

Befestigung von Holzbauteilen auf Stahlbetonuntergründen mit Hilfe von Systemverbindern

**Attachment of timber members on concrete parts with the
help of SHERPA-Connectors**

Masterarbeit von
Hanns Schinner, BSc

Eingereicht am
Institut für Holzbau und Holztechnologie
Technische Universität Graz

Begutachtung:
Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerhard Schickhofer

Betreuer:
Dipl.-Ing. Manfred Augustin

Graz, Oktober 2012

Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig und ohne fremde Hilfe verfasst, andere als die angegebenen Quellen nicht benutzt, und die in den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Hanns Schinner

Graz, Oktober 2012

Danksagung

An dieser Stelle bedanke ich mich bei Herrn Univ. - Prof. Dipl. - Ing. Dr. techn. Gerhard SCHICKHOFER, Leiter des Instituts für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz für die herzliche Aufnahme am Institut, die geleistete Unterstützung sowie die kritische Durchsicht und abschließende Begutachtung meiner Masterarbeit

Ein ganz besonderer Dank gilt Herrn Dipl. - Ing. Manfred AUGUSTIN für die Betreuung dieser Masterarbeit. Er war stets für Fragen offen und trug mit zahlreichen Hinweisen zu ihrem Gelingen bei.

Weiters danke ich Herrn Dipl. - Ing. Flantscher für die Hilfe und Unterstützung bei der Formatierung und Endzusammenstellung meiner Masterarbeit.

Zu Dank verpflichtet bin ich auch meinen Kollegen aus dem Verkehrswesenzeichensaal, insbesondere meinen Freunden Herr BSc. Hans LEITINGER, Herr BSc. Peter HEINRICH, Herr BSc. Ivo RAISSAKIS, Herr BSc. Florian KOPPELHUBER und Herr BSc. Michael TRUMMER.

Ganz besonders bedanken möchte ich mich bei meinen Eltern, die mich während meiner Studienzeit finanziell und moralisch unterstützten.

Auch meiner Schwester ELSA möchte ich für ihren Rückhalt danken.

Schließlich danke ich meiner Freundin SCHIRIN, die mir eine liebevolle und wunderbare Partnerin ist.

Kurzfassung

Die vorliegende Masterarbeit untersucht die Möglichkeiten zur Befestigung von Holzbauteilen auf Stahlbetonuntergründen mit Hilfe eines Steckverbindersystems aus Aluminium (SHERPA-Verbinder der XL-Serie).

Der erste Teil der Arbeit beschäftigt sich mit für den Einsatz mit SHERPA-Verbindern zur Verankerung in Beton in Frage kommenden Verbindungsmitteln, den zugehörigen normativen Hintergründen sowie der Bemessung und dem Tragverhalten dieser Verbindungsmittel im Beton. Dabei wird auch auf den Korrosionsschutz, den Brandwiderstand sowie auf die im Rahmen der Zulassungsverfahren durchgeführten Versuche von Verbindungsmitteln in Beton eingegangen.

Basierend auf dem im ersten Teil erarbeiteten Basiswissen sind im zweiten Teil unterschiedliche Vorschläge für die Anbindung eines Steckverbindersystems an Beton ausgearbeitet und statisch konstruktiv gelöst.

Abstract

This master thesis investigates different possibilities of anchorage in concrete with the aim to achieve a connection between timber and concrete members via SHERPA-Aluminium-Connectors (XL-Series).

The first part of the thesis deals with suitable types of anchors, their operating principles as well as the corresponding engineering standards, design and load bearing behaviour. In addition, anchor durability and resistance against fire plus the assessment of anchors (test of anchors for suitability and admissible service conditions) during the approval procedure are also taken into consideration.

Based on the acquired knowledge in the first part, the second part elaborates and structurally analyses different proposals for a connection between timber and concrete members with SHERPA-XL-Connectors.

Befestigung von Holzbauteilen auf Stahlbetonuntergründen mit Hilfe von Systemverbindern

Attachment of timber members on concrete parts with the help of SHERPA-Connectors

Grundlagen

1	Normative Hintergründe	5
1.1	EOTA [32]	5
1.2	ETAG 001 [13]	8
1.3	Europäisches Komitee für Normung - CEN [33]	9
1.4	CEN/TS 1992-4 [12] [13]	10
2	Befestigungselemente in Beton [16]	11
2.1	Kraftkontrolliert (drehmomentkontrolliert) spreizende Dübel (torque-controlled expansion anchors) [16] 14	
2.2	Wegkontrolliert spreizende Dübel (deformation-controlled expansion anchors) [16] 16	
2.3	Hinterschnittdübel (Undercut anchors) [16] [4].....	17
2.4	Verbunddübel (Bonded anchors) [16] [23]	22
3	CC-Verfahren - Bemessung von Befestigungen in Beton [17].....	27
3.1	Anwendungsbereiche und Voraussetzungen für das Bemessungsverfahren [5] [8] 29	

Versagensarten und Nachweise von Dübeln in Beton

1	Versagensarten und Nachweise von Hinterschnitt- und Metallspreizdübeln sowie Verbund-Hinterschnitt- und Verbund-Spreizdübeln 39	
1.1	Belastung durch Zugkräfte [3] [16] [17]	39
1.2	Belastung durch Querkräfte [3] [16] [17]	56
1.3	Belastung durch kombinierte Zug- und Querkraft	69
1.4	Nachweise nach Bemessungsverfahren B und C [3] [17]	70
2	Versagensarten und Nachweise von Verbunddübeln [9] [16] [17] 71	

2.1	Belastung durch Zugkräfte.....	72
2.2	Belastung durch Querkräfte.....	80

Brandverhalten und Dauerhaftigkeit

1	Brandverhalten [19] [20]	83
1.1	Bemessung im Brandfall [10] [45]	85
1.2	Belastung durch Zugkräfte [10]	89
1.3	Belastung durch Querkräfte [10]	91
2	Korrosionsschutz [12] [47] [48]	93
2.1	Verzinkung	94
2.2	Rostfreier Stahl [39] [43]	96

Zulassungsversuche

1	Allgemeines [46] [5]	99
2	Versuche zur Ermittlung der zulässigen Anwendungsbedingungen [5] [6] [7] 99	
2.1	Zugbelastung:	107
2.2	Querbeltung:	108
2.3	Schrägzugbelastung:	109
3	Eignungsversuche [46] [5] [6]	110
4	Versuche zum Nachweis der Dauerhaftigkeit [5]	116

Befestigungen in Mauerwerk

1	Mauerwerk [16] [23]	117
2	Befestigungsarten in Mauerwerk [23] [16] [18]	119
3	Bemessung von Injektionsdübeln in MW [11]	123
3.1	Versagensarten und Nachweise unter Zugbelastung [11] [23] [18]	125
3.2	Versagensarten und Nachweise unter Querbeltung [11] [22] [18]	137
3.3	Widerstand gegen kombinierte Zug- und Querbeltung	140

Bemessungsbeispiele

1	Kraftkontrolliert spreizender Dübel - Hilti HSL-3-SK Schwerlastanker nach ETA-02/0042 [25] 141	
1.1	Nachweisführung der Variante 1 [3]	144
1.2	Nachweisführung der Variante 2 [3]	149
1.3	Nachweisführung auf der Holzseite [50].....	155
2	Hilti HSL-3-SK Schwerlastanker nach ETA-02/0042 - Versagensart Betonkantenbruch [3] 157	
2.1	Nachweisführung [3]	158
3	Hilti HSL-3-SK Schwerlastanker nach ETA-02/0042 - Versagensart Spalten [3] 162	
3.1	Nachweisführung [3]	163
4	Hinterschnittdübel - Hilti HSC-I Sicherheitsanker nach ETA-02/0027 [26] 166	
4.1	Nachweisführung der Variante 1 [3]	169
4.2	Nachweisführung der Variante 2 [3]	174
4.3	Nachweisführung auf der Holzseite [50].....	179
5	Betonschraube - Hilti HUS-HR-10 Betonschraube nach ETA-08/0307 [27] 181	
5.1	Nachweisführung der Variante 1 [3]	182
5.2	Nachweisführung der Variante 2 [3]	189
5.3	Nachweisführung auf der Holzseite [50].....	194
6	Verbunddübel - Hilti HIT-RE 500-SD nach ETA-07/0260 [28].. 196	
6.1	Nachweisführung der Variante 1 [9]	199
6.2	Nachweisführung der Variante 2 [9]	207
6.3	Nachweisführung auf der Holzseite [50].....	215
7	Injektionsdübel in Mauerwerk - Fischer Injektionssystem FIS V nach ETA-10/0383 [29] 217	
7.1	Verankerung im Vollstein [11]	219
7.2	Verankerung im Lochstein [11].....	223

7.3	Nachweisführung auf der Holzseite [50]	227
-----	--	-----

Literaturverzeichnis

1	Normen/Leitlinien/TRs.....	229
2	Bücher/Dissertationen	230
3	Zulassungen.....	231
4	Internet/Berichte	231

Grundlagen

1 Normative Hintergründe

1.1 EOTA [32]

Bauprodukte für die Befestigungstechnik wie beispielsweise Dübel werden nicht durch harmonisierte europäische Normen (hENs), sondern durch Europäische Technische Zulassungen (ETZ) der EOTA (siehe Abb. 1.1) geregelt.



Abb. 1.1 Logo der EOTA [30]

Die EOTA (European Organisation for Technical Approvals) ist eine europäische Organisation zur Erteilung von Europäischen Technischen Zulassungen (ETA: European Technical Approvals) mit Sitz in Brüssel, Belgien.

Grundlage für die Arbeit der EOTA ist die, am 21.12.1988 herausgegebene Bauprodukttrichtlinie (89/106/EWG) zur Vereinheitlichung der Rechts- und Verwaltungsvorschriften sowie grundlegender Anforderungen an Bauwerke in Bezug auf Sicherheit und andere Belange der EU-Mitgliedsländer.

Ziel der Bauprodukttrichtlinie (89/106/EWG) ist eine Beseitigung von Handelshemmnissen für Bauprodukte innerhalb der EU durch eine gemeinsame Kennzeichnung (CE-Kennzeichnung).

Die von der Bauprodukttrichtlinie (89/106/EWG) gestellten Anforderungen an Bauwerke beinhalten die mechanische Festigkeit und Standsicherheit, den Brand-

schutz, die Hygiene, die Gesundheit und den Umweltschutz, die Nutzungssicherheit, den Schallschutz sowie die Energieeinsparung und den Wärmeschutz.

Auf Basis dieser Grundanforderungen können wesentliche Merkmale von Bauprodukten konkretisiert und harmonisierte europäische technische Spezifikationen durch die EOTA erstellt werden.

Mitglieder der EOTA sind alle EU-Staaten mit Ausnahme von Estland, Rumänien und Bulgarien sowie die am EWR-Abkommen beteiligten EFTA-Staaten und die Türkei. Diese Mitgliedsländer sind jeweils durch von Ihnen benannten Zulassungsstellen für die Erteilung von Europäischen Technischen Zulassungen vertreten (in Deutschland: Deutsches Institut für Bautechnik DIBt, in Österreich: Österreichisches Institut für Bautechnik OIB, in Frankreich: Centre Scientifique et Technique du Bâtiment CSTB). [30]

Die Aufgaben der EOTA ist die Ausarbeitung und Herausgabe von:

- Leitlinien für die europäisch technische Zulassung (European Technical Approval Guidelines, ETAG):
- die jeweiligen ETAGs unterstützende Technische Berichte (Technical Reports)
- Grundlagen für die Erteilung von ETZ als Einzelzulassungen ohne Vorlage einer Leitlinie auf Basis einer einvernehmlichen Stellungnahme aller europäischen Zulassungsstellen, dem sogenannten CUAP-Verfahren (Common Understanding of Assessment Procedure).

In einer *Leitlinie für die europäisch technische Zulassung* (ETAG) wird ein Bauprodukt / eine Bauproduktgruppe definiert und es werden Mindestanforderungen festgelegt. Desweiteren beschreibt eine ETAG auch die Testverfahren mit denen die Konformität eines spezifischen Produktes von den jeweiligen Zulassungsstellen überprüft werden kann sowie das Bemessungs- und Nachweisverfahren für die jeweilige Produktgruppe.

Ein Technical Report ist ein auf eine ETAG bezogene Ergänzung bzw. Vertiefung in Teilbereichen wie z.B. dem Bemessungsverfahren. Ein Technical Report wird u.a. dann herausgegeben, wenn sich durch die Erfahrungen der Zulassungsverfahren ein tieferes Verständnis für Teilaspekte ergibt.

Eine Europäisch Technische Zulassung (ETZ) als Einzelzulassung wird auf Basis einer einvernehmlichen Stellungnahme aller europäischen Zulassungsstellen erteilt. Wird ein Antrag auf eine ETZ als Einzelzulassung gestellt, so läuft ein Konsultationsverfahren auf europäischer Ebene ab, um die Kompatibilität des Produktes mit den Bestimmungen aller Mitgliedstaaten der EOTA zu gewährleisten. Jedes Mitgliedsland hat die Möglichkeit, seine jeweiligen Anforderungen an das Produkt hinsichtlich Leistungsmerkmale und Prüfbestimmungen bekannt zu geben. Die

Zulassungsstelle des Landes, in dem der Antrag zur Erstellung eingegangen ist, sammelt diese Anforderungen, fasst diese in einem CUAP-Dokument zusammen und erteilt auf deren Grundlage die Zulassung. Das CUAP-Dokument kann später auch als Grundlage für die Erteilung von Zulassungen für ähnliche Produkte benutzt werden. Es ersetzt jedoch nicht die bei größeren Bedarf notwendige Erarbeitung einer Leitlinie.

Auf dieser Basis können die einzelnen Zulassungsstellen der EOTA-Mitgliedsländer Zulassungen für Bauprodukte erteilen. Die Erteilung einer Zulassung ist die Voraussetzung für die CE-Kennzeichnung eines Bauproduktes.

Das CE-Kennzeichen (CE: „Conformité Européenne“) wurde geschaffen, um dem Verbraucher sichere Produkte innerhalb der EU zu gewährleisten. Produkte mit einem CE-Kennzeichen dürfen im gesamten europäischen Wirtschaftsraum gehandelt und verkauft werden. Sie erfüllen die „grundlegenden Anforderungen“ und gelten als „brauchbar“.

Die CE-Kennzeichnung (siehe Abb. 1.2) ist auf jeder Dübelverpackung angebracht. Hinter dem CE-Logo ist die vierstellige Kennnummer der Prüfstelle des Produktes sowie folgende Angaben zu finden [5] :

- Name und Anschrift des Herstellers,
- die letzten beiden Ziffern des Jahres, in dem die CE-Kennzeichnung angebracht wurde,
- Nummer des EG-Konformitätstifikats für das Produkt,
- Nummer der Europäisch Technischen Zulassung
- Nummer der Leitlinie für die Europäisch Technische Zulassung,
- Nutzungskategorie (Option in Leitlinie)
- Größe



Abb. 1.2 CE Logo [37]

Nicht zu verwechseln ist das CE-Kennzeichen mit den im geringen Abstand ange-

brachten Buchstaben „CE“ für „China Export“ (siehe Abb. 1.3).



Abb. 1.3 ChinaExport Logo [37]

1.2 ETAG 001 [13]

Für Befestigungen im Beton mit Sicherheitsrelevanz dürfen nur Dübel verwendet werden, die den Anforderungen der Leitlinie für die europäisch technische Zulassung 001 (ETAG 001) „Metalldübel für die Befestigung in Beton“ entsprechen. Sicherheitsrelevanz besteht dann, wenn bei Versagen die Möglichkeit eines Personen- bzw. großen wirtschaftlichen Schadens besteht.

Die ETAG 001 unterteilt Metalldübel zur Befestigung in Beton in vier Gruppen: kraftkontrollierte Metallspreizdübel, wegkontrolliert spreizende Dübel, Hinterschnittdübel sowie Verbunddübel. Betonschrauben werden zur Gruppe der Hinterschnittdübel gezählt.

Die ETAG 001 besteht aus den Teilen:

Teil 1: „Dübel - Allgemeines“ (Part 1 Anchors in General, amended version November 2006)

Teil 2: „Kraftkontrolliert spreizende Dübel“ (Part 2 Torque-controlled expansion Anchors, amended version November 2006)

Teil 3: „Hinterschnittdübel“ (Part 3 Undercut Anchors, amended version August 2010)

Teil 4: „Wegkontrolliert spreizende Dübel“ (Part 4 Deformation-controlled expansion Anchors, amended version November 2006)

Teil 5: „Verbunddübel“ (Part 5 Bonded Anchors, amended version February 2008)

Teil 6: „Dübel für die Verwendung als Mehrfachbefestigung von nichttragenden Systemen“ (Part 6 Anchors for multiple use for non-structural applications, amended version August 2010)

Anhang A: „Einzelheiten der Versuche“ (Annex A Details of test, amended version November 2006)

Anhang B: „Versuche zur Ermittlung der zulässigen Anwendungsbedingungen - detaillierte Angaben“ (Annex B Tests for admissible service conditions detailed information, amended version November 2006)

Anhang C: „Bemessungsverfahren für Verankerungen“ (Annex C Design Method for Anchorages, amended version August 2010)

Die Bemessung nach ETAG 001, Anhang C ist jedoch nur für kraftkontrollierte Metallspreizdübel, wegkontrolliert spreizende Dübel und Hinterschnittdübel gültig. Zur Bemessung von Verbunddübeln ist der zur ETAG 001 gehörende Technical Report 029: „Bemessung von Verbunddübeln“ (Design of Bonded Anchors, edition September 2010) zu verwenden.

Auch die Nachweise für Dübel unter Brandbelastung werden im Anhang C der ETAG 001 nicht behandelt. Für Brandnachweise gilt der Technical Report 020: „Beurteilung der Feuerwiderstandsfähigkeit von Verankerungen im Beton“ (Evaluation of Anchorages in Concrete concerning Resistance to Fire, edition May 2004).

Weitere zur ETAG 001 gehörende Technische Berichte (Technical Reports) sind:

TR 018: „Beurteilung von kraftkontrolliert spreizenden Verbunddübeln“ (Assessment of Torque-controlled Bonded anchors, edition March 2003).

TR 023: „Nachträglich eingemörtelte Bewehrungsanschlüsse“ (Post-installed Rebar Connections, edition November 2006).

1.3 Europäisches Komitee für Normung - CEN [33]

Das Europäische Komitee für Normung (CEN; französisch Comité Européen de Normalisation; englisch European Committee for Standardization) ist eine private, internationale und nicht gewinnorientierte Organisation unter belgischem Recht mit Sitz in Brüssel, Belgien. Aufgabe der CEN ist die Herausgabe von Europäischen Normen (EN) in allen technischen Bereichen ausgenommen der Elektrotechnik und der Telekommunikation. Für diese beiden Bereiche existieren eigene Organisationen. Für die Elektrotechnik das Europäische Komitee für elektrotechnische Normung (CENELEC) und für die Telekommunikation das Europäische Institut für Telekommunikationsnormen (ETSI).

Mitgliedstaaten der CEN sind die 27 EU-Staaten, Kroatien und die Türkei sowie die drei Länder der EFTA Island, Norwegen und die Schweiz. Diese Mitgliedsländer werden jeweils durch ihre nationalen Normungsinstitute vertreten. In Deutschland ist dies das Deutsche Institut für Normung e.v. (DIN), in Österreich das Österreichische Normungsinstitut (ON).

Ziel der europäischen Normung ist der Abbau von Handelshemmnissen sowie die Schaffung von gleichen Rahmen- und Wettbewerbsbedingungen im europäischen

Binnenmarkt durch eine einheitliche Einführung und Standardisierung von europäischen Normen.

1.4 CEN/TS 1992-4 [12] [13]

Der EOTA wurde von der europäischen Bauproduktenrichtlinie die Aufgabe zugeteilt, Zulassungsleitlinien für Bauprodukte zu erstellen. Die Veröffentlichung von europäischen Bemessungsregeln ist jedoch dem Europäischen Komitee für Normung - CEN vorbehalten.

Da zum Zeitpunkt der Veröffentlichung der ETAG 001 noch keine europäische Bemessungsvorschrift für Befestigungen existierte, wurde die Bemessung ebenfalls als Anhang C der Leitlinie hinzugefügt.

Dies stellt jedoch nur eine Übergangsregelung dar und der Anhang C sowie die Bemessung regelnden Technical Reports 020 und 029 werden in naher Zukunft durch die Technischen Spezifikation CEN/TS (Technical Specification) 1992-4 „Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton“ (Design of fastenings for use in concrete) zusammengefasst und ersetzt. Sie bezieht sich nicht nur auf Dübel zur Befestigung in Beton sondern auch auf Kopfbolzen und Ankerschienen. Desweiteren werden auch Bemessungsnachweise für Ermüdung und Erdbebenbeanspruchung in das neue Bemessungskonzept aufgenommen.

Die CEN/TS 1992-4 weist bereits seit 2009 den auf drei Jahre befristeten Status einer Vornorm auf. Mitte 2012 soll in CEN TC 250 entschieden werden, ob der Status einer Technischen Spezifikation für einen weiteren definierten Zeitraum bestehen bleibt, oder ob Sie in eine europäische Norm EN 1992-4 (wahrscheinlich als vierter Teil des Eurocodes 2 „Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken“) überführt bzw. integriert wird.

Da die ingenieurmäßige Bemessung von Befestigungen in Beton für viele CEN-Mitgliedsländer ein relativ neues Feld darstellt und Sie entsprechend wenig Erfahrungen damit gesammelt haben, ist eine Überführung der CEN/TS 1992-4 in den Status einer europäischen Norm vor dem Sommer 2013 unwahrscheinlich.

Die „Vornorm“ CEN/TS 1992-4 besteht aus fünf Teilen:

CEN/TS 1992-4-1:2009: Teil 1: Allgemeines

CEN/TS 1992-4-2:2009: Teil 2: Kopfbolzen

CEN/TS 1992-4-3:2009: Teil 3: Ankerschienen

CEN/TS 1992-4-4:2009: Teil 4: Dübel- Mechanische Systeme

CEN/TS 1992-4-5:2009: Teil 5: Dübel - Chemische Systeme (Verbundsysteme).

Die Bemessung von Dübeln nach CEN/TS 1992-4 folgt dem Bemessungsverfahren des Anhang C der ETAG 001, ist aber nicht in allen Punkten identisch. Die aktuell im Handel befindlichen Metaldübel sind zu einem Großteil nach dem Bemessungsverfahren des Anhang C der ETAG 001 zugelassen. Die Antragsteller einer Zulassung können momentan noch zwischen dem Verfahren nach Anhang C der ETAG 001 und dem Verfahren nach CEN/TS 1992-4 wählen. Da die Bemessungsverfahren sich nicht vollständig entsprechen, muss eine Bemessung der Dübel konsequent einem der beiden Verfahren folgen. Eine Bemessung nach CEN/TS 1992-4 ist momentan also nur möglich, wenn dies im entsprechenden Abschnitt der Dübelzulassung angegeben ist.

2 Befestigungselemente in Beton [16]

Befestigungselemente in Beton haben die Aufgabe, von außen angreifende Kräfte in den Ankergrund des Betons einzuleiten. Dabei werden von der ETAG 001 folgende Typen unterschieden:

- kraftkontrolliert spreizende Dübel
- wegkontrolliert spreizende Dübel
- Hinterschnittdübel
- Verbunddübel

Die Verankerung dieser Befestigungselemente im Beton beruht dabei auf den grundlegenden Wirkprinzipien Formschluss, Reibschluss oder Stoffschluss. Je nach Art des Befestigungselementes wird eines der drei, beziehungsweise eine Kombination der drei Wirkprinzipien genutzt.

Beim Wirkprinzip Formschluss erfolgt die Verankerung des Befestigungselementes im Beton über mechanische Verzahnung (Hinterschnitt) des Verbindungsmittels mit dem Ankergrund. Formschluss (siehe Abb. 2.1) findet bei Hinterschnittdübeln sowie Verbund-Hinterschnittdübeln Anwendung.

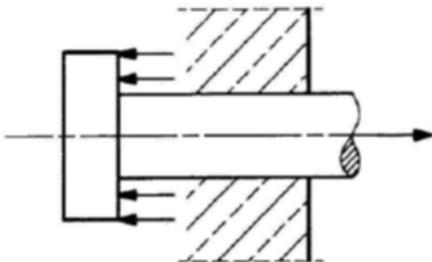


Abb. 2.1 Formschluss [20]

Das Wirkprinzip Reibschluss (siehe Abb. 2.2) findet bei Spreizdübeln (kraft- und wegkontrolliert) seine Anwendung. Beim Setzen des Dübels wird durch Spreizschalen eine Spannung auf die Bohrlochwand erzeugt. Diese Spannung bewirkt eine Reibkraft zwischen Dübel und Bohrlochwand, welche das Herausziehen des Dübels verhindert.

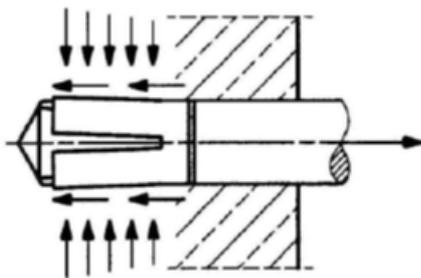


Abb. 2.2 Reibschluss [20]

Beim Wirkprinzip Stoffschluss (siehe Abb. 2.3) wird durch eine Mörtelkunstharzmischung ein Verbund zwischen einer Gewindestange und der Bohrlochwand erzeugt. Über diesen Verbund können äußere Kräfte über die Bohrlochwand in den Ankergrund eingeleitet werden. Stoffschluss ist das Wirkprinzip von Verbunddübeln.

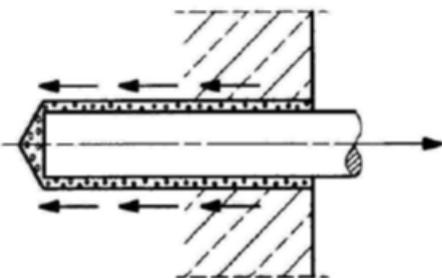


Abb. 2.3 Stoffschluss [20]

Bei der Befestigung von Dübeln wird zwischen Vorsteck-, Durchsteck-, oder Abstandsmontage unterschieden.

Bei der Vorsteckmontage wird der Dübel zuerst im Bohrloch verankert und anschließend die Ankerplatte bzw. der Montagegegenstand angeschraubt. Der Durchmesser des Bohrloches ist dabei größer als der Durchmesser des Durchgangsloches in der Ankerplatte.

Für Dübelgruppen die mit einer Ankerplatte verbunden sind eignet sich die Durchsteckmontage. Die Ankerplatte wird als Bohrschablone benutzt und die Bohrlöcher werden durch die Löcher in der Ankerplatte hindurch gebohrt. Der Durchmesser des Durchgangsloches im Anbauteil muss also mindestens so groß wie der Bohrlochdurchmesser sein.

Bei der Abstandsmontage wird das anzuschließende Bauteil in einem Abstand zur Ankergrundoberfläche druck- und zugfest befestigt. Dazu werden in der Regel Dübel mit Innengewinde verwendet, welches eine Schraube oder eine Gewindestange mit Kontermutter aufnehmen kann (siehe Abb. 2.4).

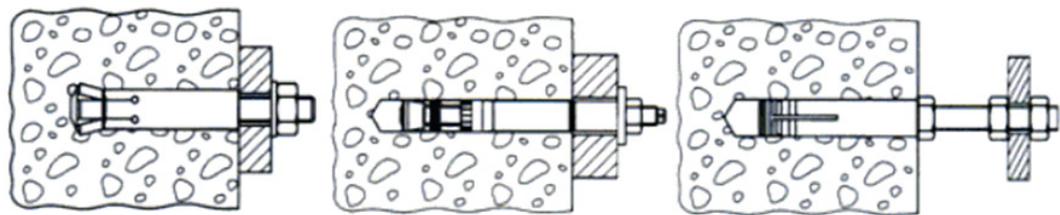


Abb. 2.4 Vorsteckmontage (links), Durchsteckmontage (mittel), Abstandsmontage (rechts) [14]

Zur Erstellung des Bohrloches im Beton wird je nach Dübelart entweder das Hammerbohr- oder das Diamantbohrverfahren eingesetzt.

Beim Hammerbohren dreht sich der Bohrer und bringt gleichzeitig eine kleine Anzahl von Schlägen mit großer Schlagwirkung auf den Beton auf (Drehbohrverfahren: große Anzahl Schläge, kleine Schlagwirkung). Die Bohrgeschwindigkeit ist dabei vom aufgebrachten Anpressdruck unabhängig. Beim Hammerbohren können auch dünne Bewehrungsstäbe durchbohrt werden. Das beim Bohrvorgang auftretende Bohrmehl kann bei einigen Geräten direkt mitabgesaugt werden, was zu einer Verkürzung der Bohrzeit und Verringerung der Staubbelastung führt.

Das Diamantbohrverfahren wird eher für Sonderanwendungen (z.B. die Erstellung eines Hinterschnittes im Beton) angewendet. Der Beton wird im Gegensatz zum Hammerbohren nicht durch einen Meißelvorgang abgebaut, sondern durch die sich auf dem zylindrischen Hohlbohrer befindlichen Diamanten abgeschliffen. Der Diamantbohrer wird beim Bohrvorgang am Bauteil befestigt und während des Bohrens mit Wasser gekühlt um den Verschleiß der Bohrkronen zu minimieren. Da der Diamantbohrer auch größere Bewehrungsstäbe problemlos durchschneidet ist vor dem Bohrvorgang eine genaue Abstimmung der Lage der Bohrlöcher mit der Bewehrung erforderlich.

2.1 Kraftkontrolliert (drehmomentkontrolliert) spreizende Dübel (torque-controlled expansion anchors) [16]

Kraftkontrolliert spreizende Dübel werden in Dübel des Hülsentyps und Dübel des Bolzentyps unterschieden.

Dübel des Hülsentyps bestehen aus einer Schraube bzw. Gewindestange mit Mutter, einer Unterlegscheibe, einer Distanz- sowie einer Spreizhülse, einer Drehsicherung und einem Konus am Ende der Spreizhülse (siehe Abb. 2.5)



Abb. 2.5 Schwerlastanker - Hülsentyp [35]

Dübel des Bolzentyps bestehen aus einem Bolzen, der an seiner Spitze zu einem Konus geformt ist. Am anderen Ende befindet sich ein Gewinde mit einer Mutter sowie einer Unterlegscheibe. Im Bereich des Konus befindet sich ein Spreizsegment bzw. ein Spreizblech (siehe Abb. 2.6). Für Querbelastung sind Dübel des Hülsentyps besser geeignet als Dübel des Bolzentyps, da die Hülse auf Querbelastung mitwirken kann.



Abb. 2.6 Durchsteckanker - Bolzentyp [35]

Bei der Montage von kraftkontrolliert spreizenden Dübeln wird zuerst im Beton ein Bohrloch erstellt. Dieses wird gereinigt und der Dübel wird in das Bohrloch eingeführt. Danach wird die Mutter mit einem Drehmomentschlüssel angespannt (siehe Abb. 2.7).

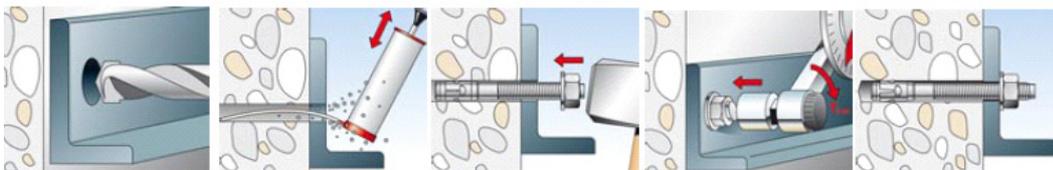


Abb. 2.7 Montage eines kraftkontrolliert spreizenden Dübels des Bolzentyps [36]

Das Anspannen der Mutter erzeugt in der Schraube bzw. im Bolzen eine Zugkraft, wodurch der Konus in das Spreizsegment hineingezogen wird. Dadurch wird das

Spreizsegment gegen die Bohrlochwand gepresst und Reibung mobilisiert.

Bohrlochtoleranzen können von kraftkontrolliert spreizenden Dübel in beschränktem Maße ausgeglichen werden, indem der Konus unterschiedlich weit in das Spreizsegment hineingezogen wird. Dies hängt jedoch von der Länge des Spreizsegmentes ab und ist dementsprechend begrenzt (siehe Abb. 2.8).

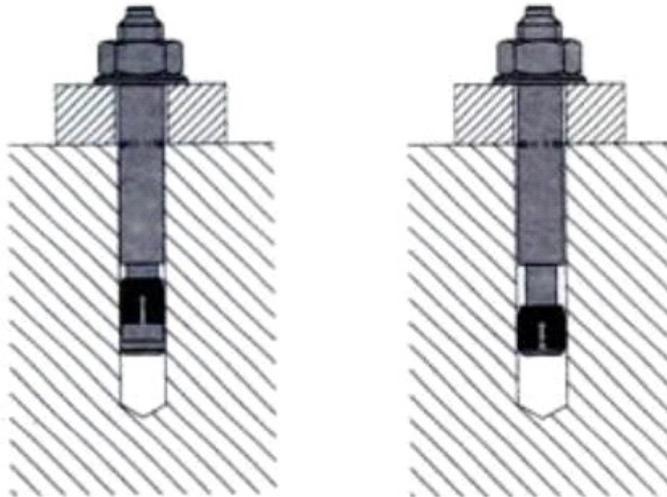


Abb. 2.8 Kraftkontrolliert spreizende Dübel bei unterschiedlichem Bohrlochdurchmesser [16]

Im Bereich des Spreizsegmentes bildet sich durch die auf den Beton aufgebraute Spannung eine Verformungsmulde aus. Der Dübel leitet äussere Belastungen also einerseits über Reibung und andererseits in geringem Umfang über Verzahnung in der Verformungsmulde in den Beton ein.

Die Tiefe der Verformungsmulde sowie der Spreizweg hängen dabei sowohl vom aufgebrauten Drehmoment, als auch von der Festigkeit und somit vom Verformungswiderstand des Betons ab. Dübel, die für die Anwendung in Normalbeton entwickelt wurden, können nicht in hochfestem oder gar ultrahochfestem Beton eingesetzt werden, da sich hier keine ausreichende Verformungsmulde einstellt und damit die Verzahnung mit dem Beton zu gering ist.

Beim Anziehen der Mutter mit einem Drehmomentschlüssel wird diese samt Unterscheibe gegen den Beton gepresst. Dies bewirkt eine Druckkraft auf den Beton und eine Zugkraft in der Schraube bzw. dem Bolzen. Diese Vorspannkraften werden durch Relaxation im Laufe der Zeit wieder abgebaut.

Wird von außen auf den Dübel eine Zugkraft aufgebracht, die größer ist als der Anpressdruck der Mutter auf den Beton, so wird der Konus weiter in das Spreizsegment eingezogen.

Dies ist jedoch nur der Fall, wenn die Reibung zwischen Konus und Spreizhülse geringer ist, als zwischen Spreizhülse und Beton. Andernfalls wird der Dübel als

ganzes aus dem Bohrloch herausgezogen.

Vor allem kraftkontrolliert spreizende Dübel, die für den Einsatz im gerissenen Beton zugelassen sind, weisen deshalb auf der Außenseite Rippen sowie einen mit Gleitmitteln beschichteten Konus auf. Dadurch wird die Reibung zwischen Dübel und Beton erhöht und die Reibung zwischen Konus und Spreizsegment herabgesetzt. Die Nachspreizfähigkeit steigt dementsprechend.

Kraftkontrolliert spreizende Dübel sind in den Größen M 6 - M 24, entweder galvanisch verzinkt, oder aus nichtrostendem Stahl erhältlich. Als Festigkeitsklasse wird im Allgemeinen Stahl 8.8 nach EN ISO 898-1 verwendet.

2.2 Wegkontrolliert spreizende Dübel (deformation-controlled expansion anchors) [16]

Wegkontrolliert spreizende Dübel setzen sich aus einer Sprezhülse sowie einem Konus zusammen. Die Verankerung erfolgt durch Aufspreizen der Hülse um einen bestimmten Spreizweg.

Dabei wird zwischen wegkontrolliert spreizende Dübel mit untenliegendem Konus und wegkontrolliert spreizende Dübel mit obenliegendem Konus unterschieden.

Bei wegkontrolliert spreizenden Dübeln mit untenliegendem Konus wird die Hülse auf den Konus aufgetrieben (siehe Abb. 2.9).



Abb. 2.9 Hülseanker - wegkontrolliert spreizender Dübel mit untenliegendem Konus [35]

Bei wegkontrolliert spreizenden Dübeln mit obenliegendem Konus wird der Konus in die Hülse eingeschlagen (siehe Abb. 2.10)



Abb. 2.10 Kompaktdübel - wegkontrolliert spreizender Dübel mit obenliegendem Konus [35]

Ähnlich wie bei kraftkontrolliert spreizenden Dübeln werden äußere Zuglasten von wegkontrolliert spreizenden Dübel über Reibung mit der Bohrlochwand bzw. im Bereich der Verformungsmulde im geringen Maße durch Verzahnung abgetragen.

Bei Dübeln mit obenliegendem Konus ist die Spreizkraft vom Spreizweg, vom Spiel zwischen Dübel und Bohrlochwand sowie von der Festigkeit und damit vom Verformungswiderstand des Betons abhängig. Sie ist im Allgemeinen wesentlich größer als bei kraftkontrolliert spreizenden Dübeln. Diese Spreizkraft bzw. die auf die Bohrlochwand wirkenden Spannungen werden im Laufe der Zeit durch Relaxation abgebaut. Im Gegensatz zu kraftkontrolliert spreizenden Dübel weisen wegkontrolliert spreizende Dübel jedoch keine Nachspreizfähigkeiten auf. Das Tragverhalten ist nur von der Tiefe der Eindrückung der Spreizschalen in die Bohrlochwand abhängig. Deswegen sind die zulässigen Bohrlochtoleranzen noch geringer als bei kraftkontrolliert spreizenden Dübeln.

Ist das Bohrloch zu eng, so wird der Spreizdruck zu groß und der Beton in der Nähe des Bauteilrandes kann abplatzen. Bei zu engem Abstand zwischen zwei Dübeln können Risse auftreten.

Ist das Bohrloch hingegen zu groß, so werden die Spreizschalen nur unzureichend in den Beton eingedrückt und die Tragfähigkeit des Dübels kann nicht garantiert werden (siehe Abb. 2.11).

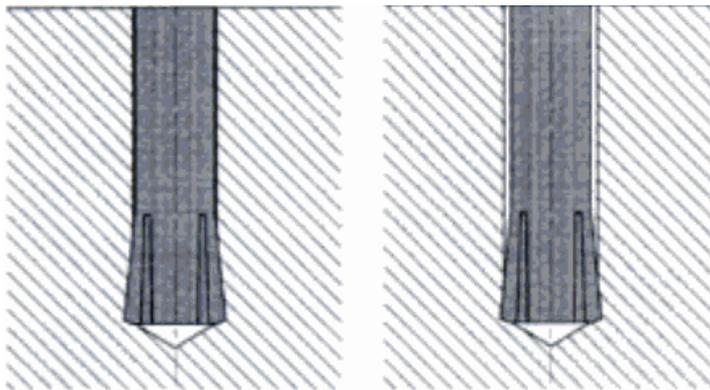


Abb. 2.11 Einschlagdübel bei unterschiedlichem Bohrlochdurchmesser [16]

Zum Verspreizen der Einschlagdübel wird eine sehr hohe Einschlagenergie benötigt. Diese liegt je nach Betonfestigkeit und Dübelgröße bei 5-30 Hammerschlägen. Diese Einschlagenergie wird in der Praxis meist nicht aufgebracht. Deswegen sind Einschlagdübel oft nur unvollständig verspreizt.

2.3 Hinterschnittdübel (Undercut anchors) [16] [4]

Die Wirkungsweise von Hinterschnittdübeln beruht auf einer Verzahnung des Dübels mit dem Beton. Durch den Hinterschnitt wird meist die Zugtragfähigkeit des Betons voll ausgenutzt. Herausziehen des Dübels ist als Versagensart meist nicht maßgebend. Hinterschnittdübel weisen demnach oftmals die höchsten Tragfähigkeiten unter Zugbelastung aller Dübel auf.

Es gibt eine Vielzahl von verschiedenen Hinterschnittdübeln, die sich sowohl in der Art der Herstellung des Hinterschnittes, als auch in der Form der Hinterschneidung unterscheiden.

Das Anziehen bzw. Befestigen erfolgt je nach Typ des Dübels verdrängungskontrolliert (displacement-controlled) oder drehmomentkontrolliert (torque-controlled).

2.3.1 Verdrängungskontrollierte Hinterschnittdübel

Hinterschnittanker bei dem der Hinterschnitt vor dem Setzen des Ankers erstellt wird:

Bei Hinterschnittdübeln dieses Typs ist die Hinterschneidung zur Bohrlochtiefe hin gerichtet. Sie bestehen aus einem Konusbolzen, einer Spreizhülse, sowie einer Mutter mit Unterlegscheibe. Ausserdem weisen sie ein Innengewinde auf, in das nach der Montage Schrauben oder Gewindestangen eingeschraubt werden können (siehe Abb. 2.12).

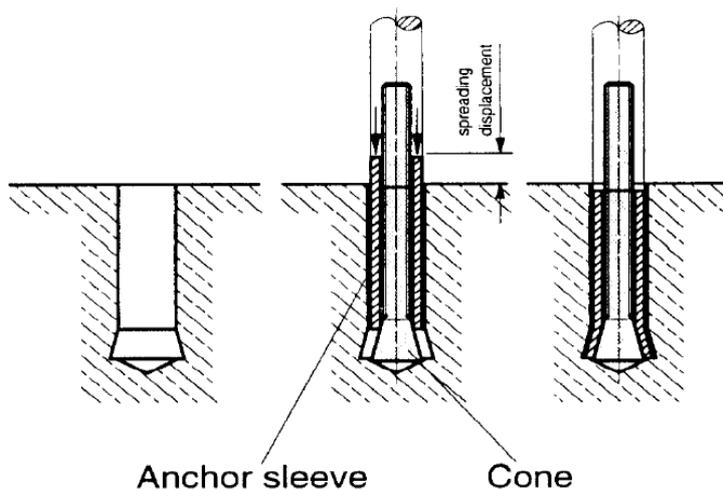


Abb. 2.12 Verdrängungskontrollierte Hinterschnittdübel, bei dem der Hinterschnitt vor dem Setzen des Ankers erstellt wird [4]

Bei der Montage wird zunächst das Bohrloch mit einem Spezial-Bundbohrer erstellt. Danach wird mit demselben Bohrer durch kreisförmigen Bewegungen der Hinterschnitt am Ende des Bohrloches erstellt (siehe Abb. 2.13). Nach dem Reinigen des Bohrloches wird der Dübel eingesetzt und die Spreizhülse wird mit einem speziellen Setzwerkzeug mit Hammerschlägen über den Konusbolzen getrieben.

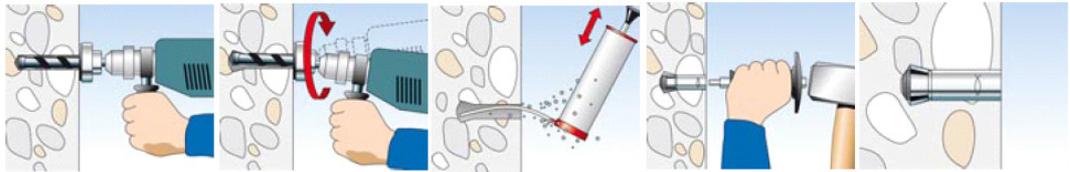


Abb. 2.13 Montage eines verdrängungskontrollierten Hinterschnittdübels bei dem der Hinterschnitt vor dem Setzen des Ankers erstellt wird [36]

Hinterschnittanker bei dem der Hinterschnitt während des Setzens des Ankers erstellt wird (selbst-hinterschneidender Hinterschnitt Anker):

Selbst-hinterschneidende Hinterschnittanker bestehen aus einem Konusbolzen, einer Mutter mit Unterlegscheibe sowie einer Sprezhülse, die an ihrer Spitze Schneidstifte aufweist (siehe Abb. Abb. 2.14)



Abb. 2.14 Selbst-hinterschneidender Hinterschnittanker [35]

Für die Montage wird zuerst ein zylindrisches Bohrloch erstellt und dieses gereinigt. Danach wird der Dübel eingesetzt und die Sprezhülse mit einem Bohrhammer drehend und schlagend über den Konus getrieben. Dabei hinterschneiden die Schneidstifte den Beton im Ankergrund. Durch die zylindrischen Spitze des Konusbolzens bleibt am Ende des Bohrloches ein Hohlraum zur Aufnahme des beim Hinterschneiden anfallenden Bohrmehls (siehe Abb. 2.15).

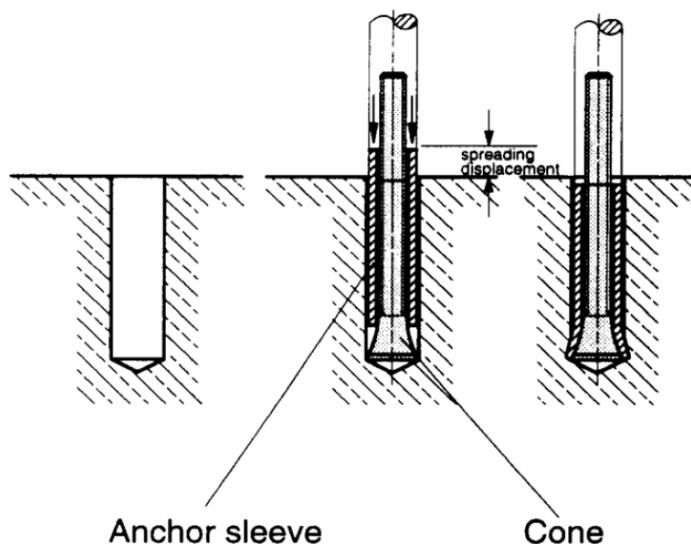


Abb. 2.15 Montage eines Selbst-hinterschneidenden Hinterschnittankers [4]

Betonschrauben:

Betonschrauben besitzen ein gehärtetes Gewinde, dessen untere Gewindegänge mit einer Zahnung versehen sind, um das Einschneiden in den Beton zu ermöglichen (Siehe Abb. 2.16).



Abb. 2.16 Betonschraube [35]

Sie werden in ein gereinigtes Bohrloch mit einem Schlagschrauber eingeschraubt. Der Durchmesser des Bohrloches ist dabei etwas geringer als der Gewindedurchmesser der Betonschraube, so dass sich die Betonschraube in den Beton einschneidet (siehe Abb. 2.17).

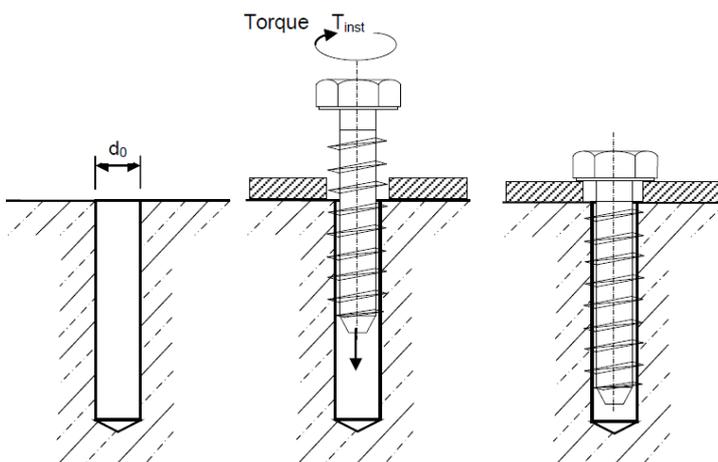


Abb. 2.17 Montage einer Betonschraube [4]

Durch diesen vielfachen Hinterschnitt können dann äußere Kräfte in den Beton eingeleitet werden. Das Tragverhalten von Betonschrauben hängt dabei sehr stark von den Bohrlochtoleranzen ab. Ist das Bohrloch zu groß, so ist die erforderliche Hinterschneidung des Betons durch das Gewinde der Betonschraube nicht ausreichend.

Bei Betonschrauben ist eine Mindestverankerungstiefe vorgeschrieben. Damit kann gewährleistet werden, dass die Gewindegänge im Beton durch die Verwendung eines zu starken Schraubers nicht überdreht werden.

Betonschrauben sind für Bohrlochdurchmesser von 8 bis 12 mm für den Einsatz in gerissenem und ungerissenem Beton als Einzelbefestigungen zugelassen.

2. 3. 2 Kraftkontrollierte Hinterschnittdübel

Hinterschnittdübel, bei denen die Sprezhülsen gegen den Hinterschnitt gepresst werden:

Hinterschnittdübel dieses Typs weisen eine Hinterschneidung zur Oberfläche hin auf (siehe Abb. 2.18). Sie setzen sich aus einem Gewindebolzen, einer Mutter mit Unterlegscheibe, einer Rundmutter, drei Klemmsegmenten, einer Konus- und Distanzhülse, einer Schraubenfeder sowie einem Kunststoffring zusammen.

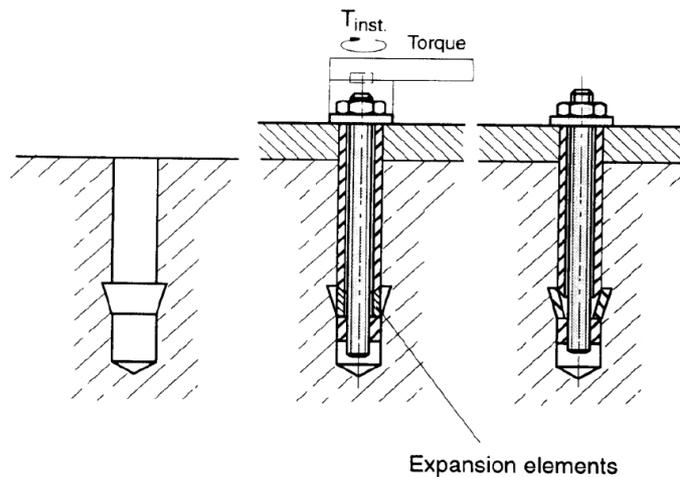


Abb. 2.18 Kraftkontrollierter Hinterschnittanker, bei dem die Sprezhülsen gegen den Hinterschnitt gepresst werden [4]

Bei der Montage wird zunächst ein zylindrisches Bohrloch erzeugt. In einem zweiten Arbeitsgang wird dann der Hinterschnitt mithilfe eines diamantenbestückten Spezialbohrers erstellt (siehe Abb. 2.19). Nach der Reinigung des Bohrloches wird der Dübel in das Bohrloch eingeführt. An der Stelle des Hinterschnittes klappen die Sprezhülsen aus und werden anschließend über das drehmomentkontrollierte Anziehen des Dübels gegen die Stützflächen gepresst.

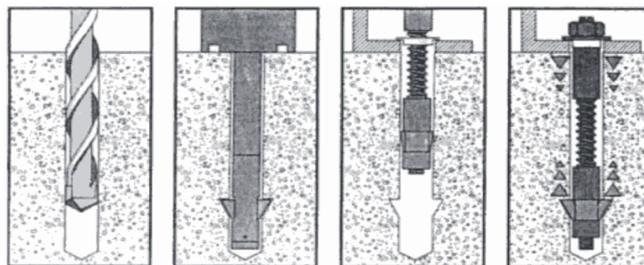


Abb. 2.19 Montage eines kraftkontrolliert Hinterschnittdübels bei dem die Sprezhülsen gegen den Hinterschnitt gepresst werden [16]

Hinterschnittdübel bei denen der Konus drehmomentkontrolliert in die Sprezhülse gezogen wird:

Hinterschnittdübel dieses Typs bestehen aus Konusbolzen, Spreiz- und Distanzhülse sowie Mutter und Unterlegscheibe.

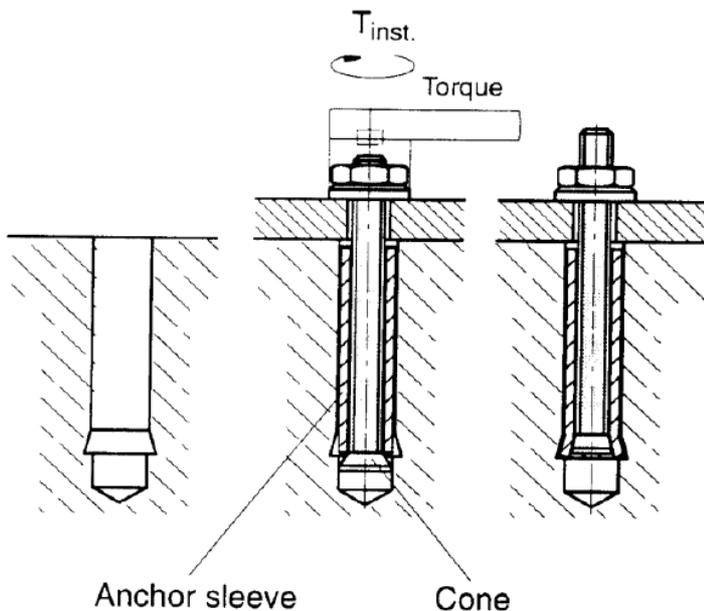


Abb. 2.20 Montage eines Hinterschnittdübels, bei denen der Konus drehmomentkontrolliert in die Sprezhülse gezogen wird [4]

Nach der Bohrlocherstellung wird der Hinterschnitt mit einer diamantenbesetzten Fräse unter Wasserkühlung erzeugt. Nach dem Absaugen des Wassers mit einem Staubsauger wird der Dübel wegkontrolliert gespreizt. Anschließend wird das Anbauteil angebracht und der Dübel drehmomentkontrolliert angespannt (siehe Abb. 2.20).

2.4 Verbunddübel (Bonded anchors) [16] [23]

Verbunddübel funktionieren über das Wirkprinzip Stoffschluss. Durch eine Kunstharzmörtelmischung wird ein Verbund zwischen einer Ankerstange und dem Bohrlochgrund erzielt.

Verbunddübel werden dabei in Patronen- und in Injektionssysteme unterschieden (siehe Abb. 2.21). Bei beiden Systemen kann sich der Mörtel aus organischen Bestandteilen (Polyester, Epoxyd, Vinylester) sowie Füllstoffen zusammensetzen. Bei Injektionssystemen ist als Bindemittel auch Zement oder eine Harz/Zement Mi-

schung möglich.

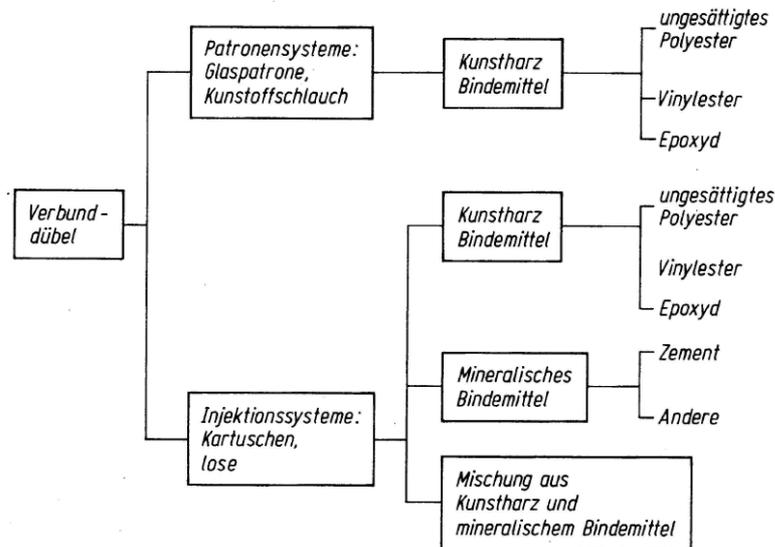


Abb. 2.21 Einteilung von Verbunddübeln [23]

2. 4. 1 Patronensysteme:

Patronensysteme bestehen aus einer Gewindestange, einer Mutter mit Unterlegscheibe sowie einer gläsernen Mörtelpatrone bzw. alternativ einem Kunststoffschlauch (siehe Abb. 2.22).



Abb. 2.22 Gewindestange und Mörtelpatrone - Verbunddübel Patronensystem [36]

In der Mörtelpatrone bzw. dem Kunststoffschlauch befindet sich eine Mischung aus einem Reaktionsharz (Vinylesterharz bzw. Polyesterharz), einem Härter sowie Zuschlägen.

Zuerst wird das Bohrloch gebohrt und gereinigt. Danach wird die Mörtelpatrone in das Bohrloch eingeführt und nachfolgend die Ankerstange unter Dreh- und Schlagbewegungen bis zu einer vorgegeben Setztiefe eingetrieben. Beim Eintreiben der Gewindestange wird die Glaspatrone zerstört bzw. der Kunststoffschlauch zerschreddert (siehe Abb. 2.23). Das Reaktionsharz und die Zuschlagsstoffe werden dabei mit den Glas- bzw. den Kunststoffresten durchmischt und der Zwischenraum zwischen Ankerstange und Bohrlochwand aufgefüllt. Die Patrone muss dabei so dimensioniert sein, dass nach dem Erreichen der erforderlichen Setztiefe die Mörtelmischung aus der Bohrlochwand austritt. Ist dies nicht der Fall, so ist die Tragfähigkeit nicht garantiert und die Ankerstange muss mit einer anderen Patrone erneut

gesetzt werden.

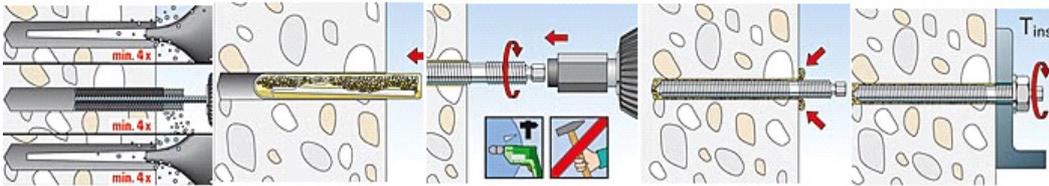


Abb. 2.23 Montage eines Verbunddübels - Patronensystem [36]

Die Ankerstange muss zwingend eingeschlagen und eingedreht werden. Wird Sie nur eingeschlagen, so ist die Durchmischung des Mörtels nicht gewährleistet. Desweiteren werden durch die Eindrehbewegung eventuell nach der Bohrlochreinigung übriggebliebene Staubkörner in den Mörtel eingemischt, die bei reinem Einschlagen den Verbund zwischen Mörtelmischung und Bohrlochwand herabsetzen würden.

Nach dem Setzen der Ankerstange ist eine Wartezeit bis zur Belastbarkeit notwendig, da die Mörtelmischung erst aushärten muss. Die Aushärtungszeit des Mörtels hängt dabei von der verwendeten Harzart, der Bohrlochfeuchte sowie der Umgebungstemperatur ab: Sie beträgt bei Zimmertemperatur und trockenem Bohrloch ungefähr 30 Minuten, bei Temperaturen um den Gefrierpunkt jedoch bis zu 5 Stunden. Durch feuchten Beton an der Setzstelle kann von einer Verdopplung der Aushärtungszeit ausgegangen werden.

Die Wirkungsweise von Patronensystemen beruht auf einer Verklebung der Ankerstange mit der Bohrlochwand durch die Mörtelmischung. Äußere Lasten können somit über Verbund in den Ankergrund eingeleitet werden.

Im Gegensatz zu Metallspreizdübeln entstehen bei Verbunddübeln beim Setzen keine Spreizkräfte. Diese entstehen nur beim Vorspannen und Verankern des Dübels, sind jedoch wesentlich geringer als bei Metallspreizdübeln.

Patronensysteme sind in den Größen M 8 bis M 30 erhältlich. Die Ankerstange besteht meist aus Stahl der Festigkeitsklasse 5.8.

2. 4. 2 Injektionssysteme:

Injektionssysteme bestehen aus einer Ankerstange, einer Mutter mit Unterlegscheibe sowie einer Kartusche mit Auspressvorrichtung (siehe Abb. 2.24).



Abb. 2.24 Kartusche und Auspresspistole - Injektionssystem [36]

Die Wirkungsweise von Injektionssystemen entspricht jener von Patronensystemen. Allerdings wird die Mischung aus Harz und Härter nicht mit einer Patrone in das Bohrloch eingeführt, sondern aus einer Kartusche heraus in das Bohrloch eingepresst. Die Mischung zwischen Harz und Härter kann dabei direkt in der Kartusche erfolgen oder mit einer speziellen Mischwendel an der Spitze der Kartusche, durch die Harz und Härter unmittelbar beim Auspressen vermischt werden. Anschließend wird wieder die Ankerstange eingesetzt (siehe Abb. 2.25). Die Wartezeiten für die Aushärtung sind jedoch etwas länger als bei Patronensystemen, um eine ausreichende lange Verarbeitungsdauer sicherzustellen damit das Mörtelgemisch nicht schon in der Kartusche aushärtet.

Bei Injektionssystemen müssen höhere Anforderungen an die Sauberkeit des Bohrloches gestellt werden, da Bohrstaub an der Bohrlochwand nicht durch Drehbewegungen der Ankerstange in das Mörtelgemisch eingemischt werden.

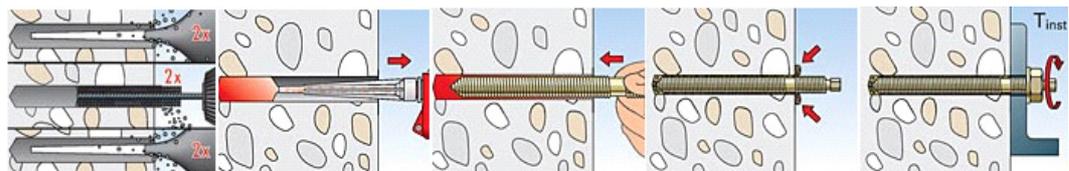


Abb. 2.25 Montage eines Verbunddübels - Injektionssystem [36]

Normale Verbunddübel sind nur für den Einsatz in ungerissem Beton zugelassen, da es durch die Störung des Verbundes infolge der Rissbildung zu einer Abminderung der Höchstlast von bis zu 50% des ungerissenen Zustandes kommen kann. Aus diesem Grund wurden für gerissenen Beton spezielle Dübel entwickelt:

2. 4. 3 Verbund-Hinterschnittdübel:

Verbund-Hinterschnittdübel bestehen aus einer Ankerstange, einer Mutter mit Unterlegscheibe sowie einer speziellen Mörtelpatrone, die neben der Polyesterharz-

mischung auch Quarzzuschlag und Stahlfaser enthält (siehe Abb. 2.26).

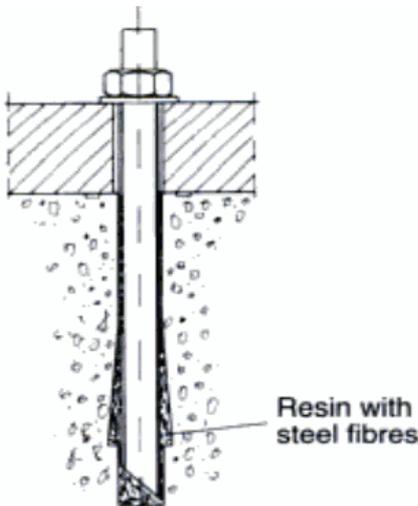


Abb. 2.26 Verbund-Hinterschnittdübeln [14]

Bei der Montage von Verbund - Hinterschnittdübeln wird zuerst ein zylindrisches Bohrloch erstellt und dieses danach mit einem diamantenbestückten Spezialbohrer an einer vorgesehenen Stelle aufgeweitet. Der Spezialbohrer hinterlässt dabei eine Markierungsrille auf der Betonoberfläche, damit später kontrollierbar ist, ob der Hinterschnitt wirklich gebohrt wurde. Nach dem Ausspülen des Bohrlochs wird eine Mörtelpatrone eingesetzt. Die Mörtelpatrone enthält eine speziell abgestimmte Mischung aus Polyesterharz, Härter sowie Quarzzuschlag und als Besonderheit kurze Stahlfasern zur Erhöhung der Scherfestigkeit im Bereich des Hinterschnittes. Anschließend wird wieder die Gewindestange drehend eingerieben (siehe Abb. Abb. 2.27).

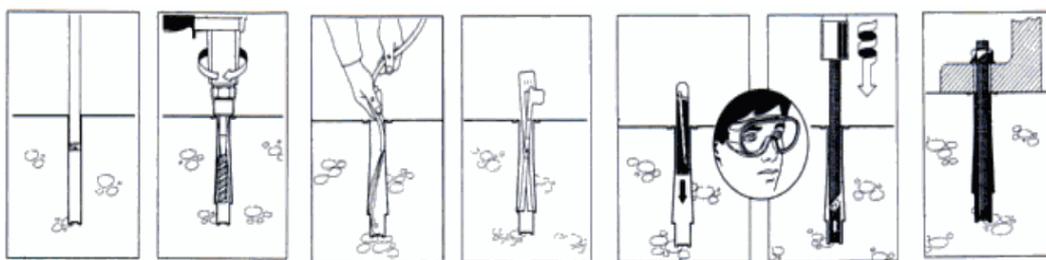


Abb. 2.27 Montage eines Verbund-Hinterschnittdübeln [16]

Die Wirkungsweise von Verbund-Hinterschnittdübeln entspricht dabei im ungerissenen Beton jener von herkömmlichen Verbunddübeln. Ist der Beton gerissen, so ist der Verbund zwischen Mörtelmischung und Bohrlochwand nicht mehr oder nur noch teilweise wirksam. Die Kraftübertragung erfolgt dann über mechanische Verzahnung im Hinterschnitt.

2. 4. 4 Verbund Spreizdübel:

Verbund Spreizdübel bestehen aus einer Mörtelpatrone, eine Mutter mit Unterlegscheibe sowie einer Ankerstange, die mit einer Polyamid-Ummantelung versehen ist (siehe Abb. 2.28).



Abb. 2.28 Verbund-Spreizdübel [36]

Bei der Montage von Verbund - Spreizdübeln wird zuerst ein zylindrisches Bohrloch gebohrt und dieses gereinigt. Danach wird die Mörtelpatrone in das Bohrloch eingeführt und anschließend die Ankerstange drehend und schlagend eingetrieben. Die Ankerstange bei Verbund - Spreizdübeln weist mehrere Konen auf und ist mit einer Beschichtung und einer Drahthülse versehen (siehe Abb. 5.8). Die Beschichtung soll dabei einen Verbund zwischen der Kunstharzmörtelmischung und der Ankerstange verhindern. Die Drahthülse schützt die Beschichtung vor Beschädigung während des Einbaues der Ankerstange. Durch das Aufbringen einer äußeren Belastung werden die Konen in die Mörtelmischung gezogen und diese wird gegen die Bohrlochwand gepresst, wodurch Reibung mobilisiert wird. Die Mörtelmischung wirkt also als eine Art Spreizschale für den Verbund-Spreizdübel. Die Spreizkräfte sind jedoch geringer als bei herkömmlichen Spreizdübeln (kraftkontrolliert spreizende Dübel).

3 CC-Verfahren - Bemessung von Befestigungen in Beton [17]

Die Bemessung von Befestigungen in Beton nach Anhang C der ETAG 001 bzw. dem TR 029 und in Zukunft der CEN/TS 1992-4 beruht auf dem sogenannten CC-Verfahren des DIBt aus dem Jahre 1993. CC steht für Concrete Capacity, da die Befestigungselemente die lokale Zugtragfähigkeit des Betons ausnutzen.

Bei der Bemessung von Stahlbetonbauteilen wird die Zugtragfähigkeit des Betons im Allgemeinen nicht berücksichtigt. Das liegt daran, dass der Beton eine, im Vergleich zur Druckbeanspruchung nur sehr geringe Zugbeanspruchung aushält. Die Zugtragfähigkeit des Betons kann bereits durch bei der Berechnung nicht berücksichtigte Eigen- und Zwangsspannungen (z.B. Zwangsspannungen im Beton durch Behinderung von Kriechen oder Schwinden, durch Temperaturunterschiede oder Stützensenkung) ausgenutzt sein. Ein Bauteil aus Beton kann also ohne Bewehrung bereits durch die Zwangsspannungen versagen. Die Zwangsspannungen wir-

ken weiter in gleicher Richtung wie die durch äußere Lasten aufgebrachtene Zugspannungen. Eine Stahlbewehrung zur Aufnahme der Zugspannungen ist für Betonbauteile deshalb zwingend notwendig.

Bei Dübeln als Befestigungen in Beton ist die Situation anders. Um einen Dübel im Beton stellt sich ein rotationssymmetrischer Spannungszustand ein. Die Bruchfläche bei einem Ausbruch des Betonkörpers um den Dübel herum ist gegenüber der Betonoberfläche geneigt. Die durch den Dübel hervorgerufenen Zugspannungen überlagern sich deshalb nur zu einem kleinen Teil mit den parallel zur Betonoberfläche verlaufenden Zwangszugspannungen. Eine Abnahme der Betonausbruchlast durch im Beton vorhandene Zwangsspannungen ist deshalb nur in einem geringen Maße zu erwarten. Bei Ansatz eines ausreichend hohen Sicherheitsbeiwertes kann deshalb im CC-Verfahren die Zugtragfähigkeit des Betons berücksichtigt werden. [16]

Das CC-Verfahren unterscheidet bei der Bemessung von Metaldübeln verschiedene mögliche Versagensarten jeweils unter Quer- und Zugbelastung des Dübels. Für den Nachweis werden alle Versagensarten untersucht. Die Versagensart mit dem geringsten Bemessungswert des Widerstandes d.h. der geringst möglichen Traglast ist maßgebend.

Unter Zugbelastung können nach Anhang C die Versagensarten *Stahlbruch*, *Herausziehen des Befestigungselementes*, *Betonausbruch* sowie *Spalten des Betons* auftreten.

Nach TR 029 können aufgrund eines unterschiedlichen Tragverhaltens von Verbunddübeln die Versagensarten *Stahlbruch*, *Herausziehen und Betonausbruch*, *Betonausbruch* sowie *Spalten des Betons* auftreten.

Unter Querbelastung treten sowohl nach Annex C ETAG 001 als auch nach TR 029 die Versagensarten *Stahlbruch* (Abscheren oder Biegeversagen), *Betonkantenbruch* sowie *Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite* auf.

Bei der Bemessung von Dübeln als Befestigungen im Beton nach dem CC-Verfahren wird noch einmal zwischen drei Bemessungsverfahren A,B,C unterschieden, die sich im Rechenaufwand sowie der Genauigkeit der Ergebnisse unterscheiden. Welches der drei Bemessungsverfahren bei einem bestimmten Dübeltyp angewendet werden muss, ist in der jeweiligen Zulassung angegeben.

Das Bemessungsverfahren A ist das genaueste Bemessungsverfahren, es weist allerdings auch den größten Rechenaufwand auf. Für die Bemessung von Dübeln mit Sicherheitsrelevanz ist es das allgemein Übliche. Die charakteristischen Widerstände für alle möglichen Versagensarten des Dübels bzw. der Dübelgruppe werden unter Berücksichtigung der Betonfestigkeit, der Gruppenwirkung, der Achs- und Randabstände der Dübel sowie dem Einfluss der Lastrichtung und eventl. Exzentrizitäten des Lastangriffes berechnet. Der geringste Widerstand ist maßgebend

und darf den Bemessungswert der Einwirkung nicht unterschreiten.

Das Bemessungsverfahren B ist ein im Vergleich zum Verfahren A vereinfachtes Verfahren. In der Zulassung werden nur ein charakteristischer Widerstand für eine Einzelbefestigung sowie minimale einzuhaltende Achs- und Randabstände angegeben. Die Gruppenwirkung sowie der reduzierende Einfluss von Rändern wird vereinfacht berücksichtigt, jedoch nicht unterschiedliche Versagensarten, die Betonfestigkeit des Ankergrundes oder der Einfluss des Lastangriffswinkels. Der Rechenaufwand ist dadurch geringer, die Ergebnisse liegen aber stark auf der konservativen Seite.

Bei der Bemessung einer Verbindung mit dem Bemessungsverfahren A und B sind kleinere Achs- und Randabstände als die in der ETA angegebenen charakteristischen Achs- und Randabstände möglich. Die charakteristischen Achs- und Randabstände sind diejenigen Abstände, bei deren Einhaltung der maximale charakteristische Widerstand eines Einzeldübels im Beton gewährleistet werden kann.

Das einfachste Bemessungsverfahren ist das Bemessungsverfahren C. Hierbei wird in der jeweiligen Zulassung nur ein Bemessungswert des Widerstandes unabhängig von Lastrichtung, Betonfestigkeitsklasse und Versagensart angegeben. Es entspricht im Prinzip dem Bemessungsverfahren B, die charakteristischen Achs- und Randabstände müssen jedoch eingehalten werden.[9]

Das Bemessungsverfahren C wird aufgrund der unwirtschaftlichen Ergebnisse in der Praxis fast nicht angewendet. Das Bemessungsverfahren B ist zwar weniger unwirtschaftlich als das Verfahren C, da es aber die Lastangriffsrichtung nicht berücksichtigt, weist es insbesondere bei Befestigungen mit Querkraftbelastungen Nachteile gegenüber dem Verfahren A auf und wird nur selten angewandt.

Für die Bemessung von Verbunddübeln wird sowohl im Technical Report 029 als auch im Teil 5 der CEN/TS ausschließlich das Bemessungsverfahren A verwendet.[12]

3. 1 Anwendungsbereiche und Voraussetzungen für das Bemessungsverfahren [5] [8]

Das CC-Verfahren und damit auch der Einsatz von Dübeln nach ETAG 001 ist auf einen Beton als Ankergrund mit der Festigkeit zwischen C20/25 bis C50/60 begrenzt. Im Gegensatz zur Bemessung von Betonbauteilen muss bei der Bemessung von Dübeln im Beton die Würfeldruckfestigkeit ($f_{ck,cube}$) und nicht die Zylinderdruckfestigkeit in die Bemessungsgleichungen eingesetzt werden.

Das CC-Verfahren gilt für Einzeldübel und für Dübelgruppen. Voraussetzung ist jedoch, dass alle Dübel einer Dübelgruppe von gleichen Typ, Hersteller sowie

Durchmesser sind und die gleiche Verankerungstiefe im Beton aufweisen. Desweiteren müssen die Dübel einer Dübelgruppe quadratisch oder rechteckig angeordnet und durch eine steife Ankerplatte miteinander verbunden sein.

Für randferne Befestigungen (Randabstand c mindestens die 10fache Verankerungstiefe bzw. der 60fache Nenndurchmesser des Dübels) ist das CC-Verfahren unter Zug- und Querbelastung auf maximal 8 Dübel pro Dübelgruppe beschränkt (siehe Abb. 3.1).

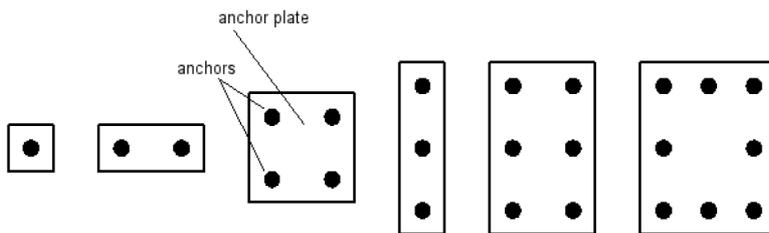


Abb. 3.1 Durch Bemessungsverfahren abgedeckte randferne Verankerungen für alle Lastrichtungen und randnahe Verankerungen unter Zugbelastung. [3]

Für randnahe Befestigungen (Randabstand $c_{1,2}$ kleiner als die 10fache Verankerungstiefe bzw. der 60fache Nenndurchmesser des Dübels) ist das CC-Verfahren unter reiner Zugbelastung auf ebenfalls 8 Dübel pro Dübelgruppe, und unter reiner Querbelastung auf maximal 4 Dübel pro Dübelgruppe beschränkt (siehe Abb. 3.2).

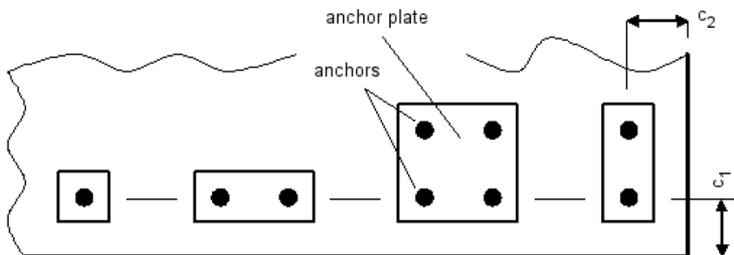


Abb. 3.2 Durch Bemessungsverfahren abgedeckte randnahe Verankerungen unter Querkraftbelastung [3]

In der aktuellen Version des CC-Verfahrens (ETAG 001 Annex C sowie TR029) sind nur statische Belastungen möglich. Der Einsatz von Dübeln unter Druck-, Stoßbelastung sowie für Erdbeben bzw. Ermüdungsbelastung ist (noch) nicht möglich (eine entsprechende Erweiterung erfolgt in der CEN TS 1992-4). [12]

Die zulässigen Umgebungsbedingungen (Innenbereich / Außenbereich) für den Einsatz der Dübel hängen von der Art des Korrosionsschutzes ab und können der jeweiligen Zulassung des Dübels entnommen werden.

3. 1. 1 Bemessungs- und Sicherheitskonzept [8]

Das CC-Verfahren basiert auf dem Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten

ten nach Eurocode 0. Bei der Bemessung muss der Nachweis erbracht werden, dass der Bemessungswert der Einwirkung S_d den Bemessungswert des Widerstandes R_d nicht überschreitet.

$$S_d \leq R_d$$

Der Bemessungswert des Widerstandes ergibt sich aus der Division des charakteristischen Widerstandes R_k mit dem Teilsicherheitsbeiwert des Widerstandes γ_M .

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

Der charakteristischen Widerstände R_k für die einzelnen Versagensarten werden entweder mit Gleichungen berechnet, oder sie sind direkt in der jeweiligen Zulassung des Dübels angegeben.

Der Teilsicherheitsbeiwert des Materialwiderstandes γ_M variiert ebenfalls nach Versagensarten, da unterschiedliche Materialien die Versagensart bestimmen (Betonbruch - Stahlbruch).

Für Versagensarten bei denen der Beton für das Versagen verantwortlich ist (Betonbruch & Betonkantenbruch γ_{Mc} , Spalten γ_{Msp} , Herausziehen γ_{Mp} sowie Betonbruch auf der lastabgewandten Seite γ_{Mcp}) ergibt sich der Teilsicherheitsbeiwert nach folgender Gleichung:

$$\gamma_{Mc} = \gamma_{Msp} = \gamma_{Mp} = \gamma_{Mcp} = \gamma_c \cdot \gamma_2$$

Dabei ist:

γ_2 **Montagesicherheitsbeiwert [-]**

Der Montagesicherheitsbeiwert wird aus Eignungsversuchen bestimmt, bei denen der Einfluss von Abweichungen von der Montageanleitung bzw. den Eigenschaften des Ankergrundes auf das Tragverhalten des Dübels bestimmt wird. Der Montagesicherheitsbeiwert ist unter Zugbelastung:

$\gamma_2 = 1,0$ für Systeme mit hoher Montagesicherheit

$\gamma_2 = 1,2$ für Systeme mit normaler Montagesicherheit

$\gamma_2 = 1,4$ für Systeme mit geringer, aber ausreichender Montagesicherheit

Unter Querbelastung (*Betonbruch auf lastabgewandter Seite, Betonkantenbruch*) hat die Montagesicherheit keinen Einfluss auf die Größe des Teilsicherheitsbeiwertes bei Betonversagen.

$\gamma_2 = 1,0$

$\gamma_c = 1,5$ Teilsicherheitsbeiwert für Beton

Für die Versagensart *Stahlbruch* ergibt sich der Teilsicherheitsbeiwert für den Materialwiderstand γ_{Ms} in Abhängigkeit vom Verhältnis der Fließgrenze f_{yk} zur Zug-

festigkeit des Stahls f_{uk} . Bei der Bemessung von Dübeln wird die Zugtragfähigkeit und nicht wie im Stahlbau die Fließgrenze verwendet. Deswegen müssen bei der Dübelbemessung größere Teilsicherheitsbeiwerte als im Stahlbau verwendet werden. Da das Verhältnis f_{yk}/f_{uk} mit zunehmender Duktilität des Stahles kleiner wird, nimmt der Teilsicherheitsbeiwert für Stahlversagen mit zunehmender Duktilität des verwendeten Stahles ebenfalls zu.

Der Teilsicherheitsbeiwert unterscheidet sich weiter je nach Lastangriff und beträgt bei Zugbelastung:

$$\gamma_{Ms} = \frac{1,2}{f_{yk}/f_{uk}} \geq 1,4$$

und bei Querbelastung:

$$\gamma_{Ms} = \frac{1,0}{f_{yk}/f_{uk}} \geq 1,25 \quad \text{für } f_{uk} \leq 800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ und } f_{yk}/f_{uk} \leq 0,8$$

$$\gamma_{Ms} = 1,5 \quad \text{für } f_{uk} \leq 800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ oder } f_{yk}/f_{uk} > 0,8$$

Der Bemessungswert der Einwirkung S_d berechnet sich aus den charakteristischen Werten der Einwirkung für ständige und veränderliche Lasten S_k und den Teilsicherheitsbeiwerten der Einwirkung für ständige γ_G und veränderliche Lasten γ_Q .

$$S_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k$$

Dabei ist:

$$\gamma_G = 1,35 \quad \text{Teilsicherheitsbeiwert für ständige Lasten}$$

$$\gamma_Q = 1,5 \quad \text{Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Lasten}$$

3. 1. 2 Nachweis ungerissener Beton [16]

Im CC-Verfahren wird davon ausgegangen, dass der Beton im Verankerungsgrund des Dübels prinzipiell gerissen ist. Beton besitzt nur eine geringe Zugtragfähigkeit, eine Rissbildung im Zustand der Gebrauchstauglichkeit ist daher normal. Wenn im Beton Risse auftreten, so besteht eine relativ hohe Wahrscheinlichkeit, dass diese Risse die Dübel treffen oder zumindest tangieren. Das liegt neben der Kerbwirkung des Bohrloches auch an den durch die Montage (Vorspannen) und Belastung des Dübels entstehenden Spaltkräften um das Bohrloch herum. Auch bei sonst ungerissem Beton können durch den Dübel Risse verursacht werden. Dübel können von Rissen tangiert werden, in einem Riss bzw. im ungünstigsten Fall im Schnittpunkt zweier Risse liegen (Kreuzriss).

Durch die Rissbildung reduziert sich die aufnehmbare Höchstlast des Dübels und das Last-Verschiebungsverhalten verschlechtert sich. Die Reduzierung der

Traglast im gerissenen Beton beruht vor allem auf einer Störung des Spannungszustandes im Beton durch den Riss. Im ungerissenen Beton verteilen sich die Spannungen im Beton rotationssymmetrisch um den Dübel herum und das Gleichgewicht ist durch Ringzugkräfte gewährleistet. Ein Riss zerschneidet dieses Spannungsfeld und verhindert die Übertragung von Zugkräften orthogonal zum Riss. Dadurch wird eine Änderung der Kräfteinleitung bewirkt. Zusätzlich vermindert sich die zur Übertragung der Zugkräfte zur vorhandene Fläche (siehe Abb. 3.3).

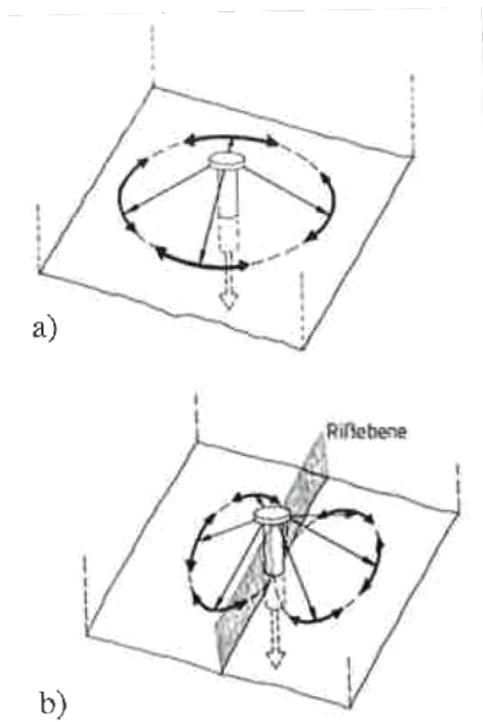


Abb. 3.3 Einfluss von Rissen auf den Kräfteverlauf, a) ungerissener Beton, b) gerissener Beton [16]

Bei Metallspreizdübel wird durch die Rissöffnung zusätzlich eine Reduzierung der Spreizkraft bewirkt. Bei Verbunddübeln läuft der Riss entlang der Verankerung des Dübels im Bohrloch und zerstört damit den Verbund zwischen Mörtel und Beton auf einer Seite (siehe Abb. 3.4).

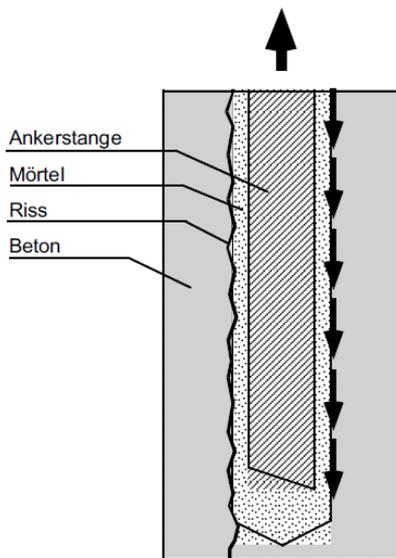


Abb. 3.4 Störung des Verbundes zwischen Mörtel und Beton durch einen Riß [24]

Die Rissbildung muss deswegen bei der Bemessung von Dübeln berücksichtigt werden.

Wird hingegen bei der Bemessung von ungerissenem Beton ausgegangen, so muss nachgewiesen werden, dass der Beton im gesamten Bereich der Verankerungstiefe gedrückt (Druckzone) ist. Dieser Bauteilnachweis ist im SLS zu führen.

Als weitere Bedingung ist bei der Bemessung eines Dübels im ungerissenen Beton die maximale charakteristische Belastung auf 60 [kN] beschränkt ($F_{sk} \leq 60 \text{ kN}$). Ist die Belastung größer, so muss zwingend von gerissenen Beton ausgegangen werden.

Der Nachweis für ungerissenen Beton ist erfüllt, wenn die Summe der Spannungen aus den einwirkenden Belastungen (inklusive Belastung aus der Verankerung des Dübels) σ_L und die Summe der Spannungen aus Verformungsbehinderungen σ_R (hervorgerufen z.B. durch Schwinden des Betons, Auflagersenkungen, Temperaturänderungen) insgesamt kleiner oder gleich null sind (d.h. Bereich ist überdrückt).

$$\sigma_L + \sigma_R \leq 0$$

Die Spannungen σ_L und σ_R dürfen im Zustand I ermittelt werden (Beton ungerissen). Für σ_R können 3 N/mm² angenommen werden. [8]

3. 1. 3 Nachweis im SLS [8]

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist der Nachweis zu führen, dass die Verschiebungen des Dübels unter charakteristischer Belastung kleiner sind, als die zulässigen Verschiebungen. Alle Teilsicherheitsbeiwerte (auf der Einwirkungs- und

auf der Widerstandsseite) sind hierbei mit 1,0 anzusetzen.

In der Zulassung des jeweiligen Dübels sind für verschiedene Lasten zugehörige Verschiebungswerte angegeben. Die Verschiebung unter der realen Belastung kann dann linear interpoliert werden. Bei kombinierter Zug- und Querbelastung wird die Verschiebung geometrisch zusammengesetzt.

Die zulässigen Verschiebungen müssen vom planenden Ingenieur derart festgelegt werden, dass diese Verschiebungen nicht zu Beschädigungen der angeschlossenen Bauteile führen.

3. 1. 4 Lasteinwirkungen auf den Dübel [17] [8]

Aus der Tragwerksstatik ergeben sich die jeweils auf die Ankerplatte angreifenden Kräfte und Momente. Für die Bemessung der Verankerung müssen die auf den bzw. die Dübel wirkenden Lasten berechnet werden.

Bei einer Befestigung mit nur einem Dübel sind die auf den Dübel und auf die Ankerplatte wirkenden Kräfte im Allgemeinen gleich.

Bei Dübelgruppen müssen die auf die Ankerplatte einwirkenden Kräfte, Biege- und eventl. Torsionsmomente getrennt in Zug- und Querkräfte auf die einzelnen Dübel der Gruppe aufgeteilt werden. Diese Verteilung ist nach der Elastizitätstheorie zu berechnen.

Bei der Ermittlung der Einwirkungen auf die einzelnen Dübel unter Zugbelastung wird angenommen, dass sich die Ankerplatte unter der einwirkenden Belastung selbst nicht verformt. Es muss also vorher nachgewiesen werden, dass die Ankerplatte eine ausreichende Steifigkeit aufweist (Nachweis nach entsprechender Stahlbaunorm).

Der Elastizitätsmodul des Betons darf vereinfachend mit 30000 N/mm^2 und der von Stahl mit 210000 N/mm^2 angenommen werden.

Desweiteren wird bei der Berechnung vorausgesetzt, dass alle Dübel der Gruppe dieselbe Steifigkeit aufweisen und dass diese Steifigkeit dem Elastizitätsmodul von Stahl entspricht. Befinden sich Dübel im gedrückten Teil der Ankerplatte (z.B. unter Biegebelastung) so dürfen diese nicht zur Lastabtragung beigezogen werden (siehe Abb. 3.5).

Werden die einzelnen Dübel ungleich zugbelastet (z.B. durch Moment und Normalkraft), so kann die Exzentrizität der Belastung auf die Gruppe mithilfe von Trägheitsmomenten ermittelt werden.

Dazu wird in einem ersten Schritt der Schwerpunkt der Dübelgruppe berechnet. Das Koordinatensystem kann hier noch frei gewählt werden. Da nur dieselben Dübel in einer Gruppe verwendet werden dürfen, ist deren Querschnittsfläche auch gleich. Der Schwerpunkt der Dübelgruppe ergibt sich zu:

$$y_s = \frac{\sum_i A_i \cdot y_i}{\sum_i A_i}$$

Als zweiten Schritt wird das Trägheitsmoment der Dübelgruppe bezogen auf den geometrischen Schwerpunkt der Befestigungsgruppe ermittelt:

$$I_y = \sum_i (x_i)^2$$

Dabei ist:

x_i Abstand eines Dübels i zum geometrischen Schwerpunkt der Dübelgruppe [m]

Die einzelnen Zugbelastungen der Dübel ergeben sich nach folgender Gleichung:

$$N_i = \frac{N_{Sd}}{n} + \frac{M_{Sd}}{I_y} \times x_i$$

Dabei ist:

N_i Normalkraft des Befestigungsmittels i einer Gruppe [kN]

N_{Sd} Bemessungswert der angreifenden Normalkraft [kN]

n Anzahl der Befestigungen je Gruppe [-]

M_{Sd} Bemessungswert des angreifenden Momentes [kNm]

Die Nachweise der Dübeltragfähigkeit werden dann für den höchstbelasteten Dübel der Dübelgruppe geführt.

Mit den bekannten Normalkräften in den einzelnen Dübeln der Gruppe kann die Exzentrizität des Lastangriffes auf die Dübelgruppe bestimmt werden (Bezugspunkt ist hierbei wieder der geometrische Schwerpunkt der Dübelgruppe):

$$e_N = \frac{\sum_i N_{Sd,i} \cdot x_i}{\sum_i N_{Sd,i}}$$

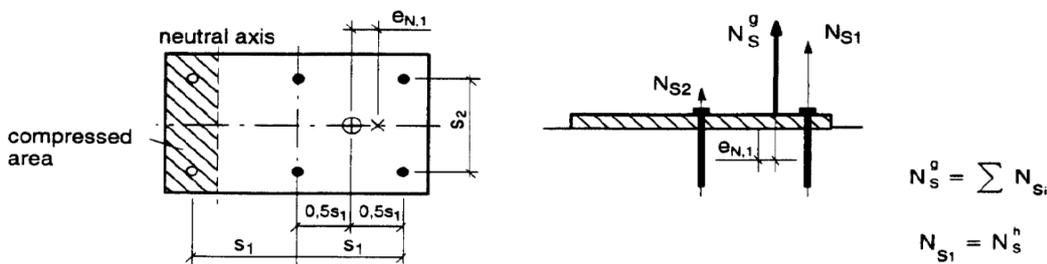


Abb. 3.5 Exzentrizität des Lastangriffes, nur ein Teil der Dübel werden durch eine Zugkraft beansprucht. [3]

Die Verteilung von Querlasten auf die einzelnen Dübel einer Gruppe hängt von der Versagensart ab:

Bei den Versagensarten *Stahlversagen* und *Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite* kann angenommen werden, dass alle Anker der Gruppe die Querbela- stung zu gleichen Teilen abtragen (siehe Abb. 3.7), wenn die Durchgangslochdurchmesser in der Ankerplatte die Werte in Abb. 3.6 nicht über- schreiten.

Außendurchmesser d ¹⁾ oder d_{nom} ²⁾ (mm)	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Durchmesser d_r des Durchgangslochs im Anbauteil (mm)	7	9	12	14	16	18	20	22	24	26	30	33
¹⁾ wenn der Bolzen am Anbauteil anliegt ²⁾ wenn die Dübelhülse am Anbauteil anliegt												

Abb. 3.6 Durchmesser des Durchgangsloches im Anbauteil. [8]

Sind die Durchgangslochdurchmesser größer, so dürfen nur die ungünstigsten Dü- bel zur Lastabtragung herangezogen werden.

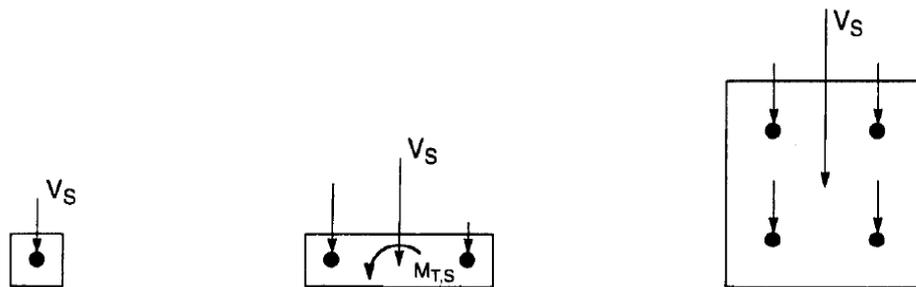


Abb. 3.7 Verteilung der Querlast zu gleichen Teilen auf alle Dübel. [3]

Bei der Versagensart *Betonkantenbruch* nehmen nur die ungünstigsten Dübel un- abhängig von Durchmesser des Durchgangsloches der Ankerplatte (d.h. die Dübel mit dem geringsten Randabstand) die Querlast auf (siehe Abb. 3.8) (die Belas- tungsrichtung muss dabei Richtung Rand zeigen). Diese Versagensart tritt nur bei einem Randabstand $c \leq 10 \cdot h_{ef}$ auf.

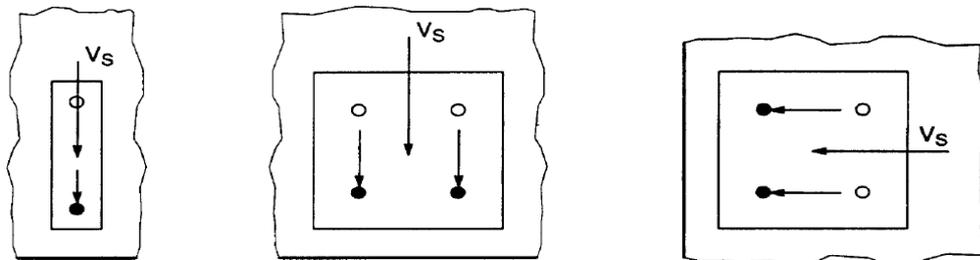


Abb. 3.8 Verteilung der Querlast auf nur auf die ungünstigen Dübel nahe am Bauteilrand. [3]

Um zu vermeiden, dass bei Befestigungen nahe am Bauteilrand (Versagensart *Be-*

tonkantenbruch nur die ungünstigen Dübel Last aufnehmen, können die Durchgangslöcher der Ankerplatte für die ungünstigen Dübel als sogenannte Langlöcher ausgeführt werden (siehe Abb. 3.9).

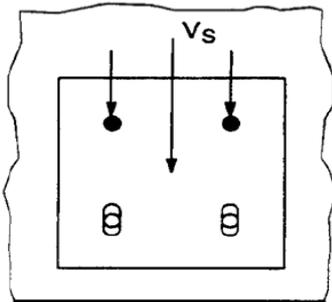


Abb. 3.9 Ausführung des Durchgangslöcher der Ankerplatte als Langlöcher. [3]

Versagensarten und Nachweise von Dübeln in Beton

1 Versagensarten und Nachweise von Hinterschnitt- und Metallspreizdübeln sowie Verbund-Hinterschnitt- und Verbund-Spreizdübeln

Über Befestigungen werden äußere Lasten in den Beton eingeleitet. Dabei kann es je nach Dübelart und Belastungssituation (Zugbelastung, Querbeltung) zu einem Bruch bzw. einem Herausziehen des Befestigungselementes oder aber zu einem Versagen des Ankergrunds kommen.

Trotz eines unterschiedlichem Wirkprinzips weisen Hinterschnitt- und Metallspreizdübel viele Gemeinsamkeiten im Tragverhalten auf. Die Bemessung und die Nachweise (alle folgenden Nachweise nach Bemessungsverfahren A) erfolgen daher auf analoge Weise. [16]

1. 1 Belastung durch Zugkräfte [3] [16] [17]

Unter Zuglast versagen Befestigungen mit Hinterschnitt- und Metallspreizdübeln auf *Stahlbruch*, *Herausziehen* des Dübels, *Betonausbruch* sowie *Spalten* des Betonbauteils.

1. 1. 1 Stahlbruch (Steel failure)

Bei dieser Versagensart reißt der Dübel im Schaft- oder Gewindebereich oder es versagt die Dübelhülse. (siehe Abb. 1.1).

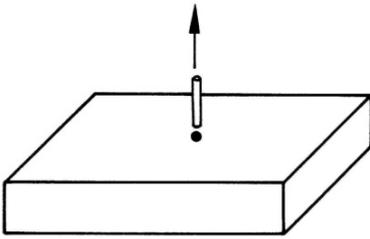


Abb. 1.1 Stahlbruch [20]

Stahlbruch stellt die obere Grenze der Tragfähigkeit einer Verbindung dar (siehe Abb. 1.2, Kurve d) und tritt meist nur bei einer Verankerung in Beton hoher Festigkeit mit großer Verankerungstiefe auf.

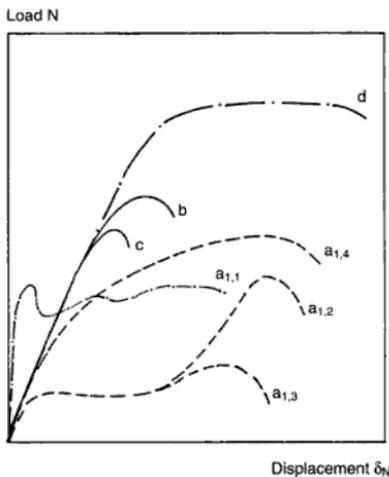


Abb. 1.2 Idealisierte Last-Verschiebungskurven zugbeanspruchter Dübel bei verschiedenen Versagensarten. [16]

Um bei einem Metallspreiz- oder Hinterschnittdübel ein Last-Verschiebungsverhalten wie in Kurve d, Abb. 2.2 zu erreichen, muss eine ausreichende Dehnlänge sowie ein ausreichend duktiler Stahl vorhanden sein.

Für die Versagensart *Stahlbruch* muss der Nachweis geführt werden, dass die einwirkende Zugbelastung kleiner ist, als der Bemessungswert des Widerstandes.

$$N_{Sd} \leq N_{Rd,s}$$

Der charakteristische Widerstand $N_{Rk,s}$ (Index s für Steel) eines Metallspreiz- bzw. Hinterschnittdübels gegen *Stahlbruch* unter Zugbelastung ergibt sich aus der Multiplikation des maßgebenden Dübelquerschnittes A_s und der Zugfestigkeit des verwendeten Stahls f_{uk} :

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk}$$

Der Bemessungswert des Widerstandes ergibt sich aus der Division des charakte-

ristischen Widerstandes mit dem Teilsicherheitsbeiwert des Widerstandes für die Versagensart *Stahlbruch* γ_{Ms} . Der Teilsicherheitsbeiwert γ_{Ms} wird in der Zulassung des Dübels angegeben und hängt vom Verhältnis Streckgrenze zu Festigkeit des Stahls ab.

Ränder oder benachbarte Befestigungen haben bei der Bemessung nach dem CC-Verfahren keinen Einfluss auf den erreichbaren Widerstand gegen *Stahlbruch* eines Dübels. Bei einer Dübelgruppe muss der höchstbelastete Dübel nachgewiesen werden.

Bei Bolzendübeln ist der Querschnitt A_s über die Dübellänge nicht konstant (siehe Abb. 1.3). Am Ende des Dübels befindet sich ein konischer Abschnitt mit verringerten Querschnitt. Im Mittelteil ist der Schaft glatt und im oberen Abschnitt weist der Dübel ein Gewinde auf. Neben den unterschiedlichen Querschnitten können die einzelnen Abschnitte bei durch Kaltverformung hergestellten Dübeln auch unterschiedliche Zugfestigkeiten aufweisen. Der in der ETA angegebene Wert des charakteristischen Widerstandes stellt dabei den aus Zulassungsversuchen bestimmten kleinsten Wert der drei Bereiche dar.



Abb. 1.3 Fischer Bolzenanker FBN II [36]

1. 1. 2 Herausziehen (pull-out failure)

Beim Versagensfall *Herausziehen* wird das Befestigungselement aus dem Bohrloch gezogen (siehe Abb. 1.4). Der Beton in Oberflächennähe rund um das Bohrloch kann dabei beschädigt werden. Die Betonschädigung beeinflusst jedoch den Widerstand gegen *Herausziehen* nicht.

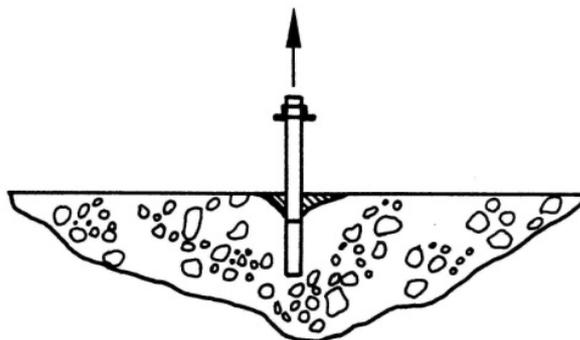


Abb. 1.4 Herausziehen des Dübels aus dem Beton [20]

Herausziehen tritt bei nicht ausreichend verspreizten wegstabilisierten Dübeln auf. Die Spreizkraft ist hierbei zu gering, um das Befestigungselement bis zum Versagen des Betons an seiner Position zu halten.

Das Last-Verschiebungsverhalten entspricht dabei idealisiert der Kurve a1.1 in

Abb. 1.2. Der Dübel leistet der äußeren Zuglast bis zu einem gewissen Grad über Haftreibung Widerstand. Wird die Haftreibung überschritten, fällt die Belastbarkeit ab und das weitere Verhalten wird über die Gleitreibung bestimmt. Diese schwankt jedoch, da das Bohrloch im Allgemeinen Unebenheiten aufweist.

Herausziehen kann auch bei kraftkontrolliert spreizenden Dübeln auftreten, wenn diese nicht ordnungsgemäß nachspreizen. Da der Widerstand in diesem Falle von Zufälligkeiten in der Bohrlochwand abhängig ist, (siehe Abb. 1.2 Kurven a.1.2 und a.1.3) muss in der Zulassung nachgewiesen werden, dass dieser Versagensfall nicht auftritt.

Bei Hinterschnittdübeln tritt der Versagensfall *Herausziehen* auf, wenn der Hinterschnitt nicht ausreichend ausgeführt wurde, d.h. die mechanische Verzahnung des Dübels mit dem Ankergrund zu gering ist. Das Last-Verschiebungsverhalten entspricht der Kurve a2 in Abb. 1.2.

Bei ordnungsgemäß verankerten kraftkontrolliert spreizenden Dübeln kann der Versagensfall *Durchziehen* auftreten. Hierbei ist die Reibung zwischen Konus und Spreizhülse geringer als die Reibung zwischen Spreizhülse und Ankergrund. Der Konus wird durch die Spreizhülse durchgezogen. Das Last-Verschiebungsverhalten ähnelt dem von Hinterschnittdübeln beim Versagensfall *Herausziehen*.

Zur Vereinfachung werden die beiden Versagensarten *Herausziehen* und *Durchziehen* unter dem gemeinsamen Begriff *Herausziehen* behandelt.

Für den Versagensfall *Herausziehen* muss der Nachweis erbracht werden, dass die einwirkende Zugbelastung kleiner ist als der Bemessungswert des Widerstandes für den Versagensfall *Herausziehen*.

$$N_{Sd} \leq N_{Rd,p}$$

Der charakteristische Widerstand $N_{Rk,p}$ (Index p für pull-out) eines Metallspreiz- bzw. Hinterschnittdübels gegen *Herausziehen* wird in der Zulassung des jeweiligen Dübels angegeben. Er ist abhängig vom Dübeltyp und lässt sich nicht rechnerisch, sondern nur in Versuchen ermitteln.

Die jeweilige ETA enthält im Allgemeinen den charakteristischen Wert für den Widerstand gegen *Herausziehen* für einen Ankergrund aus Beton C20/25. Für größere Betonfestigkeiten sind dann in der ETA Erhöhungsfaktoren angegeben.

Der Bemessungswert des Widerstandes ergibt sich aus der Division des charakteristischen Widerstandes mit dem Teilsicherheitsbeiwert des Widerstandes für die Versagensart *Herausziehen* γ_{Mp} .

Bei Hinterschnittdübeln ist die Versagensart *Herausziehen* zumeist nicht maßgebend. Es ist dann kein Wert für den Widerstand gegen *Herausziehen* in der ETA angegeben.

1. 1. 3 Betonausbruch (Concrete cone failure)

Betonausbruch tritt bei ordentlich verspreizten Spreizdübeln, sowie bei Hinterschnittdübeln mit ausreichendem Hinterschnitt auf. Es ist bei Metalldübeln die häufigste Versagensart.

Der Beton im Ankergrund wird dabei bis zum Erreichen der Zugfestigkeit des Betons ausgenutzt und es bildet sich ein symmetrischer, kegelförmiger Betonausbruchskörper (siehe Abb. 1.5). Die Versagensart Betonausbruch ist relativ spröde.

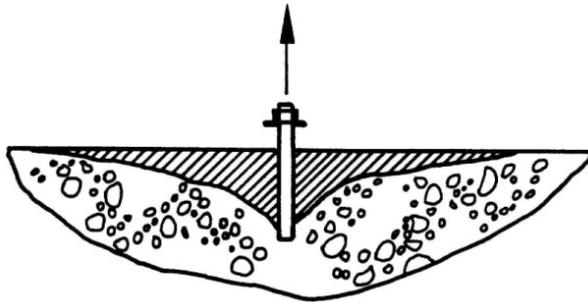


Abb. 1.5 Betonausbruch [20]

Der Neigungswinkel des Ausbruchkegels beträgt im Durchschnitt ca. 35° (siehe Abb. 1.6). Er steigt aber mit zunehmender Verankerungstiefe und hängt außerdem von der Art der Beanspruchung im Ankergrund ab. Wird der Ankergrund zusätzlich senkrecht zur Krafrichtung auf Druck bzw. Zug beansprucht, dann fällt der Ausbruchkegel steiler bzw. flacher aus.

Die Höhe des Ausbruchkegels beträgt bei Spreizdübeln etwa das 0,8 - 1 fache und bei Hinterschnittdübeln das 1 fache der Verankerungstiefe d.h. dem Abstand zwischen Betonoberkante und dem Ende der Krafeinleitung in den Beton.

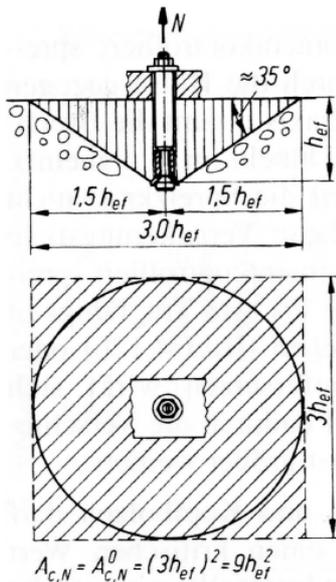


Abb. 1.6 Betonausbruchkörper eines randfernen Einzeldübeln (idealisiert). [16]

Wenn mehrere Dübel gleichzeitig über ein Stahlplatte belastet werden (Dübelgruppe) und der Abstand der Dübel untereinander zu gering ist, kommt es zu einem gemeinsamen Betonausbruch der Gruppe. Da die Neigung der Mantelfläche eines Betonbruchkörpers ca. 35° beträgt, ergibt sich ein Durchmesser der Ausbruchfläche der dreifachen Länge der Verankerungstiefe. Dies bedeutet, der Abstand zwischen den einzelnen Dübeln einer Gruppe muss mindestens $3 \cdot h_{ef}$ betragen, damit es nicht zu einer Überschneidung kommt. Nur dann kann die maximale Betonausbruchlast erreicht werden. Ist der Abstand der Befestigungsmittel kleiner als $3 \cdot h_{ef}$, so kommt es zu einem gemeinsamen Ausbruchkegel (siehe Abb. 1.7). Dadurch sinkt die Bruchlast gegenüber dem maximal möglichen Wert.

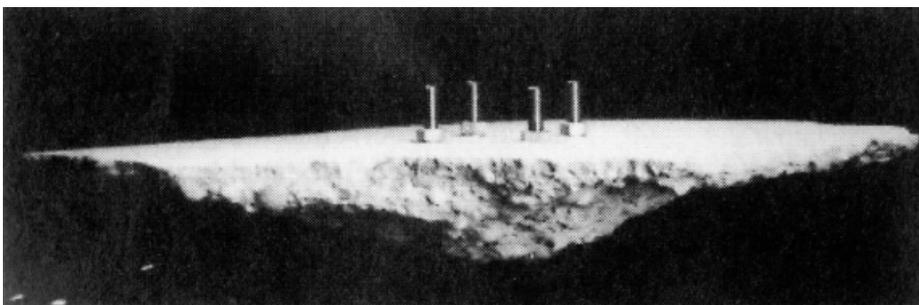


Abb. 1.7 Betonausbruchkegel einer Vierfachbefestigung mit Hinterschnittdübeln. [16]

Befindet sich ein Dübel in der Nähe eines Bauteilrandes, d.h. der Abstand des Dübels zum Rand ist geringer als $1,5 \cdot h_{ef}$, so kommt es bei Überlastung zu einem Kantenbruch (siehe Abb. 1.8). Auch in diesen Fall kann sich kein vollständiger Bruchkegel ausbilden. Dadurch sinkt die Bruchlast ebenfalls im Vergleich zu einem

maximal möglichen Wert.

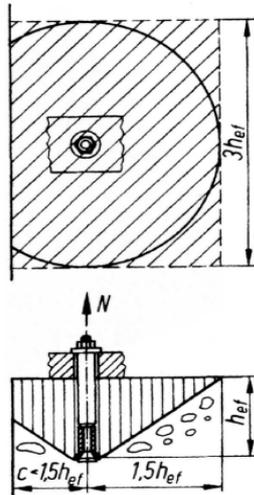


Abb. 1.8 Betonausbruchkörper bei einem randnahen Dübel. [16]

Neben der Reduzierung des Betonausbruchkörpers hat die Störung des vorhandenen rotationssymmetrischen Spannungszustand durch den Rand einen negativen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Dübels.

Für den Versagensfall *Betonausbruch* muss der Nachweis erbracht werden, dass die einwirkende Zugbelastung kleiner ist als der Bemessungswert des Widerstandes für den Versagensfall *Betonausbruch*.

$$N_{Sd} \leq N_{Rd,c}$$

Der Bemessungswert des Widerstandes ergibt sich aus der Division des charakteristischen Widerstandes mit dem Teilsicherheitsbeiwert des Widerstandes für die Versagensart *Betonausbruch* γ_{Mc} .

$$N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$$

Der charakteristische Widerstand $N_{Rk,c}$ (Index c für Concrete) eines Dübels bzw. einer Dübelgruppe bei *Betonausbruch* ergibt sich nach folgender Gleichung:

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N}$$

Die einzelnen Faktoren werden im Folgenden erklärt:

$N_{Rk,c}^0$ **Der Ausgangswert des charakteristischen Widerstandes eines Einzeldübels im gerissenen Beton [N]**

Der Ausgangswert des Widerstandes $N_{Rk,c}^0$ ist eine Funktion der charakteristischen Betondruckfestigkeit $f_{ck,cube}$, der Verankerungstiefe h_{ef} sowie eines Faktors k_1 zur

Berechnung der Betonausbruchslast im gerissenen bzw. ungerissenen Beton. Die Formel zur Berechnung wurde empirisch aus einer Vielzahl von Versuchsergebnissen bestimmt und berücksichtigt die Erkenntnisse der nichtlinearen Bruchmechanik.

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck,cube}}$$

Dabei ist:

k_1 Faktor zur Berechnung der Betonausbruchslast [-]

$k_1 = 7,2$ Für Anwendungen im gerissenen Beton

$k_1 = 10,1$ Für Anwendungen im ungerissenen Beton

h_{ef} Verankerungstiefe [mm]

$f_{ck,cube}$ charakteristische Betondruckfestigkeit, Würfeldruckfestigkeit gemessen an Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm [N/mm²]

Der Grund für einen geringeren Faktor k_1 im gerissenen Beton ist in der Störung des Spannungszustandes durch die Rissbildung im Umkreis des Dübels zu finden. Ist der Dübel im ungerissenen Beton verankert, so sind die durch die Dübelbelastung hervorgerufenen Spannungen rotationssymmetrisch bis zum Befestigungsrand verteilt. Das Gleichgewicht ist durch Ringzugkräfte sichergestellt (siehe Abb. 1.9). Liegt der Dübel jedoch in einem Riss, so können keine Zugkräfte senkrecht zum Riss übertragen werden. Der Riss bewirkt eine Änderung der Spannungsverteilung im Beton und die zur Übertragung der Zugkräfte zur Verfügung stehende Fläche wird reduziert. Durch den Riss erhält man zwei unabhängige Betonausbruchskörper, die sich im Bereich des Risses berühren.

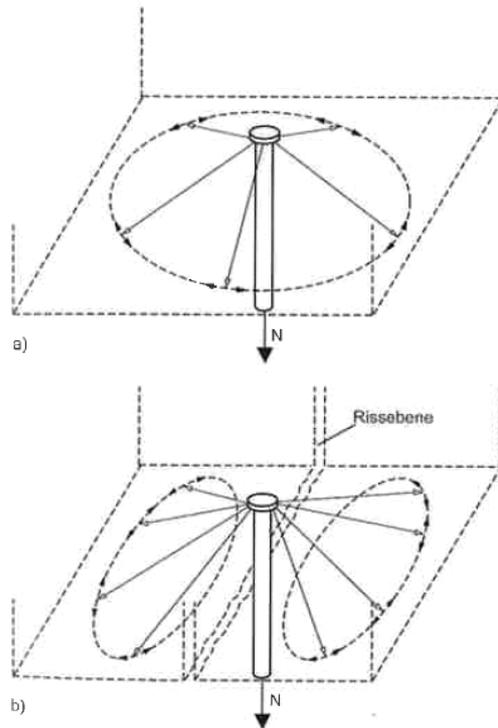


Abb. 1.9 Einfluss eines Risses auf den Spannungsverlauf eines auf Zug beanspruchten Kopfbolzen a) ungerissener Beton, b) gerissener Beton [12]

Bei Hinterschnitt- und wegstabilisiert spreizenden Dübeln bewirken Risse im Ankergrund zusätzlich eine Verminderung der Verzahnungsfläche, bei drehmomentkontrollierten Spreizdübeln wird die Spreizkraft entsprechend verringert. Bei für die Anwendung in gerissenen Beton zugelassenen Metallspreizdübeln wird dieser Effekt jedoch durch ein weiteres Hineinziehen des Spreizkonus in die Hülse dem sogenannten Nachspreizen ausgeglichen.

In der CEN/TS 1992-4 heisst der Faktor nicht mehr k_1 sondern für gerissenen Beton k_{cr} und für ungerissenen Beton k_{ucr} . Die Werte bleiben jedoch gleich.

In der 2006er Version des Anhangs C wurde statt des Faktors k_1 direkt der Wert 7,2 in die Gleichung zur Berechnung des charakteristischen Widerstandes eines Einzeldübeln im gerissenen Beton eingesetzt. Die erhöhende Wirkung der Tragfähigkeit wurde über den Faktor $\psi_{ucr,N}$ in der Gleichung zur Berechnung des charakteristischen Widerstandes $N_{Rk,c}$ berücksichtigt (1 für gerissenen Beton und 1,4 für ungerissenen Beton). Der Faktor $\psi_{ucr,N}$ ist in der 2010er Version des Anhangs C sowie in der CEN/TS 1992-4 entfallen. [3] [8] [12]

$A_{c,N}/A_{c,N}^0$ **Verhältnis der projizierten Flächen [-]**

Das Verhältnis der projizierten Flächen $A_{c,N}/A_{c,N}^0$ berücksichtigt den Einfluss der

Geometrie der Bemessungssituation (Dübelgruppe, Rand bzw. Ecke). Der Ausbruchkörper einer Einzelbefestigung wird als Pyramide mit der Höhe h_{ef} und der Länge der Grundfläche $3 \cdot h_{ef} = s_{cr,N}$ idealisiert. Die projizierte Fläche $A_{c,N}^0$ entspricht dabei der Grundfläche der idealisierten Pyramide (siehe Abb. 1.10).

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} = 9 \cdot h_{ef}^2$$

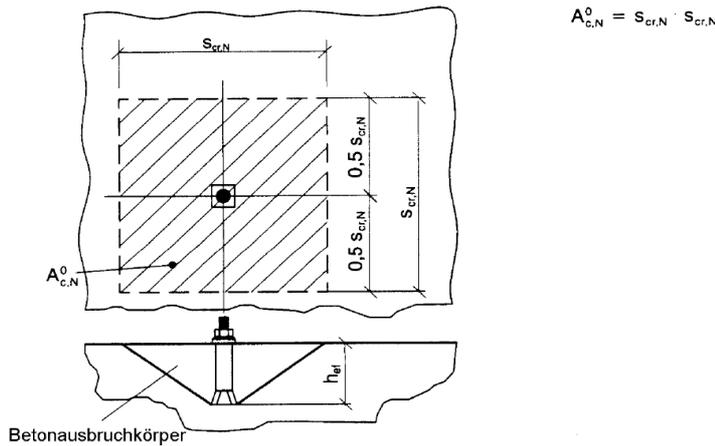


Abb. 1.10 Idealisierter Betonausbruchkörper und Fläche $A_{c,N}^0$ des Ausbruchkörpers eines Einzeldübeln [8]

Eine Einzelbefestigung erreicht nur dann ihre charakteristische Tragfähigkeit, wenn ihr auf der Betonoberfläche die ungestörte quadratische Grundfläche $A_{c,N}^0$ zur Verfügung steht. Eine Dübelgruppe erreicht nur dann die Summe der charakteristischen Tragfähigkeiten ihrer Dübel, wenn jedem einzelnen Dübel die Grundfläche $A_{c,N}^0$ zur Verfügung steht und es nicht zu Überschneidungen kommt.

Die Fläche $A_{c,N}$ entspricht der einem Dübel bzw. einer Dübelgruppe in der jeweiligen Bemessungssituation tatsächlich zur Verfügung stehenden Betonoberfläche. Die Fläche kann entweder durch Bauteilränder, d.h. wenn der vorhandene Randabstand c kleiner ist, als der charakteristische Randabstand $c_{cr,N}$ (siehe Abb. 1.11),

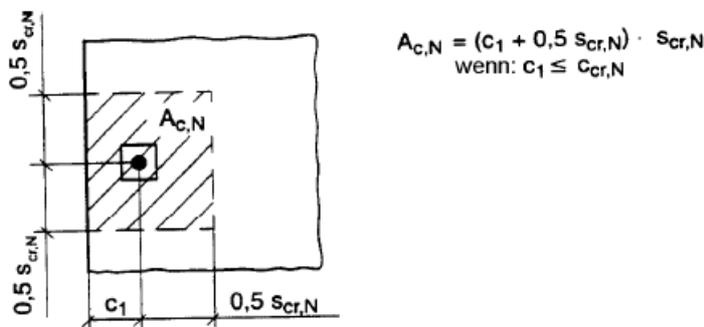


Abb. 1.11 Einzeldübel am Bauteilrand [8]

oder durch Überschneidung der Ausbruchkörper der Dübel einer Gruppe, d.h.

wenn $S \leq S_{cr,N}$ gilt, begrenzt werden (siehe Abb. 1.12).

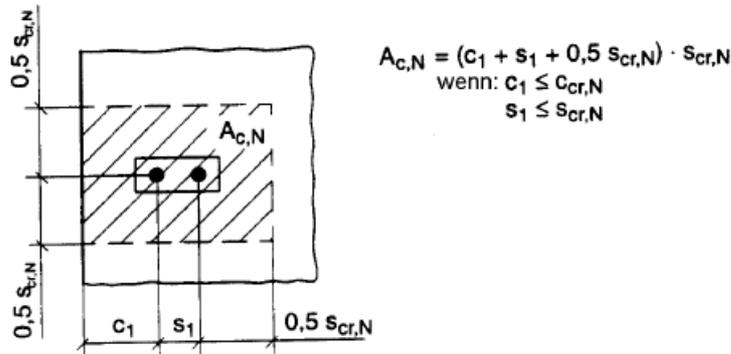


Abb. 1.12 Dübelgruppe mit 2 Dübeln am Bauteilrand [8]

Ist also die vorhandene Fläche $A_{c,N}$ entsprechend limitiert, so wird der Faktor $A_{c,N}/A_{c,N}^0$ kleiner als die Anzahl n der Dübel und es kommt zu einer Abminderung des charakteristischen Widerstandes $N_{Rk,c}$ eines Dübels bzw. einer Dübelgruppe.

Der Faktor $A_{c,N}/A_{c,N}^0$ darf nie größer als die Anzahl n der Dübel einer Gruppe werden. Bei einer Dübelgruppe deren Achsabstände größer sind als der charakteristische Achsabstand $s_{cr,N} = 3 \cdot h_{ef}$ darf deswegen bei der Berechnung der Fläche $A_{c,N}$ trotzdem nur maximal der charakteristische Achsabstand eingesetzt werden.

$\Psi_{s,N}$ Faktor zur Berücksichtigung von Rändern [-]

Durch den Faktor $\Psi_{s,N}$ wird eine Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustands im Beton durch Bauteilränder berücksichtigt (siehe Abb. 1.13). Ein Bauteilrand wirkt ähnlich wie ein Riss, der so breit ist, dass keine Zugspannungen über den Riss übertragen werden können. Die Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes bewirkt eine, neben der im Faktor $A_{c,N}/A_{c,N}^0$ berücksichtigten verringerten Betonausbruchfläche, weitere Verminderung der Tragfähigkeit gegenüber einem randfernen Dübel.

$$\Psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1$$

Dabei ist:

$c_{cr,N}$ charakteristischer Randabstand [mm], $c_{cr,N} = 1,5 \cdot h_{ef}$

c minimaler vorhandener Randabstand [mm]

Bei mehr als einem Bauteilrand (z.B. in Ecken oder schmalen Bauteilen) ist der kleinste vorhandene Randabstand c in die Gleichung zur Berechnung des Faktors

$\psi_{s,N}$ einzusetzen.

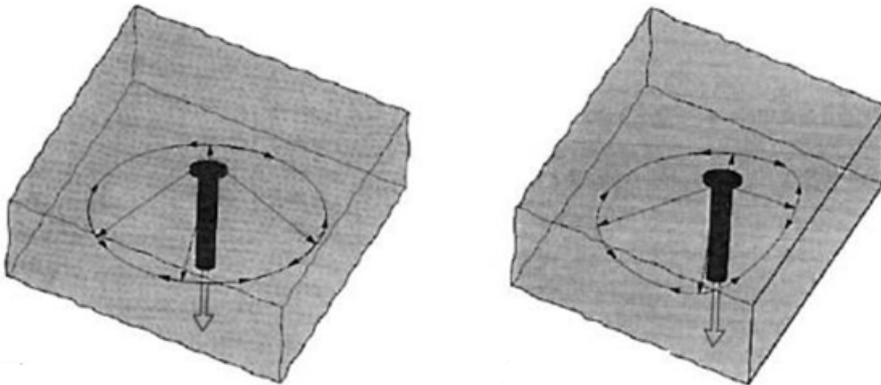


Abb. 1.13 Linkes Bild: Normaler rotationssymmetrischer Spannungszustand bei einem randfernen Dübel. Rechtes Bild: gestörter rotationssymmetrischer Spannungszustand bei einem randnahen Dübel. [17]

$\psi_{ec,N}$ **Faktor zur Berücksichtigung einer Exzentrizität**

Dieser Faktor berücksichtigt den Einfluss von sich durch Biegemomenten ergebenden unterschiedlichen Zugbelastungen auf die jeweiligen Dübel einer Dübelgruppe.

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2 \cdot \frac{e_N}{s_{cr,N}}} \leq 1, 0$$

Dabei ist:

e_N Ausmitte der resultierenden Zugkraft der Dübelgruppe [mm]

$s_{cr,N}$ charakteristischer Achsabstand [mm], $s_{cr,N} = 3 \cdot h_{ef}$

Wenn einzelne Dübel einer Dübelgruppe in einer überdrückten Zone liegen (z.B. bei neben einer Zugbelastung gleichzeitigen vorhandenen Momentenbelastung), so werden sie bei der Berechnung des Schwerpunktes und der Exzentrizität nicht berücksichtigt. Liegt eine Exzentrizität in x- und y-Richtung vor, so muss der Faktor $\psi_{ec,N}$ für beide Richtungen ermittelt und anschließend multipliziert werden ($\psi_{ec,N} = \psi_{ec,Nx} \cdot \psi_{ec,Ny}$).

Wird der höchstbelastete Dübel der Dübelgruppe nachgewiesen und sein charakteristischer Widerstand dabei durch die Anzahl der Dübel mit Zugbelastungen dividiert, so kann der Faktor $\psi_{ec,N}$ vereinfachend mit 1,0 angenommen werden. Diese Regel ist konservativ.

$$N_{Rk,c}^h = \frac{N_{Rk,c}}{n}$$

Dabei ist:

- $N_{Rk,c}^h$ charakteristischer Widerstand des höchstbelasteten Dübels [kN]
- $N_{Rk,c}$ charakteristischer Widerstand der Befestigungsgruppe, bei der Berechnung von $N_{Rk,c}$ wird der Faktor $\psi_{ec,N} = 1, 0$ gesetzt.
- n Anzahl der Dübel unter Zugbelastung in einer Gruppe

$\psi_{re,N}$ **Faktor zur Berücksichtigung von dichter Bewehrung**

Dieser Faktor wird auch als Schalenabplatzfaktor bezeichnet. Eine normalerweise in flächenartigen Bauteilen vorhandene kreuzweise Oberflächenbewehrung hat im Allgemeinen keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit bei der Verbindung bei der Versagensart Betonausbruch, da sie senkrecht zur Krafrichtung angeordnet ist. Ist der Abstand der Bewehrung gering, so kann sich der Ausbruchskegel eventuell auf dem Bewehrungsnetz abstützen, was ein duktileres Ausbruchsverhalten bewirkt.

Ist der Dübel jedoch in der Betondeckung oder in Bewehrungsnähe verankert, so überlagern sich die Zugspannungen aus der Verbundwirkung der Bewehrungsstäbe mit den Zugspannungen aus der Dübelverankerung.

Durch die Bewehrung kann weiterhin die zur Übertragung von Zugkräften zur Verfügung stehende Betonfläche vermindert werden. Auch die Betonfestigkeit kann durch dichte Bewehrung in diesem Bereich geringer sein als im Bauteilinneren.

Diese Effekte wirken vermindern auf die Tragfähigkeit und werden mit dem Schalenabplatzfaktor berücksichtigt:

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200\text{mm}} \leq 1,0$$

Ist der Achsabstand der Bewehrungsstäbe kleiner als 150 mm, bzw. bei Bewehrungen mit einem Durchmesser kleiner oder gleich 10 mm und einem Achsabstand größer als 100 mm so kann der Faktor $\psi_{re,N}$ mit 1,0 eingesetzt werden.

Sonderfälle: Bauteile mit drei oder vier Rändern mit $c_i < c_{cr,N}$

Für Verankerungen in Bauteilen mit drei oder vier Rändern und kleineren Randabständen als die charakteristische Seite, ergeben sich bei der Berechnung von $N_{Rk,c}$, abhängig von der Verankerungstiefe zum Teil stark konservative Ergebnisse.

Dies liegt daran, dass eine größere Verankerungstiefe zwar auf den *Ausgangswert des charakteristischen Widerstandes eines Einzeldübels im gerissenen Beton* $N_{Rk,c}^0$ erhöhend wirkt, jedoch den Faktor $A_{c,N}/A_{c,N}^0$ bei Bauteilen mit drei oder vier Rändern stark abmindert. Es ist also möglich, dass sich bei Berechnung für einen

Dübel in Bauteilen mit drei oder vier Rändern mit geringerer Verankerungstiefe eine höhere Tragfähigkeit ergibt, als für einen Dübel mit größerer Verankerungstiefe. In Wahrheit reißt das Betonprisma jedoch unabhängig von der Verankerungstiefe in Höhe des Verankerungsbereiches ab.

Um präzisere Ergebnisse bei Bauteilen mit drei oder vier Rändern zu erhalten, muss dann statt der realen Verankerungstiefe h_{ef} der größere der beiden Werte aus folgenden Gleichungen in der Gleichung zur Bestimmung von $N_{Rk,c}^0$ eingesetzt werden:

$$h'_{ef} = \frac{c_{max}}{c_{cr,N}} \cdot h_{ef} \quad \text{oder} \quad h'_{ef} = \frac{s_{max}}{s_{cr,N}} \cdot h_{ef}$$

zur Ermittlung von $A_{c,N}^0$ und $A_{c,N}$ sowie bei der Berechnung der Faktoren $\psi_{s,N}$ und $\psi_{ec,N}$ sind $s'_{cr,N}$ und $c'_{cr,N}$ anstatt $s_{cr,N}$ und $c_{cr,N}$ zu verwenden.

$$s'_{cr,N} = \frac{h'_{ef}}{h_{ef}} \cdot s_{cr,N}$$

$$c'_{cr,N} = 0,5 \cdot s'_{cr,N}$$

1. 1. 4 Spalten des Betons (Splitting failure)

Spalten des Betons (siehe Abb. 1.14 und Abb. 1.15) kann sowohl während der Montage, als auch unter Last auftreten, wenn die Bauteilabmessungen zu gering, oder die Dübel randnah bzw. in einem zu geringen gegenseitigen Abstand angeordnet sind. Die Bruchlast ist im Allgemeinen kleiner als beim Versagensfall Betonausbruch.

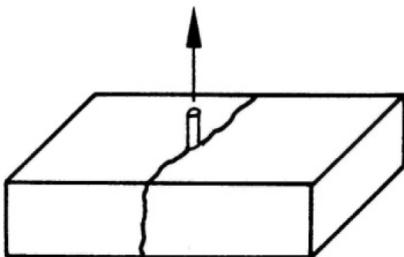


Abb. 1.14 Spalten [20]

Beim Setzen von Einschlagdübeln bzw. beim Anspannen von kraftkontrolliert spreizenden Dübeln wird ein auf die Bohrlochwand radial wirkender Spreizdruck erzeugt, der zum Spalten des Betons führen kann. Bei wegkontrolliert spreizenden Dübeln hängt die Höhe des Spreizdruckes von der Tiefe der Eindrückung der Spreizschalen in den Beton sowie vom Verformungswiderstand des Betons ab. Bei kraftkontrolliert spreizenden Dübeln wird der Spreizdruck durch die Höhe des Drehmomentes sowie durch die Geometrie und Reibbeiwerte des Dübels im Spreizbereich beeinflusst. Auch bei Hinterschnittdübeln können durch die Verdrängung des Betons beim Einsetzen des Dübels Spreizkräfte erzeugt werden.

Der Beton im Ankergrund kann dem Aufspalten einen umso größeren Widerstand entgegensetzen, je höher die Betonfestigkeit, je größer der Rand- bzw. Eckabstand und je größer die Achsabstände bei einer Dübelgruppe sind. Die minimal notwendigen Achs- und Randabstände, um ein Aufspalten des Betons sicher zu verhindern, variieren je nach Dübelart, -konstruktion und Hersteller. Sie müssen experimentell ermittelt werden und sind den jeweiligen Zulassungen entnehmbar. Sie sind aber tendenziell für Einschlagdübel größer als für kraftkontrolliert spreizende Dübel und für kraftkontrolliert spreizende Dübel größer als für Hinterschnittdübel.

Unter Last hängt die Spaltbruchlast vom Verhältnis Spaltkraft zu angreifender Zugkraft, sowie geometrischen Größen wie Achs- und Randabständen sowie Bauteildicke und Betonzugtragfähigkeit ab. Bei größer werdenden Achs- und Randabständen geht die Versagensart *Spalten* in die Versagensart *Betonausbruch* über. Das Verhältnis Spaltkraft / Zugkraft im Dübel beträgt bei kraftkontrolliert spreizenden Dübeln ungefähr 1 bis 2 und bei Hinterschnittdübeln etwa 0,7 - 1.

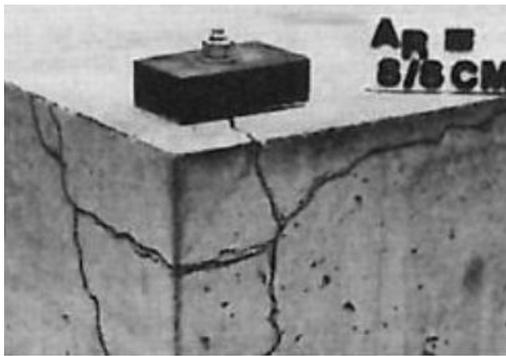


Abb. 1.15 Spalten des Betons [17]

Spalten während der Montage des Dübels kann durch die Einhaltung der in der jeweiligen ETA angegebenen Mindestwerte für den Randabstand c_{min} , den Achsabstand s_{min} , sowie für die Bauteildicke h_{min} und Bewehrung verhindert werden.

Unter Belastung kann man davon ausgehen, dass es nicht zu einem Spalten des Betons kommt, wenn der Randabstand in alle Richtungen $c \geq 1,5 \cdot c_{cr,sp}$ und die Bauteildicke $h \geq 2 \cdot h_{ef}$ beträgt.

Bei Dübeln, die für den Einsatz in gerissenen Beton zugelassen sind, kann auf den Nachweis verzichtet werden, wenn eine die Rissbreite auf $w_k \sim 0,3$ [mm] beschränkende Bewehrung vorhanden ist und der charakteristische Widerstand für *Betonausbruch* und *Herausziehen* für gerissenen Beton errechnet wurde. Beim Nachweis der Rissbreitenbeschränkung im Beton müssen aber die in den Beton durch den Dübel bzw. die Dübelgruppe eingeleiteten Spaltkräfte berücksichtigt werden.

Sind diese Bedingungen nicht erfüllt, so muss der Nachweis für die Versagensart *Spalten* geführt werden.

Der Nachweis für die Versagensart *Spalten* ähnelt dem Nachweis für die Versa-

gensart *Betonausbruch*, da der Widerstand eines Dübels bei *Spalten* durch dieselben Parameter (Betonfestigkeit, Verankerungstiefe, Achs- und Randabstände und Lastexzentrizität) beeinflusst wird, wie bei der Versagensart *Betonausbruch*.

Unterschiede bei der Berechnung der charakteristischen Tragfähigkeit bestehen lediglich bei der Größe der charakteristischen Achs- und Randabstände $c_{cr,sp}$ und $s_{cr,sp}$ (Index sp für splitting) für die Versagensart Spalten im Vergleich zu den charakteristischen Achs- und Randabständen für die Versagensart *Betonausbruch*. Diese beiden, aus der Zulassung entnommenen Werte müssen dann anstelle der Achs- und Randabstände für die Versagensart *Betonausbruch* in die Bemessungsgleichungen eingesetzt werden. Bei der Versagensart *Betonausbruch* ist der Widerstand unabhängig von der Bauteildicke. Bei *Spalten* ist jedoch die zum Spalten erforderliche Kraft umso größer, je dicker das Bauteil ist. Deswegen wird die Dicke des Bauteils über den Faktor $\psi_{h,sp}$ mit eingerechnet.

Für den Versagensfall *Spalten* muss der Nachweis erbracht werden, dass die einwirkende Zugbelastung kleiner ist als der Bemessungswert des Widerstandes für den Versagensfall *Spalten*.

$$N_{Sd} \leq N_{Rd,sp}$$

Der Bemessungswert des Widerstandes ergibt sich aus der Division des charakteristischen Widerstandes mit dem Teilsicherheitsbeiwert des Widerstandes für die Versagensart *Spalten* γ_{Msp} .

$$N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}}$$

Der charakteristische Widerstand $N_{Rk,sp}$ (Index sp für Splitting) eines Dübels bzw. einer Dübelgruppe bei *Spalten* ergibt sich nach folgender Gleichung:

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{h,sp}$$

Dabei ist:

$N_{Rk,c}^0$ **Der Ausgangswert des charakteristischen Widerstandes eines Einzeldübels im gerissenen Beton [N]**

Die Berechnung erfolgt im Allgemeinen analog zur Versagensart *Betonausbruch*. Es gibt jedoch einige Dübel, bei denen laut Zulassung, anstatt der charakteristischen Tragfähigkeit für die Versagensart *Betonausbruch* $N_{Rk,c}^0$ die charakteristische Tragfähigkeit für die Versagensart *Herausziehen* $N_{Rk,p}^0$ verwendet werden muss. Dies liegt daran, dass sich bei der Verwendung von $N_{Rk,c}^0$ bei einigen Bemessungssituationen unsichere Tragfähigkeiten ergeben.

Nach der CEN/TS ist $N_{Rk,c}^0$ mit N_{Rk}^0 ersetzt und es ist hierfür das Minimum der beiden Widerstände $N_{Rk,p}^0$ und $N_{Rk,c}^0$ einzusetzen.

$A_{c,N}/A_{c,N}^0$ **Verhältnis der projizierten Flächen, Versagensart Spalten [-]**

Die Berechnung erfolgt analog der Berechnung des Verhältnisses der projizierten Flächen $A_{c,N}/A_{c,N}^0$ für die Versagensart *Betonausbruch*, jedoch mit den aus der Zulassung entnommenen charakteristischen Achs- und Randabständen $s_{cr,sp}$ und $c_{cr,sp}$ anstatt $s_{cr,N}$ und $c_{cr,N}$.

$\Psi_{s,N}$ **Faktor zur Berücksichtigung von Rändern**

Die Berechnung erfolgt analog der Berechnung von $\Psi_{s,N}$, der charakteristische Randabstand Versagensart *Betonausbruch* $c_{cr,N}$ wird jedoch durch den charakteristischen Randabstand Versagensart Spalten $c_{cr,sp}$ ersetzt.

$$\Psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,sp}} \leq 1,0$$

$\Psi_{ec,N}$ **Faktor zur Berücksichtigung von Exzentrität**

Die Berechnung erfolgt ebenfalls analog der Berechnung von $\Psi_{ec,N}$. $s_{cr,N}$ wird durch $s_{cr,sp}$ ersetzt.

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2 \cdot \frac{e_N}{s_{cr,sp}}} \leq 1,0$$

$\Psi_{re,N}$ **Faktor zur Berücksichtigung von dichter Bewehrung**

Die Berechnung erfolgt analog Versagensart *Betonausbruch*.

$\Psi_{h,sp}$ **Faktor zur Berücksichtigung der Bauteildicke**

Der Faktor zur Berücksichtigung der Bauteildicke ergibt sich zu:

$$\Psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}} \right)^{\frac{2}{3}} \leq 1,5$$

Dabei ist:

h vorhandene Bauteildicke [mm]

h_{min} minimale Bauteildicke aus der jeweiligen Zulassung [mm]

In der CEN/TS ändert sich die Gleichung zur Berechnung von $\Psi_{h,sp}$ zu:

$$\Psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}} \right)^{\frac{2}{3}} \leq \left(\frac{2 \cdot h_{ef}}{h_{min}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad [12]$$

1. 2 Belastung durch Querkräfte [3] [16] [17]

Eine Querlast wird von einer Befestigung zuerst über Reibung zwischen der Ankerplatte und dem Beton abgetragen. Die Reibung hängt von der durch das Aufbringen des Drehmomentes aufgebrauchten Vorspannkraft im Dübel und dem dadurch induziertem Anpressdruck der Ankerplatte auf den Beton ab. Die Vorspannkraft im Hinterschnitt- und Spreizdübeln nimmt aufgrund des Ausgleichs von Unebenheiten im Dübelgewinde (Setzen des Gewindes) sowie des Kriechens und der Relaxation des Betons im Spreizbereich im Laufe der Zeit ab. Bei Dübeln in gerissenen Beton kann die Vorspannkraft auf nahezu null abfallen, wenn der Dübel zur Überbrückung der Rissöffnung nachspreizt bzw. nachrutscht.

Übersteigt die Querlast die Reibungskraft, so rutscht die Ankerplatte, bis sie nach Überwindung des Lochspiels am Dübel anliegt. Durch die Querverschiebung wird der Dübel an die Unterseite des Bohrlochmundes angepresst und eine Zugspannung im Dübel hervorgerufen. Bei weiter ansteigender Querlast erhöhen sich die Leibungspressungen und es kommt zu einem muschelförmigen Abplatzen des Betons auf der Unterseite des Dübels. Der Dübel wird jetzt durch den durch das Abplatzen des Betons bedingten vergrößerten Hebelarm der Last zunehmend auf Biegung beansprucht. Bei einer großen Verankerungstiefe kommt es nach dem Abplatzen des Betons noch einmal zur einer Laststeigerung bis der Dübel schließlich am Bohrlochmund abscherft bzw. bei veränderlichem Querschnitt auch an der schwächsten Stelle abreißt (siehe Abb. 1.16). Ist die Verankerungstiefe geringer, so kann der Dübel aus dem Beton herausbrechen bevor die Stahltragfähigkeit erreicht ist.

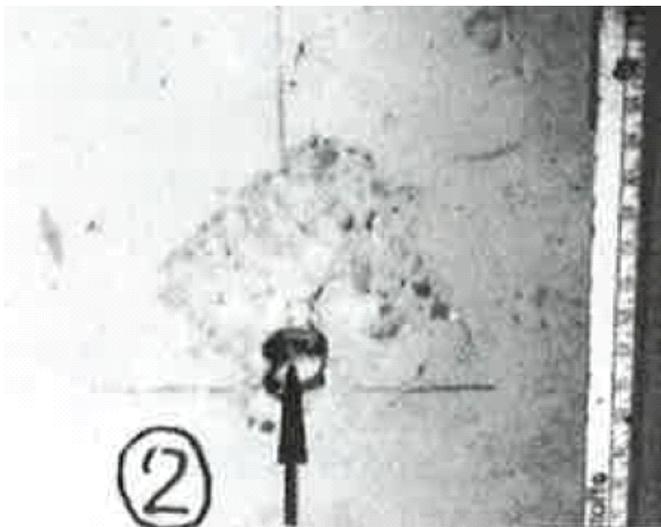


Abb. 1.16 Bruchbild randferner Dübel nach Querbeanspruchung [16]

Durch Biegebeanspruchung der Dübel sowie durch das Abplatzen des Betons auf der Unterseite des Dübels sind die auftretenden Verschiebungen in Lastrichtung

unter Querlast größer als unter Zugbelastung (siehe Abb. 1.17) [16].

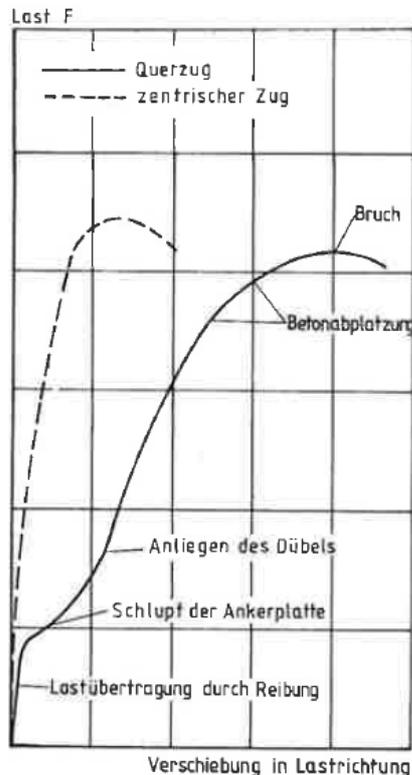


Abb. 1.17 Last-Verschiebungsverhalten von Dübeln unter Zug- und Querbelastung [16]

Unter Querbelastung sind bei Hinterschnitt- und Metallspreizdübeln die Versagensarten *Stahlbruch* mit und ohne Hebelarm, *Betonkantenbruch* sowie *Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite* nachzuweisen. Wie bei Befestigungen unter Zuglast, kann die maßgebende Versagensart nicht vorhergesagt werden. Bei der Bemessung nach dem Bemessungsverfahren A sind deswegen die Tragfähigkeiten für alle Versagensarten zu berechnen.

1. 2. 1 Stahlbruch ohne Hebelarm (Steel failure without lever arm)

Ein Dübel wird unter Querlast durch eine Kombination aus Normal-, Scher-, und Biegespannung beansprucht.

Der Einfluss der Biegespannung kann jedoch vernachlässigt werden, wenn die Ankerplatte aus Stahl ist und direkt gegen die Betonoberfläche verspannt wird. Wird eine Mörtelschicht zum Ausgleich von Unebenheiten zwischen Betonoberfläche und Ankerplatte aufgebracht so darf diese eine Dicke von 3 [mm] nicht überschreiten. Ist die Dicke der Mörtelschicht größer als 3 [mm], so besteht die Gefahr, dass der Mörtel abplatzt und die Querbelastung nicht mehr über Scherspannungen im Mörtel, sondern über Biegung des Dübels in den Ankergrund eingeleitet wird.

Beim *Stahlbruch* durch Querlast ohne Hebelarm schert der Dübel entweder im Hül- sen-, Schaft-, oder Gewindebereich ab. Diese Versagensart führt zum größtmög- lichen Widerstand eines Befestigungsmittels unter Querlast. Kurz vor Erreichen der Höchstlast kann der Oberflächenbeton muschelförmig abplatzen. Dadurch wird zwar die Verformung des Dübels, nicht jedoch die aufnehmbare Höchstlast beein- flusst.

Für die Versagensart *Stahlbruch ohne Hebelsarm* muss der Nachweis geführt wer- den, dass die einwirkende Querbelastung kleiner ist, als der Bemessungswert des Widerstandes.

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$$

Der charakteristische Widerstand $V_{Rk,s}$ (Index s für Steel) eines Metallspreis- bzw. Hinterschnittdübels gegen Stahlbruch ohne Hebelsarm unter Querbelastung ergibt sich aus der Multiplikation des maßgebenden Dübelquerschnittes A_s und der Zug- festigkeit des verwendeten Stahls f_{uk} sowie dem Beiwert $\alpha = 0,5$.

$$V_{Rk,s} = 0,5 \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

dabei sind:

A_s Spannungsquerschnitt des Dübels [mm²]

f_{uk} Zugfestigkeit des verwendeten Stahls der Befestigung [N/mm²]

Der Abminderungsfaktor 0,5 im Vergleich zum Widerstand gegen *Stahlbruch* unter Zugbelastung ergibt sich daraus, dass es unter Querlast im Bruchzustand zu einer Überlagerung von Scher-, Biege- und Normalspannungen kommt, welche eine entsprechende Abminderung der Tragfähigkeit zur Folge hat.

Da die Quertragfähigkeit eines Dübels von der Duktilität des verwendeten Stahls beeinflusst wird, kann der charakteristische Widerstand bei einigen Dübel den nach der Gleichung zur Berechnung von $V_{Rk,s}$ errechneten Widerstand, unter- schreiten. In diesem Fall ist der Wert $V_{Rk,s}$ direkt in der Zulassung angegeben.

Bei Dübelgruppen von n-Dübeln ergibt sich der charakteristische Widerstand der Gruppe, bei Verwendung von duktilen Dübeln, zu $n \cdot V_{Rk,s}$. Dübel gelten im CC-Verfahren als duktil, wenn ihre Bruchdehnung über 8% liegt. Ist die Bruchdehnung geringer, so muss der charakteristische Widerstand einer Dübelgruppe um 20 % abgemindert, d.h. mit dem Faktor 0,8 multipliziert werden. Dies liegt daran, dass bei Dübelgruppen durch das unvermeidliche Lochspiel zwischen den Dübeln und der Ankerplatte nicht alle Dübel gleichzeitig belastet werden. Liegen also zwei Dü- bel in einer Reihe hintereinander, so wird zuerst ein Dübel und dann nach der Über- brückung des Lochspiels und Verschiebung der Ankerplatte der andere Dübel zur Lastabtragung herangezogen. Sind die Dübel duktil und weisen ein ausreichendes Plastifizierungsvermögen auf, so ist dieser Einfluss vernachlässigbar. Bei spröden Dübeln muss der charakteristische Widerstand jedoch entsprechend abgemindert werden.

Greift die Querlast exzentrisch an, so muss eine Berechnung der Beanspruchungen der einzelnen Dübel durchgeführt werden. Anschließend wird der am höchsten belastete Dübel der Gruppe nachgewiesen (bei Stahlbruch wird der Widerstand nicht von benachbarten Dübeln oder Bauteilrändern beeinflusst).

1. 2. 2 Stahlbruch mit Hebelarm (Steel failure with lever arm)

Wird bei Befestigungen in Beton bewusst ein gewisser Abstand zwischen Ankerplatte und Beton gelassen (Abstandsmontage) oder beträgt die Dicke der Mörtelgleichschicht mehr als $0,5 \cdot d$ bzw. ist die Mörtelfestigkeit der Ausgleichschicht geringer als 30 N/mm^2 , so wird der Dübel auf Biegung beansprucht und versagt in der Regel auf *Stahlbruch*.

Für die Versagensart *Stahlbruch mit Hebelarm* muss der Nachweis geführt werden, dass die einwirkende Querbelastung kleiner ist, als der Bemessungswert des Widerstandes.

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$$

Der charakteristische Widerstand $V_{Rk,s}$ (Index s für Steel) eines Metallspreiz- bzw. Hinterschnittdübels gegen *Stahlbruch mit Hebelarm* unter Querbelastung ergibt sich aus einer Funktion des charakteristischen Widerstandsmomentes $M_{Rk,s}$, dem Hebelarm der Querlast l , sowie einem Momentenbeiwert α_M der von der Einspannsituation abhängt.

$$V_{Rk,s} = \alpha_M \cdot \frac{M_{Rk,s}}{l}$$

Dabei ist:

$M_{Rk,s}$ **charakteristischer Widerstand Einzeldübel bei Biegebeanspruchung [Nm]**

Der charakteristische Widerstand eines Einzeldübels bei Biegebeanspruchung $M_{Rk,s}$ ist in der Regel in der Zulassung angegeben. Er kann jedoch auch berechnet werden und ist eine Funktion des elastischen Widerstandsmoment W_{el} und der Zugfestigkeit des verwendeten Stahls f_{uk} .

$$M_{Rk,s} = 1,2 \cdot W_{el} \cdot f_{uk}$$

Das elastische Widerstandsmoment für einen Kreisquerschnitt ergibt sich zu:

$$W_{el} = \pi \cdot \frac{d_s^3}{32}$$

Dabei ist:

d_s maßgebender Spannungsquerschnitt [mm]

Entspricht der errechnete Wert des charakteristischen Widerstandes $M_{Rk,s}$ nicht dem Wert aus der Zulassung, so ist der Wert aus der Zulassung maßgebend.

Nach der CEN/TS 1992-4 ergibt sich das charakteristische Biegemoment zu:

$$M_{Rk,s} = M_{Rk,s}^0 \cdot (1 - N_{Ed}/N_{Rd,s})$$

Dabei ist:

$M_{Rk,s}^0$ Das charakteristische Biegemoment eines Einzeldübeln aus der ETA

N_{Ed} Auf den Dübel einwirkende Zuglast

In die Formel für die Berechnung des Biegemomentes nach CEN/TS 1992-4 fließt mit ein, dass der Dübel neben der Querbelastung gleichzeitig durch eine Zuglast belastet werden kann. Diese Zuglast beansprucht bereits einen Teil der vom Dübel aufnehmbaren Stahlspannung. Umso größer die Zugbelastung, umso geringer wird das zusätzlich aufnehmbare Biegemoment.

Hebelarm I der Querlast [m]

Der Hebelarm I einer Querbelastung ergibt sich aus der Summe des Abstandes der Querlast von der Betonoberfläche e_1 und einem Anteil a_3 . Der Anteil a_3 hängt von der Art der Befestigung ab. Ist die Einspannstelle mit Mutter und Unterlegscheibe gekontert (siehe Abb. 1.18, b), so ist er null. Andernfalls wird für a_3 der halbe Nenndurchmesser des Dübels eingesetzt (siehe Abb. 1.18, a)

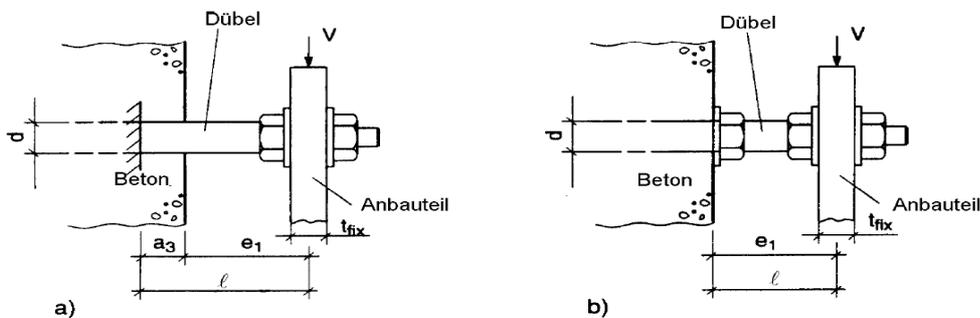


Abb. 1.18 Definition des Hebelarms I bei Querlast mit Hebelarm [8]

α_M Momentenbeiwert α_M [-]

Der Momentenbeiwert α_M hängt von der Einspannsituation ab. Bei einem frei rotationsfähigen Bauteil (siehe Abb. 1.19, a) beträgt er 1,0 und bei einem voll einge-

spannten Bauteil 2,0 (siehe Abb. 1.19, b).

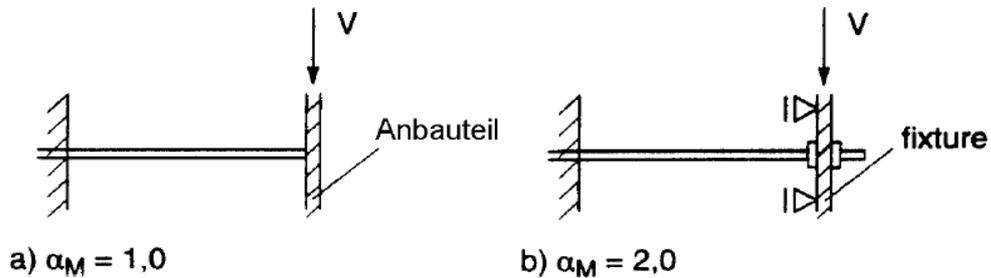


Abb. 1.19 Definition des Momentenbeiwertes α_M [8]

1. 2. 3 Betonkantenbruch (Concrete edge failure)

Befindet sich ein Dübel bzw. eine Dübelgruppe zu nah an einem Bauteilrand, so kann der Dübel mit der Betonkante ausbrechen. Der Winkel des Ausbruchskörpers beträgt hier ähnlich dem Winkel des Ausbruchskörpers bei der Versagensart *Betonausbruch* unter Zugbelastung 35° . Da der Beton nur auf der Unterseite des Dübels ausbricht, bildet sich jedoch im Gegensatz zur Versagensart *Betonausbruch* unter Zugbelastung kein ganzer, sondern nur ein halber Konus aus (siehe Abb. 1.20).

Um die Berechnung vor allem bei Dübelgruppen zu vereinfachen wird der Ausbruchskörper wiederum vereinfacht als Pyramide mit der Höhe des Randabstandes c_1 und der Länge der Grundfläche von $3 \cdot c_1$ abgebildet.

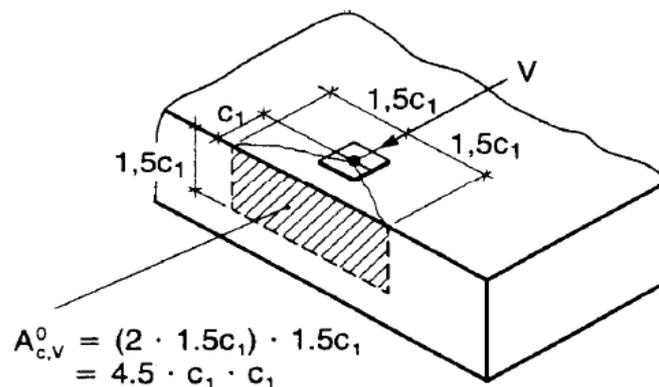


Abb. 1.20 idealisierter Betonausbruchskörper bei einer Einzelbefestigung am Bauteilrand. [8]

Um die maximale Tragfähigkeit gegen die Versagensart *Betonkantenbruch* zu erreichen, muss dem Dübel, bzw. jedem Dübel einer Gruppe diese Pyramide zur Verfügung stehen. Für Befestigungen in Bauteilecken bzw. schmalen Bauteilen muss die Tragfähigkeit entsprechend abgemindert werden. Bei Dübelgruppen kommt es bei zu geringen gegenseitigen Abständen zu einem gemeinsamen Ausbruchskörper. Bei senkrecht zum Rand hintereinander angeordneten Dübeln kann das Lochspiel dazu führen, dass zunächst nur der randnähere Dübel belastet wird. Dieser erzeugt einen Betonkantenbruch und erst nach Verschiebung der An-

kerplatte wird der obere Dübel belastet. Die Tragfähigkeit der Dübelgruppe beträgt anschließend nur mehr der eines Einzeldübeln mit demselben Randabstand wie der obere Dübel.

Für den Versagensfall *Betonkantenbruch* ist der Nachweis zu erbringen, dass die einwirkende Querbelastung kleiner ist, als der Bemessungswert des Widerstandes für den Versagensfall *Betonkantenbruch*.

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$$

Der charakteristische Widerstand $V_{Rk,c}$ (Index c für Concrete) eines Dübels bzw. einer Dübelgruppe bei *Betonkantenbruch* ergibt sich nach folgender Gleichung:

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \Psi_{s,V} \cdot \Psi_{h,V} \cdot \Psi_{\alpha,V} \cdot \Psi_{ec,V} \cdot \Psi_{re,V}$$

Die einzelnen Faktoren aus der Gleichung zur Berechnung von $V_{Rk,c}$ werden im Folgenden erklärt:

$V_{Rk,c}^0$ **Der Ausgangswert des charakteristischen Widerstandes eines Einzeldübel am Rand mit Belastung senkrecht zum Rand im gerissenen Beton [N]**

Der Ausgangswert des Widerstandes $V_{Rk,c}^0$ ist eine Funktion des Randabstandes c_1 , der charakteristischen Betondruckfestigkeit $f_{ck,cube}$, des Schaftdurchmessers des Dübels d_{nom} in der Scherfläche und der Bettungslänge l_f (entspricht bei Dübeln mit konstanter Steifigkeit im Allgemeinen der Verankerungstiefe h_{ef}).

$$V_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot h_{ef}^\beta \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot c_1^{1,5}$$

Dabei ist:

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5}$$

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,2}$$

c_1	Randabstand in Richtung der Querlast [mm]
d_{nom}	Außendurchmesser des Dübels nach ETA ≤ 60 [mm]
l_f	wirksame Lasteinleitungslänge nach ETA in [mm]
$f_{ck,cube}$	charakteristische Betonwürfeldruckfestigkeit
$k_1 = 1,7$	Für Anwendungen in gerissem Beton

$k_1 = 2,4$ Für Anwendungen in ungerissenem Beton

In der CEN/TS 1992-4 ändert sich Gleichung zur Berechnung von $V_{Rk,c}^0$ zu:

$$V_{Rk,c}^0 = 1,6 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot c_1^{1,5}$$

Diese Gleichung gilt für gerissenen Beton. Ungerissener Beton wird durch den Faktor $\psi_{re,V}$ berücksichtigt.

$A_{c,V}/A_{c,V}^0$ **Verhältnis der projizierten Flächen [-].**

Das Verhältnis der projizierten Flächen $A_{c,V}/A_{c,V}^0$ berücksichtigt den geometrischen Einfluss der Bauteildicke, sowie der Achs- und Randabstände auf den charakteristischen Widerstand $V_{Rk,c}$.

$A_{c,V}^0$ ist dabei die Fläche des Ausbruchskörpers eines einzelnen Dübels auf der seitlichen Betonoberfläche. Der Ausbruchskörper wird als idealisierte halbe Pyramide mit der Höhe c_1 und der Grundfläche $(3 \cdot c_1) \cdot (1,5 \cdot c_1) = (4,5 \cdot c_1^2)$ modelliert. Ränder, Bauteildicke oder benachbarte Dübel haben keinen Einfluss.

$$A_{c,V}^0 = 1,5 \cdot c_1 \cdot 3 \cdot c_1 = 4,5 \cdot c_1^2$$

$A_{c,V}$ ist die in der Bemessungssituation tatsächlich vorhandene Fläche des Ausbruchskörpers. Diese Fläche wird durch Überschneidungen der einzelnen Ausbruchskörper benachbarter Verbindungen $s < 3 \cdot c_1$ sowie die Bauteildicke $h < 1,5 \cdot c_1$ und Bauteilränder $c_2 < 1,5 \cdot c_1$ begrenzt. Ist die vorhandene projizierte Fläche kleiner als die notwendige Fläche so kommt es zu einer Abnahme der Tragfähigkeit des Dübels bzw. der Dübelgruppe (siehe Abb. 1.21).

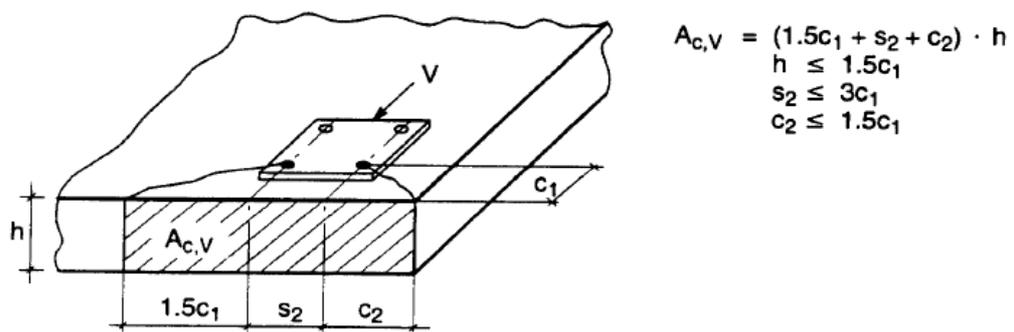


Abb. 1.21 Dübelgruppe am Bauteilrand in einem dünnen Bauteil [8]

$\psi_{s,v}$ **Faktor zur Berücksichtigung von weiteren Rändern [-]**

Durch den Faktor $\psi_{s,v}$ wird die Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes durch weitere Ränder berücksichtigt.

$$\psi_{s,v} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1} \leq 1,0$$

Dabei ist:

c_1 Randabstand in Lastrichtung

c_2 Randabstand orthogonal zur Lastrichtung

Sind, wie zum Beispiel in schmalen Bauteilen der Fall, zwei Randabstände orthogonal zur Lastrichtung vorhanden, so ist der kleinere Randabstand einzusetzen.

 $\psi_{h,v}$ **Faktor zur Berücksichtigung der Bauteildicke [-]**

Der Faktor zur Berücksichtigung der Bauteildicke ist ein Erhöhungsfaktor. Sein Weglassen führt zu konservativeren Ergebnissen. Die Bruchlast für den Versagensfall Betonkantenbruch nimmt bei dünneren Bauteilen nicht proportional (linear) wie beim Verhältnis $A_{c,v}/A_{c,v}^0$ angenommen wird, sondern in einem geringeren Ausmaße ab. Der Faktor $\psi_{h,v}$ kompensiert dies.

$$\psi_{h,v} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h} \right)^{1/2} \geq 1$$

Dabei ist:

h vorhandene Bauteildicke [mm]

c_1 Randabstand in Lastrichtung

 $\psi_{\alpha,v}$ **Faktor zur Berücksichtigung der Lastrichtung [-]**

Der Faktor zur Berücksichtigung der Lastrichtung ist ebenfalls ein Erhöhungsfaktor. Greift die Last nicht senkrecht, sondern in einem Winkel α zur freien Bauteilkante an, so führt dies zu einer Erhöhung des charakteristischen Widerstandes des Dübels gegen die Versagensart *Betonausbruch*. Der mögliche Angriffswinkel der Belastung wird dabei in drei verschiedene Bereiche eingeteilt aus denen sich ein jeweils unterschiedlicher Wert für $\psi_{\alpha,v}$ ergibt (siehe Abb. 3.7).

Der Faktor $\psi_{\alpha,v}$ ergibt sich für den Bereich 1 ($0^\circ \leq \alpha_v \leq 55^\circ$) zu:

$$\psi_{\alpha,v} = 1,0$$

Für den Bereich 2 ($55^\circ \leq \alpha_v \leq 90^\circ$) zu:

$$\Psi_{\alpha,V} = \frac{1}{(\cos \alpha_V + 0,5 \cdot \sin \alpha_V)}$$

Für den Bereich 3 ($90^\circ \leq \alpha_V \leq 180^\circ$) zu:

$$\Psi_{\alpha,V} = 2,0 \text{ (siehe Abb. 1.22)}$$

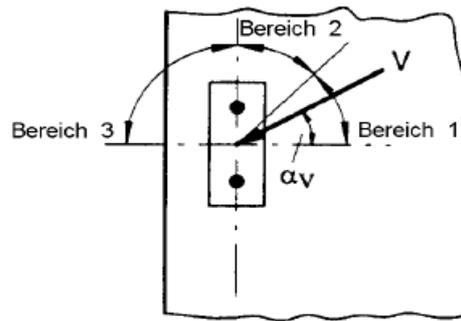


Abb. 1.22 Definition des Winkels α_V [8]

$\Psi_{ec,V}$ Faktor zur Berücksichtigung von Exzentrizität [-]

Durch den Faktor $\Psi_{ec,V}$ wird der Einfluss einer exzentrischen Belastung auf die Dübel einer Dübelgruppe berücksichtigt. Er ergibt sich zu:

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + 2 \cdot \frac{e_V}{3 \cdot c_1}} \leq 1,0$$

Dabei ist:

c_1 Randabstand in Lastrichtung

e_V Exzentrizität der resultierenden Querlast der Dübel

Wird der höchstbelastete Dübel der Gruppe nachgewiesen und sein charakteristischer Widerstand $V_{Rk,c}$ durch die Anzahl der bei Querlast zu berücksichtigenden Befestigungen in der Gruppe n_2 geteilt, so darf der Faktor $\Psi_{ec,V}$ konservativ mit 1,0 eingesetzt werden.

$$V_{Rk,c}^h = \frac{V_{Rk,c}}{n_2}$$

$\Psi_{re,V}$ Faktor zur Berücksichtigung der Lage der Befestigung [-]

Dieser Faktor berücksichtigt nach der 2010er Version des Anhang C den Einfluss von Rand- und Bügelbewehrung in gerissenen Beton. In der CEN/TS 1992-4 wird damit auch noch der Zustand des Betons (gerissen oder ungerissen) berücksichtigt, da dies in Gleichung zur Berechnung von $V_{Rk,c}^0$ nicht mehr berücksichtigt wird [12].

Faktor $\psi_{re,V}$ nach Anhang C, ETAG 001:

$\psi_{re,V} = 1,0$	Befestigung in ungerissenen Beton und Befestigung in gerissenen Beton ohne Rand- und Bügelbewehrung.
$\psi_{re,V} = 1,2$	Befestigung in gerissenen Beton mit gerader Randbewehrung ($\geq \varnothing 12$ [mm])
$\psi_{re,V} = 1,4$	Befestigung in gerissenen Beton mit Randbewehrung und enger Bügelbewehrung ($a \leq 100$ [mm])

Faktor $\psi_{re,V}$ nach CEN/TS 1992-4 [12]:

$\psi_{re,V} = 1,0$	Befestigung in gerissenen Beton ohne Rand- und Bügelbewehrung.
$\psi_{re,V} = 1,2$	Befestigung in gerissenen Beton mit gerader Randbewehrung ($\geq \varnothing 12$ [mm])
$\psi_{re,V} = 1,4$	Befestigung in gerissenen Beton mit gerader Randbewehrung ($\geq \varnothing 12$ [mm]) und enger Bügelbewehrung ($a \leq 100$ [mm]) und ($a \leq 2 \cdot c_1$) sowie Anwendungen in ungerissenen Beton.

Mit der Begrenzung der Abstände a der Bewehrungsstäbe wird sichergestellt, dass die Bewehrung ausreichend im Betonausbruchkörper verankert ist und somit als Rückhängebewehrung wirken kann.

Sonderfall: Schmales und dünnes Bauteil

Ähnlich dem Sonderfall *Bauteile mit drei oder vier Rändern* bei der Versagensart *Betonausbruch*, führt die Anwendung von Gleichung X bei der Versagensart *Betonkantenbruch* bei schmalen ($c_{2,1}$ und $c_{2,2} \leq 1,5 \cdot c_1$) und gleichzeitig dünnen ($h \leq c_1$) Bauteilen (siehe Abb. 1.23) zu konservativen Ergebnissen. In diesen Fall kann sich der Betonausbruchkörper weder zu den seitlichen Rändern, noch nach unten hin vollständig ausbilden.

Da der Randabstand in Lastrichtung c_1 sowohl die Berechnung des *Ausgangswert des charakteristischen Widerstandes eines Einzeldübel am Rand mit Belastung senkrecht zum Rand im gerissenen Beton*, als auch in das Verhältnis der projizierten Flächen eingeht, ist es möglich, dass ein Dübel in einem schmalen und dünnen Bauteil mit geringeren Randabstand in Lastrichtung nach Gleichung X eine größere Tragfähigkeit aufweist, als der selbe Dübel im gleichen Bauteil mit größeren Randabstand c_1 .

In Wahrheit reißt ein schmales und dünnes Bauteil jedoch unabhängig vom Randabstand an der Stelle der Befestigung durch. Die Tragfähigkeit ist in diesem Fall also immer gleich.

Um genauere Ergebnisse zu erzielen, muss der Randabstand c_1 sowohl in den Gleichungen zur Berechnung von $V_{Rk,c}^0$, $\psi_{s,V}$ und $\psi_{h,V}$ als auch bei der Ermittlung des Verhältnis der projizierten Flächen durch den modifizierten Randabstand c_1 ersetzt werden.

$$c_1' = \max \{ c_{2,max} / 1,5; h / 1,5; s_{max} / 3 \}$$

Dabei ist:

$c_{2,max}$

Der größere der beiden seitlichen Randabstände

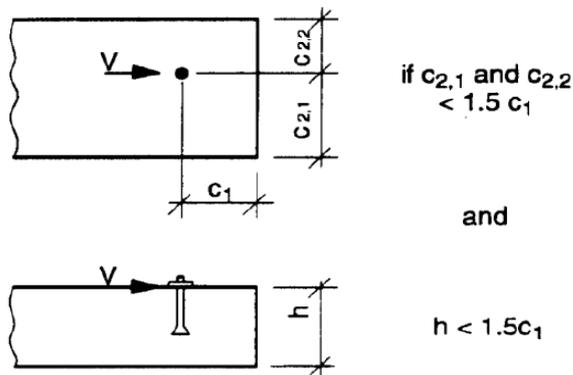


Abb. 1.23 Beispiel einer Verankerung in einem dünnen und schmalen Bauteil bei deren Bemessung der modifizierte Randabstand benutzt werden kann. [8]

1. 2. 4 Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite (Concrete pry-out failure)

Bei Befestigungen mit einer zu geringen Verankerungstiefe h_{ef} und einem großen Querschnitt, kann es durch die Querbelastung bei einigen Dübeln bzw. Dübelgruppen zu einem Ausbrechen des Betons auf der lastabgewandten Seite kommen (siehe Abb. 1.24).

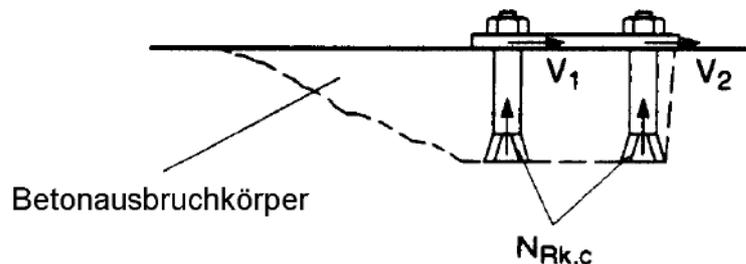


Abb. 1.24 Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite unter Einfluss einer Querbelastung [8]

Durch die Querbelastung werden auf der lastabgewandten Seite Pressungen zwischen dem Beton im Ankergrund und dem Dübel hervorgerufen. Diese Pressungen führen bei zunehmender Belastung zu einer Beschädigung des oberflächennahen Betons auf der Unterseite der Belastung. Damit verlagert sich die Resultierende des Widerstandes tiefer in den Ankergrund. Gleichzeitig verliert

die Ankerplatte auf der Unterseite der Belastung ihren Rückhalt und löst sich dadurch auf der Lastangriffseite vom Beton. Durch diese beiden Effekte vergrößert sich die Exzentrizität zwischen der angreifenden Querlast und der Resultierenden des Widerstandes. Das aus dieser Exzentrizität hervorgerufene Moment bewirkt als ausgleichendes Kräftepaar eine Druckkraft auf der lastabgewandten Seite zwischen der Ankerplatte und dem Ankergrund sowie eine Zugkraft im Dübel (siehe Abb. 1.25).

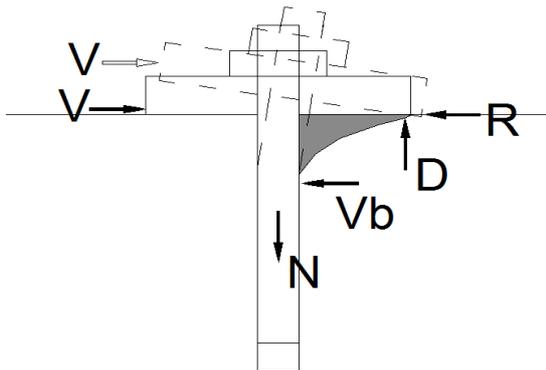


Abb. 1.25 Tragmechanismus einer Dübelverbindung unter Querbelastung [16]

Übersteigt die Zugkraft im Dübel die Zugtragfähigkeit der aktivierbaren Betonbruchfläche, so bricht die Befestigung auf der lastabgewandten Seite aus dem Ankergrund aus. Die Zugkraft im Dübel ist dabei u.a. von der Größe der Ankerplatte abhängig und beträgt bei Höchstlast zwischen 30 - 50% der angreifenden Querlast.

Eine größere Ankerplatte bewirkt einen größeren Abstand des Kräftepaars Zugkraft im Dübel / Druckkraft zwischen Beton und Ankerplatte auf der Unterseite des Dübels und damit eine geringere Zugkraft im Dübel, was die Tragfähigkeit gegen die Versagensart Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite erhöht.[16]

Für den Nachweis Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite muss der Nachweis erbracht werden, dass die einwirkende Querkraft kleiner ist, als der Designwert des Widerstandes gegen *Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite*:

$$V_{Sd}^g \leq \frac{V_{Rk,cp}^g}{\gamma_{Mcp}}$$

Der charakteristische Widerstand $V_{Rk,cp}$ (Index cp für concrete pryout) für die Versagensart Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite ergibt sich aus der Multiplikation des Widerstandes für *Betonausbruch* unter Zugbelastung $N_{Rk,c}$ mit dem Beiwert k für die Versagensart *Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite*.

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c}$$

Der Ausbruchskörper bei der Versagensart *Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite* ist kleiner als bei der Versagensart *Betonausbruch*, die Höchstlast wird jedoch durch dieselben Einflussfaktoren bestimmt. Aus diesen Grund kann der charakteristische Widerstand bei *Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite* aus dem Wert für *Betonausbruch* unter Zugbelastung berechnet werden.

Der Beiwert k ist abhängig von der Verankerungstiefe und ist der Zulassung des jeweiligen Dübels zu entnehmen. Er beträgt jedoch im Allgemeinen für Verankerungstiefen kleiner als 60 mm 1,0 und für Verankerungstiefen größer als 60 mm 2,0.

In der CEN/TS 1992-4 wird der Beiwert k als k_3 bezeichnet [12].

Der Wert $N_{Rk,c}$ sollte bei Dübelgruppen nicht direkt dem Zugnachweis entnommen werden, sondern für den Nachweis gegen Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite neu berechnet werden. Dies liegt daran, dass die Anzahl der mitwirkenden Dübel je nach Lastangriffsrichtung variieren kann (weniger mitwirkende Dübel unter Querkraft aufgrund Nichteinhaltung der Durchgangslochdurchmesser d_f bzw. durch Momenteneinwirkung bedingte Druckbelastung einiger Dübel einer Dübelgruppe unter Zugbelastung).

1.3 Belastung durch kombinierte Zug- und Querkraft

Das Tragverhalten eines Dübels bzw. einer Dübelgruppe unter kombinierter Zug- und Querbelastrung hängt vom Angriffswinkel der Last ab und liegt entsprechend zwischen dem Tragverhalten von reiner Zug- bzw. reiner Querbelastrung.

Es können prinzipiell dieselben Versagensarten wie unter Zug- bzw. unter Querbelastrung auftreten. Die dominantere Belastung hat auch einen entsprechend größeren Einfluss auf die Versagensform. Unter Kombination der Belastung sind folgende Versagenskombinationen möglich:

Stahlbruch unter Zug- und Querlast: Diese Versagenskombination tritt bei einer großen Verankerungstiefe sowie einem großen Randabstand auf. Der Dübel versagt auf Stahlbruch unabhängig vom Lastangriffswinkel.

Betonbruch unter Zug- und Stahlbruch unter Querlast: Diese Versagenskombination tritt bei mittleren Verankerungstiefen sowie großen Randabstand auf. Bei größer werdenden Querlastanteil geht die Versagensart von Betonbruch zu Stahlversagen über. Der Grenzwinkel hängt dabei von der Betonfestigkeit sowie vom Durchmesser und der Verankerungstiefe des Dübels ab.

Betonbruch unter Zug- und Querlast: Bei Befestigungen am Rand bzw. bei geringen Verankerungstiefen tritt immer die Versagensart Betonbruch, unabhängig vom Lastangriffswinkel, auf.

Für einen Dübel bzw. eine Dübelgruppe unter Kombination von Normal- und Querkraften müssen alle Nachweise für Normal- und Querbelastrung sowie zusätzlich Interaktionsnachweise geführt werden.

Bei den Interaktionsnachweisen darf das Verhältnis aus Bemessungswert der Einwirkung und Bemessungswert des Widerstandes jeweils für Zug- (β_N) und Querbelastrung (β_V) 1,0 sowie die Summe aus beiden Verhältnissen 1,2 nicht überschreiten.

$$\beta_N = \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \leq 1,0$$

$$\beta_V = \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} \leq 1,0$$

$$\beta_N + \beta_V \leq 1,2$$

Die drei obigen Gleichungen führen jedoch zu konservativen Ergebnissen. Genauere Ergebnisse liefert folgende Gleichung:

$$(\beta_N)^\alpha + (\beta_V)^\alpha \leq 1,0$$

Dabei ist:

$\alpha = 2,0$ bei maßgebendem Versagensfall Stahlversagen in beide Lastrichtungen

$\alpha = 1,5$ bei allen anderen Versagensarten

1.4 Nachweise nach Bemessungsverfahren B und C [3] [17]

Im Bemessungsverfahren B wird von einem vereinfachten Verfahren ausgegangen, in dem der Designwert des Widerstandes unabhängig von Lastangriffsrichtung und Versagensart ist. Bei Dübelgruppen wird der Nachweis der Tragfähigkeit für den höchstbelasteten Dübel geführt.

Werden die charakteristischen Achs- und Randabstände s_{cr} und c_{cr} eingehalten, so kann der aus der ETA entnommene Designwert des Widerstandes F_{Rd}^0 direkt für den Nachweis verwendet werden. Sind die Achs- und Randabstände der Bemessungssituation kleiner als die charakteristischen Abstände, jedoch größer als der Mindestachsabstand s_{min} und Mindestrandabstand c_{min} , so muss F_{Rd}^0 noch modifiziert werden:

$$F_{Rd} = \frac{1}{n} \cdot \frac{A_c}{A_c^0} \cdot \psi_s \cdot \psi_{re} \cdot F_{Rd}^0$$

Dabei ist:

n Die Anzahl der belasteten Dübel

F_{Rd}^0 Designwert des Widerstandes für gerissenen oder ungerissenen Beton, aus der jeweiligen Zulassung.

Der Einfluss der Rand- und Achsabstände wird über das Verhältnis der projizierten Flächen berücksichtigt. Die Faktoren ψ_s werden analog Versagensmodi *Betonaus-*

bruch bei Bemessungsverfahren A berechnet, jedoch müssen $s_{cr,N}$ und $c_{cr,N}$ durch s_{cr} und c_{cr} ersetzt werden. Der Faktor ψ_{re} berücksichtigt den Einfluss von enger Bewehrung und ungerissenen Beton und wird nach Gleichung X berechnet.

Im Falle einer Querbewehrung mit Hebelarm wird der charakteristische Widerstand des Dübels $V_{Rk,s}$ analog Bemessungsverfahren berechnet, $N_{Rd,s}$ wird jedoch durch F_{Rd}^0 ersetzt.

Im Bemessungsverfahren C darf die Einwirkung nicht größer sein, als der in der ETA angegebene Designwert des Widerstandes F_{Rd} . Zusätzlich müssen die ebenfalls in der ETA angegebenen Werte für s_{cr} und c_{cr} eingehalten sein.

Die Wirkungsrichtung der Belastung und die Versagensart spielen keine Rolle.

Im Falle einer Querbewehrung mit Hebelarm wird der charakteristische Widerstand des Dübels $V_{Rk,s}$ wie bei Bemessungsverfahren A berechnet und $N_{Rd,s}$ durch F_{Rd} ersetzt.

2 Versagensarten und Nachweise von Verbunddübeln [9] [16] [17]

Im Unterschied zu Metallspreiz- und Hinterschnittdübeln leiten Verbunddübel äussere Lasten nicht konzentriert im Bereich des Hinterschnittes bzw. der Spreizschalen, sondern kontinuierlich über die gesamte Verankerungslänge in den Ankergrund ein. Durch den Mörtel erfolgt eine Verklebung der Gewindestange mit der Bohrlochwand. Dabei wird die Last zuerst über mechanische Verzahnung zwischen Gewindestange und Mörtel in den Gewindegängen in den Mörtel eingeleitet (Formschluss). Anschließend erfolgt die Weiterleitung der Kraft über Klebewirkung und eine durch Unebenheiten in der Bohrlochwand bedingten Mikroverzahnung zwischen Mörtel und Beton in den Ankergrund (Stoffschluss). Die eingeleitete Last breitet sich als Druckkraft rotationssymmetrisch in den Ankergrund aus und erzeugt in diesem Querspannungen.[21]

Da sich bei Verbunddübeln sowohl bei Montage als auch Belastung nur sehr geringe Spreizkräfte entwickeln, sind Sie vor allem für randnahe Befestigungen geeignet [22]. Die Länge der Ankerstange und damit die Verankerungslänge kann bei Verbunddübeln in gewissen Grenzen variiert werden. Je nach Verankerungstiefe ändert sich das Versagensverhalten. Die Versagensart kombiniertes Herausziehen und Betonausbruch unter Zugbelastung tritt nur bei Verbunddübeln auf. Die Unterschiede im Tragverhalten von Verbunddübeln erfordern ein in einigen Fällen im Vergleich zur ETAG 001 Annex C angepasstes Bemessungsverfahren. Dies wird im EOTA Technical Report 029 „Bemessung von Verbunddübeln“ berücksichtigt. Für die Bemessung von Verbund-Hinterschnitt- sowie Verbund-Metallspreizdübel gilt jedoch weiterhin Annex C in der ETAG 001, da hierbei die

Verankerungstiefe nicht variabel ist, und die kombinierte Versagensart *Herausziehen* und *Betonausbruch* nicht auftritt (Tragverhalten entspricht eher dem von Metallspreiz- bzw. Hinterschnittdübeln). Der variable Verankerungsbereich und damit der Gültigkeitsbereich der TR 029 liegt zwischen einer Verankerungstiefe von minimal $4 \cdot d$ bzw. 40 mm und maximal $20 \cdot d$.

In der CEN/TS 1992-4 werden Verbunddübel nach Abschnitt 5: chemische Systeme bemessen. Das Bemessungsverfahren für Verbunddübel der CEN/TS entspricht im Wesentlichen dem Verfahren nach TR 029. Beide Verfahren entsprechen in ihrer Komplexität dem Bemessungsverfahren A nach Anhang C der ETAG 001. Ein vereinfachtes Bemessungsverfahren wie das Bemessungsverfahren B oder C existiert für Verbunddübel nicht. [12]

Injektions- und Verbunddübel dürfen nur in bestimmten Temperaturbereichen verwendet werden. Diese Temperaturbereiche sind in den jeweiligen Zulassungen angegeben (z.B. Temperaturbereich I: -40°C bis $+40^{\circ}\text{C}$, Temperaturbereich II: -40°C bis $+58^{\circ}\text{C}$, Temperaturbereich III: -40°C bis $+70^{\circ}\text{C}$). Für jeden Temperaturbereich gibt es verschiedene charakteristische Verbundtragfähigkeiten ($\tau_{Rk,ucr}$ in N/mm^2). Diese sind umso geringer, je größer der zulässige Temperaturbereich (TI < TII < TIII). Wählt man also einen größeren zulässigen Temperaturbereich bzw. erwartet man größere Temperaturschwankungen, muss man mit geringeren charakteristischen Verbundspannungen rechnen. Um die damit verbundene verminderte Tragfähigkeit des Dübels auszugleichen, muss im Gegenzug die Verankerungstiefe des Verbunddübels erhöht werden.

Die Temperatur des Ankergrundes bei der Montage darf im Allgemeinen 5°C nicht unter- und 40°C nicht überschreiten. Dübelspezifische Angaben finden sich wieder in der jeweiligen Zulassung. Von der Temperatur des Ankergrundes hängt direkt die Verarbeitungszeit sowie die Aushärtezeit des Verbunddübels ab. Generell gilt: je höher die Temperatur im Ankergrund, umso geringer die Verarbeitungs- und Aushärtezeit. Der Dübel darf erst nach dem Ende der Aushärtezeit belastet werden.

Die Temperatur des eingesetzten Kunstharzmörtels darf nur im Bereich zwischen 5°C und 25°C schwanken.

2.1 Belastung durch Zugkräfte

Unter Zugbelastung können Verbunddübel auf Stahlversagen, kombiniertes Versagen durch *Herausziehen* und *Betonausbruch*, reinen *Betonausbruch* sowie *Spalten* des Betons versagen (siehe Abb. 2.1).

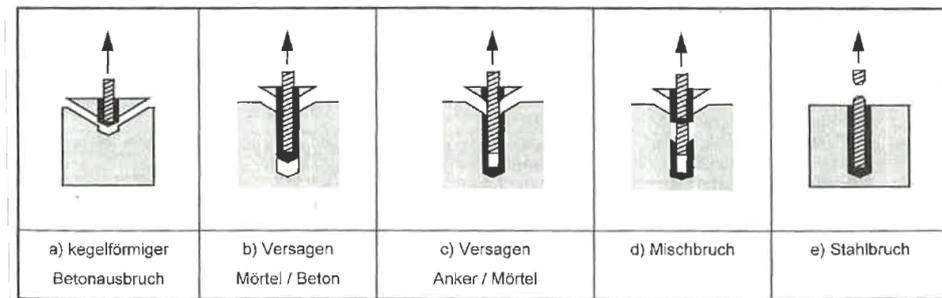


Abb. 2.1 Versagensarten von Verbunddübeln unter Zugbelastung [16]

2. 1. 1 Stahlversagen (Steel failure)

Die Versagensart *Stahlbruch* tritt bei sehr großen Verankerungstiefen auf. Der Verbund zwischen Mörtelmischung und Beton bzw. Ankerstange ist dabei tragfähiger als die Querschnittstragfähigkeit der Ankerstange und die Ankerstange oder die Innengewindehülse wird abgerissen. Die für einen Stahlbruch nötige Verankerungstiefe hängt dabei von der Stahlqualität, der Betonfestigkeit sowie den Eigenschaften des Verbundmörtels ab.

Die Berechnung erfolgt wie bei der Versagensart Stahlbruch bei Metallspreiz- und Hinterschnittdübeln.

2. 1. 2 Herausziehen und Betonausbruch (Combined pull-out and concrete cone failure)

Reines *Herausziehen* wie bei Metallspreizdübeln tritt bei Verbunddübeln nicht auf, da die Last kontinuierlich und nicht punktförmig in den Ankergrund eingeleitet wird.

Verbunddübel können jedoch durch kombiniertes Versagen *Herausziehen und Betonausbruch* versagen. Bei dieser Versagensart entsteht ein Ausbruchskegel nicht wie bei Hinterschnitt- und Metallspreizdübel am Ende des Dübels, sondern mit einer Tiefe des zwei- bis dreifachen Durchmessers der Ankerstange. Auf der verbleibenden Länge des Dübels versagt der Verbund entweder zwischen Mörtelmischung und Beton oder zwischen Ankerstange und Mörtelmischung. Oft kommt es auch zu einem gemischten Verbundbruch (am oberen Teil der Gewindestange zwischen Mörtel und Beton und im unteren Teil zwischen Gewindestange und Mörtel).

Die Versagensart *Herausziehen und Betonausbruch* tritt gehäuft bei Verbunddübeln mit mittleren Verankerungstiefen auf.

Für den Versagensfall Herausziehen und Betonausbruch muss der Nachweis erbracht werden, dass die einwirkende Zugbelastung kleiner ist, als der Bemessungswert des Widerstandes für den Versagensfall *Herausziehen und*

Betonausbruch.

$$N_{Sd}^g \leq \frac{N_{Rk,p}^g}{\gamma_{Mp}}$$

Der charakteristische Widerstand $N_{Rk,p}$ (Index c für Pullout) eines Dübels bzw. einer Dübelgruppe bei kombinierten *Herausziehen & Betonausbruch* wird von vielen Parametern (Verbundfestigkeit, Zustand des Betons, Verankerungstiefe, Oberflächenbewehrung, Achs- und Randabstände) beeinflusst und ergibt sich nach folgender Gleichung:

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{re,Np}$$

Die einzelnen Faktoren der Gleichung werden im Folgenden erklärt:

$N_{Rk,p}^0$ **Der Ausgangswert des charakteristischen Widerstandes eines Einzeldübels im gerissenen Beton [N]**

Bei der Berechnung des Ausgangswertes des Widerstandes $N_{Rk,p}^0$ geht man von einer, über die Verankerungstiefe konstanten Verbundspannung aus. Der Ausgangswert des Widerstandes $N_{Rk,p}^0$ ergibt sich damit als Produkt aus der charakteristischen Verbundspannung mit der Mantelfläche $d \cdot h_{ef} \cdot \pi$ d.h. der Kontaktfläche zwischen Gewindestange und Mörtel. Da die Annahme einer konstanten Verbundspannung nicht mehr für eine beliebig große Verankerungstiefe zutrifft, ist die Verankerungstiefe in der CEN/TS 1992-4 auf maximal den 20igfachen Gewindedurchmesser beschränkt.

$$N_{Rk,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk}$$

Dabei ist:

τ_{Rk} charakteristische Verbundspannung [N/mm²]

gerissener Beton: $\tau_{Rk,cr}$

ungerissener Beton: $\tau_{Rk,ucr}$

Die charakteristische Verbundspannung wird in Zulassungsversuchen bestimmt und ist jeweils für gerissenen und ungerissenen Beton in der Zulassung des Dübels angegeben. Sie hängt stark von der beim Verbunddübel verwendeten Mörtelmischung ab und ist im gerissenen Beton geringer als im ungerissenen. Die ETA kann weiterhin unterschiedliche Werte der charakteristischen Verbundspannung je nach Intensität der Bohrlochreinigung, dem Feuchtigkeitszustand des Betons sowie unterschiedlichen Temperaturbereichen enthalten.

Nach der CEN/TS 1992-4 tritt diese Versagensart nur auf, wenn die Verbundfestigkeit des Dübels aus der Zulassung geringer ist als der Wert $\tau_{Rk,max}$. Dieser Wert entspricht der Verbundspannung, die notwendig ist, damit es bei einem Einzeldübel zu einem vollständigen Betonausbruch kommt.

$$\tau_{Rk,max} = \frac{k_8}{\pi \cdot d} \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{c,cube}}$$

Dabei ist:

- k_8 Beiwert für gerissenen ($k_8 = 7,2$) und ungerissenen ($k_8 = 10,1$) Beton aus der Zulassung
- d Gewindedurchmesser [mm]

$A_{p,N}/A_{p,N}^0$ **Verhältnis der projizierten Flächen [-].**

Die geometrischen Einflüsse von Rändern und Ecken auf die Befestigungssituation wird über das Verhältnis $A_{p,N}/A_{p,N}^0$ berücksichtigt. Ähnlich den modellierten Pyramiden der Betonausbruchskörper bei Metallspreiz- und Hinterschnittdübeln werden Pyramiden ungestörter Druckspannungsfelder auf den Ankergrund projiziert. Die Berechnung der projizierten Flächen erfolgt wie beim Verhältnis $A_{c,N}/A_{c,N}^0$. Versagensfall Betonausbruch bei Metallspreiz- und Hinterschnittdübel, nur werden die charakteristischen Achs- und Randabstände $s_{cr,N}$ und $c_{cr,N}$ mit den Werten $s_{cr,Np}$ und $c_{cr,Np}$ ersetzt.

Die Neigung der Ausbruchskörper bei der Versagensart Betonausbruch bei Metallspreizdübel wird mit konstant 35° angenommen. Im Gegensatz dazu haben die Druckspannungsfelder jedoch keinen konstanten Ausbreitungswinkel, sondern der Achsabstand ergibt sich aus einer Funktion des Nenndurchmessers d der Ankerstange des Verbunddübels, sowie der Verbundspannung des Dübels im ungerissenen Beton $\tau_{Rk,ucr}$, kann jedoch nie größer sein als $3 \cdot h_{ef}$, da dies einem reinen Betonausbruch entsprechen würde.

$$s_{cr,Np} = 20 \cdot d \cdot \left(\frac{\tau_{Rk,ucr}}{7,5} \right)^{0,5} \leq 3 \cdot h_{ef}$$

$$c_{cr,Np} = 0,5 \cdot s_{cr,Np}$$

Nach der CEN/TS ergibt sich der charakteristische Achsabstand Versagensart kombiniertes *Herausziehen und Betonausbruch* zu :

$$s_{cr,Np} = 7,3 \cdot d \cdot \sqrt{\tau_{Rk}} \leq 3 \cdot h_{ef}$$

Dabei ist:

- τ_{Rk} die charakteristische Verbundfestigkeit [N/mm²] für ungerissenen Beton C20/25

[12]

Je größer der Durchmesser der Ankerstange und je größer die Verbundspannung im ungerissenen Beton, umso größer auch die Fläche des ungestörten Druckspannungsfeldes und umso mehr entfernt sich die Versagensart dem Herausziehen und nähert sich dem Betonausbruch an.

Die Fläche $A_{c,Np}^0$ entspricht dabei der Grundfläche der idealisierten Druckspannungspyramide eines Einzelnen Verbunddübels ohne den Einfluss von Rändern

bzw. Nachbardübeln (siehe Abb. 2.2).

$$A_{c,Np}^0 = s_{cr,Np}^2$$

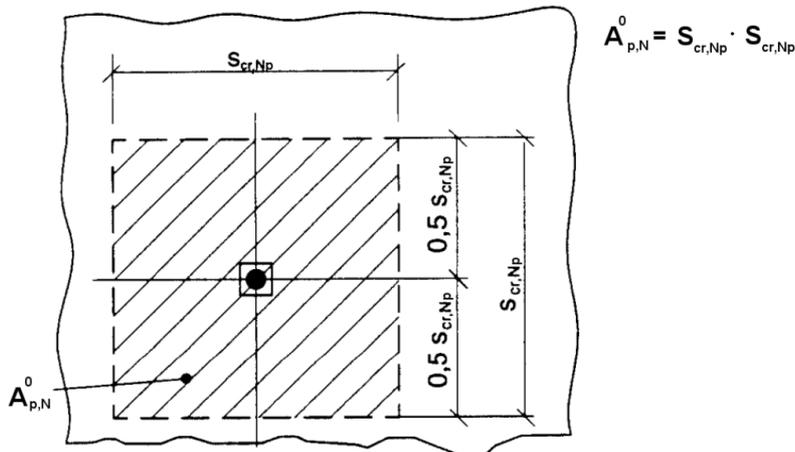


Abb. 2.2 Grundfläche der idealisierten Druckspannungspyramide $A_{c,Np}^0$ [9]

Die Fläche $A_{c,Np}$ ist der einem Dübel bzw. einer Dübelgruppe in der jeweiligen Bemessungssituation tatsächlich zur Verfügung stehenden Betonoberfläche. Diese Fläche wird durch Überschneidung der Einflussflächen von Verbunddübeln in einer Dübelgruppe ($s \leq s_{cr,Np}$), bzw. durch Bauteilränder ($c \leq c_{cr,Np}$) begrenzt (siehe Abb. 2.3).

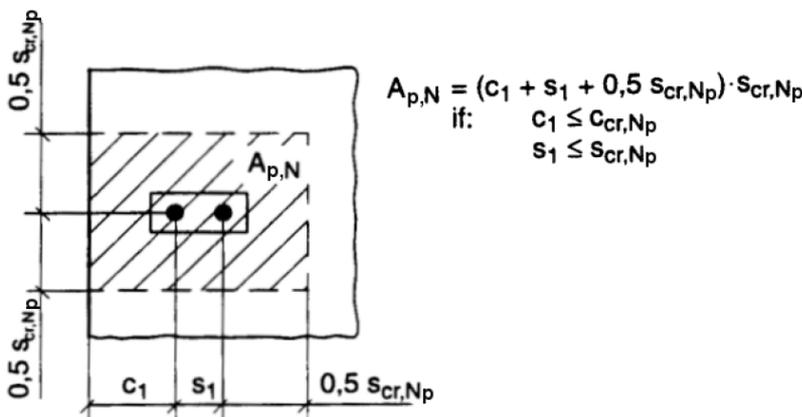


Abb. 2.3 Fläche $A_{c,Np}$ [9]

$\psi_{g,Np}$ **Faktor zur Berücksichtigung von Befestigungsgruppen [-]**

Der Gruppeneinflussfaktor $\psi_{g,Np}$ wirkt positiv. Wird er weggelassen ergeben sich konservativere Ergebnisse.

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 - \left(\frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0,5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1, 0$$

Dabei ist:

$\Psi_{g,Np}^0$ Grundwert des Einflussfaktors für Gruppen

$$\Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{d \cdot \tau_{Rk}}{k \cdot \sqrt{h_{ef}} \cdot \sqrt{f_{ck,cube}}} \right)^{1,5} \geq 1,0$$

n Anzahl der Dübel in der Dübelgruppe [-]

s vorhandener Achsabstand zwischen den Dübel einer Dübelgruppe, bei unterschiedlichen Achsabständen d.h. $s_1 \neq s_2$ ist s der Mittelwert aller Achsabstände.

$s_{cr,Np}$ charakteristischer Achsabstand

$k = 2,3$ für gerissenen Beton

$k = 3,2$ für ungerissenen Beton

Nach der CEN/TS 1992-4 ändert sich die Gleichung zur Berechnung des Faktors $\Psi_{g,Np}$ zu:

$$\Psi_{g,Np} = \Psi_{g,Np}^0 - \sqrt{\frac{s}{s_{cr,Np}}} \cdot (\Psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1$$

Dabei ist:

$$\Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,max}} \right)^{1,5} \geq 1$$

$\Psi_{s,Np}$ **Faktor zur Berücksichtigung von Rändern [-]**

Durch den Faktor $\Psi_{s,Np}$ wird der negative Einfluss von Rändern bei $c < c_{cr,Np}$ auf den rotationssymmetrischen Spannungszustand im Ankergrund berücksichtigt. Die Berechnung erfolgt wie bei der Berechnung des Faktors $\Psi_{s,N}$ bei Metallspreiz- und Hinterschnittdübeln. Es ist jedoch statt des charakteristischen Randabstandes für die Versagensart Betonausbruch der charakteristische Randabstand für die Versagensart Betonausbruch und Versagen einzusetzen.

$$\Psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1,0$$

Dabei ist:

$c_{cr,Np}$ charakteristischer Randabstand [mm]

c minimaler vorhandener Randabstand [mm]

$\Psi_{ec,Np}$ **Faktor zur Berücksichtigung von Exzentrizität [-]**

Über den Faktor $\Psi_{ec,Np}$ wird der Einfluss einer exzentrischen Belastung auf eine

Gruppe von Verbunddübeln berücksichtigt. Die Berechnung erfolgt analog wie bei Metallspreiz- und Hinterschnittdübeln. Bei der Berechnung des geometrischen Schwerpunktes einer Dübelgruppe werden die druckbeanspruchten Dübel nicht berücksichtigt. e_N ist dabei der Abstand der resultierenden Zugkraft vom geometrischen Schwerpunkt der zugbeanspruchten Dübel. Liegt eine Exzentrizität in x- und in y-Richtung vor, so wird der Exzentrizitätsfaktor für beide Richtungen ermittelt und anschließend miteinander multipliziert ($\psi_{ec,Np} = \psi_{ec,Npx} \cdot \psi_{ec,Npy}$).

$$\psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + 2 \cdot \frac{e_N}{s_{cr,Np}}} \leq 1,0$$

Dabei ist:

$s_{cr,Np}$ charakteristischer Achsabstand [mm]

$\psi_{re,Np}$ **Faktor zur Berücksichtigung von dichter Oberflächenbewehrung [-]**

Wie bei der Versagensart *Betonausbruch* bei mechanischen Dübeln kann eine Oberflächenbewehrung auch die Tragfähigkeit von Verbunddübeln bei der Versagensart *Herausziehen & Betonausbruch* negativ beeinflussen, wenn die Verbunddübel in der Betondeckung oder in Bewehrungsnähe verankert sind. In diesem Falle können sich die Zugspannungen aus der Verbundwirkung der Bewehrungstäbe mit den Zugspannungen aus der Verbundwirkung der Verankerung des Dübels überlagern. Durch die Oberflächenbewehrung kann außerdem die zur Übertragung von Zugkräften erforderliche Betonfläche verringert werden.

Der Faktor $\psi_{re,Np}$ wirkt reduzierend auf die Tragfähigkeit der Verbindung, wenn der Achsabstand s_{Bew} der Bewehrung kleiner als 150 mm, bzw. bei einem Bewehrungsdurchmesser kleiner oder gleich 10 mm, kleiner als 100 mm ist. Andernfalls ergibt sich $\psi_{re,Np}$ zu 1,0.

$$\psi_{re,Np} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200 \text{ mm}} \leq 1,0$$

$\psi_{re,Np} = 1,0$ bei $s_{Bew} \geq 150 \text{ mm}$

$\psi_{re,Np} = 1,0$ bei $s_{Bew} \geq 100 \text{ mm}$ und $d_s \leq 10 \text{ mm}$

Sonderfall: drei oder vier Ränder mit dem größten Randabstand

$$C_{max} \leq C_{cr,Np}$$

Wie bei der Versagensart *Betonausbruch* bei mechanischen Dübeln, ergeben sich nach dem CC-Verfahren auch beim Nachweis *Herausziehen & Betonausbruch* bei

Verbunddübeln konservative Ergebnisse. In diesem Fall muss die reale Verankerungstiefe h_{ef} in der Gleichung zur Ermittlung von $N_{Rk,p}^0$ wieder mit dem größeren der beiden fiktiven Werte h'_{ef} ersetzt werden:

$$h'_{ef} = \frac{c_{max}}{c_{cr,Np}} \cdot h_{ef} \quad \text{oder} \quad h'_{ef} = \frac{s_{max}}{s_{cr,Np}} \cdot h_{ef}$$

zur Ermittlung von $A_{c,N}^0$ und $A_{c,N}$ sowie bei der Berechnung der Faktoren $\psi_{s,Np}$, $\psi_{g,Np}$ und $\psi_{ec,Np}$ müssen $s'_{cr,Np}$ und $c'_{cr,Np}$ anstatt $s_{cr,Np}$ und $c_{cr,Np}$ eingesetzt werden.

$$s'_{cr,Np} = \frac{h'_{ef}}{h_{ef}} \cdot s_{cr,Np}$$

$$c'_{cr,Np} = 0,5 \cdot s'_{cr,Np}$$

2. 1. 3 Betonausbruch (Concrete cone failure)

Reiner Betonausbruch tritt als Versagensart bei Verbunddübeln nur bei sehr geringen Verankerungstiefen zwischen dem drei- und sechsfachen Nenndurchmesser der Ankerstange auf. Der Ausbruchskegel beginnt am Ende der Gewindestange und beträgt dabei wie bei Metallspreizdübeln 35° . Bei Dübelgruppen tritt reiner Betonausbruch nur bei geringen Verankerungstiefen sowie gleichzeitig kleinen Achsabständen auf. Da dieselben Bedingungen vorliegen, erfolgt der Nachweis analog dem Nachweis Betonausbruch bei Metallspreiz- und Hinterschnittdübeln.

2. 1. 4 Spalten des Betons (Splitting failure)

Spalten des Beton durch Verbunddübel tritt bei randnahen Befestigungen bzw. bei dünnen Bauteilen auf.

Bei der Versagensart Spalten des Betons wird im TR 029 unterschieden zwischen einen Spalten des Betons während des Einbaus des Ankers und einem Spalten des Betons nach Einbau durch die Belastung.

Ein Spalten des Betons während des Einbaues des Verbunddübels kann durch die Einhaltung von, in der jeweiligen Zulassung angegebenen, Mindestrandabständen c_{min} , Mindestachsabständen s_{min} , einer Mindestbauteildicken h_{min} sowie einer rissbeschränkenden Bewehrung verhindert werden.

Für ein Spalten des Betons durch Belastung können die Werte $c_{cr,sp}$ und $s_{cr,sp}$ aus der jeweiligen Dübelzulassung in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe entnommen werden.

Dabei kann davon ausgegangen werden, dass es nicht zu einem Spalten des Betons unter Belastung kommt, wenn der Randabstand c in alle Richtungen größer/gleich $1,2 c_{cr,sp}$, sowie die Bauteildicke h größer/gleich $2 h_{min}$ ist.

Bei Verbunddübeln, die für den Einsatz in gerissenen Beton zugelassen sind, kann auf den Nachweis verzichtet werden, wenn die beiden folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- Es ist eine Bewehrung vorhanden, die die Rissbreiten auf $w_k \sim 0,3 \text{ mm}$ beschränkt.
- die charakteristischen Widerstände für Herausziehen und Betonausbruch werden für gerissenen Beton errechnet.

Sind die oben genannten Bedingungen nicht eingehalten, so muss der charakteristische Widerstand eines Einzeldübeln bzw. einer Dübelgruppe gegen die Versagensart Spalten des Betons nach folgender Gleichung ermittelt werden:

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{h,sp}$$

Dabei werden $N_{Rk,c}^0$, $\psi_{s,N}$, $\psi_{re,N}$, $\psi_{ec,N}$ nach Gleichung X-Y und ... nach Gl. X-Y wobei jedoch die charakteristischen Achs- und Randabstände $c_{cr,N}$ und $s_{cr,N}$ durch $c_{cr,sp}$ und $s_{cr,sp}$ ersetzt werden müssen.

Der Faktor $\psi_{h,sp}$ ist ein Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses Bauteildicke an der Einbaustelle des Dübeln auf den Widerstand gegen Spalten des Betons:

$$\psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}} \right)^{2/3}$$

dabei muss $\psi_{h,sp}$ in folgenden Grenzen liegen:

$$1 \leq \psi_{h,sp} \leq \left(\frac{2 \cdot h_{ef}}{h_{min}} \right)^{2/3}$$

2. 2 Belastung durch Querkräfte

Unter Querbelastung kommt es bei Verbunddübeln zu denselben Versagensarten wie bei Metallspreiz- und Hinterschnittdübeln (*Stahlbruch* mit / ohne Hebelsarm, *Betonkantenbruch*, *Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite*). Das Verschiebungsverhalten von Verbunddübeln entspricht dem von Metallspreiz- und Hinterschnittdübeln mit dem Unterschied, dass durch die Mörtelmischung kein Spiel zwischen Ankerstange und Betonoberfläche vorhanden ist. Die erforderlichen Nachweise bei Verbunddübeln unter Querbelastung für Stahlversagen ohne und mit Hebelarm sowie für Betonkantenbruch sind mit denen von Metallspreiz- und Hinterschnittdübeln identisch. Unterschiede ergeben sich hierbei nur bei den charakteristischen Achs- und Randabständen:

Vergleich Achs- und Randabstände Verbunddübel / Metallspreiz- und

Hinterschnittdübel:

Verbunddübel	Metallspreiz- und Hinterschnittdübel
Achsabstand $s_{cr,N}$	Achsabstand $s_{cr,N}$
$2 \cdot h_{ef}$	$3 \cdot h_{ef}$
Randabstand $c_{cr,N}$	Randabstand $c_{cr,N}$
$1 \cdot h_{ef}$	$1,5 \cdot h_{ef}$

Tab. 2.1 Vergleich Achs- und Randabstände

Beim Versagensfall Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite (concrete pry-out failure) muss der charakteristische Widerstand gegen Querbelastung bei Verbunddübeln nicht nur, wie bei Metallspreiz- und Hinterschnittdübeln, aus der Multiplikation des Faktors k mit den charakteristischen Widerstand gegen Betonausbruch unter Zugbelastung (siehe Gl. X), sondern auch aus der Multiplikation des Faktors k mit dem charakteristischen Widerstand gegen Herausziehen und Betonausbruch unter Zugbelastung (siehe Gl. X) ermittelt werden. Der kleinere der beiden Werte ist dann maßgebend.

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,p}$$

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c}$$

Der Faktor k wird aus der jeweiligen Dübelzulassung entnommen bzw. ist im Allgemeinen:

$$k = 1 \quad \text{für } h_{ef} < 60 \text{ mm}$$

$$k = 2 \quad \text{für } h_{ef} \geq 60 \text{ mm}$$

In der CEN/TS ist wieder der Faktor k durch k_3 ersetzt:

$$V_{Rk,cp} = \min \{ k_3 \cdot N_{Rk,p}; k_3 \cdot N_{Rk,c} \}$$

Brandverhalten und Dauerhaftigkeit

1 Brandverhalten [19] [20]

Das Brandverhalten eines Dübels hängt wesentlich von Aufbau der Gesamtkonstruktion d.h. dem Verankerungsgrund sowie dem Zusammenspiel von Ankerplatte und Metalldübel ab und wird in der Regel durch Versuche bestimmt. [16]

Unter Brandbeanspruchung können prinzipiell dieselben Versagensarten auftreten wie unter Normaltemperatur, die Versagensart Stahlbruch ist jedoch meist maßgebend. Dies liegt daran, dass unter hohen Temperaturen eine deutliche Abnahme der Stahlfestigkeit zu verzeichnen ist (siehe Abb. 1.1). Die verbleibende ertragbare Stahlspannung ist dabei von der Branddauer, der Stahlart (C4-Stahl oder nichtrostend), sowie der Ausbildung und dem Durchmesser des Dübels abhängig. Stahlbruch ist die häufigste Versagensform von Dübeln unter Brandbelastung. [12]

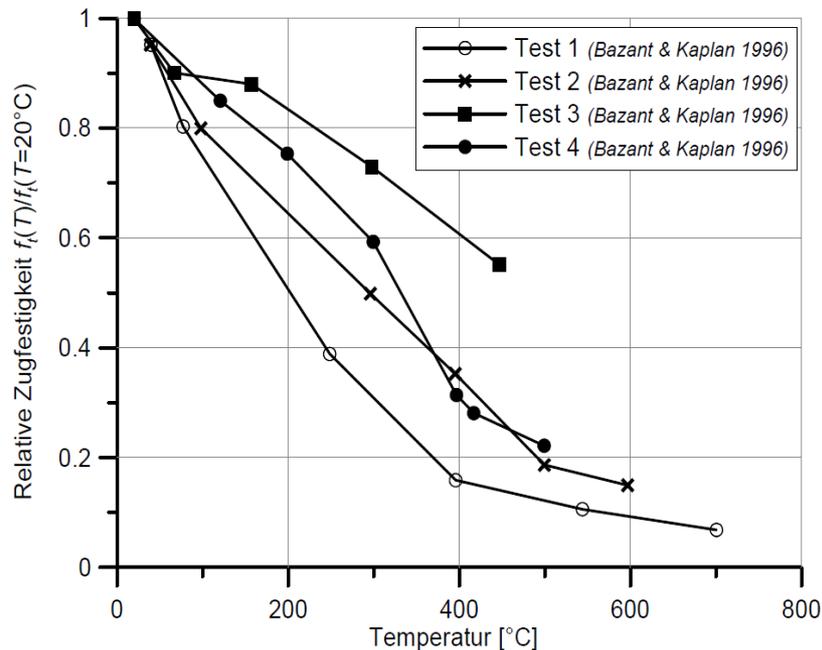


Abb. 1.2 Abnahme der Betonzugfestigkeit als Funktion der Temperatur [20]

Da Beton im Vergleich zu Stahl nur eine geringe Wärmeleitfähigkeit aufweist, nimmt die Erwärmung des Betons in Richtung Bauteilinneres deutlich ab. Dies bedeutet, dass sich für Befestigungen mit geringer Verankerungstiefe größere Reduktionen der Betonausbruchslast bei Brandbeanspruchung ergeben, als bei Befestigungen mit großer Verankerungstiefe.

Neben der Verringerung der Betonausbruchslast entstehen durch die unterschiedliche Temperatur des Betons zwischen Oberfläche und Bauteilinneren thermische Spannungen, die zu Rissen und zu einer Verringerung des Verformungswiderstandes führen. Befestigungsmittel mit einer Verankerungstiefe kleiner als 40 mm können dadurch aus dem Ankergrund herausgezogen werden.

Bei Verbunddübeln besteht zusätzlich das Problem, dass die Festigkeit des Kunstharzmörtels ab Temperaturen von 80°C deutlich abnimmt und damit kein Verbund mehr gegeben ist. Auch hierbei verhalten sich Verbunddübel mit großer Verankerungstiefe besser, als solche mit geringer Verankerungstiefe.

1.1 Bemessung im Brandfall [10] [45]

Die Bemessung von Dübel unter Brandeinwirkung erfolgt nach dem 2004 von der EOTA herausgegebenen Technical Report 020 „Beurteilung der Feuerwiderstandsfähigkeit von Verankerungen (Metалldübel) in Beton“.

Dabei kann zwischen einem vereinfachten Nachweisverfahren (simplified design concept) und einem experimentellen Nachweis gewählt werden. Das vereinfachte Nachweisverfahren liefert für sämtliche Lastrichtungen und Versagensarten charakteristische Widerstandswerte $F_{Rk,fi(t)}$, die im ULS unter Brandeinwirkung einzuhalten sind. Diese Widerstandswerte wurden durch allgemeine Versuchsserien entwickelt und sind konservativ. Wird das vereinfachte Nachweisverfahren angewandt, so sind keine weiteren Brandversuche zum Nachweis notwendig. Will ein Dübelhersteller jedoch höhere Tragfähigkeiten erreichen, so muss der jeweilige Dübel unter den im TR 020 beschriebenen Versuchsbedingungen getestet und die Ergebnisse ebenfalls wie im TR 020 beschrieben, ausgewertet werden. Diese experimentelle Ermittlung ist jedoch beschränkt auf die Versagensarten *Stahlbruch unter Zugbelastung*, *Herausziehen* und *Stahlbruch unter Querbelastung*. Die Widerstände für die Versagensarten *Betonausbruch*, *Betonkantenbruch* und *Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite* müssen prinzipiell mit dem vereinfachten Nachweisverfahren errechnet werden.

Die Bemessung im Brandfall nach der CEN/TS 1992-4 entspricht dem vereinfachten Nachweisverfahren nach TR 020. Feuerwiderstandsprüfungen sind nicht in der CEN/TS enthalten, sondern verbleiben im TR 020 (die CEN/TS 1992-4 ist nur für die Bemessung zuständig)

Der TR 020 sowie die Bemessung im Brandfall nach der CEN/TS 1992-4 sind nur für Metallspreiz- und Hinterschnittdübel für gerissenen Beton gültig. Der Brandwiderstand von Verbunddübeln ist aufgrund abweichender Versagensmechanismen produktabhängig und nicht nach TR 020 bestimmbar. Informationen über den Brandwiderstand von Verbunddübeln liefern die Hersteller bzw. die Angaben aus der jeweiligen Zulassung. [12]

Bauteile werden, abhängig vom Zeitraum in dem sie im Brandfall in der Lage sind bauaufsichtliche Forderungen hinsichtlich der Tragfähigkeit zu erfüllen, in Feuerwiderstandsklassen eingeteilt:

Feuerwiderstandsklasse	Funktionserhalt über	deutsche bauaufsichtliche Benennung
R30	30 Minuten	feuerhemmend
R60	60 Minuten	hochfeuerhemmend
R90	90 Minuten	feuerbeständig
R120	120 Minuten	hochfeuerbeständig
R180	180 Minuten	höchstfeuerbeständig

Tab. 1.1 Feuerwiderstandsklassen [38]

Um für die Prüfung und Beurteilung der Bauteile einheitliche und reproduzierbare Bedingungen garantieren zu können, wurde die Einheitstemperatur-Zeitkurve (ETK definiert (siehe Abb. 1.3).

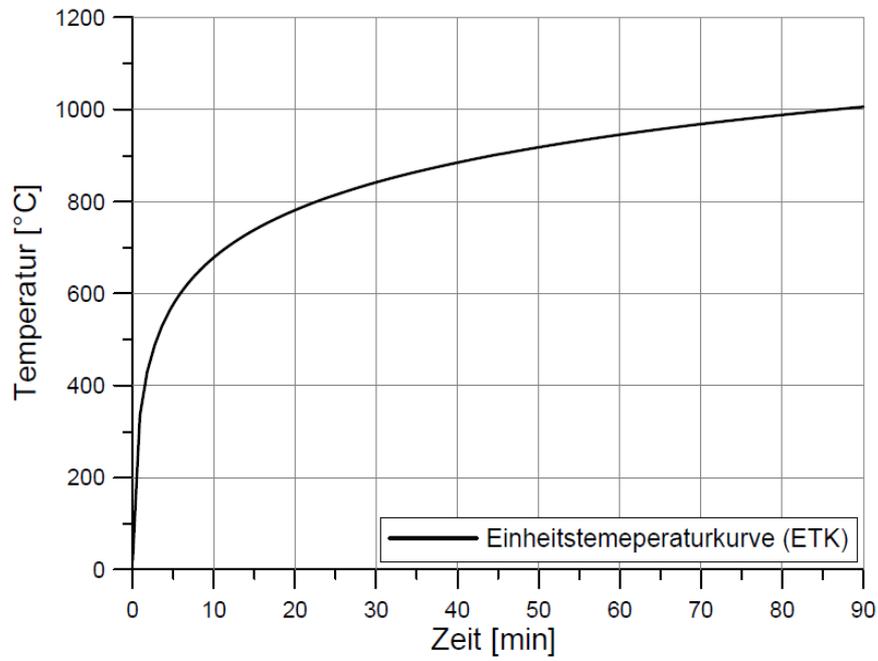


Abb. 1.3 Normierter Temperaturanstieg im Brandraum für Brandversuche - Einheitstemperaturkurve [20]

Mit dieser Kurve ist für Normalbrandversuche der Temperaturanstieg im Brandraum als Funktion der Versuchszeit festgelegt. Da für die Abkühlphase eines Brandes keine bauaufsichtlichen Forderungen vorliegen, ist diese nicht mehr in der ETK enthalten.

In realen Bränden haben jedoch die Art und Menge der brennbaren Stoffe im Raum sowie die Ventilationsbedingungen einen starken Einfluss auf den Temperaturanstieg und die erreichte Maximaltemperatur im Brandraum. Der wirkliche Temperaturverlauf kann also von der Einheitstemperatur-Zeitkurve deutlich abweichen. Für besondere Anwendungen (z.B. in Tunneln oder bei Bränden in der petro-chemischen Industrie) werden neben der Einheitstemperatur-Zeitkurve deswegen auch andere Temperaturverläufe verwendet (z.B. UL 1709 Einheitstemperaturkurve für Kohlenwasserstoff).

Die Bemessung von Dübeln unter Brandbeanspruchung nach TR 020 erfolgt in Anlehnung an diese Einteilung von Bauteilen in Feuerwiderstandsklassen auf Grundlage der Einheitstemperatur-Zeitkurve. Das Bemessungskonzept ist also für besondere Anwendungen mit anderen Temperatur-Zeitverläufen nicht anwendbar. [12]

Das Bemessungskonzept nach TR 020 deckt nur einseitige Brandbeanspruchung

des Ankergrund gebenden Betonbauteils ab. Erfolgt der Brandangriff von mehreren Seiten, darf nur nach TR 020 bemessen werden, wenn der Randabstand größer als 300 mm ist und die zweifache Verankerungstiefe des Dübels übersteigt.

Unter Brandeinwirkung kann es zu einem lokalen Abplatzen des Betons kommen. Um eine negative Einwirkung auf die Befestigung ausschließen zu können, muss der Verankerungsgrund (Stahlbetonbauteil) brandschutztechnisch ebenfalls entsprechend bemessen sein und mindestens die gleiche Feuerwiderstandsfähigkeit wie die Verankerung aufweisen. Die Betonfestigkeitsklassen sind wie beim Anhang C der ETAG 001 auf den Bereich C20/25 bis C50/60 beschränkt.

Die Bemessung gilt auch für den ungeschützten Bereich der Metalldübel, da die direkten Anschlussteile bei der Beurteilung für den ungünstigen Fall berücksichtigt werden.

Für alle Versagensarten und Beanspruchungsrichtungen muss der Nachweis geführt werden, dass der Bemessungswert der Einwirkung unter Brandbeanspruchung geringer ist, als der Bemessungswert des Widerstandes unter Brandbeanspruchung. Die Teilsicherheitsbeiwerte betragen im Brandfall sowohl für die Einwirkung als auch für den Widerstand 1,0.

$$S_{d,fi} \leq R_{d,fi(t)}$$

$$S_{d,fi} = \gamma_{F,fi} \cdot S_{k,fi}$$

$$R_{d,fi(t)} = R_{k,fi(t)} / \gamma_{M,fi}$$

Dabei ist:

$S_{d,fi}$	Bemessungswert der Einwirkung unter Brandbeanspruchung
$S_{k,fi}$	Charakteristischer Wert der Einwirkung unter Brandbeanspruchung
$\gamma_{F,fi}$	Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkung unter Brandbeanspruchung
$R_{d,fi(t)}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Brandbeanspruchung
$R_{k,fi(t)}$	Charakteristischer Widerstand unter Brandbeanspruchung
$\gamma_{M,fi}$	Teilsicherheitsbeiwert des Widerstandes unter Brandbeanspruchung

[10]

Bei Verwendung der vereinfachten Bemessungsmethode nach TR 020 stellt sich oft Stahlversagen als maßgebende Versagensart heraus. Andere Versagensarten können jedoch bei einer geringen Verankerungstiefe, bei einem geringen Wert für $N_{Rk,p}$ unter Normaltemperatur sowie bei Dübelgruppen mit geringen Achsabstand

maßgebend werden.

1. 2 Belastung durch Zugkräfte [10]

1. 2. 1 Stahlbruch (Steel failure)

Für den Nachweis gegen Stahlbruch unter Brandbeanspruchung sind in der TR 020 bzw. der CEN/TS 1992-4 Tabellenwerte für die charakteristische Zugfestigkeit in N/mm^2 eines Stahldübels in Abhängigkeit von der Branddauer (R30; R60; R90; R120, R = Résistance) angegeben. Diese Werte gelten auch für Querbelastung, da Testversuche gezeigt haben, dass das Verhältnis von aufnehmbarer Schubspannung zu Zugspannung unter Brandbeanspruchung über den Wert bei Normaltemperatur von 0,6 respektive 0,5 steigt. Der Bemessungswert des Widerstandes bei Stahlbruch ergibt sich dann aus der Multiplikation des Tabellenwertes der aufnehmbaren Stahlspannung mit dem Spannungsquerschnitt des Dübels dividiert durch den Teilsicherheitsbeiwert des Widerstandes unter Brandbeanspruchung.

$$R_{d,fi,s} = \sigma_{Rk,s,fi} \cdot A_s / \gamma_{M,s,fi}$$

Dabei ist

A_s Spannungsquerschnitt [mm^2]

$\gamma_{M,s,fi}$ Teilsicherheitsbeiwert des Widerstandes unter Brandbeanspruchung (üblicherweise: $\gamma_{M,s,fi} = 1,0$)

Anker bzw. Gewinde Durchmesser [mm]	Verankerungs- tiefe [mm]	Charakteristische Zugfestigkeit eines ungeschützten Ankers aus C- Stahl für eine Branddauer bis (Feuerverstandsklasse R):			
		$\sigma_{Rk,s,fi}$ [N/mm^2]			
		30 min (R15 to R30)	60 min (R45 and R60)	90 min (R90)	120 min (\leq R120)
6	≥ 30	10	9	7	5
8	≥ 30	10	9	7	5
10	≥ 40	15	13	10	8
≥ 12	≥ 50	20	15	13	10

Abb. 1.4 Charakteristische Widerstände für Stahlversagen bei hohen Temperaturen von Ankern aus C-Stahl [45]

Die Werte für die charakteristischen Zugfestigkeiten sind auch für die unbeschützten Stahlteile des Dübels ausserhalb des Betons gültig. Sie sind für C-Stahl (siehe

Tabelle Abb. 1.4) etwas geringer als für rostfreien Stahl (siehe Tabelle Abb. 1.5)

Anker bzw. Gewinde Durchmesser [mm]	Verankerungs- tiefe [mm]	Charakteristische Zugfestigkeit eines ungeschützten Ankers aus A4- Stahl für den Branddauer bis (Feuerwiderstandsklasse R):			
		$\sigma_{Rk,s,fi}$ [N/mm ²]			
		30 min (R15 to R30)	60 min (R45 and R60)	90 min (R90)	120 min (≤ R120)
6	≥ 30	10	9	7	5
8	≥ 30	20	16	12	10
10	≥ 40	25	20	16	14
≥ 12	≥ 50	30	25	20	16

Abb. 1.5 Charakteristische Widerstände für Stahlversagen bei hohen Temperaturen von Ankern aus A4-Stahl [45]

1. 2. 2 Herausziehen (pull-out failure)

Der charakteristische Widerstand eines Dübels gegen Herausziehen unter Brandbeanspruchung beträgt für eine Branddauer von 90 Minuten 25% und für eine Branddauer von 120 Minuten 20% des charakteristischen Widerstandes des Dübels gegen Herausziehen bei Normaltemperatur.

Nach einer Branddauer von 90 Minuten:

$$N_{Rk,p,fi(90)} = 0,25 \cdot N_{Rk,p}$$

Nach einer Branddauer von 120 Minuten:

$$N_{Rk,p,fi(120)} = 0,20 \cdot N_{Rk,p}$$

1. 2. 3 Betonausbruch

Der charakteristische Widerstand eines Dübels gegen Betonausbruch unter Brandbelastung ergibt sich nach einer Branddauer von 90 Minuten bei einer Verankerungstiefe $h_{ef} \leq 200$ mm aus dem charakteristischen Widerstand gegen Betonausbruch unter Normaltemperatur aus der jeweiligen Zulassung multipliziert mit dem Faktor $h_{ef}/200$. Bei einer Branddauer von 120 Minuten wird der Widerstand zusätzlich mit dem Faktor 0,8 abgemindert.

Der Einfluss von Rändern oder mehreren Dübel wird nach dem CC-Verfahren berechnet. Die charakteristischen Achs- und Randabstände von $s_{cr,N} = 2 \cdot c_{cr,N} = 3 \cdot h_{ef}$ bei Normaltemperatur werden jedoch auf $s_{cr,N} = 2 \cdot c_{cr,N} = 4 \cdot h_{ef}$ erhöht.

Damit ergibt sich:

Nach einer Branddauer von 90 Minuten:

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

Nach einer Branddauer von 120 Minuten:

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

1. 2. 4 Spalten des Betons

Auf den Nachweis Spalten kann im Brandfall verzichtet werden, da eine Bewehrung im Ankergrund des Betons angenommen wird und diese Bewehrung die ggf. durch die Erhitzung entstehenden Spaltkräfte aufnehmen kann.

1. 3 Belastung durch Querkräfte [10]

1. 3. 1 Stahlbruch ohne Hebelarm:

Bei Stahlbruch ohne Hebelarm unter Brandbelastung können die charakteristischen Werte des Widerstandes der Zugfestigkeit aus der Abb. 3.1 und Abb. 3.2 entnommen werden, da diese auch für Querbewehrung gültig sind.

1. 3. 2 Stahlbruch mit Hebelarm:

Für die Versagensart Stahlbruch mit Hebelarm kann die Bemessung entsprechend der jeweiligen Zulassung durchgeführt werden. Der charakteristischen Biegemoment unter Brandbeanspruchung $M_{Rk,s,fi}^0$ wird dabei nach folgender Gleichung ermittelt:

$$M_{Rk,s,fi}^0 = 1,2 \cdot W_{el} \cdot \sigma_{Rk,s,fi}$$

Dabei ist:

W_{el} elastisches Biegemoment des maßgebenden Querschnittes

$\sigma_{Rk,s,fi}$ charakteristische Zugtragfähigkeit bei Stahlversagen und Brandeinwirkung nach Tabellen Abb. 3.1 und 3.2.

1. 3. 3 Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite:

Bei der Versagensart Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite ergibt sich der Widerstand nach einer Branddauer von 90 bzw. 120 Minuten aus der Multiplikation aus dem Widerstand nach 90 bzw. 120 Minuten Branddauer bei der Versagensart Betonausbruch mit dem aus der jeweiligen Zulassung zu entnehmenden Beiwert k (im Allgemeinen: $k = 2$).

Nach einer Branddauer von 90 Minuten:

$$V_{Rk,cp,fi(90)} = k \cdot N_{Rk,c,fi(90)}$$

Nach einer Branddauer von 120 Minuten:

$$V_{Rk,cp,fi(120)} = k \cdot N_{Rk,c,fi(120)}$$

1. 3. 4 Betonkantenbruch unter Querlast:

Der Widerstand für die Versagensart Betonkantenbruch unter Querlast beträgt bei einer Brandwiderstandsdauer R90 25% des Widerstandes, der sich für eine Anwendung in gerissenen Beton C20/25 unter Normaltemperatur ergibt. Für R120 beträgt er 20% dieses Wertes.

Nach einer Branddauer von 90 Minuten:

$$V_{Rk,c,fi(90)}^0 = 0,25 \cdot V_{Rk,c}^0$$

Nach einer Branddauer von 120 Minuten:

$$V_{Rk,c,fi(120)}^0 = 0,20 \cdot V_{Rk,c}^0$$

1. 3. 5 Kombinierte Zug- und Querlast [10]

Für die Interaktion bei kombinierter Zug- und Querlast gelten die Interaktionsgleichungen nach ETAG 001, Anhang C unter Normaltemperatur.

2 Korrosionsschutz [12] [47] [48]

Dübel müssen die ihnen zugewiesenen Belastungen während der gesamten Nutzungsdauer zuverlässig übertragen können. Die Nutzungsdauer des Befestigungsmittels (mind. 50 Jahre nach CEN TS/1992-4) muss dabei mit der Nutzungsdauer des Anbauteils übereinstimmen. Die mechanischen Eigenschaften des Dübels dürfen in diesem Zeitraum nicht von physikalisch-chemischen Umwelteinflüssen wie z.B. Korrosion beeinflusst werden.

Die Dauerhaftigkeit von Befestigungsmitteln wird auf Basis der Expositionsklassen nach EN 1992-1-1:2004 geregelt. Diese Expositionsklassen werden für Befestigungsmitteln in drei Umgebungsbedingungen zusammengefasst:

- trockene Innenräume (entspricht Expositionsklasse XC1)
- äußere atmosphärische Beanspruchung oder ständig feuchte Innenräume (XC2, XC3, XC4)
- hohe Korrosionsbeanspruchung durch Chloride und Schwefel (XD, XS)

Korrosion ist eine chemische bzw. elektrochemische Reaktion eines metallischen Werkstoffes mit seiner Umgebung, die eine messbare Veränderung sowie eine Beeinträchtigung der Funktion des Werkstoffes bewirkt. Das Metall geht durch chemische Verbindung mit Sauerstoff bzw. Wasserstoff von einer energiereichen reinen Form in eine energieärmere jedoch thermodynamisch stabile Form (Erz) über.

Je unedler das Metall ist, umso intensiver ist die, durch Korrosion bedingte Zersetzung des Materials (elektrochemische Spannungsreihe). Dabei wird zwischen Flächenkorrosion, Kontaktkorrosion und Spannungsrisskorrosion unterschieden.

Bei der Flächenkorrosion korrodiert das Metall gleichmäßig auf der Oberfläche. Diese Korrosionsart kann bei Dübeln z.B. durch den Einfluss von Kondenswasser im nicht einsehbaren Übergangsbereich zwischen Ankerplatte und Bohrloch auftreten.

Kontaktkorrosion tritt auf, wenn zwei unterschiedlich edle Metalle in engen Kontakt miteinander stehen. Das edlere Metall wirkt dabei als Kathode und das unedlere Metall als Anode. Durch den Stromfluss korrodiert dabei das unedlere der beiden Metalle. Voraussetzung für die Kontaktkorrosion ist ein leitendes Medium wie Wasser oder feuchte Luft. Einen wichtigen Einfluss hat auch das Flächenverhältnis zwischen den beiden Metallen. Ist die Fläche des edleren Metalles groß im Vergleich zum unedleren Metall korrodiert das unedlere Metall sehr stark. Ist jedoch das Verhältnis des edleren zum unedleren Metall sehr klein, so wird die Kontaktkorrosion unbedeutend.

Durch isolierende Trennmittel wie z.B. Fett lässt sich die Kontaktkorrosion verhin-

dern bzw. einschränken.

Bei Spannungsrisskorrosion kommt es unter inneren oder äußeren Zugspannungen zu einer Rissbildung im Metall. Die Rissbildung kann dabei durch das Gefügekorn hindurchführen (transkristallin) oder entlang der Korngrenzen des Gefüges (interkristallin) verlaufen. Der Riss wächst unter zunehmender Belastung und bereitet damit einer fortschreitenden Korrosion den Weg. Voraussetzung für die Spannungsrisskorrosion ist das Vorhandensein eines Angriffsmittels (z.B. Chloride). Spannungsrisskorrosion kann z.B. bei Dübeln aus rostfreiem Stahl in der Chlorkhaltigen Atmosphäre eines Hallenbades auftreten. Bei dieser Korrosionsart treten keine sichtbaren Korrosionsprodukte auf, was sie schwer erkennbar macht. [47]

Zum Schutz vor Korrosion werden Verbindungsmittel je nach Umgebungsbedingung entweder galvanisch verzinkt oder aus nichtrostenden Stählen gefertigt.

2.1 Verzinkung

Beim Verzinken wird an der Dübeloberfläche eine schützende Deckschicht aufgebracht. Es existieren verschiedene Verfahren um ein Stahlbauteil mit einer Zinkschicht zu überziehen. Für den Korrosionsschutz von Dübeln wird galvanische Verzinkung und Feuerverzinkung eingesetzt.

Bei der Feuerverzinkung wird der Dübel in geschmolzenes Zink (450°C - 530°C) eingetaucht. Beim Eintauchen bildet sich an der Dübeloberfläche eine Legierungsschicht aus Eisen und Zink und darüber eine reine, festhaftende Zinkschicht. Die Dicke der Schutzschicht bei Feuerverzinkung beträgt zwischen $40\ \mu\text{m}$ - $100\ \mu\text{m}$. [42]

Bei der galvanischen Verzinkung wird der Dübel nicht in eine Zinkschmelze, sondern in eine zinkelektrolytische Flüssigkeit mit einem Zinkstück eingetaucht. Der Zinkelektrolyt bewirkt die Löslichkeit des Zinks in der Flüssigkeit. Anschließend wird durch dieses elektrolytische Bad über den Dübel und das Zinkstück Strom geschickt (siehe Abb. 2.1).

Der Dübel wirkt dabei in der Lösung als Minuspol (Kathode). Das Zinkstück als Pluspol (Anode). Durch den elektrischen Strom werden Zinkionen von der Anode abgelöst und lagern sich an der Kathode gleichmäßig an. Die Dicke der Zinkschicht hängt dabei von der Stärke und Zeitdauer des Stromflusses ab [40]. Sie beträgt bei Dübeln üblicherweise zwischen $5\ \mu\text{m}$ - $10\ \mu\text{m}$, ist also geringer als bei Feuerver-

zinkung. [16]

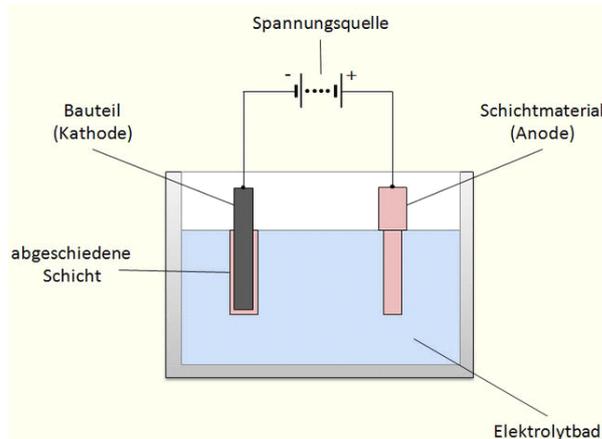


Abb. 2.1 Schema galvanisches Verzinken [41]

Verzinkte Stahlteile sind durch die Zinkschicht sehr gut vor Korrosion (Rotrost) geschützt.

Die Zinkschutzschicht wird im Laufe der Zeit aber wieder abgetragen. Die Abtragungsgeschwindigkeit und damit die Dauer des Korrosionsschutzes hängt bei einem ausreichend hinterlüfteten Dübel dabei vor allem von der Schwefeldioxidbelastung in der Umgebungsluft ab. [16]

Als Umgebungsluft wird dabei unterschieden: Landluft, Stadtluft, Industrieluft und Meeresluft. Landluft ist am wenigsten schwefeldioxidbelastet, die Zinkverkleidung weist in Kontakt mit Landluft die geringsten Abtragungsraten auf (1 - 2 μm pro Jahr). Industrieluft ist am höchsten belastet; hierbei kommt es zu Abtragungsraten zwischen 6 - 10 μm pro Jahr (siehe Tab. 2.1).

Atmosphäre	Mittlerer Oberflächenabtrag / Jahr Zinkschichten
Land	1-2 μm
Stadt	3-5 μm
Industrie	6-10 μm
See	5-9 μm

Tab. 2.1 Abtragungsraten von Zink in unterschiedlichen Umgebungen [47]

Die Schutzfunktion von Zink beruht darauf, dass er sich an der Luft mit einer dichten festhaftenden dunkelgrauen Oxid- bzw. Carbonatschicht überzieht. Zur Bildung dieser Schicht ist Kohlendioxid notwendig. Steht CO_2 jedoch nicht ausreichend zur Verfügung wie es z.B. in schlecht hinterlüfteten und feuchten Spalten der Fall ist,

so bilden sich nur lockere und poröse Überzüge (Weißrost) ohne Korrosionsschutzfunktion.

Auch durch den Kontakt zwischen dem Beton im Ankergrund und der aufgetragenen Zinkschicht kommt es zur Abtragung der Zinkschicht. Die Abtragungsraten sind jedoch geringer ($1 - 1,4 \mu\text{m}$ pro Jahr bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von 80% und einem nicht extrem Alkalihaltigen Zement) als beim Kontakt zur Luft. Diese Abtragungsraten erhöhen sich jedoch bei periodischer oder dauerhafter Feuchteinwirkung (z.B. in Wänden bei Tauwasseranfall) auf $7 - 15 \mu\text{m}$ pro Jahr. Besonders gefährdet ist hierbei der Bereich am Bohrlochmund. Nach der Abtragung der Zinkschicht kann nicht mehr von einem Schutz des Dübelstahls durch die Alkalität des Betons ausgegangen werden, da der Bereich des Ankergrundes bis zu diesem Zeitpunkt meist schon durchkarbonatisiert ist.

Galvanisch verzinkte Dübel mit üblichen Schichtdicken zwischen $5 - 10 \mu\text{m}$ verlieren ihren Korrosionsschutz im Außenbereich also selbst bei den bestmöglichen Umweltbedingungen (Landluft) in weniger als 10 Jahren. Durch die Korrosion des Dübels wird nicht nur der Stahlquerschnittswiderstand beeinträchtigt sondern die Dübel verlieren auch wie z.B. bei Drehmoment spreizenden Dübeln durch Korrosion der Spreizschalen ihre Funktionsfähigkeit (in diesem Fall das Nachspreizvermögen). [16]

Galvanisch verzinkte Dübel sind deswegen nur für den Einsatz in trockenen Innenräumen (XC1) zugelassen.

Für den Einsatz in Außenbereichen, in feuchten Innenräumen sowie bei hoher Korrosionsbeanspruchung durch Chloride oder Schwefel müssen Dübel aus nichtrostendem Stahl verwendet werden. [12]

2.2 Rostfreier Stahl [39] [43]

Rostfreier Stahl ist ein Überbegriff für viele verschiedene Sorten von nicht-rostenden Stählen, die als gemeinsames Merkmal einen Chromanteil von mindestens 10,5% aufweisen. In der Vergangenheit wurden eine Vielzahl von Legierungen entwickelt, die jeweils für spezifische Anwendungen die besten Eigenschaften liefern und sich in ihrem neben Chrom weiteren Legierungsbestandteilen und -anteilen (z.B. Nickel, Molybdän, Mangan und Niob) unterscheiden.

Durch den Chromanteil bilden rostfreie Stähle an der Oberfläche eine schützende transparente Oxydschicht. Wird diese Schicht beschädigt, so schließt sie sich mit Hilfe des in der Luft oder im Wasser enthaltenen Sauerstoffs selbständig wieder.

Nach ihrem kristallinen Gefüge werden rostfreie Stähle in martensitische Edelstäh-

le, ferritische Edelstähle und austenitische Edelstähle eingeteilt (siehe Abb. 2.2)

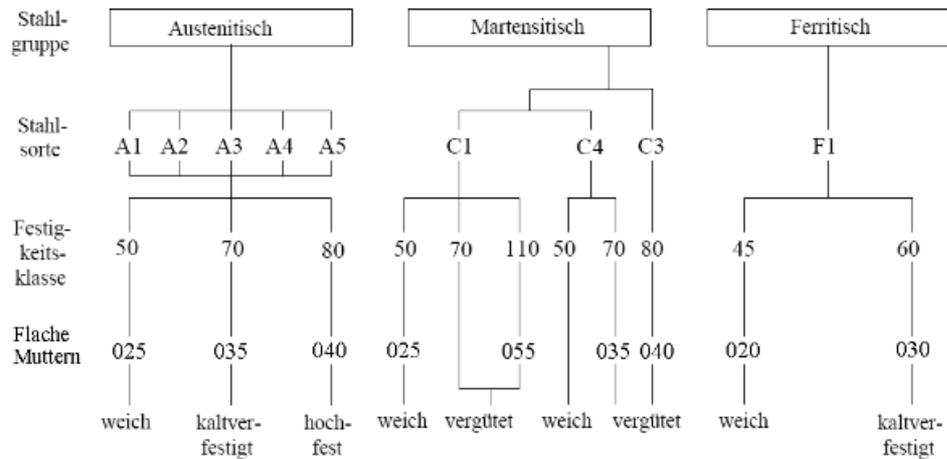


Abb. 2.2 Einteilung der rostfreien Stähle [43]

Austenitische Edelstähle (Chrom-Nichel bzw. Chrom-Nickel-Molybdän Stähle) bieten dabei eine besonders gute Kombination aus Verarbeitbarkeit, mechanischen Eigenschaften und Korrosionsbeständigkeit und sind die wichtigste Gruppe der nichtrostenden Stähle.

Abhängig von Rost- und Säurebeständigkeit sowie Festigkeit und Schweißbarkeit werden die austenitischen Edelstähle in die Stahlsorten A1- A5 (A für austenitisch) eingeteilt.

Um Innerhalb dieser Stahlsorten verschiedene Legierungsarten unterscheiden zu können, werden den einzelnen Legierungen 5-stellige Werkstoffnummern zugewiesen. Die erste Ziffer steht dabei für die Werkstoffhauptgruppe (z.B. 0 für Roheisen oder Gusseisen; 1 für Stahl oder Stahlguss; 2 für Schwermetalle etc.). Die Ziffern 2 und 3 geben die Werkstoffart, die Werkstoffgruppe und die in der Legierung vorhanden Elemente und Besonderheiten an (z.B. 43: Chemisch beständiger, nichtrostender Stahl, >2,0% Ni, ohne Mo, Nb und Ti) (siehe Abb. 2.3).

[39]

Typ	Werkstoff-Nr.	Beschreibung	Beständigkeit			
			gegen Rost	gegen Säure	Festigkeit	Schweisbarkeit
A1	1.4300 1.4305	= klassischer Drehstahl + einfache Bearbeitung	mittel	gering	gering Klasse 50	gering
A2	1.4301 1.4303 1.4306	= klassischer Edelstahl	hoch	gering	mittel Klasse 70	gut
A3	1.4306 1.4550 1.4590		hoch	mittel	mittel Klasse 70	gut
A4	1.4401 1.4404 1.4306	= Edelstahl für Hochsäureumgebungen	hoch	hoch	mittel Klasse 70 Klasse 80 mögl.	gut
A5	1.4436 1.4571 1.4580	= Edelstahl mit besonderer Härte, nur gegen Anfrage.	hoch	hoch	hoch	gut

Abb. 2.3 Einteilung der Austenitische Edelstähle und zugehörige Wertstoff-Nr. (nicht vollständig) [43]

Für Befestigungen in Innenräumen mit dauerhaft hoher Luftfeuchtigkeit (Küchen, Bäder), in Küstengebieten mit hoher Salzkonzentration in der Luft, in Industriegebieten und Parkhäusern mit hohem Luftverschmutzungsgrad, in Spritzwasserzonen von Straßen (Tausalzbelastung) und allgemein im Freien (XC2, XC3, XC4) werden A4-Stähle mit einem Chromanteil von mindestens 17 bis 18% und 12 bis 13% Nickel sowie einen zusätzlichen Molybdänanteil verwendet (Werkstoffnummern: 1.4401; 1.4571; 1.4404; 1.4578; 1.4439).

Für Befestigungen unter hoher Korrosionsbeanspruchung durch Chloride und Schwefel werden hochkorrosionsbeständige Stähle der Güte A5, sogenannte HCR-Stähle (HCR = HighCorrosionResistant) (Werkstoffnummern: 1.4565; 1.4529; 1.4547) mit einem erhöhten Chrom und Nickelanteil (jeweils ca. 20%) und einen Molybdänanteil von ca. 6% verwendet.

Diese Bedingungen finden sich z.B. in der Spritzwasserzone von Meerwasser, in Hallenbädern, in Entschwefelungsanlagen oder in Straßentunneln in denen Taumittel verwendet werden. Hier sinkt durch die chemische Reaktion der Chromgehalt normaler nichtrostender Stähle unter 12%. Die schützende Passivschicht schwindet und der Anker wird korrosionsanfällig. HCR-Stähle bleiben dank ihres hohen Molybdängehaltes auch in diesen hoch aggressiven Medien noch korrosionsbeständig. Durch den im Vergleich zu normalen nichtrostenden Stählen deutlich erhöhten Legierungsgehalt sind HCR-Stähle jedoch auch sehr teuer. [12]

Oft wird derselbe Dübel einmal in der Ausführung galvanisch verzinkt für den Innenbereich und aus rostfreien Stahl für den Außenbereich angeboten.

Zulassungsversuche

1 Allgemeines [46] [5]

Auf das Verhalten von Dübeln während der Nutzung haben verschiedene Faktoren (Einbauqualität, Belastungsart, Verankerungsgrund etc.) einen Einfluss, deren singulärer oder gemeinsamer Einfluss theoretisch noch nicht ausreichend erforscht und bekannt ist. Das Beurteilungskonzept der ETAG 001 beruht darauf, dass die bereits vorliegenden Kenntnisse und Erfahrungen über das Dübelverhalten mit Ergebnissen aus Zulassungsversuchen kombiniert werden, um die Eignung von Dübeln sicher beurteilen zu können.

Die zur Beurteilung der Dübel und damit im Zulassungsverfahren notwendigen Versuche können in drei Kategorien eingeteilt werden:

- Versuche zur Ermittlung der zulässigen Anwendungsbedingungen
- Versuche zum Nachweis der Eignung
- Versuche zur Überprüfung der Dauerhaftigkeit

2 Versuche zur Ermittlung der zulässigen Anwendungsbedingungen [5] [6] [7]

Bei den Versuchen zur Ermittlung der zulässigen Anwendungsbedingungen werden die Dübelkennwerte, d.h. die charakteristischen Tragfähigkeiten für verschiedene Lastrichtungen, Materialfestigkeiten und Versagensarten in Abhängigkeit von Achs- und Randabständen ermittelt.

Dabei wird davon ausgegangen, dass die Dübel nach ETAG 001, Anhang C be-

messen und in Übereinstimmung mit den Anweisungen des Herstellers montiert werden.

Der Antragsteller der Zulassung wählt eine von 12 Optionen. Von der gewählten Option hängt der Umfang der durchzuführenden Versuche sowie das später anzuwendende Bemessungsverfahren A,B,C nach Anhang C, ETAG 001 ab. Option 1 benötigt das umfangreichste und Option 12 das geringste Versuchsprogramm. Dübel mit einer Zulassung nach Option 7 - 12 sind nur für ungerissenen Beton zugelassen. Die Optionen 1 - 6 erstrecken sich auch auf gerissenen Beton und erfordern zusätzliche Versuche.

Bei den Optionen 1, 3, 5 für gerissenen Beton und 7, 9, 11 für ungerissenen Beton wird die charakteristische Tragfähigkeit in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit ermittelt (Versuche in Beton C20/25 und C50/60). Bei den restlichen Optionen wird die charakteristische Tragfähigkeit nur für einen Beton der Festigkeitsklasse C20/25 ermittelt und gilt dann für alle Betonfestigkeitsklassen.

Der Einfluss der Lastrichtung wird in den Optionen 1, 2 und 7, 8 berücksichtigt. Für alle anderen Optionen wird nur eine charakteristische Tragfähigkeit unabhängig von der Lastrichtung angegeben.

Für die Optionen 1 - 4 und 7 - 10 werden jeweils die charakteristischen und minimalen Werte für den Rand- sowie den Achsabstand ermittelt. Dies ermöglicht bei der Bemessung eine Interpolation der charakteristischen Tragfähigkeit in Abhängigkeit vom vorhandenen Achs- und Randabstand. Bei den Optionen 5, 6 und 11, 12 werden die charakteristischen Achs- und Randabstände vom Antragsteller der Zulassung ermittelt bzw. festgelegt und dürfen nicht unterschritten werden.

Die Dübelkennwerte ergeben sich aus Versuchen an Einzelbefestigungen, Zweifachbefestigungen und Vierfachbefestigungen.

Die charakteristischen Tragfähigkeiten werden an Einzeldübeln ohne Einfluss von Rand- und Achsabständen ermittelt. Der Dübel wird dabei je nach gewählter Option in gerissenem bzw. ungerissenem Beton der Festigkeitsklasse C20/25 oder C20/25 und C50/60 befestigt. Anschließend wird er an eine Versuchseinrichtung (siehe Abb. 2.1) angeschlossen und bis zum Versagen auf Zug, Querlast und Schrägzug (45°; 30°; 60°) belastet. Während des Belastungsvorganges wird das Verschiebungsverhalten mithilfe von Wegaufnehmern gemessen.

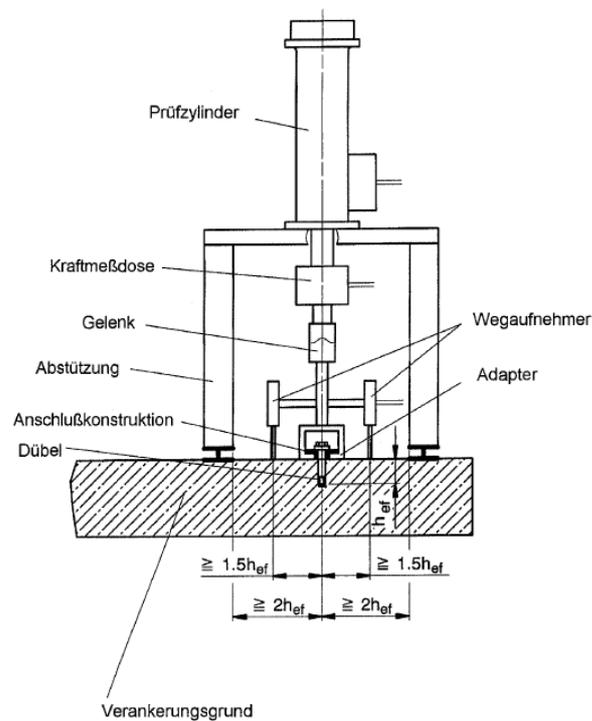


Abb. 2.1 Beispiel für eine Zuglast-Versuchsvorrichtung [6]

Unter Zugbelastung muss das Last/Verschiebungsverhalten des Dübels einen stetig ansteigenden Verlauf aufweisen (siehe Abb. 2.2). Ein durch unkontrollierten Schlupf des Dübels hervorgerufener Lastabfall oder horizontaler Verlauf in der Last/Verschiebungskurve darf in gerissenem Beton bis zu einer Last von:

$$N_1 = 0,7 \cdot N_{R_u}$$

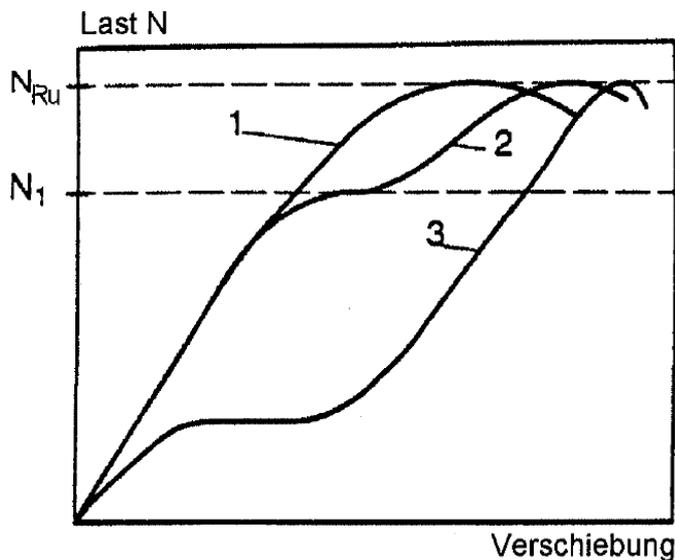
und bei ungerissenem Beton bis zu einer Last von:

$$N_1 = 0,8 \cdot N_{R_u}$$

nicht auftreten.

Dabei ist:

N_{R_u} Höchstlast im einzelnen Versuch



1 und 2 bedingungsgemäßer Verlauf
3 nicht bedingungsgemäßer Verlauf

Abb. 2.2 Anforderungen an die Last/Verschiebungskurve [5]

Ist die Anforderung eines stetig ansteigenden Last/Verschiebungsverhaltens unter Zuglast nicht erfüllt, so muss die in der Zulassung angegebene charakteristische Zugtragfähigkeit abgemindert werden:

$$N_{Rk} = N_{Rk,0} \cdot \frac{\alpha_1}{\text{req.}\alpha_1}$$

Dabei ist:

N_{Rk}	charakteristische Tragfähigkeit für Zulassung
$N_{Rk,0}$	charakteristische Tragfähigkeit aus Versuch (5%-Fraktile der Bruchlast)
α_1	niedrigstes Verhältnis von N_1/N_u aus allen Versuchen
N_1	Last, bei der es zu unkontrolliertem Schlupf kommt
N_{Ru}^+	Versagenslast
$\text{req.}\alpha_1 = 0,7$	bei Versuchen in gerissenem Beton
$\text{req.}\alpha_1 = 0,8$	0,8 bei Versuchen in ungerissenem Beton

Zusätzlich ist die Streuung der Last/Verschiebungskurven beschränkt. Der Variationskoeffizient der Verschiebungen darf bei jeder Versuchsreihe bei 50% der Höchstlast $F = 0,5 \cdot F_{Ru,m}^{\dagger}$ nicht größer als 25% sein.

Bei allen Versuchsreihen unter Zugbeanspruchung, bei denen ein Versagen durch *Betonausbruch*, *Spalten* des Betons oder *Herausziehen* hervorgerufen wird, muss der mittlere Variationskoeffizient der Höchstlast kleiner als $v = 15\%$ sein.

Ebenfalls aus Versuchen mit Einzeldübeln wird der charakteristische Randabstand für die Versagensart Spalten $c_{cr,sp}$ ermittelt.

Dazu wird der Dübel in ungerissenem Beton C20/25 in einer Bauteilecke mit $c_1 = c_2 = c_{cr,sp}$ befestigt und bis zum Versagen belastet. Es ist dabei darauf zu achten, dass ein Betonausbruch in Richtung Bauteilecke nicht durch die Versuchseinrichtung behindert wird; diese ist eventuell außerhalb des Betonprüfkörpers abzustützen. Die gemessene mittlere Bruchlast muss in etwa der mittleren Bruchlast eines Einzeldübeln unter Zugbeanspruchung ohne Einfluss von Rand- und Achsabständen entsprechen. Ist dies nicht erfüllt, so müssen die Versuche mit einem größeren Randabstand wiederholt werden. Der Achsabstand $s_{cr,sp}$ ist als zweifacher Wert des Randabstandes $c_{cr,sp}$ anzusetzen.

Stellt sich bei den Versuchen heraus, dass $c_{cr,sp} \leq c_{cr,N}$, so ist die Versagensart Spalten nicht maßgebend und kann beim Nachweis des Dübeln nach ETAG 001, Anhang C weggelassen werden.

Die Länge der Basisseiten der projizierten halben Pyramide (im Allgemeinen: $c_{cr,V} = 1,5 \cdot c_1$) bei der Versagensart *Betonkantenbruch* unter Querbelastung ergeben sich aus Versuchen an Einzeldübeln unter Querbelastung in Lastrichtung in Randnähe.

Der charakteristische Achsabstand $s_{cr,N}$ für Dübelgruppen wird aus Zugversuchen an Vierfachbefestigungen mit $s_1 = s_2 = s_{cr,N}$ in ungerissenem Beton C20/25 ermittelt. Die Dübel sind mit einer steifen Ankerplatte verbunden und die Zuglast wird zentrisch in die Ankerplatte eingeleitet. Die Versuchseinrichtung wird gelenkig an die Ankerplatte angeschlossen, um unterschiedliche Dübelverschiebungen zu ermöglichen. Die mittlere Bruchlast der Dübelgruppe muss dabei etwa dem vierfachen Wert eines Einzeldübeln ohne Einfluss von Rand- und Achsabständen in derselben Betonfestigkeitsklasse entsprechen (Da der Wert der mittleren Bruchlast aus statistischen Gründen für Dübelgruppen etwas geringer ist, kann er um 10% unter dem vierfachen Wert für einen Einzeldübel liegen). Ist dieses Kriterium nicht erfüllt, so sind die Versuche mit einem größeren Achsabstand zu wiederholen. Der Randabstand ergibt sich zu $c_{cr,N} = 0,5 \cdot s_{cr,N}$. Liegt der getestete Dübel im Bereich vorliegender Erfahrungen dann gilt: $s_{cr,N} = 3 \cdot h_{ef}$.

Aus Versuchen mit Vierfachbefestigungen unter Querlast ergibt sich der Beiwert k für die Ermittlung der charakteristischen Quertragfähigkeit bei *Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite*.

Dazu sind vier Dübel mit einer steifen Ankerplatte mit Abmessungen wie in Abb. 2.3 angegeben zu verbinden. Zwischen der Ankerplatte muss sich eine PTFE-Folie mit einer maximalen Dicke von 2 mm befinden (siehe Abb. 2.3).

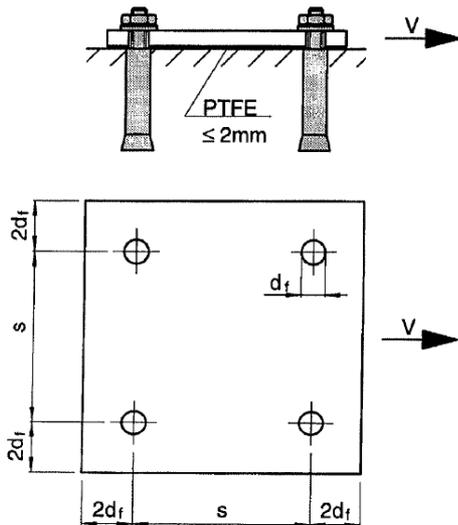


Abb. 2.3 Abmessungen der Ankerplatte [6]

Der Beiwert k ergibt sich dann aus der beim Querlastversuch gemessenen Tragfähigkeit dividiert durch die berechnete Zugtragfähigkeit der Vierergruppe

$$k = \frac{V_{Rk}^t}{N_{Rk}}$$

Die berechnete Zugtragfähigkeit der Dübelgruppe ergibt sich zu

$$N_{Rk} = 10 \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot f_{c,test}^{0,5} \cdot \frac{(s + 3 \cdot h_{ef})^2}{9 \cdot h_{ef}^2}$$

Für die Ermittlung der minimalen Achs- und Randabstände sowie der Achs- und Randabstände für die charakteristische Quertragfähigkeit werden Versuche an Zweifachbefestigungen durchgeführt.

Beim Versuch zur Ermittlung der minimalen Achs- und Randabstände werden Zweifachbefestigungen in ungerissenem Beton C20/25 in Randnähe mit $s = s_{min}$ und $c = c_{min}$ montiert. Die Abmessungen der Ankerplatte sind vorgeschrieben und müssen Breite = $3 \cdot d_f$; Länge = $s_{min} + 3 \cdot d_f$ und Dicke = d_f betragen (d_f = Durchmesser der Durchgangsbohrungen im Anbauteil nach Abb. 2.6 Kapitel 3: CC-Verfahren).

Anschließend wird auf die beiden Dübel der Befestigung abwechselnd ein Drehmoment in Schritten von $0,2 \cdot T_{inst}$ aufgebracht. Nach jeder Erhöhung der Laststufe

wird die Oberfläche des Ankergrundes auf Risse untersucht. Kann ein Drehmoment nicht weiter erhöht werden, so ist der Versuch zu Ende.

Durch den Versuch sollen die minimalen Achs- und Randabstände so festgelegt werden, dass es nicht schon bei der Montage und dem Aufbringen des Installationsdrehmomentes zu einer Rissbildung kommt.

Die 5%-Fraktile des Drehmoments aus der Versuchsserie, bei dem bei einem der Dübel der erste Riss aufgetreten ist, muss folgende Gleichung erfüllen.

$$T_{5\%} \geq \gamma_{inst} \cdot req. T_{inst} \cdot (f_{c,test}/f_{ck})^{0,5}$$

Der Reibungskoeffizient γ_{inst} hängt davon ab, ob der Dübel in gerissenem oder ungerissenem Beton verankert ist und ob die Streuung des Reibungskoeffizienten während der Dübelherstellung kontrolliert wird (und entsprechend nur ähnliche Werte wie bei den Dübeln der Zulassungsversuchen auftreten).

Der Reibungskoeffizient ergibt sich, sofern er während der Herstellung kontrolliert wird, zu:

$$\gamma_{inst} = 1,3 \quad \text{bei Verankerungen in gerissenem Beton}$$

$$\gamma_{inst} = 1,7 \quad \text{bei Verankerungen in ungerissenem Beton}$$

Wird der Reibungskoeffizient während der Herstellung nicht kontrolliert ist er hingegen mit

$$\gamma_{inst} = 1,5 \quad \text{bei Verankerungen in gerissenem Beton}$$

$$\gamma_{inst} = 2,1 \quad \text{bei Verankerungen in ungerissenem Beton}$$

anzusetzen.

Für die Ermittlung der charakteristischen Achs- und Randabstände unter Querbeanspruchung werden Versuche mit Zweifachbefestigungen in Bauteilecken mit Querbelastung in Richtung Bauteilrand durchgeführt. Als Kriterium muss die mittlere Bruchlast der Zweiergruppe in etwa dem Zweifachen des für einen Dübel geltenden Wertes bei ansonsten gleichen Bedingungen aber ohne Einfluss von Achs- und Randabständen entsprechen. Ist dies nicht erfüllt, dann müssen die Versuche mit größeren Achs- und Randabständen wiederholt werden.

Einen Überblick über die Anzahl der durchzuführenden Versuche je Dübelgröße liefert das Versuchsprogramm für die aufwändigste Option 1 (siehe Abb. 2.4). Für die anderen Optionen ist das Versuchsprogramm entsprechend reduziert.

Option 1 Versuchsprogramm mit Anzahl der erforderlichen Versuche

Bruchlast von Einzelbefestigungen ohne Einfluss von Achs- und Randabstand

Lastrichtung	Zug								Querlast								Schrägzug						
	ungerissen				gerissen				ungerissen				gerissen				45 °		30 °		60 °		
	C20/25	C50/60	C20/25	C50/60	C20/25	C50/60	C20/25	C50/60	C20/25	C50/60	C20/25	C50/60	C20/25	C50/60	C20/25	C50/60	C20/25	C50/60	C20/25	C50/60			
Anmerkungen																							
1	Dübelgröße	s	2, 12	2, 8, 12	2, 12	2, 8, 12	2, 12	2, 8, 12	2, 12	2, 8, 12	2, 12	2, 8, 12	2, 12	2, 8, 12	2, 12	2, 8, 12	2, 12	2, 8, 12	2, 12	2, 8, 12	2, 8, 12		
		i	6	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	5	5	5	5	
		m	6	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	5	5	5	5	
		i	6	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	5	5	5	5
		l	6	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	5	5	5	5

Achsabstand, Versuche mit Vierfachbefestigungen ohne Randeinfluss, $s_1 = s_2 = s_{2x,N}$

Anmerkungen																					
2	Dübelgröße	s	4, 12					10, 12													
		i	5					5													
		m	5					5													
		i	5					5													
		l	-					-													

Randabstand, Versuche mit Einzelbefestigungen ohne Einfluss des Achsabstandes, Zugversuch mit $c_1 = c_2 = c_{2x,N}$, Querlastversuch mit $c_1, c_2 \geq c_{2x,V}$

Anmerkungen																				
3	Dübelgröße	s	3, 11					2, 6, 12	2, 6, 8, 12	2, 6, 9, 12										
		i	8					8	8	8										
		m	8					8	8	8										
		i	8					8	8	8										
		l	8					8	8	8										

Achs- und Randabstand, Versuch mit Zweifachbefestigungen parallel zum Rand, $c_1, c_2 = c_{2x,V}$, $s = 2 c_{2x,V}$

Anmerkungen																				
4	Dübelgröße	s						6, 7, 12												
		i						8												
		m						8												
		i						8												
		l						8												

Minimaler Achs- und Randabstand, Versuche mit Zweifachbefestigungen parallel zum Rand, $s = s_{min}$, $c_1 = c_{min}$ in C20/25

Anmerkungen		11	
5	Dübelgröße	s	10
		i	10
		m	10
		i	10
		l	10

(in der Regel Lasteinleitung durch Drehmoment)
 Dübelgröße: s = klein (smallest); i = Zwischengröße (intermediate); m = mittel (medium);
 l = Zwischengröße (intermediate); l = groß (largest)

Abb. 2.4 Erforderliches Versuchsprogramm für die Option 1 [7]

Ähnelt ein Dübel bereits zugelassenen Dübelarten, so kann auf einige Versuche verzichtet bzw. die Versuchszahl reduziert werden. Die entsprechenden Leistungsdaten werden dann rechnerisch ermittelt.

Dazu muss jedoch vorab in einem Mindestversuchsprogramm und anhand einer statistischen Auswertung festgestellt werden, ob das Dübelverhalten im Bereich der vorliegenden Erfahrungen liegt.

Die Gleichungen für die rechnerische Ermittlung gelten für Einzeldübel (Metallspreiz- und Hinterschnittdübel) und wurden aus vorhandenen Versuchserfahrungen abgeleitet.

In die Gleichungen zur Berechnung der Betonausbruchlast fließt die Betondruckfestigkeit $f_{c,test}$ ein. Diese Festigkeit muss an Betonwürfeln mit einer Seitenlänge von 200 mm gemessen werden. Wird die Druckfestigkeit an Würfeln mit anderer Seitenlänge gemessen, so sind die Messwerte umzurechnen:

$$f_{c,cube200} = 0,95 \cdot f_{c,cube150}$$

$$f_{c,cube150} = 0,95 \cdot f_{c,cube100}$$

Aus den Gleichungen ergeben sich die mittleren Bruchfestigkeiten bei den verschiedenen Versagensarten. Die charakteristische Bruchfestigkeit F_{Rk} , d.h. der 5% Fraktilwert ergibt sich dann aus einer Funktion der mittleren Bruchfestigkeit $F_{Ru,m}$ und dem Variationskoeffizienten v .

$$F_{Rk} = F_{Ru,m} \cdot (1 - 1,645 \cdot v)$$

2. 1 Zugbelastung:

2. 1. 1 Stahlbruch:

Mittlere Versagenslast für gerissenen und ungerissenen Beton C20/25 - C50/60:

$$N_{Ru,m} = A_s \cdot f_{u,test}$$

Charakteristische Versagenslast für gerissenen und ungerissenen Beton C20/25 - C50/60:

$$N_{Rk} = A_s \cdot f_{uk}$$

2. 1. 2 Betonausbruch:

Mittlere Versagenslast im ungerissenen Beton C20/25 - C50/60:

$$N_{Ru,m} = 13,5 \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot f_{c,test}^{0,5} \quad v = 15 \%$$

Mittlere Versagenslast im gerissenen Beton C20/25 - C50/60:

$$N_{Ru,m} = 9,5 \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot f_{c,test}^{0,5} \quad v = 15 \%$$

Charakteristischer Achsabstand:

$$s_{cr,N} = 3 \cdot h_{ef}$$

Charakteristische Randabstand:

$$c_{cr} = 1,5 \cdot h_{ef}$$

2. 1. 3 Herausziehen:

Über die Versagensart *Herausziehen* können keine allgemeingültigen Formeln angegeben werden, da die maximal aufnehmbare Last von der dübelspezifischen Ausbildung abhängt. Die charakteristische Tragfähigkeit muss durch Versuche ermittelt werden.

2. 1. 4 Spalten:

Für die Versagensart *Spalten* können ebenfalls keine allgemeingültigen Gleichungen angegeben werden.

Es können jedoch die folgenden Randabstände gewählt werden, wenn sichergestellt ist, dass dadurch die Versagenslast für den Versagensmodus *Betonausbruch* nicht reduziert wird.

$$c_{cr,sp} = 2,0 \cdot h_{ef} \quad \text{für Hinterschnittdübel}$$

$$c_{cr,sp} = 3,0 \cdot h_{ef} \quad \text{für kraftkontrolliert spreizende Dübel}$$

$$s_{cr,sp} = 2 \cdot c_{cr,sp}$$

Ist im gerissenen Beton die Rissbreite auf $w_k \approx 0,3$ mm beschränkt, so kann davon ausgegangen werden, dass *Spalten* nicht maßgebend ist.

2. 2 Querbelastung:

2. 2. 1 Stahlbruch:

Mittlere Versagenslast für gerissenen und ungerissenen Beton C20/25 - C50/60:

$$V_{Ru,m} = 0,6 \cdot A_s \cdot f_{u,test}$$

Charakteristische Versagenslast für gerissenen und ungerissenen Beton C20/25 - C50/60:

$$V_{Rk} = 0,5 \cdot A_s \cdot f_{u,test}$$

2. 2. 2 Betonkantenbruch:

Mittlere Versagenslast für ungerissenen Beton C20/25 - C50/60:

$$V_{Ru,m} = 0,9 \cdot d_{nom}^{0,5} \cdot (l_f/d_{nom})^{0,2} \cdot f_{c,test}^{0,5} \cdot c_1^{1,5} \quad v = 17 \%$$

Mittlere Versagenslast für gerissenen Beton C20/25 - C50/60:

$$V_{Ru,m} = 0,63 \cdot d_{nom}^{0,5} \cdot (l_f/d_{nom})^{0,2} \cdot f_{c,test}^{0,5} \cdot c_1^{1,\xi} \quad v = 17 \%$$

Für die Gültigkeit der beiden Gleichungen X,Y muss die Bauteildicke mindestens $1,5 \cdot h$ betragen.

Charakteristischer Achsabstand:

$$s_{cr,V} = 3 \cdot c_1$$

Charakteristischer Randabstand:

$$c_{cr,V} = 1,5 \cdot c_1$$

2. 2. 3 Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite:

Mittlere Versagenslast für gerissenen bzw. ungerissenen Beton C20/25 - C50/60:

$$V_{R_{u,m}} = k \cdot N_{R_{u,m}} \quad v = 15 \%$$

Dabei ist:

$$k = 1,0 \text{ bei } h_{ef} < 60 \text{ [mm]}$$

$$k = 2,0 \text{ bei } h_{ef} \geq 60 \text{ [mm]}$$

Für $N_{R_{u,m}}$ muss für ungerissenen Beton die mittlere Versagenslast *Betonausbruch* unter Zugbelastung im ungerissenen Beton und für gerissenen Beton die mittlere Versagenslast *Betonausbruch* unter Zugbelastung im gerissenen Beton eingesetzt werden.

Die Achs- und Randabstände für die Versagensart *Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite* entsprechen den Achs- und Randabständen für die Versagensart *Betonausbruch*.

2. 3 Schrägzugbelastung:

2. 3. 1 Stahlbruch:

Mittlere Versagenslast für ungerissenen und gerissenen Beton C20/25 - C50/60.

$$(N_s/N_{R_{u,m}})^{2,0} + (V_s/V_{R_{u,m}})^{2,0} \geq 1,0$$

Dabei ist:

N_s Zuganteil der aufgebrachten Last

V_s Querlastanteil der aufgebrachten Last

$N_{R_{u,m}} ; V_{R_{u,m}}$ Mindestwert der mittleren Versagenslast aus allen Versagensarten je Lastrichtung.

2. 3. 2 Andere Versagensarten:

Mittlere Versagenslast für ungerissenen und gerissenen Beton C20/25 - C50/60:

$$(N_s/N_{R_{U,m}})^{1,5} + (V_s/V_{R_{U,m}})^{1,5} \geq 1,0$$

Vereinfachte Gleichung zur Ermittlung der mittleren Versagenslast für ungerissenen und gerissenen Beton C20/25 - C50/60:

$$(N_s/N_{R_{U,m}}) + (V_s/V_{R_{U,m}}) \geq 1,2$$

Liegen für einen neuen Dübeltyp mit deutlich verbessertem Tragverhalten oder über einzelne Versagensarten (Herausziehen) keine allgemeingültigen Erfahrungen vor, so ist eine Reduzierung der Versuche nicht möglich und es muss das vollständige Versuchsprogramm durchgeführt werden.

3 Eignungsversuche [46] [5] [6]

Durch Eignungsversuche wird überprüft, ob ein Dübel unter üblichen auf der Baustelle und während der Lebensdauer zu erwarteten Bedingungen sicher funktioniert. Je sensibler ein Dübel auf Abweichungen von den Idealbedingungen im Prüflabor reagiert, umso größer wird der ihm zugeteilte Montagesicherheitsbeiwert γ_2 . Zusätzlich kann die in der Zulassung angegebene charakteristische Tragfähigkeit für einzelne Versagensarten reduziert werden.

Die Abweichungen von den Idealbedingungen lassen sich in Abweichungen von den Montagevorschriften des Herstellers und Abweichungen von den Eigenschaften des Ankergrundes einteilen.

Abweichungen von den Montagevorschriften des Herstellers:

Bei den Eignungsversuchen zu Abweichungen von den Montagevorschriften wird untersucht, wie ein Dübel auf Einbaufehler wie z.B. eine unzureichende Bohrlochreinigung oder dem Anschneiden von Bewehrung während der Bohrlocherstellung reagiert.

Die Versuche zur Montagesicherheit werden an Einzeldübeln in gerissenem bzw. ungerissenem Beton unter Zugbelastung durchgeführt. Beim Versuch mit Bewehrungskontakt wird bei der Bohrlocherstellung ein im Ankergrund liegender Bewehrungsstahl angeschnitten. Die Kerbtiefe muss dabei in etwa 1 mm betragen (siehe Abb. 3.1). Abgesehen davon wird der Dübel vorschriftsmäßig montiert und der Dübel wird auf Zug bis zum Versagen belastet.

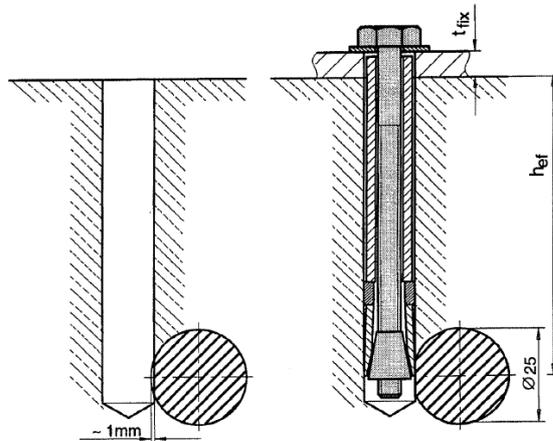


Abb. 3.1 Anordnung des Dübels bei Prüfung mit Bewehrungskontakt [5]

Für das Last/Verschiebungsverhalten gelten bei den Eignungsversuchen hinsichtlich stetig ansteigendem Verlauf und Schlupf dieselben Anforderungen wie bei den Versuchen zur Ermittlung der zulässigen Anwendungsbedingungen. Bei jeder Versuchsreihe darf der Variationskoeffizient der Dübelverschiebung bei 50% der mittleren Versagenslast der Versuchsreihe $0,5 \cdot F_{R_{U,m}}^t$ nicht größer als 40% sein. Betragen alle Verformungen einer Versuchsreihe bei $0,5 \cdot F_{R_{U,m}}^t$ maximal 0,4 mm so muss die zulässige Streuung nicht überprüft werden.

Der Variationskoeffizient der Bruchlast ist bei jeder Versuchsreihe mit maximal $v = 20\%$ beschränkt.

Als zusätzliches Kriterium muss bei allen Eignungsversuchen ein gewisser Wert für den Faktor α eingehalten werden (Dieser Wert ist vom Eignungsversuch abhängig).

Der Faktor α ergibt sich als der kleinere Wert aus:

$$\frac{N_{R_{U,m}}^t}{N_{R_{U,m}}^r}$$

$$\text{und}$$

und

$$\frac{N_{R_k}^t}{N_{R_k}^r}$$

$$N_{R_k}^r$$

Dabei ist:

$$N_{R_{U,m}}^t ; N_{R_k}^t$$

Mittelwert bzw. 5%-Fraktile der Bruchlasten in einer Versuchsreihe

$$N_{R_{U,m}}^r ; N_{R_k}^r$$

Mittelwert bzw. 5% Fraktile der Vergleichsbruchlast bei gleicher Betonfestigkeit im gerissenen Beton (Prüfung bei Dübel im gerissenen Beton) oder unge-

rissenem Beton (Prüfung in ungerissenem Beton).

Die Höhe des Faktors α aus den allgemeinen Versuchen zur Montagesicherheit sowie Montagesicherheit - Bewehrungskontakt bestimmt zusätzlich den Teilsicherheitsbeiwert γ_2 (Montagesicherheitsbeiwert). Zeile 1 gilt für die allgemeinen Versuche zur Montagesicherheit, Zeile 2 für die Versuche mit Bewehrungskontakt.

Teilsicherheitsbeiwert γ_2	req. α bei Versuchen nach Tabellen 5.1 bzw. 5.2	
	Zeile 1	Zeile 2
1,0	$\geq 0,95$	$\geq 0,85$
1,2	$\geq 0,8$	$\geq 0,7$
1,4	$\geq 0,7$	$\geq 0,6$

Abb. 3.2 Der Teilsicherheitsbeiwert γ_2 in Abhängigkeit von req. α (Zeile 1: Allgemeine Versuche zur Montagesicherheit, Zeile 2: Versuch mit Bewehrungskontakt). [5]

Welche Art Abweichung von den Montagevorschriften überprüft wird ist auch vom Dübeltyp abhängig. Bei kraftkontrolliert spreizenden Dübeln wird z.B. nur ein Drehmoment von $0,5 \cdot T_{ins}$ aufgebracht um zu simulieren, dass auf der Baustelle kein Drehmomentschlüssel zur Montage verwendet wird.

Um zu vermeiden, dass der Dübel durch ein zu stark aufgebrachtes Drehmoment zu fließen anfängt oder gar abreißt wird der Drehmomentversuch durchgeführt. Der Dübel wird hier mit einem Drehmoment von mindestens $1,3 \cdot T_{ins}$ befestigt. Die dadurch bedingte Zugkraft im Dübel muss kleiner sein als die Streckgrenze ($A_s \cdot f_{yk}$) des Dübels. Nach dem Versuch muss die Schraube wieder gelöst werden können.

Da bei wegkontrollierten Dübeln die notwendige Einschlagenergie auf der Baustelle oft nicht aufgebracht wird, werden Setzversuche mit reduzierter Einschlagenergie durchgeführt, um diesen Einfluss auf das Tragverhalten beurteilen zu können.

Bei der Montage von Hinterschnittdübeln werden im Allgemeinen verschiedene Bohrer zur Erstellung des zylindrischen Bohrloches und zur Erstellung des Hinterschnittes verwendet. Bohrer weisen herstellungsbedingt einen gewissen Toleranzbereich auf bzw. können durch Abnutzung in ihrem Nenndurchmesser variieren. Bei Eignungsversuchen für Hinterschnittdübel wird deshalb eine mögliche Überlagerung der Toleranzen der verschiedenen Bohrer überprüft.

Da die Bohrlochfeuchte die Aushärtezeit des Verbundmörtels beeinflusst, werden Verbunddübel in trockenen, feuchten und mit Wasser gefüllten Bohrlöchern getestet.

Schwere Montagefehler, wie die Verwendung eines falschen Bohrdurchmessers, überhaupt keine Bohrlochreinigung oder die Verwendung eines falschen Bohrsys-

tems bzw. falscher Setzwerkzeuge werden allerdings nicht durch Eignungsversuche abgedeckt und müssen durch Überwachung auf der Baustelle ausgeschlossen werden.

Abweichungen von den Eigenschaften des Ankergrundes:

Da die tatsächliche Betonfestigkeit auf der Baustelle von der bei der Planung angenommenen Festigkeit abweichen kann, wird die Funktionsfähigkeit eines Dübels sowohl im niederfesten (C20/25) als auch im hochfesten (C50/60) Beton überprüft. (Zugversuch Einzelbefestigung) - selbst wenn der Dübel nicht für alle von der ETAG 001 abgedeckten Betonfestigkeitsklassen vorgesehen ist.

Im Eurocode 2 ist die Rissbreite in Stahlbetonbauteilen unter quasi-ständiger Belastung auf $w_k = 0,3$ mm beschränkt. Wird das Bauwerk jedoch einer höheren als der quasi-ständigen Belastung ausgesetzt, so kann die Rissbreite den Wert $w_k = 0,3$ [mm] kurzfristig überschreiten. Da dies eine Auswirkung auf das Last-Verschiebungsverhalten des Dübels haben kann, werden die Dübel ebenfalls in Rissen von $w = 0,5$ mm getestet.

Da die auf ein Bauteil aufgebrachten Lasten wechseln, können auch die Rissbreiten variieren. Der dadurch bedingte Einfluss auf das Dübeltragverhalten wird im Versuch mit Rissbreitenänderung überprüft.

Dabei wird bei der Montage des Dübels eine maximale ($\max N_s$) und minimale ($\min N_s$) Last auf den Prüfkörper in der Art bestimmt, dass die Rissbreite bei $\max N_s$ $\Delta w_1 = 0,3$ [mm] und bei $\min N_s$ $\Delta w_2 = 0,1$ [mm] beträgt. Im Anschluss wird bei einer Rissöffnungsweite von $\Delta w_1 = 0,3$ [mm] auf den Dübel eine Zuglast N_p aufgebracht.

$$N_p = 0,75 \cdot N_{Rk} / \gamma_{Mc}$$

Dabei ist:

N_{Rk} charakteristische Zugtragfähigkeit des Dübels im gerissenen Beton C20/25

γ_{Mc} gemäß Anhang C ($\geq 1,5$)

Beim Versuch wird der Riss durch die wechselnden Lasten $\max N_s$ und $\min N_s$ auf den Prüfkörper 1000 mal geöffnet und geschlossen. Die Rissbreite Δw_1 sowie die minimale ($\min N_s$) Last auf den Prüfkörper müssen dabei während der gesamten Versuchsdauer konstant gehalten werden. Um dies zu erreichen muss eventuell die Last $\max N_s$ während des Versuches reduziert werden. Durch die konstant gehaltene Last $\min N_s$ kann sich die Rissweite Δw_2 vergrößern (siehe Abb. 3.3).

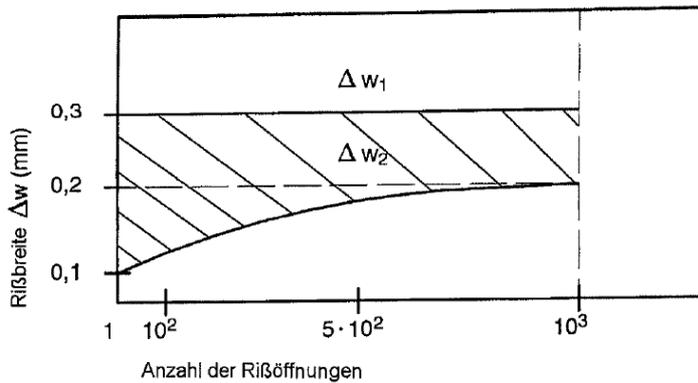


Abb. 3.3 Zulässige Schwankungen der Rissbreiten Δw_1 und Δw_2 [6]

Die Differenz der beiden Rissweiten darf jedoch nicht größer als 0,1 mm werden. Ist diese Differenz mit $\Delta w_1 = 0,3$ mm nicht einzuhalten, so muss entweder $\min N_s$ reduziert oder Δw_1 erhöht werden. Die auf den Dübel wirkende Last N_p bleibt während des gesamten Versuches konstant.

Während des Versuches werden die Dübelverschiebung sowie die Rissbreiten Δw_1 und Δw_2 kontinuierlich gemessen. Im Anschluss an die Rissbreitenänderungen wird ein Zugversuch bis zum Dübelversagen durchgeführt.

Beim Versuch der Rissbreitenänderung muss die Verschiebungszunahme bei steigender Anzahl der Rissbreitenöffnungen im halb-logarithmischen Maßstab abnehmen bzw. konstant sein (siehe Abb. 3.4).

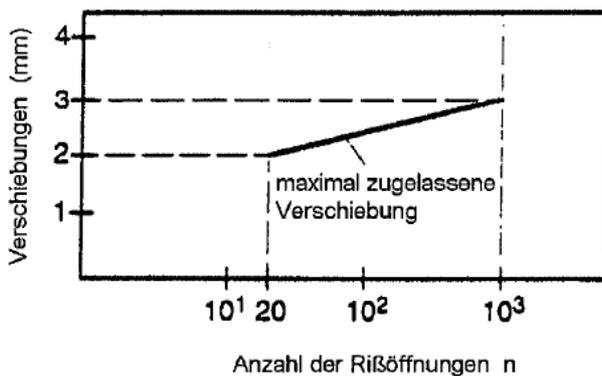


Abb. 3.4 Kriterium für Ergebnisse vom Versuch mit Rissbreitenänderung [5]

Auch auf Dübel können wechselnde Lasten einwirken. Dies wird im Versuch mit wiederholter Belastung simuliert. Der Dübel wird dabei 10^5 Lastwechseln ausgesetzt. Die Last muss dabei sinusförmig zwischen $\max N$ und $\min N$ schwanken. $\max N$ ergibt sich dabei als der kleinere Wert von $0,6 \cdot N_k$ und $0,8 \cdot A_s \cdot f_{yk}$. $\min N$ ergibt sich als größerer Wert aus $0,25 \cdot N_{Rk}$ und $A_s \cdot \Delta \sigma_s$.

Dabei ist:

N_{Rk}

A_s Spannungsquerschnitt des Dübels

$\Delta\sigma_s$ 120 N/mm²

Nach den 10^5 Lastwechseln wird der Dübel entlastet, die Verschiebung gemessen und ein Zugversuch durchgeführt.

Die Zunahme der Verschiebungen muss beim Versuch mit wiederholter Belastung in einer Weise abnehmen, so dass ein Versagen nicht mehr zu erwarten ist.

Der Einfluss einer Dauerlast auf das Dübeltragverhalten wird mit dem Dauerlastversuch bestimmt. Der Dübel wird im gerissenen Beton verankert, und mit einer konstanten Last über einen Zeitraum von 6 Monaten belastet. Stabilisieren sich die durch die Dauerlast bedingten Verschiebungen schon eher, so kann der Versuch früher beendet werden. Die Mindestversuchsdauer beträgt jedoch 3 Monate.

Die Zunahme der Verschiebungen unter der Dauerlast muss mit der Zeit in einer Weise abnehmen, die ein Versagen ausschließt.

Sind bei den Versuchen mit Rissöffnungen, wiederholter und dauernder Belastung die Anforderungen an das Verschiebungsverhalten nicht erfüllt, so muss die charakteristische Tragfähigkeit abgemindert werden. Die Versuche müssen wiederholt werden, bis die Anforderungen erfüllt sind.

Für Dübel, die nur zur Verwendung in ungerissenem Beton vorgesehen sind, werden die Versuche zur Montagesicherheit - Bewehrungskontakt sowie Funktionsfähigkeit bei Rissbreitenänderung weggelassen.

Um das Versuchsprogramm klein halten zu können, werden die Dübel teilweise unter einer Kombination von ungünstigen Bedingungen getestet. So wird ein Dübel z.B. in einem Riss der Rissbreite $w = 5$ mm in hochfestem Beton und in einem Bohrloch dessen Durchmesser an der Grenze des zulässigen Toleranzbereiches liegt geprüft.

Da die Wahrscheinlichkeit des Auftretens einer Kombination von ungünstigen Bedingungen gering ist, wird bei Eignungsversuchen eine im Vergleich zu den Ergebnissen aus den Versuchen zur Ermittlung der zulässigen Anwendungsbedingungen gewisse Reduzierung der Leistungsdaten akzeptiert.

4 Versuche zum Nachweis der Dauerhaftigkeit [5]

Versuche zum Nachweis der Dauerhaftigkeit umfassen die Beurteilung der Korrosionsbeständigkeit, der Dauerhaftigkeit der Beschichtung sowie der Möglichkeit des Kaltschweißens („Festfressens“) eines Dübels.

Bei Dübeln, die nur für den Einsatz in trockenen Innenräumen vorgesehen sind, kann der Korrosionsschutz als ausreichend angesehen werden, wenn die Dübel eine Zinkbeschichtung (Mindestdicke von $5\ \mu\text{m}$) zur Vermeidung eines Korrosionsangriffes während der Lagerung aufweist. Es sind dann während des Zulassungsverfahrens keine besonderen Nachweise der Korrosionsbeständigkeit sowie der Dauerhaftigkeit der Beschichtung notwendig.

Dasselbe gilt, wenn der Einsatz in Feuchträumen oder im Freien ohne besonders aggressive Bedingungen vorgesehen ist, und der Dübel aus der Stahlsorte A4 oder einer gleichwertigen besteht.

Werden jedoch andere Korrosionsschutzmaßnahmen (Material oder Beschichtung) eingesetzt, oder ist der Einsatz in besonders aggressiven Umweltbedingungen vorgesehen (z.B. in Schwimmhallen, Straßentunneln, oder Rauchgas-Entschwefelungsanlagen) so sind entsprechende Versuche zum Nachweis eines ausreichenden Korrosionsschutzes, sowie eventuell der Dauerhaftigkeit der Beschichtung durchzuführen. Diese Versuche sind von der jeweiligen Zulassungsstelle selbst festzulegen. Die ETAG 001 gibt dafür keine Angaben bzw. Vorgaben.

Die Gefahr eines Kaltverschweißens bei Dübeln aus nichtrostendem Stahl hängt von der verwendeten Stahlsorte sowie der Oberflächenbehandlung des Stahls ab. Die Beurteilung darüber trifft die jeweilige Zulassungsstelle.

Befestigungen in Mauerwerk

1 Mauerwerk [16] [23]

Der Begriff Mauerwerk bezeichnet ein Gefüge aus gegeneinander versetzten künstlichen oder natürlichen quaderförmigen Steinen die durch Mörtel verbunden werden. Es existieren dabei viele verschiedenartige Steine, die sich in Material, Rohdichte sowie der Geometrie unterscheiden. Vom Material ausgehend, unterscheidet man Ziegelsteine, Kalksandsteine und Betonsteine. Betonsteine werden noch einmal in Normalbeton-, Leichtbeton- und Porenbetonsteine gegliedert. Ziegelsteine werden entweder aus Ton oder Lehm mit oder ohne Zusatzstoffen hergestellt. Kalksandsteine bestehen aus Kalk und säurehaltigen Zuschlägen, Beton- und Leichtbetonsteine aus mineralischen Zuschlägen und einem hydraulischen Bindemittel. Bei jedem Material ist zwischen Vollsteinen und Lochsteinen bzw. Hohlblocksteinen zu unterscheiden, wobei Vollsteine einen Lochanteil bis maximal 15% der Lagerfläche aufweisen dürfen. Die normativen Vorgaben für Lochanordnungen, Stegdicken und Geometrien gestatten den Herstellern einen großen Gestaltungsspielraum, so dass eine Vielzahl von Mauerwerkssteinen im Handel erhältlich sind. Die Marktanteile der verschiedenen Steinsorten variieren in den einzelnen europäischen Ländern deutlich. Das verwendete Material hängt stark von den vorherrschenden klimatischen Bedingungen sowie den örtlich vorhandenen Ressourcen ab. In Deutschland und den Niederlanden werden z.B. ein Großteil des Mauerwerks in Ziegel oder Kalksandstein ausgeführt. In Frankreich oder Polen werden jedoch hauptsächlich Betonblöcke verwendet. Für welche Steinarten ein Injektionsdübel eingesetzt werden kann, ist in der Zulassung des Dübels angegeben.

Einen Überblick über die verschiedenen Steinsorten in Deutschland liefert Tabelle 1.1:

Merkmal, Eigenschaft	Mauerziegel	Kalksandsteine	Porenbetonsteine	Leichtbetonsteine	Normalbetonsteine
Zusammensetzung	Lehm, Ton, Wasser, Zusätze	Kalk, Sand, Wasser	Kalk, Zement, Quarzmehl, Porenbildner, Zusätze	hydraul. Bindemittel, Zuschlag, Wasser, Zusätze	hydraul. Bindemittel, Zuschlag, Wasser, Zusätze
Vollsteine	x	x	-	x	x
Lochsteine	x	x	-	x	-
Voll-, Hohlblockst.	-	x	-	x	x
Plansteine	-	x	x	x	x
Planelemente	-	x	x	-	-
Formate bzw. Maße (L*B*H)	DF bis 21 DF	DF bis 998/365/623	2DF bis 1499/500/624	DF bis 24DF 997/365/623	6DF bis 24DF
Bezeichnung	HLz, WDz, Mz, VMz, VHLz, KMz, KHLz, KK, KHL	KS, KS L, KS Vm, KS Vb, KS P, KS XL	PP, PPE	V, Vbl, Vbl S, Vbl SW, V-P, Vbl-P, Vbl S-P, Vbl SW-P, Hpl, Wpl, Gpl, Gpl-P	Hbn, Vbn, Vn, Vm, Vmb, Vn-P, Vbn-P, Hbn-P, Gbn, Gbn-P
Rohdichteklasse ρ_N [kg/dm ³]	0,55 bis 2,4	1,2 bis 2,2	0,35 bis 0,8	0,45 bis 2	0,4 bis 2,4
Druckfestigkeitsklasse β_N [N/mm ²]	4 bis 28	12 bis 20	2 bis 6 (8)	2 bis 20	2 bis 48

Tab. 1.1 Verschiedene Steinsorten in Deutschland [44]

Für die Herstellung der Lager-, Stoß- und Längsfugen, zum Ausgleich von Maßtoleranzen sowie zur Sicherstellung einer gleichmäßigen Kraftübertragung von Stein zu Stein wird Mörtel verwendet. Es existieren verschiedene Mörtelarten, die sich in Eigenschaften wie der Druckfestigkeit, der Trockenrohddichte, der Wärmeleitfähigkeit etc. unterscheiden. Mörtel werden unterteilt in Normalmörtel (Mörtelgruppen I - IIIa nach steigender Druckfestigkeit), Leichtmörtel (zur Verbesserung der Wärmedämmung), sowie Dünnbettmörtel (für die Vermauerung von Mauersteinen mit sehr geringen Maßabweichungen. Die Dicke der Mörtelschicht beträgt bei Normal- und Leichtmörtel 12 mm und zwischen 1 bis 3 mm bei Dünnbettmörtel. In seinen Funktionen übt der verwendete Mörtel neben dem Mauerwerksstein einen großen Einfluss auf das Tragverhalten des Mauerwerk-Bauteils aus. [44]

Geforderte Mörtelgruppe nach DIN 1053	Zu erfüllende Anforderungskategorien nach DIN EN 998-2 (zusätzlich sind die Anforderungen nach DIN V 18580 zu erfüllen)							
	Druckfestigkeitsklasse ^{a)}	Trockenrohddichte	Wärmeleitfähigkeit ^{b)}	Verbundfestigkeit ^{c)}	Chloridgehalt	Verarbeitbarkeitszeit	Korrigierbarkeitszeit	Brandverhaltensklasse
		kg/m ³	W/(m·K)	N/mm ²	M.-%	h	Min	
Normalmauermörtel								
I	M 1	≥ 1500	Keine Anforderung	Anforderungen nach DIN V 18580	≤ 0,1	Keine Anforderung	Keine Anforderung	A 1
II	M 2,5							
IIa	M 5							
III	M 10							
IIIa	M 20							
Leichtmauermörtel ^{d)}								
LM 21	M 5	≤ 700	≤ 0,18	Anforderungen nach DIN V 18580	≤ 0,1	Keine Anforderung	A 1	
LM 36	M 5	> 700 und ≤ 1000	≤ 0,27					
Dünnettputzmörtel ^{e)}								
DM	M 10	≥ 1300	k. A.	Anforderungen nach DIN V 18580	≤ 0,1	≥ 4	≥ 7	A 1

Abb. 1.1 Anforderungen an verschiedene Mörtelarten [44]

2 Befestigungsarten in Mauerwerk [23] [16] [18]

Mauerwerksteine können nur sehr geringe Spreizkräfte aufnehmen. Bei Metallspreizdübeln entstehen durch das Anspannen der Schraube, dem Einschlagen der Konen oder dem Auftreiben der Spreizhülse auf den Konus sehr hohe Spreizkräfte die den Mauerstein schon bei der Dübelmontage spalten würden. In Betonbauteilen wird das Spalten durch ausreichende Achs- und Randabstände bzw. durch Bewehrung verhindert. Metallspreizdübel sind deswegen nur für die Verankerung in Betonbauteilen, nicht jedoch für die Verankerung in Mauerwerk geeignet.

Bei der Verwendung von Kunststoffdübeln entstehen durch das Eindrehen der Schraube ebenfalls Spreizkräfte, diese sind jedoch deutlich geringer als bei Metallspreizdübeln. Aufgrund der beschränkten Tragfähigkeit sind Kunststoffdübel aber nur für nichttragende Anwendungen im Mauerwerksbau zugelassen (siehe ETAG 020 „Kunststoffdübel als Mehrfachbefestigung von nichttragenden Systemen zur Verankerung im Beton und Mauerwerk“). Da der Einsatz von Kunststoffdübel in Kombination mit SHERPA-Verbindern nicht sinnvoll erscheint ist, werden Sie an dieser Stelle nicht weiter behandelt.

Für tragende Anwendungen im Mauerwerk kommen deswegen nur die zur Gruppe der Verbunddübel gehörende Injektionsdübel nach ETAG 029 „Metall-Injektions-

dübel zur Verankerung im Mauerwerk“ sowie Spezialdübel zur Befestigung in Porenbetonsteinen in Frage. Injektionsdübel können spreizdruckfrei montiert werden und weisen durch die Ausnutzung der Ankergrundtragfähigkeit eine wesentlich höhere Belastbarkeit als Kunststoffdübel auf. Injektionsysteme bestehen aus einer Ankerstange mit Mutter und Zentrierring sowie dem Injektionsmörtel. Für die Verankerung von Injektionsdübeln in Lochsteinen wird zusätzlich eine Siebhülse aus Metall oder Kunststoff verwendet (siehe Abb. 2.1). Die Maschenweite der Siebhülse müssen auf die Zähigkeit des Injektionsmörtels abgestimmt sein. Der Injektionsmörtel wird, getrennt in Harz und Härter in Kartuschen geliefert. Die drei Komponenten Ankerstange, Siebhülse und Injektionsmörtel bilden ein aufeinander abgestimmtes Injektionssystem. Einzelne Komponenten dürfen nicht ausgetauscht oder durch ähnliche Produkte anderer Hersteller ersetzt werden.



Abb. 2.1 verschiedene Injektionsdübelssysteme: a) Ankerstange, b) Siebhülse, c) Injektionsmörtel in Schlauchbeutel und Kartusche, d) Statikmischer, e) Auspresswerkzeuge [23]

Bei der Montage von Injektionsdübeln in Lochsteinen wird die Siebhülse nach der Bohrerherstellung und Reinigung in das Bohrloch eingelegt. Anschließend wird der Injektionsmörtel mittels einer Auspresspistole aus der Kartusche in die Siebhülse eingepresst bis diese vollständig verfüllt ist. Der sich auf der Mörtelkartusche befindliche Statikmischer sorgt für eine Durchmischung von Harz und Härter. Zum Abschluss wird die Ankerstange drehend in den Bohrlochgrund eingedrückt (siehe Abb. 2.2).

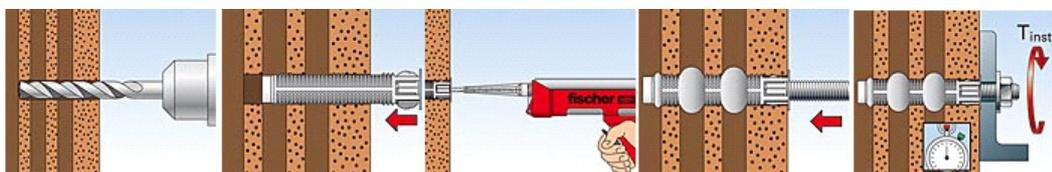


Abb. 2.2 Montage eines Injektionsdübel in Hohlmauerwerk [36]

Beim Injizieren des Mörtels sowie beim Eindrücken der Ankerstange wird der Mörtel durch die Maschen der Siebhülse in das Bohrloch bzw. die angeschnittenen Hohlkammern des Ankergrundes gepresst. Durch die Maschen der Siebhülse wird verhindert, dass der eingepresste Mörtel in Lochsteinen eventl. vorhandene Hohlräume vollständig verfüllt. Desweiteren legt die Siebhülse die Setztiefe des Dübels fest, d.h. sie verhindert, dass die Ankerstange tiefer in den Stein „hineinrutscht“ als

vorgesehen. Durch die optimale Ausbildung der Siebhülse sowie eine darauf abgestimmte Korngröße der Füllstoffe des Injektionsmörtels kann eine ideale Verteilung der Mörtelmasse im Ankergrund erreicht werden.

Beim Hartwerden bildet der Mörtel sowohl einen Verbund mit der Ankerstange, als auch mit dem Bohrlochgrund. Durch die Mörtelpropfen entsteht in den Hohlkammern ein Art Hinterschnitt. Das Tragverhalten bei Injektionsdübeln in Lochsteinen besteht also aus einer Kombination aus den mechanischen Wirkprinzipien Stoffschluss (Verbund Mörtel Bohrlochwand) und Formschluss (Hinterschnitt der Mörtelpropfen in Hohlkammern) (siehe auch Abb. 2.3).

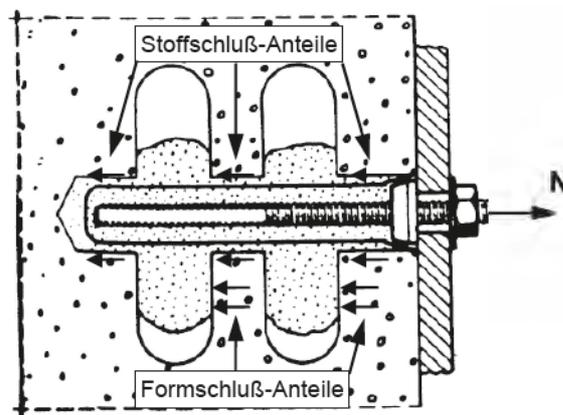


Abb. 2.3 Injektionsdübel mit Siebhülse in Lochsteinmauerwerk: Wirkprinzipien Stoffschluss und Formschluss [22]

In Vollsteinen wird, je nach Herstelleranleitung in der Zulassung, auf die Verwendung der Siebhülse verzichtet. Der Mörtel wird hier direkt in das gereinigte Bohrloch injiziert (siehe Abb. 2.4)

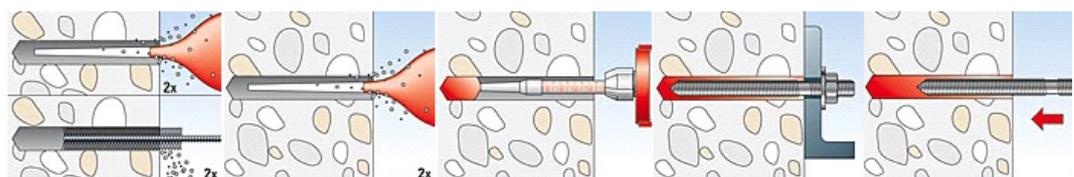


Abb. 2.4 Montage eines Injektionsdübel in Vollsteinmauerwerk [36]

Das Tragverhalten in Vollsteinen beruht nur auf dem Verbund zwischen Ankergrund und Mörtel und ähnelt dem Tragverhalten von Verbunddübeln in Beton (siehe Abb. 2.5):

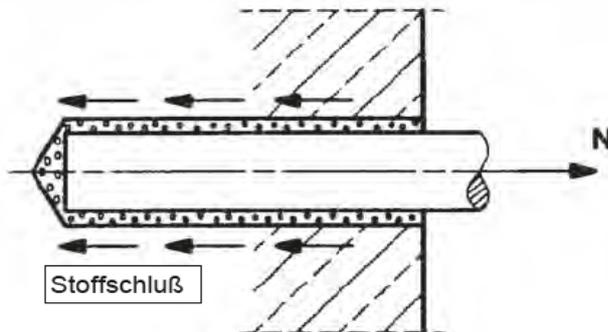


Abb. 2.5 Verbunddübel in Beton: Wirkprinzip Stoffschluss [22]

Der Dübel darf vor dem vollständigen Aushärten nicht belastet oder zurechtgerückt werden. Dadurch könnte sich der Mörtel von Ankergrund oder Ankerstange lösen, was die Tragfähigkeit erheblich reduzieren kann.

Die Verwendung von Patronensystemen wie bei Verbunddübeln in Beton ist für Mauerwerk nicht möglich, da eine kontrollierte Setzung durch die Hohlkammern in den Lochsteinen nicht erreicht werden kann. Die Patrone könnte in die Hohlkammern fallen bzw. durch Kammern in der Setzrichtung weiter in den Stein hineinrutschen als vorgesehen. Auch in Vollsteinen gibt es durch den erlaubten Lochanteil sowie durch Stoßfugen, Griff- und Transportlöcher zahlreiche „Fehlstellen“, durch die der Mörtel aus der zerstörten Glaspatrone abfließen könnte. Deswegen ist eine ausreichende Verfüllung des Bohrloches durch eine Glaspatrone nicht gewährleistet.

Porenbeton ist ein „weicher“ Baustoff und kann weder Spreizkräfte, noch größere Verbundkräfte aufnehmen. Für die Verankerung in Porenbeton gibt es deswegen verschiedene Spezialdübel (siehe Abb. 2.6), die entweder allgemein bauaufsichtlich, anhand einer CUAP oder nach ETAG 029 zugelassen sind.

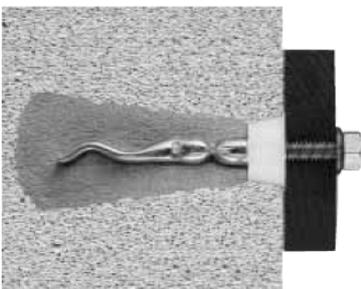


Abb. 2.6 Beispiel eines Dübels in Porenbeton. [49]

3 Bemessung von Injektionsdübeln in MW [11]

Die Bemessung von Injektionsdübeln in Mauerwerk erfolgt nach Anhang C der ETAG 029 „Metall-Injektionsdübel zur Verankerung im Mauerwerk“. Das Bemessungskonzept ähnelt dem CC-Verfahren für Verankerungen in Beton. Nach ETAG 029, Anhang C wird zwischen zwei Bemessungsverfahren A und B unterschieden.

Das Bemessungsverfahren A ist das ausführlichere Bemessungsverfahren. Hier müssen Nachweise für die möglichen Versagensarten bei Zug- und Querlast sowie unter kombinierter Querlast geführt werden.

Das Bemessungsverfahren B folgt einem vereinfachten Ansatz: In den Zulassungen ist ein Bemessungswert des Widerstandes F_{Rd} angegeben, der für alle Lastrichtungen sowie Versagensarten gilt. Dabei müssen die ebenfalls in der Zulassung angegebene charakteristische Achs- und Randabstände eingehalten werden.

Das jeweils anzuwendende Bemessungsverfahren ist in der jeweiligen Dübelzulassung angegeben. In den meisten Fällen ist das Bemessungsverfahren A. Die Bemessung ist für Einzeldübel sowie für Dübelgruppen mit zwei oder vier Dübeln gültig. Die Dübel einer Gruppe müssen aber alle gleich sein.

Die Bauteile aus Mauerwerk müssen eine Mindestdicke von 100 mm aufweisen. Die Verankerungstiefe der Injektionsdübel im Mauerwerk darf nicht geringer als 50 mm sein und der Mindestgewindedurchmesser der Ankerstange beträgt M6.

Der Verankerungsgrund wird in Benutzungskategorien hinsichtlich des Materials, der Feuchtigkeit und der Temperatur eingeteilt.

Als mögliches Material für den Verankerungsgrund werden drei Kategorien unterschieden:

- Benutzungskategorie b: Verwendung in Vollsteinen mit einem maximalen Lochanteil von 15% des Steinquerschnittes
- Benutzungskategorie c: Verwendung in Hohl- oder Lochsteinen
- Benutzungskategorie d: Verwendung in Porenbeton

Die Benutzungskategorie a steht für eine Verankerung in Beton.

Aufgrund des stark temperaturabhängigen Tragverhaltens von Injektionsdübeln ist der mögliche Temperaturbereich des Verankerungsgrundes in Dübelnähe auf drei Bereiche beschränkt.

- (Ta) -40°C bis +40°C (maximal zulässige Kurzzeittemperatur +40°C maximal zulässige Langzeittemperatur: +24°C)

- (Tb) -40°C bis +80°C (maximal zulässige Kurzzeittemperatur +80°C maximal zulässige Langzeittemperatur: +50°C)
- (Tc) Temperaturbereich auf Herstellerverlangen mit -40°C bis T1 (maximale Kurzzeittemperatur T1 > +40°C jedoch maximal 120°C, maximale Langzeittemperatur: 0,6 T1 bis 1,0 T1)

Feuchtigkeit im Mauerwerk wirkt sich negativ auf das Tragverhalten des Injektionsdübels aus. Es reduziert die Materialfestigkeiten der Mauersteine sowie das Verbundverhalten. Während der Montage kann feuchtes Bohrmehl an der Bohrlochwand kleben bleiben und eine Gleitschicht zwischen Dübel und Bohrlochwand erzeugen. Aus diesem Grund werden drei Benutzungskategorien hinsichtlich der Feuchte während Montage und Nutzung unterschieden.

- Kategorie d/d: Montage und Nutzung im trockenen Innenbereich
- Kategorie w/d: Montage im feuchten Untergrund und Nutzung im trockenen Innenbereich
- Kategorie w/w: Montage und Nutzung unter anderen Umweltbedingungen.

Die Bemessung kann nur für statische bzw. quasistatische Zug- oder Querlasten bzw. kombinierte Zug- und Querbelastungen erfolgen. Eine Bemessung auf Ermüdung, Erdbeben sowie außergewöhnliche Belastungen ist nicht möglich.

Das Bemessungskonzept beruht auf dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept nach Eurocode 0 (EN 1990). Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) ist nachzuweisen, dass der Bemessungswert der Einwirkungen S_d stets kleiner oder gleich dem Bemessungswert der Bauteilwiderstandes R_d ist.

Die Berechnung der Einwirkung erfolgt durch Multiplikation von repräsentativen Werten der Einwirkungen mit Teilsicherheitsbeiwerten und Bildung verschiedener möglicher Einwirkungskombinationen.

Auf der Bauteilseite erfolgt die Berechnung durch Division des charakteristischen Wertes des Bauteilwiderstandes R_k mit dem je nach Versagensart und Material unterschiedlichen partiellen Teilsicherheitsbeiwert γ_M .

Dieser ergibt sich für Versagen des Ankerstahls zu:

- unter Zugbelastung:

$$\gamma_{Ms} = \frac{1,2}{f_{yk}/f_{uk}} \geq 1,4$$

- unter Querbelastung mit oder ohne Hebelarm:

$$\gamma_{Ms} = \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \geq 1,25 \quad \text{für } f_{uk} \leq 800 \text{ N/mm}^2 \text{ und } f_{yk}/f_{uk} \leq 0,8$$

$$\gamma_{Ms} = 1,5 \quad \text{für } f_{uk} > 800 \text{ N/mm}^2 \text{ oder } f_{yk}/f_{uk} > 0,8$$

- und für das Versagen des Dübels im Mauerwerk zu:

$$\gamma_{MAAC} = 2,0$$

für Injektionsdübel in Porenbetonsteinen
(AAC: autoclaved aerated concrete)

$$\gamma_{Mm} = 2,5$$

für Injektionsdübel in allen anderen Steinarten

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) muss gezeigt werden, dass die unter den charakteristischen Einwirkungen auftretenden Verschiebungen nicht größer als die zulässigen Verschiebungen sind. Die zulässigen Verschiebungen hängen von der Anwendung ab und müssen vom zuständigen Ingenieur festgelegt werden. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden die Teilsicherheitsbeiwerte sowohl auf der Einwirkungs-, als auch Widerstandsseite mit 1,0 angenommen.

3.1 Versagensarten und Nachweise unter Zugbelastung [11] [23] [18]

Unter Zugbelastung kann es bei Injektionsdübeln in Mauerwerk entweder zu einem Versagen des Ankersystems, d.h. zu einem Bruch oder Herausziehen der Ankerstange bzw. dem Herausziehen des kompletten Dübels aus dem Stein oder zu einem Versagen des Ankergrundes, d.h. zu einem Spalten des Steines, Steinausbruch bzw. zu einem Auszug des kompletten Steines aus dem Mauerwerksverband kommen.

Das Tragverhalten und damit die Versagensarten hängen dabei stark davon ab, ob sich der Dübel im Vollstein oder im Lochstein befindet.

In Vollsteinen erfolgt die Lasteinleitung über Verbund zwischen der Ankerstange, dem Injektionsmörtel und der Bohrlochwand (siehe Abb. 3.1). Die Tragfähigkeit hängt von der Verbundfläche ab und steigt bei größer werdender Verankerungstiefe und steigenden Bohrl Lochdurchmesser.

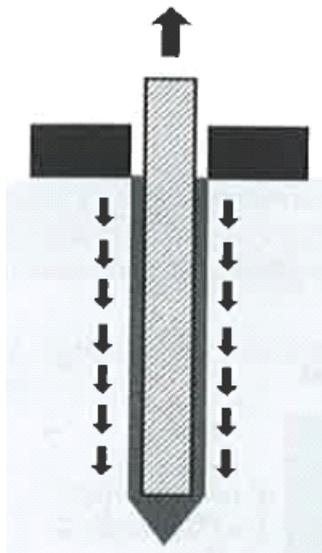


Abb. 3.1 Lasteinleitung durch Injektionsdübel in Vollstein durch Verbund [18]

Wird der Injektionsdübel ohne Siebhülse gesetzt, so ist der Bohrlochdurchmesser vom Ankerstangendurchmesser abhängig. Die Tragfähigkeit nimmt dann mit steigendem Ankerstangendurchmesser zu. Bei Verwendung einer Siebhülse ändert sich der Bohrlochdurchmesser für die unterschiedlichen Ankerstangen nicht. Abgesehen vom unwahrscheinlichen Bruch der Ankerstange ist die Tragfähigkeit in diesem Fall vom Ankerstangendurchmesser unabhängig. Wird die Verbundfestigkeit überschritten, so wird der Versagensmodus *Steinausbruch* maßgebend. In diesem Fall hängt die Tragfähigkeit linear von der Steifigkeit ab.

In Lochsteinen erfolgt die Lasteinleitung sowohl über Formschluss, als auch über Stoffschluss. In den Stegbereichen trägt der Injektionsmörtel über Verbund wie in Vollsteinen. Zwischen den Stegen dringt der Mörtel dagegen durch die Siebhülse in die Hohlräume ein und bildet nach dem Erhärten eine mechanische Verzahnung mit dem Untergrund (siehe Abb. 3.2).

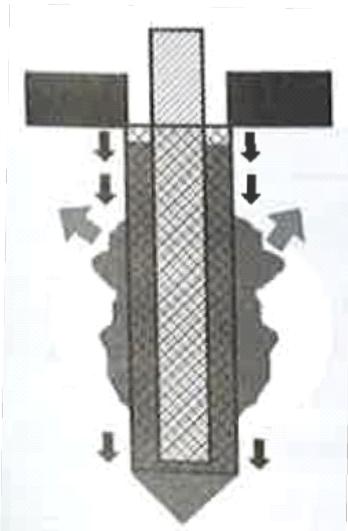


Abb. 3.2 Lasteinleitung durch Injektionsdübel im Lochstein durch Verbund und Formschluss [18]

Welches der beiden Wirkprinzipien Formschluss oder Stoffschluss bei der Lastübertragung in Lochsteinen dominiert, wird unter anderem durch die Verbundfestigkeit bestimmt. Bei hohen Verbundfestigkeiten wird die Last hauptsächlich über Verbund in den Stegen abgetragen. Die Tragfähigkeit hängt hier vor allem von der Verbundfläche im Steg, dem Bohrverfahren sowie der Steifigkeit ab. Bei einer geringen Verbundfestigkeit überwiegt dagegen die Lastübertragung durch den Hinterschnitt des Mörtels zwischen den Stegen. Die Tragfähigkeit wird dann maßgeblich durch die Anzahl und Dicke der Stege sowie die Steifigkeit bestimmt.

Die Bohrlöcher im Mauerwerk werden im Dreh-, Schlag-, oder Hammerbohrverfahren erstellt. Je nach Bohrverfahren kommt es dabei zu unterschiedlichen Schädigungen der Stege (siehe Abb. 3.3). Beim Schlag- und Hammerbohrverfahren wird beim Durchstoß des Bohrers durch den Steg ein kegelförmiger Steinausbruch erzeugt. Dies reduziert die Stegdicke und damit die Tragfähigkeit von Injektionsdübeln in Lochsteinen. Aus diesem Grund ist das anzuwendende Bohrverfahren je

nach Mauerstein in der Dübelzulassung vorgeschrieben.

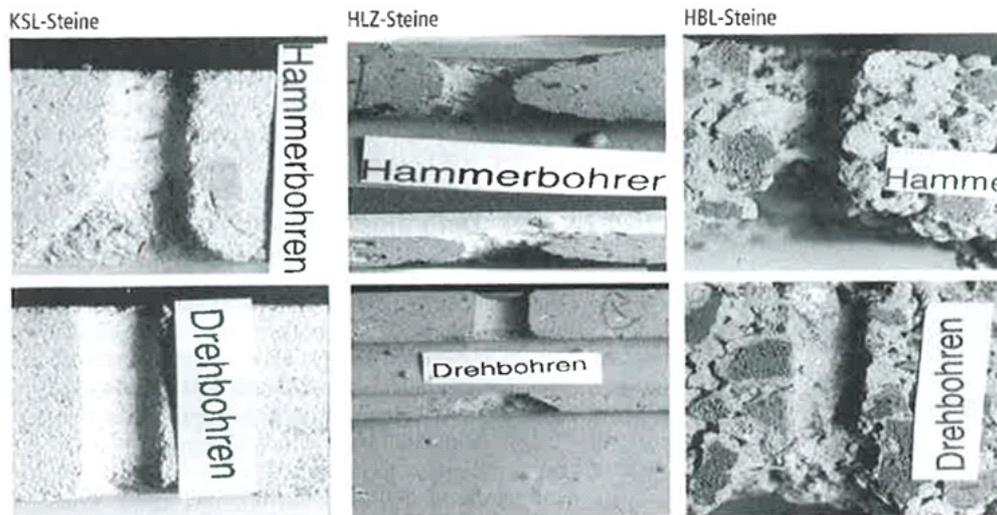


Abb. 3.3 Einfluss des Bohrverfahrens auf die Schädigung der Stege in Lochsteinen [18]

3. 1. 1 Stahlbruch (Failure of the metal part)

Ein Materialversagen der Ankerstange unter Zugbelastung einer Befestigung im Mauerwerksbau ist aufgrund der geringen Festigkeit der Mauerwerkssteine relativ unwahrscheinlich. Es tritt im Allgemeinen nur bei hohen Steindruckfestigkeiten und gleichzeitig hohen Verankerungstiefen auf. Die maximal aufnehmbare Traglast ist von der Stahlzugfestigkeit f_{uk} sowie dem Durchmesser d_s der Ankerstange abhängig.

Für die Versagensart *Stahlbruch* muss der Nachweis geführt werden, dass die einwirkende Zugbelastung kleiner ist, als der Bemessungswert des Widerstandes gegen *Stahlbruch*.

$$N_{Sd}^h \leq N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$$

Der charakteristische Widerstand $N_{Rk,s}$ (Index s für Steel) eines Injektionsdübels in Mauerwerk gegen *Stahlbruch* unter Zugbelastung ergibt sich aus der Multiplikation des maßgebenden Querschnitts der Ankerstange A_s und der Zugfestigkeit des verwendeten Stahls f_{uk} , bzw. kann direkt aus der jeweiligen Zulassung entnommen werden.

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \quad [N]$$

Im Zweifelsfalle ist der Wert aus der Zulassung maßgebend.

3. 1. 2 Herausziehen des Dübels (pull-out failure of the anchor)

Wird der Injektionsdübel auf Zug belastet, so wird die Kraft durch die Ankerstange über den Verbund zwischen Ankerstange und Mörtel in den Mörtel und von dort über den Verbund zwischen Mörtel und Ankergrund in den Ankergrund eingeleitet. Abhängig von der Größe der Verbundfestigkeiten an den beiden Trennflächen kann entweder die Ankerstange aus dem Mörtel oder auch der komplette Injektionsdübel aus dem Mauerwerkstein gezogen werden.

Herausziehen der Ankerstange aus dem Mörtel

Wird die Ankerstange aus dem Mörtel herausgezogen, so schert der Mörtel im Allgemeinen entlang der Gewindegänge der Ankerstange ab. Beim Setzvorgang wird die Ankerstange in die mit Mörtel verfüllte Siebhülse eingedreht. Dabei fließt der Mörtel in die Gewindegänge der Ankerstange und bildet nach dem Aushärten eine mechanische Verzahnung. Wird der Setzvorgang nicht ordnungsgemäß ausgeführt bzw. ist die Ankerstange verschmutzt, so kann sich die Mörtelverzahnung nur unvollständig ausbilden und die Herausziehfestigkeit ist entsprechend abgemindert (siehe. Abb. 3.4).



Abb. 3.4 Ankerstangen nach Verbundversagen zwischen Ankerstange und Mörtel. [23]

Das Herausziehen der Ankerstange ist vom Ankergrund unabhängig, da es im Inneren des Injektionsdübels stattfindet.

Der erreichbare Widerstand gegen Herausziehen der Ankerstange ergibt sich aus der Multiplikation der systemabhängigen Verbundfestigkeit $\tau_{u,1}$ mit der Verbundfläche d.h. der sich im Mörtel befindlichen Mantelfläche $A_{\text{Mantel}} = \pi \cdot h_{\text{ef}} \cdot d_s$ der Ankerstange. Die Verbundfestigkeit wird im Rahmen von Zulassungsversuchen bestimmt und ist den jeweiligen Zulassungen zu entnehmen.

Herausziehen des kompletten Dübels aus dem Ankergrund

Beim Herausziehen des Dübels aus dem Ankergrund ist zu unterscheiden, ob sich der Dübel in einem Vollstein oder einen Lochstein befindet, da sich das Versagens-

verhalten entsprechend unterscheidet.

Wird der Dübel mitsamt der Siebhülse aus einem Vollstein gezogen, so erfolgt dies durch ein Verbundversagen an der Trennfläche zwischen Mörtel und Ankergrund.

Das Dübelssystem beeinflusst diese Verbundfläche über den vorgegebenen Bohrlochdurchmesser, die Verbundeigenschaften des Injektionsmörtels sowie den Ringspalt. Als Ringspalt wird die Differenz zwischen Siebhülse- und Bohrlochdurchmesser bezeichnet. Im Unterschied zu Verbunddübeln im Beton wird der Bohrlochdurchmesser bei Injektionsdübeln für Mauerwerk nicht nach der Ankerstange, sondern nach der Siebhülsegröße dimensioniert. Der Ankerstangendurchmesser selber ist für die Tragfähigkeit bei den Versagensarten „Herausziehen“ sowie „Steinausbruch“ unerheblich.

Der Ringspalt als Raum zwischen Siebhülse und Bohrlochwand ist zur Ausbildung des Verbundes notwendig. Der in die Siebhülse gepresste Mörtel tritt durch die Maschen aus und verteilt sich gleichmäßig um die Siebhülse herum. Ist der Ringspalt zu eng, so kann es passieren, dass der Injektionsmörtel den Ringspalt nicht optimal verfüllt. Dies führt zu einer Verringerung der Verbundfläche und somit zu einer reduzierten Tragfähigkeit.

Bei zu engen Ringspalt versagen Injektionsdübel eher durch Herausziehen oder durch eine Kombination aus Herausziehen und Steinausbruch. Ist der Ringspalt größer und damit eine geschlossene Mörtelumantelung sichergestellt, so tendiert das Versagen eher zum Versagensmodus *Steinausbruch*.

Der Ringspalt sollte also immer auf die Korngrößen und die Viskosität des verwendeten Mörtels abgestimmt sein.

Neben der Ausbildung des Ringspaltes und den Mörtel Eigenschaften ist die Verankerungstiefe des Injektionsdübels in Vollsteinen ein entscheidender Parameter. Da die Verankerungstiefe linear in die Mantelfläche des Dübels eingeht, steigt die Tragfähigkeit linear mit der Vergrößerung der Verankerungstiefe.

Wird der Injektionsdübel im Vollstein belastet, so steigt die Last im Last-Verschiebungsdiagramm bis zum Lastmaximum steil an. Das (erste) Lastmaximum entspricht der Überwindung des Haftwiderstandes des Mörtels am Mauerwerksstein. Ab diesem Punkt gibt es je nach Stein und Mörtel drei mögliche weitere Versagensverläufe. Ist der Reibwiderstand der Mantelfläche geringer als der ursprüngliche Haftwiderstand, so kommt es hernach zu einem leichten Lastabfall. Entspricht die Größe des Haftwiderstandes in etwa der Größe des Reibwiderstandes so zeigt sich ein horizontaler Kurvenverlauf. Ist der Reibwiderstand größer als der Haftwiderstand, so kommt es zu einem Steigungswechsel und bei größer werdenden

Verschiebungen zu einer weiteren Laststeigerung (siehe Abb. 3.5).

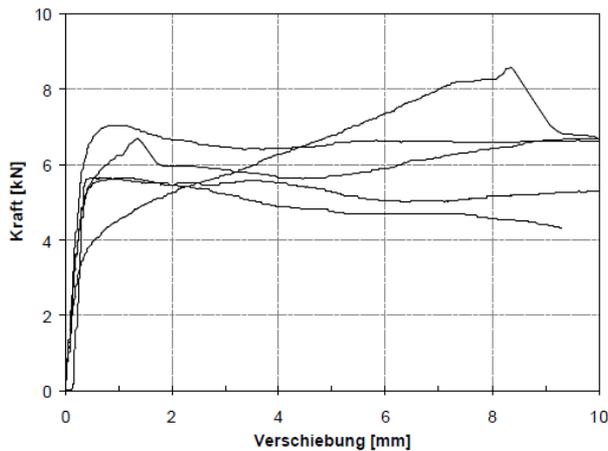


Abb. 3.5 Last-Verschiebungskurven bei Herausziehen des Dübels aus dem Ankergrund [23]

Neben einem reinen Herausziehen des Dübels aus dem Bohrloch kann es bei größeren Verankerungstiefen bzw. größeren Verbundfestigkeiten auch zu einem Herausziehen in Kombination mit einem kegelförmigen Steinausbruch im oberen Dübelbereich kommen (siehe Abb. 3.6). Die Tiefe des Ausbruches nimmt dabei mit steigender Verbundfestigkeit zu, bis ein vollständiger Ausbruch der Verankerung erfolgt (dann als Versagensart Steinausbruch bezeichnet).



Abb. 3.6 Injektionsdübel nach kombiniertem Versagen in Vollsteinen. [18]

Die aufnehmbare Last bei kombinierten Versagen ist höher als bei reinen Herausziehen, weil die Ankergrundtragfähigkeit teilweise ausgenutzt wird. Aufgrund der Ausbruchbildung kommt es jedoch zu einem signifikanten Lastabfall nach Erreichen des Lastmaximums.

Die beim Herausziehen der Siebhülse aus Vollsteinen erreichbare Traglast ergibt sich aus der Multiplikation der Verbundfestigkeit zwischen Ankergrund und Mörtel $\tau_{u,2}$ in N/mm^2 mit der Mantelfläche $A_{\text{Mantel}} = h_{\text{ef}} \cdot \pi \cdot d_B$, wobei hier jedoch der Bohrlochdurchmesser d_B verwendet wird, der sich nur wenig vom Siebhülsendurchmesser unterscheidet. Als Länge der Mantelfläche ist die Verankerungstiefe

der Siebhülse im Mauerwerk h'_{ef} in mm einzusetzen.

In Lochsteinen erfolgt die Lastabtragung sowohl über Verbundwirkung im Stegdurchgang, als auch über den Formschluss bzw. Hinterschnitt des Mörtelpropfens. Bei einer Belastung wird zuerst die Verbundtragfähigkeit aktiviert. Wird diese überschritten, so lagert sich die Last auf den Mörtelpropfen um, die Tragfähigkeit hängt von der Scherfestigkeit und Länge des Propfens ab.

Der Mörtelpropfen wirkt quasi wie ein Hinterschnitt, er weist aber im Vergleich zu Stahl (z.B. bei Hinterschnittdübeln oder Kopfbolzen) eine deutlich geringere Steifigkeit und Festigkeit auf. Es ist daher möglich, dass der Mörtelpropfen selbst zerstört wird. Die Steifigkeit der Mauersteine (5000-10000 N/mm²) ist mindestens so groß bzw. meist größer als die Steifigkeit der Injektionsmörtel (< 4500 N/mm²). Der Mörtel ist unter Zugbeanspruchungen also größeren Verformungen ausgesetzt. Mit zunehmender Steifigkeit können mehr Lasten in den Ankergrund eingetragen werden. Erreicht die Mörtelsteifigkeit die Steifigkeit des Mauersteins, so kann die Ankergrundtragfähigkeit ausgenutzt werden. Ist dies nicht der Fall, so schert der Mörtel an der Stegunterkante ab.

Die Scherfestigkeit des Mörtelpropfens ist das Produkt der Mörtelscherfestigkeit $\tau_{u,M}$ mit der zur Verfügung stehenden Scherfläche $A_{Scher} = \pi \cdot d_B \cdot (h_{ef} - h_{Steg})$ (siehe Abb. 3.7). Je weiter die Siebhülse in die Hohlkammer hineinreicht, umso mehr Scherfläche steht zur Verfügung. Die Scherfestigkeit des Mörtels wird im Rahmen des Zulassungsverfahrens ermittelt.

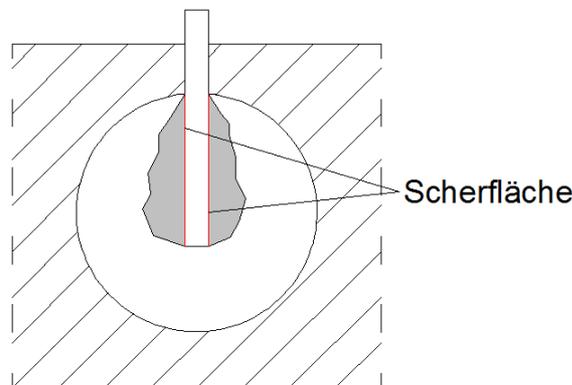


Abb. 3.7 Prinzipienskizze einer Scherfläche des Mörtelpropfens im Lochstein [23]

Wenn der Mörtelpropfen abschert, so kann es aufgrund eines Verkeilen des Mörtelpropfens im Bohrloch noch zu weiteren Laststeigerungen während des Versagensvorganges kommen.

Neben der Mörtelsteifigkeit hat die Stegdicke im Lochstein einen Einfluss auf die Tragfähigkeit. Durch die Siebhülse ist die Verankerungslänge bei Injektionsdübeln in Mauerwerk vorgegeben und kann nicht wie bei Verbunddübeln in Beton variiert werden. Bei kleinen Stegdicken bildet sich ein großer Mörtelpropfen in der Hohlkammer aus, der dem Abscheren einen großen Widerstand entgegenbringt. Die Maximallast nimmt also mit zunehmender Länge des Mörtelpropfens zu. Je weiter die Siebhülse in die Hohlkammer des Lochsteins hineinragt, desto größer ist die

Mörtelmenge, die beim Herausziehen abgeschert werden muss.

Ist der Widerstand groß genug, erfolgt eine Lastumlagerung durch Steinausbruch. Nimmt die Stegdicke zu, so nimmt auch die Bedeutung des Verbundes zu, da ein immer größerer Teil des Dübels im Stegbereiches liegt. Versagt jetzt der Verbund im Steinstege, so wird die Belastung auf den verkürzten Mörtelpropfen übertragen, dessen Tragfähigkeit dann eventuell nicht mehr in der Lage ist einen Steinausbruch zu erzeugen und der Mörtelpropfen schert ab.

Die kritische Stegdicke, bei der es zu einem Wechsel der Versagensarten kommt, ist von der Steindruckfestigkeit sowie der Verbund- und Mörtelscherfestigkeit des Injektionssystems abhängig. Sie variiert daher für unterschiedliche Dübeltypen.

Werden durch den Injektionsdübel mehrere Hohlkammern angeschnitten, bilden sich mehrere Mörtelpropfen. Dies erhöht sowohl die Traglast als auch die Steifigkeit der Verbindung.

Für die Nachweisführung gegen *Herausziehen* sind die einzelnen charakteristischen Widerstände gegen *Herausziehen* bereits in der Zulassung je nach verwendeter Steinart aus den Zulassungsversuchen festgelegt und angegeben. Die Art des Versagens auf *Herausziehen* wird dabei nicht mehr genauer unterschieden. Es muss für die Versagensart *Herausziehen des Dübels (Ankerstange)* der Nachweis geführt werden, dass die einwirkende Zugbelastung kleiner ist, als der Bemessungswert des Widerstandes gegen *Herausziehen des Dübels (Ankerstange)*.

$$N_{Sd}^h \leq N_{Rk,p} / \gamma_{Mm}$$

3. 1. 3 Steinausbruch (Brick breakout failure)

Die Versagensart Steinausbruch (siehe Abb. 3.8) wird durch das Überschreiten der Tragfähigkeit des Ankergrundes, dh. des Mauerwerksteins hervorgerufen.

Die Höhe der Versagenslast hängt dabei von den Materialeigenschaften des Mauerwerksteins bzw. der Setztiefe des Injektionsdübels, und in Lochsteinen zusätzlich von der Konfiguration der Hohlkammer(n) ab.



Abb. 3.8 Steinausbruch in einem Lochstein [23]

Steinausbruch tritt vor allem bei Lochsteinen auf und ist hier die häufigste Versagensart. Dies liegt an den im Vergleich zu Vollsteinen durch das Lochbild reduzierten Lasteinleitungsbereichen sowie der geringeren Festigkeit von Lochsteinen. Steinausbruch tritt auf vor allem bei Siebhülsenlängen < 80 mm und bei Stegdicken < 50 [mm] auf. Werden die Verankerungstiefen größer, so wird wieder der Versagensmodus *Herausziehen* des Dübels maßgebend.

Die Steindruckfestigkeit des Mauersteins sowie die wirksame(n) Stedicke(n) entlang der Verankerungstiefe des Dübels sind die wesentlichen Einflußparameter für den Widerstand gegen Steinausbruch.

Für die Versagensart *Steinausbruch* muss der Nachweis geführt werden, dass die einwirkende Zugbelastung kleiner ist als der Bemessungswert des Widerstandes gegen *Steinausbruch*.

$$N_{Sd} \leq N_{Rk,b} / \gamma_{Mm}$$

$$N_{Sd}^g \leq N_{Rk,b}^g / \gamma_{Mm}$$

Der charakteristische Widerstand gegen *Steinausbruch* kann aus der jeweiligen Zulassung des Dübels entnommen werden.

Der charakteristische Widerstand einer Gruppe von zwei Injektionsdübeln $N_{Rk,b}^g$ wird nach folgender Gleichung berechnet:

$$N_{Rk,b}^g = N_{Rk,b} \cdot \left(1 + \frac{s}{s_{cr,N}} \right) \leq 2 \cdot N_{Rk,b}$$

Dabei ist:

s vorhandener Achsabstand zwischen 2 Injektionsdübeln [mm]

$s_{cr,N}$ charakteristischer Achsabstand aus der Zulassung [mm]

Einfluss von Fugen auf die charakteristischen Tragfähigkeiten gegen Steinausbruch $N_{Rk,b}$ und Herausziehen des Dübels $N_{Rk,p}$.

Die Fugen zwischen den Steinen einer Steinreihe werden als Stoßfugen, die Fugen zwischen den Steinreihen werden als Lagerfugen bezeichnet. In der Praxis werden Stoßfugen oft nicht oder nur teilweise vermörtelt.

Wird ein Injektionsdübel anstatt in einem Mauerstein in einer vollständig vermörtelten Fuge verankert, so weist er in etwa dasselbe Tragverhalten wie im Mauerstein auf. Ist die Fuge jedoch nicht oder nur unzureichend vermörtelt, so ist die Dübeltragfähigkeit reduziert. Der Injektionsdübel kann zwar lokale Fehlstellen in der Fuge teilweise mit Mörtel ausfüllen, die Fuge stört hierbei jedoch den gleichmäßigen Spannungszustand und entspricht bei fehlendem Mörtel quasi einem freien Rand. Die Tragfähigkeit eines Injektionsdübels in einer unvollständig vermörtelten

Fuge hängt vom Verhältnis des Dübeldurchmessers zur Fugenbreite, der Dübelspreizrichtung des Dübels bezüglich der Fuge sowie dem Vermörtelungsgrad der Fuge ab.

Die verminderte Tragfähigkeit von Injektionsdübeln in unvollständig vermörtelten Fugen wird nach den Festlegungen der ETAG 029 durch eine pauschale Reduzierung der Tragfähigkeit berücksichtigt.

Sind die Fugen nicht sichtbar (verputzes Mauerwerk), so müssen die charakteristischen Tragfähigkeiten gegen Herausziehen des Dübels $N_{Rk,p}$ und Steinausbruch $N_{Rk,b}$ mit dem Faktor $\alpha_i = 0,75$ abgemindert werden.

Wenn die Fugen sichtbar und die Stoßfugen nicht vermörtelt sind, so muss zwischen Stoßfuge und Injektionsdübel der Mindestrandabstand c_{min} eingehalten werden, damit die charakteristischen Tragfähigkeiten $N_{Rk,p}$ und $N_{Rk,b}$ angesetzt werden können.

Ist der Mindestrandabstand c_{min} zu den Stoßfugen nicht eingehalten, so müssen die charakteristischen Tragfähigkeiten $N_{Rk,p}$ und $N_{Rk,b}$ ebenfalls mit dem Faktor $\alpha_i = 0,75$ abgemindert werden.

3.1.4 Herausziehen eines Steins aus dem Mauerwerksverband (pull out of one brick)

Ist die Haftscherfestigkeit zwischen einem Einzelstein und dem angrenzenden Mörtel der Lagerfugen geringer als die Belastung bzw. die Widerstände gegen Steinausbruch, Dübelausbruch sowie Versagen der Ankerstange, so kann es zu einem Herausziehen des Steins aus dem Mauerwerksverband kommen (siehe Abb. 3.9). Diese Versagensart tritt vorrangig in Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen aus kleinformatischen Vollsteinen auf, da diese nur eine geringe Scherfläche in der Lagerfuge aufweisen. Die Scherfuge kann dabei zwischen dem Stein und dem Mörtel der Lagerfuge oder zwischen dem angrenzenden Stein und dem Mörtel der Lagerfuge liegen.



Abb. 3.9 Steinauszug eines Vollsteines aus dem Mauerwerksverband [23]

Bei Lochsteinen tritt diese Versagensart nicht auf, da der Mörtel in der Lagerfuge

in die Löcher eindringt und sich nach Erhärten mit den Stein mechanisch verzahnt. Hierbei müsste also bei einem Herausziehen des Steins sowohl die Haftscherfestigkeit überschritten, als auch die mechanische Verzahnung zerstört werden.

Das Last-Verschiebungsdiagramm zeigt einen zu Beginn der Belastung steilen Lastanstieg. Wird die Haftung zwischen Stein und Mörtel und damit das erste Lastmaximum überwunden, kommt es wiederum auf die Reibfestigkeit (bestimmt durch den Reibbeiwert und die vorhandene Auflast) zwischen Mörtel und Mauerwerkstein an. Die weitere Lastverschiebungskurve kann demnach unterhalb als auch oberhalb des ersten Lastmaximums liegen. Sie bleibt aber zumeist auf dem selben Lastniveau. Nach dem Überschreiten der Haftscherfestigkeit kommt es im Allgemeinen nicht zu einem Spröbruchversagen.

Für die Versagensart *Herausziehen eines Steines aus dem Mauerwerksverband* muss der Nachweis geführt werden, dass die einwirkende Zugbelastung kleiner ist, als der Bemessungswert des Widerstandes gegen *Herausziehen eines Steines aus dem Mauerwerksverband*.

$$N_{Sd} \leq N_{Rk,pb} / \gamma_{Mm}$$

Der charakteristische Widerstand gegen *Herausziehen eines Steines aus dem Mauerwerksverband* berechnet sich je nach dem, ob die Stoßfuge vermörtelt oder nicht vermörtelt wird, folgendermaßen:

Für Mauerwerk bei denen die Stoßfugen nicht vermörtelt werden, ergibt sich der charakteristische Widerstand nach folgender Gleichung:

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

Werden die Stoßfugen vermörtelt, so wird der charakteristische Widerstand wie folgt berechnet

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

Dabei ist:

$N_{Rk,pb}$	charakteristischer Widerstand für <i>Herausziehen</i> eines Steins
l_{brick}	Steinlänge [mm]
b_{brick}	Steinbreite [mm]
h_{brick}	Steinhöhe [mm]
σ_d	Druckspannung aus ständiger Last senkrecht zur Lagerfuge [N/mm ²]
f_{vko}	Haftscherfestigkeit aus Abb. 3.1:

Steinart	Mörteldruckfestigkeit	f_{vko} [N/mm ²]
Tonziegel	M2,5 bis M9	0,2
	M10 bis M20	0,3
alle anderen Steine	M2,5 bis M9	0,15
	M10 bis M20	0,2

Tab. 3.1 Haftscherfestigkeit in Abhängigkeit der Steinart und Mörteldruckfestigkeit

3.1.5 Spalten

Ein Spalten von Mauersteinen tritt im Mauerwerksverband vor allem bei kleinformatigen Vollsteinen auf. Der dabei entstehende Riss verläuft dabei im Allgemeinen über die kürzere Seite des Steines (siehe Abb. 3.10).

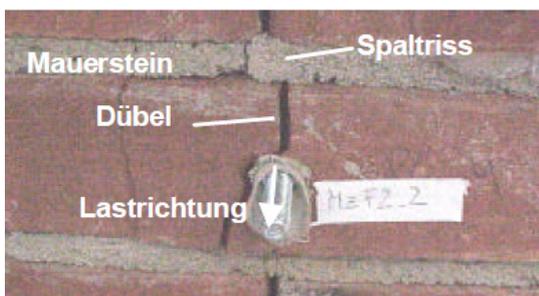


Abb. 3.10 Rissverlauf auf der kürzeren Seite bei Spalten in Vollsteinen [23]

Das Last-Verschiebungsverhalten ähnelt dabei dem bei Versagensmodus *Herausziehen*. Die Last steigt bis zur Bildung des Spaltrisses relativ steil an. Der Riss wird im Bereich des Dübels entlang des Bohrloches um den Dübel herum umgeleitet. Dies zerstört den Verbund Mörtel / Mauerwerk und die aufnehmbare Last sinkt. Anhängig von der Bohrlochgeometrie und dem Reibungswiderstand stellt sich dann beim anschließenden Herausziehen des Dübels ein Lastplateau ein.

In großformatigen Steinen wird ein Spalten nur bei Versuchen in Einzelsteinen versagensrelevant. Im Mauerwerksverband ist ein Mauerstein jedoch durch die benachbarten Steine und Mörtelfugen in seinen Verschiebungen eingeschränkt. Es treten zwar Spaltrisse auf, diese können sich jedoch nicht ausweiten und der Ankergrund kann aufgrund der Verzahnung des Injektionsmörtels in den Steinhohlräumen weiter Last aufnehmen. Aus diesem Grund muss die Versagensart Spalten nach Anhang C der ETAG 029 nicht nachgewiesen werden.

3.2 Versagensarten und Nachweise unter Querbela- stung [11] [22] [18]

Unter Querbelastrung kann es bei Injektionsdübeln im Mauerwerk zu einem Stahlbruch des Dübels mit oder ohne Hebelarm, zu einem lokalen Steinversagen sowie zu einem Steinkantenbruch kommen.

Auch unter Querbelastrung unterscheidet sich das Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk in Vollsteinen und in Lochsteinen.

- Tragverhalten in Vollsteinen:

In Vollsteinen werden die Querlasten über lokale Druckspannungen auf der Dübelunterseite in das Mauerwerk eingetragen. Die Tragfähigkeit hängt dabei von den Materialeigenschaften des Mauerwerk und des Injektionsdübels (lokale Druckfestigkeit des Mauerwerks, Stahlfestigkeit, Mörteldruckfestigkeit), der Dübelgeometrie (Länge, Siebhülseausbildung, Bohrloch- und Ankerstangendurchmesser) sowie dem Anbauteil (Durchgangslochdurchmesser, Dicke des Anbauteils, Einspanngrad) ab.

Die lokale Druckfestigkeit von Mauerwerkssteinen ist zum Teil wesentlich größer als die nach Norm ermittelte Steindruckfestigkeit. Die Reaktionskraft aus dem Stein ergibt sich durch Integration der Spannungen über die Bohrlochfläche. Eine Vergrößerung des Dübeldurchmessers erhöht im Allgemeinen die Querlasttragfähigkeit. Bei höherfesten Steinen kann es unter Querbelastrung ohne Hebelarm zu einem Abscheren der Ankerstange (Stahlversagen) kommen. Dies stellt die obere Grenze der Querkrafttragfähigkeit der Verankerung dar. Bei niederfesten Vollsteinen kommt es bei einer ausreichenden Verankerungstiefe meist zu einem lokalen Versagen des Ankergrundes in Kombination mit der Bildung von Fließgelenken im Dübel. Bei sehr geringen Verankerungstiefen ($h_{ef} \leq 4 \cdot d_{nom}$) kann es bei einer Einspannung im Anbauteil zu einem Ausbruch im Stein auf der lastabgewandten Seite (engl.: Pryout) oder bei einer gelenkigen Lagerung zu einem Heraushebeln des Dübels kommen.

- Tragverhalten in Lochsteinen:

In Lochsteinen erfolgt die Einleitung der Querlast in den Ankergrund ebenfalls über lokale Pressungen. Die Lastübertragungsfläche ist jedoch auf die Stegfläche zwischen den Löchern beschränkt. Die Steingeometrie (Abmessungen der Stege und Steinlöcher) hat deswegen einen großen Einfluss auf die Tragfähigkeit. Liegt der Dübel nicht nur auf dem Außensteg, sondern auch auf einen oder mehreren Innenstegen hat das eine deutliche Erhöhung der Tragfähigkeit zur Folge, da sich dadurch wesentlich bessere Hebelarmverhältnisse ergeben (siehe Abb. 3.11). Die Querlasttragfähigkeit in Lochsteinen ist bei gleicher Verankerungslänge geringer

als in Vollsteinen.

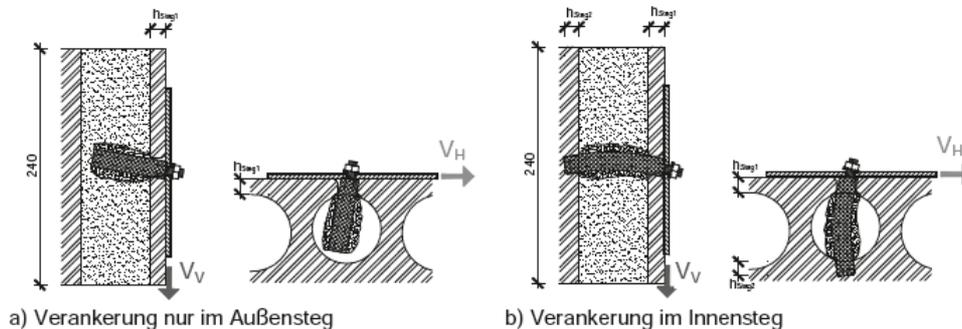


Abb. 3.11 Steinauszug eines Vollsteines aus dem Verband [22]

3. 2. 1 Stahlbruch ohne Hebelarm (Failure of the metal part without lever arm)

Für die Versagensart *Stahlbruch ohne Hebelarm* muss der Nachweis geführt werden, dass die einwirkende Querbelastrung kleiner ist, als der Bemessungswert des Widerstandes gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm*.

$$V_{Sd}^h \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$$

Der charakteristische Widerstand gegen Versagen des Metallteiles ohne Hebelarm $V_{Rk,s}$ kann der jeweiligen Zulassung entnommen werden. Er kann auch berechnet werden mit:

$$V_{Rk,s} = 0,5 \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

Bei unterschiedlichen Ergebnissen zwischen dem Rechenwert und jenem aus der Zulassung ist jedoch der Wert aus der Zulassung maßgebend.

3. 2. 2 Versagen des Metallteiles mit Hebelarm (Failure of the metal part with lever arm)

Für die Versagensart *Stahlbruch mit Hebelarm* muss der Nachweis geführt werden, dass die einwirkende Querbelastrung kleiner ist, als der Bemessungswert des Widerstandes gegen *Stahlbruch mit Hebelarm*.

$$V_{Sd}^h \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$$

Der charakteristische Widerstand gegen Versagen des Metallteiles mit Hebelarm $V_{Rk,s}$ ergibt sich aus der Division des auf den Dübel wirkenden Momentes durch den Hebelarm ($l = a_3 + e_1$ nach Abb. 3.12) Das Moment $M_{Rk,s}$ ist aus der Zulassung zu entnehmen.

$$V_{Rk,s} = \frac{M_{Rk,s}}{l}$$

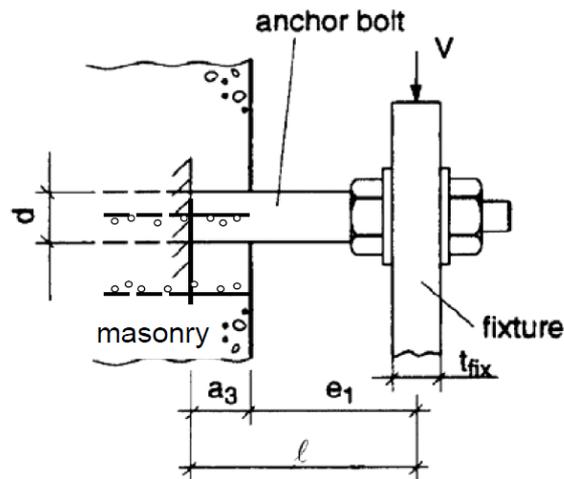


Abb. 3.12 Definition des Hebelarms bei Abstandsmontage in Mauerwerk [11]

3. 2. 3 Lokales Steinversagen (Local brick failure)

Für die Versagensart *lokales Stahlversagen* muss der Nachweis geführt werden, dass die einwirkende Querbewlastung kleiner ist, als der Bemessungswert des Widerstandes gegen *Lokales Stahlversagen*.

$$V_{Sd} \leq V_{Rk,b} / \gamma_{Mm}$$

Der charakteristische Widerstand $V_{Rk,b}$ gegen *lokalen Steinversagen* wird in den Zulassungsversuchen ermittelt und kann aus der jeweiligen Zulassung entnommen werden.

3. 2. 4 Steinkantenbruch (Brick edge failure)

Für die Versagensart *Steinkantenbruch* muss der Nachweis geführt werden, dass die einwirkende Querbewlastung kleiner ist, als der Bemessungswert des Widerstandes gegen *Steinkantenbruch*.

$$V_{Sd} \leq V_{Rk,c} / \gamma_{Mm}$$

Der charakteristische Widerstand $V_{Rk,c}$ für einen Anker im Falle eines Steinkantenbruchs wird in der jeweiligen Zulassung angegeben.

Für die Ermittlung der Tragfähigkeit von Verankerungen in Mauerwerk aus Vollsteinen und Porenbeton (engl.: AAC Autoclaved Aerated Concrete) kann folgende Gleichung verwendet werden:

$$V_{Rk,c} = 0,45 \cdot \sqrt{d_{nom}} \cdot (h_{nom} / d_{nom})^{0,2} \cdot \sqrt{f_b} \cdot C_1^{1,5}$$

Dabei ist:

c_1 der geringste Randabstand in Lastrichtung [mm]

Der Faktor 0,45 muss mit 0,25 ersetzt werden, wenn die Lastrichtung zu einem freien Rand zeigt.

Für Mauerwerk in Lochsteinen kann der Wert $V_{Rk,c}$ bei einem Mindestrandabstand von $c_{min} = 100$ mm beruhend auf Erfahrungswerten zu $V_{Rk,c} \leq 2,5$ kN angenommen werden.

Die Nachweise lokales Steinversagen und Steinkantenbruch sind im Anhang C der ETAG 029 nur für Einzeldübel geregelt. Das bedeutet, dass der Widerstand für Einzeldübel, Zweiergruppen und Vierergruppen gleich groß ist.

3. 3 Widerstand gegen kombinierte Zug- und Querbela- stung

Unter kombinierter Zug- und Querbelastrung müssen die folgenden Gleichungen erfüllt sein:

$$\beta_N \leq 1$$

$$\beta_V \leq 1$$

$$\beta_N + \beta_V \leq 1,2$$

Dabei ist β_N bzw. β_V das Verhältnis zwischen dem Bemessungswert der Einwirkung und dem Bemessungswert des Widerstandes unter Zug- bzw. Querbelastrung.

Die größten Werte von β_N bzw. β_V für die verschiedenen Versagensarten sind maßgebend.

Bemessungsbeispiele

1 Kraftkontrolliert spreizender Dübel - Hilti HSL-3-SK Schwerlastanker nach ETA-02/0042 [25]

Der Hilti HSL-3 Schwerlastanker ist ein kraftkontrollierter spreizender Dübel des Hülsentyps (siehe Abb. 1.1).



Abb. 1.1 Hilti HSL-3-SK Schwerlastanker [35]

Der Dübel wird in fünf verschiedenen Kopfformen angeboten:

- Version mit Sechskantschraube (HSL-3)
- Version mit Gewindebolzen und Mutter (HSL-3-G)
- Version mit Sicherheits-Bruchkappe (HSL-3-B)
- Version mit Innensechskantschraube (HSL-3-SH)
- Version mit Senkkopf (HSL-3-SK)
- Version Rostfrei (HSL-GR)

Aufgrund der guten Integrierbarkeit in den SHERPA-Verbinder wird das Bemessungsbeispiel mit der Senkkopfversion (HSL-3-SK) durchgeführt (siehe Abb. 1.2)

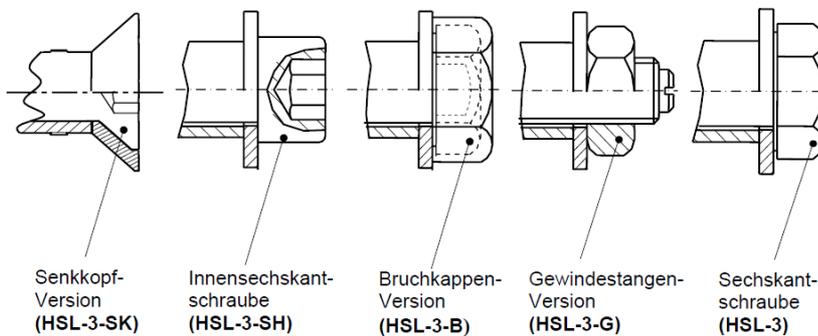


Abb. 1.2 Hilti HSL - verschiedene Kopfformen [25]

Bei Dübeln des Typs Hilti HSL ist die Dicke des Anbauteiles t_{fix} vorgegeben bzw. darf sich nur in gewissen Grenzen bewegen. Für den Dübel HSL-3-SK M10 muss die Dicke des Anbauteils 20 mm betragen, für den Dübel HSL-3-SK M12 25 mm. Bei der Version mit Nenndurchmesser M8 kann sich die Dicke des Anbauteils zwischen 10 mm und 20 mm bewegen. Die Version M8 ist damit kompatibel mit dem SHERPA-XL-Verbinder.

Durch die unterschiedliche Kopfform ergeben sich zum Teil unterschiedliche charakteristische Quertragfähigkeiten bei gleichem Durchmesser (geringerer Wert für $V_{\text{Rk,s}}$ bei der Gewindestangenversion). Alle Versionen außer die Version Rostfrei HSL-GR sind zum Korrosionsschutz galvanisch verzinkt, d.h. der Dübel HSL-3-Sk kann nur in trockenen Innenbereichen eingesetzt werden.

Der Dübel Hilti HSL 3-SK wird in Durchsteckmontage montiert. Das Bohrloch muss vom Bohrstaub gereinigt sein. Damit die vorgeschriebene Verankerungstiefe eingehalten wird existiert eine Setzmarkierung, die nicht über die Betonoberfläche herausragen darf. Der Dübel wird durch Aufbringen des vorgeschriebenen Drehmoments (bei M8: 25 Nm) mit einem geeichten Drehmomentschlüssel verankert. Die Bohrlöcher müssen so angeordnet sein, dass im Ankergrund liegende Bewehrung nicht angeschnitten wird.

Die Bemessung erfolgt nach ETAG 001, Anhang C. Der Dübel wurde nach Option 1 zugelassen und kann damit sowohl im gerissenen als auch ungerissenen Beton eingesetzt werden. Beim nachfolgend geschilderten Bemessungsbeispiel wird davon ausgegangen, dass der Ankergrund gebende Beton gerissen sei. Bei der Version mit dem Nenndurchmesser M8 ist eine Mindestbauteildicke $h_{\text{min}} = 120$ mm sowie ein minimaler Achs- und Randabstand $s_{\text{min}} = 60$ mm und $c_{\text{min}} = 60$ mm einzuhalten.

Für das Bemessungsbeispiel wurden zwei Varianten der Verbindung mit dem SHERPA-Verbinder ausgeführt. Bei der Variante 1 wird der federförmige Teil des Verbinders nicht verändert und die Durchgangslöcher befinden sich in der Nut des Verbinders. Bei der Variante 2 befinden sich die Durchgangslöcher links und rechts der Nut. Dazu muss die Dicke des SHERPA-Verbinders auf 25 mm erhöht werden (siehe Abb. 1.3)

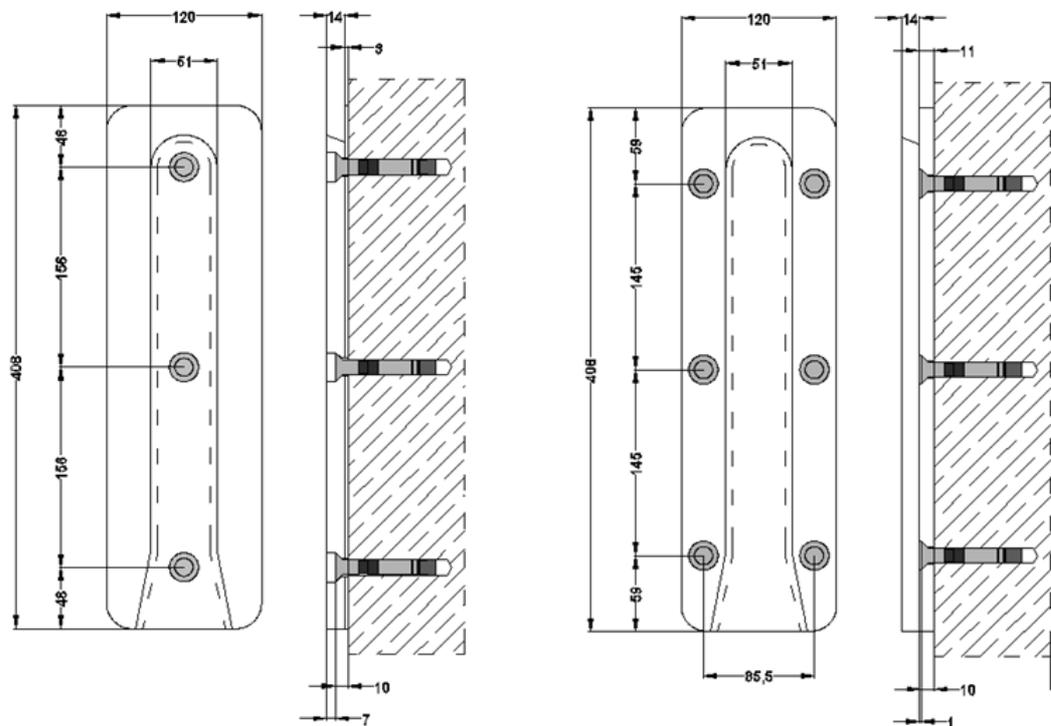


Abb. 1.3 Variante 1 (links) und 2 (rechts), SHERPA XL 120 Verbinder und Hilti HSL -3-SK Schwerlastanker

1.1 Nachweisführung der Variante 1 [3]

Kenndaten der vorliegenden Bemessungssituation

Anzahl Dübel n	[-]	3
Randabstand c1	[mm]	-
Randabstand c2	[mm]	-
Achsabstand s1	[mm]	-
Achsabstand s2	[mm]	156
Bauteildicke h	[mm]	200
Untergrund	[-]	C25/30
	[-]	gerissener Beton
Dübeltyp	[-]	Metallspreizdübel Hilti HSL-3-Sk
Verankerungstiefe h_{ef}	[mm]	60
Ankerplatte XL 120	[mm]	120 × 408 × 17

Tab. 1.1 Kenndaten der Bemessungssituation

1.1.1 Zugtragfähigkeit

Stahlbruch

- charakteristischer Wert des Widerstandes gegen *Stahlbruch* je Dübel:

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \text{ bzw. aus Zulassung: } N_{Rk,s} = 29,3 \text{ kN}$$

- Teilsicherheitsbeiwert *Stahlbruch*:

$$\gamma_{Ms} = 1,50$$

- Bemessungswert des Widerstandes gegen *Stahlversagen* je Dübel:

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = \frac{29,3}{1,50} = 19,53 \text{ kN}$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Zugbelastung und *Stahlversagen*:

$$\sqrt[9]{N_{Rd,s}} = 3,00 \cdot 19,53 = 58,59 \text{ kN}$$

Herausziehen

- charakteristischer Wert des Widerstandes gegen *Herausziehen* je Dübel:

Aus Zulassung: $N_{Rk,p} = 12,0 \text{ kN}$

- Teilsicherheitsbeiwert *Herausziehen*:

$$\gamma_{Mp} = 1,80$$

- Bemessungswert des Widerstandes gegen *Herausziehen* je Dübel:

$$N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} = \frac{12,0}{1,80} = 6,66 \text{ kN}$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Zugbelastung und *Herausziehen*:

$$N_{Rd,p}^g = 3,00 \cdot 6,66 = 20,0 \text{ kN}$$

Betonausbruch

- Ausgangswert des charakteristischen Widerstandes eines Einzeldübel im gerissenen Beton:

$$N_{Rk,c}^0 = k \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} = 7,2 \cdot 60^{1,5} \cdot \sqrt{30} = 18328 = 18,3 \text{ kN}$$

- Verhältnis der projizierten Flächen:

Grundfläche der idealisierten Pyramide eines Einzeldübel:

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N}$$

$$s_{cr,N} = 3,00 \cdot h_{ef} = 3,00 \cdot 60,0 = 180 \text{ mm}$$

$$A_{c,N}^0 = 180^2 = 32400 \text{ mm}^2$$

In Bemessungssituation zur Verfügung stehende Fläche:

$$A_{c,N} = s_{cr,N} \cdot (0,5 \cdot s_{cr,N} + s_2 + s_2 + 0,5 \cdot s_{cr,N})$$

$$c_{c,N} = 180 \cdot (90 + 156 + 156 + 90) = 88560 \text{ mm}$$

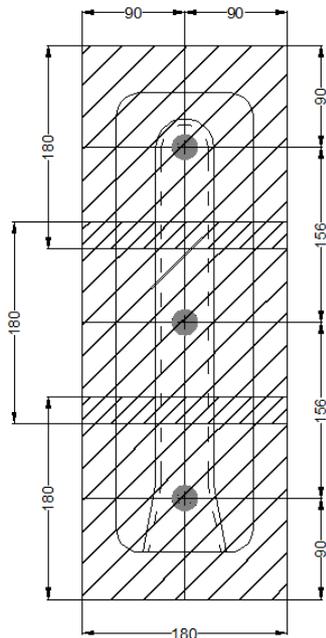


Abb. 1.4 In der Bemessungssituation zur Verfügung stehende Fläche $A_{c,N}$, Variante 1

$$\frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} = \frac{88560}{32400} = 2,73$$

Charakteristische Widerstand der Dübelgruppe bei *Betonausbruch*:

$$R_{k,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} = 18,33 \cdot 2,73 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = 50,1 \text{ kN}$$

- Teilsicherheitsbeiwert Betonausbruch:

$$\gamma_{Mc} = 1,50$$

- Bemessungswert des Widerstandes & Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Betonausbruch

$$N_{Rk,d}^g = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = \frac{50,1}{1,50} = 33,4 \text{ kN}$$

Spalten des Betons

Ein Spalten des Betons während der Montage wird durch Einhaltung der in der Zulassung angegebenen Mindestwerte für Randabstand, Achsabstand und Bauteildicke verhindert.

Auf den Nachweis für Spalten unter Belastung kann verzichtet werden, da der

Randabstand in alle Richtungen $c \geq 1,5 \cdot c_{cr,sp}$ beträgt, die Bauteildicke $h \geq 2 \cdot h_{ef}$ ist, die Rissbreiten durch Bewehrung auf $w_k \sim 0,3$ mm beschränkt bleibt und die charakteristischen Widerstände für die Versagensmodi *Betonausbruch* und *Herausziehen* für gerissenen Beton berechnet wurden

Zugtragfähigkeit der Befestigung auf der Betonseite

Die maßgebende Versagensart ist *Herausziehen*. Damit ergibt sich eine maximale Zugtragfähigkeit der Verbindung zu 20,0 kN.

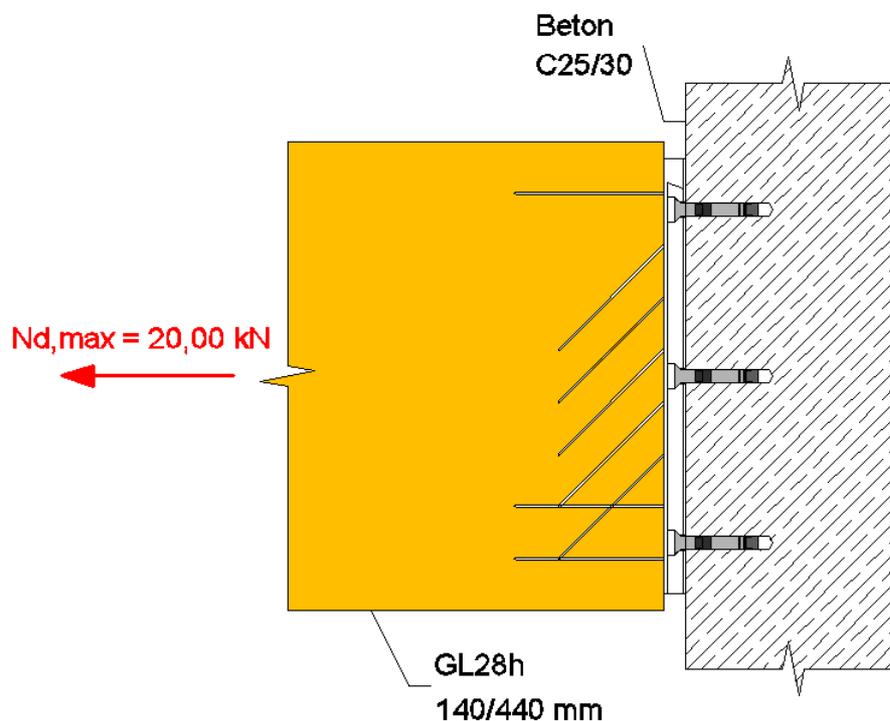


Abb. 1.5 Variante 1: Maximale Zugtragfähigkeit

1. 1. 2 Quertragfähigkeit

Stahlbruch ohne Hebelarm

- charakteristischer Wert des Widerstandes eines Dübels gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm*

$$V_{Rk,s} = 0,5 \cdot A_s \cdot f_{uk} \text{ bzw. aus Zulassung } V_{Rk,s} = 31,1 \text{ kN}$$

- Teilsicherheitsbeiwert des Widerstandes gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm*

$$\gamma_{Ms} = 1,25$$

- Bemessungswert des Widerstandes gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm*

$$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = \frac{31,1}{1,25} = 24,9 \text{ kN}$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Querbelastung und *Stahlbruch ohne Hebelarm*:

$$V_{Rd,s}^g = 3,00 \cdot 24,9 = 74,6 \text{ kN}$$

Betonkantenbruch

Ein Betonkantenbruch wird in der vorliegenden Bemessungssituation nicht auftreten.

Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite

- charakteristischer Wert des Widerstandes eines Dübels gegen *Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite*:

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c} = 1,80 \cdot 50,1 = 90,2 \text{ kN}$$

Dabei ist:

- Faktor k aus Zulassung:

$$k = 1,80$$

$N_{Rk,c}$ charakteristischer Widerstand der Dübelgruppe bei *Betonausbruch*:

$$\gamma_{Mcp} = 1,50$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite:

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mcp}} = \frac{90,1}{1,50} = 60,1 \text{ kN}$$

Quertragfähigkeit der Befestigung auf der Betonseite

Die maßgebende Versagensart ist *Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite*. Damit ergibt sich eine maximale Quertragfähigkeit der Verbindung von 60,1 kN.

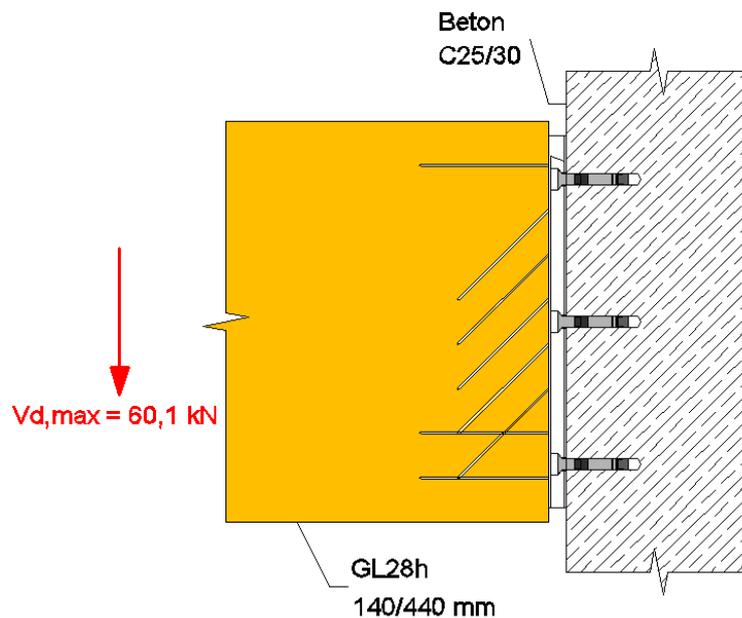


Abb. 1.6 Variante 1: Maximale Quertragfähigkeit

1.2 Nachweisführung der Variante 2 [3]

Kenndaten der vorliegenden Bemessungssituation.

Anzahl Dübel n	[-]	6
Randabstand c_1	[mm]	-
Randabstand c_2	[mm]	-
Achsabstand s_1	[mm]	85,5
Achsabstand s_2	[mm]	145
Bauteildicke h	[mm]	200
Untergrund	[-]	C25/30
	[-]	gerissener Beton
Dübeltyp	[-]	Metallspreizdübel Hilti HSL-3-Sk
Verankerungstiefe hef	[mm]	60
Ankerplatte XL 120	[mm]	120 × 408 × 27

Tab. 1.2 Kenndaten der Bemessungssituation

1. 2. 1 Zugtragfähigkeit

Stahlversagen

- Charakteristischer Wert des Widerstandes gegen *Stahlversagen* je Dübel:

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \text{ bzw. aus Zulassung: } N_{Rk,s} = 29,3 \text{ kN}$$

- Teilsicherheitsbeiwert *Stahlversagen*:

$$\gamma_{Ms} = 1,50$$

- Bemessungswert des Widerstandes gegen *Stahlversagen* je Dübel:

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = \frac{29,3}{1,50} = 19,5 \text{ kN}$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Zugbelastung und *Stahlversagen*:

$$\sqrt[9]{N_{Rd,s}} = 6,00 \cdot 19,5 = 117,2 \text{ kN}$$

Herausziehen

- charakteristischer Wert des Widerstandes gegen *Herausziehen* je Dübel:

$$\text{aus Zulassung: } N_{Rk,p} = 12,0 \text{ kN}$$

- Teilsicherheitsbeiwert *Herausziehen*:

$$\gamma_{Mp} = 1,80$$

- Bemessungswert des Widerstandes gegen *Herausziehen* je Dübel:

$$N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} = \frac{12,0}{1,80} = 6,66 \text{ kN}$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Zugbelastung und *Herausziehen*:

$$\sqrt[9]{N_{Rd,p}} = 6,00 \cdot 6,66 = 40,0 \text{ kN}$$

Betonausbruch

- Ausgangswert des charakteristischen Widerstandes eines Einzeldübels im gerissenen Beton:

$$|_{Rk,c}^0 = k \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} = 7,20 \cdot 60,0^{1,5} \cdot \sqrt{30,0} = 18328 \text{ N} = 18,3 \text{ kN}$$

- Verhältnis der projizierten Flächen:

Grundfläche der idealisierten Pyramide eines Einzeldübel:

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N}$$

$$s_{cr,N} = 3 \cdot h_{ef} = 3,00 \cdot 60,0 = 180 \text{ mm}$$

$$A_{c,N}^0 = 180^2 = 32400 \text{ mm}^2$$

In Bemessungssituation zur Verfügung stehende Fläche:

$$A_{c,N} = (0,5 \cdot s_{cr,N} + s_1 + 0,5 \cdot s_{cr,N}) \cdot (0,5 \cdot s_{cr,N} + s_2 + s_2 + 0,5 \cdot s_{cr,N})$$

$$A_{c,N} = (90 + 85,5 + 90) \cdot (90 + 145 + 145 + 90) = 124785 \text{ mm}^2$$

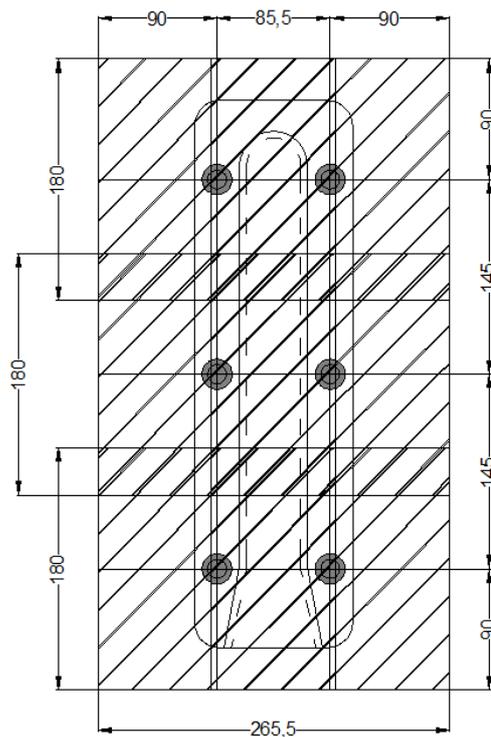


Abb. 1.7 In der Bemessungssituation zur Verfügung stehende Fläche $A_{c,N}$, Variante 2

$$\frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} = \frac{124785}{32400} = 3,85$$

- Charakteristische Widerstand der Dübelgruppe bei *Betonausbruch*:

$$R_{k,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} = 18,3 \cdot 3,85 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = 70,6 \text{ kN}$$

- Teilsicherheitsbeiwert Betonausbruch:

$$\gamma_{Mc} = 1,50$$

- Bemessungswert des Widerstandes & Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Betonausbruch

$$N_{Rk,d}^g = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = \frac{70,6}{1,50} = 47,0 \text{ kN}$$

Spalten des Betons

Ein Spalten des Betons während der Montage wird durch Einhaltung der in der Zulassung angegebenen Mindestwerte für Randabstand, Achsabstand und Bauteildicke verhindert.

Auf den Nachweis für Spalten unter Belastung kann verzichtet werden, da der Randabstand in alle Richtungen $c \geq 1,5 \cdot c_{cr,sp}$ beträgt, die Bauteildicke $h \geq 2 \cdot h_{ef}$ ist, die Rissbreiten durch Bewehrung auf $w_k \sim 0,3 \text{ mm}$ beschränkt bleiben und die charakteristischen Widerstände für *Betonausbruch* und *Herausziehen* für gerissenen Beton berechnet wurden.

Zugtragfähigkeit der Befestigung auf der Betonseite

Die maßgebende Versagensart ist *Herausziehen*. Damit ergibt sich eine maximale Zugtragfähigkeit der Verbindung von 40,0 kN.

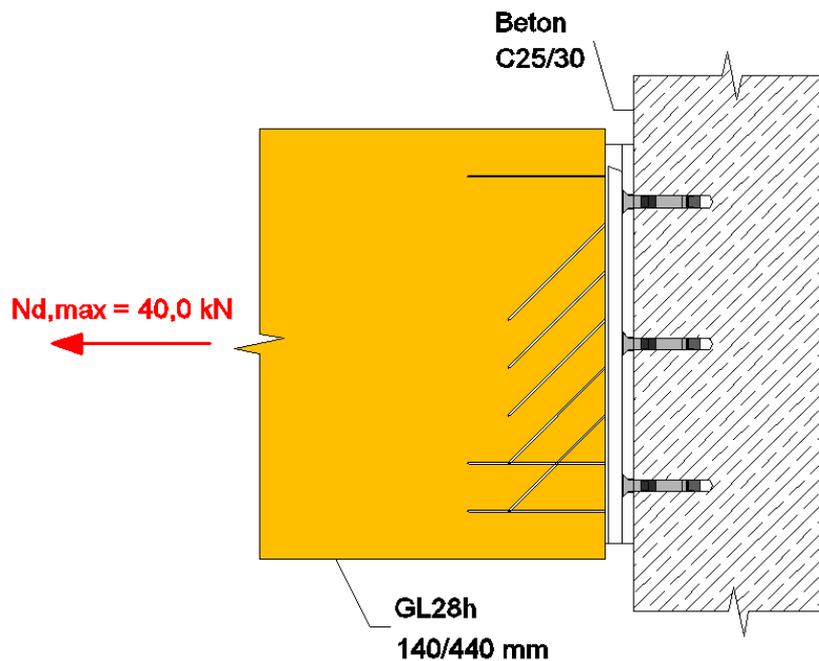


Abb. 1.8 Variante 2: Maximale Zugtragfähigkeit

1. 2. 2 Quertragfähigkeit

Stahlbruch ohne Hebelarm

- charakteristischer Wert des Widerstandes eines Dübels gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm*

$$V_{Rk,s} = 0,5 \cdot A_s \cdot f_{uk} \quad \text{bzw. aus Zulassung } V_{Rk,s} = 31,1 \text{ kN}$$

- Teilsicherheitsbeiwert des Widerstandes gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm*

$$\gamma_{Ms} = 1,25$$

- Bemessungswert des Widerstandes gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm*

$$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = \frac{31,1}{1,25} = 24,9 \text{ kN}$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Querbelastung und *Stahlbruch ohne Hebelarm*:

$$V_{Rd,s}^g = 6 \cdot 24,9 = 149 \text{ kN}$$

Betonkantenbruch

Ein Betonkantenbruch wird in der vorliegenden Bemessungssituation nicht auftreten.

Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite

- charakteristischer Wert des Widerstandes eines Dübels gegen *Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite*:

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c} = 1,80 \cdot 70,6 = 127 \text{ kN}$$

Dabei ist:

- Faktor k aus Zulassung:

$$k = 1,80$$

$N_{Rk,c}$ charakteristischer Widerstand der Dübelgruppe bei *Betonausbruch*:

$$\gamma_{Mcp} = 1,50$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite:

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mcp}} = \frac{127}{1,50} = 84,7 \text{ kN}$$

Quertragfähigkeit der Befestigung auf der Betonseite

Die maßgebende Versagensart ist *Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite*.
Damit ergibt sich eine maximale Quertragfähigkeit der Verbindung von 84,7 kN

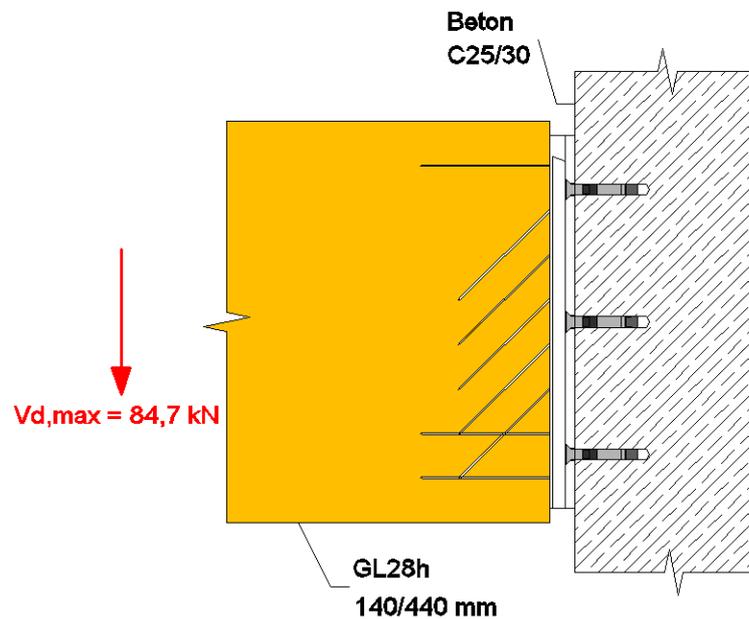


Abb. 1.9 Variante 2: Maximale Quertragfähigkeit

1.3 Nachweisführung auf der Holzseite [50]

1.3.1 Zugtragfähigkeit der Befestigung auf der Holzseite

- Charakteristische Wert der Tragfähigkeit $R_{1,k}$ bei einer Beanspruchung in Richtung der Nebenträgerlängsachse eines SHERPA XL/DXL-Verbinders bei GL 28 h.

$$R_{1,k} = 67,2 \text{ kN}$$

$$R_{1,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot R_{1,k}}{\gamma_M}$$

Dabei ist:

$$k_{\text{mod}} = 0,90$$

$$\gamma_M = 1,25$$

- Bemessungswert der Tragfähigkeit in Richtung der Nebenträgerlängsachse

$$R_{1,d} = \frac{0,90 \cdot 67,2}{1,25} = 48,4 \text{ kN}$$

1. 3. 2 Quertragfähigkeit der Befestigung auf der Holzseite

- charakteristischer Wert $R_{2,k}$ der Tragfähigkeit eines SHERPA-XL/DXL Verbinders bei einer Beanspruchung in Einschubrichtung in kN und GL 28 h.

$$R_{2,k} = 134 \text{ kN}$$

$$R_{2,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot R_{2,k}}{\gamma_M}$$

Dabei ist:

$$k_{\text{mod}} = 0,90$$

$$\gamma_M = 1,25$$

- Bemessungswert der Tragfähigkeit in Einschubrichtung

$$R_{2,d} = \frac{0,90 \cdot 134}{1,25} = 96,5 \text{ kN}$$

2 Hilti HSL-3-SK Schwerlastanker nach ETA-02/0042 - Versagensart Betonkan- tenbruch [3]

Auf den Nachweis für *Betonkantenbruch* kann für eine Dübelgruppe mit mehr als 4 Dübeln verzichtet werden, wenn der Randabstand c in alle Richtungen größer als $10 \cdot h_{ef}$ und größer als $60 \cdot d$ ist. Bei dieser Bemessungssituation beträgt der Randabstand $c_1 = 76 \text{ mm}$ und ist damit kleiner als $10 \cdot h_{ef}$ bzw. $60 \cdot d$, der Nachweis muss daher geführt werden.

Da die anderen Nachweise schon beispielhaft in Bemessungsbeispiel Tragfähigkeit kraftkontrolliert spreizender Dübel gezeigt wurden, wird in diesem Bemessungsbeispiel darauf verzichtet.

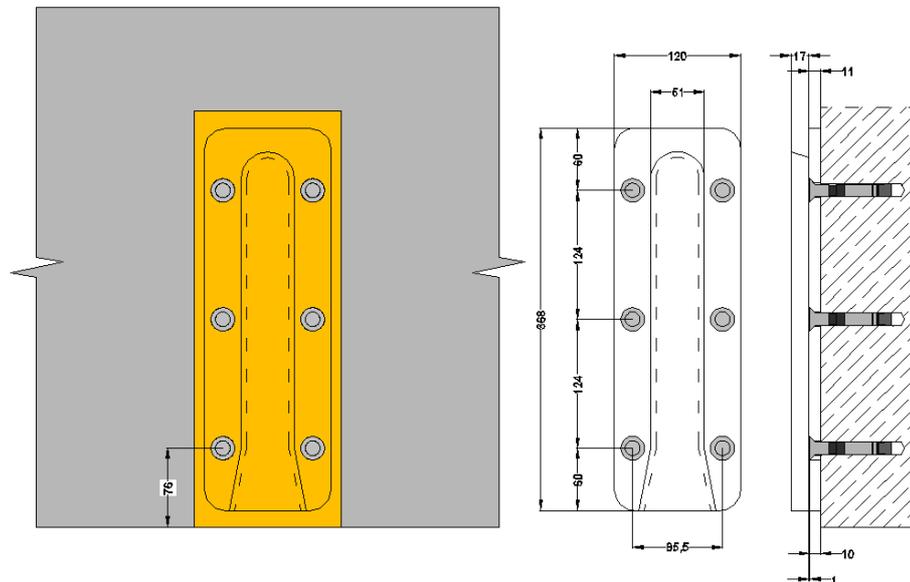


Abb. 2.1 Sherpa Verbinder XL 100 mit Hilti HSL-3-SK Schwerlastankern bei Befestigung nahe am unteren Bauteilrand

Kenndaten der Bemessungssituation:

Anzahl Dübel n	[-]	6
Randabstand c_1	[mm]	60
Randabstand c_2	[mm]	-
Achsabstand s_1	[mm]	85,5
Achsabstand s_2	[mm]	124
Bauteildicke h	[mm]	200
Untergrund	[-]	C25/30
	[-]	gerissener Beton
Dübeltyp	[-]	Metallspreizdübel Hilti HSL-3-Sk
Verankerungstiefe h_{ef}	[mm]	60
Ankerplatte XL 100	[mm]	120 × 368 × 28

Tab. 2.1

2. 1 Nachweisführung [3]

2. 1. 1 Quertragfähigkeit

Betonkantenbruch

- Ausgangswert des charakteristischen Widerstandes Einzeldübel am Rand mit Belastung senkrecht zum Rand im gerissenen Beton:

$$V_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot h_{ef}^\beta \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot c_1^{1,5}$$

Dabei ist:

- wirksame Dübellänge bei Querlast: $l_f = 60,0$ mm
- wirksamer Außendurchmesser: $d_{nom} = 12,0$ mm
- Randabstand: $c_1 = 76,0$ mm

$$k_1 = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5} = 0,1 \cdot \left(\frac{60,0}{76,0}\right)^{0,5} = 0,0888:$$

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{\text{nom}}}{c_1} \right)^{0,2} = 0,1 \cdot \left(\frac{12,0}{76,0} \right)^{0,2} = 0,06913$$

$k_1 = 1,70$ - für Anwendung in gerissem Beton

$$k_{c,c} = 1,70 \cdot 12,0^{0,08885} \cdot 60,0^{0,06912} \cdot \sqrt{30,0} \cdot 76,0^{1,5} = 9721,4 \text{ [N]} = 9,72 \text{ k}$$

- Verhältnis der projizierten Flächen [-]

Idealisierte Grundfläche der halben Pyramide auf der seitlichen Betonoberfläche:

$$A_{c,v}^0 = 4,50 \cdot c_1^2 = 4,50 \cdot 76,0^2 = 25992 \text{ mm}^2$$

In Bemessungssituation zur Verfügung stehende Fläche:

$$A_{c,v} = (1,5 \cdot c_1 + s_2 + 1,5 \cdot c_1) \cdot 1,5 \cdot c_1 = (1,5 \cdot 76,0 + 85,5 + 1,5 \cdot 76) \cdot 1,5 \cdot 76,0 = 35739 \text{ mm}^2$$

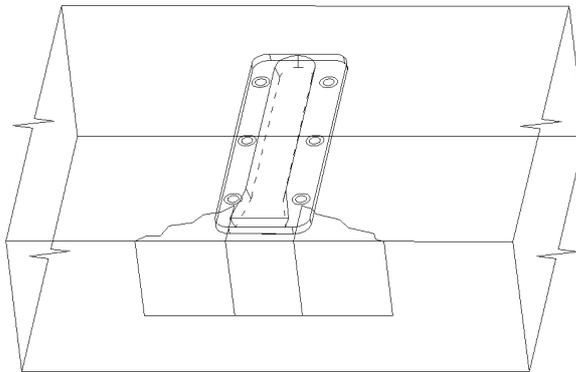


Abb. 2.2 Fläche des Ausbruchskörpers der beiden Dübel auf der seitlichen Betonoberfläche

$$\frac{A_{c,v}}{A_{c,v}^0} = \frac{35739}{25992} = 1,375$$

- Faktor zur Berücksichtigung von weiteren Rändern $\psi_{s,v}$

$$\psi_{s,v} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1} \leq 1$$

$$c_1 \ll c_2 \Rightarrow \psi_{s,v} = 1$$

$$\psi_{s,v} = 1,00$$

- Faktor zur Berücksichtigung der Bauteildicke $\psi_{h,V}$

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h} \right)^{1/2} \geq 1$$

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot 76}{200} \right)^{1/2} = 0,754 \Rightarrow 1$$

$$\psi_{h,V} = 1,00$$

- Faktor zur Berücksichtigung der Lastrichtung $\psi_{\alpha,V}$

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + \left(\frac{\sin \alpha_V}{2,50}\right)^2}} \geq 1$$

$$\alpha = 0^\circ$$

$$\psi_{\alpha,V} = 1,00$$

- Faktor zur Berücksichtigung von Exzentrizität $\psi_{ec,V}$

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + (2 \cdot e_V)/(3 \cdot c_1)} \leq 1$$

keine Exzentrizität der Schubbelastung auf die Anker vorhanden: $\psi_{ec,V} = 1,00$

- Faktor zur Berücksichtigung der Lage der Befestigung $\psi_{re,V}$

Annahme: Verankerung im gerissenen Beton mit gerader Randbewehrung.

$$\psi_{re,V} = 1,20$$

- Quertragfähigkeit Dübelgruppe bei der Versagensart Betonkantenbruch

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{re,V}$$

$$R_{k,c} = 9,72 \cdot 1,375 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,20 = 16,0 \text{ kl}$$

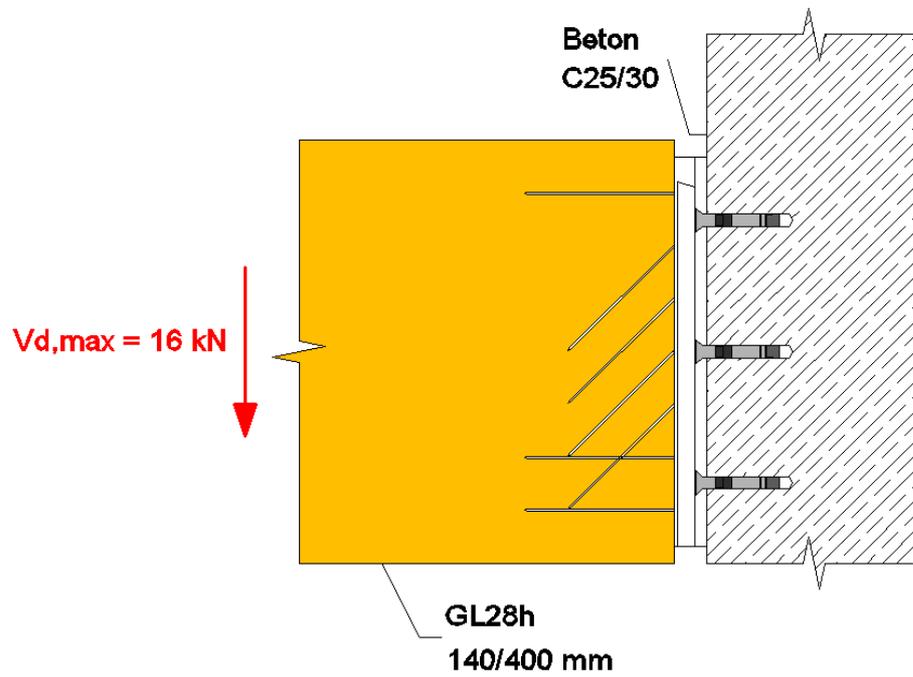


Abb. 2.3 Quertragfähigkeit Versagensart *Betonkantenbruch*

3 Hilti HSL-3-SK Schwerlastanker nach ETA-02/0042 - Versagensart Spalten [3]

Spalten des Betons während der Montage wird durch Einhaltung der in der Zulassung angegebenen Mindestwerte für Randabstand, Achsabstand und Bauteildicke verhindert.

Auf den Nachweis für Spalten unter Belastung kann verzichtet werden, wenn der Randabstand in alle Richtungen $c \geq 1,5 \cdot c_{cr,sp}$ beträgt, die Bauteildicke $h \geq 2 \cdot h_{ef}$ ist, die Rissbreiten durch Bewehrung auf $w_k \sim 0,3$ mm beschränkt sind und die charakteristischen Widerstände für *Betonausbruch* und *Herausziehen* für gerissenen Beton berechnet wurden.

In diesem Bemessungsbeispiel beträgt der Randabstand $c_1 = 66$ mm und der Randabstand $c_2 = 27,25$ mm. Beide Randabstände sind geringer als 1,5fache Wert des charakteristischen Randabstandes für die Versagensart Spalten $c_{cr,sp} = 115$ mm (Wert aus Zulassung für M8). Der Nachweis gegen die Versagensart *Spalten* muss deswegen geführt werden. Auf die anderen Nachweise wird verzichtet, da diese schon im Bemessungsbeispiel X geführt wurden.

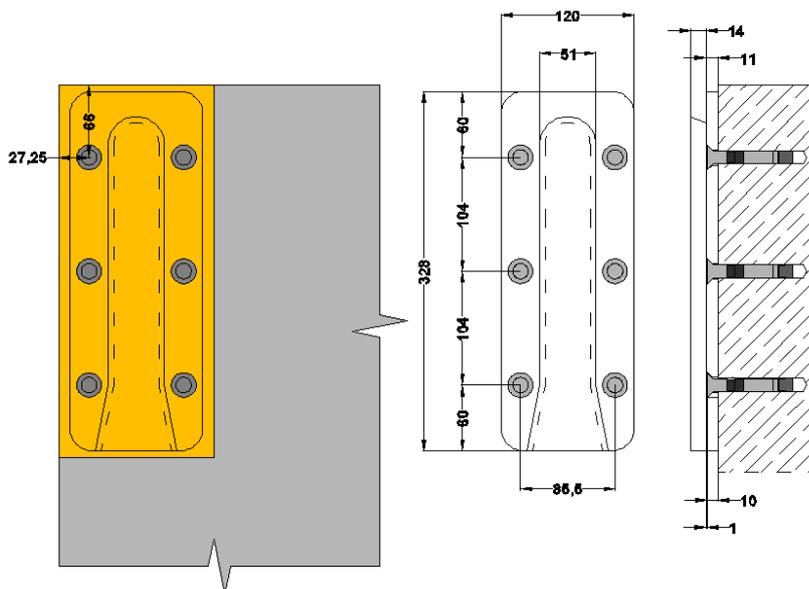


Abb. 3.1 Sherpa Verbinder XL 80 mit Hilti HSL-3-SK Schwerlastankern bei Befestigung nahe am unteren Bauteilrand

Kenndaten der Bemessungssituation:

Anzahl Dübel n	[-]	6
Randabstand c_1	[mm]	66
Randabstand c_2	[mm]	27,25
Achsabstand s_1	[mm]	85,5
Achsabstand s_2	[mm]	104
Bauteildicke h	[mm]	200
Untergrund	[-]	C25/30
	[-]	Gerissener Beton
Dübeltyp	[-]	Metallspreizdübel Hilti HSL-3-Sk
Verankerungstiefe h_{ef}	[mm]	60
Ankerplatte XL 80	[mm]	120 × 328 × 25

Tab. 3.1

3. 1 Nachweisführung [3]

3. 1. 1 Zugtragfähigkeit

Spalten

- Ausgangswert des charakteristischen Widerstandes eines Dübels im gerissenem Beton

$$R_{k,c}^0 = 7,2 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 7,2 \cdot \sqrt{30} \cdot 60^{1,5} = 18328,2 \text{ N} = 18,3 \text{ kN}$$

- idealisierte Fläche des Ausbruchskörpers eines Einzeldübels:

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,sp} \cdot s_{cr,sp} = 230 \cdot 230 = 52900 \text{ mm}^2$$

- vorhandene Fläche des Ausbruchskörpers

$$A_{c,N} = (c_1 + s_1 + 0,5 \cdot s_{cr,sp}) \cdot (c_2 + s_2 + s_2 + 0,5 \cdot s_{cr,sp})$$

$$A_{c,N} = (27,5 + 85,5 + 0,5 \cdot 230) \cdot (66 + 104 + 104 + 0,5 \cdot 230) = 88594,8 \text{ mm}^2$$

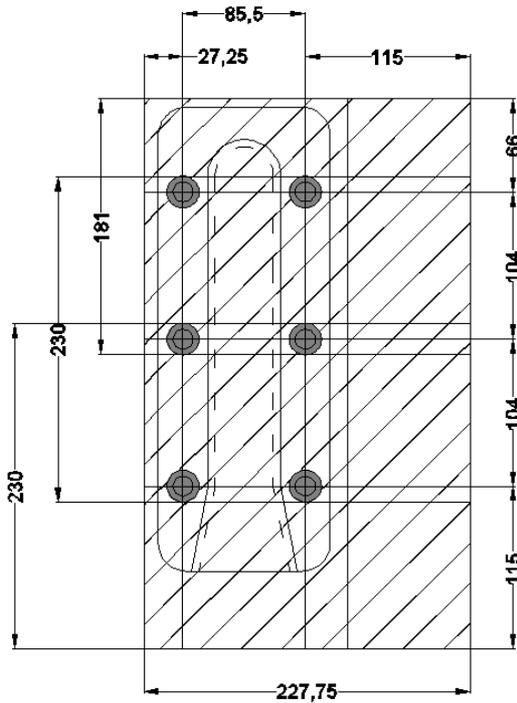


Abb. 3.2 In der Bemessungssituation zur Verfügung stehende Fläche $A_{c,N}$

- Verhältnis $A_{c,N}/A_{c,N}^0$

$$\frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} = \frac{88594,8}{52900} = 1,67$$

- Faktor $\psi_{s,N}$ zur Berücksichtigung der Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes im Beton durch Bauteilränder:

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,sp}} \leq 1$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{27,25}{115} = 0,77$$

- Schalenabplatzfaktor $\psi_{re,N}$:

Annahme: Bewehrung mit einem Achsabstand ≤ 150 mm :

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$$

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{60}{200} = 0,80$$

- Faktor $\psi_{ec,N}$ zur Berücksichtigung des Einflusses von unterschiedlichen Zugkräften auf die einzelnen Dübel der Dübelgruppe:

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + (2 \cdot e_N) / s_{cr,sp}} \leq 1$$

keine Exzentrizität vorhanden, daher: $\psi_{ec,N} = 1,00$

- Faktor $\psi_{h,sp}$ zur Berücksichtigung des Einflusses der tatsächlichen Bauteildicke h auf die Spaltfestigkeit:

$$\psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}} \right)^{2/3} \leq 1,5$$

$$\psi_{h,sp} = \left(\frac{200}{120} \right)^{2/3} = 1,40$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe Versagensart Spalten:

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{h,sp}$$

$$R_{k,sp} = 18,33 \cdot 1,67 \cdot 0,77 \cdot 0,80 \cdot 1,00 \cdot 1,40 = 26,5 \text{ kN}$$

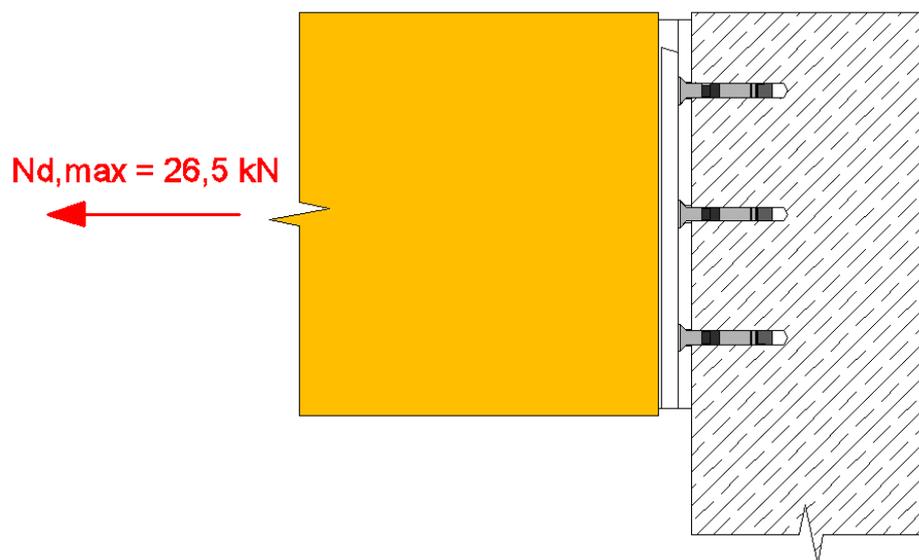


Abb. 3.3 Zugtragfähigkeit Versagensart *Spalten*

4 Hinterschnittdübel - Hilti HSC-I Sicherheitsanker nach ETA-02/0027 [26]

Der Hilti HSC Sicherheitsanker ist ein selbst-hinterschneidender Dübel der in vier verschiedenen Versionen angeboten wird:

- Außengewinde aus galvanisch verzinktem Stahl (HSC-A)
- Innengewinde aus galvanisch verzinktem Stahl (HSC-I)
- Außengewinde aus nichtrostenden Stahl (HSC-AR)
- Innengewinde aus nichtrostenden Stahl (HSC-IR)



Abb. 4.1 Hilti HSC-I Hinterschnittdübel [35]

Die beiden galvanisch verzinkten Dübel sind nur für den Einsatz in trockenen Innenräumen zugelassen. Die Versionen aus nichtrostenden Stahl dürfen auch im Freien (Industriatmosphäre und Meeresnähe) oder in ständig feuchten Innenräumen nicht jedoch in besonders aggressiven Umgebungsbedingungen (Spritzwasserbereich Meerwasser, Hallenbäder, Straßentunnel, Entschwefelungsanlagen) eingesetzt werden.

Die Versionen mit Außengewinde weisen im Vergleich zu den Versionen mit Innengewinde höhere charakteristische Tragfähigkeiten in Zug- und Querrichtung auf als die Versionen mit Innengewinde. Die galvanisch verzinkten Versionen weisen höherer charakteristische Tragfähigkeiten auf als die jeweils gewindegleiche Version aus nichtrostenden Stahl.

Das Bohrloch wird beim Hilti HSC Sicherheitsanker mit einem speziellen Bundbohrer erstellt, der die Einhaltung der vorgeschriebenen Einbautiefe sicherstellt. Danach wird das Bohrloch mittels einer Ausblaspumpe vom Bohrmehl gereinigt. Anschließend wird der Sicherheitsanker per Hand in das Bohrloch eingesetzt und die Sprezhülse mittels des Setzwerkzeuges über den Konus in den Beton getrieben (Erstellung des Hinterschnittes). Das Anbauteil wird der Version mit Außengewinde mittels einer Mutter, bei der Version mit Innengewinde mittels einer Befestigungsschraube oder einer Gewindestange befestigt (Aufbringen eines vorgeschriebenen Drehmomentes mit kalibrierten Drehmomentschlüssen $T_{inst} = 20$ [Nm] für HSC-I(R) M10). Die Befestigung des Anbauteils erfolgt in

Durchsteckmontage.



Abb. 4.2 Notwendige Werkzeuge zur Montage des Hinterschnittdübels HSC: Bundbohrer (links oben) und Setzwerkzeug (links unten), Ausblaspumpe (rechts oben) und Kombihammer (rechts unten). [35]

Der Hilti HSC Hinterschnittdübel wurde nach Option 1 zugelassen und kann in gerissenen und ungerissenen Beton eingesetzt werden. Er wird nach dem Bemessungsverfahren A des Anhang C der ETAG 001 bemessen.

Die Mindestbauteildicke für den HSC-I(R) M10*50 beträgt: $h_{\min} = 110 \text{ mm}$. Der minimale Achsabstand beträgt: $s_{\min} = 50 \text{ mm}$ und der minimale Randabstand: $c_{\min} = 50 \text{ mm}$.

Für das Bemessungsbeispiel wurden zwei Varianten der Verbindung mit dem SHERPA-Verbinder ausgeführt. Bei der Variante 1 wird der federförmige Teil des Verbinders nicht verändert und die Durchgangslöcher befinden sich in der Nut des Verbinders. Bei der Variante 2 befinden sich die Durchgangslöcher links und rechts der Nut. Dazu muss die Dicke des SHERPA-Verbinders auf 29 mm erhöht werden (siehe Abb.1.3).

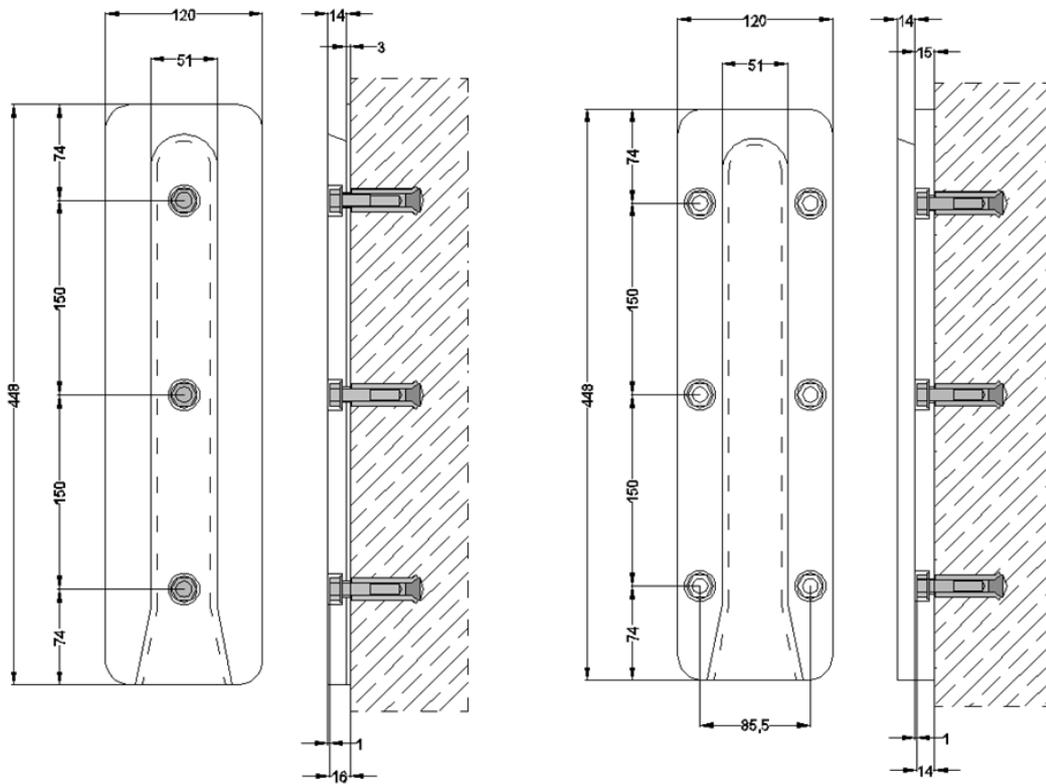


Abb. 4.3 Variante 1 (links) und 2 (rechts) , Sherpa Verbinder XL 140 und Hilti HSC-I Hinterschnittdübel

4. 1 Nachweisführung der Variante 1 [3]

Kenndaten der vorliegenden Bemessungssituation

Anzahl Dübel n	[-]	3
Randabstand c_1	[mm]	-
Randabstand c_2	[mm]	-
Achsabstand s_1	[mm]	-
Achsabstand s_2	[mm]	150
Bauteildicke h	[mm]	200
Untergrund	[-]	C20/25
	[-]	Gerissener Beton
Dübeltyp	[-]	Hinterschnittdübel HSC-I M10
Verankerungstiefe h_{ef}	[mm]	50
Ankerplatte XL 140	[mm]	120 × 448 × 17

Tab. 4.1

4. 1. 1 Zugtragfähigkeit

Stahlbruch

- charakteristischer Wert des Widerstandes gegen *Stahlbruch* je Dübel:

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \text{ bzw. aus Zulassung: } N_{Rk,s} = 30,3 \text{ kN}$$

- Teilsicherheitsbeiwert *Stahlbruch*:

$$\gamma_{Ms} = 1,50$$

- Bemessungswert des Widerstandes gegen *Stahlbruch* je Dübel:

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = \frac{30,3}{1,5} = 20,2 \text{ kN}$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Zugbelastung und *Stahlbruch*:

$$N_{Rd,s}^g = 3 \cdot 20,2 = 60,6 \text{ kN}$$

Herausziehen

Die Versagensart *Herausziehen* ist in dieser Bemessungssituation maßgebend (aus Zulassung wegen Hinterschnittdübel).

Betonausbruch

- Ausgangswert des charakteristischen Widerstandes eines Einzeldübel im gerissenen Beton:

$$f_{Rk,c}^0 = k \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} = 7,2 \cdot 50^{1,5} \cdot \sqrt{25} = 12727,9 \text{ [N]} = 12,72 \text{ kN}$$

- Verhältnis der projizierten Flächen:

Grundfläche der idealisierten Pyramide eines Einzeldübel:

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N}$$

$$s_{cr,N} = 3 \cdot h_{ef} = 3 \cdot 50 = 150 \text{ mm}$$

$$A_{c,N}^0 = 150^2 = 22500 \text{ mm}^2$$

In Bemessungssituation zur Verfügung stehende Fläche:

$$A_{c,N} = s_{cr,N} \cdot (0,5 \cdot s_{cr,N} + s_2 + s_2 + 0,5 \cdot s_{cr,N})$$

$$A_{c,N} = 150 \cdot (75 + 150 + 150 + 75) = 67500 \text{ mm}^2$$

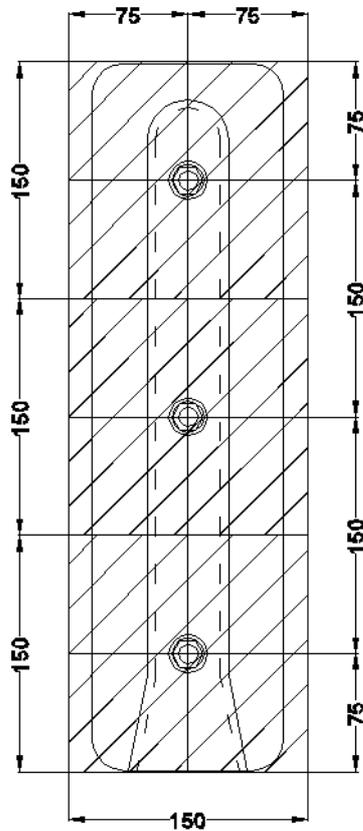


Abb. 4.4 In der Bemessungssituation zur Verfügung stehende Fläche $A_{c,N}$, Variante 1

$$\frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} = \frac{67500}{22500} = 3,00$$

- charakteristische Widerstand der Dübelgruppe bei *Betonausbruch*:

$$R_{k,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} = 12,7 \cdot 3,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = 38,2 \text{ kN}$$

- Teilsicherheitsbeiwert Betonausbruch:

$$\gamma_{Mc} = 1,50$$

- Bemessungswert des Widerstandes & Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Betonausbruch

$$N_{Rk,d}^g = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = \frac{38,16}{1,5} = 25,4 \text{ kN}$$

Spalten des Betons

Spalten des Betons während der Montage wird durch Einhaltung der in der Zulassung angegebenen Mindestwerte für Randabstand, Achsabstand und Bauteildicke verhindert.

Auf den Nachweis für Spalten unter Belastung kann verzichtet werden, da der Randabstand in alle Richtungen $c \geq 1,5 \cdot c_{cr,sp}$ beträgt, die Bauteildicke $h \geq 2 \cdot h_{ef}$ ist, die Rissbreiten durch Bewehrung auf $w_k \sim 0,3$ mm beschränkt sind und die charakteristischen Widerstände für *Betonausbruch* und *Herausziehen* für gerissenen Beton berechnet wurden

Zugtragfähigkeit der Befestigung

Die maßgebende Versagensart ist *Betonausbruch*. Damit ergibt sich eine maximale Zugtragfähigkeit der Verbindung zu 25,4 kN.

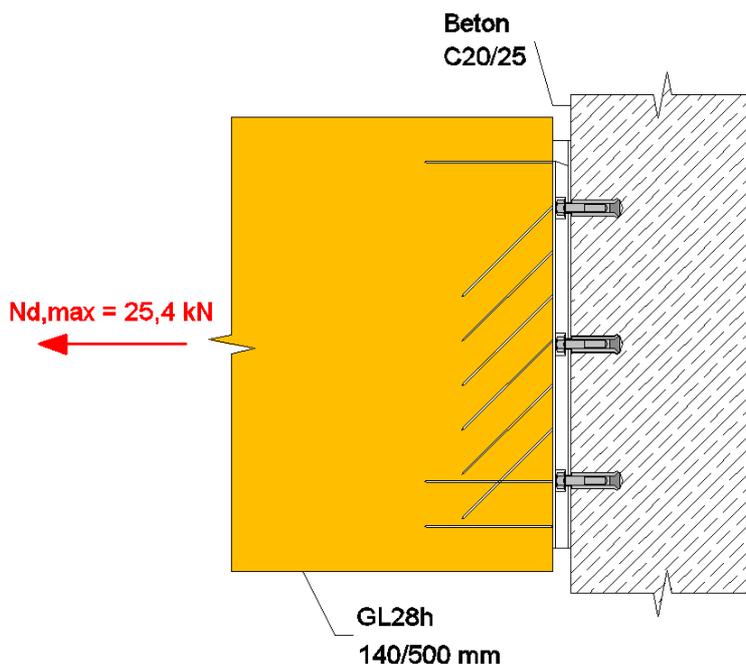


Abb. 4.5 Variante 1: Maximale Zugtragfähigkeit

4. 1. 2 Quertragfähigkeit

Stahlbruch ohne Hebelarm

- charakteristischer Wert des Widerstandes eines Dübels gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm*

$$V_{Rk,s} = 0,5 \cdot A_s \cdot f_{uk} \quad \text{bzw. aus Zulassung } V_{Rk,s} = 15,2 \text{ kN}$$

- Teilsicherheitsbeiwert des Widerstandes gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm*

$$\gamma_{Ms} = 1,25$$

- Bemessungswert des Widerstandes gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm*

$$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = \frac{15,2}{1,25} = 12,2 \text{ kN}$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Querbelastung und *Stahlbruch ohne Hebelarm*:

$$V_{Rd,s}^g = 3 \cdot 12,16 = 36,5 \text{ kN}$$

Betonkantenbruch

Die Versagensart *Betonkantenbruch* ist bei dieser Bemessungssituation nicht maßgebend.

Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite

- charakteristischer Wert des Widerstandes eines Dübels gegen *Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite*:

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c} = 2,00 \cdot 38,2 = 76,3 \text{ kN}$$

Dabei ist:

- Faktor k aus Zulassung:

$$k = 2,00$$

- charakteristischer Widerstand der Dübelgruppe bei *Betonausbruch*:

$$N_{Rk,c}$$

$$\gamma_{Mcp} = 1,50$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite:

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mcp}} = \frac{76,32}{1,50} = 50,9 \text{ kN}$$

Quertragfähigkeit der Befestigung

Die maßgebende Versagensart ist *Stahlbruch ohne Hebelarm*. Damit ergibt sich eine maximale Quertragfähigkeit der Verbindung von 36,5 kN.

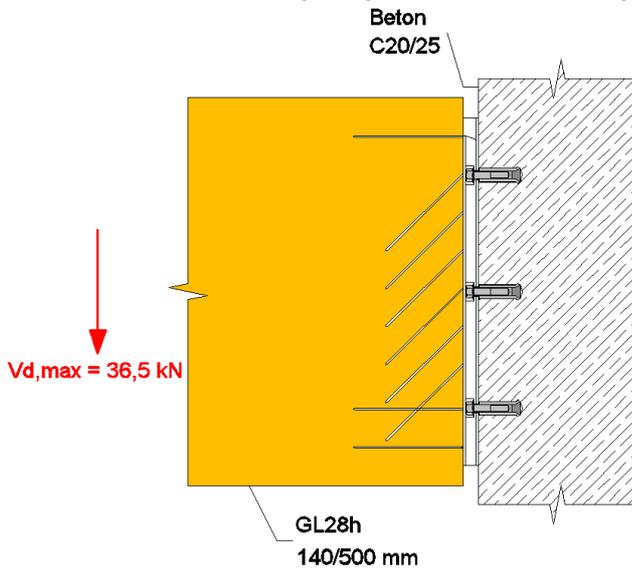


Abb. 4.6 Variante 1: Maximale Quertragfähigkeit

4.2 Nachweisführung der Variante 2 [3]

Kenndaten der vorliegenden Bemessungssituation:

Anzahl Dübel n	[-]	6
Randabstand c_1	[mm]	-
Randabstand c_2	[mm]	-
Achsabstand s_1	[mm]	85,5
Achsabstand s_2	[mm]	150
Bauteildicke h	[mm]	200
Untergrund	[-]	gerissener Beton C20/25
Dübeltyp	[-]	Hinterschnittdübel HSC-I M10
Verankerungstiefe h_{ef}	[mm]	50

Tab. 4.2 Kenndaten der Bemessungssituation

Ankerplatte XL 140	[mm]	120 × 448 × 29
--------------------	------	----------------

Tab. 4.2 Kenndaten der Bemessungssituation

4. 2. 1 Zugtragfähigkeit

Stahlbruch

- charakteristischer Wert des Widerstandes gegen *Stahlbruch* je Dübel:

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \quad \text{bzw. aus Zulassung: } N_{Rk,s} = 30,3 \text{ kN}$$

- Teilsicherheitsbeiwert *Stahlversagen*:

$$\gamma_{Ms} = 1,50$$

- Bemessungswert des Widerstandes gegen *Stahlbruch* je Dübel:

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = \frac{30,3}{1,50} = 20,2 \text{ kN}$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Zugbelastung und *Stahlbruch*:

$$\sqrt[0]{N_{Rd,s}} = 6,00 \cdot 20,2 = 121,2 \text{ kN}$$

Herausziehen

Die Versagensart *Herausziehen* ist in dieser Bemessungssituation maßgebend (aus Zulassung wegen Hinterschnittdübel).

Betonausbruch

- Ausgangswert des charakteristischen Widerstandes eines Einzeldübel im gerissenen Beton:

$$f_{Rk,c}^0 = k \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} = 7,2 \cdot 50^{1,5} \cdot \sqrt{25} = 12727,9 \text{ N} = 12,7 \text{ kN}$$

- Verhältnis der projizierten Flächen:

Grundfläche der idealisierten Pyramide eines Einzeldübel:

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N}$$

$$s_{cr,N} = 3 \cdot h_{ef} = 3 \cdot 50 = 150 \text{ mm}$$

$$A_{c,N}^0 = 150^2 = 22500 \text{ mm}^2$$

In Bemessungssituation zur Verfügung stehende Fläche:

$$A_{c,N} = (0,5 \cdot s_{cr,N} + s_1 + 0,5 \cdot s_{cr,N}) \cdot (0,5 \cdot s_{cr,N} + s_2 + s_2 + 0,5 \cdot s_{cr,N})$$

$$A_{c,N} = (75 + 85,5 + 75) \cdot (75 + 150 + 150 + 75) = 105975 \text{ mm}^2$$

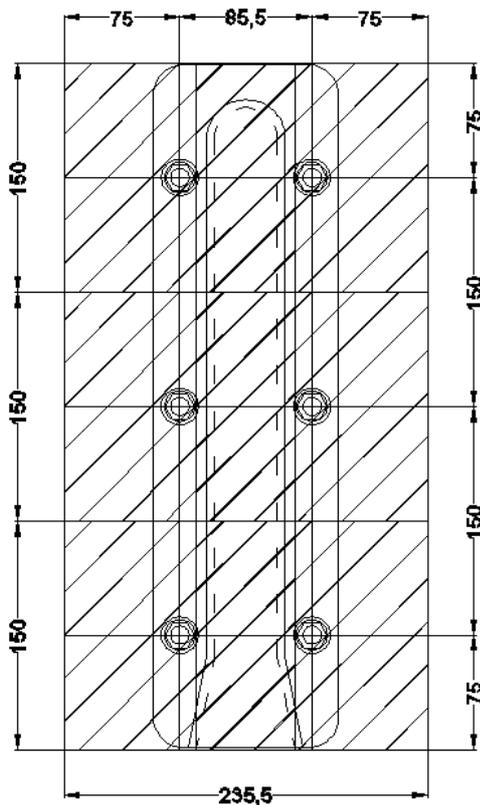


Abb. 4.7 In der Bemessungssituation zur Verfügung stehende Fläche $A_{c,N}$, Variante 2

$$\frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} = \frac{105975}{22500} = 4,71$$

- charakteristische Widerstand der Dübelgruppe bei *Betonausbruch*:

$$R_{k,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} = 12,7 \cdot 4,70 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = 59,8 \text{ kN}$$

- Teilsicherheitsbeiwert Betonausbruch:

$$\gamma_{Mc} = 1,50$$

- Bemessungswert des Widerstandes & Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Betonausbruch

$$N_{Rk,d}^g = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = \frac{59,8}{1,50} = 39,9 \text{ kN}$$

Spalten des Betons

Spalten des Betons während der Montage wird durch Einhaltung der in der Zulassung angegebenen Mindestwerte für Randabstand, Achsabstand und Bauteildicke verhindert.

Auf den Nachweis für Spalten unter Belastung kann verzichtet werden, da der Randabstand in alle Richtungen $c \geq 1,5 \cdot c_{cr,sp}$ beträgt, die Bauteildicke $h \geq 2 \cdot h_{ef}$ ist, die Rissbreiten durch Bewehrung auf $w_k \sim 0,3$ mm beschränkt sind und die charakteristischen Widerstände für *Betonausbruch* und *Herausziehen* für gerissenen Beton berechnet wurden

Zugtragfähigkeit der Befestigung

Die maßgebende Versagensart ist *Betonausbruch*. Damit ergibt sich eine maximale Zugtragfähigkeit der Verbindung von 39,9 kN.

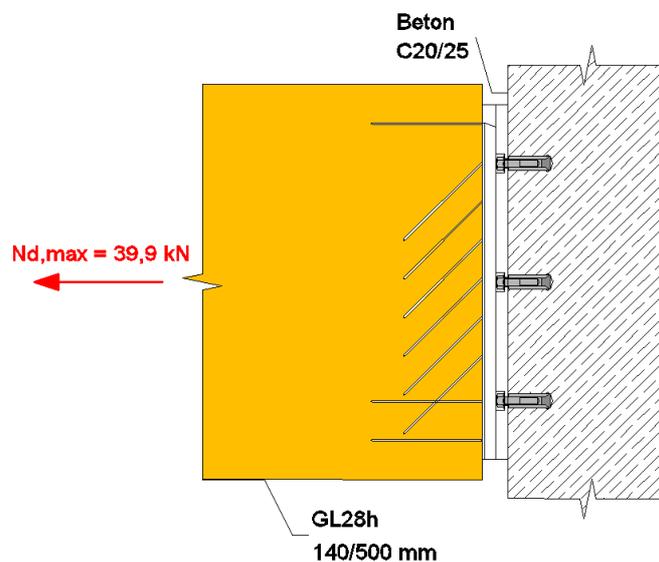


Abb. 4.8 Variante 2: Maximale Zugtragfähigkeit

4. 2. 2 Quertragfähigkeit

Stahlbruch ohne Hebelarm

- charakteristischer Wert des Widerstandes eines Dübels gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm*

$$V_{Rk,s} = 0,5 \cdot A_s \cdot f_{uk} \text{ bzw. aus Zulassung } V_{Rk,s} = 15,2 \text{ kN}$$

- Teilsicherheitsbeiwert des Widerstandes gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm*

$$\gamma_{Ms} = 1,25$$

- Bemessungswert des Widerstandes gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm*

$$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = \frac{15,2}{1,25} = 12,2 \text{ kN}$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Querbelastung und *Stahlbruch ohne Hebelarm*:

$$V_{Rd,s}^g = 6 \cdot 12,2 = 73,2 \text{ kN}$$

Betonkantenbruch

Die Versagensart *Betonkantenbruch* ist bei dieser Bemessungssituation nicht maßgebend.

Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite

- charakteristischer Wert des Widerstandes eines Dübels gegen *Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite*:

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c} = 2,00 \cdot 59,8 = 119,7 \text{ kN}$$

Dabei ist:

- Faktor k aus Zulassung:

$$k = 2,00$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei *Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite*:

$$\gamma_{Mcp} = 1,50$$

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mcp}} = \frac{119,7}{1,50} = 79,8 \text{ kN}$$

Quertragfähigkeit der Befestigung

Die maßgebende Versagensart ist *Stahlbruch ohne Hebelarm*. Damit ergibt sich eine maximale Quertragfähigkeit der Verbindung von 73,2 kN.

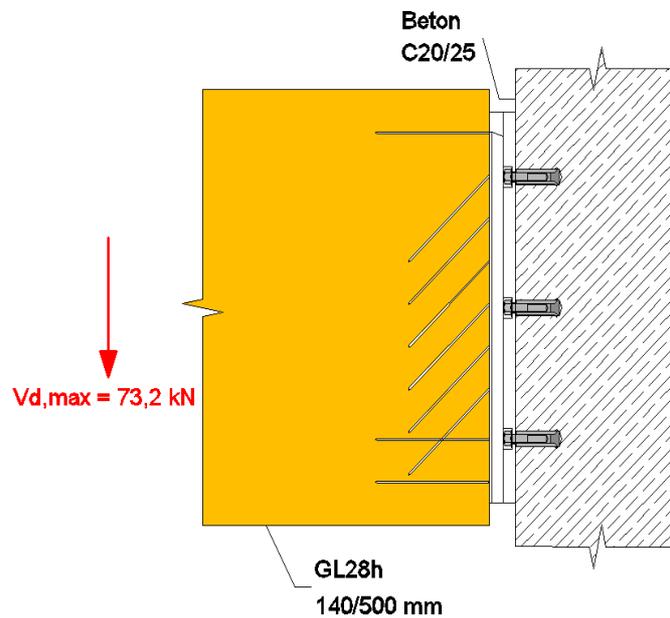


Abb. 4.9 Variante 2: Maximale Quertragfähigkeit

4. 3 Nachweisführung auf der Holzseite [50]

4. 3. 1 Zugtragfähigkeit der Befestigung auf der Holzseite

- charakteristische Wert der Tragfähigkeit $R_{1,k}$ bei einer Beanspruchung in Richtung der Nebenträgerlängsachse eines SHERPA XL/DXL-Verbinders bei GL 28 h.

$$R_{1,k} = 67,2 \text{ kN}$$

$$R_{1,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot R_{1,k}}{\gamma_M}$$

Dabei ist:

$$k_{\text{mod}} = 0,9$$

$$\gamma_M = 1,25$$

- Bemessungswert der Tragfähigkeit in Richtung der Nebenträgerlängsachse

$$R_{1,d} = \frac{0,9 \cdot 67,2}{1,25} = 48,4 \text{ kN}$$

4. 3. 2 Quertragfähigkeit der Befestigung auf der Holzseite

- charakteristischer Wert $R_{2,k}$ der Tragfähigkeit eines SHERPA-XL/DXL Verbinders bei einer Beanspruchung in Einschubrichtung in kN und GL 28 h.

$$R_{2,k} = 149 \text{ kN}$$

$$R_{2,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot R_{2,k}}{\gamma_M}$$

Dabei ist:

$$k_{\text{mod}} = 0,9$$

$$\gamma_M = 1,25$$

- Bemessungswert der Tragfähigkeit in Einschubrichtung

$$R_{2,d} = \frac{0,9 \cdot 149}{1,25} = 107,3 \text{ kN}$$

5 Betonschraube - Hilti HUS-HR-10 Betonschraube nach ETA-08/0307 [27]

Die Hilti HUS Betonschraube (siehe Abb. 5.1) ist entweder aus galvanisch verzinkten Stahl (HUS-A, -H, -I, -P) oder aus nichtrostenden Stahl (HUS-HR) in den Größen 6 - 14 erhältlich.

Die nichtrostenden Versionen weisen bei gleicher Größe geringere charakteristische Zugtragfähigkeiten jedoch höhere charakteristische Quertragfähigkeiten auf als die galvanisch verzinkten Versionen auf.

Das Bemessungsbeispiel wird mit der nichtrostenden Version HUS-HR 10 durchgeführt.



Abb. 5.1 Hilti HUS-HR 10 Betonschraube [35]

Das Bohrloch wird im Hammerbohrverfahren erstellt. Der Nenndurchmesser des Bohrers ist dabei etwas geringer als der Durchmesser der Betonschraube. Nach der Bohrlochreinigung wird die Betonschraube in das Bohrloch eingeschraubt bis die Einbindetiefe mindestens h_{nom} entspricht und der Dübelkopf vollständig am Bauteil anliegt. Ein leichtes Weiterdrehen der Betonschraube darf nicht mehr möglich sein.

Die HUS Betonschraube wurde nach Option 1 zugelassen und ist damit in gerissenen und ungerissenen Beton einsetzbar. Die Bemessung erfolgt nach Bemessungsverfahren A des Anhang C der ETAG 001.

Für das Bemessungsbeispiel wurden zwei Varianten der Verbindung mit dem SHERPA-Verbinder ausgeführt. Bei der Variante 1 wird der federförmige Teil des Verbinders nicht verändert und die Durchgangslöcher befinden sich in der Nut des Verbinders. Bei der Variante 2 befinden sich die Durchgangslöcher links und rechts der Nut. Dazu muss die Dicke des SHERPA-Verbinders auf 31 mm erhöht werden (siehe Abb. 5.2).

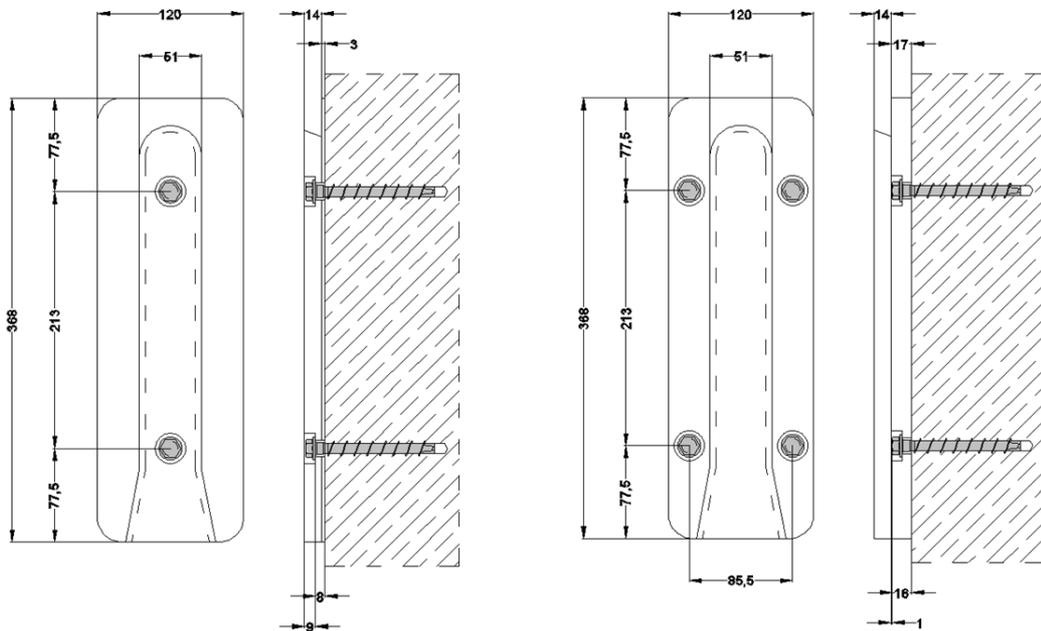


Abb. 5.2 Variante 1 (links) und 2 (rechts), Sherpa Verbinder XL 100 und Hilti HUS-HR 10 Betonschraube

5.1 Nachweisführung der Variante 1 [3]

Kenndaten der vorliegenden Bemessungssituation

Anzahl Dübel n	[-]	2
Randabstand c_1	[mm]	-
Randabstand c_2	[mm]	-
Achsabstand s_1	[mm]	-
Achsabstand s_2	[mm]	213
Bauteildicke h	[mm]	200
Untergrund	[-]	gerissener Beton C30/37
Dübeltyp	[-]	Betonschraube Hilti HUS-HR 10
Verankerungstiefe h_{ef}	[mm]	60

Tab. 5.1 Kenndaten der Bemessungssituation

Ankerplatte XL 100	[mm]	120 × 368 × 17
--------------------	------	----------------

Tab. 5.1 Kenndaten der Bemessungssituation

5. 1. 1 Zugtragfähigkeit

Stahlversagen

- charakteristischer Wert des Widerstandes gegen *Stahlbruch* je Dübel:

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \quad \text{bzw. aus Zulassung: } N_{Rk,s} = 52,6 \text{ kN}$$

- Teilsicherheitsbeiwert *Stahlbruch*:

$$\gamma_{Ms} = 1,40$$

- Bemessungswert des Widerstandes gegen *Stahlbruch* je Dübel:

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = \frac{52,6}{1,40} = 37,6 \text{ kN}$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Zugbelastung und *Stahlbruch*:

$$N_{Rd,s}^g = 2 \cdot 37,6 = 75,2 \text{ kN}$$

Herausziehen

- charakteristischer Wert des Widerstandes gegen *Herausziehen* je Dübel:

$$\text{Aus Zulassung: } N_{Rk,p} = 16 \text{ kN}$$

- Erhöhungsfaktor für $N_{Rk,p}$ bei C30/37

$$\psi_c = 1,22$$

$$N_{Rk,p} = 1,22 \cdot 16 = 19,5 \text{ kN}$$

- Teilsicherheitsbeiwert *Herausziehen*:

$$\gamma_{Mp} = 1,80$$

- Bemessungswert des Widerstandes gegen *Herausziehen* je Dübel:

$$N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} = \frac{19,52}{1,8} = 10,8 \text{ kN}$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Zugbelastung und *Herausziehen*:

$$N_{Rd,p}^g = 2 \cdot 10,8 = 21,7 \text{ kN}$$

Betonausbruch

- Ausgangswert des charakteristischen Widerstandes eines Einzeldübels im gerissenen Beton:

$$l_{Rk,c}^0 = k \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} = 7,2 \cdot 71^{1,5} \cdot \sqrt{37} = 26201,2 \text{ N} = 26,2 \text{ kN}$$

- Verhältnis der projizierten Flächen:

Grundfläche der idealisierten Pyramide eines Einzeldübels:

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N}$$

$$s_{cr,N} = 3 \cdot h_{ef} = 3 \cdot 71 = 213 \text{ mm}$$

$$A_{c,N}^0 = 213^2 = 45369 \text{ mm}^2$$

In Bemessungssituation zur Verfügung stehende Fläche:

$$A_{c,N} = s_{cr,N} \cdot (0,5 \cdot s_{cr,N} + s_2 + 0,5 \cdot s_{cr,N})$$

$$A_{c,N} = 213 \cdot (106,5 + 213 + 106,5) = 90738 \text{ mm}^2$$

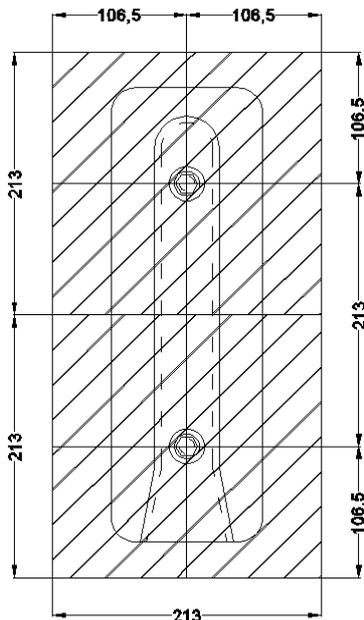


Abb. 5.3 In der Bemessungssituation zur Verfügung stehende Fläche $A_{c,N}$, Variante 1

$$\frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} = \frac{90738}{45369} = 2,00$$

- charakteristische Widerstand der Dübelgruppe bei *Betonausbruch*:

$$R_{k,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} = 26,2 \cdot 2,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = 52,4 \text{ kN}$$

- Teilsicherheitsbeiwert Betonausbruch:

$$\gamma_{Mc} = 1,80$$

- Bemessungswert des Widerstandes & Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Betonausbruch:

$$N_{Rk,d}^g = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = \frac{52,4}{1,80} = 29,1 \text{ kN}$$

Spalten des Betons

Spalten des Betons während der Montage wird durch Einhaltung der in der Zulassung angegebenen Mindestwerte für Randabstand, Achsabstand und Bauteildicke verhindert.

Auf den Nachweis für Spalten unter Belastung kann verzichtet werden, da der Randabstand in alle Richtungen $c \geq 1,5 \cdot c_{cr,sp}$ beträgt, die Bauteildicke $h \geq 2 \cdot h_{ef}$ ist, die Rissbreiten durch Bewehrung auf $w_k \sim 0,3 \text{ mm}$ beschränkt sind und die charakteristischen Widerstände für *Betonausbruch* und *Herausziehen* für gerissenen Beton berechnet wurden

Zugtragfähigkeit der Befestigung

Die maßgebende Versagensart ist *Herausziehen*. Damit ergibt sich eine maximale Zugtragfähigkeit der Verbindung zu 21,7 kN

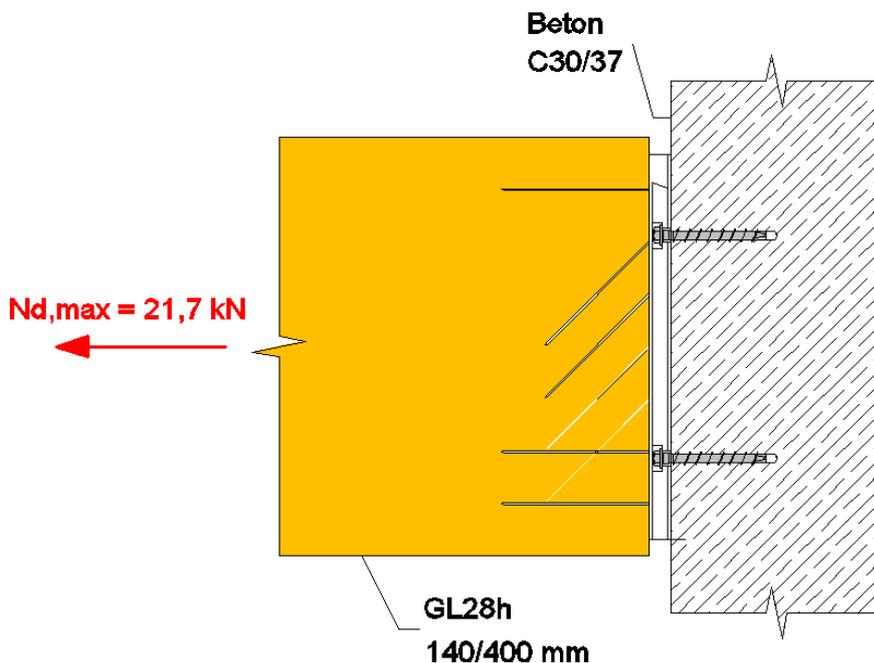


Abb. 5.4 Variante 1: Maximale Zugtragfähigkeit

5. 1. 2 Quertragfähigkeit

Stahlbruch ohne Hebelarm

- charakteristischer Wert des Widerstandes eines Dübels gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm*

$$V_{Rk,s} = 0,5 \cdot A_s \cdot f_{uk} \text{ bzw. aus Zulassung } V_{Rk,s} = 33,0 \text{ kN}$$

- Teilsicherheitsbeiwert des Widerstandes gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm*

$$\gamma_{Ms} = 1,50$$

- Bemessungswert des Widerstandes gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm*

$$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = \frac{33,0}{1,50} = 22,0 \text{ kN}$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Querbelastung und *Stahlbruch ohne Hebelarm*:

Das Durchgangsloch im SHERPA-Verbinder ist bei Betonschrauben größer als die in Tabelle 4.1 des Annex C der ETAG 001 angegebenen Werte für die entsprechen-

den Dübeldurchmesser (siehe Abb. 5.5).

Außendurchmesser d ¹⁾ oder d _{nom} ²⁾ (mm)	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Durchmesser d _r des Durchgangslochs im Anbauteil (mm)	7	9	12	14	16	18	20	22	24	26	30	33
¹⁾ wenn der Boizen am Anbauteil anliegt ²⁾ wenn die Dübelhülse am Anbauteil anliegt												

Abb. 5.5 Durchmesser des Durchgangslochs im Anbauteil, Tab. 4.1 aus

Die Querbewehrung wird somit nur von der unteren Betonschraube abgetragen (siehe Abb. 5.6).

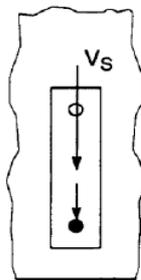


Abb. 5.6 Verteilung der Last wenn der Lochdurchmesser größer als in Tabelle 4.1 angegeben.

$$V_{Rd,s}^q = 1,00 \cdot 22,0 = 22,0 \text{ kN}$$

Betonkantenbruch

Die Versagensart *Betonkantenbruch* ist bei dieser Bemessungssituation nicht maßgebend.

Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite

- charakteristischer Wert des Widerstandes eines Dübels gegen *Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite*:

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c} = 2,00 \cdot 52,4 = 104,8 \text{ kN}$$

Dabei ist:

Faktor k aus Zulassung:

$$k = 2,00 \text{ kN}$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite:

$$\gamma_{Mcp} = 1,50$$

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mcp}} = \frac{104,8}{1,50} = 69,9 \text{ kN}$$

Quertragfähigkeit der Befestigung

Die maßgebende Versagensart ist *Stahlbruch ohne Hebelarm*. Damit ergibt sich eine maximale Quertragfähigkeit der Verbindung von 22 kN.

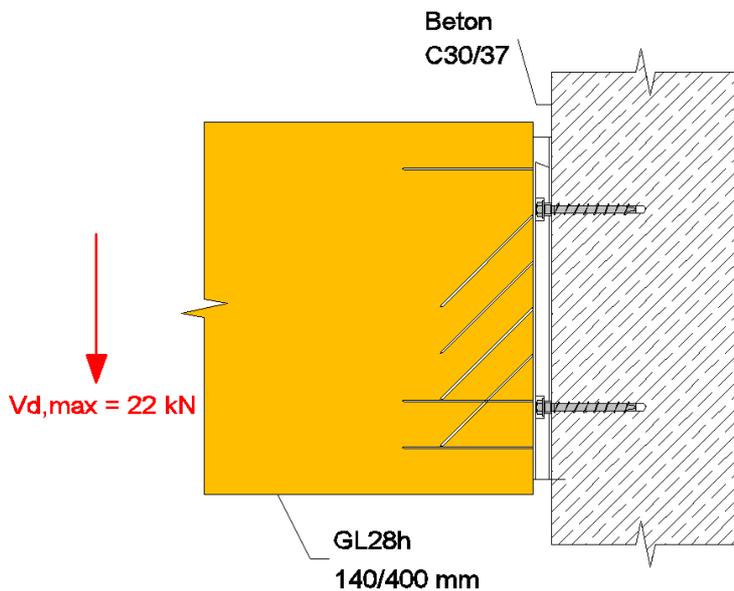


Abb. 5.7 Variante 1: Maximale Quertragfähigkeit

5.2 Nachweisführung der Variante 2 [3]

Kenndaten der vorliegenden Bemessungssituation

Anzahl Dübel n	[-]	4
Randabstand c_1	[mm]	-
Randabstand c_2	[mm]	-
Achsabstand s_1	[mm]	85,5
Achsabstand s_2	[mm]	213
Bauteildicke h	[mm]	200
Untergrund	[-]	C30/37
	[-]	Gerissener Beton
Dübeltyp	[-]	Betonschraube Hilti HUS-HR 10
Verankerungstiefe h_{ef}	[mm]	71
Ankerplatte XL 100	[mm]	120 × 368 × 31

Tab. 5.2 Kenndaten der Bemessungssituation

5.2.1 Zugtragfähigkeit

Stahlversagen

- charakteristischer Wert des Widerstandes gegen *Stahlbruch* je Dübel:

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \quad \text{bzw. aus Zulassung: } N_{Rk,s} = 52,6 \text{ kN}$$

- Zugehöriger Teilsicherheitsbeiwert *Stahlbruch*:

$$\gamma_{Ms} = 1,40$$

- Bemessungswert des Widerstandes gegen *Stahlbruch* je Dübel:

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = \frac{52,6}{1,40} = 37,6 \text{ kN}$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Zugbelastung und *Stahlversagen*:

$$N_{Rd,s}^g = 4 \cdot 37,6 = 150,3 \text{ kN}$$

Herausziehen

- charakteristischer Wert des Widerstandes gegen *Herausziehen* je Dübel:

Aus Zulassung: $N_{Rk,p} = 16 \text{ kN}$

- Erhöhungsfaktor für $N_{Rk,p}$ bei C30/37

$$\psi_c = 1,22$$

$$N_{Rk,p} = 1,22 \cdot 16 = 19,5 \text{ kN}$$

- Zugehöriger Teilsicherheitsbeiwert *Herausziehen*:

$$\gamma_{Mp} = 1,80 \text{ kN}$$

- Bemessungswert des Widerstandes gegen *Herausziehen* je Dübel:

$$N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} = \frac{19,5}{1,80} = 10,8 \text{ kN}$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Zugbelastung und *Herausziehen*:

$$N_{Rd,p}^g = 4 \cdot 10,8 = 43,4 \text{ kN}$$

Betonausbruch

- Ausgangswert des charakteristischen Widerstandes eines Einzeldübels im gerissenen Beton:

$$l_{Rk,c}^0 = k \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} = 7,2 \cdot 71^{1,5} \cdot \sqrt{37} = 26201,2 \text{ N} = 26,2 \text{ kN}$$

- Verhältnis der projizierten Flächen:

Grundfläche der idealisierten Pyramide eines Einzeldübels:

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N}$$

$$s_{cr,N} = 3 \cdot h_{ef} = 3 \cdot 71 = 213 \text{ mm}$$

$$A_{c,N}^0 = 213^2 = 45369 \text{ mm}^2$$

In Bemessungssituation zur Verfügung stehende Fläche:

$$A_{c,N} = (0,5 \cdot s_{cr,N} + s_1 + 0,5 \cdot s_{cr,N}) \cdot (0,5 \cdot s_{cr,N} + s_2 + 0,5 \cdot s_{cr,N})$$

$$A_{c,N} = (106,5 + 85,5 + 106,5) \cdot (106,5 + 213 + 106,5) = 127161 \text{ mm}^2$$

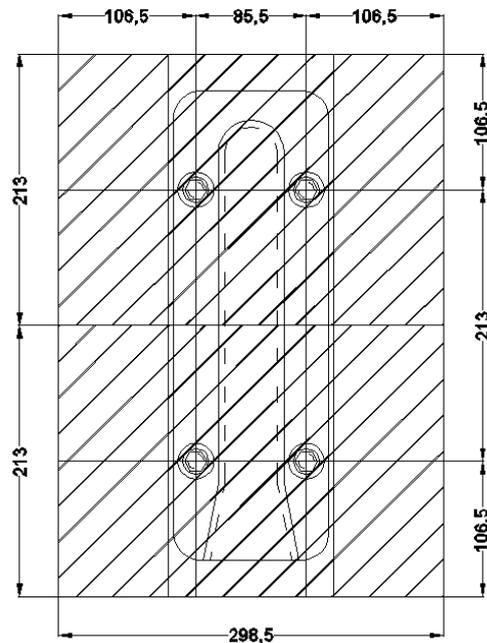


Abb. 5.8 In der Bemessungssituation zur Verfügung stehende Fläche $A_{c,N}$, Variante 2

$$\frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} = \frac{127161}{45369} = 2,80$$

- Charakteristische Widerstand der Dübelgruppe bei *Betonausbruch*:

$$R_{k,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} = 26,2 \cdot 2,80 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = 73,4 \text{ kN}$$

- Teilsicherheitsbeiwert Betonausbruch:

$$\gamma_{Mc} = 1,80$$

- Bemessungswert des Widerstandes und Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Betonausbruch

$$N_{Rk,d}^g = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = \frac{73,4}{1,80} = 40,75 \text{ kN}$$

Spalten des Betons

Spalten des Betons während der Montage wird durch Einhaltung der in der Zulassung angegebenen Mindestwerte für Randabstand, Achsabstand und Bauteildicke verhindert.

Auf den Nachweis für Spalten unter Belastung kann verzichtet werden, da der Randabstand in alle Richtungen $c \geq 1,5 \cdot c_{cr,sp}$ beträgt, die Bauteildicke $h \geq 2 \cdot h_{ef}$

ist, die Rissbreiten durch Bewehrung auf $w_k \sim 0,3$ mm beschränkt sind und die charakteristischen Widerstände für *Betonausbruch* und *Herausziehen* für gerissenen Beton berechnet wurden.

Zugtragfähigkeit der Befestigung

Die maßgebende Versagensart ist *Betonausbruch*. Damit ergibt sich eine maximale Zugtragfähigkeit der Verbindung von 40,75 kN.

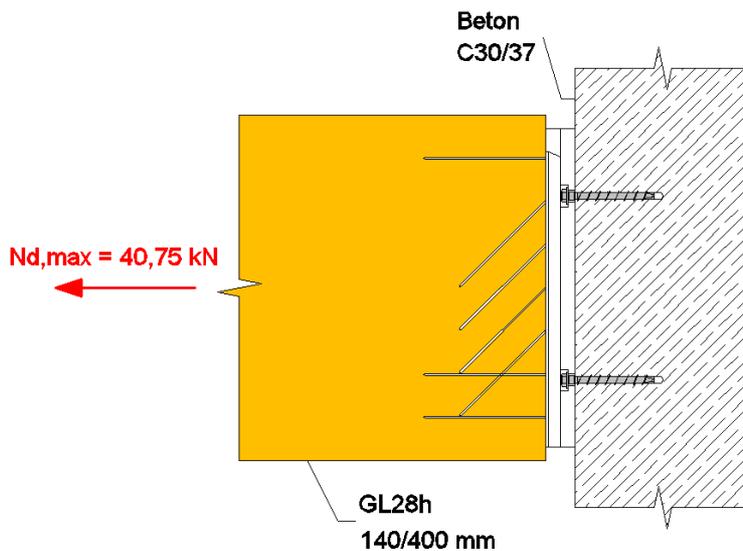


Abb. 5.9 Variante 2: Maximale Zugtragfähigkeit

5.2.2 Quertragfähigkeit

Stahlbruch ohne Hebelarm

- charakteristischer Wert des Widerstandes eines Dübels gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm*

$$V_{Rk,s} = 0,5 \cdot A_s \cdot f_{uk} \text{ bzw. aus Zulassung } V_{Rk,s} = 33,0 \text{ kN}$$

- Teilsicherheitsbeiwert des Widerstandes gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm*

$$\gamma_{Ms} = 1,50$$

- Bemessungswert des Widerstandes gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm*

$$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = \frac{33,0}{1,50} = 22,0 \text{ kN}$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Querbelastung und *Stahlbruch ohne Hebelarm*:

Das Durchgangsloch im SHERPA-Verbinder ist bei Betonschrauben größer als die in Tabelle 4.1 des Annex C der ETAG 001 angegebenen Werte für die entsprechenden Dübeldurchmesser.

Die Querbelastung wird somit wieder nur von den beiden unteren Betonschrauben abgetragen (siehe Abb. 5.10).

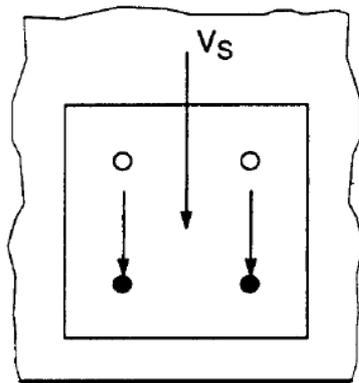


Abb. 5.10 Verteilung der Last wenn der Lochdurchmesser größer als in Tabelle 4.1 angegeben.

$$V_{Rd,s}^g = 2 \cdot 22,0 = 44,0 \text{ kN}$$

Betonkantenbruch

Bei dieser Bemessungssituation nicht maßgebend.

Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite

- charakteristischer Wert des Widerstandes eines Dübels gegen *Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite*:

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c} = 2,00 \cdot 73,4 = 146,7 \text{ kN}$$

Dabei ist:

- Faktor k aus Zulassung:

$$k = 2,00 \text{ kN}$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite:

$$\gamma_{Mcp} = 1,50$$

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mcp}} = \frac{146,7}{1,50} = 97,8 \text{ kN}$$

Quertragfähigkeit der Befestigung

Die maßgebende Versagensart ist *Stahlbruch ohne Hebelarm*. Damit ergibt sich eine maximale Quertragfähigkeit der Verbindung von 44 [kN].

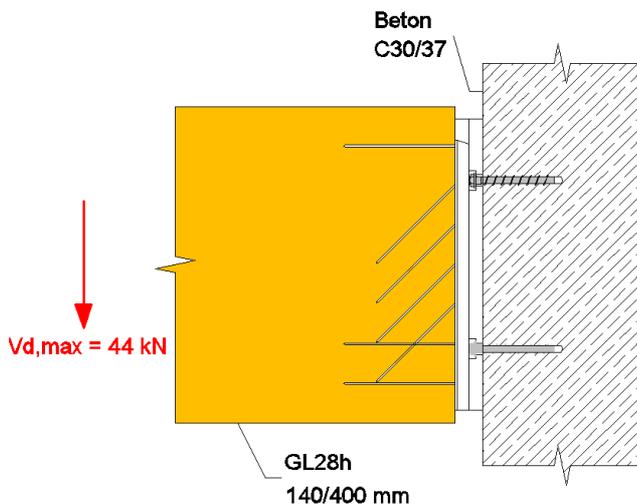


Abb. 5.11 Variante 2: Maximale Quertragfähigkeit

5.3 Nachweisführung auf der Holzseite [50]

5.3.1 Zugtragfähigkeit der Befestigung auf der Holzseite

- charakteristische Wert der Tragfähigkeit $R_{1,k}$ bei einer Beanspruchung in Richtung der Nebenträgerlängsachse eines SHERPA XL/DXL-Verbinders bei GL 28 h.

$$R_{1,k} = 67,2 \text{ kN}$$

$$R_{1,d} = \frac{k_{mod} \cdot R_{1,k}}{\gamma_M}$$

Dabei ist:

$$k_{mod} = 0,9$$

$$\gamma_M = 1,25$$

- Bemessungswert der Tragfähigkeit in Richtung der Nebenträgerlängsachse

$$R_{1,d} = \frac{0,9 \cdot 67,2}{1,25} = 48,4 \text{ kN}$$

5. 3. 2 Quertragfähigkeit der Befestigung auf der Holzseite

- charakteristischer Wert $R_{2,k}$ der Tragfähigkeit eines SHERPA-XL/DXL Verbinders bei einer Beanspruchung in Einschubrichtung in kN und GL 28 h.

$$R_{2,k} = 104 \text{ kN}$$

$$R_{2,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot R_{2,k}}{\gamma_M}$$

Dabei ist:

$$k_{\text{mod}} = 0,9$$

$$\gamma_M = 1,25$$

- Bemessungswert der Tragfähigkeit in Einschubrichtung

$$R_{2,d} = \frac{0,9 \cdot 104}{1,25} = 74,9$$

6 Verbunddübel - Hilti HIT-RE 500-SD nach ETA-07/0260 [28]

Das Injektionssystem Hilti HIT-RE 500-SD ist ein Verbunddübel für den Einsatz in gerissenem Beton. Der Dübel besteht aus einem Foliengebilde mit dem Injektionsmörtel HIT-RE 500-SD und einem Stahlteil in den Größen $\varnothing 8$ [mm] - $\varnothing 32$ [mm]. Bei dem Stahlteil kann zwischen verschiedenen Versionen gewählt werden:

- Gewindestange HIT-V bzw. HIT-V-R und HIT-V-HCR
- Innengewindehülse HIS-N bzw. HIS-RN
- Zuganker HZA-R bzw. HZA-HCR

Die Bezeichnung R steht dabei für nichtrostenden Stahl, die Bezeichnung HCR für hochkorrosionsbeständigen Stahl. Das Bemessungsbeispiel wird mit der Version Innengewindehülse HIS-N (galvanisch verzinkt) durchgeführt (siehe Abb. 6.1). Diese Version darf nur in trockenen Innenräumen verwendet werden.



Abb. 6.1 HIS-N Innengewindehülse [35]

Der Vorteil der Version mit Innengewindehülse liegt darin, dass die Befestigung der Ankerplatte an der Innengewindehülse mittels einer handelsüblichen Schraube (galvanisch verzinkt, mindestens Festigkeitsklasse 8.8) erfolgt, deren Kopfform frei wählbar ist. Mit einer Senkkopf-Schraube bzw. einer Sechskantschraube ist eine gute Integration in den SHERPA-Verbinder gewährleistet (siehe Abb. 6.2).

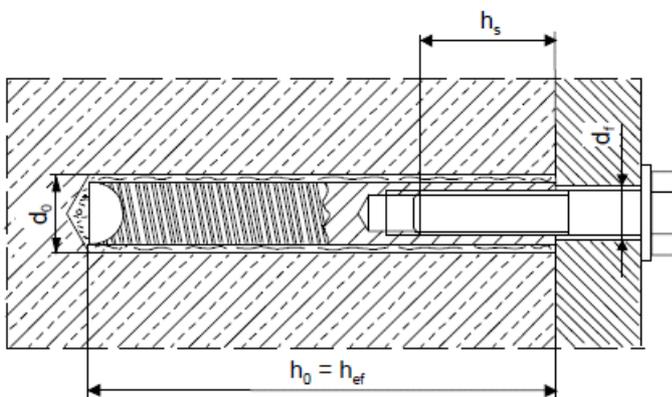


Abb. 6.2 HIS-N Innengewindehülse, Befestigung der Ankerplatte mit Sechskantschraube [28]

Bei der Montage wird das Bohrloch mit einem Bohrhämmer drehschlagend erstellt. Unmittelbar vor dem Setzen der Innengewindehülse muss das Bohrloch zweimal

mit ölfreier Druckluft ausgeblasen werden (Druckluft mind. 6 bar und 6 m³/h) bis die rückströmende Luft staubfrei ist. Anschließend wird das Bohrloch zweimal mit einer Stahlbürste (Hilti HIT-RB) durch Drehbewegungen gereinigt und das Bohrloch noch zweimal mit Druckluft ausgeblasen. Zur Vorbereitung des Injektionsvorganges wird das den Injektionsmörtel beinhaltende Foliengebinde in die Kassette eingeschoben, der Statikmischer (Hilti HIT-RE-M) auf das Foliengebinde aufgeschraubt und die Kassette in das HIT-Auspressgerät eingelegt (siehe Abb.X). Die zwei den Injektionsmörtel bildenden Komponenten (**welche?**) sind im Foliengebinde (Größe: 330 ml, 500 ml oder 1400 ml) noch getrennt und werden erst im Statikmischer vermischt. Das Foliengebinde wird automatisch bei Beginn des Auspressens geöffnet. Der anfänglich austretende Mörtel darf jedoch nicht in das Bohrloch injiziert werden.



Abb. 6.3 Hilti HIT 500-SD Injektionsmörtel in Foliengebinde (links oben), Hilti-RE-M Statikmischer (links mitte), Hilti HIT-RB Stahlbürste (links unten), HIT-Auspressgerät (rechts oben), Kassette zur Aufnahme des Foliengebindes (rechts unten) [35]

Der Ankergrund gebende Beton darf Feuchtigkeit aufweisen, das Bohrloch selber darf jedoch nicht mit Wasser gefüllt sein. Nachdem das Bohrloch mit dem Injektionsmörtel verfüllt ist, wird die Innengewindehülse hammerbohend eingedreht. Nach dem Setzen der Innengewindehülse ist eine von der Untergrundtemperatur abhängige Offenzeit t_{rel} und eine Aushärtezeit t_{cure} einzuhalten. Während der Offenzeit darf die Innengewindehülse nicht bewegt und während der Aushärtezeit nicht belastet werden. Nach Ende der Aushärtezeit kann das Anbauteil montiert und mittels Schraube drehmomentkontrolliert an der Innengewindehülse befestigt werden. Die Innengewindehülse kann neben dem RE-500-SD Mörtel auch mit anderen Hilti-Mörtelsorten kombiniert werden (z.B. Hilti HVA Verbundpatrone). Dafür unterscheiden sich jedoch Montageverfahren und charakteristische Tragfähigkeiten.

Der Dübel darf in den folgenden Temperaturbereichen verwendet werden, die vorher festgelegt werden müssen, da sie die charakteristischen Tragfähigkeiten beeinflussen:

- Temperaturbereich I: -40°C bis $+40^{\circ}\text{C}$ (max. Langzeit-Temperatur $+24^{\circ}\text{C}$ und max. Kurzzeit-Temperatur $+40^{\circ}\text{C}$)
- Temperaturbereich II: -40°C bis $+58^{\circ}\text{C}$ (max. Langzeit-Temperatur $+35^{\circ}\text{C}$ und max. Kurzzeit-Temperatur $+58^{\circ}\text{C}$)
- Temperaturbereich III: -40°C bis $+70^{\circ}\text{C}$ (max. Langzeit-Temperatur $+43^{\circ}\text{C}$ und max. Kurzzeit-Temperatur $+70^{\circ}\text{C}$)

Die Bemessung erfolgt nach ETAG Technical Report TR 029, Bemessungsverfahren A. Der Dübel wurde nach Option 1 zugelassen und kann damit sowohl im gerissenen als auch ungerissenen Beton eingesetzt werden. Beim nachfolgend geschilderten Bemessungsbeispiel wird davon ausgegangen, dass der Ankergrundgebende Beton gerissenen ist. Bei der Version mit dem Nenndurchmesser M10 ist eine Mindestbauteildicke von $h_{\min} = 150$ [mm] sowie ein minimaler Achs- und Randabstand $s_{\min} = 45$ [mm] und $c_{\min} = 45$ [mm] einzuhalten.

Für das Bemessungsbeispiel wurden zwei Varianten der Verbindung mit dem SHERPA-Verbinder ausgeführt. Bei der Variante 1 wird der federförmige Teil des Verbinders nicht verändert und die Durchgangslöcher befinden sich in der Nut des Verbinders. Bei der Variante 2 befinden sich die Durchgangslöcher links und rechts der Nut. Dazu muss die Dicke des SHERPA-Verbinders auf 26 mm erhöht werden (siehe Abb. 6.4).

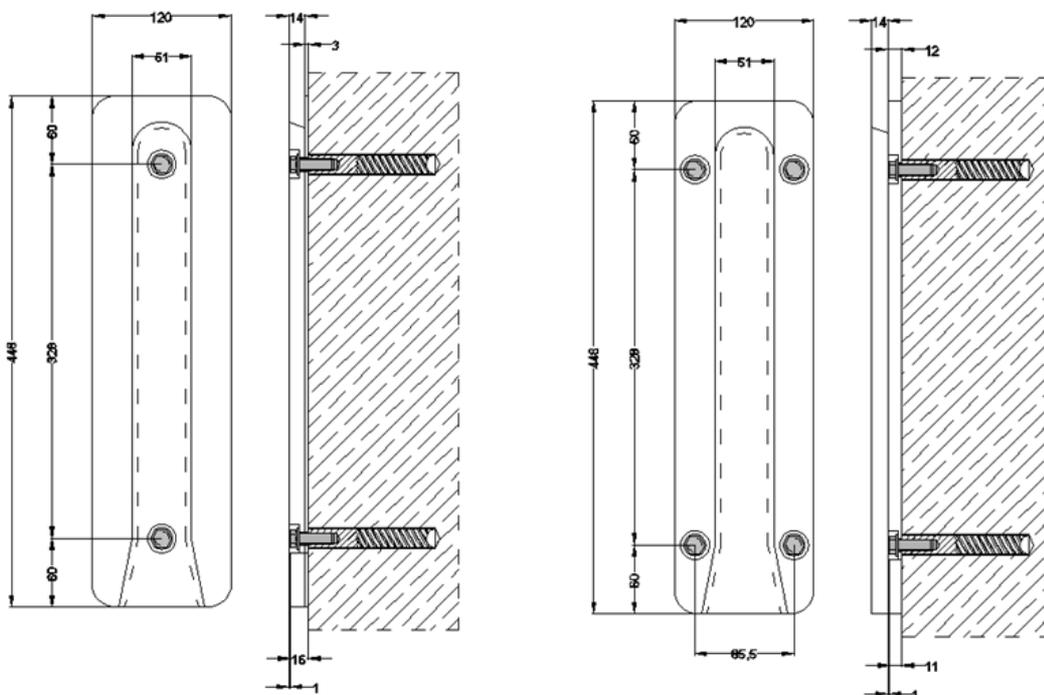


Abb. 6.4 Variante 1 (links) und 2 (rechts), Sherpa Verbinder XL 140 und Hilti HIT-RE 500 Verbunddübel

6.1 Nachweisführung der Variante 1 [9]

Kenndaten der vorliegenden Bemessungssituation

Anzahl Dübel n	[-]	2
Randabstand c_1	[mm]	-
Randabstand c_2	[mm]	-
Achsabstand s_1	[mm]	-
Achsabstand s_2	[mm]	300
Bauteildicke h	[mm]	250
Untergrund	[-]	gerissener Beton C30/37
Dübeltyp	[-]	Verbunddübel
Verankerungstiefe h_{ef}	[mm]	110
Ankerplatte XL 140	[mm]	120 × 448 × 17

Tab. 6.1 Kenndaten der Bemessungssituation

6.1.1 Zugtragfähigkeit

Stahlbruch

- charakteristische Zugtragfähigkeit HIS-N mit Schraube Festigkeitsklasse 8.8:
 $N_{Rk,s} = 46,0 \text{ kN}$

- Teilsicherheitsbeiwert *Stahlbruch*:

$$\gamma_{Ms,N} = 1,50$$

- Bemessungswert des Widerstandes gegen Stahlbruch je Dübel:

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms,N}} = \frac{46,0}{1,50} = 30,7 \text{ kN}$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Zugbelastung und Stahlbruch:

$$N_{Rd,s}^g = 2 \cdot 30,7 = 61,4 \text{ kN}$$

Kombiniertes Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch

- Ausgangswert des charakteristischen Widerstandes eines Einzeldübels im gerissenen Beton:

$$N_{Rk,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk}$$

Der Ausgangswert des charakteristischen Widerstandes $N_{Rk,p}^0$ ist bereits in der Zulassung als charakteristische Verbundtragfähigkeit in gerissenen Beton C20/25 gegeben. Er beträgt für den Temperaturbereich II (58°C/35°C):

$$N_{Rk,cr} = 35,0 \text{ kN}$$

- Verhältnis der projizierten Flächen:

Grundfläche der idealisierten Druckspannungspyramide eines Einzeldübels:

Für die Bemessung nach TR 029 kann die charakteristische Verbundtragfähigkeit τ_{Rk} aus der charakteristischen Zugtragfähigkeit für kombiniertes Versagen durch Herausziehen und Betonbruch mit folgender Gleichung berechnet werden:

$$\tau_{Rk} = N_{Rk} / (h_{ef} \cdot d_1 \cdot \pi).$$

Dabei ist:

$$\tau_{Rk} = \tau_{Rk,ucr} = 50,0 \text{ kN} \quad \text{Wert aus Zulassung für charakteristische Verbundfestigkeit ungerissener Beton C20/25}$$

$$d_1 = 16,5 \text{ mm} \quad \text{Hülsendurchmesser}$$

$$R_k = 50000 / (110 \cdot 16,5 \cdot \pi) = 8,77 \text{ N/mm}$$

$$s_{cr,Np} = 20 \cdot d \cdot \left(\frac{\tau_{Rk,ucr}}{7,5} \right)^{0,5} \leq 3 \cdot h_{ef}$$

$$s_{cr,sp} = 20 \cdot 16,5 \cdot \left(\frac{8,77}{7,50} \right)^{0,5} = 356,8 \text{ mm}$$

da der Wert aus Gleichung (X) größer als $3 \cdot h_{ef}$ ist, ergibt sich:

$$s_{cr,sp} = 3 \cdot h_{ef} = 330 \text{ mm}$$

$$A_{c,Np}^0 = s_{cr,Np}^2 = 330^2 = 108900 \text{ mm}^2$$

- in der Bemessungssituation zur Verfügung stehende Fläche:

$$A_{c,Np} = s_{cr,sp} \cdot (0,5 \cdot s_{cr,sp} + s_2 + 0,5 \cdot s_{cr,sp})$$

$$c_{,Np} = 330 \cdot (165 + 328 + 165) = 217140 \text{ mm}$$

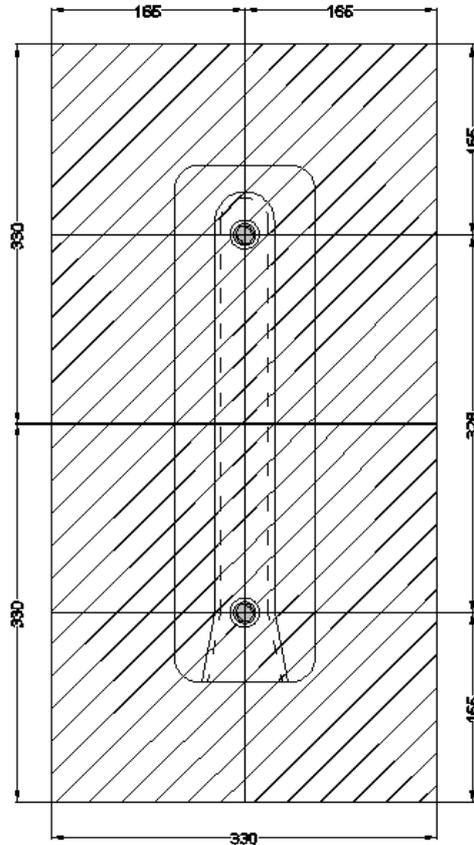


Abb. 6.5 In der Bemessungssituation zur Verfügung stehende Fläche $A_{c,N}$, Variante 1

$$\frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} = 1,99$$

- Faktor $\psi_{g,Np}$ zur Berücksichtigung des Gruppeneinflusses:

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 - \left(\frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0,5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1,0$$

Grundwert des Einflussfaktor für Gruppen:

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{d \cdot \tau_{Rk}}{k \cdot \sqrt{h_{ef}} \cdot \sqrt{f_{ck,cube}}} \right)^{1,5} \geq 1,0$$

$$r_{g,Np}^0 = \sqrt{2} - (\sqrt{2} - 1) \cdot \left(\frac{16,5 \cdot 8,77}{2,3 \cdot \sqrt{110} \cdot \sqrt{37}} \right)^{1,5} = 1,0$$

$$r_{g,Np} = 1,01 - \left(\frac{328}{330} \right)^{0,5} \cdot (1,01 - 1) = 1,0$$

$$\psi_{g,Np} = 1,0$$

- Faktor $\psi_{s,Np}$ zur Berücksichtigung des Gruppeneinflusses

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1,00$$

da $c > c_{cr,Np}$:

$$\psi_{s,Np} = 1,00$$

- Faktor $\psi_{ec,Np}$ zur Berücksichtigung von Exzentrizität

Keine exzentrische Lasteinleitung:

$$\psi_{ec,Np} = 1,00$$

- Faktor $\psi_{re,Np}$ zur Berücksichtigung von dichter Oberflächenbewehrung

$$\psi_{re,Np} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200 \text{ mm}} \leq 1,00$$

$$\psi_{re,Np} = 0,5 + \frac{110}{200} = 1,05$$

$$\psi_{re,Np} = 1,00$$

- charakteristische Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei kombinierten *Herausziehen und Betonausbruch*:

$$\sqrt{R_{k,p}} = 35 \cdot 1,99 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 69,7 \text{ kN}$$

Ab der Betonfestigkeitsklasse C30/37 wird nach Zulassung die Tragfähigkeit gegen Herausziehen und Betonausbruch mit einem Erhöhungsfaktor multipliziert.

Dieser Erhöhungsfaktor beträgt für Beton C30/37:

$$\psi_c = 1,04$$

$$\sqrt{R_{k,p}} = 69,7 \cdot 1,04 = 72,4 \text{ kN}$$

- Teilsicherheitsbeiwert

$$\gamma_{Mp} = 2,10$$

- Bemessungswert der Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei kombinierten *Herausziehen und Betonausbruch*

$$N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mp}} = \frac{72,4}{2,10} = 34,5 \text{ kN}$$

Betonausbruch

- Ausgangswert des charakteristischen Widerstandes eines Einzeldübel im gerissenen Beton:

$$l_{Rk,c}^0 = k \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} = 7,2 \cdot 110^{1,5} \cdot \sqrt{37} = 50526,8 \text{ N} = 50,5 \text{ kN}$$

- Verhältnis der projizierten Flächen:

Grundfläche der idealisierten Pyramide eines Einzeldübel:

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N}$$

$$s_{cr,N} = 3 \cdot h_{ef} = 3 \cdot 110 = 330 \text{ mm}$$

$$A_{c,N}^0 = 330^2 = 108900 \text{ mm}^2$$

In Bemessungssituation zur Verfügung stehende Fläche:

$$A_{c,N} = s_{cr,N} \cdot (0,5 \cdot s_{cr,N} + s_2 + 0,5 \cdot s_{cr,N})$$

$$A_{c,N} = 330 \cdot (165 + 300 + 165) = 207900 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} = \frac{207900}{108900} = 1,91$$

Charakteristische Widerstand der Dübelgruppe bei *Betonausbruch*:

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} = 50,5 \cdot 1,91 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = 96,5 \text{ kN}$$

- Teilsicherheitsbeiwert Betonausbruch:

$$\gamma_{Mc} = 2,10$$

- Bemessungswert des Widerstandes und Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Betonausbruch

$$N_{Rd,c}^g = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = \frac{96,5}{2,10} = 46 \text{ kN}$$

Spalten

Der charakteristische Randabstand für die Versagensart Spalten wird aus der Zulassung entnommen und ist vom Verhältnis Bauteildicke zu Verankerungstiefe abhängig (siehe Abb. 6.6).

Wanddicke: 250 [mm]

$$h/h_{ef} \geq 2,0 \rightarrow c_{cr,sp} = 1,0 \cdot h_{ef}$$

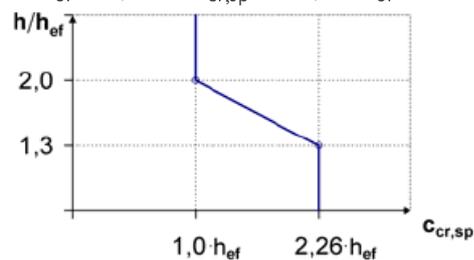


Abb. 6.6 Wert für $c_{cr,sp}$ in Abhängigkeit vom Verhältnis h/h_{ef}

Der charakteristische Achsabstand $s_{cr,sp}$ Versagensart Spalten ist der doppelte Randabstand:

$$s_{cr,sp} = 2 \cdot c_{cr,sp}$$

Teilsicherheitsbeiwert:

$$\gamma_{Mp} = \gamma_{Mc} = \gamma_{Msp} = 2,10$$

Da der Randabstand in alle Richtungen $c \geq 1,2 \cdot c_{cr,sp}$ ist und die Rissbreiten durch Bewehrung auf $w_k \sim 0,3$ mm beschränkt sind muss die Versagensart Spalten nicht nachgewiesen werden.

Maximale Zugtragfähigkeit der Befestigung auf der Betonseite

Die maßgebende Versagensart ist *Betonausbruch*. Damit ergibt sich eine maximale Zugtragfähigkeit der Verbindung zu 46 kN.

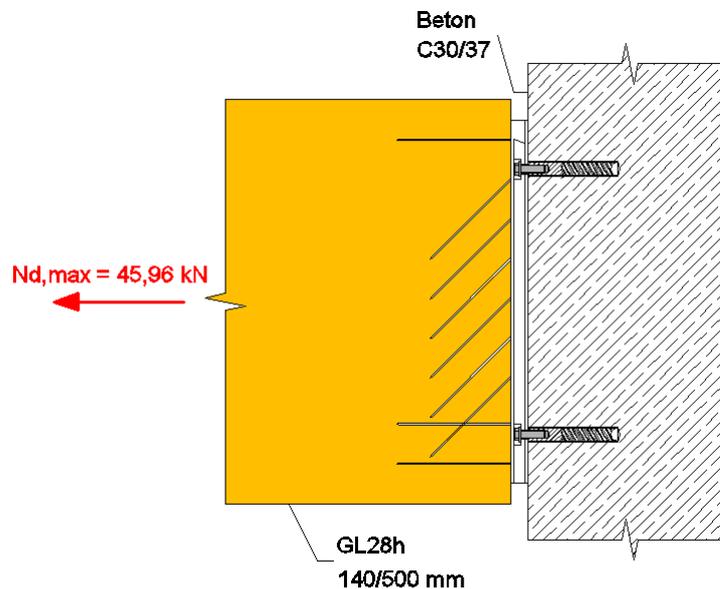


Abb. 6.7 Variante 1: Maximale Zugtragfähigkeit

6. 1. 2 Quertragfähigkeit

Stahlbruch ohne Hebelarm

- charakteristischer Wert des Widerstandes eines Dübels gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm*

$$V_{Rk,s} = 23,0 \text{ kN}$$

- Teilsicherheitsbeiwert des Widerstandes gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm*

$$\gamma_{Ms,v} = 1,25$$

- Bemessungswert des Widerstandes gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm*

$$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms,v}} = \frac{23,0}{1,25} = 18,4 \text{ kN}$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Querbelastung und *Stahlbruch ohne Hebelarm*:

$$V_{Rd,s}^g = 2 \cdot 18,4 = 36,8 \text{ kN}$$

Stahlbruch mit Hebelarm

- charakteristisches Biegemoment HIS-N Schraube Festigkeitsklasse 8.8:

$$M_{Rk,s}^o = 60 \text{ Nm}$$

- Teilsicherheitsbeiwert:

$$\gamma_{Ms,V} = 1,25$$

Stahlbruch mit Hebelarm ist bei dieser Bemessungssituation nicht maßgebend.

Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite

- der charakteristische Wert des Widerstandes eines Dübels gegen *Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite* ist der kleinere Wert aus:

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,p} = 2 \cdot 72,4 = 144,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c} = 2 \cdot 96,5 = 193 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{Rk,cp} = 144,8 \text{ kN}$$

Dabei ist:

- Faktor k aus Zulassung

$$k = 2,00$$

- Bemessungswert der Tragfähigkeit der Dübelgruppe gegen *Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite*:

- Teilsicherheitsbeiwert γ_{Mcp}

$$\gamma_{Mcp} = 1,50$$

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mcp}} = \frac{144,8}{1,50} = 96,5 \text{ kN}$$

Betonkantenbruch

Betonkantenbruch ist in dieser Bemessungssituation nicht maßgebend.

Quertragfähigkeit der Befestigung auf der Betonseite

Die maßgebende Versagensart ist *Stahlbruch ohne Hebelarm*. Damit ergibt sich

eine maximale Quertragfähigkeit der Verbindung von 36,8 kN.

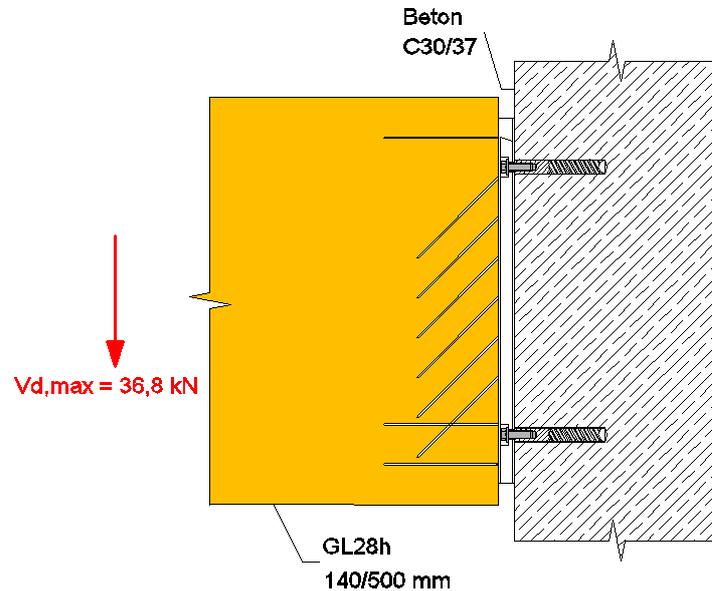


Abb. 6.8 Variante 1: Maximale Quertragfähigkeit

6.2 Nachweisführung der Variante 2 [9]

Kenndaten der vorliegenden Bemessungssituation

Anzahl Dübel n	[-]	4
Randabstand c_1	[mm]	-
Randabstand c_2	[mm]	-
Achsabstand s_1	[mm]	-
Achsabstand s_2	[mm]	328
Bauteildicke h	[mm]	250
Untergrund	[-]	gerissener Beton C30/37
Dübeltyp	[-]	Verbunddübel
Verankerungstiefe h_{ef}	[mm]	110
Ankerplatte XL 140	[mm]	120 × 448 × 26

Tab. 6.2 Kenndaten der Bemessungssituation

6. 2. 1 Zugtragfähigkeit

Stahlbruch

- charakteristische Zugtragfähigkeit HIS-N mit Schraube Festigkeitsklasse 8.8:

$$N_{Rk,s} = 46,0 \text{ kN}$$

- Teilsicherheitsbeiwert *Stahlbruch*:

$$\gamma_{Ms,N} = 1,50$$

- Bemessungswert des Widerstandes gegen Stahlbruch je Dübel:

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms,N}} = \frac{46,0}{1,50} = 30,7 \text{ kN}$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Zugbelastung und Stahlbruch:

$$N_{Rd,s}^g = 4 \cdot 30,7 = 122,8 \text{ kN}$$

Kombiniertes Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch

- Ausgangswert des charakteristischen Widerstandes eines Einzeldübels im gerissenen Beton:

$$N_{Rk,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk}$$

Der Ausgangswert des charakteristischen Widerstandes $N_{Rk,p}^0$ ist bereits in der Zulassung als charakteristische Verbundtragfähigkeit in gerissenen Beton C20/25 gegeben. Er beträgt für den Temperaturbereich II (58°C/35°C):

$$N_{Rk,cr} = 35,0 \text{ kN}$$

- Verhältnis der projizierten Flächen:

Grundfläche der idealisierten Druckspannungspyramide eines Einzeldübels:

$$s_{cr,sp} = 3 \cdot h_{ef} = 330 \text{ mm}$$

$$A_{c,Np}^0 = s_{cr,Np}^2 = 330^2 = 108900 \text{ mm}^2$$

- in der Bemessungssituation zur Verfügung stehende Fläche:

In Bemessungssituation zur Verfügung stehende Fläche:

$$A_{c,Np} = (0,5 \cdot s_{cr,N} + s_1 + 0,5 \cdot s_{cr,N}) \cdot (0,5 \cdot s_{cr,N} + s_2 + 0,5 \cdot s_{cr,N})$$

$$s_{p,N_p} = (165 + 85,5 + 165) \cdot (165 + 328 + 165) = 273399 \text{ mm}$$

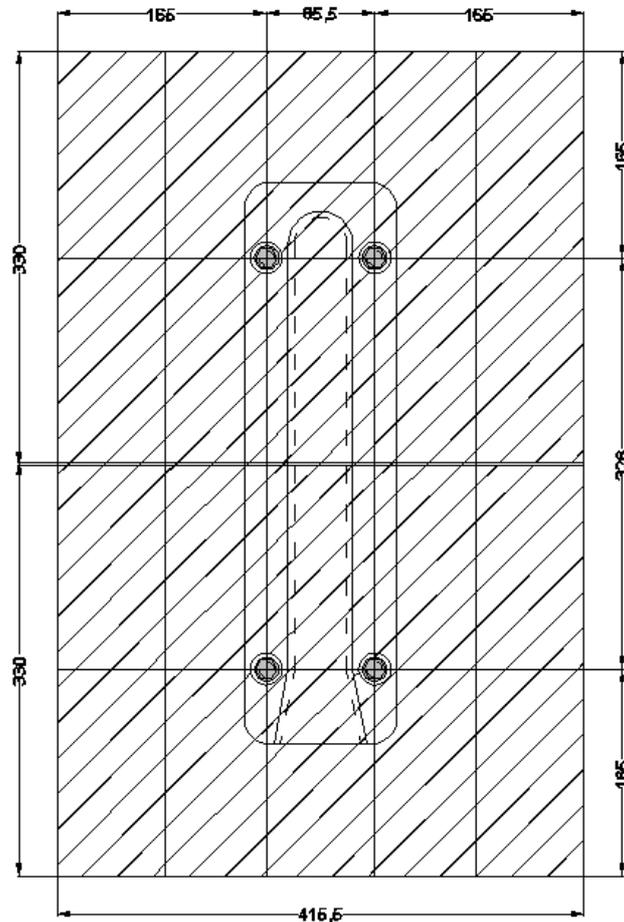


Abb. 6.9 In der Bemessungssituation zur Verfügung stehende Fläche $A_{c,N}$, Variante 1

$$\frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} = 2,51$$

- Faktor ψ_{g,N_p} zur Berücksichtigung des Gruppeneinflusses:

$$\psi_{g,N_p} = \psi_{g,N_p}^0 - \left(\frac{s}{s_{cr,N_p}}\right)^{0,5} \cdot (\psi_{g,N_p}^0 - 1) \geq 1,0$$

Grundwert des Einflussfaktor für Gruppen:

$$\psi_{g,N_p}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{d \cdot \tau_{Rk}}{k \cdot \sqrt{h_{ef}} \cdot \sqrt{f_{ck,cube}}}\right)^{1,5} \geq 1,0$$

$$\psi_{g,N_p}^0 = \sqrt{4} - (\sqrt{4} - 1) \cdot \left(\frac{16,5 \cdot 8,77}{2,3 \cdot \sqrt{110} \cdot \sqrt{37}}\right)^{1,5} = 1,0$$

$$r_{g,Np} = 1,02 - \left(\frac{328}{330}\right)^{0,5} \cdot (1,02 - 1) = 1,00$$

$$\psi_{g,Np} = 1,00$$

- Faktor $\psi_{s,Np}$ zur Berücksichtigung des Gruppeneinflusses

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1,0$$

da $c > c_{cr,Np}$:

$$\psi_{s,Np} = 1,00$$

- Faktor $\psi_{ec,Np}$ zur Berücksichtigung von Exzentrizität

Keine exzentrische Lasteinleitung:

$$\psi_{ec,Np} = 1,00$$

- Faktor $\psi_{re,Np}$ zur Berücksichtigung von dichter Oberflächenbewehrung

$$\psi_{re,Np} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200 \text{ mm}} \leq 1,0$$

$$\psi_{re,Np} = 0,5 + \frac{110}{200} = 1,05$$

$$\psi_{re,Np} = 1,00$$

- charakteristische Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei kombinierten
Herausziehen und Betonausbruch:

$$R_{k,p} = 35,0 \cdot 2,51 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = 87,9 \text{ kN}$$

Ab der Betonfestigkeitsklasse C30/37 wird nach Zulassung die Tragfähigkeit gegen Herausziehen und Betonausbruch mit einem Erhöhungsfaktor multipliziert.

Dieser Erhöhungsfaktor beträgt für Beton C30/37:

$$\psi_c = 1,04$$

$$\sqrt{R_{k,p}} = 87,9 \cdot 1,04 = 91,4 \text{ kN}$$

- Teilsicherheitsbeiwert

$$\gamma_{Mp} = 2,10$$

- Bemessungswert der Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei kombinierten *Herausziehen und Betonausbruch*

$$N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mp}} = \frac{91,4}{2,10} = 43,5 \text{ kN}$$

Betonausbruch

- Ausgangswert des charakteristischen Widerstandes eines Einzeldübel im gerissenen Beton:

$$l_{Rk,c}^0 = k \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} = 7,2 \cdot 110^{1,5} \cdot \sqrt{37} = 50526,9 \text{ N} = 50,5 \text{ kN}$$

- Verhältnis der projizierten Flächen:

Grundfläche der idealisierten Pyramide eines Einzeldübel:

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N}$$

$$s_{cr,N} = 3 \cdot h_{ef} = 3 \cdot 110 = 330 \text{ mm}$$

$$A_{c,N}^0 = 330^2 = 108900 \text{ mm}^2$$

In Bemessungssituation zur Verfügung stehende Fläche:

$$A_{c,N} = (0,5 \cdot s_{cr,N} + s_1 + 0,5 \cdot s_{cr,N}) \cdot (0,5 \cdot s_{cr,N} + s_2 + 0,5 \cdot s_{cr,N})$$

$$A_{c,N} = (165 + 85,5 + 165) \cdot (165 + 328 + 165) = 273399 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} = \frac{273399}{108900} = 2,51$$

- charakteristische Widerstand der Dübelgruppe bei *Betonausbruch*:

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} = 50,5 \cdot 2,51 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = 127 \text{ kN}$$

- Teilsicherheitsbeiwert Betonausbruch:

$$\gamma_{Mc} = 2,10$$

- Bemessungswert des Widerstandes und Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Betonausbruch

$$N_{Rd,c}^g = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = \frac{127}{2,10} = 60,5 \text{ kN}$$

Spalten

Der charakteristische Randabstand für die Versagensart Spalten wird aus der Zulassung entnommen und ist vom Verhältnis Bauteildicke zu Verankerungstiefe abhängig (siehe Abb. 6.10).

Wanddicke: 250 [mm]

$$h/h_{ef} \geq 2,0 \rightarrow c_{cr,sp} = 1,0 \cdot h_{ef}$$

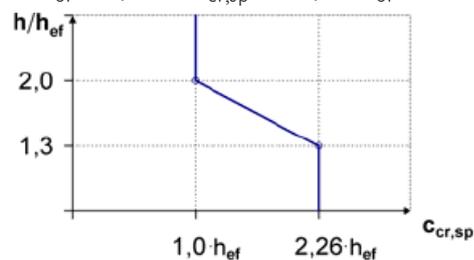


Abb. 6.10 Wert für $c_{cr,sp}$ in Abhängigkeit vom Verhältnis h/h_{ef}

Der charakteristische Achsabstand $s_{cr,sp}$ Versagensart Spalten ist der doppelte Randabstand:

$$s_{cr,sp} = 2 \cdot c_{cr,sp}$$

Teilsicherheitsbeiwert:

$$\gamma_{Mp} = \gamma_{Mc} = \gamma_{Msp} = 2,10$$

Da der Randabstand in alle Richtungen $c \geq 1,2 \cdot c_{cr,sp}$ ist und die Rissbreiten durch Bewehrung auf $w_k \sim 0,3 \text{ mm}$ beschränkt sind muss die Versagensart Spalten nicht nachgewiesen werden.

Maximale Zugtragfähigkeit der Befestigung

Die maßgebende Versagensart ist *Herausziehen und Betonausbruch*. Damit ergibt sich eine maximale Zugtragfähigkeit der Verbindung zu 43,5 kN.

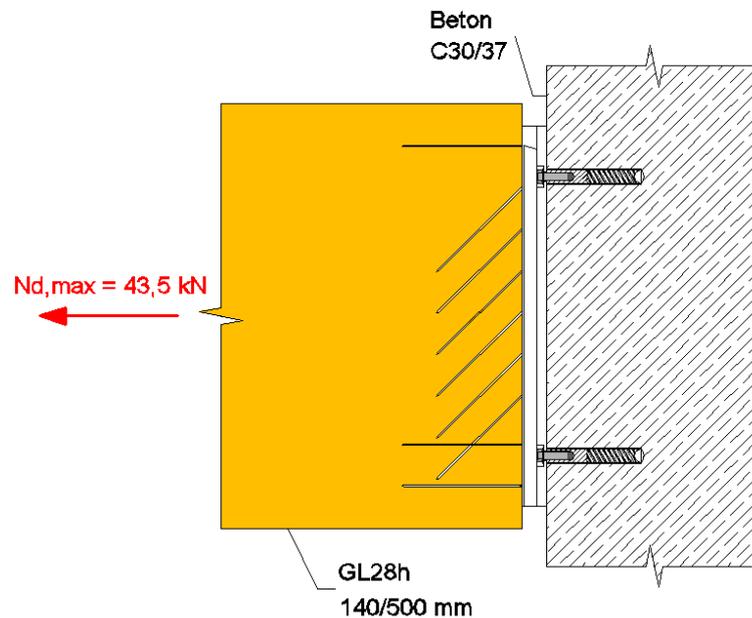


Abb. 6.11 Variante 2: Maximale Zugtragfähigkeit

6. 2. 2 Quertragfähigkeit

Stahlbruch ohne Hebelarm

- charakteristischer Wert des Widerstandes eines Dübels gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm*

$$V_{Rk,s} = 23,0 \text{ kN}$$

- Teilsicherheitsbeiwert des Widerstandes gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm*

$$\gamma_{Ms,V} = 1,25$$

- Bemessungswert des Widerstandes gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm*

$$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms,V}} = \frac{23,0}{1,25} = 18,4 \text{ kN}$$

- Tragfähigkeit der Dübelgruppe bei Querbelastung und *Stahlbruch ohne Hebelarm*:

$$V_{Rd,s}^g = 4 \cdot 18,4 = 73,6 \text{ kN}$$

Stahlbruch mit Hebelarm

- charakteristisches Biegemoment HIS-N Schraube Festigkeitsklasse 8.8:

$$M_{Rk,s}^{\circ} = 60,0 \text{ Nm}$$

- Teilsicherheitsbeiwert:

$$\gamma_{Ms,V} = 1,25$$

Stahlbruch mit Hebelarm ist bei dieser Bemessungssituation nicht maßgebend.

Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite

- der charakteristische Wert des Widerstandes eines Dübels gegen *Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite* ist der kleinere Wert aus:

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,p} = 2,00 \cdot 91,4 = 182,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,c} = k \cdot N_{Rk,c} = 2,00 \cdot 126,8 = 253,6 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{Rk,cp} = 182,8 \text{ kN}$$

Dabei ist:

- Faktor k aus Zulassung

$$k = 2,00$$

- Bemessungswert der Tragfähigkeit der Dübelgruppe gegen *Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite*:

- Teilsicherheitsbeiwert γ_{Mcp}

$$\gamma_{Mcp} = 1,50$$

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mcp}} = \frac{182,8}{1,50} = 121,8 \text{ kN}$$

Betonkantenbruch

Die Versagensart Betonkantenbruch ist in dieser Bemessungssituation nicht maßgebend.

Quertragfähigkeit der Befestigung

Die maßgebende Versagensart ist *Stahlbruch ohne Hebelarm*. Damit ergibt sich eine maximale Quertragfähigkeit der Verbindung von 73,6 kN

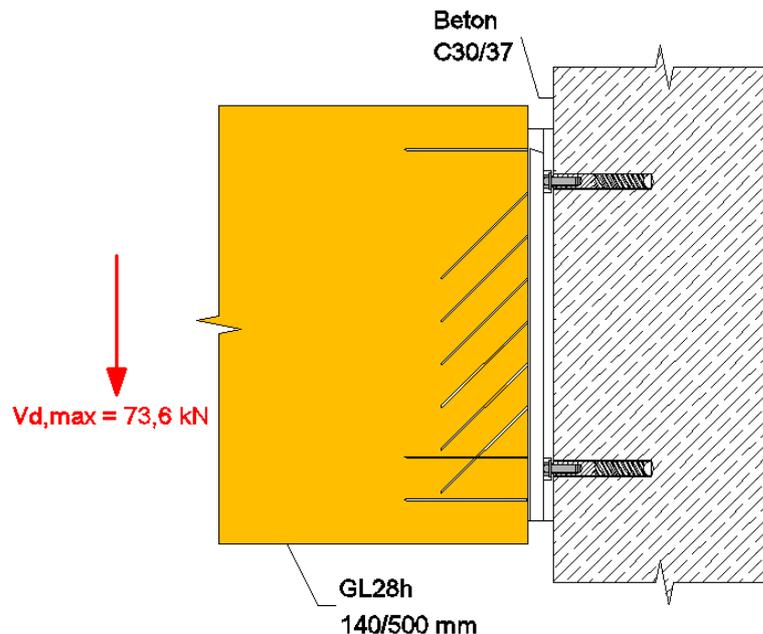


Abb. 6.12 Variante 2: Maximale Quertragfähigkeit

6.3 Nachweisführung auf der Holzseite [50]

6.3.1 Zugtragfähigkeit der Befestigung auf der Holzseite

- charakteristische Wert der Tragfähigkeit $R_{1,k}$ bei einer Beanspruchung in Richtung der Nebenträgerlängsachse eines SHERPA XL/DXL-Verbinders bei GL 28 h.

$$R_{1,k} = 67,2 \text{ kN}$$

$$R_{1,d} = \frac{k_{mod} \cdot R_{1,k}}{\gamma_M}$$

Dabei ist:

$$k_{mod} = 0,9$$

$$\gamma_M = 1,25$$

- Bemessungswert der Tragfähigkeit in Richtung der Nebenträgerlängsachse

$$R_{1,d} = \frac{0,9 \cdot 67,2}{1,25} = 48,4 \text{ kN}$$

6.3.2 Quertragfähigkeit der Befestigung auf der Holzseite

- charakteristischer Wert $R_{2,k}$ der Tragfähigkeit eines SHERPA-XL/DXL Verbinders bei einer Beanspruchung in Einschubrichtung in kN und GL 28 h.

$$R_{2,k} = 149 \text{ kN}$$

$$R_{2,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot R_{2,k}}{\gamma_M}$$

Dabei ist:

$$k_{\text{mod}} = 0,9$$

$$\gamma_M = 1,25$$

- Bemessungswert der Tragfähigkeit in Einschubrichtung

$$R_{2,d} = \frac{0,9 \cdot 149}{1,25} = 107,3 \text{ kN}$$

7 Injektionsdübel in Mauerwerk - Fischer Injektionssystem FIS V nach ETA-10/0383 [29]

Das Fischer Injektionssystem FIS V besteht aus einer Mörtelkartusche mit dem Fischer Injektionsmörtel FIS V, einer Injektionsankerhülse FIS HK und einer Ankerstange mit Sechskantmutter und Unterlegscheibe in den Größen M8 bis M16 (siehe Abb. 7.1).



Abb. 7.1 Injektions-Ankerhülse Kunststoff FIS H K; Gewindestange FIS A; Injektionsmörtel FIS V [36]

Beim Korrosionsschutz der Ankerstange kann zwischen Verzinkung oder nichtrostendem bzw. hochkorrosionsbeständigem Stahl gewählt werden.

Das Injektionssystem ist für Voll- und Lochsteine (Nutzungskategorien b und c) zugelassen und darf sowohl im trockenen als auch im feuchten Mauerwerk montiert werden (Kategorie w/w).

Die Bemessung erfolgt nach dem Bemessungsverfahren A der ETAG 029, Anhang C. Dabei kann zwischen zwei Temperaturbereichen gewählt werden:

- Temperaturbereich I: -40°C bis $+80^{\circ}\text{C}$ (max. Langzeit-Temperatur $+50^{\circ}\text{C}$ und max. Kurzzeit-Temperatur $+80^{\circ}\text{C}$)
- Temperaturbereich II: -40°C bis $+120^{\circ}\text{C}$ (max. Langzeit-Temperatur $+72^{\circ}\text{C}$ und max. Kurzzeit-Temperatur $+120^{\circ}\text{C}$)

Wird der Temperaturbereich II gewählt sind die charakteristischen Werte der Tragfähigkeiten unter Zugbelastung entsprechend reduziert.

Die Bohrloch-Erstellung erfolgt mit einem Hartmetall-Hammerbohrer. Die Aushärtezeiten des Injektionsmörtels (Hochleistungshybridmörtel aus Zementmörtel und Vinylesterharz) betragen je nach Temperatur im Mauerwerk zwischen 24 Stunden (bei -5° bis 0°C) und 35 Minuten (bei $+31^{\circ}\text{C}$ bis $+40^{\circ}\text{C}$). Die Verarbeitungszeit beträgt zwischen 13 Minuten (bei $+1^{\circ}\text{C}$ bis $+5^{\circ}\text{C}$) und 2 Minuten (bei $+31^{\circ}\text{C}$ bis

+40°C).

In der Zulassung sind für 12 Steinsorten die charakteristischen Tragfähigkeiten angegeben. Soll das Injektionssystem mit anderen Steinen verwendet werden, müssen die charakteristischen Tragfähigkeiten durch Baustellenversuche nach Anhang B der ETAG 029 ermittelt werden.

Es wird je ein Bemessungsbeispiel im Vollstein (Stein Nr. 12: Kalksandstein) und im Lochstein (Stein Nr. 8: Hochlochziegel Form B) als Zweier-Dübelgruppe in Verbindung mit einem Sherpa XL 120 Verbinder durchgeführt (siehe Abb. 7.2)

Stein Nr. 12

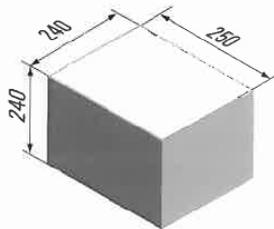
Kalksandvollstein
nach EN 771-8DF

$\rho \geq 2,0$ [kg/dm³]

$f_b \geq 10$ [N/mm²]

$\rho \geq 2,0$ [kg/dm³]

$f_b \geq 28$ [N/mm²]



Stein Nr. 8

Hochlochziegel Form B
HLz z.B. NF-P 13-301,
nach EN 771-1,
z.B. *Imery Optibric*

$\rho \geq 0,6$ [kg/dm³]

$f_b \geq 8,0$ [N/mm²]

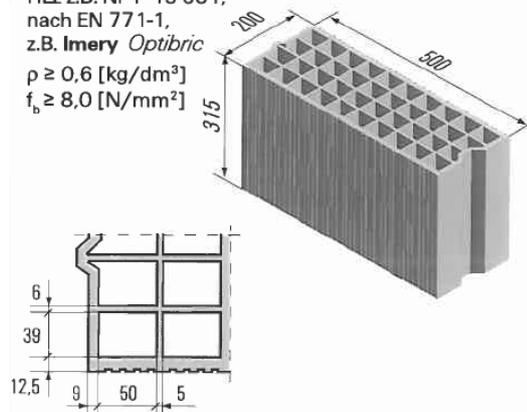


Abb. 7.2 Stein 8 und 12 aus der Zulassung des Injektionsdübels FIS V [29]

Der Ankerstangendurchmesser wird mit M8 gewählt. Die charakteristischen Tragfähigkeiten werden aus der Tabellenspalten des Temperaturbereiches I entnommen. Das Injektionssystem wird auch im Vollstein mit der Injektionsankerhülse FIS HK gesetzt (normalerweise nicht notwendig, ergibt jedoch höhere Tragfähigkeiten). Dabei wird davon ausgegangen das die Fugen sichtbar und die Stoßfugen vermörtelt sind.

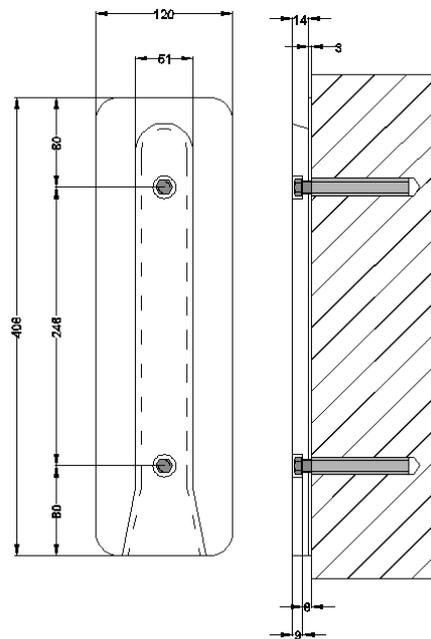


Abb. 7.3 Sherpa Verbinder XL 120 und Fischer Injektionssystem FIS V

7.1 Verankerung im Vollstein [11]

Kenndaten der Bemessungssituation:

Anzahl Dübel	[-]	2
Mindestrandabstand c_{min}	[mm]	80
Mindestachsabstand s_{min}	[mm]	50
charakteristischer Achsabstand s_{cr}	[mm]	160
charakteristischer Randabstand	[mm]	80
Ankergrund	[-]	Stein Nummer 12
Bauteildicke	[mm]	240
Verankerungstiefe h_{ef}	[mm]	85
Ankerplatte Sherpa XL 120	[mm]	120 × 408 × 17

Tab. 7.1

7. 1. 1 Zugtragfähigkeit

Die charakteristische Zugtragfähigkeit N_{Rk} für den Stein Nummer 12 mit Dichte von $\rho \geq 2,00 \text{ kg/dm}^3$ und einer Druckfestigkeit von $f_b \geq 28,0 \text{ N/mm}^2$ und den Temperaturbereich I beträgt 9,00 kN (Wert aus der Zulassung). Dabei gilt:

$$N_{Rk} = N_{Rk,p} = N_{Rk,b} = N_{Rk,pb} = N_{Rk,s}$$

Der Teilsicherheitswert γ_M beträgt:

$$\gamma_M = 2,50$$

Stahlbruch

- charakteristischer Wert der Tragfähigkeit gegen *Stahlbruch* pro Dübel

$$N_{Rk,s} = 9,00 \text{ kN}$$

- Bemessungswert der Tragfähigkeit Dübelgruppe

$$N_{Rd,s} = \frac{2 \cdot N_{Rk,s}}{\gamma_M} = \frac{2 \cdot 9}{2,5} = 7,20 \text{ kN}$$

Herausziehen

- charakteristischer Wert der Tragfähigkeit gegen *Herausziehen* pro Dübel

$$N_{Rk,p} = 9,00 \text{ kN}$$

- Bemessungswert der Tragfähigkeit Dübelgruppe

$$N_{Rd,p} = \frac{2 \cdot N_{Rk,p}}{\gamma_M} = \frac{2 \cdot 9,00}{2,50} = 7,20 \text{ kN}$$

Steinausbruch

- charakteristischer Wert der Tragfähigkeit gegen *Steinausbruch* pro Dübel

$$N_{Rk,b} = 9,00 \text{ kN}$$

- charakteristische Tragfähigkeit für eine Dübelgruppe aus zwei Dübeln

$$N_{Rk,b}^g = N_{Rk,b} \cdot \left(1 + \frac{s}{s_{cr,N}}\right) \leq 2 \cdot N_{Rk,b}$$

$$\sqrt{R_{k,b}^g} = 9,00 \cdot \left(1 + \frac{248}{160}\right) \leq 2 \cdot 9,00$$

$$N_{Rk,b}^g = 18,0 \text{ kN}$$

- Bemessungswert der Tragfähigkeit Dübelgruppe

$$\sqrt{R_{d,b}^g} = \frac{N_{Rk,b}^g}{\gamma_M} = \frac{18,0}{2,5} = 7,20 \text{ kN}$$

Zugtragfähigkeit der Befestigung

Die Tragfähigkeit des Injektionssystems Fischer FIS V unter Zugbelastung bei Verankerung in Stein Nummer 12 beträgt für alle Versagensarten 7,20 kN.

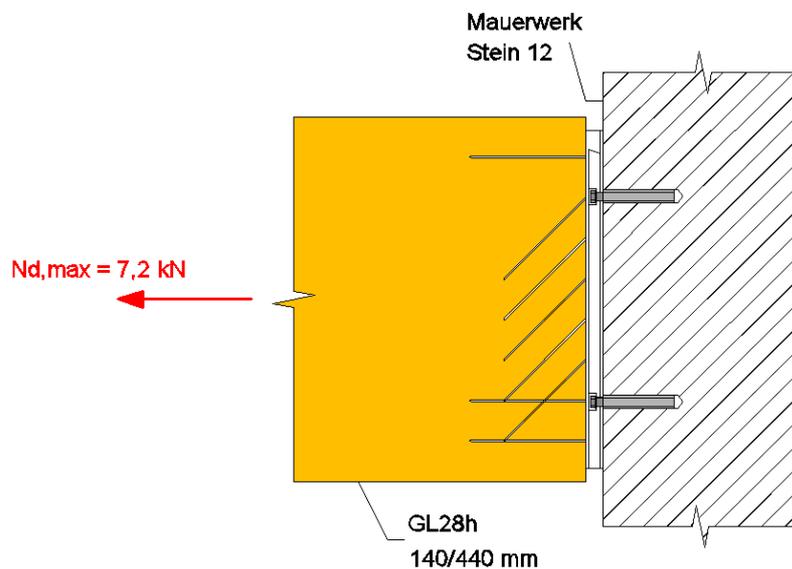


Abb. 7.4 Stein 12: Maximale Zugtragfähigkeit

7. 1. 2 Quertragfähigkeit

Die charakteristische Quertragfähigkeit V_{Rk} für den Stein Nummer 12 mit einer Dichte von $\rho \geq 2,00 \text{ kg/dm}^3$ und einer Druckfestigkeit von $f_b \geq 28,0 \text{ N/mm}^2$ beträgt 5,00 kN. Die charakteristische Quertragfähigkeit ist von gewählten Temperaturbereich unabhängig.

Es gilt:

$$V_{Rk} = V_{Rk,b} = V_{Rk,c} = V_{Rk,s}$$

Stahlbruch ohne Hebelarm

- charakteristischer Wert der Tragfähigkeit gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm* pro Dübel

$$V_{Rk,s} = 5,00 \text{ kN}$$

- Bemessungswert der Tragfähigkeit

$$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = \frac{5,00}{2,50} = 2,00 \text{ kN}$$

Lokales Steinversagen

- charakteristischer Wert der Tragfähigkeit gegen *Lokales Steinversagen* pro Dübel

$$V_{Rk,b} = 5,00$$

- Bemessungswert der Tragfähigkeit

$$V_{Rd,b} = \frac{V_{Rk,b}}{\gamma_{Mm}} = \frac{5,00}{2,50} = 2,00 \text{ kN}$$

Steinkantenbruch

Die Versagensart *Steinkantenbruch* ist nicht maßgebend.

Quertragfähigkeit der Befestigung

Die Tragfähigkeit des Injektionssystems Fischer FIS V unter Querbelastung bei Verankerung in Stein Nummer 12 beträgt für alle Versagensarten 2,00 kN.

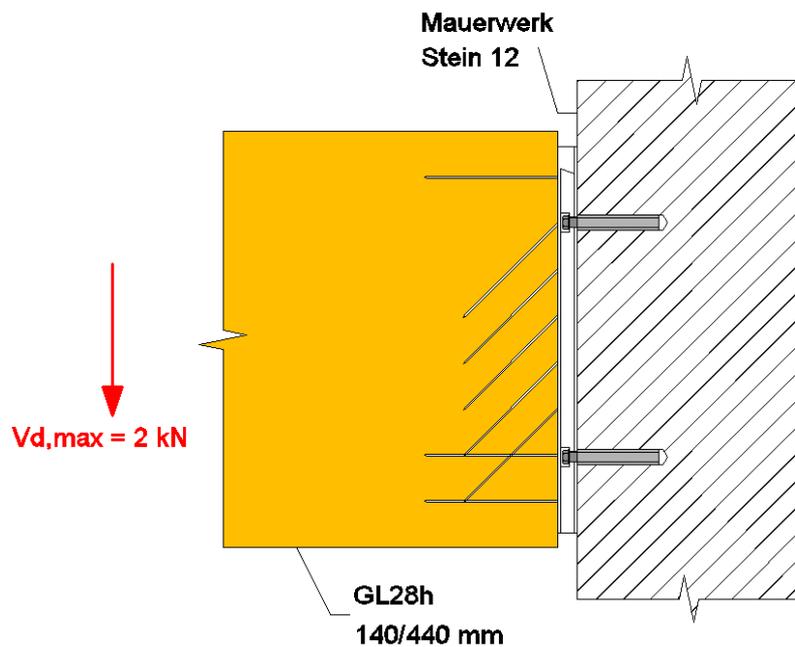


Abb. 7.5 Stein 12: Maximale Quertragfähigkeit

7.2 Verankerung im Lochstein [11]

Kenndaten der Bemessungssituation:

Anzahl Dübel	[-]	2
Mindestrandabstand c_{min}	[mm]	80
Mindestachsabstand s_{min}	[mm]	100
charakteristischer Achsabstand s_{cr}	[mm]	500
charakteristischer Randabstand	[mm]	80
Ankergrund	[-]	Stein Nummer 8
Bauteildicke	[mm]	200
Verankerungstiefe h_{ef}		110
Ankerplatte Sherpa XL 120	[mm]	120 × 408 × 17

Tab. 7.2

Zugtragfähigkeit

Die charakteristische Zugtragfähigkeit N_{Rk} für den Stein Nummer 8 mit Dichte von $\rho \geq 0,6 \text{ kg/dm}^3$ und einer Druckfestigkeit von $f_b \geq 8 \text{ N/mm}^2$ und den Temperaturbereich I beträgt 1,50 kN (Wert aus der Zulassung). Dabei gilt:

$$N_{Rk} = N_{Rk,p} = N_{Rk,b} = N_{Rk,pb} = N_{Rk,s}$$

Der Teilsicherheitswert γ_M beträgt:

$$\gamma_M = 2,50$$

Stahlbruch

- charakteristischer Wert der Tragfähigkeit gegen *Stahlbruch* pro Dübel

$$N_{Rk,s} = 1,50 \text{ kN}$$

- Bemessungswert der Tragfähigkeit Dübelgruppe

$$N_{Rd,s} = \frac{2 \cdot N_{Rk,s}}{\gamma_M} = \frac{2 \cdot 1,50}{2,50} = 1,20 \text{ kN}$$

Herausziehen

- charakteristischer Wert der Tragfähigkeit gegen *Herausziehen* pro Dübel

$$N_{Rk,p} = 1,50 \text{ kN}$$

- Bemessungswert der Tragfähigkeit Dübelgruppe

$$N_{Rd,p} = \frac{2 \cdot N_{Rk,p}}{\gamma_M} = \frac{2 \cdot 1,50}{2,50} = 1,20 \text{ kN}$$

Steinausbruch

- charakteristischer Wert der Tragfähigkeit gegen *Steinausbruch* pro Dübel

$$N_{Rk,b} = 1,50 \text{ kN}$$

- charakteristische Tragfähigkeit für eine Dübelgruppe aus zwei Dübeln

$$N_{Rk,b}^g = N_{Rk,b} \cdot \left(1 + \frac{s}{s_{cr,N}}\right) \leq 2 \cdot N_{Rk,b}$$

$$N_{Rk,b}^g = 1,50 \cdot \left(1 + \frac{318}{500}\right) \leq 2 \cdot 1,50$$

$$N_{Rk,b}^g = 2,45 \text{ kN}$$

- Bemessungswert der Tragfähigkeit Dübelgruppe

$$N_{Rd,b}^g = \frac{N_{Rk,b}^g}{\gamma_M} = \frac{2,45}{2,50} = 0,98 \text{ kN}$$

Zugtragfähigkeit der Befestigung

Die Tragfähigkeit des Injektionssystems Fischer FIS V unter Zugbelastung bei Verankerung in Stein Nummer 8 beträgt 0,98 kN (maßgebende Versagensart *Stein- ausbruch*).

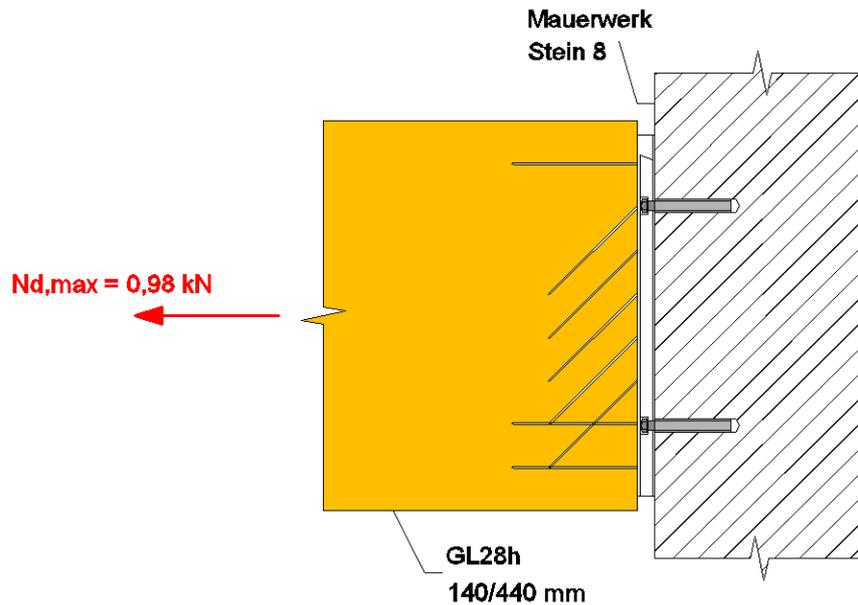


Abb. 7.6 Stein 8: Maximale Zugtragfähigkeit

7. 2. 1 Quertragfähigkeit

Die charakteristische Quertragfähigkeit V_{Rk} für den Stein Nummer 8 mit einer Dichte von $\rho \geq 0,60 \text{ kg/dm}^3$ und einer Druckfestigkeit von $f_b \geq 8,00 \text{ N/mm}^2$ beträgt 2,00 kN. Die charakteristische Quertragfähigkeit ist von gewählten Temperaturbereich unabhängig.

Es gilt:

$$V_{Rk} = V_{Rk,b} = V_{Rk,c} = V_{Rk,s}$$

Stahlbruch ohne Hebelarm

- charakteristischer Wert der Tragfähigkeit gegen *Stahlbruch ohne Hebelarm* pro Dübel

$$V_{Rk,s} = 2,00 \text{ kN}$$

- Bemessungswert der Tragfähigkeit

$$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = \frac{2,00}{2,50} = 0,80 \text{ kN}$$

Lokales Steinversagen

- charakteristischer Wert der Tragfähigkeit gegen *Lokales Steinversagen* pro Dübel

$$V_{Rk,b} = 2,00 \text{ kN}$$

- Bemessungswert der Tragfähigkeit

$$V_{Rd,b} = \frac{V_{Rk,b}}{\gamma_{Mm}} = \frac{2,00}{2,50} = 0,80 \text{ kN}$$

Steinkantenbruch

Die Versagensart *Steinkantenbruch* ist nicht maßgebend.

Quertragfähigkeit der Befestigung

Die Tragfähigkeit des Injektionssystems Fischer FIS V unter Querbelastung bei Verankerung in Stein Nummer 8 beträgt für alle Versagensarten 0,80 kN.

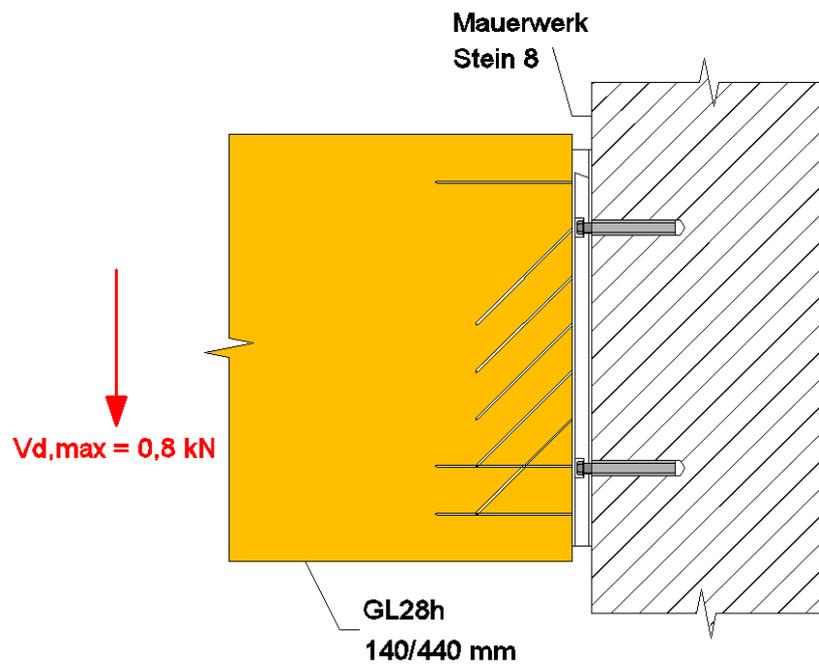


Abb. 7.7 Stein 8: Maximale Quertragfähigkeit

7.3 Nachweisführung auf der Holzseite [50]

7.3.1 Zugtragfähigkeit der Befestigung auf der Holzseite

- Charakteristische Wert der Tragfähigkeit $R_{1,k}$ bei einer Beanspruchung in Richtung der Nebenträgerlängsachse eines SHERPA XL/DXL-Verbinders bei GL 28 h.

$$R_{1,k} = 67,2 \text{ kN}$$

$$R_{1,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot R_{1,k}}{\gamma_M}$$

Dabei ist:

$$k_{\text{mod}} = 0,90$$

$$\gamma_M = 1,25$$

- Bemessungswert der Tragfähigkeit in Richtung der Nebenträgerlängsachse

$$R_{1,d} = \frac{0,9 \cdot 67,2}{1,25} = 48,4 \text{ kN}$$

7. 3. 2 Quertragfähigkeit der Befestigung auf der Holzseite

- Charakteristischer Wert $R_{2,k}$ der Tragfähigkeit eines SHERPA-XL/DXL-Verbinders bei einer Beanspruchung in Einschubrichtung in kN und GL 28 h.

$$R_{2,k} = 134 \text{ kN}$$

$$R_{2,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot R_{2,k}}{\gamma_M}$$

Dabei ist:

$$k_{\text{mod}} = 0,90$$

$$\gamma_M = 1,25$$

- Bemessungswert der Tragfähigkeit in Einschubrichtung

$$R_{2,d} = \frac{0,90 \cdot 134}{1,25} = 96,5 \text{ kN}$$

Literaturverzeichnis

1 Normen/Leitlinien/TRs

- [1] EN 1992-1-1:2004: Eurocode 2, Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-2: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Berlin, 2012.
- [2] ETAG 001 Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for use in Concrete. Edition 1997, Amended November 2006.
- [3] ETAG 001 Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for use in concrete; Annex C: Design Methods for Anchorages; Edition 1997 Amended October 2001 2nd Amendment November 2006 3rd Amendment August 2010.
- [4] ETAG 001 Guideline for Technical Approval of Metall Anchors for use in concrete Part 3: Undercut Anchors; Edition June 1997 amended version August 2010.
- [5] ETAG 001 - Leitlinie für die europäische technische Zulassung für Metalldübel zur Verankerung im Beton; Teil 1: Dübel Allgemeines; Ausgabe 1997 Änderungen 2006.
- [6] ETAG 001 - Leitlinie für die europäische technische Zulassung für Metalldübel zur Verankerung im Beton; Anhang A: Einzelheiten der Versuche; Ausgabe 1997 Änderungen 2001 u.2006.
- [7] ETAG 001 - Leitlinie für die europäische technische Zulassung für Metalldübel zur Verankerung im Beton; Anhang B: Versuche zur Ermittlung der zulässigen Anwendungsbedingungen. Detaillierte Angaben; Ausgabe 1997 Änderungen 2001 u.2006.

- [8] ETAG 001 - Leitlinie für die europäische technische Zulassung für Metalldübel zur Verankerung im Beton; Anhang C: Bemessungsverfahren für Verankerungen; Ausgabe 1997 Änderungen 2001 u.2006.
- [9] EOTA Technical Report TR 029. Design of Bonded Anchors, June 2007, Amended September 2010.
- [10] EOTA Technical Report TR 020. Evaluation of Anchorages in Concrete concerning Resistance to Fire. May 2004.
- [11] ETAG 029 Guideline for European Technical Approval of Metal Injection Anchors for use in Masonry; Annex C: Design Methods for Anchorages.

2 Bücher/Dissertationen

- [12] Mallée, R.; Fuchs, W.; Eligehausen, R.: Bemessung von Verankerungen in Beton nach CEN/TS 1992-4. In: Beton-Kalender 2012, Teil II, S... . Ernst & Sohn, Berlin, 2012.
- [13] Feistel, G.: Aktueller Stand der europäischen Regelungen für Befestigungssysteme. In: Beton-Kalender 2012, Teil VII, S... . Ernst & Sohn, Berlin 2012.
- [14] Eligehausen R.; Mallée, R.; Silva J.: Anchorage in Concrete Construction. Ernst & Sohn, Berlin 2006.
- [15] Laternser, K.: Europäische Regelungen für Befestigungssysteme. In: Beton-Kalender 2007, Teil XIII, S... . Ernst & Sohn, Berlin 2007.
- [16] Eligehausen, R.; Mallée, R.: Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau. Ernst & Sohn, Berlin, 2000.
- [17] Pregartner, T.: Bemessung von Befestigungen in Beton Einführung mit Beispielen. Ernst & Sohn, Berlin 2009.
- [18] Hofmann, J.; Schmieder, P.; Welz, Georg.: Dübeltechnik praxisnah, Teil 1: Befestigungstechnik im Mauerwerksbau mit Bemessungsbeispielen. In: Mauerwerk-Kalender 2012, Teil III, S... . Ernst & Sohn, Berlin 2012.
- [19] Reick, M.: Brandverhalten von Befestigungen mit großen Randabstand in Beton bei zentrischer Zugbeanspruchung. Dissertation, Universität Stuttgart 2001.

- [20] Periskic, G.: Entwicklung eines 3D thermo-hygro-mechanischen Modells für Beton unter Brandbeanspruchung und Anwendung auf Befestigungen unter Zuglasten. Dissertation, Universität Stuttgart 2009.
- [21] Appl, J.: Tragverhalten von Verbunddübeln unter Zugbelastung. Dissertation, Universität Stuttgart 2009.
- [22] Welz, G.: Tragverhalten und Bemessung von Injektionsdübeln unter Quer- und Schrägzugbelastung im Mauerwerk. Dissertation, Universität Stuttgart 2011.
- [23] Meyer, A.: Zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk. Dissertation, Universität Stuttgart 2005.
- [24] Lehr, Bernhard.: Tragverhalten von Verbunddübeln unter zentrischer Belastung im ungerissenen Beton - Gruppenbefestigungen und Befestigungen am Bauteilrand, Universität Stuttgart 2003.

3 Zulassungen

- [25] Europäisch Technische Zulassung ETA-02/0042 Hilti HSL 3.
- [26] Europäische Technische Zulassung ETA-02/0027 Hilti HSC und HSC-R.
- [27] Europäische Technische Zulassung ETA-08/0307 Hilti Betonschraube HUS.
- [28] Europäische Technische Zulassung ETA-07/0260 Injektionssystem Hilti HIT-RE 500-SD für gerissenen Beton.
- [29] Europäische Technische Zulassung ETA-10/0383 Fischer Injektionssystem FIS V.

4 Internet/Berichte

- [30] <http://www.eota.be/pages/home/> | 13.05.2012.
- [31] <http://www.dibt.de/> | 11.05.2012.

-
- [32] <http://www.oib.or.at> | 16.04.2012.
- [33] <http://www.cen.eu>.
- [34] <http://www.sherpa-vebinder.com> | 20.05.2012.
- [35] <http://www.hilti.de/holdel/> | 25.05.2012.
- [36] <http://www.fischer.de/desktopdefault.aspx> | 23.05.2012.
- [37] en.wikipedia.org/wiki/CE_mark | 28.05.2012.
- [38] de.wikipedia/wiki/Feuerwiderstand |
- [39] de.wikipedia.org/wiki/Rostfreier_Stahl.
- [40] de.wikipedia.org/wiki/Galvanotechnik.
- [41] <http://de.wikipedia.org/wiki/Zinkelektrolyte>.
- [42] <http://de.wikipedia.org/wiki/Feuerverzinken>
- [43] <http://www.schrauben-lexikon.de>.
- [44] <http://www.mauerwerksbau-lehre.de>.
- [45] DIBt Mitteilungen 6/2005 G. Feistel Feuerwiderstand von Metalldübeln - EOTA TECHNICAL REPORT TR 020.
- [46] Connect it Ausgabe 2: Zeichen setzen >>Europäische Technische Zulassungen bieten ein Höchstmaß an Sicherheit http://www.fischer.de/PortalData/1/Resources/fixing_systems/connectit/_documents/02-connectit-01-de.pdf.
- [47] HILTI Korrosionsformen: Korrosionsbroschüre: Felder G. Abteilung Werkstoffe und Mechanik Konzern Forschung: <http://www.hilti.ch/fstore/holch/techlib/docs/brochures/brochures/korrosion.pdf> Schaan August 2000.
- [48] Basiswissen zur Befestigungstechnik mit Dübeln und Ankern 2007_basic_knowledge_de.pdf www.fischer.de/basiswissen.aspx.
- [49] Dübel in Porenbeton Technisches Merkblatt mit Empfehlungen zur Auswahl und Einbau des Arbeitskreises Dübel in der Studiengemeinschaft für Fertigungsbau e.V.
- [50] Augustin, M.; Burböck, H.; Flatscher, G.:Holzbau Verbindungen, Publikation der Vinzenz Harrer GmbH, erstellt unter inhaltlicher Leitung der

holz.bau forschungs gmbh an der TU Graz, Oktober 2010.

