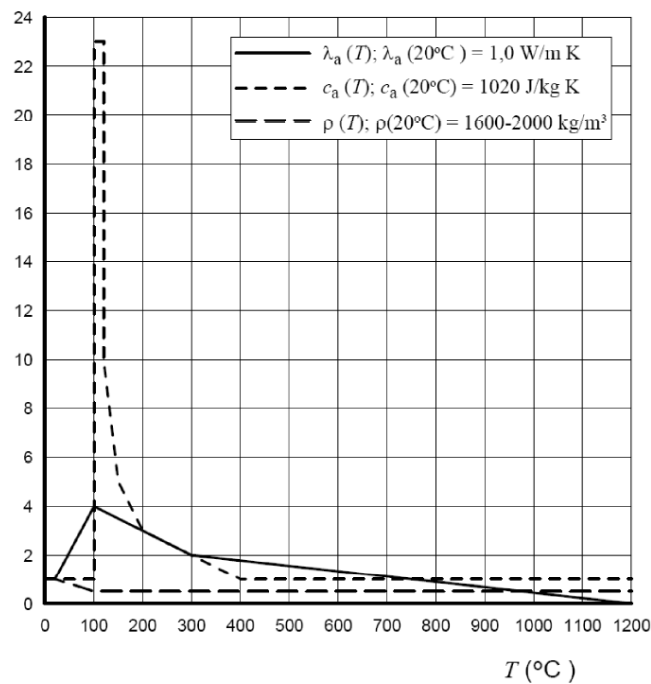


Abbildung 5-7: Bemessungswerte der temperaturabhängigen Materialeigenschaften von Kalksandstein, [17]

## Leichtbeton

Die Bemessungswerte der temperaturabhängigen Materialeigenschaften von Leichtbetonsteinen mit einer Trockenrohddichte von  $600 \text{ kg/m}^3$  bis  $1000 \text{ kg/m}^3$  sind in Abbildung 5-8 dargestellt. Für die Simulationen ist von einer Rohddichte von  $600 \text{ kg/m}^3$  ausgegangen worden.

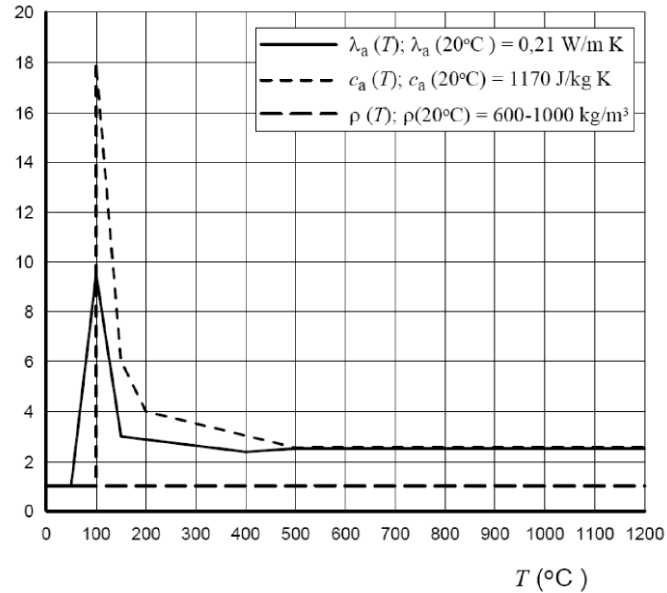


Abbildung 5-8: Bemessungswerte der temperaturabhängigen Materialeigenschaften von Leichtbetonsteinen, [17]

## Porenbeton

Die Bemessungswerte der temperaturabhängigen Materialeigenschaften von Porenbetonsteinen mit einer Trockenrohddichte von  $400 \text{ kg/m}^3$  bis  $600 \text{ kg/m}^3$  sind in Abbildung 5-9 dargestellt. Für die Simulationen ist von einer Rohddichte von  $500 \text{ kg/m}^3$  ausgegangen worden.

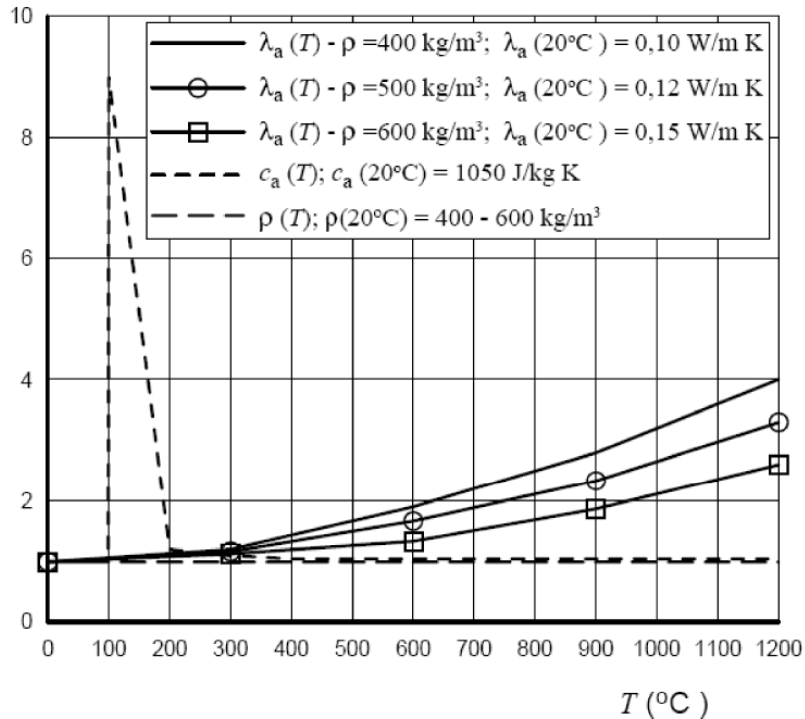


Abbildung 5-9: Bemessungswerte der temperaturabhängigen Materialeigenschaften von Porenbetonsteinen, [17]

Alle Simulationen wurden an einem rotationssymmetrischen Zylinder mit einem Durchmesser von 300 mm und einer Höhe von 240 mm durchgeführt. Der Durchmesser ist so gewählt, dass die Bauteilränder keinen Einfluss auf das Temperaturprofil am Dübel haben. Die Höhe ist an üblichen Mauerwerksmaßen angelehnt. Voran gegangene Simulationen [12] zeigen, dass die Temperaturen in der Mörtelschicht und an der Oberfläche der Ankerstange nahezu gleich sind und dass die Mörtelschicht (wenn die Materialeigenschaften sich nicht deutlich von denen des umgebenden Materials unterscheiden) keinen wesentlichen Einfluss auf das Temperaturprofil hat.

Für den Wärmeübergangskoeffizient für die der Luft ausgesetzten Modellseite wurden 25 W/mK angenommen, für die dem Beton angrenzenden Flächen wurden 4 W/mK angenommen. Der Emissionsgrad von 0,7 wurde für Stahl und Beton definiert, um die Strahlungswirkung zu berücksichtigen.

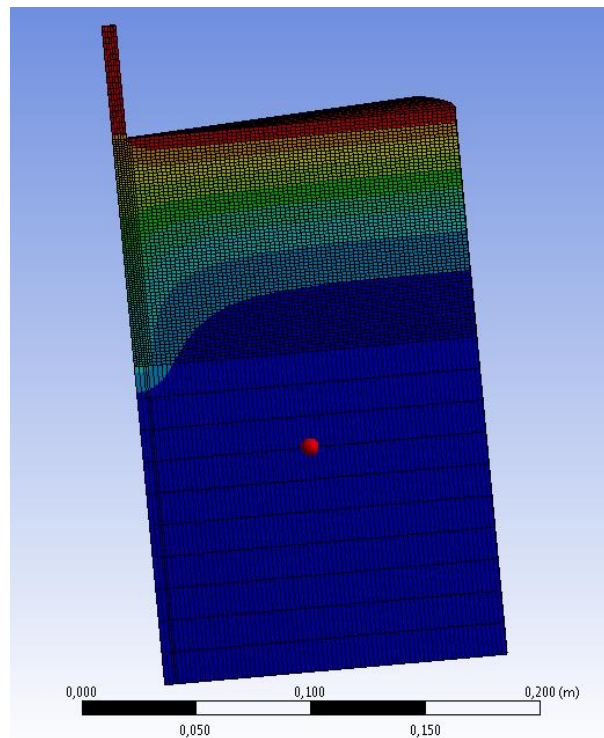


Abbildung 5-10: Modell zur Simulation von Temperaturprofilen

## 5.2. Simulationsergebnisse

Die Ergebnisse der thermischen Simulation wurden mit Ergebnissen einer anderen Forschungseinrichtung verglichen. Zum Vergleich wurden von beiden Instituten die Temperaturwerte entlang der Verankerungstiefe eines einbetonierten Dübels mit einem Durchmesser von 16 mm auf einer Einbindetiefe von 120 mm ermittelt. Die Betonplatte hatte dabei eine Dicke von 174 mm. Abbildung 5-11 zeigt den Vergleich der Ergebnisse bei einer Brandbeanspruchung von 90 min. Die Simulationen wurden mit unterschiedlichen Programmen durchgeführt.

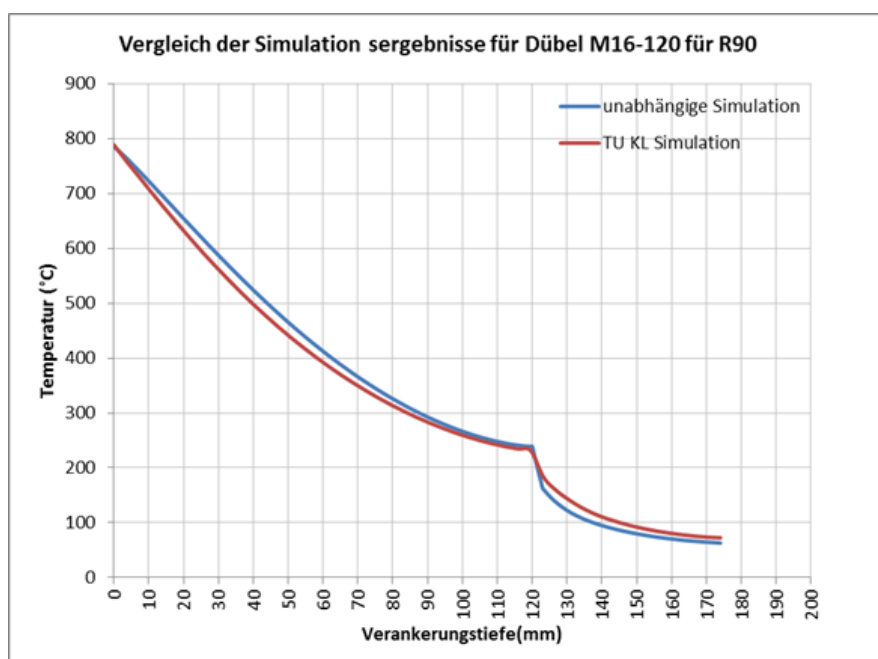


Abbildung 5-11: Vergleich der Simulationsergebnisse beider Institute [24]

### 5.2.1. Vollsteine

Die bisherigen Forschungsergebnisse (vgl. Kapitel 3.2) zeigen, dass die Tragfähigkeit von Verbunddübeln im Brandfall stark von den Temperaturen an der Ankerstange abhängig ist. Die im Folgenden beschriebenen Simulationen sollen den Einfluss des Untergrundmaterials auf das Temperaturprofil an Dübeln zeigen.

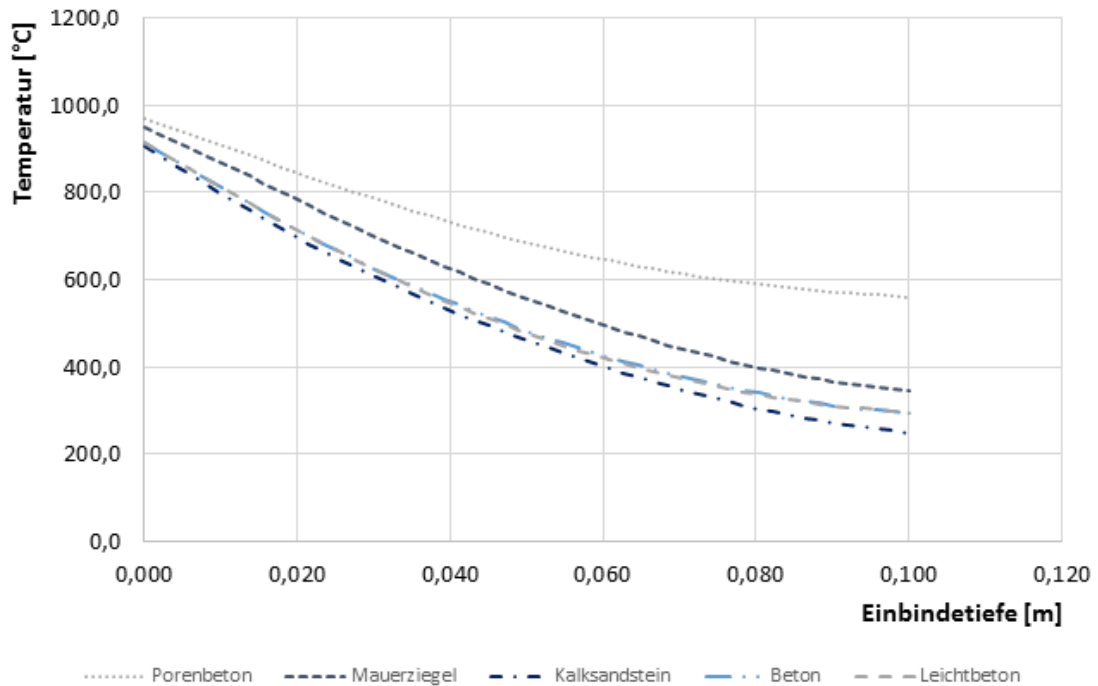


Abbildung 5-12: Einfluss des Verankerungsgrunds auf das Temperaturprofil (M12 nach 120 min)

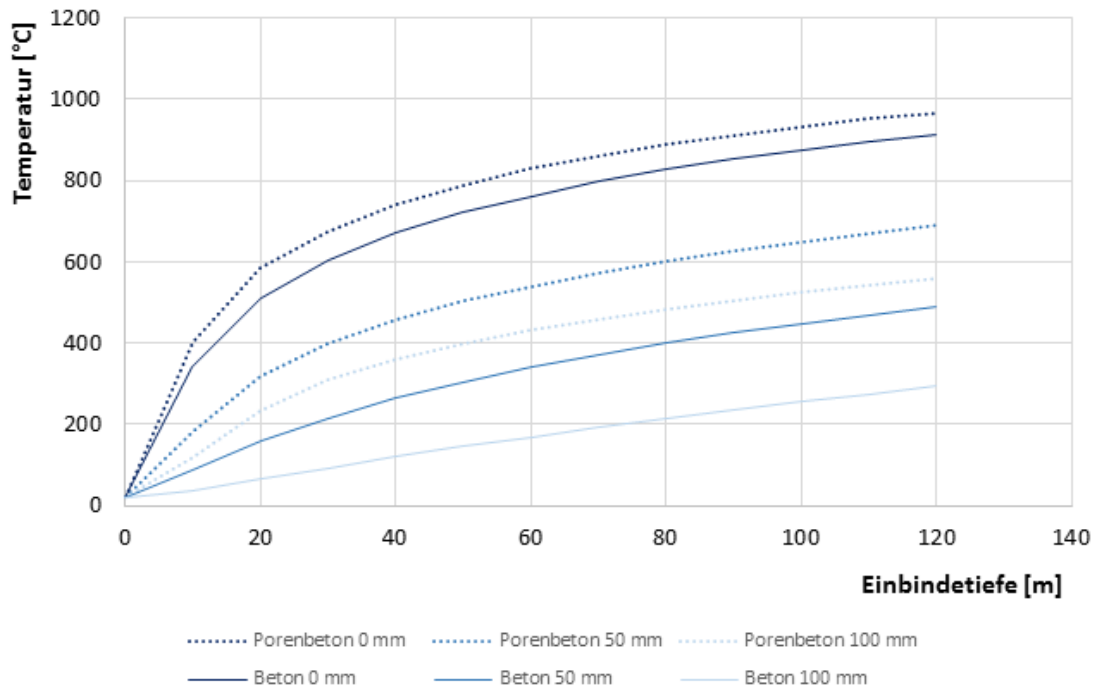


Abbildung 5-13: Vergleich der Temperaturentwicklung am Dübel für Porenbeton und Beton



## Feuerwiderstand von Befestigungen im Mauerwerk –DIBT

Tabelle 5-1: Simulationsergebnisse zum Einfluss des Verankerungsgrunds auf das Temperaturprofil (120 min)

Beton		Kalksandstein		Mauerziegel		Leichtbeton		Porenbeton	
Länge [m]	Wert [°C]	Länge [m]	Wert [°C]	Länge [m]	Wert [°C]	Länge [m]	Wert [°C]	[m]	Wert [°C]
0,000	914,7	0,000	906,0	0,000	969,1	0,000	914,2	0,000	967,6
0,002	895,0	0,002	884,9	0,002	957,8	0,002	895,1	0,002	956,0
0,004	875,3	0,004	864,0	0,004	946,0	0,004	875,3	0,004	944,1
0,006	855,5	0,006	843,0	0,006	934,0	0,006	855,7	0,006	932,5
0,008	835,4	0,008	821,8	0,008	921,8	0,008	835,7	0,008	920,7
0,010	815,2	0,010	800,5	0,010	909,4	0,010	815,4	0,010	908,7
0,012	794,9	0,012	779,6	0,012	896,9	0,012	795,2	0,012	896,8
0,014	774,9	0,014	759,0	0,014	884,2	0,014	775,1	0,014	884,8
0,016	755,4	0,016	739,0	0,016	871,4	0,016	755,4	0,016	872,8
0,018	736,3	0,018	719,6	0,018	858,6	0,018	736,2	0,018	860,9
0,020	717,7	0,020	700,7	0,020	845,7	0,020	717,4	0,020	848,9
0,022	699,6	0,022	682,2	0,022	832,7	0,022	699,1	0,022	837,0
0,024	681,9	0,024	664,3	0,024	819,7	0,024	681,1	0,024	825,1
0,025	664,6	0,025	646,7	0,025	806,7	0,025	663,6	0,025	813,4
0,027	647,7	0,027	629,6	0,027	793,6	0,027	646,5	0,027	801,6
0,029	631,3	0,029	613,0	0,029	780,7	0,029	629,8	0,029	790,1
0,031	615,3	0,031	596,7	0,031	767,9	0,031	613,5	0,031	778,8
0,033	599,7	0,033	580,9	0,033	755,2	0,033	597,6	0,033	767,8
0,035	584,6	0,035	565,4	0,035	742,7	0,035	582,1	0,035	757,1
0,037	569,8	0,037	550,4	0,037	730,4	0,037	567,0	0,037	746,6
0,039	555,4	0,039	535,7	0,039	718,3	0,039	552,3	0,039	736,4
0,041	541,4	0,041	521,4	0,041	706,3	0,041	538,1	0,041	726,6
0,043	527,9	0,043	507,4	0,043	694,5	0,043	524,2	0,043	717,1
0,045	514,7	0,045	493,8	0,045	682,8	0,045	510,7	0,045	707,8
0,047	501,9	0,047	480,5	0,047	671,2	0,047	497,7	0,047	698,9
0,049	489,4	0,049	467,5	0,049	659,8	0,049	485,0	0,049	690,2
0,051	477,4	0,051	454,9	0,051	648,6	0,051	472,7	0,051	681,8
0,053	465,7	0,053	442,6	0,053	637,5	0,053	460,9	0,053	673,7
0,055	454,4	0,055	430,7	0,055	626,5	0,055	449,4	0,055	665,8
0,057	443,4	0,057	419,0	0,057	615,7	0,057	438,4	0,057	658,2
0,059	432,9	0,059	407,7	0,059	605,1	0,059	427,7	0,059	650,9
0,061	422,6	0,061	396,7	0,061	594,6	0,061	417,5	0,061	643,9
0,063	412,7	0,063	386,0	0,063	584,3	0,063	407,6	0,063	637,2
0,065	403,2	0,065	375,6	0,065	574,2	0,065	398,2	0,065	630,7
0,067	394,1	0,067	365,5	0,067	564,3	0,067	389,1	0,067	624,5
0,069	385,2	0,069	355,8	0,069	554,6	0,069	380,5	0,069	618,6
0,071	376,8	0,071	346,3	0,071	545,0	0,071	372,2	0,071	613,0
0,073	368,7	0,073	337,2	0,073	535,7	0,073	364,3	0,073	607,6
0,075	360,9	0,075	328,5	0,075	526,7	0,075	356,9	0,075	602,6
0,076	353,5	0,076	320,0	0,076	517,8	0,076	349,9	0,076	597,8
0,078	346,5	0,078	311,9	0,078	509,3	0,078	343,2	0,078	593,3
0,080	339,8	0,080	304,2	0,080	501,0	0,080	337,0	0,080	589,1
0,082	333,5	0,082	296,8	0,082	492,9	0,082	331,1	0,082	585,2
0,084	327,5	0,084	289,9	0,084	485,2	0,084	325,7	0,084	581,7
0,086	321,9	0,086	283,3	0,086	477,9	0,086	320,7	0,086	578,3
0,088	316,8	0,088	277,1	0,088	470,8	0,088	316,0	0,088	575,3
0,090	312,0	0,090	271,4	0,090	464,2	0,090	311,9	0,090	572,6
0,092	307,7	0,092	266,1	0,092	458,0	0,092	308,0	0,092	570,1
0,094	303,7	0,094	261,3	0,094	452,3	0,094	304,6	0,094	568,0
0,096	300,5	0,096	257,2	0,096	447,1	0,096	301,9	0,096	566,4
0,098	297,2	0,098	253,1	0,098	442,2	0,098	299,0	0,098	564,6
0,100	292,5	0,100	247,9	0,100	436,6	0,100	293,8	0,100	560,5

In Abbildung 5-12 ist der Temperaturverlauf nach 120 Minuten Branddauer entlang der Verankerungstiefe für eine Gewindestange M12 (Kohlenstoffstahl) und einer Verankerungstiefe von 100 mm für unterschiedliche Verankerungsuntergründe dargestellt. Die Einzelwerte sind in Tabelle 5-1 dargestellt.

Die Simulationsergebnisse zeigen, dass Materialien mit hohen thermischen Dämmeigenschaften wie beispielsweise Porenbeton zu höheren Temperaturen an der Ankerstange führen. Der Grund hierfür ist, dass weniger Wärme an die Steine abgegeben werden kann und der Hitzestau in der Gewindestange so größer wird. Welche der Materialeigenschaften den Temperaturverlauf in welchem Maße beeinflussen muss noch näher untersucht werden.

Zur Bestätigung der Simulationsergebnisse wurden Temperaturmessungen an Dübeln in Brandversuchen durchgeführt. An zwei Gewindestangen M12 wurden Messpunkte bei 0 mm, 50 mm und 100 mm bzw. bei 10 mm und 100 mm positioniert. Die Temperaturen wurden mit Thermoelementen vom Typ K gemessen. In Abbildung 5-14 sind die Messergebnisse an Verankerungen in Mauerziegel Vollsteinen den entsprechenden Simulationsergebnissen gegenüber gestellt. Es zeigt sich, dass Simulation und Messergebnisse sehr gut übereinstimmen.

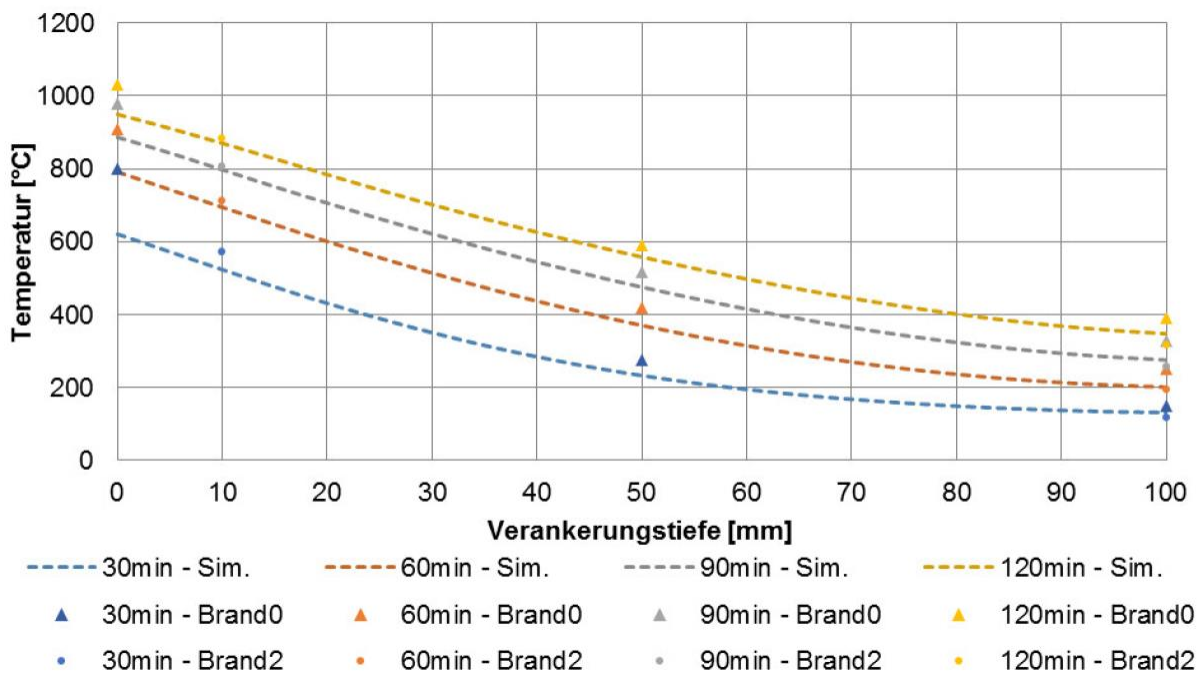


Abbildung 5-14: Vergleich von Simulations- und Brandergebnissen im Mauerziegel

Ein weiterer Vergleich zwischen Simulations- und Temperaturmessungen in Brandversuchen wurde in Porenbetonsteinen durchgeführt. Es wurden zwei Dübel mit einer Verankerungstiefe von 150 mm und einem Ankerdurchmesser von 12 mm mit Thermoelementen bei 50 mm und 100 mm gesetzt. Die Ergebnisse sind in Abbildung 5-15 grafisch dargestellt. Bei Dübel 2 stimmen die Messergebnisse sehr gut mit den Simulationsergebnissen überein. Für Dübel 1 wurden im Versuch teilweise deutlich (ca. 100 °C) geringere Temperaturen gemessen.

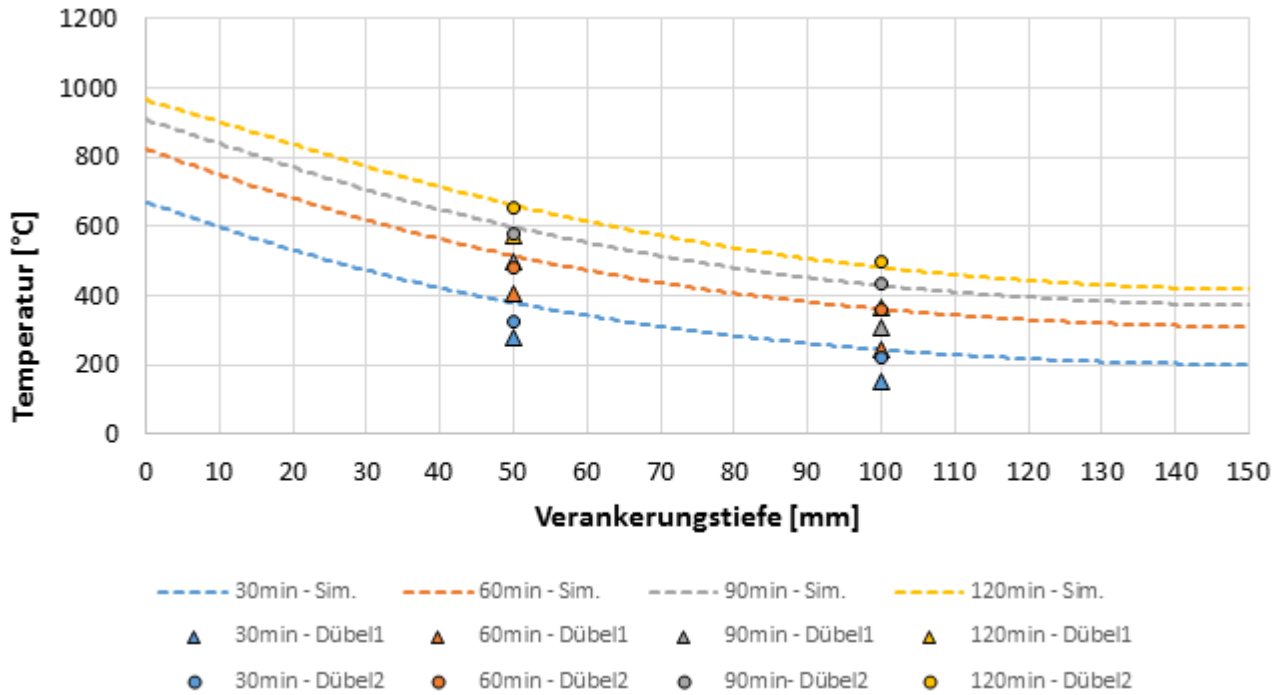


Abbildung 5-15 : Vergleich von Simulations- und Brandergebnissen im Porenbetonstein

### 5.2.2. Lochsteine

Im Folgenden soll untersucht werden, welchen Einfluss Hohlräume in Mauersteinen auf die Temperaturverteilung haben. Hierzu wurden Simulationen an Kalksandsteinen durchgeführt. Zur Vereinfachung der Berechnung wurden nur Lochgeometrien modelliert, die von der Ankerstange durchdrungen wurden. Im in den Versuchen verwendeten (vgl. Kapitel 6.2) Kalksandlochstein, ergeben sich zwei mögliche Positionen an dem die Befestigung Öffnungen kreuzt, die Positionen werden im Folgenden mit „Mitte“ und „Seite“ bezeichnet. Das Lochbild des verwendeten Steins ist in Abbildung 5-16 dargestellt. Die Temperaturverteilung im Stein für beide Positionen sind in Abbildung 5-17 und Abbildung 5-18 dargestellt.

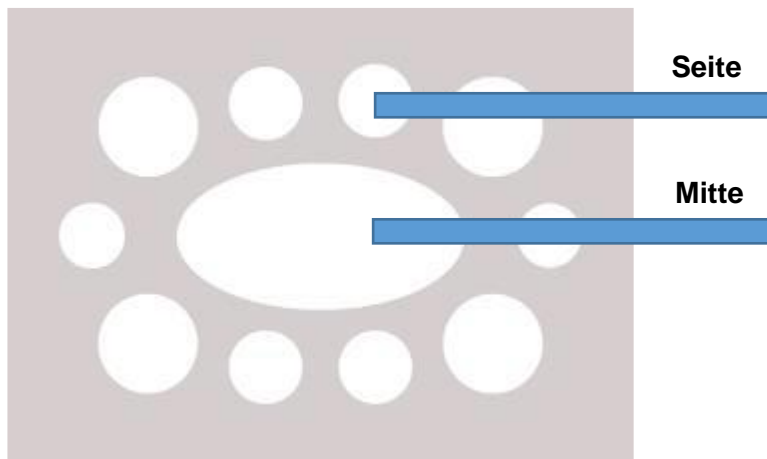


Abbildung 5-16: Lochbild Silka KS 12-1,4 3DF

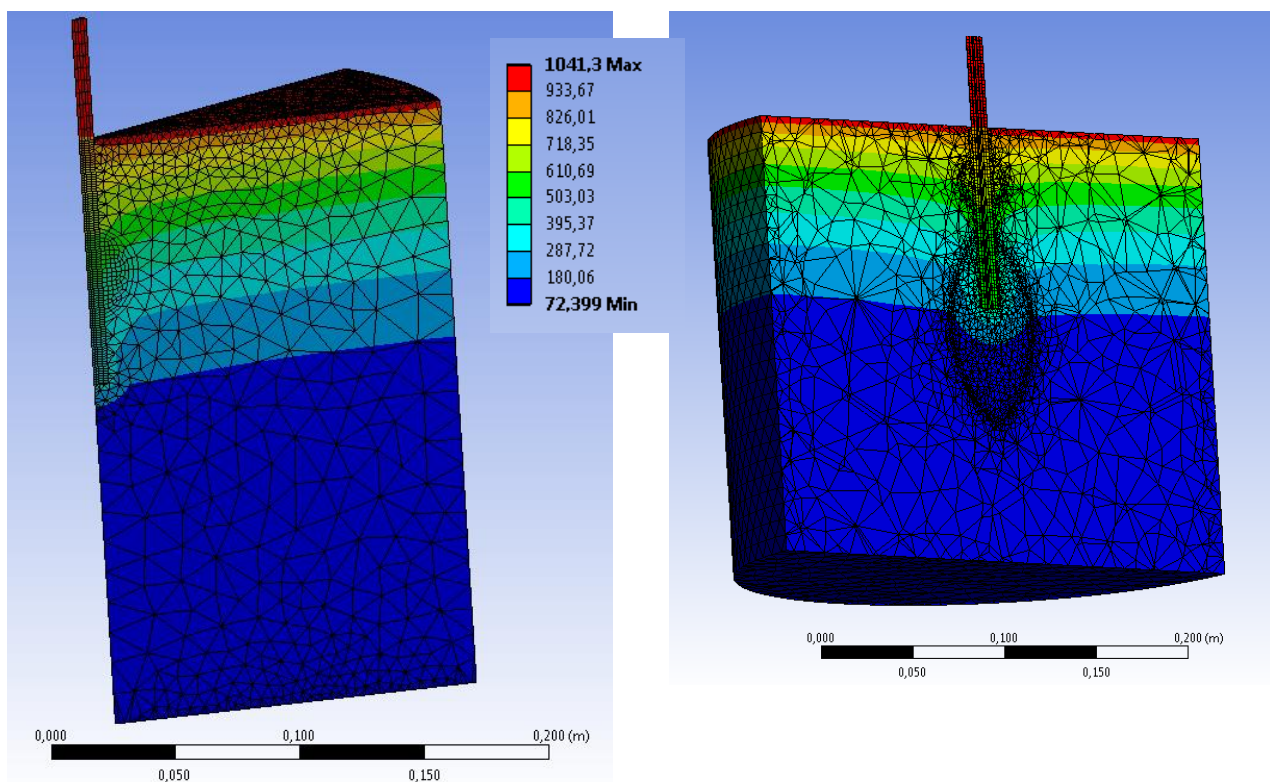


Abbildung 5-17: Simulation von Temperaturen in Kalksandlochsteinen

Für den Kalksandstein wurden die thermischen Materialeigenschaften die in Kapitel 5.1 beschrieben sind verwendet. Für die Hohlräume wurde ein Volumenkörper bestehend aus Luft modelliert. Für die thermischen Eigenschaften wurden die Voreinstellungen verwendet.

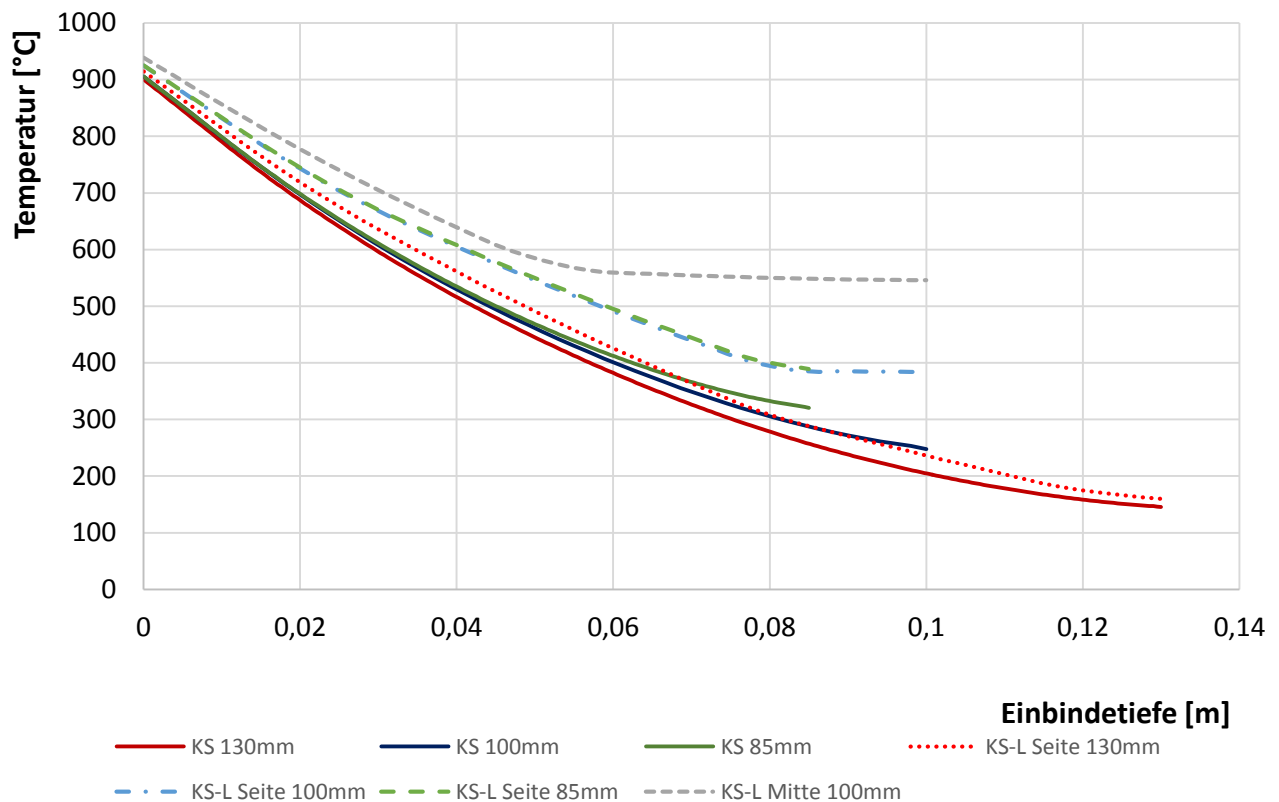


Abbildung 5-18: Temperaturverteilung entlang der Verankerungstiefe in Kalksandlochsteinen

Die Simulationsergebnisse zeigen, dass ein wesentlicher Einflussfaktor für die Temperaturverteilung am Dübel die Kontaktfläche zum Verankerungsgrund darstellt. Je größer die Kontaktfläche zum Verankerungsgrund ist, desto mehr Wärme kann in diesen abgeleitet werden und demnach auf die Ankerstange kühlend wirken. Endet ein Dübel in einer Öffnung führt dies zu einem Hitzestau, dies führt zu deutlich höheren Temperaturen entlang der gesamten Verankerungstiefe. Beim Eintritt des Dübels in die Öffnung ist im Temperaturprofil ein deutlicher Knick zu erkennen, ab diesem Punkt nimmt die Temperatur bis zum Ende der Verankerungstiefe kaum noch ab. Durchdringt der Dübel die Öffnung komplett bleibt die Krümmung des Temperaturprofils unverändert, auch wenn bei kurzen Verankerungstiefen die Temperaturen durch die geringere Kontaktfläche mit dem Untergrund größer sind.

## **6. Versuchsdurchführung**

Die Prüfung des Feuerwiderstands von Befestigungen im Mauerwerk bringt im Vergleich zur Prüfung im Beton, einige Besonderheiten mit. Die Randbedingungen zur Entwicklung des Versuchsstands und dessen Umsetzung werden im folgenden Kapitel beschrieben.

In einer Versuchsreihe wurden unterschiedliche Steinarten, Setzpositionen und Belastungsrichtungen geprüft. Die Ergebnisse geben einen Einblick in die möglichen Versagensarten.

### **6.1. Versuchsaufbau**

#### **6.1.1. Zugversuch**

Bei der Entwicklung eines Versuchsstands zur Prüfung des Feuerwiderstands von Befestigungen im Mauerwerk wurde sich, wie bei der Prüfung von Befestigungen im Beton, am Technischen Bericht TR 020 [4] orientiert. Das heißt, die Befestigungen werden mit einer mechanischen Dauerlast beaufschlagt und gleichzeitig mit der thermischen Last der Einheits-Temperatur-Kurve (ETK) nach DIN EN 1363-1 [3] beansprucht.

#### **Lasteinleitung**

Die Vereinheitlichung der Lasteinleitungsstruktur wie es im TR020 festgelegt ist, scheint weiterhin sinnvoll. Nach Prüfung einiger Alternativen (z.B. Lochband) wurden die Maße für die Anbauteile wie sie im TR 020 beschrieben sind beibehalten. Dieser Punkt ist durchaus kritisch zu betrachten, da das Anbauteil nachweislich die Befestigung in gewissem Maße vor Temperatureintrag schützt und das Anbauteil für viele Anwendungen überdimensioniert erscheint.

Durch die Berücksichtigung allgemeiner Anforderungen zur Durchführung von Zugversuchen an Befestigungen im Mauerwerk nach ETAG 029 [1] kommen weitere Bedingungen die beim Entwurf eines Versuchsstand beachtet werden sollten hinzu. Hierzu zählen:

#### **Prüfung im Einzelstein oder in einer Wandscheibe?**

Bei der Prüfung in einer Wandscheibe darf nach ETAG 029 eine Vorspannung von 0,2 N/mm<sup>2</sup> auf die Wandscheibe aufgebracht werden. Dies soll auch im Brandversuchsstand möglich sein. Daraus ergibt sich eine vertikale Anordnung der Wandscheibe und eine horizontale Lasteinleitung. Welche wiederum die Nutzung von Totlasten nur über Umlenkrollen ermöglicht.

#### **Setzpositionen der Ankerstangen**

Vor allem bei der Prüfung im Lochstein muss bei der Prüfung die kritischste Position im Stein geprüft werden. Zusammen mit dem Fugenbild schränkt dies mögliche Setzpositionen deutlich ein. Bei variierenden Steingeometrien und Lochanordnungen fordert dies eine hohe Flexibilität im Versuchsaufbau.

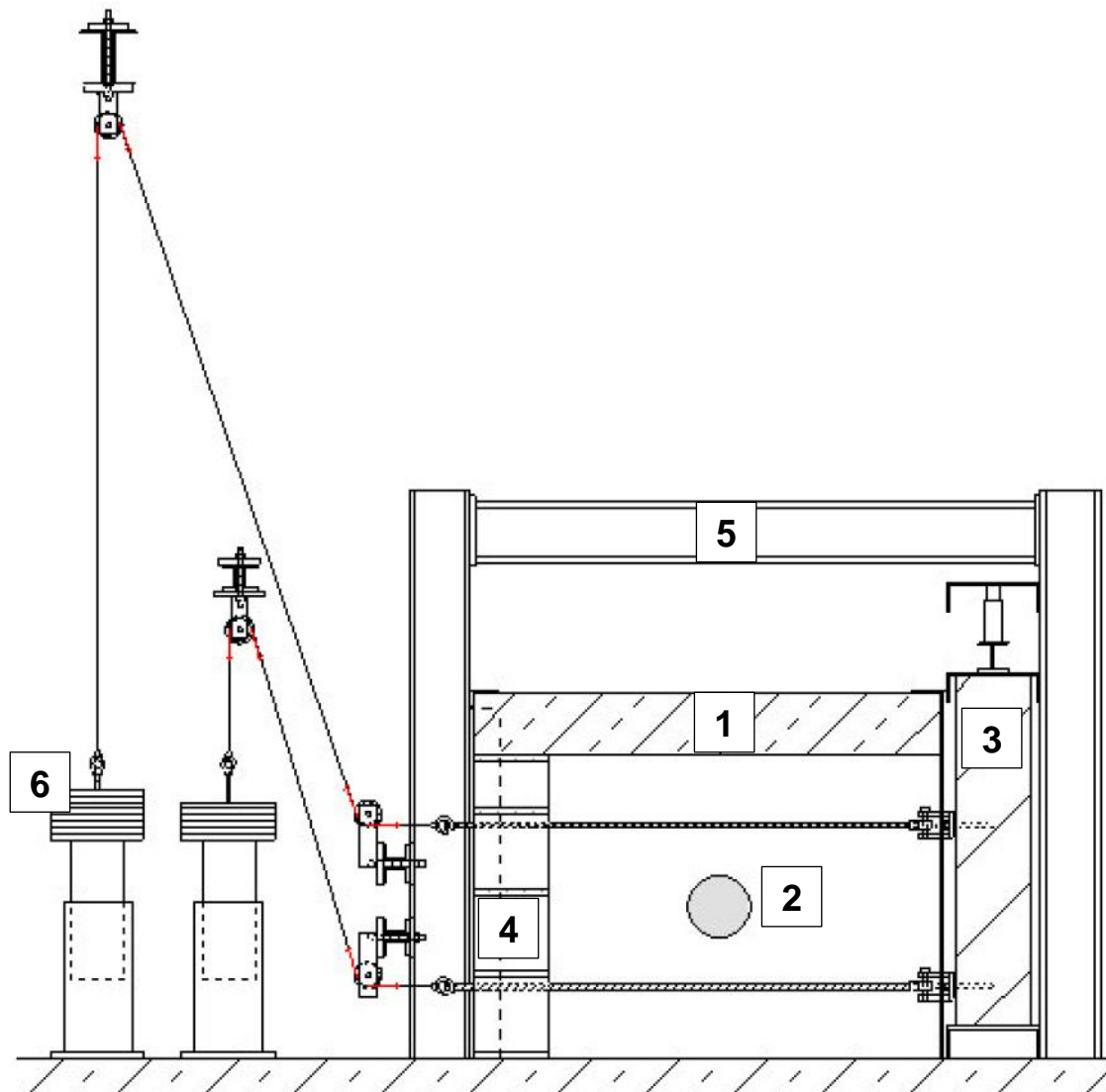


Abbildung 6-1: Versuchsstand zur Prüfung von Befestigungen in Mauerwerkswänden

Zur Prüfung der Befestigungen wird der Kombibrandofen der TU Kaiserslautern verwendet. Der eigentliche Brandraum von 3,0 m x 4,0 m x 3,0 m mit 14 Brennern wird mit einem vorhandenen Zusatzbauteil (1) auf einen Brandraum von 1,0 m x 1,5 m x 1,0 m mit einem Brenner (2) verkleinert. Der verbleibende Brandraum hat einen Abzug mit angeschlossener Rauchgasreinigung in der Decke. Es verbleibt eine Öffnung vor die die Prüfwand (1,0 m x 1,5 m) inklusive Belastungsvorrichtung (3) gestellt werden kann. In diese Wand werden die zu prüfenden Befestigungen an ausgewählte Setzpositionen gesetzt. Durch das Anbauteil nach TR 020 sind die Dübel über eine Gewindestange (M20 10.9), eine Ringmutter, ein Stahlseil und Umlenkrollen mit einem Gewichtstopf verbunden. Hier kann durch das Befüllen mit Blei oder das Auflegen von Gewichtsscheiben (6) eine Dauerlast auf den Dübel erzeugt werden. Außerdem ist die Belastung über hydraulische Pressen direkt am Ofenausgang möglich. Als Widerlager für die Belastungseinrichtung dient ein Rahmen (5), der über den Ofenraum gebaut wurde.



Abbildung 6-2: Versuchsaufbau (ohne Lasteinleitung)



Abbildung 6-3: Eingebaute Prüfwall



Abbildung 6-4: Verwendete Anbauteile und Übergang zur Gewindestange





Abbildung 6-5: Lasteinleitung über Totlasten

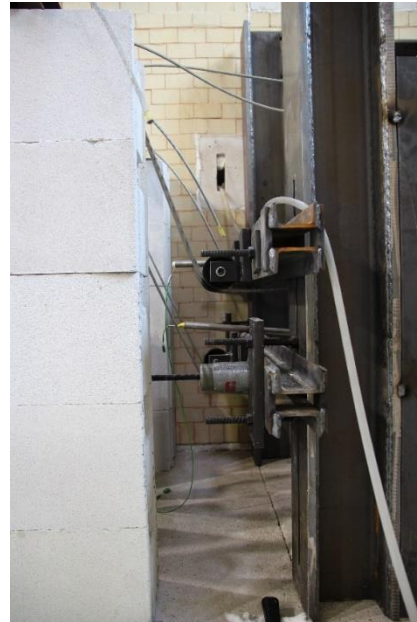


Abbildung 6-6: Umlenkrollen und Lasteinleitung über Hydraulikpresse

### 6.1.2. Schrägzugversuch

Neben Axialzugversuchen sollen auch Querkzug- und Schrägzugversuche an Befestigungen im Mauerwerk durchgeführt werden. Dazu wurde der gleiche Versuchsaufbau wie für die Axialzugversuche verwendet. Der Schrägzug wurde so realisiert, dass die Steine um die Winkel  $30^\circ$ ,  $45^\circ$  oder  $60^\circ$  verdreht eingemauert wurden, vgl. Abbildung 6-7. Die Anbauteile wurden so konzipiert, dass die Lasteinleitungsrichtung ohne Hebelarm verwirklicht werden konnte, vgl. Abbildung 6-8.



Abbildung 6-7: Versuchswand für Schrägzugversuch

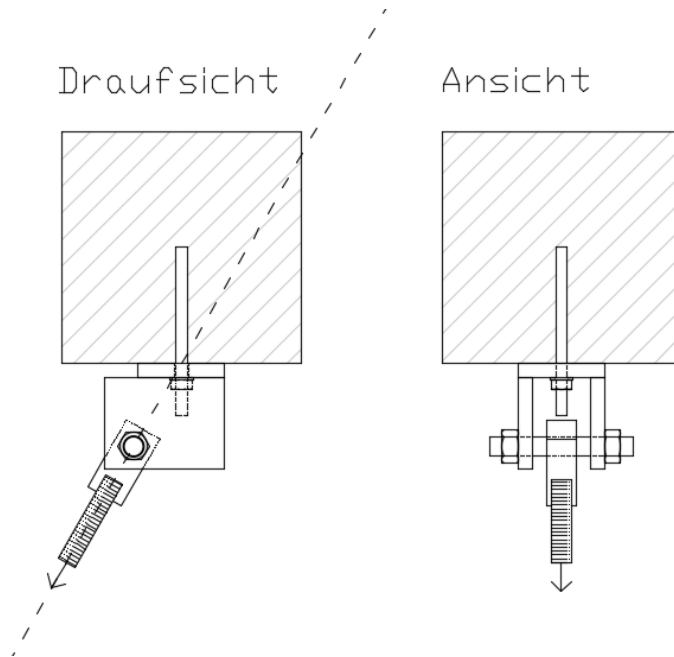


Abbildung 6-8: Anbauteil für Schrägzugversuche

### 6.1.3. Querzugversuch

Auch für die Durchführung der Querzugversuche wurde in den Grundzügen der oben beschriebene Versuchsaufbau verwendet. Es können die gleichen Wände wie für die Durchführung von Axialzugversuchen verwendet werden. Durch ein leichtes Zurücksetzen der Versuchswand, sodass ein Spalt zwischen L-Stück und Wand entsteht, kann die Lasteinleitung dort aus dem Ofen heraus geführt werden. Eine Belastung des Dübels ist so nur über hydraulische Pressen möglich. Bei der Dimensionierung des Anbauteils wurde sich an den Vorgaben des TR 020 Kapitel 2.3.2 orientiert, vgl. Abbildung 6-9.

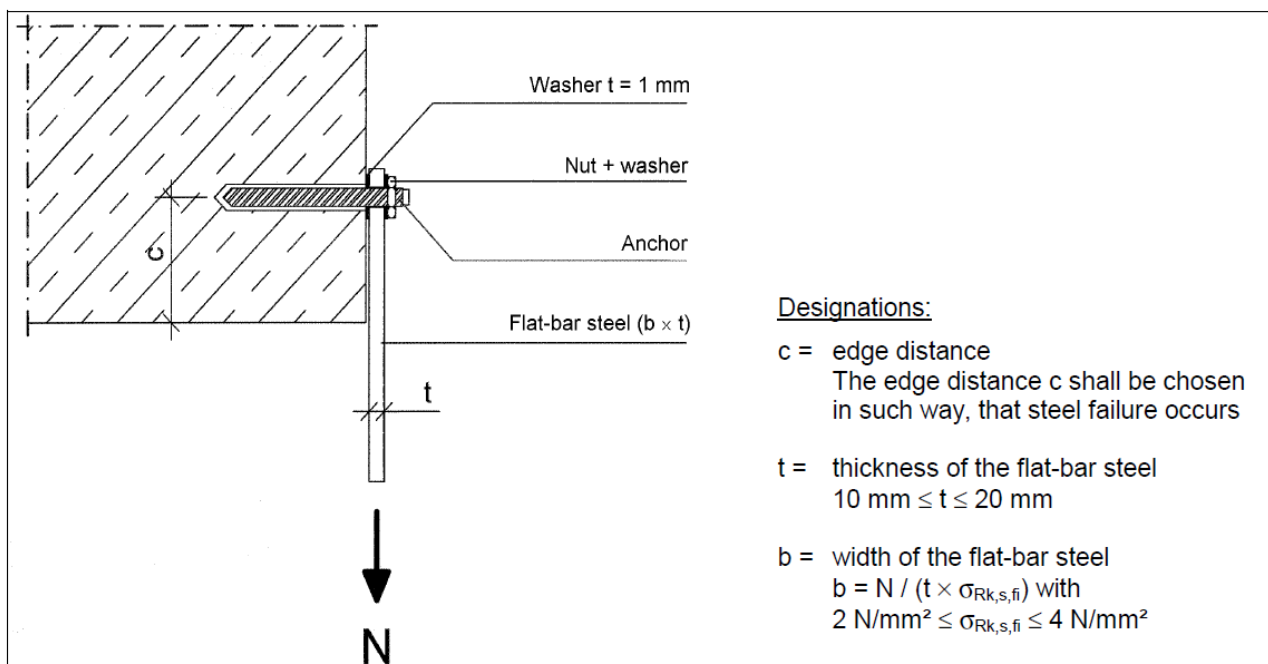


Abbildung 6-9: Versuchsaufbau für Querzugversuch nach [4], S.11

## 6.2. Versuchsprogramm

Im Rahmen des Forschungsprojekts wurden einige Axialzug- / Schrägzug- und Querkzugversuche in unterschiedlichen Steinarten durchgeführt. Tabelle 6-1 und Tabelle 6-2 zeigt Steinart und –format sowie die verwendeten Ankerstangendurchmesser und aufgebrauchte Dauerlasten.

Tabelle 6-1: Versuchsprogramm für Axialzugversuche

Steintyp	Bezeichnung	Material	Anker- durchmesser [mm]	Verankerungs- tiefe [mm]	Position im Stein	Lasten [kN]
	Ytong 4-0,55	Porenbeton	8	80	-	0,3 / 0,4 / 0,6 / 0,8 / 1,0
			12	100	-	0,5 / 0,8 / 1,0 / 1,1 / 1,2 / 1,5 / 2,0 / 2,5 / 3,0
			16	100	-	1,0 / 2,0 / 2,5 / 3,0
	Wienerberger MZ-Schallschutzziegel 20/2,0 NF	Ziegel	8	80	-	0,3 / 0,5 / 0,6 / 0,8
			10	90	-	1,0
			12	100	-	1,0 / 1,2 / 1,35 / 1,5 / 2,0 / 2,5 / 3,0
			16	100	-	2,0 / 2,5 / 3,0 / 4,0
	Silka KS 12-1,4 3DF	Kalksandstein	8	85	seitlich	0,5 / 1,0
			8	130	seitlich	0,8 / 1,0
			8	130	Mitte	0,5 / 0,7 / 0,8 / 0,9 / 1,3
			12	85	seitlich	0,5 / 1,0
			12	130	seitlich	1,0 / 2,0
			12	130	Mitte	0,4 / 0,6 / 1,1 / 1,2
	Wienerberger Hlz Plan T 24 L 12/0,9 16 DF	Ziegel	8	130	-	0,1 / 0,15 / 0,2 / 0,3 / 0,5
			10	130	-	0,3
			12	130	-	0,1 / 0,15 / 0,2 / 0,3 / 0,4 / 0,5 / 0,6 / 1,0

Tabelle 6-2: Versuchsprogramm für Schräg- und Querkzugversuche

Steintyp	Bezeichnung	Material	Anker- durchmesser [mm]	Verankerungs- tiefe [mm]	Winkel [°]	Lasten [kN]
	Silka Kalksandvollstein 8DF	Kalksandstein	12	100	30	1,0 (2x)
			12	100	45	1,0
			12	100	60	1,0
			12	100	90	1,0
	Silka Kalksandlochstein 8DF	Kalksandstein	12	85	30	1,0 (2x)
			12	85	45	1,0
			12	85	60	1,0
			12	85	90	1,0
	KLB Plan Leichtbeton-hohlblock 16DF	Leichtbeton	12	85	30	0,5
			12	85	45	0,5 (2x)
			12	85	60	0,5
			12	85	90	1,0
	Wienerberger Hlz Plan T 24 L 12/0,9 16 DF	Ziegel	12	85	30	1,0 (2x)
			12	85	45	1,0 (2x)
			12	85	60	1,0
			12	85	60	1,0

## 7. Versuchsergebnisse und Auswertung

Im Folgenden werden die Versuchsergebnisse getrennt nach der Versagensart angegeben und bewertet. Es wird unterschieden zwischen Versagensarten in Zugversuchen und Versagensarten in Querkzug- und Schrägzugversuchen. Außerdem werden im Einzelfall Vollsteine und Lochsteine getrennt betrachtet.

### 7.1. Zugversuche

In den durchgeführten Versuchen konnten verschiedene Versagensarten festgestellt werden. Die Versagensarten reichen von Formen des Steinversagens über Mörtelversagen zum Stahlversagen der Ankerstange.

#### 7.1.1. Steinversagen

Das Versagen des Mauersteins kann weiter in die Versagensformen Steinherausziehen, Steinspalten und Steinausbruch unterschieden werden. Inwiefern diese Versagensformen für den Brandfall relevant sind wird im Folgenden untersucht.

#### Steinherausziehen

Der Herausziehewiderstand eines Steines ist im Wesentlichen von der Größe des Steins (Verbundfläche) und der Verbundtragfähigkeit der verwendeten Mörtel-Stein Kombination abhängig. Der Widerstand wird im Kaltfall nach ETAG 029 Anhang C [1] bei ausgefüllten vertikalen Mörtelfugen nach Gleichung (7-2) ansonsten nach Gleichung (7-1) berechnet.

Stoßfugen sind nicht mit Mörtel ausgefüllt: (7-1)

$$N_{Rk,pb} = 2 \cdot l_{brick} \cdot b_{brick} \cdot (0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d)$$

Stoßfugen sind mit Mörtel ausgefüllt: (7-2)

$$N_{Rk,pb} = 2 \cdot l_{brick} \cdot b_{brick} \cdot (0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d) + b_{brick} \cdot h_{brick} \cdot f_{vk0}$$

mit:  $N_{Rk,pb}$  = charakteristischer Widerstand für Herausziehen eines Steins

$l_{brick}$  = Länge des Steins

$b_{brick}$  = Breite des Steins

$h_{brick}$  = Höhe des Steins

$\sigma_d$  = Bemessungsdruckfestigkeit senkrecht zur Querbelastrung

$f_{vk0}$  = Anfangsscherfestigkeit nach EN 1996-1-1: 2005, Tabelle 3.4

Der Herausziehewiderstand ist folglich maßgebend von den Abmessungen des verwendeten Mauersteins abhängig. Zur Überprüfung, ob die Versagensart Steinherausziehen für den Brandfall relevant ist, wird im Folgenden der Widerstand für das kleinste Steinformat (1DF) berechnet. Dieses Steinformat wird in der Regel für Mauerziegel hergestellt. Daher werden die weiteren Parameter für diesen Werkstoff bestimmt.

Im Brandfall werden dem Feuer zugewandte Abschnitte des Mauerwerks sehr heiß (vgl. Abbildung 7-1). Es ist davon auszugehen, dass die Anfangsscherfestigkeit der Verbindung zwischen Mörtel und Mauerstein  $f_{vk0}$  in diesen Bereichen nahe Null liegt. Analog zum vereinfachten

Bemessungsverfahren nach DIN EN 1996-1-2 Anhang C wird der Mauerquerschnitt in Bereiche ohne Tragfähigkeit und mit voller Tragfähigkeit unterteilt. Es werden analog die Grenztemperaturen nach Tabelle 7-1 verwendet. Die Grenztemperatur  $\theta_1$ , bis zu der von einer vollen Tragfähigkeit ausgegangen wird, beträgt für Mauerziegel 100 °C. Aus Abbildung 7-1 können folgende Ausfalltiefen  $t_{ineff}$  ausgelesen werden.

$$t_{ineff,30} = 50 \text{ mm}$$

$$t_{ineff,60} = 78 \text{ mm}$$

$$t_{ineff,90} = 96 \text{ mm}$$

Tabelle 7-1: Grenztemperaturen  $\theta_1$  und  $\theta_2$  für verschiedene Mauerwerksarten, [17] S. 68

Mauersteine und Mörtel (unverputzte Wandoberfläche) nach 1.1 (2)	Werte der Konstanten $c$	Temperatur in °C	
		$\theta_2$	$\theta_1$
Mauerziegel mit Normalmörtel	$c_{cl}$	600	100
Kalksandsteine mit Dünnbettmörtel	$c_{cs}$	500	100
Leichtbetonsteine (Bimszuschlag) mit Normalmörtel	$c_{la}$	400	100
Betonsteine mit Normalmörtel	$c_{da}$	500	100
Porenbetonsteine mit Dünnbettmörtel	$c_{aac}$	700	200

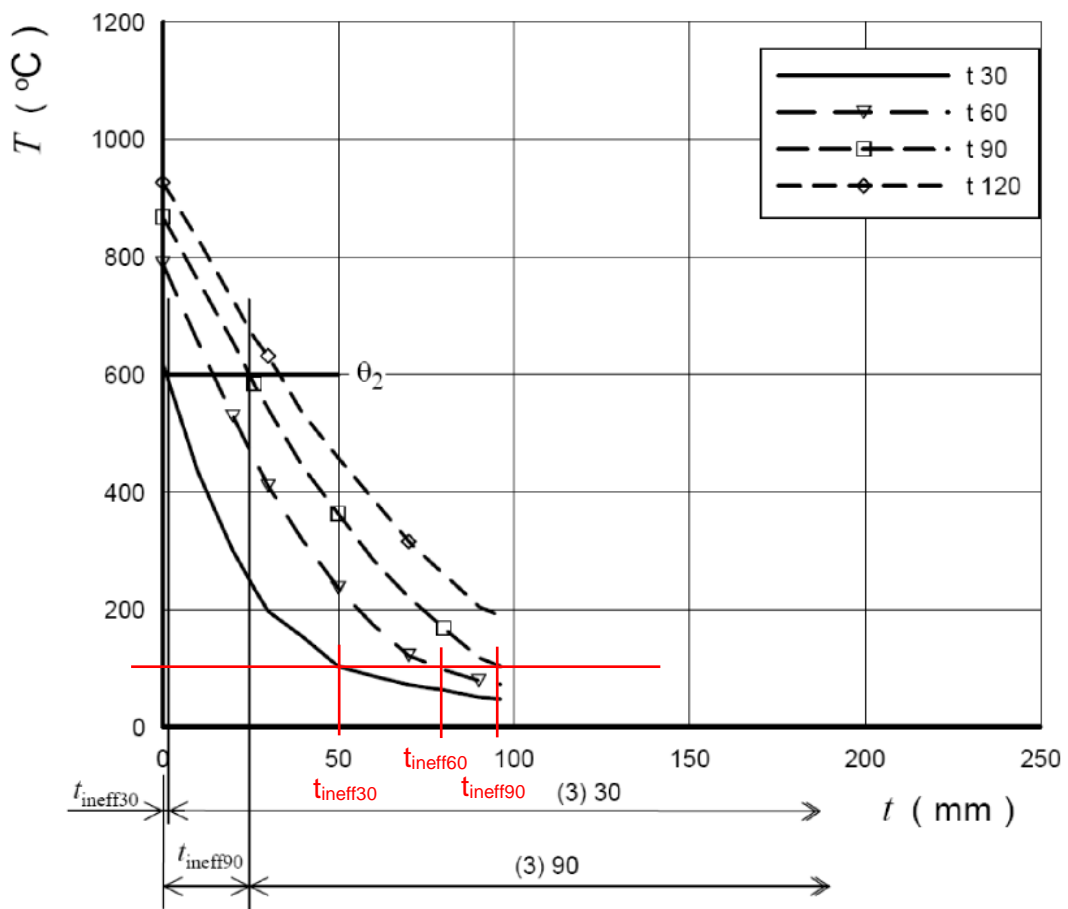


Abbildung 7-1: Temperaturverteilung in Ziegelmauerwerk nach [17]

Tabelle 7-2: Werte für die Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit)  $f_{vk,0}$  von Mauerwerk, [19] S. 37

Mauersteinart	$f_{vk,0}$ (N/mm <sup>2</sup> )			
	Normalmörtel mit einer Festigkeitsklasse		Dünnbettmörtel (Lagerfugendicke 0,5 mm und ≤ 3 mm)	Leichtmörtel
Ziegel	M10 – M20	0,30	0,30	0,15
	M2,5 – M9	0,20		
	M1 – M2	0,10		
Kalksandstein	M10 – M20	0,20	0,40	0,15
	M2,5 – M9	0,15		
	M1 – M2	0,10		
Beton	M10 – M20	0,20	0,30	0,15
Porenbeton	M2,5 – M9	0,15		
Betonwerkstein und maßgerechter Naturstein	M1 – M2	0,10		

Unter Berücksichtigung der oben genannten Ausfalltiefen  $t_{ineff}$  und einer Haftscherfestigkeit  $f_{vk,0}$  von 0,20 N/mm<sup>2</sup> für Mauerziegel in Kombination mit Normalmörtel der Festigkeitsklasse M2,5-M9 ergibt sich der folgende Feuerwiderstand für Steinherausziehen  $N_{Rk,pb,fi}$ . Die Widerstandslast gegenüber Steinherausziehen werden von der vertikale Auflast beeinflusst. Wie in den Zulassungsverfahren für den Kaltfall wurde in diesem Forschungsvorhaben eine Auflast entsprechend einer Spannung von 0,2 N/mm<sup>2</sup> in den Versuchen aufgebracht, und daher in der folgenden Berechnung berücksichtigt. Es wird auf der sicheren Seite liegend davon ausgegangen, dass die Stoßfugen nicht mit Mörtel ausgefüllt sind. Die maßgebende Steinanordnung ist ein 1DF Stein im Binderverband.

$$N_{Rk,pb} = 2 \cdot l_{brick} \cdot (b_{brick} - t_{ineff}) \cdot (0,5 \cdot f_{vk,0} + 0,4 \cdot \sigma_d)$$

$$N_{Rk,pb,30} = 2 \cdot 240 \cdot (115 - 50) \cdot (0,5 \cdot 0,2 + 0,4 \cdot 0,2)$$

$$N_{Rk,pb,30} = 5616 \text{ N} = 5,62 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,pb,60} = 3197 \text{ N} = 3,20 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,pb,90} = 1642 \text{ N} = 1,64 \text{ kN}$$

Tabelle 7-3: Versuchsergebnisse im 1DF Mauerziegel mit M16

Test Nr.	Brick type	Anchor diameter	anchorage depth	perforated sleeve	Position in brick	Load	Failure time	Loading type	Failure type	Comments
[-]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[kN]	[min]	[-]	[-]	[-]
4	clay - solid brick	16	100	-		0,5	180	dead load	no failure	
4	clay - solid brick	16	100	-		3	86	hydraulic	pullout	unloading and new loading at 60min
5	clay - solid brick	16	100	-		4	60	hydraulic	pullout	

Vergleicht man die Berechnungsergebnisse mit den Versuchsergebnissen aus Tabelle 7-3 in denen kein Steinherausziehen aufgetreten ist, wird deutlich dass die Berechnungsergebnisse noch deutlich auf der sicheren Seite liegen. Grund hierfür könnte die sehr konservative Bestimmung von  $t_{ineff}$  sein.

Es ist davon auszugehen, dass in weiteren Teilen des Wandquerschnitts, wenn auch evtl. verminderte, Haftscherfestigkeiten bestehen.

Auf der sehr Grundlage der hier vorgestellten, konservativen Berechnungsmethode ist ein Steinherausziehen für große Ankerdurchmesser (große Verankerungstiefen) und kleine Steinformate denkbar. In den meisten Fällen wird jedoch durch die starke Reduzierung der Widerstände für die weiteren Versagensarten Steinherausziehen nicht maßgebend. In den Versuchen konnte kein Versagen dieser Art festgestellt werden.

### Steinspalten

Für die Kaltbemessung ist der Widerstand gegenüber Steinspalten häufig die maßgebende Versagensart. Besonders für kleine Steinformate können die in den Mauerstein eingeleiteten Spaltzugkräfte die Zugtragfähigkeit des Steins überschreiten. Wie in Abbildung 7-1 gezeigt herrscht im Querschnitt einer Mauerwerkswand im Brandfall ein starker Temperaturabfall. Der Widerstand gegenüber Steinspalten wird durch den Lastfall Brand also deutlich weniger beeinflusst wie andere Versagensarten. In Brandversuchen konnte diese Versagensart bisher nicht festgestellt werden.

### Steinausbruch

Neben dem Herausziehen eines ganzen Steines und dem Versagen des Steines infolge Spalten ist ein Steinausbruch in Kegelform analog zum Betonausbruch denkbar. Das heißt der Werkstoff des Mauerwerks versagt durch die in den Stein eingeleiteten Kräfte auf Zug und bildet einen kegelförmigen Ausbruch aus.

Für Betonbauteile wird der Ausbruchwiderstand im Brandfall wie folgt berechnet. Nach TR020 [4] wird der Feuerwiderstand gegenüber Betonausbruch nach den Gleichungen (7-3) und (7-4) durch eine Abminderung des charakteristischen Widerstands bei Raumtemperatur  $N_{Rk,c}^0$  berechnet. Der Abminderungsfaktor ist abhängig von der Einbindetiefe des Befestigungsmittels.

$$N_{Rk,c,fi(90)} = \frac{h_{ef}}{200} \cdot N_{Rk,c}^0 \leq N_{Rk,c}^0 \quad (7-3)$$

$$N_{Rk,c,fi(120)} = 0,8 \cdot \frac{h_{ef}}{200} \cdot N_{Rk,c}^0 \leq N_{Rk,c}^0 \quad (7-4)$$

mit:  $N_{Rk,c}^0 = \text{charakteristischer Widerstand für Betonausbruch}$

$h_{ef} = \text{Einbindetiefe in mm}$

Zur Berechnung des Widerstands für Steinausbruch  $N_{Rk,M}^0$  werden in der Dissertation von Meyer [20] Gleichung (7-5) bis Gleichung (7-7) vorgeschlagen. Der charakteristische Widerstand für Steinausbruch berechnet sich nach EC 2 Teil 4 [21] nach Gleichung (7-8).

Kalksandsteine: (7-5)

$$N_{Rk,M}^0 = 1,4 \cdot f_{M,netto} \cdot h_{ef}'^{1,5}$$

Leichtbetonsteine: (7-6)

$$N_{Rk,M}^0 = 5,5 \cdot f_{M,netto}^{0,3} \cdot \sqrt{\rho} \cdot h_{ef}'^{1,5}$$

Ziegelsteine: (7-7)

$$N_{Rk,M}^0 = 11,4 \cdot f_{M,netto}^{0,5} \cdot h_{ef}^{1,5}$$

Beton: (7-8)

$$N_{Rk,c}^0 = k_g \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5}$$

mit:  $k_g = k_{cr,N}$  für ungerissenen Beton (Erfahrungswert: 11,0)

$f_{M,netto}$  = Nettodruckfestigkeit des Steins [N/mm<sup>2</sup>]

$f_{ck}$  = char. Zylinderdruckfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

$\rho$  = Nettotrockenrohddichte [kg/m<sup>3</sup>]

$h'_{ef}$  = wirksame Verankerungstiefe [mm]

$h_{ef}$  = effektive Verankerungstiefe [mm]

Nach ETAG 029 Anhang C [1] wird der charakteristische Widerstand gegenüber Betonausbruch der entsprechenden ETA des Produkts entnommen. Ob die maßgebende Versagensart für die in der ETA angegebene charakteristische Zugtragfähigkeit tatsächlich Steinversagen ist, kann diesem Wert nicht entnommen werden. Zur Überprüfung, ob diese Versagensart für den Feuerwiderstand von Befestigungen im Mauerwerk eine Rolle spielt, wird anhand der vorliegenden Formeln für Beton und Mauersteine eine Berechnung durchgeführt.

Porenbetonsteine stellen die Mauerwerksart mit der geringsten Druckfestigkeit dar. Abbildung 7-2 zeigt einen Auszug der technischen Daten eines Porenbetonsteins der Fa. Ytong. Der Tabelle ist eine Druckfestigkeit  $f_k$  von 2,6 N/mm<sup>2</sup> zu entnehmen.

Ytong ThermStrong					
Artikel	$\lambda$	Wanddicke	U	$f_k$	Abmessung L x B x H
	W/mK	mm	W/m <sup>2</sup> K	N/mm <sup>2</sup>	mm
PP 4-0,5 (0,10)	0,10	365	0,26	2,6	399 x 365 x 249
		400	0,24		399 x 400 x 249
		425	0,22		399 x 425 x 249

Abbildung 7-2: Technische Daten Ytong, Quelle: <https://www.ytong-silka.de/de/docs/technisches-Daten-pp4-pp2.pdf>

Da die Materialeigenschaften von Porenbeton am ehesten mit Leichtbeton verglichen werden können wird Gleichung (7-6) für die Berechnung des Widerstands gegenüber Steinausbruch verwendet. Für eine im Mauerwerk übliche Verankerungstiefe von 100 mm ergeben sich nach Gleichung (7-4) und (7-3) folgende Feuerwiderstände für die Versagensart Steinausbruch.

$$N_{Rk,M}^0 = 5,5 \cdot 2,6^{0,3} \cdot 100^{1,5} = 7,3 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,M,fi(90)} = \frac{100}{200} \cdot 7,3 = 3,7 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,M,fi(120)} = 0,8 \cdot \frac{100}{200} \cdot 7,3 = 2,9 \text{ kN}$$



In drei Versuchen der oben vorgestellten Versuchsserie wurde ein kombiniertes Versagen zwischen Herausziehen des Dübels und einem Steinversagen festgestellt, wobei das Herausziehen des Dübels die maßgebende Versagensart war. Tabelle 7-4 zeigt die Versuchsergebnisse und Installationsdaten dieser Versuche, Abbildung 7-3 zeigt beispielhaft ein Bild des Versagens. Die in diesen Versuchen aufgebrachte Dauerlast entspricht etwa dem Ergebnis der oben durchgeführten Berechnung, das Versagen trat jedoch schon deutlich vor 90 min auf.

Tabelle 7-4: Versuchsergebnisse mit kombiniertem Versagen Herausziehen und Steinversagen

Brick type	Anchor diameter	anchorage depth	perforated sleeve	Load	Failure time	Loading type	Failure type	Comments
[-]	[mm]	[mm]	[-]	[kN]	[min]	[-]	[-]	[-]
aerated concrete	12	100	-	2,5	48	hydraulic	pullout	stone failure near surface (3,0 x 2,0 x 1,0 cm)
aerated concrete	16	100	-	2,5	52	dead load	pullou	stone failure near surface (2,0 x 2,0 x 1,0 cm)
aerated concrete	16	100	-	3	43	hydraulic	pullout	stone failure near surface (5,0 x 4,0 x 1,5 cm)



Abbildung 7-3: gemischtes Versagen, Brand 14-6 M16-100-3kN-Porenbeton, Versagen nach 43 min

Die in Tabelle 7-4 dargestellten Ergebnisse werden nicht als Steinausbruch gewertet, da davon auszugehen ist, dass die Lasteinleitung im Brandfall immer näher an das Ende der Verankerungstiefe rückt, weil die dem Brand nahen Teile der Verankerungstiefe deutlich heißer sind und nach und nach ausfallen. Ein oberflächennaher Ausbruchkegel scheint daher unwahrscheinlich. Das in Abbildung 7-3 dargestellte Versagen könnte demnach auch auf die oberflächennahe Zerstörung des Steingefüges durch die hohe Temperaturbeanspruchung ( $> 1000\text{ °C}$ ) zurückgeführt werden. Beim Versagen des Dübels durch Herausziehen wurden also Teile des Steins mitgeführt. Die Versagensart dieser Dübel wird folglich als Verbundversagen gewertet.

Da die Druckfestigkeit anderer Steinmaterialien deutlich größer ist ergeben die Berechnungen nach oben beschriebenen Gleichungen Tragfähigkeiten die weit über denen anderer Versagensarten liegen. Ein Versagen infolge Steinausbruch ist für die meisten Befestigungen daher unwahrscheinlich.

### 7.1.2. Herausziehen

Aufgrund der großen Leistungsverluste von Verbundmörteln bei steigenden Temperaturen ist in vielen Fällen die Versagensart Herausziehen, durch ein Verbundversagen in der Mörtelschicht, maßgebend. Die Versagensart unterscheidet sich maßgeblich zwischen Befestigungen in Vollsteinen und in Lochsteinen, weshalb diese im Folgenden unterschieden werden.

#### **Vollsteine**

Es wurden Brandversuche in Porenbetonsteinen und Ziegelvollsteinen durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 7-7 bis Tabelle 7-10 dargestellt.

Anschließend soll geprüft werden ob die Berechnungsmethode nach [10–12] auf Befestigungen in Vollsteinen übertragbar ist. Dazu werden „fire tests“ nach EAD 330087-00-0601 [5] an Befestigungen in Mauersteinen durchgeführt, vgl. 3.1.4. Dazu wurden im Diamantbohrverfahren Bohrkerne aus Mauerwerkvollsteinen hergestellt. Diese wurden anschließend in einen Stahlring eingemörtelt um das Spalten der Steine während des Versuchs zu verhindern. Dabei konnten nur Mauerwerkmaterialien verwendet werden für die Steinformate verfügbar sind die ausreichende Außenmaße aufweisen. In allen Versuchen wurden Gewindestangen als Ankerstange verwendet.

Geprüft wurde ein Kalksandstein, ein Leichtbeton, ein Hochlochziegel und es wurden Vergleichsversuche im Beton durchgeführt. In Tabelle 7-5 sind die Versuchsergebnisse gelistet, die in den Versuchen aufgebrauchte Belastung wird der erzielten Versagenstemperatur in Abbildung 7-5 gegenübergestellt.



Abbildung 7-4: Versuchskörper für „fire test“ nach [5] an Befestigung im Leichtbetonstein

Tabelle 7-5: Versuchsergebnisse des „fire test“ nach [5] an Befestigungen in Mauersteinen

Test Nr.	Masonry	Bond stress $f_{b,t}$	Tension load calculated	failure temperatur e TC1	failure temperatur e TC2	failure temperatur e MW
	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[C°]	[C°]	[C°]
1	LB	0,5	2,26	327,7	442,5	366,0
2	LB	1,0	4,52	274,8	381,7	310,4
3	LB	2,0	9,05	179,8	228,4	196,0
4	LB	5,0	22,62	25,0	25,0	25,0
5	LB	3,0	13,57	137,5	194,3	156,4
6	LB	3,5	15,83	108,5	161,2	126,1
7	LB	1,5	6,79	249,7	364,2	287,9
8	LB	4,0	18,10	98,9	106,2	101,3
9	KS	0,5	2,26	309,9	414,1	344,6
10	KS	1,0	4,52	248,8	330,3	276,0
11	KS	1,5	6,79	168,4	224,0	186,9
12	KS	2,0	9,05	153,7	201,5	169,6
13	KS	2,5	11,31	140,1	186,4	155,5
14	KS	3,0	13,57	109,9	101,6	104,4
15	KS	3,5	15,83	121,2	162,6	135,0
16	KS	4,0	18,10	99,8	109,8	103,1
17	KS	4,5	20,36	85,5	103,4	91,5
18	KS	5,0	22,62	39,0	48,3	42,1
19	HLZ	0,5	2,26	92,4	104,5	96,4
20	HLZ	1,0	4,52	20,0	20,0	20,0
21	B	0,5	2,26	329,7	404,0	354,5
22	B	1,0	4,52	214,6	264,1	231,1
23	B	1,5	6,79	181,8	207,4	190,3
24	B	2,0	9,05	166,7	190,0	174,5
25	B	2,5	11,31	122,7	178,7	141,4
26	B	3,0	13,57	148,1	159,3	151,8
27	B	8,0	36,19	68,2	82,3	72,9

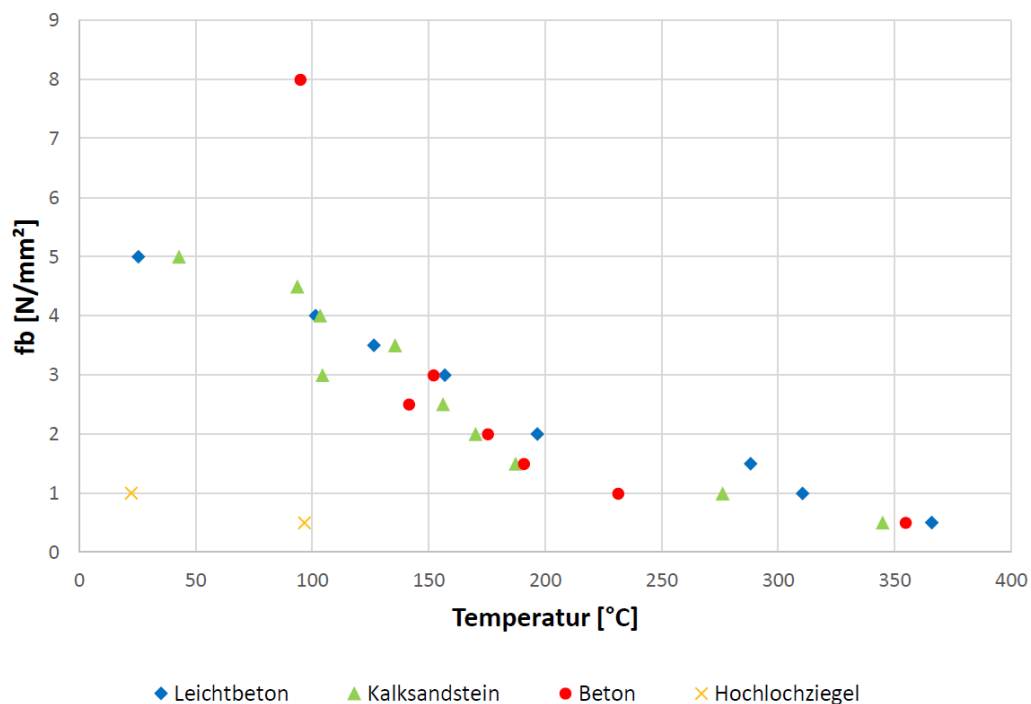


Abbildung 7-5: Vergleich der Versuchsergebnisse des „fire test“ nach [5] an Befestigungen in Mauersteinen

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass für den geprüften Mörtel ab Versagenstemperaturen größer 150 °C kein Unterschied in der Verbundspannungs-Temperaturbeziehung festgestellt werden kann. Für kleinere Versagenstemperaturen bzw. höhere Verbundspannungen weist die Verankerung im Beton eine höhere Temperaturstabilität auf. Dies kann aber im Wesentlichen auf die höhere Tragfähigkeit von Verankerungen im Beton im Vergleich zu Mauerwerksuntergründen zurückgeführt werden. Die Ergebnisse im Leichtbeton- und im Kalksandstein folgen dem gleichen Trend. Auf die Ergebnisse im Hochlochziegel wird im Folgenden Kapitel eingegangen.

Die gewählte Verbundspannungs-Temperatur-Beziehung für die Berechnung der Feuerwiderstandswerte ist in Abbildung 7-6 dargestellt. Zum Vergleich sind die Versuchsergebnisse bei denen nachträgliche Bewehrungsanschlüsse im Beton gesetzt wurden ebenfalls angegeben.

Tabelle 7-6: Eingabewerte für Verbundspannungs-Temperatur- Beziehung

T(°C)	F(N/mm <sup>2</sup> )
20	5
50	5
130	3,5
200	1,5
250	1
310	1
360	0,5
370	0

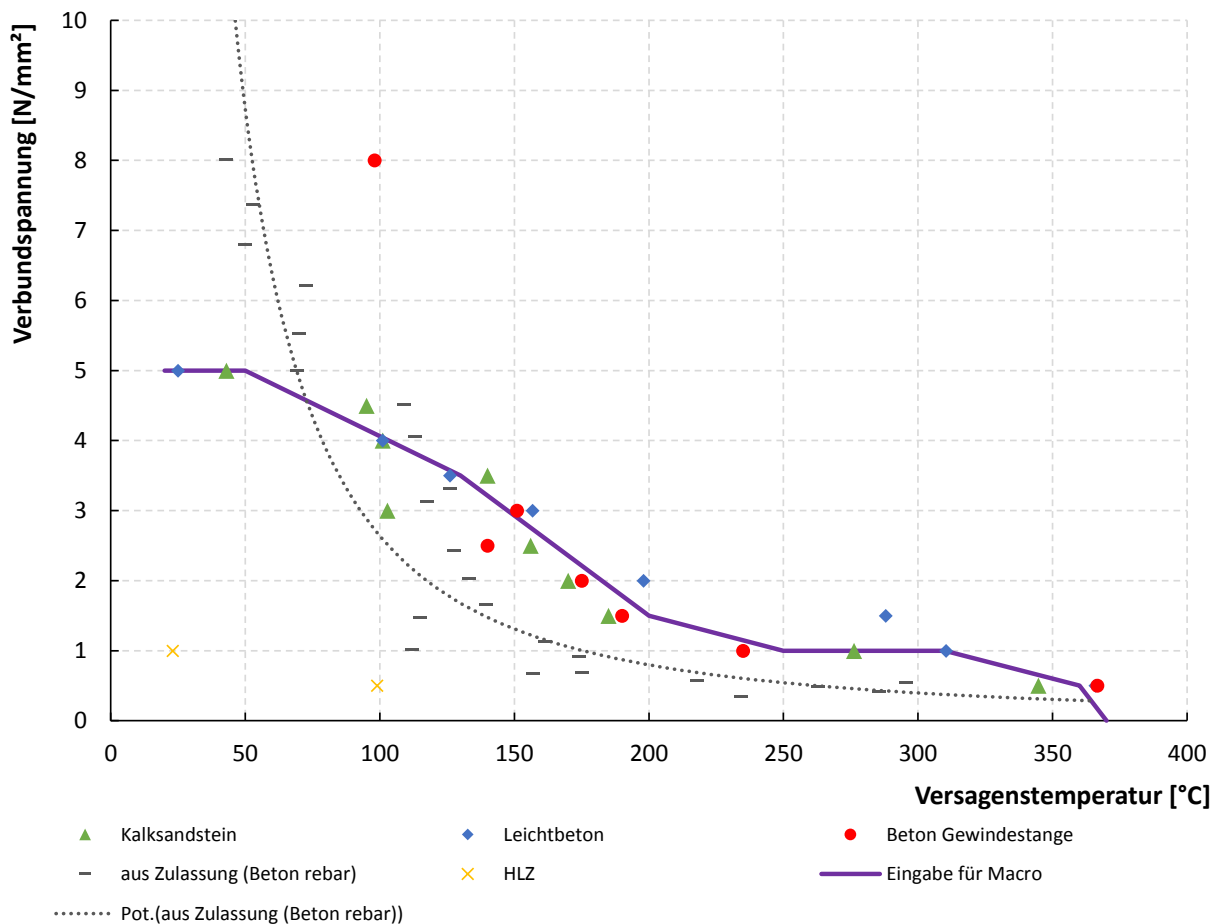


Abbildung 7-6: Wahl der Verbundspannungs-Temperatur-Beziehung

Tabelle 7-6 zeigt die Eingabewerte der Verbundspannungs-Temperatur-Beziehung. Es wurde eine maximale Verbundspannung von 5 N/mm<sup>2</sup> angenommen. Bei Temperaturen größer 370°C wird davon ausgegangen, dass keine Lasten mehr übertragen werden können.

Die Simulation von Temperaturprofilen ist analog zu [10, 11] auch für Mauerwerksarten möglich, für den Verankerungsgrund werden die Materialkennwerte nach [17] verwendet, vgl. Kapitel 5. Die im Folgenden dargestellten Berechnungsergebnisse wurden auf Grundlage der im Ziegelstein vorherrschenden Temperaturgradienten erzeugt. Die resultierenden Lasten für Porenbetonstein liegen rechnerisch bei 0, da durch die guten Dämmeigenschaften höhere Temperaturen an der Verankerung entstehen, vgl. Kapitel 5.2.1.

In Abbildung 7-7 bis Abbildung 7-10 sind neben den Versuchsergebnissen die Berechnungsergebnisse graphisch dargestellt.

Tabelle 7-7: Versuchsergebnisse mit M8-80

Test Nr.	Brick type	Anchor diameter	anchorage depth	perforated sleeve	Load	Failure time	Loading type	Failure type	Comments
[-]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[kN]	[min]	[-]	[-]	[-]
6	aerated concrete	8	80	-	0,4	89	dead load	pullout	
6	aerated concrete	8	80	-	0,6	86	dead load	pullout	
6	aerated concrete	8	80	-	0,8	74	dead load	pullout	
7	aerated concrete	8	80	-	0,3	106	dead load	pullout	
7	aerated concrete	8	80	-	1	62	dead load	steel	
2	clay - solid brick	8	80	-	0,3	140	dead load	no failure	
4	clay - solid brick	8	80	-	0,6	86	dead load	steel	
5	clay - solid brick	8	80	-	0,8	94	dead load	steel	
4	clay - solid brick	8	80	-	0,5	124	dead load	steel	

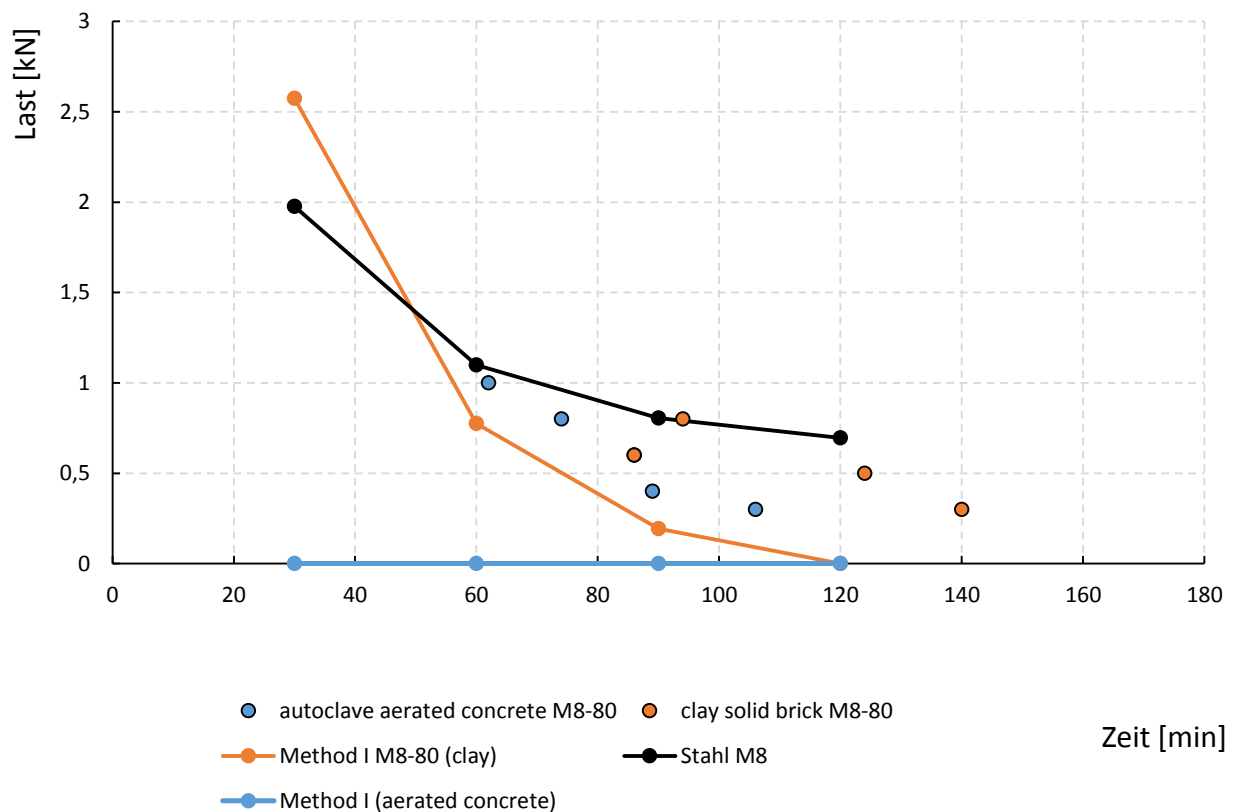


Abbildung 7-7: Vergleich zwischen Berechnung und Versuch, M8-80

Tabelle 7-8: Versuchsergebnisse mit M10-90

Test Nr.	Brick type	Anchor diameter	anchorage depth	perforated sleeve	Load	Failure time	Loading type	Failure type	Comments
[-]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[kN]	[min]	[-]	[-]	[-]
4	clay - solid brick	10	90	-	1	97	dead load	steel	

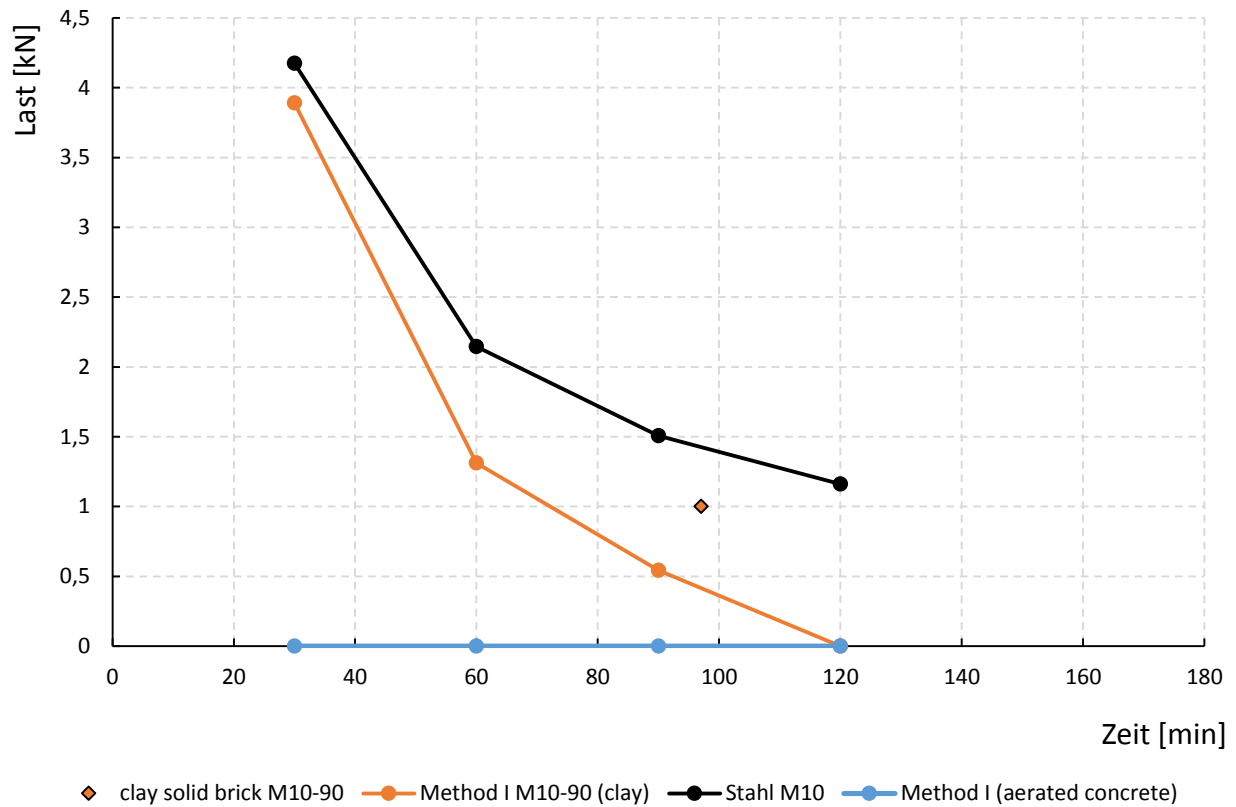


Abbildung 7-8: Vergleich zwischen Berechnung und Versuch, M10-90

Tabelle 7-9: Versuchsergebnisse mit M12-100

Test Nr.	Brick type	Anchor diameter	anchorage depth	perforated sleeve	Load	Failure time	Loading type	Failure type	Comments
[-]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[kN]	[min]	[-]	[-]	[-]
6	aerated concrete	12	100	-	0,5	180	dead load	no failure	
6	aerated concrete	12	100	-	1	92	dead load	pullout	
7	aerated concrete	12	100	-	0,8	100	dead load	pullout	
7	aerated concrete	12	100	-	1,1	95	dead load	pullout	
7	aerated concrete	12	100	-	1,2	97	dead load	pullout	
7	aerated concrete	12	100	-	1,5	86	hydraulic	pullout	
14	aerated concrete	12	100	-	2	63	dead load	pullout	
14	aerated concrete	12	100	-	2,5	48	hydraulic	pullout / stone	
14	aerated concrete	12	100	-	3	41	hydraulic	nut	
4	clay - solid brick	12	100	-	1	133	dead load	pullout	
5	clay - solid brick	12	100	-	1,2	130	dead load	pullout	
5	clay - solid brick	12	100	-	1,35	115	dead load	steel	
5	clay - solid brick	12	100	-	1,5	111	dead load	steel	

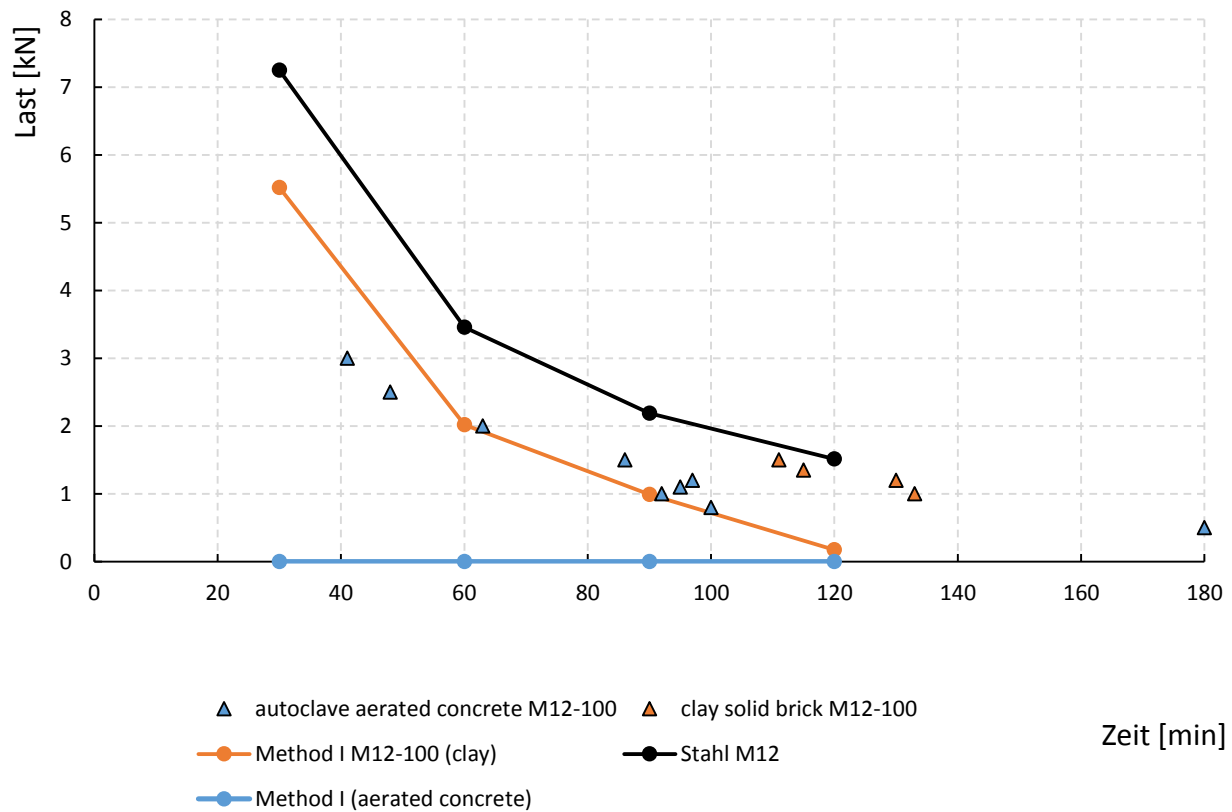


Abbildung 7-9: Vergleich zwischen Berechnung und Versuch, M12-100



Tabelle 7-10: Versuchsergebnisse mit M16-100

Test Nr.	Brick type	Anchor diameter	anchorage depth	perforated sleeve	Load	Failure time	Loading type	Failure type	Comments
[-]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[kN]	[min]	[-]	[-]	[-]
6	aerated concrete	16	100	-	1	71	hydraulic	pullout	
14	aerated concrete	16	100	-	2	51	dead load	pullout	
14	aerated concrete	16	100	-	2,5	52	dead load	pullout / stone	
14	aerated concrete	16	100	-	3	43	hydraulic	pullout / stone	
4	clay - solid brick	16	100	-	0,5	180	dead load	no failure	
4	clay - solid brick	16	100	-	3	86	hydraulic	pullout	unloading and new loading at 60min
5	clay - solid brick	16	100	-	4	60	hydraulic	pullout	

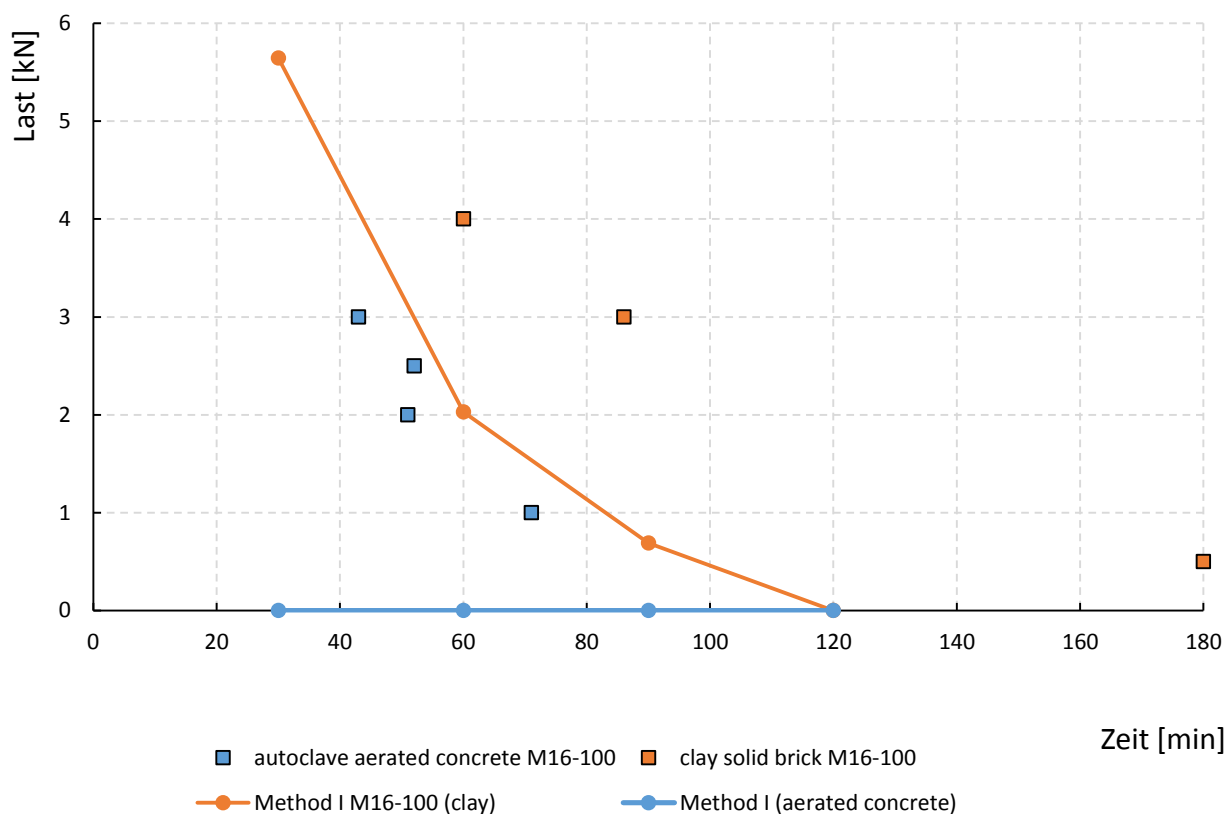


Abbildung 7-10: Vergleich zwischen Berechnung und Versuch, M16-100

Der Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungsergebnissen im Ziegel Vollstein bestätigt die Beobachtungen im Beton, die im Forschungsbericht „Verbunddübel im Brandfall“ [12] zusammengefasst sind. Dort wurde an einer Vielzahl von Versuchen bestätigt, dass das beschriebene Berechnungsmodell Werte für das Eintreten von Verbundversagen liefert die auf der sicheren Seite liegen.. Für die vorgestellten Befestigungen tritt für Feuerwiderstandszeiten kleiner 90 min Stahlversagen ein, vgl. Abbildung 7-7 bis Abbildung 7-9. Für diesen Bereich können die Berechnungsergebnisse demnach nicht direkt bestätigt werden. Aus den Erfahrungen im Beton kann aber ein analoges Verhalten vermutet werden. Die Berechnung für Verankerungen im Porenbeton ergibt aufgrund der sehr großen resultierenden Temperaturen keine Resttragfähigkeit für alle

Branddauern. Die Ergebnisse im Porenbeton zeigen zwar deutlich geringere Feuerwiderstände als im Mauerziegel, es können jedoch im Gegensatz zu den Berechnungsergebnissen Lasten übertragen werden.

Bei der Beurteilung von Befestigungen in Mauerwerkvollsteinen sind außer den oben beschriebenen Überlegungen im Vergleich zur Verwendung im Beton weitere Randbedingungen zu prüfen:

**Siebhülse:** In der Regel sind Befestigungssysteme für Mauerwerk auch in Vollsteinen für die Verwendung mit Siebhülse zugelassen. Es ist zu vermuten, dass auf Grund des niedrigen Schmelzpunkts von Kunststoff der Einsatz einer Siebhülse einen negativen Einfluss auf die Tragfähigkeit im Brandfall haben könnte. Dieser Faktor wird jedoch im Rahmen dieser Forschungsarbeit nicht weiter untersucht.

**Fugen:** Inwiefern das Setzen eines Dübels in Fugen einen Einfluss auf die Tragfähigkeit im Brandfall hat muss noch untersucht werden. Aufgrund der im Vergleich zu den meisten Mauerwerkmaterialien schlechten Dämmeigenschaften von Mauerwerksmörteln sind für Befestigungen in Fugenposition geringere Temperaturen an der Ankerstange zu erwarten, die Tragfähigkeit in der Fuge müsste demnach mindestens gleichwertig sein.

### **Lochsteine**

Die unzähligen Kombinationsmöglichkeiten aus Steinarten (Format, Typ, Lochgeometrie) und Mörtelsystemen (Art der Siebhülse, Mörteltyp) erschwert eine allgemeine Bewertung der Tragfähigkeit von Befestigungen in Lochsteinen. Auch für die Ermittlung von Tragfähigkeiten für die Kaltbemessung ist eine versuchstechnische Bestimmung zum aktuellen Stand der Wissenschaft unumgänglich. Im Folgenden werden dennoch einige Überlegungen zum Tragverhalten von Verankerungen in Lochsteinen unter Brandeinwirkung erläutert.

Im Rahmen dieser Forschungsarbeit wurden die in Abbildung 7-11 und Abbildung 7-12 dargestellten Steinformate versuchstechnisch untersucht. Es wurden Brandversuche mit ETK-Einwirkung an Dübeln der Durchmesser M8 und M12 mit einer Setztiefe von 85 mm bzw. 130 mm Setztiefe im Kalksandslochstein KSL geprüft. Aufgrund der sehr geringen Feuerwiderstände im Hochlochziegel wurde hier nur die größere Setztiefe von 130 mm geprüft. Aufgrund der gleichmäßigen und vergleichsweise feinen Hohlkammerverteilung wurden für diesen Stein keine speziellen Setzpositionen festgelegt.

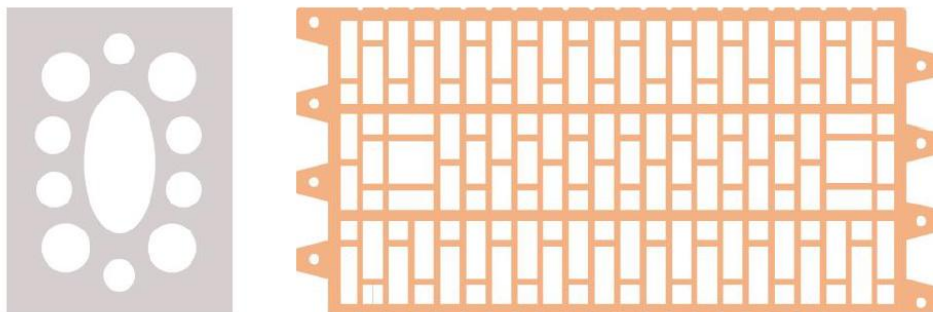


Abbildung 7-11: Verwendete Steinformate, links: Kalksandslochstein (KSL), rechts: Hochlochziegel (HLZ)

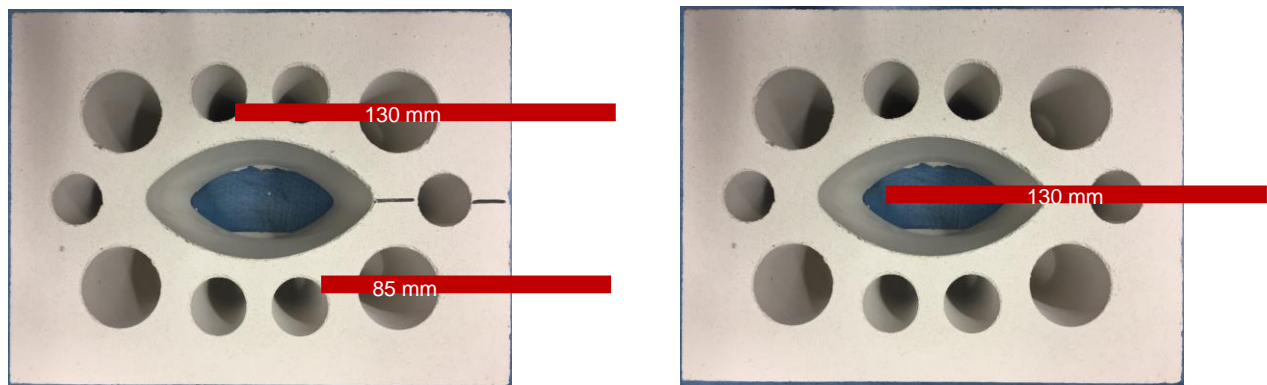


Abbildung 7-12: Geprüfte Setzkombinationen im KSL, links: seitliche Position, rechts: mittige Position

Tabelle 7-11: Versuchsergebnisse im Kalksandlochstein

Test Nr.	Brick type	Anchor diameter	anchorage depth	perforated sleeve	Position in brick	Load	Failure time	Loading type	Failure type	Comments
[-]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[kN]	[min]	[-]	[-]	[-]
8	sand-lime	8	85	SH 16x85	side	0,5	26	dead load	pullout	
8	sand-lime	8	85	SH 16x85	side	1	10	hydraulic	pullout	big displacement before test begin
8	sand-lime	8	130	SH 16x130	side	1	83	dead load	steel	
9	sand-lime	8	130	SH 16x130	side	0,8	69	dead load	steel	
10	sand-lime	8	130	SH 16x130	middle	0,5	61	dead load	pullout	
10	sand-lime	8	130	SH 16x130	middle	0,7	35	dead load	pullout	
9	sand-lime	8	130	SH 16x130	middle	0,9	40	dead load	pullout	
9	sand-lime	8	130	SH 16x130	middle	1,3	38	dead load	steel	
8	sand-lime	12	85	SH 20x85	side	0,5	18	dead load	pullout	
8	sand-lime	12	85	SH 20x85	side	1	19	dead load	pullout	
10	sand-lime	12	130	SH 20x130	middle	0,4	42	dead load	pullout	
10	sand-lime	12	130	SH 20x130	middle	0,6	26	dead load	pullout	
9	sand-lime	12	130	SH 20x130	middle	1,1	26	dead load	pullout	
9	sand-lime	12	130	SH 20x130	middle	1,2	21	dead load	pullout	
8	sand-lime	12	130	SH 20x130	side	1	101	hydraulic	pullout	
9	sand-lime	12	130	SH 20x130	side	2	51	hydraulic	pullout	

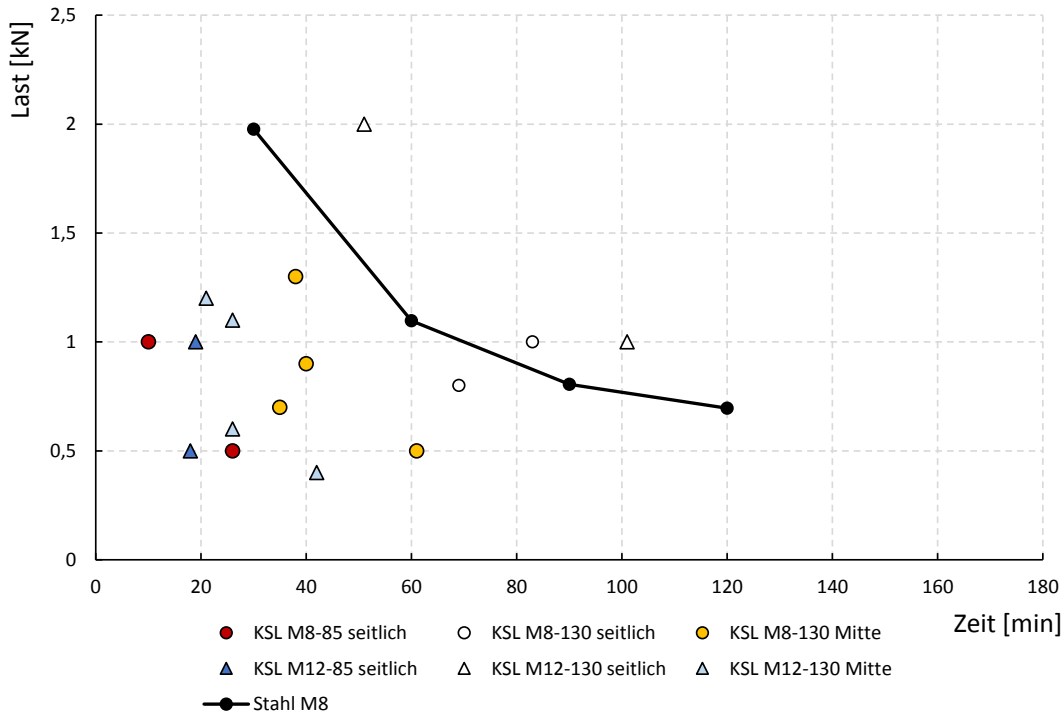


Abbildung 7-13: Versuchsergebnisse im Kalksandlochstein

Die Bewertung der Ergebnisse in Lochsteinen wird durch die unterschiedlichen Traganteil Formschluss- und Stoffschluss erschwert, vgl. Kapitel 4.2. Wie sich die Traganteile in Formschluss- und Stoffschluss im Brandfall aufteilen, ist mit dem aktuellen Forschungsstand nicht zu bestimmen. Im Folgenden werden daher beide Traganteile getrennt betrachtet.

Zur Beurteilung des Einflusses des Temperatureintrags auf die Tragfähigkeiten einer Befestigung in Hohlkammersteinen über Formschluss wird mithilfe des in Abbildung 7-15 dargestellten Versuchsaufbaus der Abscherwiderstand von Mörtelproben mit einem Durchmesser von 8 mm geprüft. Bei der optischen Beurteilung der Mörtelproben nach der Lagerung bei 20 °C, 185 °C, 200 °C, 250 °C und 300 °C über 24 h, kann man feststellen dass sich die ursprüngliche Graufärbung des Mörtels über einen Okkafarbtön Ockerfarbtön in ein dunkles Braun verändert, vgl. Abbildung 7-14. Bei einer Erhitzung über 300 °C waren die Proben nicht mehr formstabil genug um sie in den Versuchsaufbau einzubauen.



Abbildung 7-14: optische Beurteilung der Mörtelproben

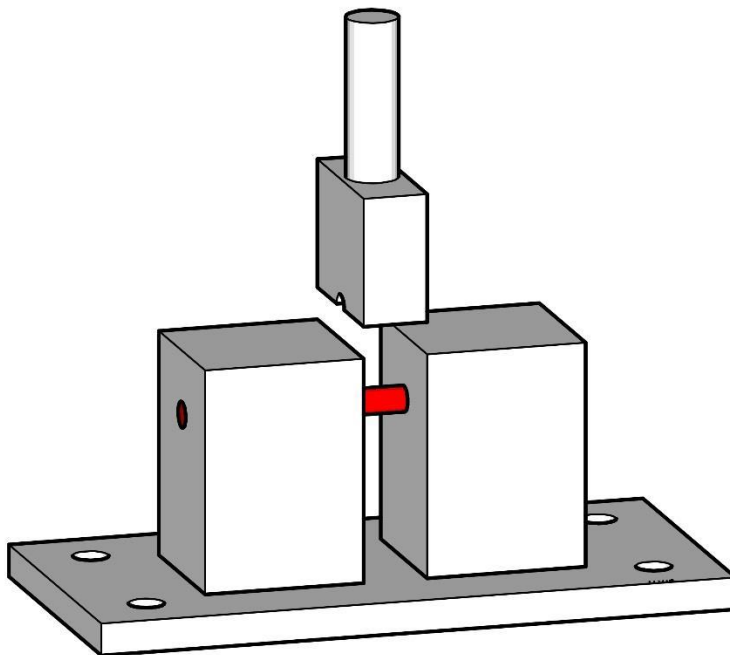


Abbildung 7-15: Versuchsaufbau zur Beurteilung des Abscherwiderstands von Mörtelproben

Alle Versuche wurden kraftgesteuert durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen dass eine Reduzierung des Abscherwiderstands bis auf circa 10% des Wertes bei Raumtemperatur erfolgt.

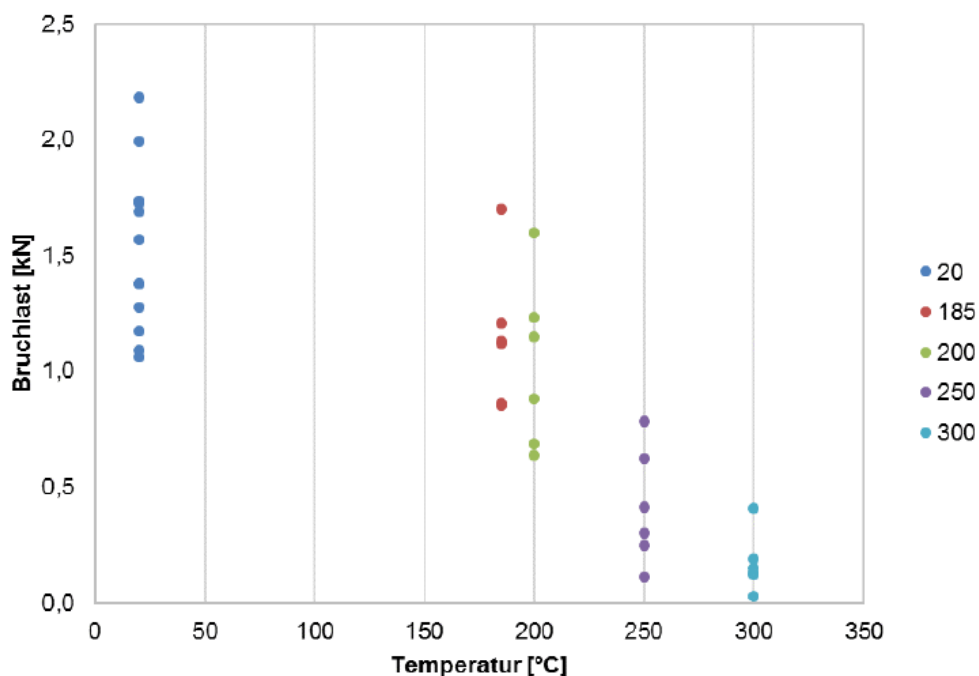


Abbildung 7-16: Untersuchung des Abscherwiderstands

Für die Bewertung der Tragfähigkeit von Dübeln in Hohlsteinen bei ausschließlicher Aktivierung des Stoffschlusses werden die Erkenntnisse aus Vollsteinen nach Kapitel 3.2 übertragen.

Beispielhaft wird die Verankerung mit einem M12 Anker und einer Setztiefe von 130 mm näher untersucht. Es wurde die seitliche Setzposition in einem Kalksandlohnstein nach Abbildung 5-16

gewählt. In den Versuchen wurde die Befestigung mit einer Dauerlast von 1 kN bzw. 2 kN getestet, die Verankerungen konnten dabei 101 min bzw. 51 min der Brandbelastung standhalten. Abbildung 7-17 zeigt die aufnehmbaren Spannungen gegenüber Zug- und Abscherbeanspruchung. Der Spannungsverlauf für Zugbeanspruchungen ist aus Abbildung 7-6 übernommen. Die Spannungsverteilung gegenüber Abscheren ist aus Abbildung 7-16 abgeleitet. Wie in Kapitel 4.2 erläutert ist anzunehmen, dass die aufnehmbare Zugbeanspruchung einer Befestigung im Lochstein sich aus einem Stoffschlussanteil und einem Formschlussanteil zusammensetzt. Vereinfacht wird nun mithilfe der Temperaturverteilung entlang der Verankerungstiefe aus den thermischen Simulationen für die Bereiche zwischen den Hohlkammern der Stoffschlussanteil berechnet. Für diese Bereiche wurde die Temperatur in der Ankerstange ermittelt. Die Temperatur wurde für Abschnitte einer Länge von 2 mm als konstant angenommen. Für jeden 2 mm-Abschnitt wurde eine konstante Verbundspannung in Abhängigkeit von der Temperatur zugeordnet. Die daraus resultierenden abschnittweisen Lasten sind in Tabelle 7-12 für eine Branddauer von 120 min dargestellt.

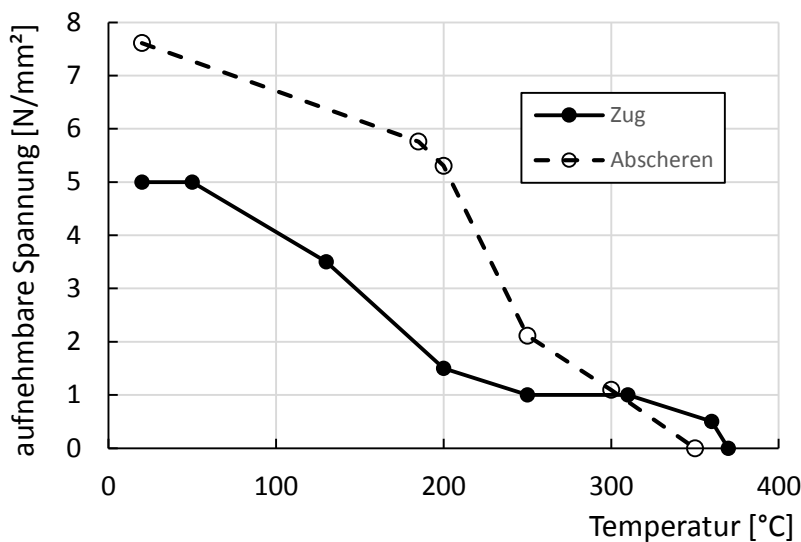


Abbildung 7-17: aufnehmbare Verbundspannung und Abscherwiderstand bei steigenden Temperaturen

Tabelle 7-12: Temperaturverlauf und Berechnung der Tragfähigkeit im Kalksandlochstein nach 120 min

KS-Seite 130	Länge [mm]	0 bis 36		38 bis 74		76	79	82	84	87 bis 112		115	117	120	122	125 bis 130		Summe
	Temp. [°C]	914	593	574	341	326	313	302	291	282	196	188	181	175	171	166	160	
Stoffschluss	$\sigma$ [N/mm²]	0,00	0,00	Hohlkammer		0,84	0,97	1,00	1,00	Hohlkammer		1,85	2,04	2,20	2,34	Hohlkammer		1,18 kN
	F [N]		0,00			81	93	96	96			178	196	212	225			

Die Berechnung zeigt dass der Stoffschlussanteil analog zum Verfahren in Vollsteinen (nur für die Stegflächen) in einem Ergebnis von 1,18 kN resultiert. Diese Tragfähigkeit ist verglichen mit den Versuchsergebnissen (vgl. Abschnitt zuvor) noch etwas zu hoch. Dies kann daran liegen, dass der deutlich größere Ringspalt bei Befestigungen in Lochsteinen durch die Verwendung von Siebhülsen hier bisher nicht berücksichtigt wurde. In zusätzlichen Heizmanschettenversuchen könnten Temperatur-Verbundspannungs-Verläufe für größere Ringspaltbreiten ermittelt werden.

Insgesamt ist jedoch festzuhalten, dass der Forschungsstand zur Berechnung von Feuerwiderstandslasten von Befestigungen in Lochsteinen zum aktuellen Zeitpunkt nicht ausreicht und somit die Durchführung von Brandversuchen zur Bewertung unumgänglich ist.

Tabelle 7-13: Versuchsergebnisse im Hochlochziegel

Test Nr.	Brick type	Anchor diameter	anchorage depth	perforated sleeve	Load	Failure time	Loading type	Failure type	Comments
[-]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[kN]	[min]	[-]	[-]	[-]
11	clay - hollow brick	8	130	SH 16x130	0,5	33	dead load	pullout	
11	clay - hollow brick	8	130	SH 16x130	0,3	40	dead load	pullout	
11	clay - hollow brick	8	130	SH 16x130	0,2	47	dead load	pullout	
15	clay - hollow brick	8	130	SH 16x130	0,1	87	dead load	pullout	
15	clay - hollow brick	8	130	SH 16x130	0,15	88	dead load	pullout	
12	clay - hollow brick	10	130	SH 16x130	0,3	69	dead load	pullout	
11	clay - hollow brick	12	130	SH 20x130	0,5	29	hydraulic	pullout	
11	clay - hollow brick	12	130	SH 20x130	0,4	40	dead load	pullout	
11	clay - hollow brick	12	130	SH 20x130	0,3	40	dead load	pullout	
15	clay - hollow brick	12	130	SH 20x130	0,1	69	dead load	pullout	
15	clay - hollow brick	12	130	SH 20x130	0,15	65	dead load	pullout	
15	clay - hollow brick	12	130	SH 20x130	0,2	68	dead load	pullout	
15	clay - hollow brick	12	130	SH 20x130	1	31	hydraulic	pullout	
12	clay - hollow brick	12	130	SH 20x130	0,6	40	hydraulic	pullout	

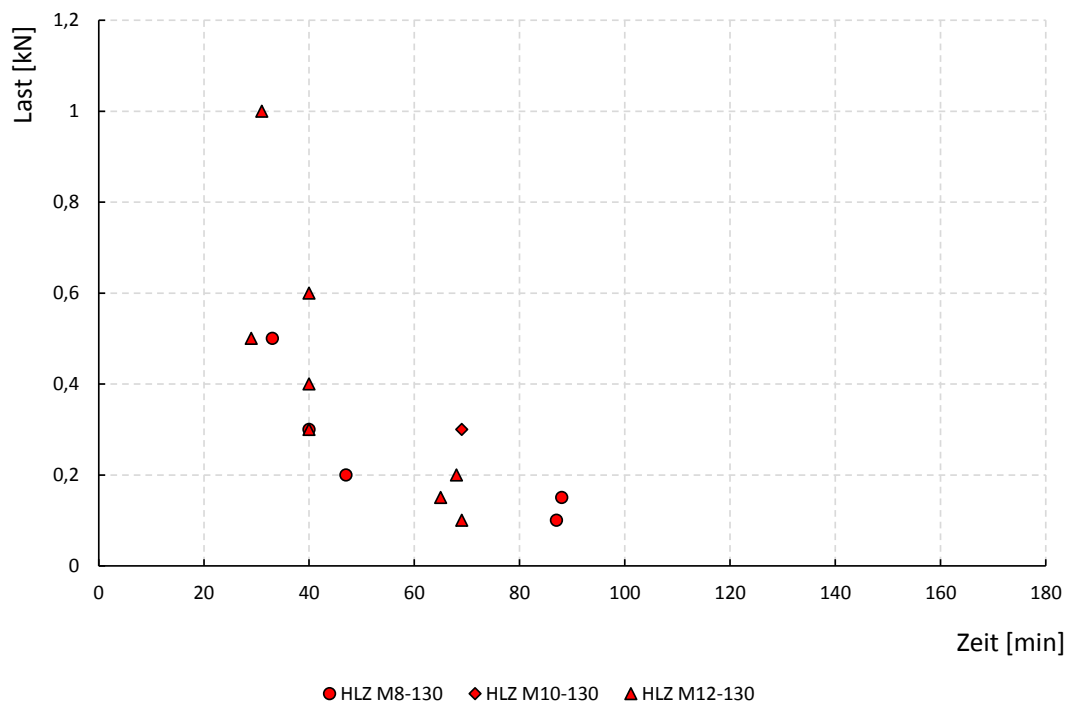


Abbildung 7-18: Versuche im Hochlochziegel

Bei der Betrachtung der Ergebnisse im Hochlochziegel die in Tabelle 7-13 und Abbildung 7-18 gezeigt sind, fällt auf, dass die Tragfähigkeit der Befestigung kaum vom verwendeten Ankerdurchmesser abhängig ist. Alle Verankerungen wurden mit einer Setztiefe von 130 mm gesetzt. Für die Befestigungen mit M8 und M10 wurde die gleiche Siebhülse verwendet. Insgesamt können nur sehr geringe Lasten im Vergleich zu den anderen Mauerwerksuntergründen in Hochlochziegeln verankert werden. Grund hierfür könnte der große Lochanteil sein, der zu den sehr guten Dämmeigenschaften des Steins führt. Damit aber auch sehr große Temperaturen an der Ankerstange im Brandfall einhergehen.



### 7.1.3. Stahlversagen

Die Zugtragfähigkeit von Stahl verschlechtert sich rapide mit größer werdenden Temperaturen. In der Bewertung nach Eurocode 3 Teil 1-2 [16] wird davon ausgegangen, dass bei Temperaturen über 1200 °C keine Resttragfähigkeit verbleibt, vgl. Tabelle 7-14. In Anhang D des Eurocode 3 Teil 1-2 sind außerdem Abminderungsfaktoren für Schrauben unter Zug- oder Schubbeanspruchung aufgelistet, hier wird schon bei Stahltemperaturen von 1000 °C davon ausgegangen, dass keine Resttragfähigkeit verbleibt. Beide Tabellen beziehen sich auf die Querschnittsfläche und sind unabhängig von deren Größe. Sie beziehen sich auf Stahltemperaturen und berücksichtigen nicht, dass diese gegebenenfalls für größere Querschnitte nicht im Querschnitt konstant sind. Die Schmelztemperatur von Kohlenstoffstahl wird bei ca. 1250 °C – 1400 °C erreicht.

Tabelle 7-14: Abminderungsfaktoren für Kohlenstoffstahl unter erhöhten Temperaturen, [16] S. 25

Stahltemperatur $\theta_a$	Abminderungsfaktoren bei Temperatur $\theta_a$ relativ zu dem Wert $f_y$ oder $E_a$ bei 20 °C		
	Abminderungsfaktor (relativ zu $f_y$ ) für die effektive Fließgrenze $k_{y,0} = f_{y,0} / f_y$	Abminderungsfaktor (relativ zu $f_y$ ) für die Proportionalitätsgrenze $k_{p,0} = f_{p,0} / f_y$	Abminderungsfaktor (relativ zu $E_a$ ) für die Steigung im elastischen Bereich $k_{E,0} = E_{a,0} / E_a$
20 °C	1,000	1,000	1,000
100 °C	1,000	1,000	1,000
200 °C	1,000	0,807	0,900
300 °C	1,000	0,613	0,800
400 °C	1,000	0,420	0,700
500 °C	0,780	0,360	0,600
600 °C	0,470	0,180	0,310
700 °C	0,230	0,075	0,130
800 °C	0,110	0,050	0,090
900 °C	0,060	0,0375	0,0675
1 000 °C	0,040	0,0250	0,0450
1 100 °C	0,020	0,0125	0,0225
1 200 °C	0,000	0,0000	0,0000

ANMERKUNG Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

Tabelle 7-15: Abminderungsfaktoren für Schrauben auf Zug unter erhöhten Temperaturen, [16] S.81

Temperatur $\theta_a$	Abminderungsfaktor für Schrauben $k_{b,\theta}$ (Zug und Schub)	Abminderungsfaktor für Schweißnähte $k_{w,\theta}$
20	1,000	1,000
100	0,968	1,000
150	0,952	1,000
200	0,935	1,000
300	0,903	1,000
400	0,775	0,876
500	0,550	0,627
600	0,220	0,378
700	0,100	0,130
800	0,067	0,074
900	0,033	0,018
1 000	0,000	0,000

Berücksichtigt man, dass bei einer Brandprüfung nach ETK die Ofentemperatur nach 120 min ca. 1050 °C erreicht, muss das Versagen der Ankerstange betrachtet werden. Auch für Befestigungen in Mauerwerk, bei denen das Lastniveau durch den meist niederfesten Verankerungsgrund deutlich niedriger ist als bei Verankerungen im Beton, kann insbesondere für große Verankerungstiefen im Brandfall Stahlversagen auftreten.

Im Rahmen des Forschungsprojekts „Verbunddübel im Brandfall“ [12] das an der Technischen Universität Kaiserslautern bearbeitet wurde, wurde eine Datenbank von Versuchen angelegt bei denen der Widerstand von handelsüblichen Gewindestangen aus Kohlenstoffstahl (Festigkeitsklasse 5.8) gegenüber Stahlversagen unter Brandbeanspruchung nach ETK experimentell ermittelt wurde. Ein ähnliches Vorgehen wurde zuvor in Reick [22] beschrieben, bei der Auswertung seiner Datenbank wurde festgestellt, dass die Geometrie des Anbauteils erheblichen Einfluss auf die Temperaturverteilung am Dübel, und somit auch auf die Stahlversagenslast hat. Aufgrund dessen ist die Geometrie des Anbauteils in der Richtlinie zur Beurteilung von Befestigungen im Brandfall (TR 020 [4]) festgelegt, vgl. Kapitel 3.1.2.

Abbildung 7-19 zeigt alle Versuchsergebnisse der Datenbank unabhängig vom Verankerungsdurchmesser. Bei der Erstellung der Datenbank wurde darauf geachtet, dass alle verwendeten Ergebnisse in Versuchen mit einer Versuchsdurchführung nach TR 020 [4] und DIN EN 1363-1 [3] erzeugt wurden. In allen ausgewerteten Versuchen wurden Anbauteile mit Abmessungen nach TR 020 Kapitel 2.3.1.1 Tabelle 2.3 verwendet. Die Anbauteile wurden mit und ohne Luftspalt verwendet. Die Versuche wurden in verschiedenen Prüfinstituten erzeugt. Die beiden Versagensarten Abreißen (Querschnittversagen) und Abkrepeln (Versagen der Mutter) die in Abbildung 7-20 dargestellt sind wurden im Weiteren gemeinsam ausgewertet.

Das Stahlversagensniveau ist weitestgehend von der Art des verwendeten Stahls abhängig. Die Art und Eigenschaften des Verankerungsgrunds und die Eigenschaften des verwendeten Injektionsmörtels beeinflussen den Widerstand gegen Stahlversagen nicht. Die Ergebnisse des Forschungsprojekts können also für Befestigungen im Mauerwerk übernommen werden.

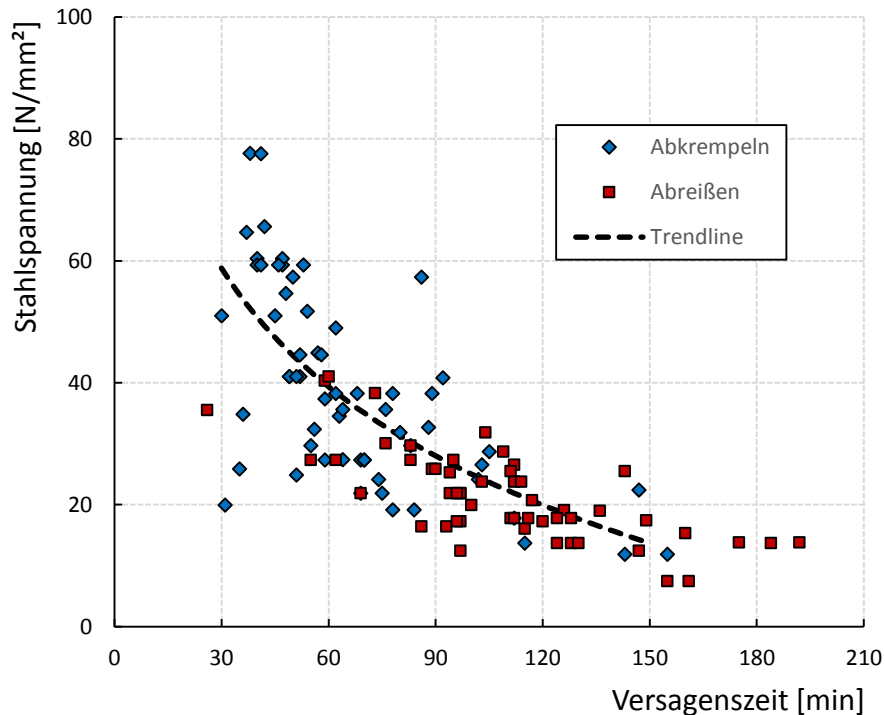


Abbildung 7-19: Vergleich der Versagensarten Abreißen und Abkrepeln aus eigener Datenbank

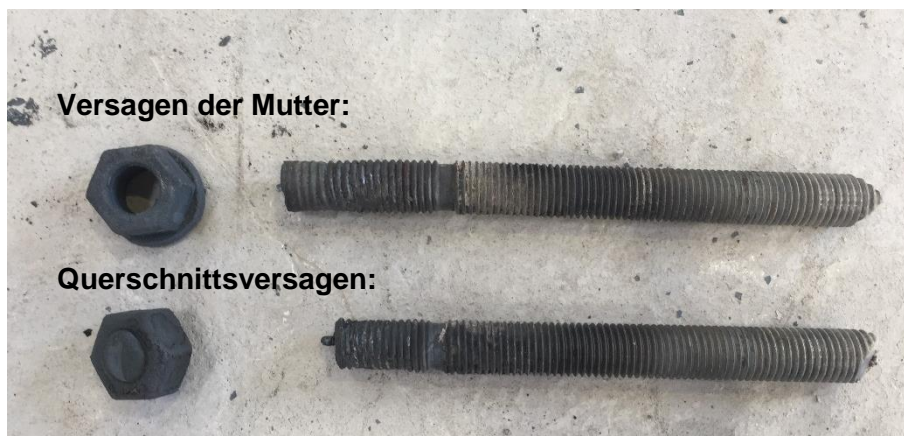


Abbildung 7-20: Arten des Stahlversagens

Nachfolgend wird die Auswertung der Versuchsdaten beispielhaft am Durchmesser M12 beschrieben. Es wurde zunächst eine Auswertung nach TR 020 durchgeführt. Abbildung 7-21 enthält neben den Einzelwerten der Versuchsergebnisse die Graphen zur Auswertung nach TR 020 ( $\sigma_{s1}$  = Trendlinie der Datenpunkte;  $\sigma_{s2}$  = verschobene Trendlinie durch den untersten Datenpunkt;  $\sigma_{s3}$  = Sekante durch  $\sigma_{s2}$ (60 min) und  $\sigma_{s2}$ (90 min)). Außerdem wurde eine statistische Auswertung der Versuchsergebnisse vorgenommen. Es wurde nach Gleichung (6.3)  $\sigma_{s4}$  als ein 95%-Fraktile Wert bei einem Vertrauensniveau von 75% ermittelt. Analog zur Auswertung nach TR020 wurde der Feuerwiderstandswert nach 30 min  $\sigma_{s5}$  berechnet. Die Streuung und die Standardabweichung der Versuchsergebnisse um die Trendlinie werden mit den Gleichungen (6.1) und (6.2) bestimmt.

$$c_v = \sqrt{\frac{1}{n_{test}-1} \sum_{i=1}^{n_{test}} \left( \frac{\sigma_{test}}{\sigma_{s,1}} - 1 \right)^2} \quad (6.1)$$

$$s_v = \sqrt{\frac{1}{n_{test}} \sum_{i=1}^{n_{test}} (\sigma_{test} - \sigma_{s,1})^2} \tag{6.2}$$

$$\sigma_{s4} = \sigma_{s1} \cdot (1 - k \cdot c_v) \tag{6.3}$$

Die Feuerwiderstandswerte für 30 min, 60 min, 90 min und 120 min die sich aus der Auswertung nach TR020 und bezogen auf den Mittelwert (MW) der Versuchsergebnisse ergeben sind in Tabelle 7-16 aufgeführt.

### M12

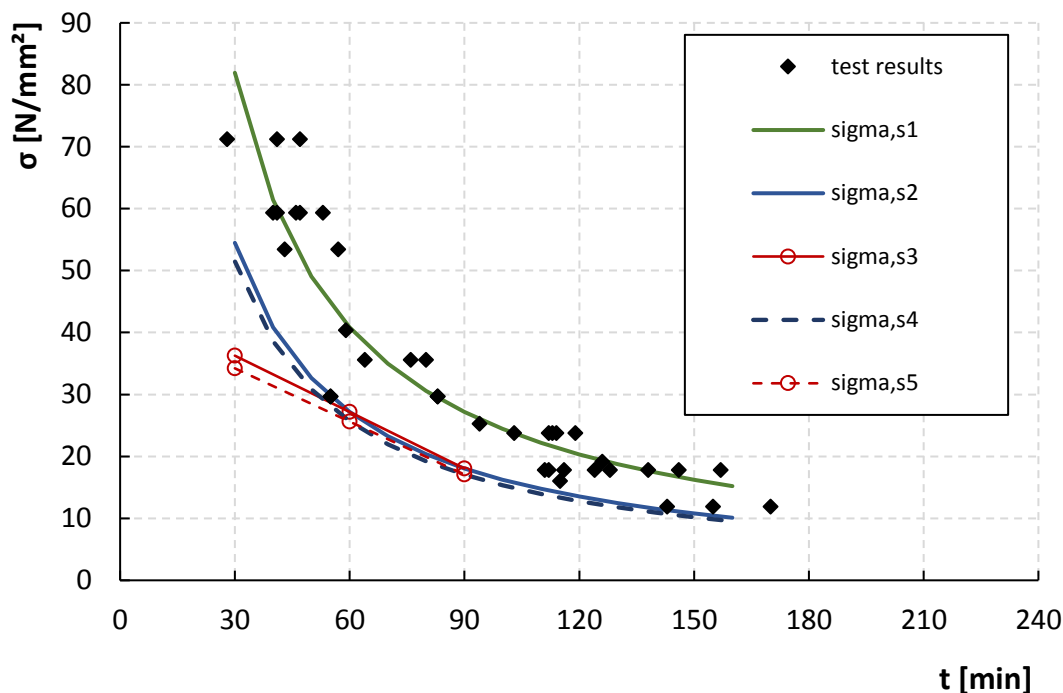


Abbildung 7-21: Auswertung der Versuchsergebnisse für M12 Gewindestangen

Tabelle 7-16: Auswertung der Versuchsergebnisse für M12 Gewindestangen

$s_v =$	7,05					
$c_v =$	20,19%					
Berechnung...	nach TR020		bezogen auf MW		$\sigma_{s4} = \sigma_{s1} \cdot (1 - k \cdot c_v)$	
M12	$\sigma_{Rk,s,fi(...)}$	$N_{Rks,fi...}$	$\sigma_{Rk,s,fi(...)}$	$N_{Rks,fi...}$	$\sigma_{Rk,s,fi(...)}$	$N_{Rks,fi...}$
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]
R30	36,28	3,06	81,93	6,91	34,24	2,89
R60	27,17	2,29	40,85	3,44	25,65	2,16
R90	18,06	1,52	27,16	2,29	17,05	1,44
R120	13,51	1,14	20,31	1,71	12,75	1,08

Diese beiden Auswerteverfahren wurden auf alle geprüften Ankerdurchmesser angewendet.

Neben der experimentellen Bestimmung des Feuerwiderstands gegenüber Stahlversagen ermöglicht der TR 020 ein vereinfachtes Bemessungsverfahren nach Tabellenwerten, vgl. Tabelle

3-1. In Tabelle 7-17 werden diese Werte gegenübergestellt. Außerdem wird unter der Annahme, dass die Stahltemperaturen den Temperaturen der ETK entsprechen der Feuerwiderstand für eine Schraubverbindung nach EC3 berechnet. Die Ergebnisse sind ebenfalls in Tabelle 7-17 aufgeführt. Beim Vergleich der Daten ist jedoch zu beachten, dass die abschirmende Wirkung des nach TR020 verwendeten Anbauteils bei der Berechnung nach EC3 nicht berücksichtigt ist, d.h. die höher angenommenen Stahltemperaturen führen zu geringen berechneten Feuerwiderstandswerten. In Abbildung 7-22 ist der Vergleich für eine Branddauer von 60 min graphisch dargestellt.

Tabelle 7-17: Vergleich der Auswerteverfahren und den Angaben nach TR020 und EC3

	$\sigma_{s,fi}$ [N/mm <sup>2</sup> ]																							
	TR020				DIN EN 1993-1-2 Tabelle 3.1				DIN EN 1993-1-2 Tabelle D.1				Auswertung d. Datenbank m. Streuband				Auswertung d. Datenbank nach TR020				Auswertung d. Datenbank anhand MW			
	30	60	90	120	30	60	90	120	30	60	90	120	30	60	90	120	30	60	90	120	30	60	90	120
<b>M6</b>	10	9	7	5	36	20	16	12	21	7	0	0	0	0	0	0	15	12	9	8	44	26	20	17
<b>M8</b>	10	9	7	5	36	20	16	12	21	7	0	0	20	15	11	9	22	18	13	11	54	30	22	19
<b>M10</b>	15	13	10	8	36	20	16	12	21	7	0	0	14	11	7	6	20	16	11	8	72	37	26	20
<b>M12</b>	20	15	13	10	36	20	16	12	21	7	0	0	34	26	17	13	37	27	17	12	86	41	26	18
<b>M16</b>	20	15	13	10	36	20	16	12	21	7	0	0	28	23	18	16	26	23	19	17	62	41	34	31
<b>M20</b>	20	15	13	10	36	20	16	12	21	7	0	0	45	33	22	16	57	43	28	21	101	50	33	25

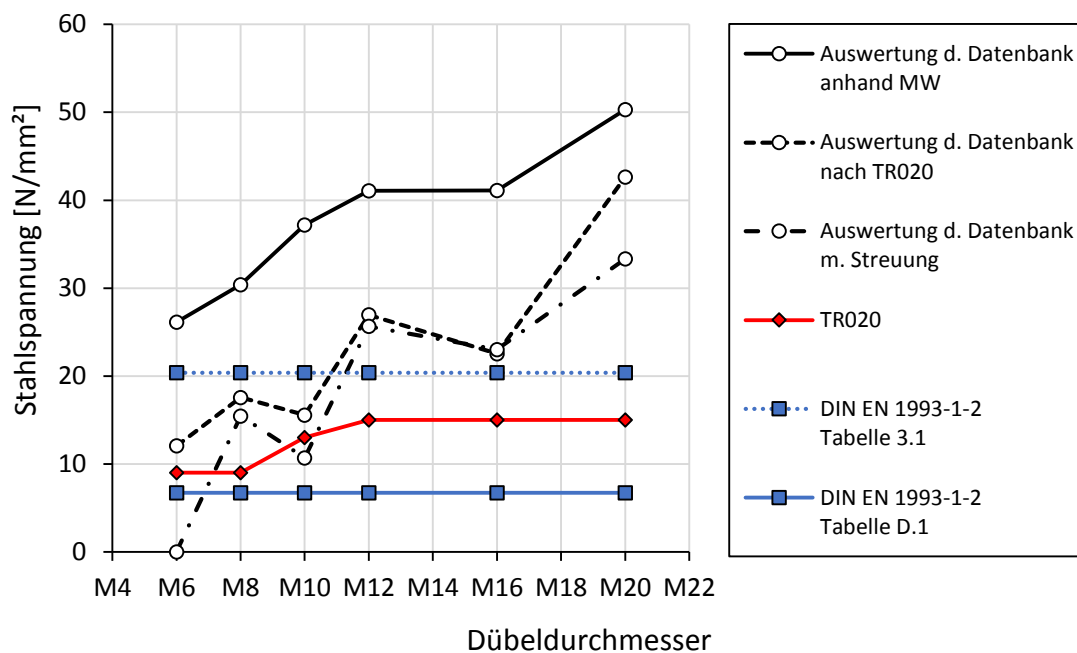


Abbildung 7-22: Vergleich der Auswerteverfahren und den Angaben aus TR020 und EC3 nach 60 min Branddauer

Die Ergebnisse der Auswertung der Versuchsdatenbank sind mit runden Markierungen dargestellt (schwarz). Die Tabellenwerte aus Eurocode 3 sind mit quadratischen Markierungen (blau) gekennzeichnet und die Tabellenwerte des Vereinfachten Bemessungsverfahrens nach TR 020 mit rautenförmigen (rot). Es wird deutlich, dass die Versuche im Mittel deutlich höhere Feuerwiderstände aufweisen, wie sie nach den vereinfachten Bemessungsmethoden angenommen werden dürfen. Größere Ankerdurchmesser können bei gleicher Brandbeanspruchung höhere Stahlspannungen abtragen. Dieser Größeneffekt wird nur im TR 020 berücksichtigt. Wobei sich Tabelle 3.1 der DIN EN 1993-1-2 auch nicht auf Schraubenquerschnitte bezieht und daher speziell für kleine Bauteile

den Feuerwiderstand überschätzt. Beim Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Tabellenwerten aus Eurocode 3 ist weiterhin zu beachten, dass dieser sich auf Stahltemperaturen bezieht. Wie oben beschrieben wurde in diesem Vergleich vereinfachend angenommen, dass die Stahltemperatur der Ofentemperatur entspricht.

Werden die Versuchsergebnisse nach TR 020 durch Verschieben des Trends in den schlechtesten Wert ausgewertet, erhält man nur noch ca. 50% des Mittelwertniveaus. Diese Ergebnisse liefern im Vergleich mit den Tabellenwerten des vereinfachten Bemessungsverfahrens nach TR 020 immer noch circa 20 % bis 180 % höhere Werte. Dies unterstreicht wie konservativ diese Werte sind und in den meisten Fällen auf die Durchführung kostspieliger Brandversuche zurückgegriffen wird. Betrachtet man bei der Auswertung der Versuchsergebnisse die Streuung der Ergebnisse um den Mittelwert ergibt sich ein ähnlicher Trend. Vor allem für die Größen M6 und M10 in denen besonders große Streuungen auftraten (56% und 37%) liefert dieses Auswerteverfahren geringere bis keine (M6) Tragfähigkeiten.

Im Abschlussbericht des Forschungsvorhabens „Verbunddübel im Brandfall“ [12] werden auf Grundlage der oben dargestellten Datengrundlage die in Tabelle 7-18 gegebenen Feuerwiderstandswerte für Gewindestangen der Festigkeitsklasse 5.8 und größer vorgeschlagen.

Tabelle 7-18: Angepasste Feuerwiderstände gegenüber Stahlversagen für Kohlenstoffstahl (Festigkeitsklasse 5.8), [12]

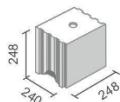
thread diameter [mm]	anchorage depth $h_{ef}$ [mm]	characteristic tension strength of an unprotected anchor made of C-steel in case of fire exposure in the time up to:			
		$\sigma_{Rk, s, fi}$ [N/mm <sup>2</sup> ]			
		30 min (R15 to R30)	60 min (45 and R60)	90 min (R90)	120 min (R120)
M6	≥ 30	14	12	9	7
M8	≥ 30	20	15	11	9
M10	≥ 40	25	19	14	11
M12 and greater	≥ 50	30	23	16	13

### 7.2. Querzug- und Schrägzugversuche

Die in Kapitel 6.1.2 und 6.1.3 beschriebenen Querzug- und Schrägzugversuche lieferten die in Tabelle 7-19 bis Tabelle 7-22 und Abbildung 7-23 bis Abbildung 7-26 dargestellten Ergebnisse.

Tabelle 7-19: Ergebnisse der Schräg- und Querzugversuche im Kalksandvollstein

**Kalksandvollstein 8DF**



Ankerdurchmesser [mm]	Verankerungstiefe [mm]	Winkel [°]	Lasten [kN]	Versagenszeit [min]	Versagensart [-]	Bemerkungen [-]
12	100	30	1,0	117,0	Verbund	
12	100	30	1,0	128,0	Verbund	
12	100	45	1,0	126,0	Stein / Verbund	
12	100	60	1,0	175,0	Stein	
12	100	90	1,0	140,0	kein Versagen	Resttragfähigkeit 2,9 kN (Stahl)

**Kalksandvollstein**

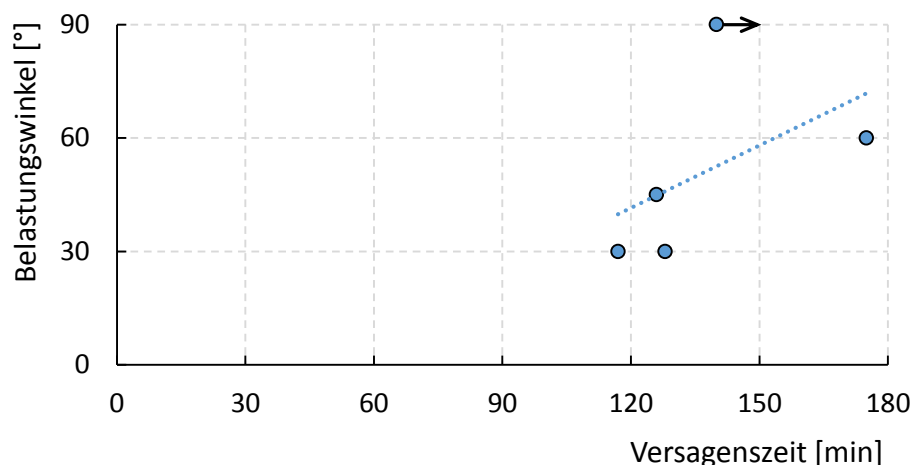
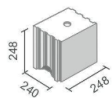


Abbildung 7-23: Grafische Darstellung der Ergebnisse im Kalksandvollstein

Tabelle 7-20: Ergebnisse der Schräg- und Querzugversuche im Kalksandlochstein

**Kalksandlochstein 8DF**



Ankerdurchmesser [mm]	Verankerungstiefe [mm]	Winkel [°]	Lasten [kN]	Versagenszeit [min]	Versagensart [-]	Bemerkungen [-]
12	85	30	1,0	24	Verbund	
12	85	30	1,0	14	Verbund	
12	85	45	1,0	32	Verbund	
12	85	60	1,0	13	Stein	
12	85	90	1,0	140	kein Versagen	Resttragfähigkeit 1,4 kN (Stahl)
12	85	0	0,5	18	Verbund	
12	85	0	1,0	19	Verbund	

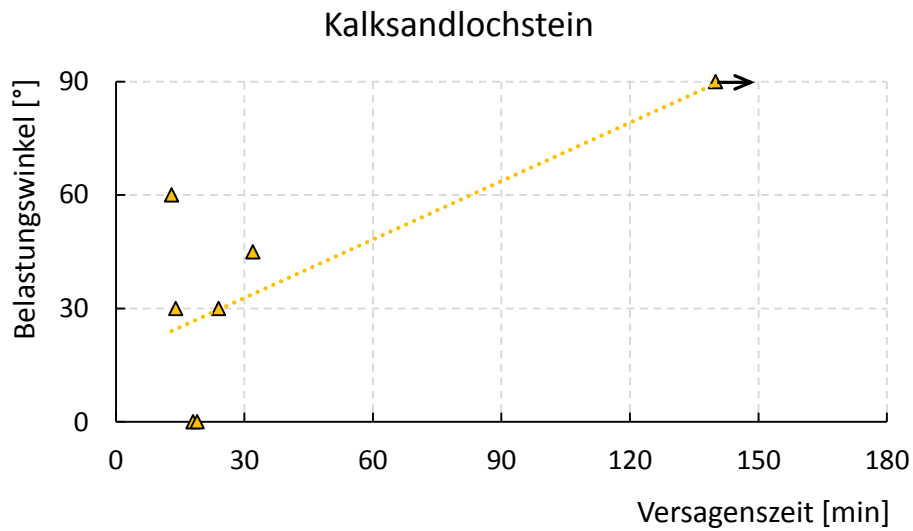


Abbildung 7-24: Grafische Darstellung der Ergebnisse im Kalksandlochstein

Tabelle 7-21: Ergebnisse der Schräg- und Querzugversuche im Leichtbetonhohlblock



Ankerdurchmesser [mm]	Verankerungstiefe [mm]	Winkel [°]	Lasten [kN]	Versagenszeit [min]	Versagensart [-]	Bemerkungen [-]
12	85	30	0,5	29	Verbund	
12	85	45	0,5	36	Verbund	
12	85	45	0,5	24	Verbund	
12	85	60	0,5	57	Verbund	große Verschiebung vor Versagen
12	85	90	1,0	43	Stahl / Stein	

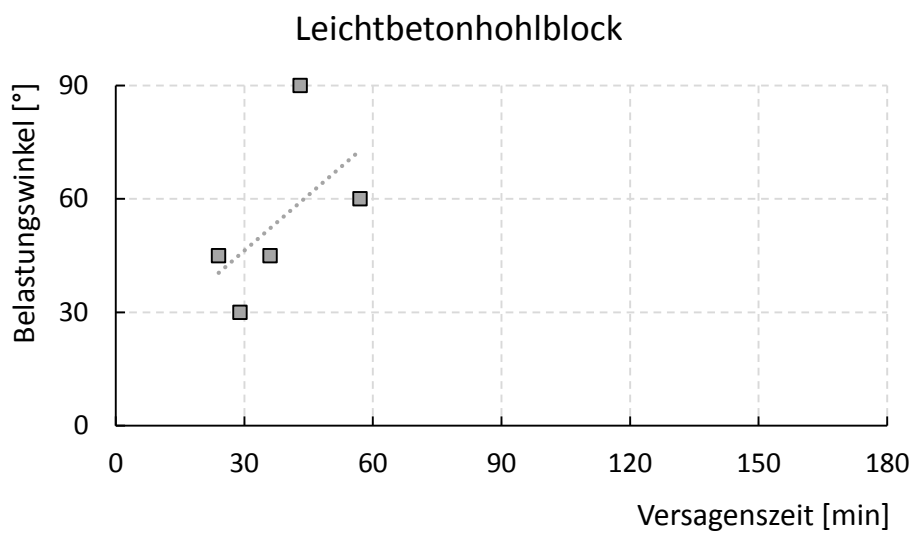


Abbildung 7-25: Grafische Darstellung der Ergebnisse im Leichtbetonhohlblock



Tabelle 7-22: Ergebnisse der Schräg- und Querkzugversuche im Hochlochziegel

Ankerdurchmesser [mm]	Verankerungstiefe [mm]	Winkel [°]	Lasten [kN]	Versagenszeit [min]	Versagensart [-]	Bemerkungen [-]
12	85	30	1,0	5	Stein	
12	85	30	1,0	3	Stein	
12	85	45	1,0	16	Stein	
12	85	45	1,0	23	Stein	
12	85	60	1,0	11	Stein	
12	85	90	1,0	135	kein Versagen	Resttragfähigkeit 2,6 kN (Stahl)

### Hochlochziegel

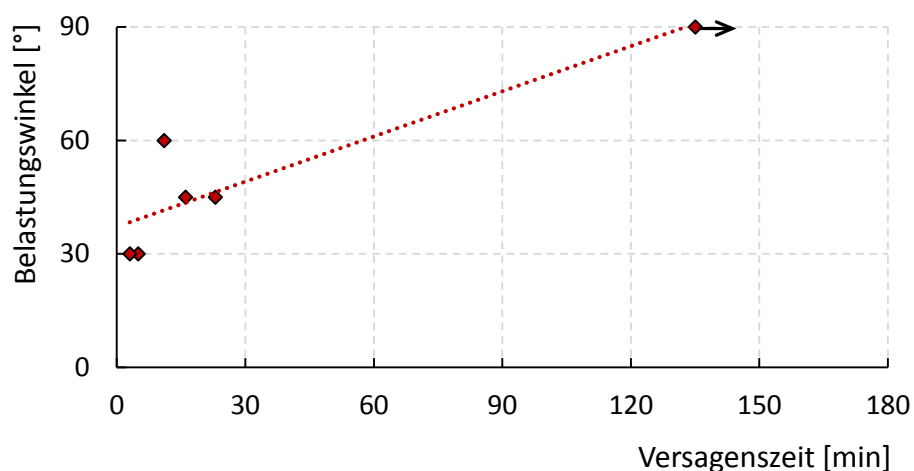


Abbildung 7-26: Grafische Darstellung der Ergebnisse im Hochlochziegel

Für kleine Belastungswinkel trat in den durchgeführten Versuchen meist Verbundversagen bei sehr geringen Feuerwiderstandszeiten auf. Aus den Ergebnissen im Kalksandlochstein geht hervor, dass der Herausziehewiderstand bei steigendem Belastungswinkel mindestens gleich bleibt. In den anderen Steintypen kann sogar ein Anstieg des Feuerwiderstands abgeleitet werden. Hier fehlen jedoch Vergleichsversuche bei 0° Belastungswinkel.

Für größere Belastungswinkel konnte in einigen Versuchen Steinversagen festgestellt werden. Dies ist jedoch auf die Art der Versuchsdurchführung zurückzuführen. Durch das Verdrehen der Steine im Verband, entstehen freie Steinkanten die keine Verbundfläche zum oberen oder unteren Stein haben. Abbildung 7-27 zeigt eine Versuchswand vor und nach dem Brandversuch. Insbesondere der Hochlochziegel konnte den Schrägzugbelastungen nur wenige Minuten (< 30 min) standhalten. Da in den einzelnen Brandversuchen unterschiedliche Mauerverbände verwendet wurden und die freie Querschnittsfläche bei den einzelnen Versuchen nicht vergleichbar ist, können aus diesen Versuchen keine Rückschlüsse auf den Feuerwiderstand gegenüber Steinversagen bei Schrägzugbelastungen geschlossen werden. Es ist davon auszugehen, dass der Widerstand bei ebenen Wänden größer als der hier geprüfte ist.



Abbildung 7-27: links: Versuchswand vor Versuchsbeginn; rechts: Versuchswand nach Versuchsende

In den durchgeführten Querkzugversuchen trat in den meisten Versuchen Stahlversagen ein. Lediglich im Leichtbetonhohlblock trat ein kombiniertes Versagen von Stahl- und Steinversagen ein. Nach aktuellem Stand der Technik wird davon ausgegangen, dass das Verhältnis von aufnehmbarer Stahlschubspannung zu Stahlzugspannung ca. 0,6 beträgt und unter Brandbeanspruchung über diesen Wert ansteigt [23]. Die Auswertung der Stahldatenbank (vgl. Kapitel 7.1.3) ergibt eine mittlere aufnehmbare Stahlspannung von 17 N/mm<sup>2</sup> für eine Gewindestange M12 und einer Branddauer von 140 min. Dies entspricht einer Last von 1,4 kN. Auf der Basis der vorliegenden Versuchsergebnisse kann ein Verhältnis von Schub- zu Zugspannung von > 0,6 (aus den vorliegenden Daten mindestens  $1,0 / 1,4 = 0,7$ ) bestätigt werden.

Aus den vorliegenden Ergebnissen kann somit geschlossen werden, dass der Herausziehwiderstand mit steigendem Belastungswinkel mindestens konstant ist, einige Versuchsergebnisse zeigen gar einen Anstieg. Dabei ist zu berücksichtigen, dass im verwendeten Versuchsaufbau nur eine randnahe Anordnung der Dübel möglich war, welche in einigen Versuchen zu einem Steinversagen führten. Der tatsächliche Herausziehwiderstand kann daher größer sein. Eine Übertragung der Ergebnisse aus Zugversuchen auf schrägzug- und querkzugbeanspruchte Bauteile ist demnach unter der Voraussetzung, dass unter Axialzugbeanspruchungen Verbundversagen maßgebend ist möglich.

## 8. Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen dieses Forschungsprojekts wurden auf experimenteller und theoretischer Basis die Grundlagen zur Bestimmung des Feuerwiderstands von Befestigungen im Mauerwerk untersucht.

Der aktuelle Regelungsstand zur Bewertung von Metallankern in Mauerwerk umfasst die Beurteilung des Feuerwiderstands nicht. Dennoch können experimentell bestimmte Feuerwiderstände in den technischen Daten der Hersteller angegeben werden. Für die Durchführung von Brandversuchen an Befestigungen im Mauerwerk wird sich an den Angaben im Technical Report TR020 orientiert.

Die Tragfähigkeit von chemischen Dübeln im Beton wird parallel im Rahmen einiger Forschungsprojekte untersucht. Insbesondere die Bewertung des Herausziehwiderstands unterscheidet sich hier deutlich von mechanischen Befestigungsmitteln. Erste Forschungsergebnisse zeigen, dass eine hinreichend genaue Berechnung der Verbundtragfähigkeit eines Verbunddübels unter Brandbeanspruchung möglich ist. Hierbei wird auf die im Rahmen der Zulassung eines Verbundmörtels für die Anwendung als Bewehrungsanschluss ermittelte Verbundspannungs-Temperatur-Beziehung zurückgegriffen. Diese Informationen über die Verbundtragfähigkeit bei erhöhten Temperaturen liefern in Kombination mit in thermischen Simulationen ermittelten Temperaturprofilen entlang des Ankers Feuerwiderstände. Die Übertragung dieses Verfahrens auf Befestigungen in Vollsteinen konnte im Rahmen dieser Arbeit bestätigt werden.

Die Berechnung von Temperaturprofilen mithilfe von Simulationsprogrammen ist für Befestigungen in Mauerwerksuntergründen analog zu Beton möglich. Die Dämmeigenschaften des Untergrundmaterials haben dabei einen wesentlichen Einfluss auf das Temperaturprofil entlang der Befestigung bzw. im Verbundmörtel. Im Allgemeinen kann man festhalten, dass Steine mit guten Dämmeigenschaften zu höheren Temperaturen an der Verankerung führen und somit hier geringe Tragfähigkeiten erreicht werden können.

Bei der Durchführung von Brandversuchen an Befestigungen im Mauerwerk müssen im Vergleich zu Versuchen im Beton zusätzliche Randbedingungen, wie Orientierung der Lasteinleitungsvorrichtung, Belastung der Wand, Positionierung der Dübel. In Kapitel 6 ist ein Versuchsstand vorgestellt der diese Faktoren berücksichtigt und flexibel für unterschiedliche Steinformate einsetzbar ist.

Die Vielzahl an den auf dem Markt befindlichen Steinmaterialien und Formaten erschwert eine allumfassende Bewertung des Feuerwiderstands. Anhand der durchgeführten Versuche können jedoch folgende Ergebnisse zusammengefasst werden. Aufgrund des stark reduzierten Widerstands gegenüber Herausziehen und Stahlversagen kann ein Steinversagen in der Regel ausgeschlossen werden. Der Widerstand gegenüber Verbundversagen kann analog zu Befestigungen im Beton für Vollsteine berechnet werden. Die Bestimmung des Herausziehwiderstands für Steine mit Lochanteil muss experimentell bestimmt werden. Der Widerstand gegenüber Stahlversagen kann aus den bisherigen Forschungsergebnissen übernommen werden.

Aufgrund der, im Vergleich zu Beton, geringen Tragfähigkeit einiger Mauersteine kann ein Steinversagen auf Basis der vorliegenden Untersuchungen nicht gänzlich ausgeschlossen werden. Insbesondere der Widerstand für Schrägzug- und Querkzugbelastungen sollte im Hinblick auf die Versagensart Steinversagen weiter untersucht werden. Dazu muss der hier vorgestellte Versuchsstand weiter verbessert werden.

Im Rahmen dieses Forschungsprojekts wurden um eine Vergleichbarkeit zu erzielen Anbauteile nach den in TR020 vorgeschriebenen Maßen verwendet. Im Hinblick auf die teilweise sehr geringen Lasten die im Mauerwerk verankert werden, ist diese Anbauteilgeometrie womöglich größer als in vielen Anwendungen. Da die Geometrie des Anbauteils erheblichen Einfluss auf den Temperaturverlauf entlang der Verankerungstiefe und somit auch auf den Feuerwiderstand hat, sollte eine Anbauteilgeometrie für Lasten kleiner 1 kN festgelegt werden.

Der Einfluss der Verwendung von Siebhülsen in Vollsteinen (wie es in der Regel zulässig ist) wurde im Rahmen dieses Forschungsprojekts nicht untersucht. Da die Siebhülsen meist aus wenig Temperaturresistentem Kunststoff besteht muss geprüft werden ob der Feuerwiderstand eines Dübels im Vollstein mit und ohne Siebhülse gleichwertig ist.

## 9. Vorschlag für die Bewertung des Feuerwiderstands von Befestigungen im Mauerwerk

Auf Basis der vorangegangenen simulations- und versuchstechnisch unterstützten Überlegungen wird im Folgenden ein Vorschlag für die Bewertung des Feuerwiderstands von Befestigungen im Mauerwerk beschrieben. Aufgrund der Vielzahl an am Markt befindlichen Produkten und Steintypen besteht die Möglichkeit eines vereinfachten Bemessungsverfahrens für Befestigungen im Mauerwerk nicht.

### 9.1. Versuchsdurchführung

Analog zu Befestigungen im Beton sollen die Befestigungsmittel mit einer Dauerlast beaufschlagt werden und gleichzeitig mit der Einheits-Temperatur-Brandkurve belastet werden. Für die Versuchsdurchführung sollen die Anforderungen nach DIN EN 1363-1 und TR020 eingehalten werden.

Zusätzlich darf, wenn die Versuche an einer Mauerwerkswand durchgeführt werden, eine Auflast von 0,2 N/mm<sup>2</sup> aufgebracht werden.

### 9.2. Versuchsprogramm

Für die Beschreibung des Versuchsprogramms wird in die Untersuchung von Befestigungen in Vollsteinen und Lochsteinen unterschieden.

#### 9.2.1. Vollsteine

Die im Rahmen des Forschungsprojekts durchgeführten Versuche konnten die Möglichkeit der Übertragung des Berechnungsverfahrens nach [12] bestätigen. Daher wird für diesen Fall das in [12] beschriebene Versuchsprogramm übernommen.

##### a. Feuerwiderstand gegenüber Stahlversagen

Der Widerstand gegenüber Stahlversagen, kann nach TR020 Abschnitt 2.3.1.1 bestimmt werden.

##### b. Feuerwiderstand gegenüber Steinversagen

Nach aktuellem Forschungsstand tritt kein Steinausbruch im Brandfall ein.

Ein Steinherausziehen kann nach aktuellem Forschungsstand nicht gänzlich ausgeschlossen werden und muss daher nach dem in Kapitel 7.1.1 beschriebenen Nachweisverfahren ausgeschlossen werden.

##### c. Feuerwiderstand gegenüber Verbundversagen für feste Einbindetiefen

Für chemische Dübelssysteme mit festen Verankerungstiefen sollen je Verankerungsdurchmesser fünf Versuche durchgeführt werden. Die Lasten sollen so gewählt werden, dass vier Ergebnisse größer gleich 60 min und ein Ergebnis kleiner 60 min resultieren.

##### d. Feuerwiderstand gegenüber Verbundversagen für feste oder flexible Verankerungstiefen

Zur Bestimmung des Feuerwiderstands gegenüber Verbundversagen von auf Zug belasteten Verbunddübeln soll eine Kombination aus Simulation und Brandversuch durchgeführt werden.

Folgendes Versuchsprogramm muss für ein Injektionssystem mit variabler Verankerungstiefe durchgeführt werden.

Tabelle 9-1: Versuchsprogramm

	Ziel der Versuche	Minimale Versuchsanzahl je Dübelgröße					Versuchsbeschreibung
		s	i	m	i	l	
	[-]						[-]
1	Versuch zur Bestätigung der Temperaturdaten aus Simulationen	-	-	3	-	-	Dübel mit Thermoelementen ohne Belastung
2	Versuche zur Bestätigung der Verbundspannungs-Temperatur-Beziehung mit Gewindestangen in Mauerwerksteinen	-	-	5	-	-	"fire test" nach EAD 330087-00-0601 mit Gewindestange
3	Optional: Versuche um höheren Temperaturbereich abzudecken, $\tau < 0,5 \text{ N/mm}^2$	-	-	1	-	-	"fire test" nach EAD 330087-00-0601 mit Gewindestange
5	Brandversuche zur Bestätigung der Berechnung	3	2	5	2	3	Brandversuch nach TR020 Abschnitt 2.3.1.1

Zu Zeile 1:

Zum Vergleich können durch thermische Simulation ermittelte Temperaturverläufe herangezogen werden. Das verwendete Anbauteil muss in der Simulation berücksichtigt werden. Grundsätzlich kann auf die Simulation des Mörtels verzichtet werden, wenn der Vergleichsversuch nach Zeile 1 die Simulationsdaten bestätigt. (D.h. ausgeschlossen werden kann, dass die Dämmeigenschaften des Mörtels so groß sind, dass sie die Temperaturen entlang des Dübels beeinflussen).

Die Vergleichsversuche nach Zeile 1 sollen die simulierten Temperaturdaten bestätigen. Es sollen drei Dübel mit mittlerem Ankerdurchmesser und minimaler Einbindetiefe verwendet werden, und mit Thermoelementen TC1 (10 mm), TC2 ( $0,5 \cdot h_{ef}$ ) und TC3 ( $h_{ef} - 10 \text{ mm}$ ) bestückt werden. Der Dübel soll anschließend nach Herstellerangaben gesetzt werden. Beim Vergleich der gemessenen Temperaturdaten mit den Simulationsergebnissen sollen folgende Bedingungen eingehalten sein:

- Der Temperaturverlauf über die Verankerungstiefe sowie die Temperaturentwicklung über die Zeit sollen einen ähnlichen Verlauf aufweisen
- Für jeden Einzelwert soll für das Verhältnis von Simulationsergebnis und Versuchsergebnis folgende Bedingung erfüllt sein

$$\frac{1}{1,5} < \frac{T_{sim}}{T_{test}} < 1,5$$

- Der Mittelwert der im Versuch ermittelten Temperaturen  $T_{test,m}$  soll kleiner als die simulierten Temperaturen  $T_{sim,m} + 10\%$  an der gleichen Stelle zur selben Zeit sein

$$T_{test,m} < T_{sim,m} \cdot 1,1$$

- Es dürfen beliebig viele zusätzliche Versuche durchgeführt werden.

Zu Zeile 2:

Versuche nach Zeile 2 werden durchgeführt um die Übertragbarkeit der Verbundspannung-Temperatur-Beziehung aus „fire tests“ nach EAD 330087-00-0601 auf Gewindestangen in Mauerwerkssteinen nachzuweisen. Es sollen fünf Versuche mit mittlerem Ankerdurchmesser in

Anlehnung an Abschnitt 2.2.3 „resistance to fire“ des EAD 330087-00-0601 durchgeführt werden. Die Abweichungen zu EAD sind in Kapitel 7.1.2 dargestellt. Die Bohrlöcher sollen mit dem maßgebenden Bohrverfahren erstellt werden und mit dem maßgebenden Reinigungsverfahren gereinigt werden. Die fünf ausgewählten Belastungen sollen so gewählt werden, dass Ergebnisse über den gesamten Temperaturbereich verteilt, zu erwarten sind. Für die Berechnung darf die Verbundspannungs-Temperatur-Beziehung aus „fire tests“ nach EAD 330087-00-0601 herangezogen werden, wenn die Versuchsergebnisse folgende Bedingungen erfüllen:

- Die Einzelabweichung der Versuchsergebnisse soll 50 °C nicht überschreiten.
- Die aus den 5 neuen Versuchen gewonnene Trendlinie darf in keinem Punkt mehr als 20°C von der Trendlinie nach EAD abweichen. Bei größerer Abweichung muss die Temperatur-Verbundspannungsbeziehung für Gewindestangen neu ermittelt werden. D.h. es müssen 15 weitere Versuche durchgeführt werden, die die Vorgaben nach EAD 330087-00-0601 zur minimalen Temperatur- und Verbundspannungsdifferenz einhalten.

Um den Geltungsbereich der Verbundspannungs-Temperatur-Beziehung über die Grenzen nach EAD 330087-00-0601 (minimale Verbundspannung = 0,5 N/mm<sup>2</sup>) zu erweitern, können zusätzliche Versuche mit

- $0,2 \text{ N/mm}^2 < T_{\text{sust}} \leq 0,5 \text{ N/mm}^2$  (Zeile 3)

durchgeführt werden.

#### Zu Zeile 5:

Mithilfe der Temperaturen entlang der Verankerungstiefe aus der FE-Simulation und der Verbundspannungs-Temperatur-Beziehung aus den Zeilen 2-5 kann der Feuerwiderstand gegenüber Verbundversagen für alle Kombinationen aus Ankerdurchmesser und Verankerungstiefe und alle Brandkurven berechnet werden. Zur Bestätigung des Ergebnisses sollen Brandversuche nach TR020 Abschnitt 2.3.1.1 durchgeführt werden. Folgende Gesichtspunkte sollen bei der Wahl der Vergleichsversuche berücksichtigt werden.

- Es sollen mit jedem Ankerdurchmesser mindestens 2 Versuche durchgeführt werden (Für die Wahl der Belastung sollen die Berechnungsergebnisse nach 60 min und 90 min herangezogen werden).
- Die kleinste Verankerungstiefe muss geprüft werden.
- Mit der mittleren Größe sollen mindestens fünf Versuche durchgeführt werden. Die Versagenszeiten sollen für vier Versuche über 60 min liegen, einer der Versuche soll eine Versagenszeit kleiner 60 min erzielen.

Die Versuchsergebnisse nach Zeile 5 müssen größer als die Ergebnisse der Berechnung sein. Für den Vergleich dürfen die Berechnungsergebnisse zwischen 30 min, 60 min, 90 min und 120 min linear interpoliert werden. Ist dies nicht erfüllt muss die Berechnung der Feuerwiderstandswerte entsprechend angepasst werden.

Für die Verwendung weiterer Ankerstangentypen (z. B. unterschiedliche Materialien) und anderer Bohrverfahren sind folgende Gesichtspunkte zu beachten:

- Für Edelstahl Ankerstangen können ohne die Durchführung von Brandversuchen die gleichen Lasten wie für C-Stahl verwendet werden
- Die Ergebnisse der Berechnung sind nicht direkt auf andere Verankerungselemente oder Bohrverfahren übertragbar.

Die sich aus den Versuchen ergebenden Feuerwiderstandswerte für die Versagensart Verbundversagen muss abschließend mit den anderen Versagensarten (Betonausbruch, Stahlversagen) verglichen werden und die maßgebende Versagensart bestimmt werden.

#### 9.2.2. Lochsteine

Aufgrund mangelnder Grundlagen über das Tragverhalten insbesondere für die Versagensart Herausziehen muss bei Lochsteinen auf die experimentelle Bestimmung des Feuerwiderstands zurückgegriffen werden.

Es sollen Brandversuche nach TR020 und DIN EN 1363-1 unter den in Kapitel 6.1.1 beschriebenen Randbedingungen durchgeführt werden. Generell muss jede Ankergröße, Einbindetiefe und Setzposition geprüft werden. Es sind je fünf Versuche pro Konfiguration durchzuführen. Die Ergebnisse sollen analog zu TR020 Abschnitt 2.3.1.1 ausgewertet werden, vgl. Abbildung 3-2.

Für Voll- und Lochsteine dürfen die Widerstände gegenüber Zuglasten auf Querlasten übertragen werden.



## 10. Literatur

- [1] ETAG 029: metal injection anchors for use in masonry.
- [2] EAD 330076-00-0604: Metal Injection Anchors for use in Masonry.
- [3] DIN EN 1363-1: Feuerwiderstandsprüfungen - Teil 1: Allgemeine Anforderungen.
- [4] TR 020: Feuerwiderstandsfähigkeit von Metalldübeln.
- [5] EAD 330087-00-0601: systems for post-installed rebar connections with mortar.
- [6] Pinoteau, N.; Pimienta, P.; Guillet, T. et al.: Effect of heating rate on bond failure of rebars into concrete using polymer adhesives to simulate exposure to fire. *International Journal of Adhesion and Adhesives* 31 (2011), Heft 8, S. 851–861.
- [7] Pinoteau, N.; Guillet, T.; Rémond, S. et al.: background on the fire evaluation of post-installed reinforcement bars in concrete. In: Sharma, A.; Hoffmann, J.; Werner, M. (Hrsg.): 3rd International Symposium on Connections between Steel and Concrete. Stuttgart, Germany, 27th - 29th September 2017 : book of abstracts, S. 1067–1078. IWB, Stuttgart, Stuttgart, 2017.
- [8] Muciaccia, G.; Consiglio, A.; Rosati, G.: recent developments in design of post-installed rebar connections under temperature. In: Sharma, A.; Hoffmann, J.; Werner, M. (Hrsg.): 3rd International Symposium on Connections between Steel and Concrete. Stuttgart, Germany, 27th - 29th September 2017 : book of abstracts, S. 1100–1109. IWB, Stuttgart, Stuttgart, 2017.
- [9] Reichert, M.; Thiele, C.: qualification of bonded anchors in case of fire. In: Sharma, A.; Hoffmann, J.; Werner, M. (Hrsg.): 3rd International Symposium on Connections between Steel and Concrete. Stuttgart, Germany, 27th - 29th September 2017 : book of abstracts, S. 1091–1099. IWB, Stuttgart, Stuttgart, 2017.
- [10] Patil, M.; Thiele, C.: thermal study of bonded anchors to determine temperature distribution. In: Workshop Heißbemessung Braunschweig 2015.
- [11] Lakhani, H.; Hofmann, J.: a numerical method to evaluate the pull-out strength of bonded anchors under fire. In: Sharma, A.; Hoffmann, J.; Werner, M. (Hrsg.): 3rd International Symposium on Connections between Steel and Concrete. Stuttgart, Germany, 27th - 29th September 2017 : book of abstracts, S. 1079–1090. IWB, Stuttgart, Stuttgart, 2017.
- [12] Thiele, C.; Reichert, M.; Patil, M.: Verbunddübel im Brandfall. FG Massivbau und Baukonstruktion, 2017.
- [13] Reichert, M.; Thiele, C.: Qualifizierung von Befestigungen im Mauerwerk im Brandfall. In: Workshop Heißbemessung Braunschweig 2016.
- [14] Eligehausen, R.; Mallée, R.: Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerkbau. Bauingenieur-Praxis. Ernst, Berlin, 2000.
- [15] Hofmann, J.; Welz, G.: Tragverhalten und Bemessung von Injektionsdübeln in Mauerwerk. In: Mauerwerk Kalender 2017, S. 297–325.
- [16] DIN EN 1993-1-2: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall.
- [17] DIN EN 1996-1-2: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall.

- [18] DIN EN 1992-1-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall.
- [19] DIN EN 1996-1-1: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk.
- [20] Meyer, A.: Zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk. Dissertation, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, Stuttgart, 2005.
- [21] DIN EN 1992-4: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 4: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton.
- [22] Reick, M.: Brandverhalten von Befestigungen mit großem Randabstand in Beton bei zentrischer Zugbeanspruchung. Dissertation, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 2001.
- [23] Mallée, R.; Fuchs, W.; Eligehausen, R.: Bemessung von Verankerungen in Beton nach CEN/TS 1992-4. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2012. Schwerpunkte: Mobilität, Befestigungstechnik, S. 93–174. Ernst, Wilhelm & Sohn, Berlin, 2011.
- [24] nicht öffentliche Quelle eines Industriepartners