

alphaVB-Top – die Revolution für schlanke Verbundstützen



alphaVB-TOP™

schlanke Verbundstützen

Die alphabeton AG ist eine dynamische, innovative Firma. Mit gut ausgebildeten Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern auf allen Stufen werden technische Spitzenleistungen erbracht. Lineare Tragkonstruktionen aus Hochleistungsbeton sind unsere Spezialität. Unsere Markenzeichen sind qualitativ einwandfreie Produkte und Systeme, technisch ausgereifte und wirtschaftliche Lösungen sowie flexible und kundenfreundliche Auftragsabwicklung.

Auf dem schweizer Markt besteht eine grosse Nachfrage nach schlanken Stützen. Diese werden vielfach als Stahl-Verbundstützen mit Stahloberfläche realisiert, da für Betonstützen mit kleinen Geometrien die Nachweise in den Normen fehlen und dies daher nicht mit genügender Brandsicherheit ausgeführt werden können. Die alphabeton AG hat daher einen neuen Typ von Stütze entwickelt, welche die Anforderungen des Marktes erfüllen und gleichzeitig eine Betonoberfläche aufweisen.

Mit ihrer patentierten Konstruktion und dem Einsatz von hochfesten Materialien gewährleisten die **alphaVB-TOP™** eine herausragende Tragfähigkeit mit zertifiziertem Feuerwiderstand bei gleichzeitig schlanker Bauweise und nachhaltiger Produktion. Diese Eigenschaften sparen Platz und bieten maximale Leistung, was sie zur perfekten Lösung für anspruchsvolle Bauvorhaben macht, bei denen Sicherheit und Wirtschaftlichkeit entscheidend sind. Sie umfassen eine einzigartige Kombination aus Qualität und Effizienz, die selbst den anspruchsvollsten Projekten gerecht wird.

Vorteile der alphaVB-TOP™ Stützen:

Erhöhte Tragfähigkeit und schlanke Bauweise: Der Einsatz von hochfestem Beton kombiniert mit hochfestem Stahl sorgt für eine gesteigerte Tragfähigkeit. Aufgrund der kleinen Durchmesser bzw. Geometrien kann die Stütze als schlankes tragendes Element eingesetzt werden.

Patenterte Technologie: Die **alphaVB-TOP™** Stützen wurden nach dem neuesten Stand der Technik zusammen mit der ETH Zürich entwickelt und patentiert.

Brandschutz bis R90: Die Stützen bieten einen zertifizierten Feuerwiderstand von bis zu R90 (VKF-Eintrag), ohne dass zusätzliche Beschichtungen oder Anstriche notwendig sind.

Ästhetische Flexibilität: Mit ihrer natürlichen Betonoberfläche passen sich die Stützen nahtlos an die in der Schweiz weitverbreitete Stahlbetonweise an und stellen hier einen optischen Vorteil gegenüber klassischen Verbundstützen mit ihrer Stahloberfläche dar. Andere Oberflächenarten wie Einfärbung, Geschliffen oder sogar Stahlmantel sind auf Wunsch möglich.

Sicher: Unter kontrollierten Produktionsabläufen durch Spezialisten hergestellt und verlege fertig angeliefert

Kosteneffizienz: Durch optimierte Materialnutzung und effizienter Herstellungsart sind die Stützen äusserst wirtschaftlich und reduzieren die Gesamtkosten des Bauprojekts.

Inhalt

1.	Forschung und Entwicklung (Auszüge aus den Forschungsberichten [1] und [2])	1
1.1.	Normkonforme Bemessung von Beton- und Verbundstützen im Brandfall.....	1
1.2.	Motivation für eine verfeinerte Bemessungsmethodik auf Grundlage von Versuchen und numerischen Simulationen	2
1.3.	Erläuterungen zur Methodik der Brandsimulation	4
1.4.	Durchführung Brandversuch	4
1.5.	Numerisches Modell.....	6
2.	Überlegungen zum Schubwiderstand und zur konstruktiven Durchbildung.....	10
3.	Literaturverzeichnis	11
4.	Anhang.....	12
4.1.	Bemessungsdiagramme zur Vorbemessung.....	12
4.2.	Diagramme für Brandwiderstand R0 (Vorbemessung).....	13
4.3.	Diagramme für Brandwiderstand R30 (Vorbemessung).....	14
4.4.	Diagramme für Brandwiderstand R60 (Vorbemessung).....	15
4.5.	Diagramme für Brandwiderstand R90 (Vorbemessung).....	16
4.6.	Ausschreibungstext (Beispiel).....	17
4.7.	Bemessungsbeispiele	18
4.8.	Kopf- und Fussdetails.....	20
4.9.	VKF-Eintrag im Brandschutzregister	21

1. Forschung und Entwicklung (Auszüge aus den Forschungsberichten [1] und [2])

Das Tragverhalten der **alphaVB-TOP™**-Stützen, wurde an der ETH Zürich am Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK) umfassend für die Kalt- und Warmbemessung untersucht. Dabei wurden sowohl experimentelle als auch numerische Untersuchungen durchgeführt.

Das Hauptziel bestand einerseits darin, experimentelle Grundlagen für das Brandverhalten dieses Stützensystems zu planen, deren Durchführung in einem zertifizierten Brandlabor zu begleiten und die entsprechenden Ergebnisse zu bewerten. Andererseits wurden damit die Grundlagen für einen auf numerische Simulationen basierten Bemessungsansatz geschaffen, dessen Ergebnisse in Tabellen mit Brandwiderstandsdauern angegeben werden und damit zur Vorhersage der Widerstandsfähigkeit des Bauteils bei erhöhten Temperaturen (Brandfall) verwendet werden können. Die Ergebnisse der so entwickelten Tragfähigkeitstabellen sind im Anhang für verschiedene Brandwiderstandsklassen (R0-R90) und Querschnittsformen dargestellt. Die abschliessende gutachterliche Stellungnahme durch Prof. Dr. Andreas Taras diente als Grundlage für das Erlangen der VKF-Zulassung (Nr.33301) für das untersuchte Stützensystem.

Auf Grundlage dieser Ergebnisse wurde ein dreidimensionales, nichtlineares numerisches Modell entwickelt, welches das Verhalten der **alphaVB-TOP™** Stützen unter den getesteten Bedingungen simuliert. Dieses Modell wurde erfolgreich mit den experimentellen Ergebnissen validiert.

Die gewonnenen Erkenntnisse bildeten die Basis für die Tragfähigkeitstabellen. Diese Tabellen bieten präzise Lastkapazitäten in Abhängigkeit von Knicklängen und Querschnittsformen, was eine effiziente und sichere Bemessung bei Bauprojekten ermöglicht. Diese Ergebnisse tragen wesentlich zur Optimierung der Tragfähigkeit und zur sicheren Anwendung der Stützen in anspruchsvollen Bauvorhaben bei.

Die Besonderheit der **alphaVB-TOP™** Stützen besteht insbesondere im Fehlen einer äusseren Querbewehrung, wie sie bei konventionellen Betonstützen in SIA 262 Kap. 5.5.4 [5] sowie EN 1992-1-1, Kap. 9.5.3 [9] vorgeschrieben sind. Dies ermöglicht den Bau sehr schlanker Stützen, mit entsprechenden Vorteilen bei Gestaltung und Gewicht. Das Fehlen der Querbewehrung wird dadurch kompensiert, dass die einzelnen hochfesten Stahlstäbe über eine spezielle Technologie schubsteif verbunden werden. Damit wirken die Stützen im Verbund mit dem umgebenden und mittig liegenden Beton als weitgehend schubsteifer Mehrpunkt-Einzelquerschnitt. Aus diesem Grund ist dieses Stützensystem in seiner Tragwirkung eher den Systemen des Stahl- und Verbundbaus zuzuschreiben als des konventionellen Betonbaus. Dies erfordert im Kalt- wie im Brandbemessungsfall eigene Bemessungsregeln, welche in die Traglasttabellen eingeflossen sind.

1.1. Normkonforme Bemessung von Beton- und Verbundstützen im Brandfall

Die Bemessung von Stahlbetonstützen im Brandfall folgt den Regeln und Richtlinien von SIA 262 [5] bzw. EN 1992-1-2 [10] für Stahlbetonstützen und SIA 264 [7] bzw. EN 1994-1-2 [15] für Verbundstützen aus Stahl und Beton. Im Gegensatz zu konventionellen Stahlbetonstützen, für die in EN 1992-1-2 [10] geometrische Beschränkungen angegeben sind, um die jeweiligen Brandanforderungen (d. h. die Feuerwiderstandsklasse) zu erfüllen, sind erweiterte thermische Analysen erforderlich, um die Brandsicherheit spezieller Konfigurationen nachzuweisen, die nicht in den Anwendungsbereich dieser Normen fallen. In diesem, auf die hier gegenständlichen Stützen zutreffenden Fall, werden die Position, die Anzahl und der Querschnitt der Stahlelemente und des Betons mit Hilfe von 2D-Wärmeübertragungsanalysen betrachtet und die entsprechenden Temperaturfelder bestimmt. Auf der Grundlage des Temperaturfeldes werden schliesslich die entsprechenden Abminderungsfaktoren von Stahl und Beton auf der Grundlage der vorhandenen Europäischen Normen berechnet. Schliesslich

kann der zentrische Druckwiderstand des Verbundquerschnitts im Brandfall aus den Querschnittsgleichungen unter impliziter Berücksichtigung von Stabimperfektionen und Effekten zweiter Ordnung bestimmt werden.

1.2. Motivation für eine verfeinerte Bemessungsmethodik auf Grundlage von Versuchen und numerischen Simulationen

Ausgehend von den derzeit normativ angewandten Verfahren für die Brandbemessung von Stahlbetonstützen lassen sich die folgenden drei Hauptprobleme identifizieren, welche die Hauptmotivation für Untersuchungen bildeten.

1. Das betrachtete Produkt verwendet schlanke Geometrien und hochfeste Werkstoffe und fällt aufgrund der konstruktiven Eigenheiten nicht unmittelbar in den üblichen Anwendungsbereich der schweizerischen und europäischen Normen für Stahlbeton- und Stahl-Beton-Verbundstrukturen.
2. Aufgrund der hohen Schlankheit dieses Stützentyps sind fortschrittliche numerische Simulationen deutlich geeigneter bzw. erforderlich, um den Einfluss der Imperfektionen und der Effekte zweiter Ordnung auf den Feuerwiderstand mit ausreichender Sicherheit und Genauigkeit zu bestimmen.
3. Eine experimentelle Bestimmung und Validierung des Brandverhaltens exemplarischer Stützen ist zur Validierung verfeinerter Bemessungsmethoden erforderlich.



Abbildung 1 Versuchsaufbau für Kaltversuche (links vor und rechts nach dem Test) [1]

Die Untersuchungen zielten darauf ab, die oben genannten Aspekte durch die Durchführung geeigneter Stützenversuche in Originalgrösse unter Kalt- und Brandbedingungen und daran kalibrierten numerische Untersuchungen zu berücksichtigen.

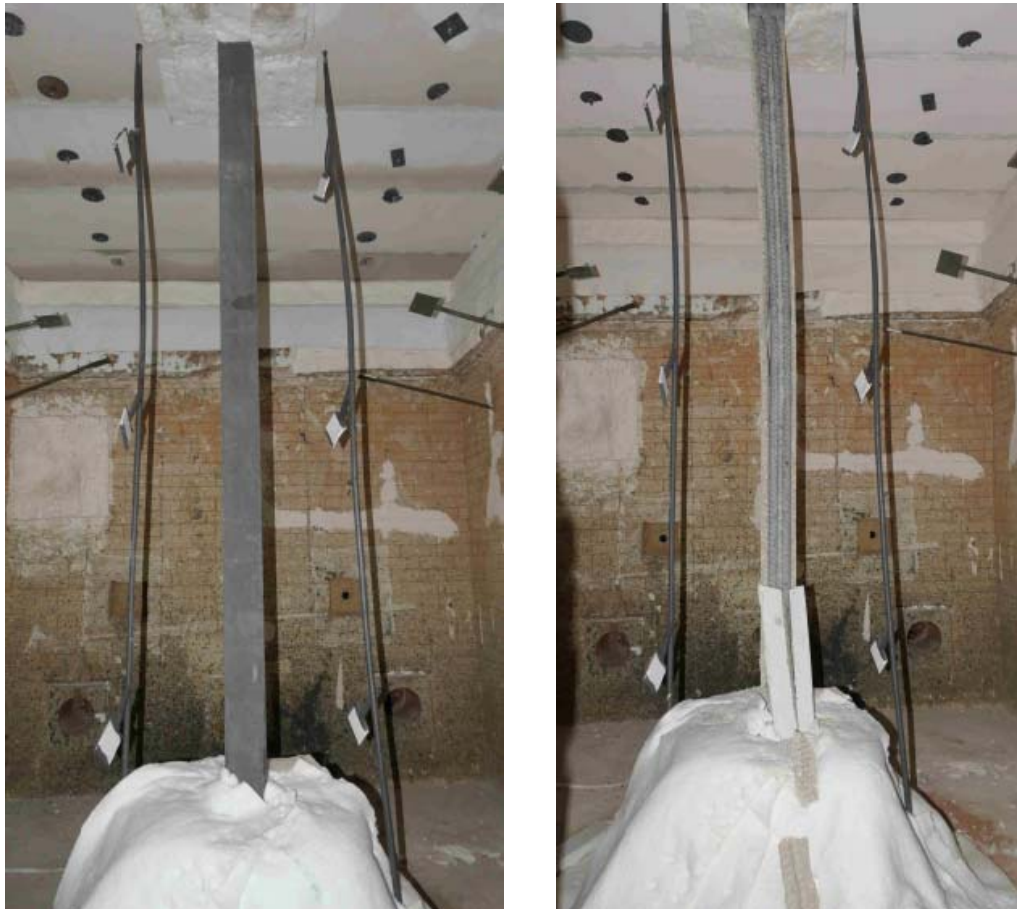


Abbildung 2 Versuchsaufbau für Warmversuche (links vor und rechts nach dem Test) [3]

Zusätzlich wurden auch noch umfangreiche Vierpunkt-Biegeversuche (Abbildung 3) zur Bestimmung der Schubfestigkeit der Stützen durchgeführt.

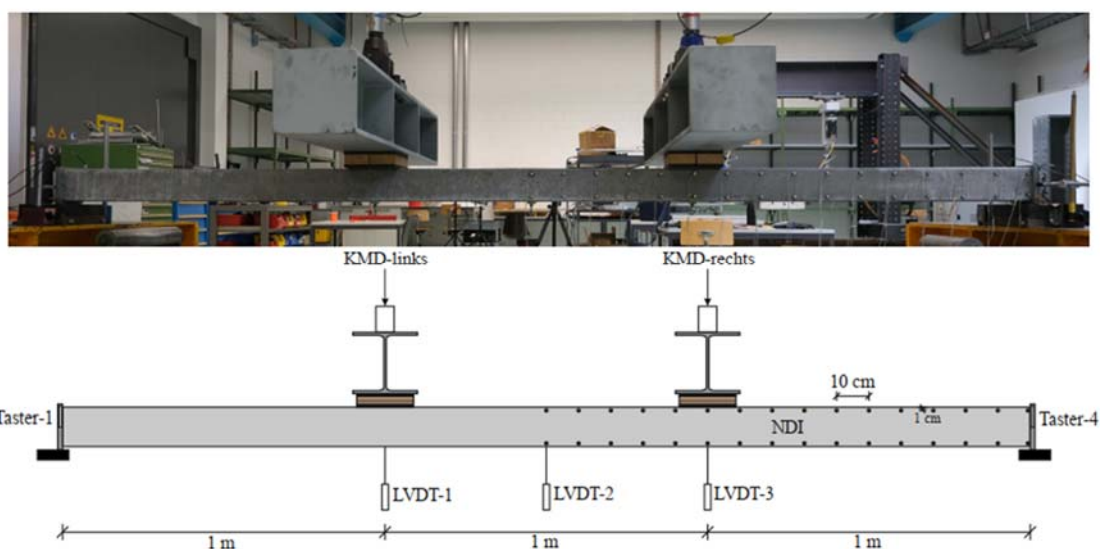


Abbildung 3 Versuchsaufbau des Vierpunkt-Biegeversuches [2]

1.3. Erläuterungen zur Methodik der Brandsimulation

Der am Labor der CSI s.r.l. (Italien, vom VKF als zertifiziertes Prüflabor geführte) durchgeführte Brandversuch [3] konnte zur Validierung numerischer Modelle eingesetzt werden. Zum einen für thermische Analysen (heat transfer analyses), um den Einfluss der Querschnittsgeometrie auf die Temperatur in Brandbewehrungsstäben verschiedener Grössen zu untersuchen und zum anderen konnten mit den numerischen Modellen thermo-mechanische Berechnungen durchgeführt werden, mit welchen für verschiedene Brandwiderstandsklassen bzw. Dauern des ISO-Normbrandes Bemessungswerte der maximalen Stützentragslast in Funktion der Bauteilgeometrien und der Werkstoffe abgeleitet werden konnten.

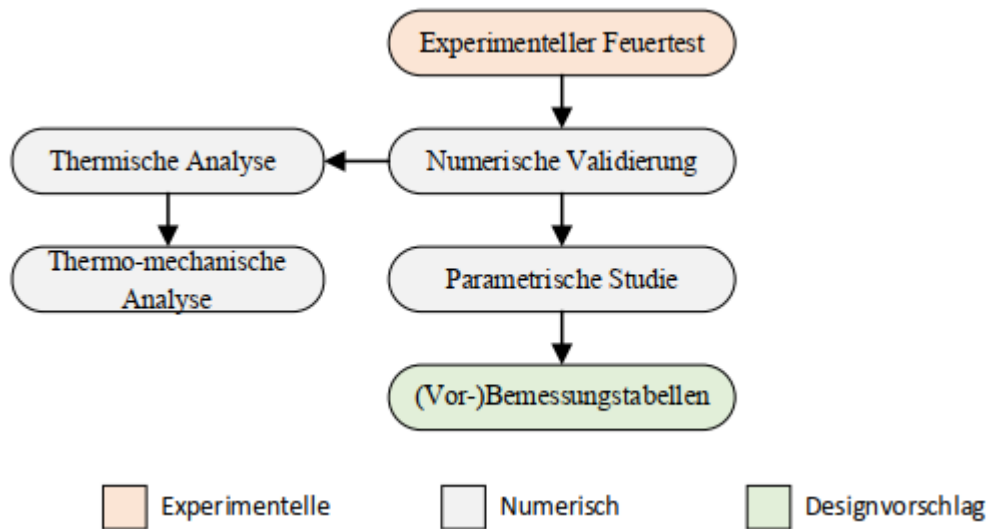


Abbildung 4 Flussdiagramm des Forschungsansatzes [1]

Die untersuchten Stützen haben quadratische, rechteckige und runde Querschnitte ab einer minimalen Abmessung von 100 mm. Die Stützen werden mit Stahlelementen ausgestattet. Die Betondeckung wird minimiert, um die Stahlelemente so weit wie möglich aussen zu platzieren und so das Flächenträgheitsmoment des effektiven Stützenquerschnitts zu maximieren. Die Stahlelemente sind dabei schubsteif miteinander verbunden. Auf diese Weise ist es möglich, die einzelnen Elemente relativ zueinander in Position zu halten, eine steife und feste Verbindung zwischen den Stäben herzustellen und das Knicken der Einzelstäbe, sowie konsequente Abplatzungen zu vermeiden. Nach vorgezogenen, analytischen Untersuchungen wurde ein Querschnitt mit repräsentativen Abmessungen für die verschiedenen Querschnitte bestimmt und für den Brandversuch verwendet.

1.4. Durchführung Brandversuch

Nach einer Aushärtungsfrist von 90 Tagen wurden der Probekörper in den grossen Brandofen des C.S.I.-Labors getestet. Der Ofen hat die Abmessungen 3000 mm x 4000 mm x 3000 mm und ermöglicht die Durchführung von Brandversuchen an tragenden Elementen in Übereinstimmung mit den Normen der Reihe EN 1365-4 [16]. Der Fusspunkt der Stütze steht beim Versuch auf einem Stahlsockel und ist hier eingeklemmt, während der obere Teil über ein sphärisches Gelenk mit dem Hydraulikzylinder verbunden ist, der die vertikale Last mit einer Exzentrizität von 7 mm (etwas mehr als $L/500$) um beide Achsen aufbringt. Der Ofen ist thermisch isoliert durch Ausmauerung und Keramikfasermatten, die eine der Brandtemperatur ausgesetzte Höhe von 3,0 m gewährleisten. Der resultierende Druckversuchsaufbau ist in Abbildung 5 schematisch dargestellt.

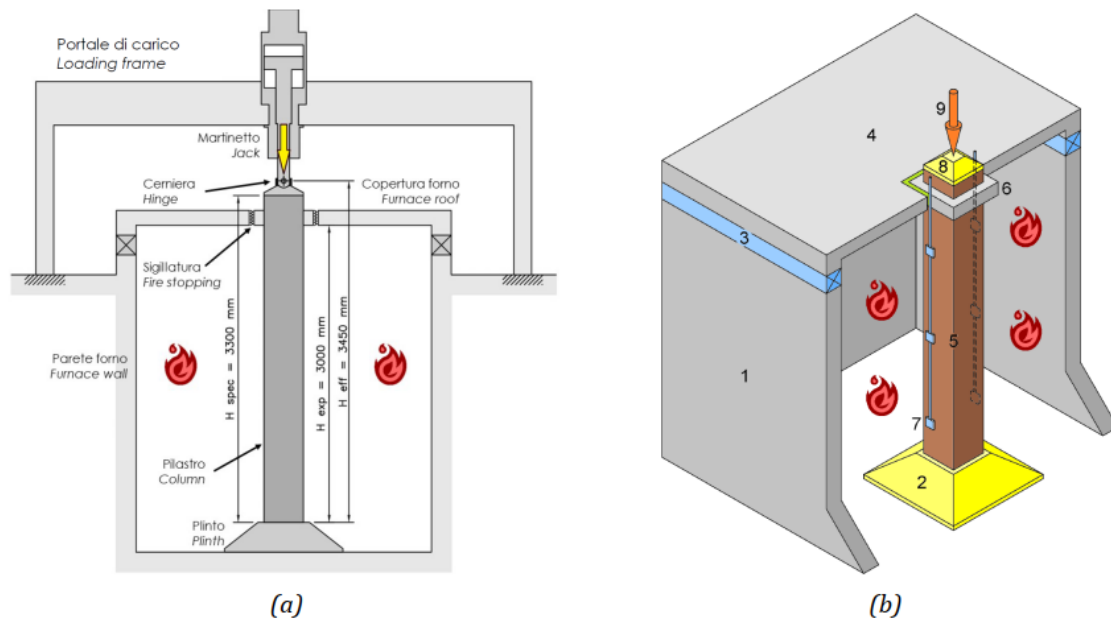


Abbildung 5 (a) Ansicht und Abmessungen Probekörper (b) Schema des Ofens [3]

Unter Bezugnahme auf EN 1365-4 [16] wurde die Stütze vor dem Befeuern des Ofens 15 Minuten lang bis zum festgelegten Sollwert belastet; die aufgebrachte Traglast wurde dabei anhand von Vorberechnungen so bestimmt, dass unter den gegebenen Randbedingungen und bei den vorhandenen Abmessungen eine Brandwiderstandsdauer bei Brandbelastung nach ISO-Normbrandkurve von mindestens 60min (>R60) zu erwarten war. Danach wurde im Versuch die Temperatur entsprechend der ISO 834-1 [17] erhöht. Die Last wurde während der gesamten Prüfung konstant gehalten. Das Versagen der Stütze wird per Definition festgestellt, sobald die vertikale Kontraktion u oder Verformungsrate \bar{u} die folgenden Grenzwerte überschreitet:

$$u_{lim} = \frac{h}{100} [\text{mm}]$$

$$\bar{u}_{lim} = \frac{3h}{1000} [\text{mm/min}]$$

Dabei ist h die Gesamthöhe der Stütze (in mm).

Mit den beschriebenen Vorgaben hat die geprüfte Stütze nach 82 Minuten Brandeinwirkung versagt, indem sie eine deutlich erkennbare, rapide Verformungszunahme erfährt, welche sich im Bauteil selbst durch eine deutlich sichtbare Biegeverformung ausdrückt, die zur Drehung des oberen Lasteinleitungstempels führt. Das Knickversagen ist hauptsächlich auf den übermäßigen Temperaturanstieg der eingebetteten Stahlelemente und den damit einhergehenden Festigkeits- und Steifigkeitsabfall der miteinander verbundenen Stahlelement zurückzuführen, wie die Messungen der Thermoelemente zeigen, siehe Abbildung 6.

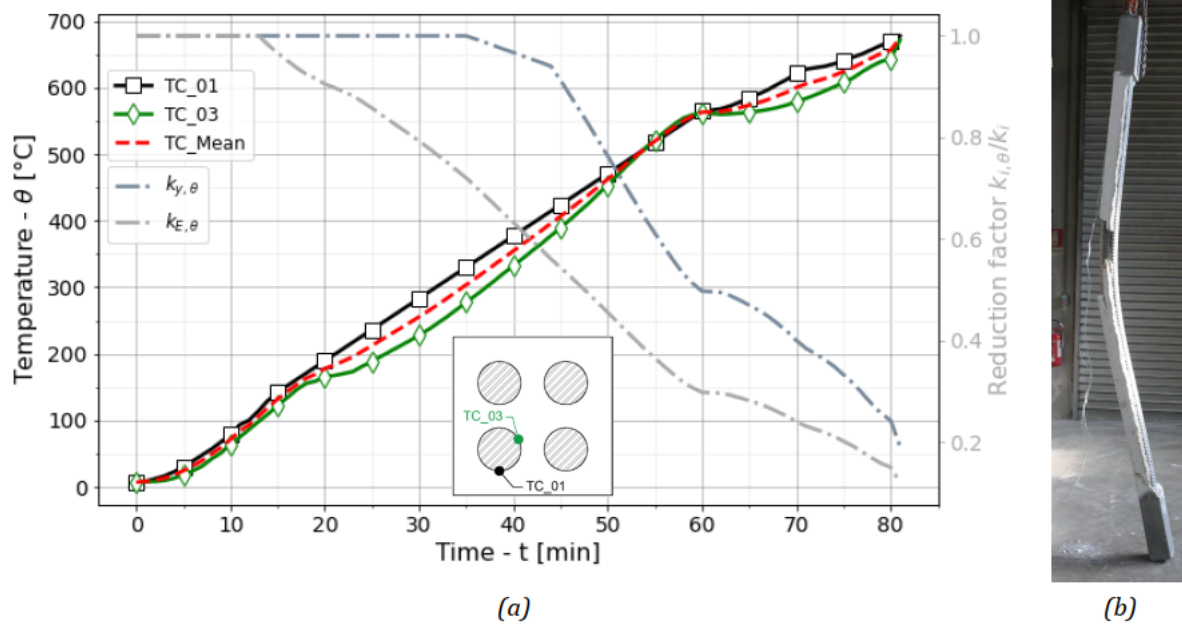


Abbildung 6 (a) Gemessene Temperaturwerte und (b) verformte Form nach Prüfung [3]

Im Bild ist zu erkennen, dass die entsprechenden Abminderungsfaktoren für die Streckgrenze f_y und den Elastizitätsmodul E (welche durch die strichpunktiierten Linien angegeben sind) nach 82 Minuten auf ca. 0.2 sinken, was erklärt bzw. es plausibilisiert, dass die erhebliche Verringerung der Biegesteifigkeit zu dem beobachteten Knickversagen führen mussten. Ausserdem wurden während des Versuchs keine lokalen Abplatzungen beobachtet; eine Trennung von Beton und Stahl erfolgte im mittigen Bereich der Stütze erst während der Abkühlung des entlasteten Probekörpers.

1.5. Numerisches Modell

Die geometrischen Nennmasse der im Versuch verwendeten Stütze wurden im FE-Modell berücksichtigt. Die Auflagerbedingungen wurden durch kinematische Kopplungen des Endabschnitts der Stäbe mit einem Referenzpunkt nachgebildet, dessen vertikale, transversale und torsionale Bewegung eingeschränkt wurden. Der gleiche Ansatz wurde verwendet, um die kontrollierte Verschiebung am oberen Referenzpunkt anzuwenden, wobei in diesem Fall die vertikale Verschiebung freigegeben wird. Die Übertragung der Erwärmung vom (simulierten) Brandraum auf die freiliegende Oberfläche der Proben, die aus der Temperaturerhöhung resultiert, wird in Übereinstimmung mit der ISO 834-1 – Brandkurve [17] berücksichtigt. Der Konvektionskoeffizient $h_{vv} = 25 \text{ WW/mm}^2\text{KK}$ und ein Emissionsgrad $\varepsilon_{ll} = 0.7$ für Betonelemente wurde entsprechend den Empfehlungen in EN 1994-1-2 gewählt. Die Zwangsbedingung wurde gewählt, um sowohl die thermischen als auch die mechanischen Kontaktbedingungen nachzubilden. Im ersten Fall ermöglicht sie die vollständige Wärmeübertragung zwischen den Materialien. Im zweiten Fall erzwingt sie die starre Bewegung der Kontaktknoten. Das FEM-Modell besteht vollständig aus linearen 8-Knoten-Volumenelementen für die mechanischen Analysen, während für die Wärmeübertragungsanalysen lineare 8-Knoten-Wärmeübertragungselemente verwendet wurden. Die Entscheidung, 3D-Elemente anstelle von Balkenelementen zur Modellierung der Stahlelemente zu verwenden, basierte auf einer Vorstudie, bei der festgestellt wurde, dass die Verwendung von Balkenelementen bei der gegebenen Geometrie (mit einem sehr signifikanten bzw. sogar dominanten Steifigkeitsanteil der Stahlelemente) zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit führen würde. Durch die Verwendung von 3D-Elementen werden die genauen Geometrien der einzelnen Komponenten berücksichtigt und die Löcher im Beton, die durch die Stahlelemente entstehen, korrekt modelliert. Eine globale Bogenunvollkommenheit von $h/500$

wurde auf das Modell angewandt, um geometrisch und materiell nichtlineare Analysen mit Imperfektionen durchzuführen, wobei h gleich der Gesamthöhe der Stütze ist.

Das FEM-Netz in der Nähe der Kontaktzonen zwischen Beton und Bewehrungsstäben wurde verfeinert, um eine bessere Darstellung der Ergebnisse an der Interaktionsschnittstelle zu ermöglichen und mögliche Konvergenzfehler im Modell zu vermeiden.

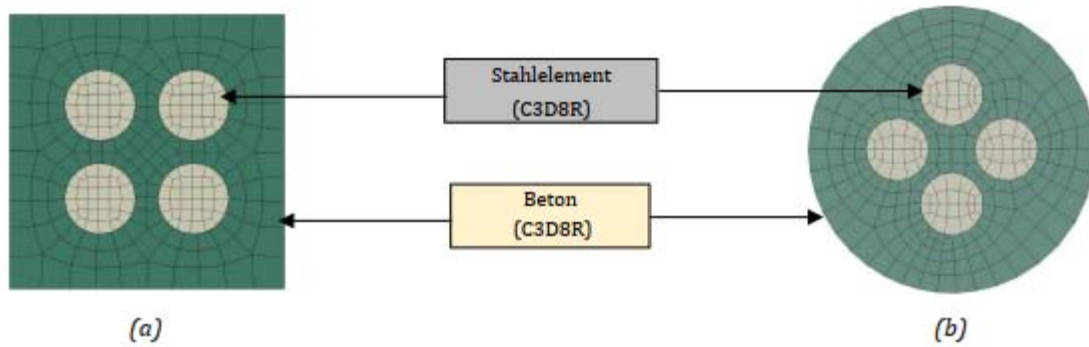


Abbildung 7 Querschnitt & Komponenten FE-Modells, Probekörpers (a) quadratisch und (b) rund [1]

Für die Validierungs-Nachrechnung wurde zunächst eine Wärmeübertragungsanalyse durchgeführt, um die Temperaturverteilung im Bauteil über die Zeit zu extrapolieren. Anschliessend bzw. gleichzeitig wird eine lineare Knickanalyse durchgeführt, um die kritischen Knickmoden als Ausgangslage für Imperfektionsansätze zu bestimmen. Das zeitabhängige Temperaturfeld wird exportiert und in einer separaten mechanischen Analyse, d. h. einer instationären thermomechanischen Simulation, als vordefiniertes Feld implementiert, und eine Imperfektionsamplitude wird auf die kritische(n) Knickfigur(en) angewendet. In einem ersten Teilschritt, der dem Ablesen des Temperaturfeldes aus der begleitenden Wärmeübergangsanalyse vorausgeht, wird dann für die gesamte Dauer der thermomechanischen Simulation am oberen Referenzpunkt eine konstante Punktlast aufgebracht. Dieses als "entkoppelte thermomechanische Analyse" bezeichnete Lösungsverfahren ermöglicht die Berechnung des Verschiebungsfeldes des Trägers im Brandfall über die Zeit und die Bestimmung der Feuerwiderstandsdauer durch kontinuierliche Überprüfung von Abbruchkriterien.

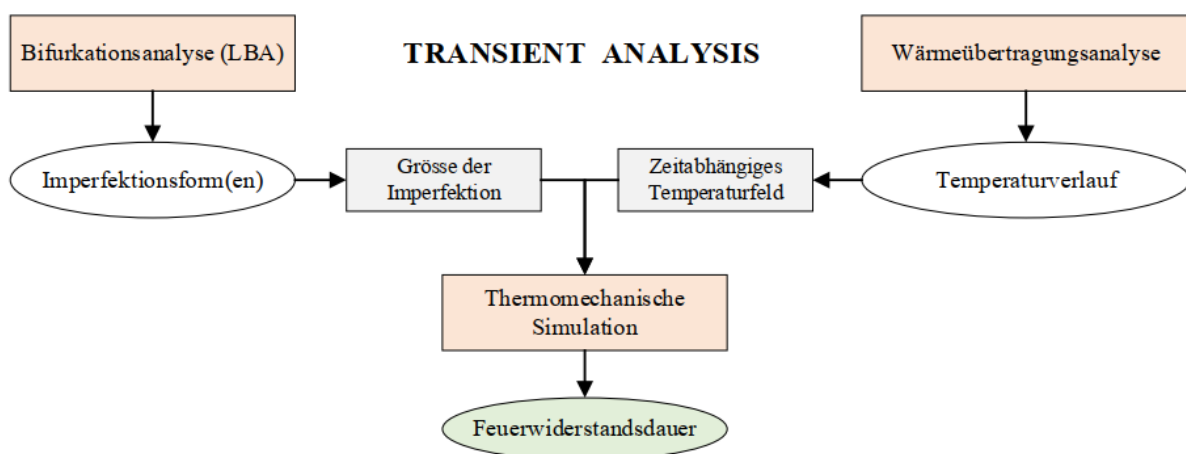


Abbildung 8 Ablauf der instationären thermomechanischen Analysen [1]

Die Vorteile dieser Art von Analyse liegen darin, dass die zeitabhängige Reaktion der Stütze genauer erfasst wird. Der Hauptnachteil dieser Art von Analyse liegt jedoch darin, dass sie eine hohe Rechenleistung erfordert, da das Temperaturfeld zeitabhängig ist und daher die mechanischen und Steifigkeitseigenschaften des Modells bei jedem Zeitschritt neu berechnet werden müssen. Aus all

diesen Gründen ist dieser Lösungsansatz vorwiegend für Modellvalidierungen mit Labortests geeignet, jedoch für Parameterstudien üblicherweise zu aufwendig.

Im Gegensatz zur instationären Analyse wird in diesem Abschnitt ein alternatives «stationäres» (Engl. «steady state») numerisches Verfahren vorgestellt, das die direkte Berechnung der maximalen Belastung bei einer bestimmten Feuerwiderstandsdauer ermöglicht. Wie der Name "Steady-State" schon sagt, wird bei dieser Analyse das thermische Gleichgewicht eines Systems bewertet, bei dem eine bestimmte Systemeigenschaft, d.h. das Temperaturfeld, über die Zeit konstant bleibt.

Konkret besteht der Ansatz unter Verwendung eines vordefinierten Temperaturfeldes, das zu einem bestimmten Zeitpunkt (z. B. 30, 60 oder 90 Minuten) aus der begleitenden Wärmeübergangsanalyse extrahiert wird. Abbildung 9 veranschaulicht schematisch die wichtigsten Schritte zur Durchführung dieser Analyse. Sobald die gewünschte "Ziel"-Brandwiderstandsdauer definiert ist, wird das entsprechende Temperaturfeld extrapoliert und in die statische Analyse implementiert. In diesem Fall wird die Last durch eine vertikale Verschiebung des oberen Referenzpunktes bis zum Versagen aufgebracht. Im Vergleich zur instationären Analyse ist dieses Verfahren rechnerischer effizienter und liefert eine zuverlässige (und leicht konservative) Schätzung der maximalen Belastung für eine bestimmte Feuerwiderstandsklasse. Diese Verfahren wurde für die parametrische Studie verwendet, aus der wiederum die Traglastwerte ermittelt wurden.

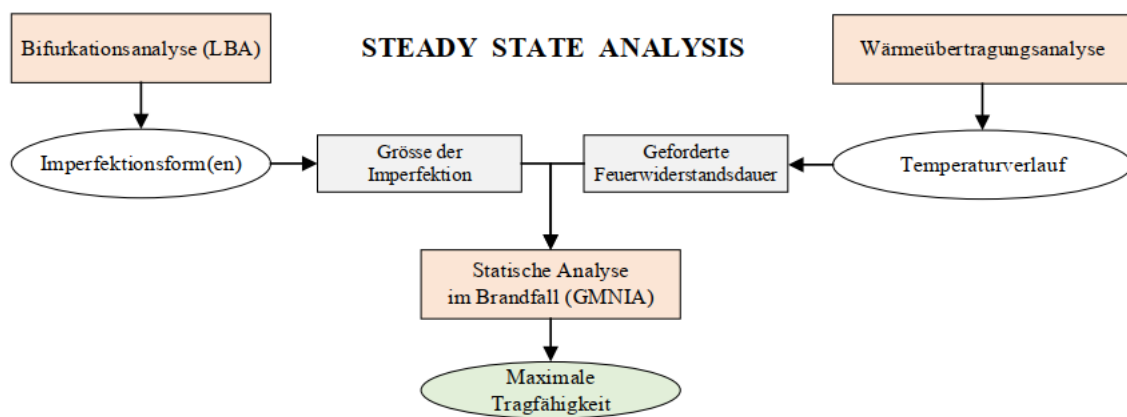
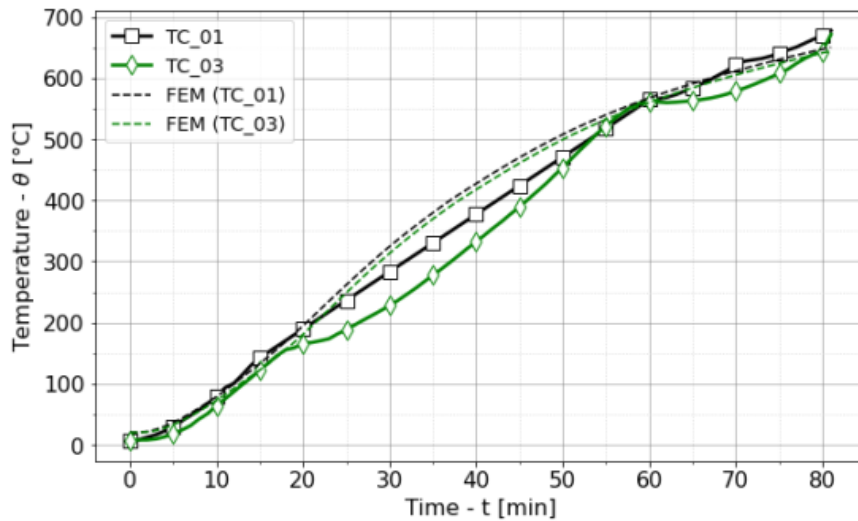
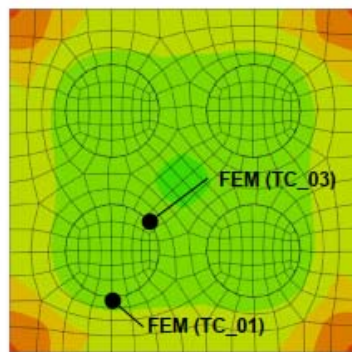
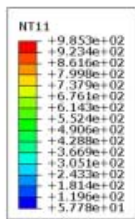


Abbildung 9 Ablauf der thermomechanischen Analysen im stationären Zustand [1]

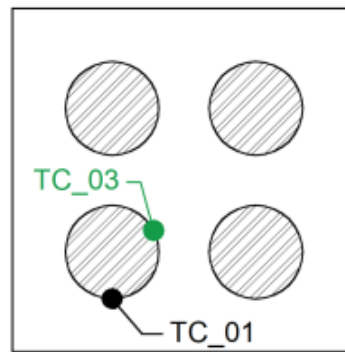
Das stationäre Lösungsverfahren für die FE-Modellierung der untersuchten Stützen im Brandfall erfordert zunächst Wärmeübergangsberechnungen zur Bestimmung des zeitabhängigen Temperaturfeldes der Probekörper. Um die Eignung des thermischen Modells und der entsprechenden Randbedingungen sicherzustellen, wurde die aus der extrahierten Temperatur in Übereinstimmung mit der Lage der Thermoelemente mit den experimentellen Messungen verglichen. Die damit erzielte, sehr gute Übereinstimmung zwischen den experimentellen und den numerischen Werten der Probertemperatur wird in Abbildung 10 bestätigt.



(a)



(b)



(c)

Abbildung 10 (a) Experimentelle und numerische Werte der Temperatur, einschliesslich (b) Temperaturkontur bei 82 Minuten Brandeinwirkung und (c) Thermoelementanordnung [1]

Die parametrische Studie wurde unter Berücksichtigung von Stützen mit quadratischem, rechteckigem und rundem Querschnitt durchgeführt; ausserdem wurden für jede Stütze neun verschiedene Längen und zwei verschiedene Stahldurchmessern (Minimum und Maximum) gewählt. Die Randbedingungen wurden so gewählt, dass «Eulerfall 2» vorliegt und damit die Stützenlänge der Knicklänge entspricht; in der Anwendung der Bemessungstabellen kann bei zentrischem Druck mit den entsprechenden Knicklängen gearbeitet werden. Der Druckwiderstand der Stützen unter konzentrischer Last wurde für die Situation "Raumtemperatur" und im Brandfall nach 30, 60 und 90 Minuten Einwirkung gemäss der in ISO 834-1 [17] definierten Standardkurve analysiert.

Die Ergebnisse der parametrischen Studie werden in einer Tabelle dargestellt, die für jeden Querschnitt angegeben ist und verschiedene Knicklängen, Feuerwiderstandsklassen und schliesslich den Widerstand mit dem minimalen und maximalen Stahlgehalt für diesen spezifischen Querschnitt enthält. Es ist dabei wichtig zu beachten, dass sämtliche Tabellenwerte Bemessungswerte sind; daher sind die Materialreduktionsfaktoren (relevant für den Kaltbemessungsfall) sowie der zusätzlich eingeführte Modellfaktor γ_{FE} für die Bemessung durch Analyse bereits berücksichtigt.

2. Überlegungen zum Schubwiderstand und zur konstruktiven Durchbildung

Obwohl eine angemessene Schubtragfähigkeit in den separat durchgeführten Vierpunkt-Biegeversuchen bei Raumtemperatur experimentell nachgewiesen und dokumentiert wurde, wird an dieser Stelle noch kurz auf die möglichen Schubbeanspruchungen in den Stützen ohne Querbewehrung und die daraus resultierenden Konstruktionsregeln eingegangen.

Aufgrund von Lastexzentrizitäten und Systemschiefstellungen, die beispielsweise durch Einbaufehler oder unplanmäßige Kopfeinspannungen verursacht werden können, oder aufgrund von Effekten zweiter Ordnung, die im Zusammenhang mit schlanken Stützen besonders bedeutsam sind, wird in den planmässig als Pendelstützen eingesetzten Elementen eine zusätzliche Querkraft erzeugt. Die Verteilung dieser Kraft ist in Abbildung 11 qualitativ dargestellt.

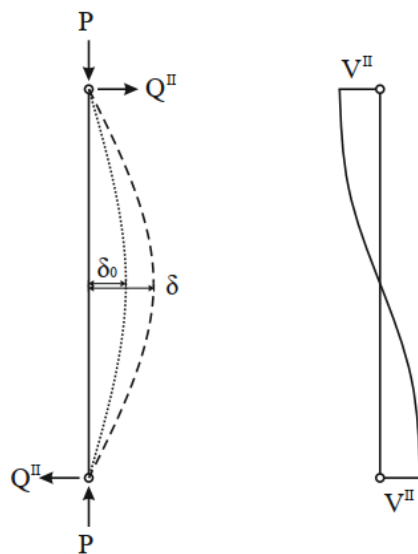


Abbildung 11 Effekte zweiter Ordnung und qualitative Querverteilung [1]

Bei fehlender Querbewehrung in der Stütze muss die Querkraft von den Stahlelementen selbst sowie (falls erforderlich) vom überdrückten Beton aufgenommen werden. Die Stahlelemente wirken dabei, aufgrund der ausreichend dimensionierten Verbindung, näherungsweise wie ein 4-Punkt Gesamtquerschnitt. Um dieses Verhalten zu gewährleisten, werden die Verbindungen zwischen den Stäben ausreichend dimensioniert und ihre Abstände entsprechend berechnet. Die gleichen Berechnungen werden auch für die Verbindungen zwischen Endplatten und Bewehrungsstäben durchgeführt.

3. Literaturverzeichnis

- [1] A. Taras, A. Gobbato and V. Vigneri, Brandwiderstand von schlanken Beton-Fertigteilstützen ohne Bügel: Projektbericht und Sachverständigengutachten, ETH Zürich, 2024.
- [2] A. Gobbato, V. Vigneri and A. Taras, "Tragverhalten schlanker Fertigteilstützen ohne Bügelbewehrung bei Raumtemperatur und exzentrischer Druckbelastung," ETH Zürich, 2024.
- [3] s. C.S.I, Test Report N° 0006 \DC\RFM\24, Prüfbericht zum Brandversuch vom 18.01.2024, herausgegeben am 16.05.2024.
- [4] Schweizer Ingenieur- und Architektenverein SIA, SIA 260:2003, Grundlagen der Projektierung von Tragwerken, 2003
- [5] Schweizer Ingenieur- und Architektenverein SIA, SIA 262:2013, Betonbau, 2013
- [6] Schweizer Ingenieur- und Architektenverein SIA, SIA 263:2013, Stahlbau, 2013
- [7] Schweizer Ingenieur- und Architektenverein SIA, SIA 264:2014, Stahl-Beton-Verbundbau, 2014
- [8] Europäisches Komitee für Normung CEN, EN 1990:2002, Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung, 2002
- [9] Europäisches Komitee für Normung CEN, EN 1992-1-1:2004, Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung, 2004
- [10] Europäisches Komitee für Normung CEN, EN 1992-1-2:2010, Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung, 2010
- [11] Europäisches Komitee für Normung CEN, EN 1993-1-1:2005, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung, 2005
- [12] Europäisches Komitee für Normung CEN, EN 1993-1-2:2005, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung, 2005
- [13] Europäisches Komitee für Normung CEN, prEN 1993-1-14:2023 Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-14: Bemessung mithilfe von Finite-Element-Berechnung; Deutsche und Englische Fassung, 2023
- [14] Europäisches Komitee für Normung CEN, EN 1994-1-1:2004, Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung, 2004
- [15] Europäisches Komitee für Normung CEN, EN 1994-1-2:2005, Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung, 2005
- [16] Europäisches Komitee für Normung CEN, EN 1365-4:1999, Feuerwiderstandsprüfungen für tragende Bauteile - Teil 4: Stützen; Deutsche Fassung, 1999
- [17] Internationale Organisation für Normung ISO, ISO 834-1:1999-09, Feuerwiderstandsprüfungen - Bauteile - Teil 1: Allgemeine Anforderungen, Deutsche Fassung, 1999

4. Anhang

4.1. Bemessungsdiagramme zur Vorbemessung

Die dargestellten Bemessungsdiagramme gelten unter Berücksichtigung der nachfolgenden Voraussetzungen:

- Die Stützen werden durch eine planmässig zentrische Druckkraft beansprucht. Der Bemessungswert der Tragfähigkeit $N_{K,Rd}$ entspricht dem normenkonform ertragbaren Wert dieser Druckkraft und berücksichtigt Imperfektionen und Effekte zweiter Ordnung. Sämtliche normativ anzusetzenden Sicherheitsfaktoren auf der Widerstandsseite sind dabei bereits enthalten.
- Die konstruktive Durchbildung entspricht den Ausführungen der alphabeton AG
- Insbesondere weisen alle Stützen eine minimale Betondeckung bezogen auf die Oberflächen der eingelegten Stahlelemente auf.
- Die angeführten Knicklängen gelten für den entsprechenden Bemessungsfall (Kalt- oder Heissbemessung). Für den Kaltfall ist von einer Knicklänge entsprechend der freien Stützenlänge auszugehen. Der Ansatz von Einspannungen für den Heissbemessungsfall zur rechnerischen Reduktion der Knicklänge im Brandfall (Einspanneffekt in die dann steiferen Decken und Kaltgeschosse) ist konstruktiv sicherzustellen, im Normalfall wird dieser mit $k_{fi}=0.7$ angenommen. Falls konstruktiv gerechtfertigt, können für die Heissbemessung die in Abbildung 12 dargestellten Knicklängenfaktoren angesetzt werden.

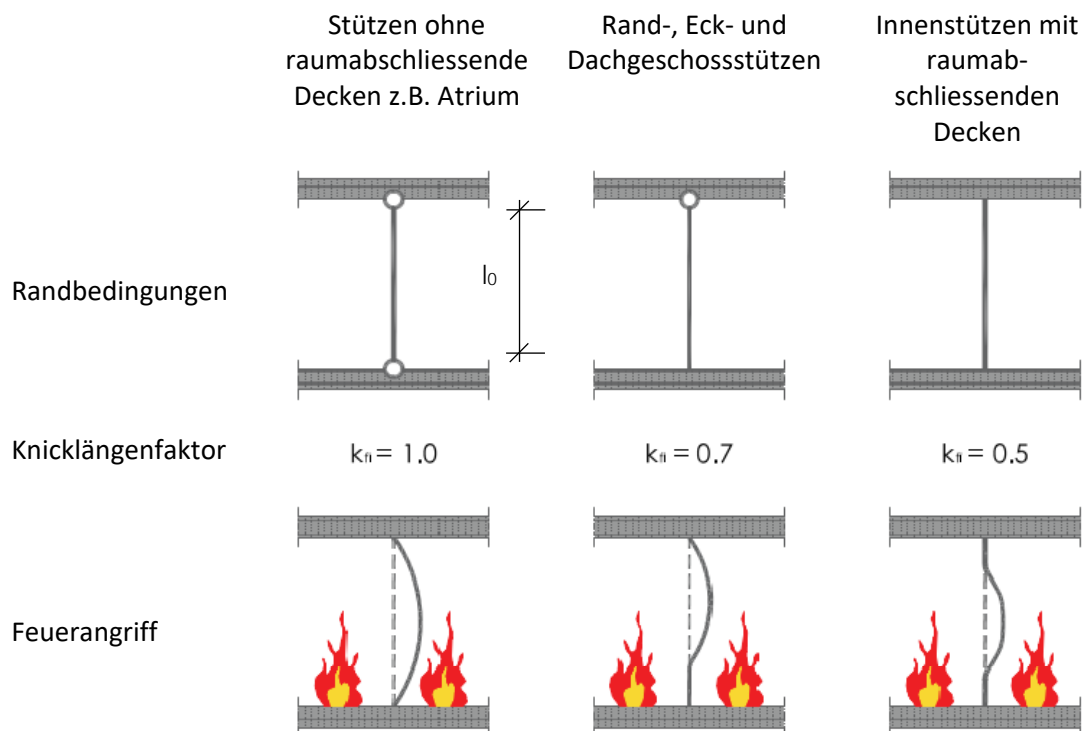
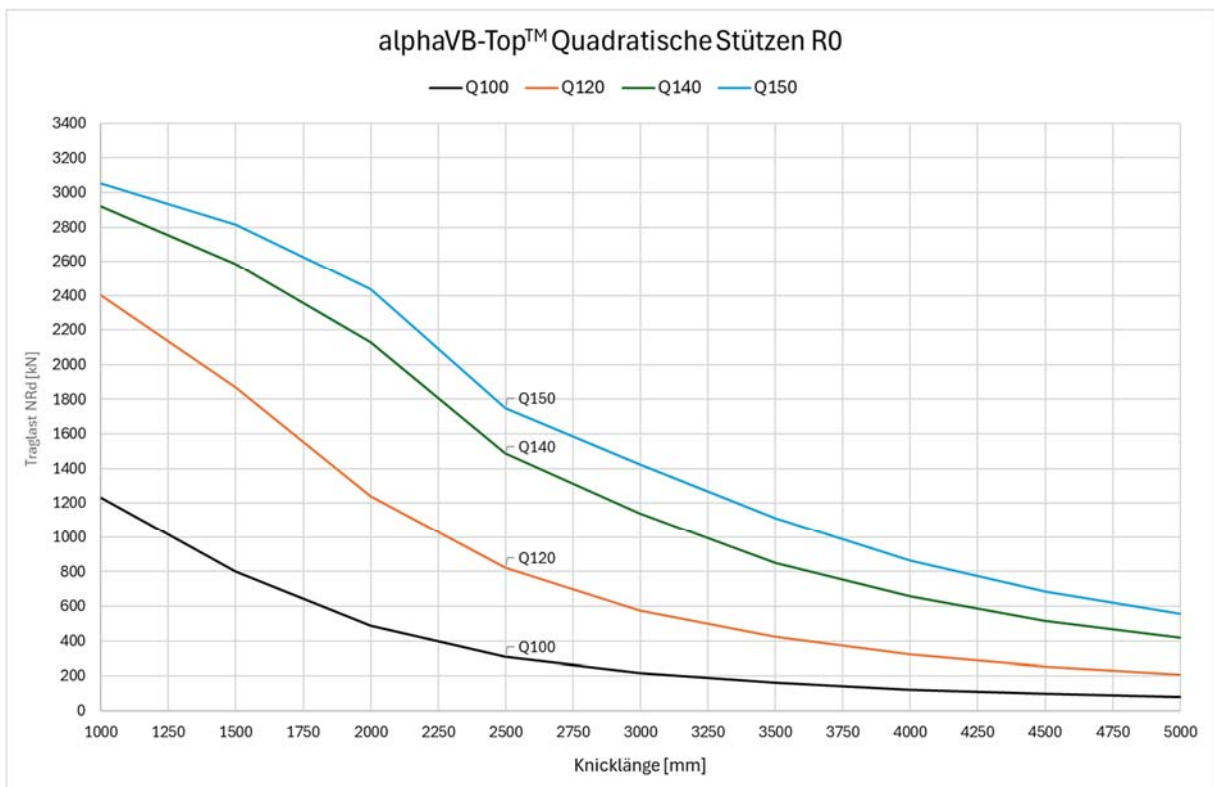
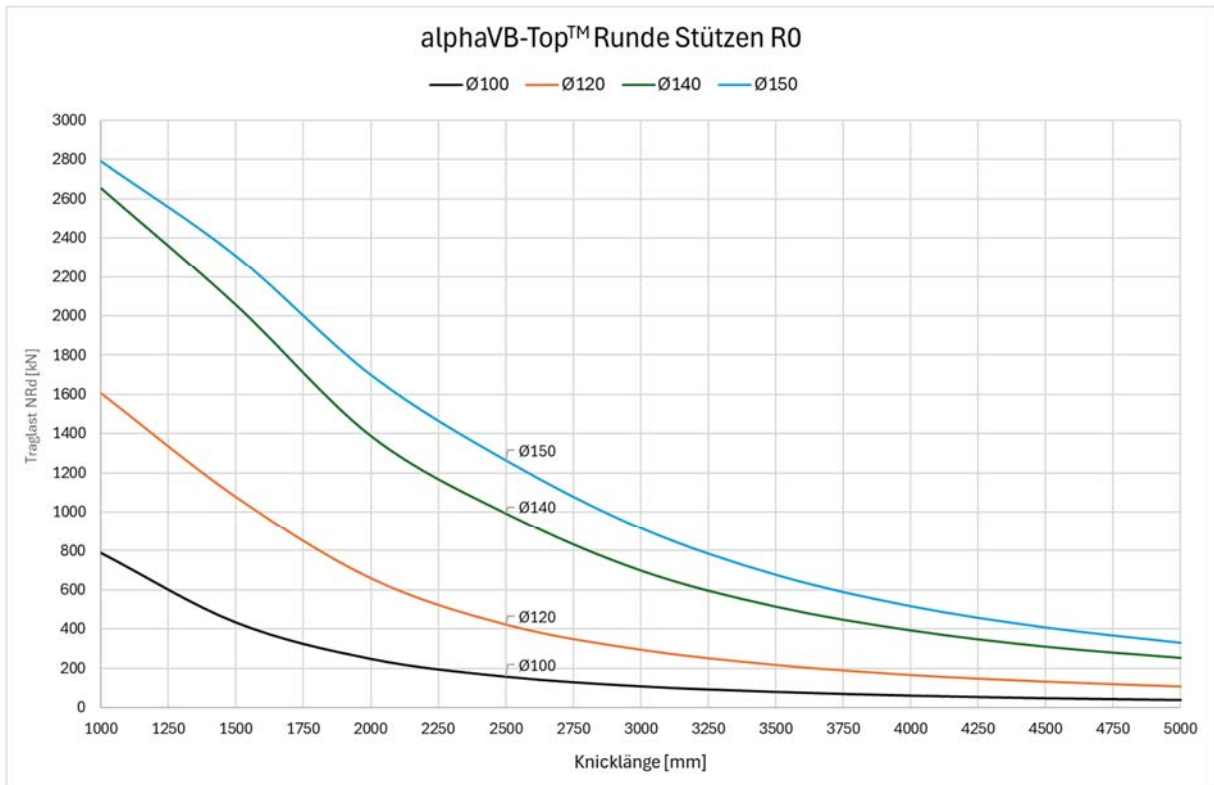
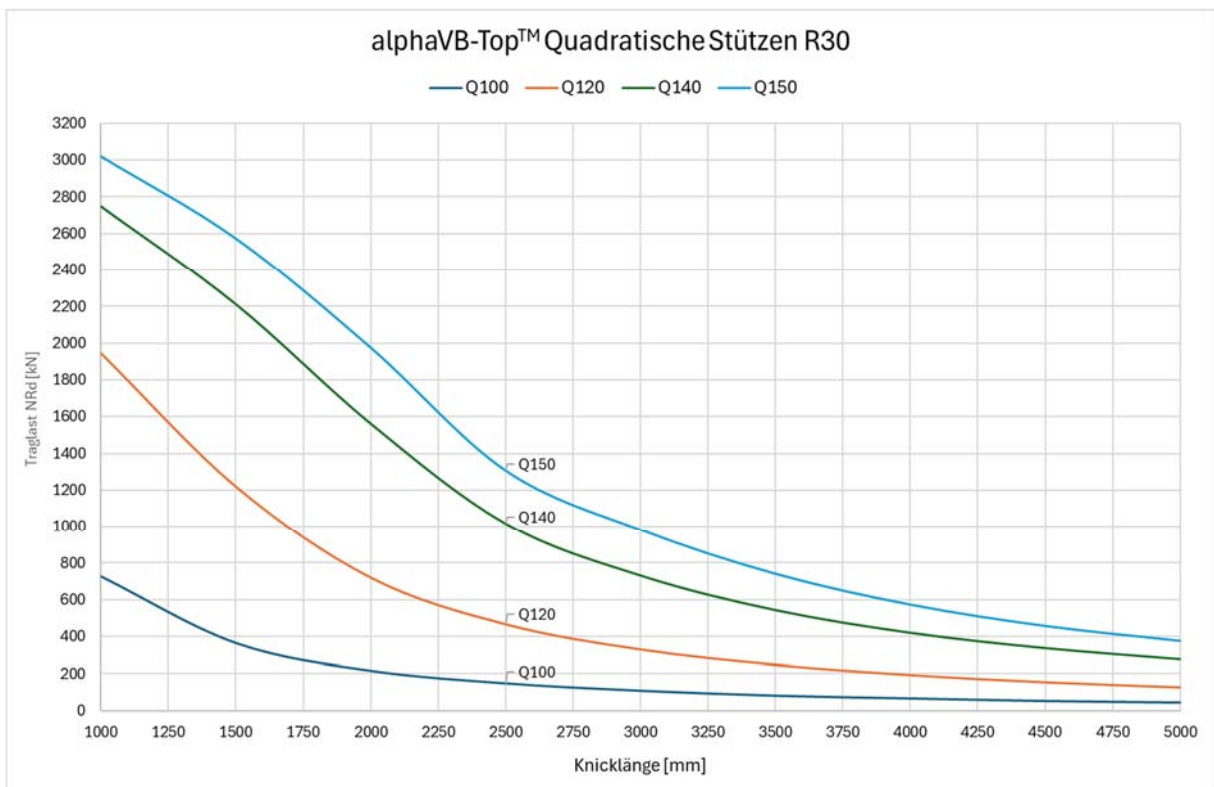
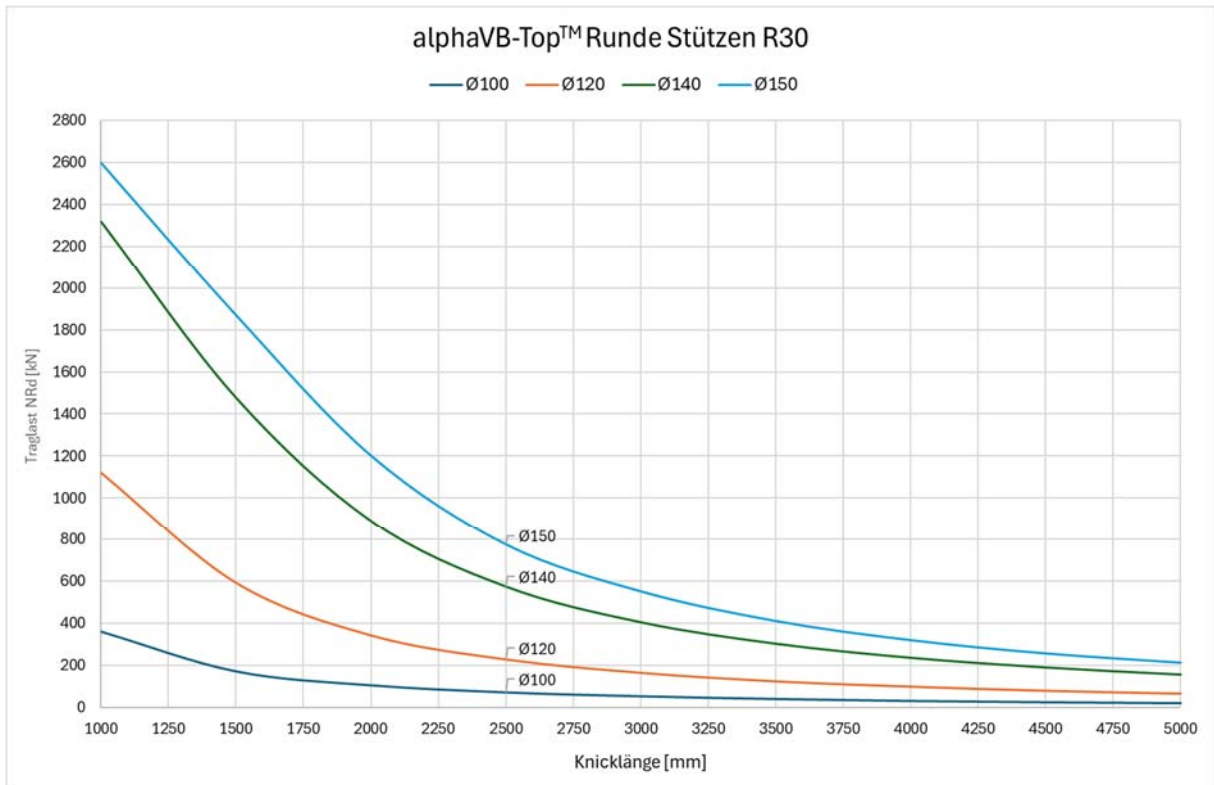


Abbildung 12 Knicklängenfaktoren für die Kalt- und Heissbemessung

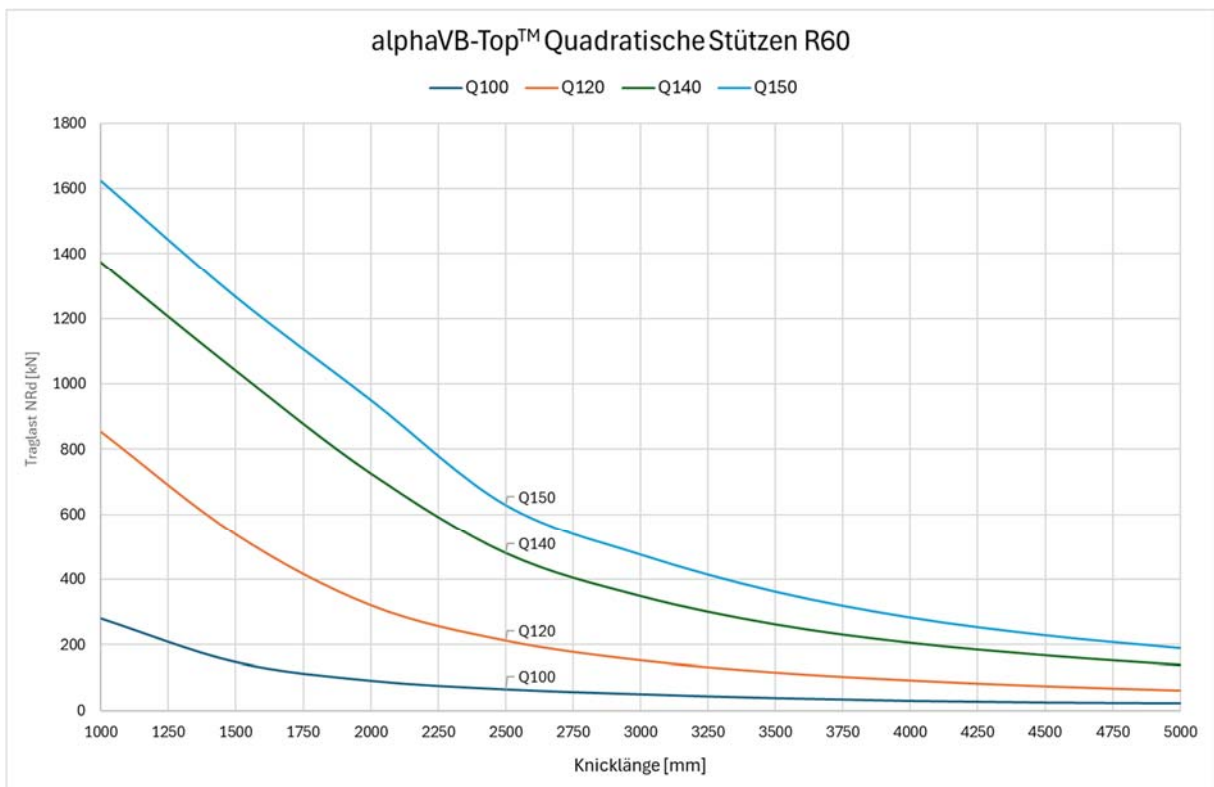
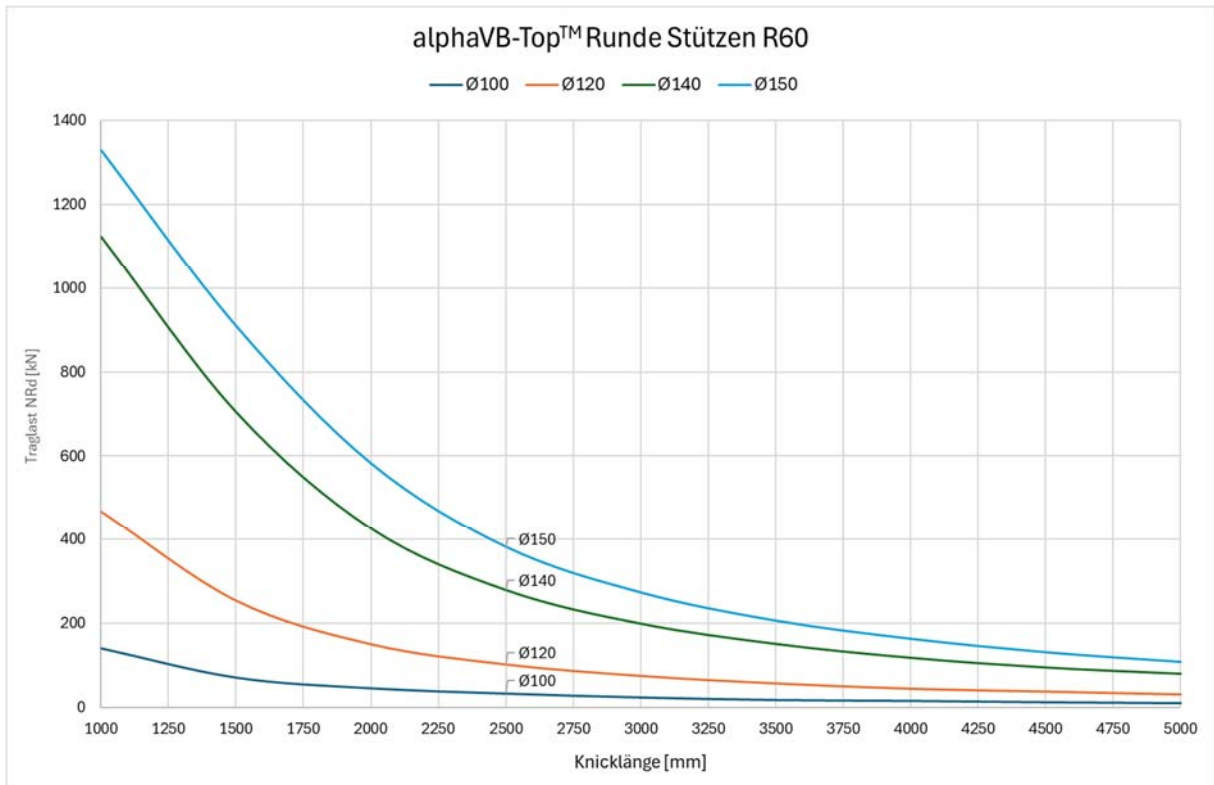
4.2. Diagramme für Brandwiderstand R0 (Vorbemessung)



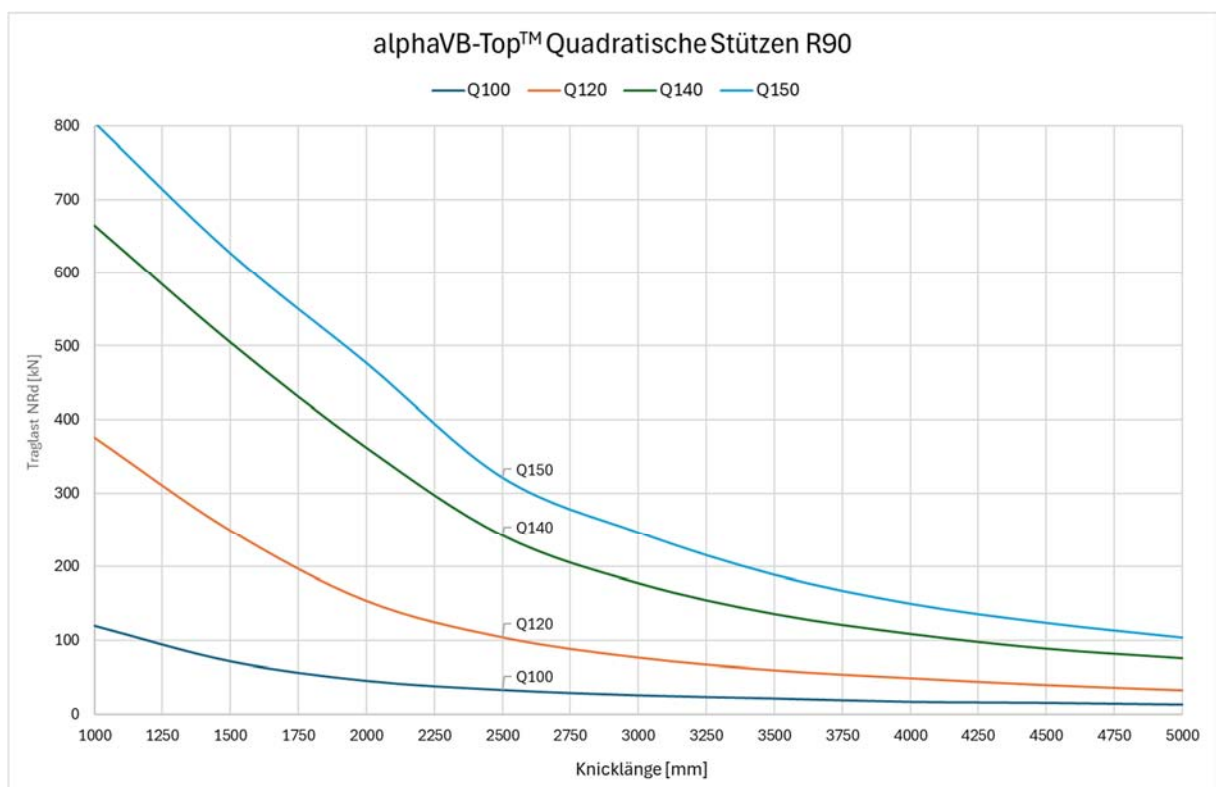
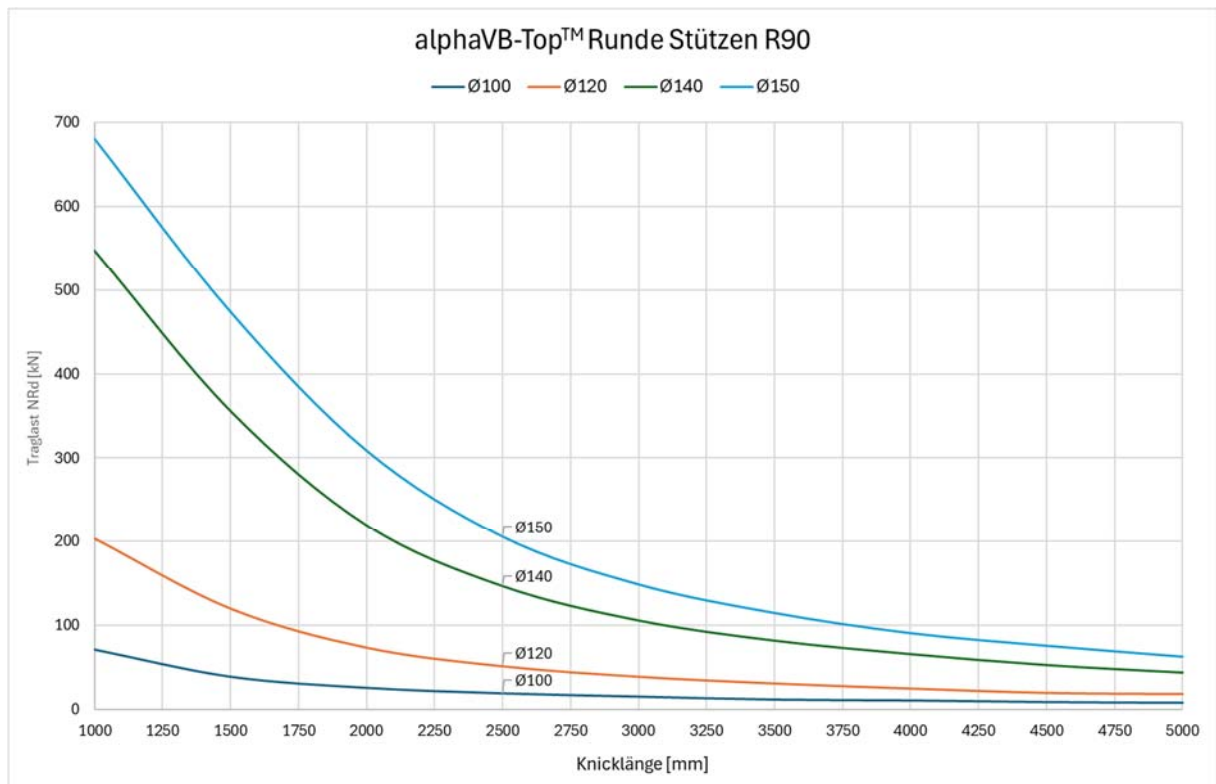
4.3. Diagramme für Brandwiderstand R30 (Vorbemessung)



4.4. Diagramme für Brandwiderstand R60 (Vorbemessung)



4.5. Diagramme für Brandwiderstand R90 (Vorbemessung)



4.6. Ausschreibungstext (Beispiel)

900		Kleine Bauteile komplett		
990	R	Herstellen und Liefern von vorgefertigten Verbundstützen Marke/Typ: alphabeton alphaVB-TOP™ Oberfläche: Beton nature Brandschutz mit gültigem VKF-Zertifikat nachgewiesen	110	
		Stützenbezeichnung: EG-101 Stützenlage: Randstützen rx = 50 mm Stützenform: rund Querschnitt: Ø 120 mm Raumhöhe: 2'500 mm Deckenstärke: 250 mm Deckenbetonqualität: C30/37 Feuerwiderstand: R60 Normalkraft Nd = 250 kN Brandlast: Nfid = 180 kN Fussdetail: FV03 - 150x20-150 mm Kopfdetail: KV02		LE = St LE 12
990	R	Herstellen und Liefern von vorgefertigten Verbundstützen Marke/Typ: alphabeton alphaVB-TOP™ Oberfläche: Beton nature Brandschutz mit gültigem VKF-Zertifikat nachgewiesen	120	
		Stützenbezeichnung: OG-201 Stützenlage: Eckstützen rx = 50 mm, ry = 50 mm Stützenform: quadratisch Querschnitt: 100x100 mm Raumhöhe: 2'200 mm Deckenstärke: 220 mm Deckenbetonqualität: C30/37 Feuerwiderstand: R60 Normalkraft Nd = 200 kN Brandlast: Nfid = 140 kN Fussdetail: FV02 100x20-100 Kopfdetail: KV05		LE = St LE 15

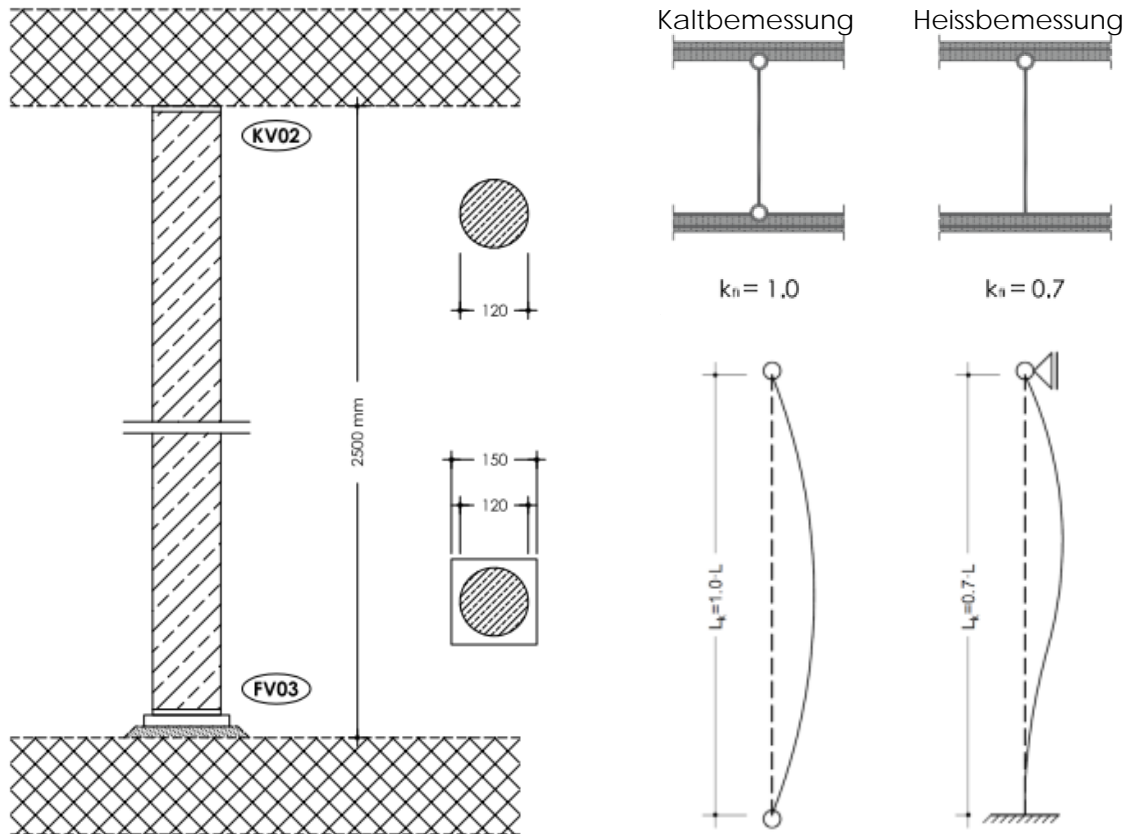
4.7. Bemessungsbeispiele

Grundlage der Bemessungsbeispiel sind die Werte aus Abschnitt 4.6

Beispiel 1

Runde Stütze mit $\varnothing 120$ mm und $l = 2500$ mm

Belastung: Kaltbemessung $N_{Ed} = 250$ kN und Heissbemessung $N_{fid} = 180$ kN (R60)

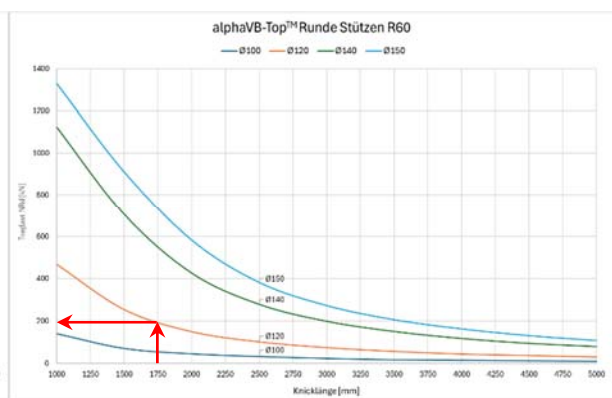


Für die Kaltbemessung gilt $l_k = 2500$ mm und für die Heissbemessung $l_k = 0.7 \times 2500 = 1750$ mm

Aus den Diagrammen Runde Stützen **R0** und **R60** können jetzt die jeweiligen Traglasten N_{Rd} ermittelt werden:



Kaltbemessung: $N_{Rd} (l=2.5m) = 395$ kN > N_{Ed} ✓

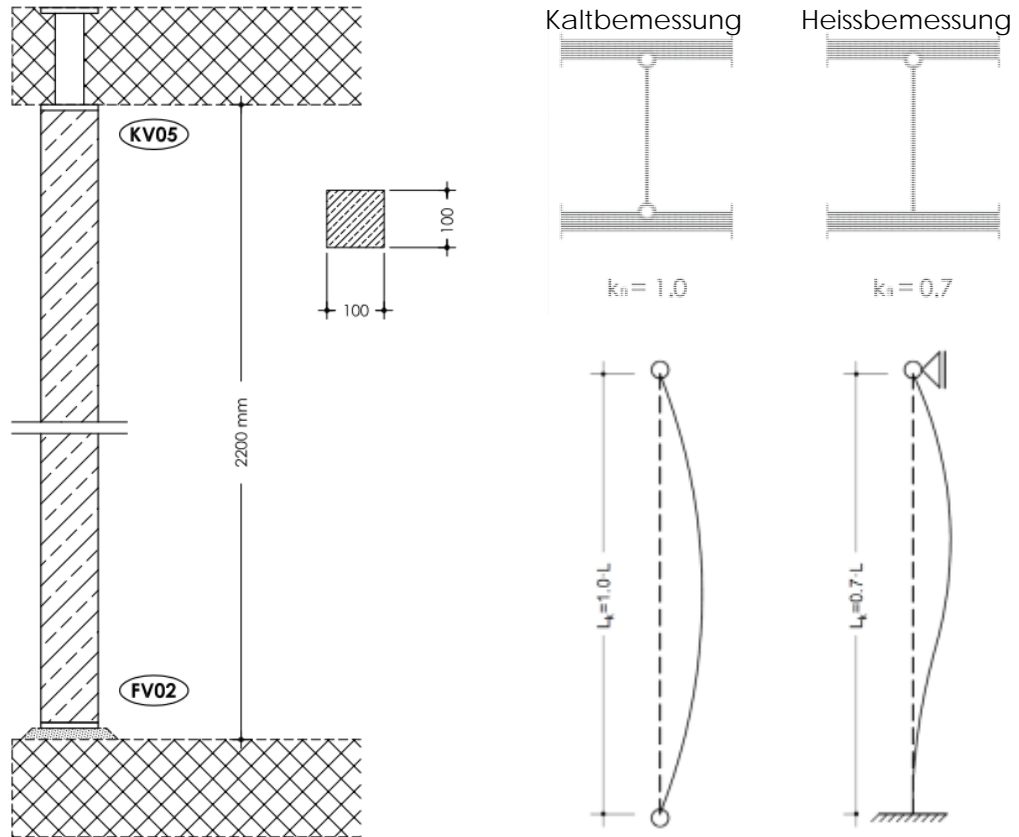


Heissbemessung: $N_{fid} (l=1.75m) = 195$ kN > N_{fid} ✓

Beispiel 2

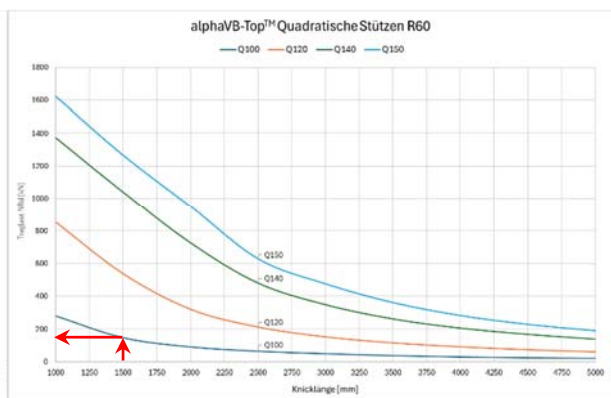
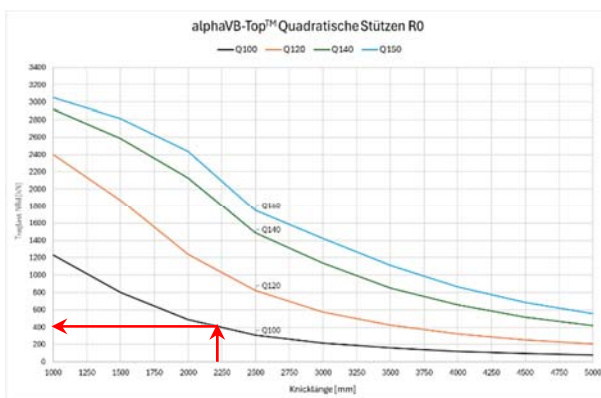
Quadratische Stütze mit Q100 mm und $l = 2200$ mm

Belastung: Kaltbemessung $N_{Ed} = 200$ kN und Heissbemessung $N_{fid} = 140$ kN (R60)



Für die Kaltbemessung gilt $l_k = 2200$ mm und für die Heissbemessung $l_k = 0.7 \times 2200 = 1540$ mm

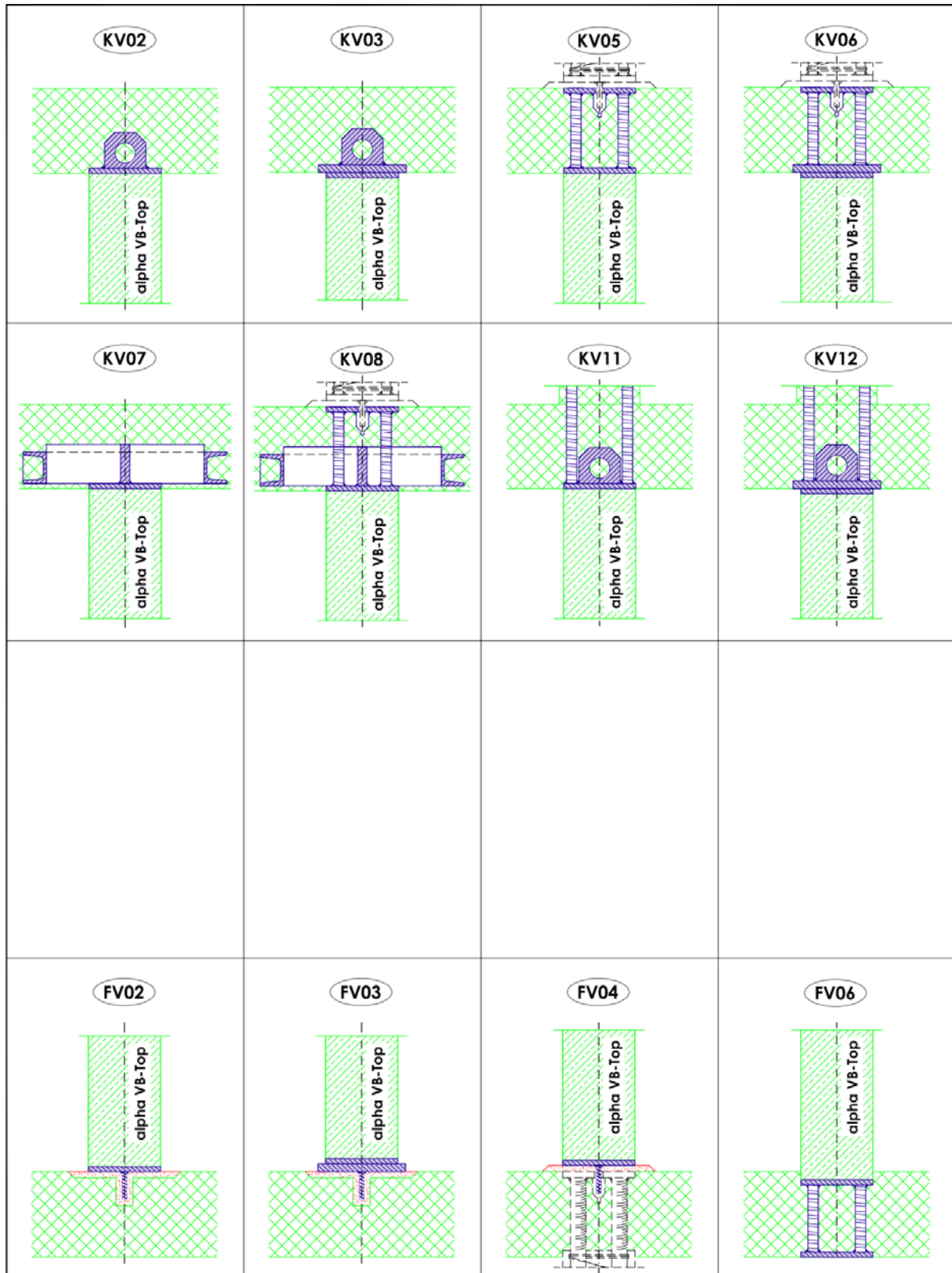
Aus den Diagrammen Runde Stützen **R0** und **R60** können jetzt die jeweiligen Traglasten N_{Rd} ermittelt werden:



Kaltbemessung: $N_{Rd} (l=2.2m) = 400$ kN $>$ N_{Ed} ✓

Heissbemessung: $N_{fid} (l=1.54m) = 150$ kN $>$ N_{fid} ✓

4.8. Kopf- und Fussdetails



4.9. VKF-Eintrag im Brandschutzregister



Auskunft über die Anwendbarkeit gemäss den Schweizerischen Brandschutzvorschriften

VKF Technische Auskunft Nr. 33301

Inhaber /-in
 Alphabeton AG
 Murmattenstrasse 6
 6233 Büron
 Schweiz

Hersteller /-in
 -

Gruppe 206 - Stützen

Produkt ALPHAVB-TOP

Beschreibung Vorfabrizierte Verbundstützen aus Stahl, Beton C80/95 und PP-Fasern, RD=2350-2450kg/m³

Anwendung RF1
 Feuerwiderstand: Anleitung für Bemessung und Konstruktion nach Angabe des Gesuchstellers

Unterlagen CSI, Bollate: Prüfbericht '0006\DC\RFM\24' (16.05.2024); Prof. Dr. Andreas Taras: Gutachten 'IBK_Taras_2024_003' (08.2024); Hersteller: Leistungserklärung '015-2024' (06.07.2024)

Prüfbestimmungen EN 1363-1; EN 1365-4

Beurteilung Feuerwiderstandsklasse siehe Anwendung

Gültigkeitsdauer 31.12.2029
Ausstellungsdatum 06.11.2024
Ersetzt Dokument vom 31.10.2024

Vereinigung Kantonalen Feuerversicherungen

Marcel Donzé

Konrad Häusler



Auskunft über die Anwendbarkeit gemäss den Schweizerischen Brandschutzvorschriften

VKF Technische Auskunft Nr. 33301

Inhaber /-in: Alphabeton AG

Gültigkeitsdauer: 31.12.2029

Ausstellungsdatum: 06.11.2024

Erweiterter Anwendungsbereich

Der erweiterte Anwendungsbereich richtet sich nach folgendem Dokument:

Gutachten, Prof. Dr. Andreas Taras ETH Zürich, Nr. IBK_Taras_2024_003 vom August 2024

- Bemessung der Stützen gemäss Anhang C
- Weitere Ausführungsvarianten gemäss Gutachten

