D Befestigungstechnik

Von o. Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. G. REHM, Stuttgart
Prof. Dr.-Ing. R. ELIGEHAUSEN, Stuttgart
Dr.-Ing. R. MALLÉE, München

1 Einführung

Die Aufgabe, Bauteile untereinander und miteinander zu verbinden, ist so alt wie das Bauen selbst. In Abhängigkeit vom Baustoff, vom statischen System und von der Bauaufgabe wurden die Probleme unterschiedlich gelöst.

Im Holzbau haben sich die traditionellen Verbindungsarten, angefangen vom Knoten, der mit einer zugfesten Naturfaser zusammengebunden war, über verschiedene Arten des Versatzes, Zapfen, Schrauben, Dübel bis zu Leim- und Keilzinkenverbindungen sowie eingeklebten Stahlblechen und Hülsenankern entwickelt.

Im vergleichsweise jungen Stahlbau reichen die Verbindungsmittel von angegossenen Zapfen oder Ösen über Nieten, Schrauben bis hin zum Schweißen.

Im Mauerwerksbau kann der Mörtel als ältestes Verbindungsmittel angesehen werden. Daneben waren bei Natursteinen der gehauene Zapfen, die metallvergossene Fuge, der in Mörtel gesetzte Metallbolzen bzw. die Metallhülse Vorstufen der heutigen Befestigungstechnik. Diese zeichnet sich dadurch aus, daß in nachträglich gebohrte Löcher Elemente aus Kunststoff oder Stahl eingesetzt und durch Spreizdruck, Zement- oder Reaktionsharzmörtel bzw. Hinterschnitt verankert werden. Zwischenzeitlich gibt es für praktisch alle Mauersteinarten „passende" Systeme.

Im Betonbau wurden die aus anderen Erfahrungsbereichen bekannten Techniken zunächst unverändert bzw. geringfügig modifiziert übernommen. In die Schalung eingelegte Holzlatten wurden über eingeschlagene Nägel im Beton verankert und dienten als Befestigungspunkte für die gesamte Haustechnik, einschließlich untergehängter Dekken.

Setzbolzen aus Stahl, die mit einem „Schußapparat" auch in Beton eingetrieben werden konnten, erleichterten die nachträgliche Befestigung. Für höhere Lasten wurden Gewindestäbe, Hülsen, Schienen aus Stahl oder Ankerplatten mit angeschweißten Bolzen einbetoniert. Diese sogenannte *Einlegemontage* erhielt durch die Bohrtechnik eine bedeutende Konkurrenz.

Die Entwicklung vom Dreh- über Schlag- zum Hammerbohrer eröffnete neue Möglichkeiten einer *nachträglichen* Montage.

Für geringere Lasten eroberten sich die Kunststoffdübel als Nachfolger der Hanf- und Knet-Dübel den Markt.

Mit den Möglichkeiten stiegen die Bedürfnisse. Man wollte nicht nur den Zwang, jedes Detail des Ausbaues vor Baubeginn festlegen zu müssen, abbauen, sondern auch hohe Lasten in fertige Bauteile einleiten. Metallspreizanker mit im Grundsatz gleichem Wirkungsprinzip, aber unterschiedlicher Detailausbildung und daher unterschiedlichen Montage- und Anwendungsbedingungen überschwemmten den Markt.

Die Entwicklung drohte unkontrolliert „aus dem Ruder" zu laufen. Herrn Krauß, Leiter der Landesstelle für Baustatik in Tübingen, ist es zu verdanken, daß sich die Bauaufsicht ordnend und regelnd einschaltete.

Damit begann die Ära der bauaufsichtlichen Zulassungen. Man mag über Sinn und Zweck dieser Zulassungen unterschiedlicher Meinung sein. Sie stellten zum damaligen Zeitpunkt aber die einzige Möglichkeit dar, eine Basis für den Wettbewerb ohne Schaden für den Anwender zu schaffen. Sachverständige berieten das Institut für Bautechnik (IfBt) in Berlin bei der Festlegung von Prüfbedingungen und Anwendungsrichtlinien.

Inzwischen gibt es 120 Zulassungen für Dübel unterschiedlichster Art, 10 für Ankerschienen und schließlich 6 für Kopfbolzen sowie andere einbetonierte Anker. Zwar wurden die Produkte nach übergeordneten Kriterien wie Wirkungsprinzip, Anwendungsbereich und nutzbare Last in Gruppen zusammengefaßt, und innerhalb dieser versuchte man, zumindest ähnliche Anwendungsbedingungen festzulegen. Trotzdem sind die Unterschiede im praktisch interessierenden Bereich immer noch zu groß und verwirrend. Umso wichtiger ist es, dem interessierten Anwender die diversen Wirkungsprinzipien und Einflußfaktoren auf das Tragverhalten verständlich zu machen und darzulegen, nach welchen Kriterien die Anwendungsbedingungen festgelegt wurden und werden.

Wir verfügen derzeit noch über zu wenig Kenntnisse, um alle, die Tragwirkung bekannter Systeme

bestimmenden Einflußgrößen quantitativ richtig angeben zu können. Deshalb basieren alle „theoretischen" Ansätze auf empirisch aus Versuchen abgeleiteten Gesetzmäßigkeiten, und die Bewertung neuer Systeme muß immer noch überwiegend an Hand von Versuchsergebnissen vorgenommen werden. Ein wesentlicher Grund hierfür ist, daß alle Systeme bewußt die Zugfestigkeit des Betons nutzen, da das Herausreißen eines Betonkegels die entscheidende Bruchart ist.

Nun ist bekannt, daß die Zugfestigkeit des Betons eine unsichere, in weiten Grenzen schwankende Werkstoffkenngröße ist. Die Unsicherheit wird vergrößert, wenn, wie bei Befestigungen üblich, eine örtlich konzentrierte Lasteinleitung vorliegt. Demzufolge kann das Tragvermögen derzeit nur im Experiment ermittelt werden.

Zu Beginn der Entwicklung der heutigen Befestigungstechnik stand die Anwendung im ungerissenen Beton. Mit zunehmender Ausweitung der Anwendungsgebiete nahm aber die Wahrscheinlichkeit zu, daß einzelne oder auch mehrere Befestigungselemente im gerissenen Beton zu liegen kommen. Also mußten die Systeme auf ihre Rißtauglichkeit hin überprüft werden.

Hierbei war der Ermessensspielraum in Bezug auf die Art der Versuchskörper und die Prüfbedingungen verständlicherweise groß. Welche Versuche liefern die für die praktische Anwendung aussagefähigsten Ergebnisse? Welche Rißbreite soll gewählt werden? Müssen sich kreuzende Risse berücksichtigt werden? Reicht es aus, sogenannte statische Versuche zu fahren oder müssen Lastwechsel sowohl des Befestigungselementes als auch des Bauteiles, und wenn ja, in welcher Höhe und mit welcher Häufigkeit berücksichtigt werden? Wie wird aus den Versuchsergebnissen die zulässige Last ermittelt und der Anwendungsbereich abgegrenzt?

Eine Fülle von Fragen, die nicht eindeutig zu beantworten waren und sind. Demzufolge sind Versuchsmethode und Bewertungskriterien auch heute noch das Ergebnis von, hoffentlich, sinnvollen Kompromissen. Die Prüfung muß ja nicht nur die Montage- und Tragsicherheit erkennen lassen, sondern auch konkrete Werte für die nutzbare Last liefern.

Den Praktiker interessieren die Grundlagen von Regelwerken leider oft nur wenig. Dabei ist für eine qualifizierte Entscheidung im Einzelfall die Kenntnis der Hintergründe unerläßlich. Wie in allen Regelwerken kann auch in einer Zulassung nicht jeder Einzelfall präzise, bis ins letzte Detail behandelt werden. Der Sachverstand des verantwortlichen Handwerkers oder des aufsichtführenden Ingenieurs ist gerade bei Befestigungen stets gefordert. Wie soll sonst festgestellt werden, ob für einen nicht alltäglichen Anwendungsfall die Zulassung überhaupt bzw. unverändert oder mit Modifikationen anwendbar ist?

Die nachfolgenden Ausführungen sollen deshalb den interessierten Anwender über die im Handel befindlichen Systeme informieren, das Tragverhalten und die wichtigsten Einflüsse auf die Tragfähigkeit aufzeigen sowie die Bemessungsregeln erläutern und dadurch den derzeitigen Stand der Befestigungstechnik beschreiben.

2 Befestigungssysteme

2.1 Einlegeteile

Befestigungen im Massivbau wurden bis etwa Anfang der 60er Jahre überwiegend mit Hilfe der sogenannten Einlegetechnik erstellt. Während man zunächst Holzteile oder mit Haken versehene Stahlstäbe einbetonierte, führte die Entwicklung über rückverankerte Hülsen mit Innengewinden (Bild 2.1) zu Stahlschienen (sogenannte Ankerschienen, Bild 2.2) oder Ankerplatten mit angeschweißten Kopfbolzen (Bild 2.3). In der Befestigungstechnik kommen heute als Einlegeteile fast ausschließlich Ankerschienen oder Ankerplatten mit angeschweißten Kopfbolzen zur Anwendung. Rückverankerte Gewindehülsen werden heute überwiegend als Transportanker für Stahlbetonfertigteile verwendet.

Einlegeteile leiten äußere Lasten durch mechanische Verzahnung der Verankerungselemente mit dem Beton in den Ankergrund ein. Ihre Lage ist auf die Lage der Bewehrung abzustimmen. Sie können auch in hochbewehrten Bauteilen ohne

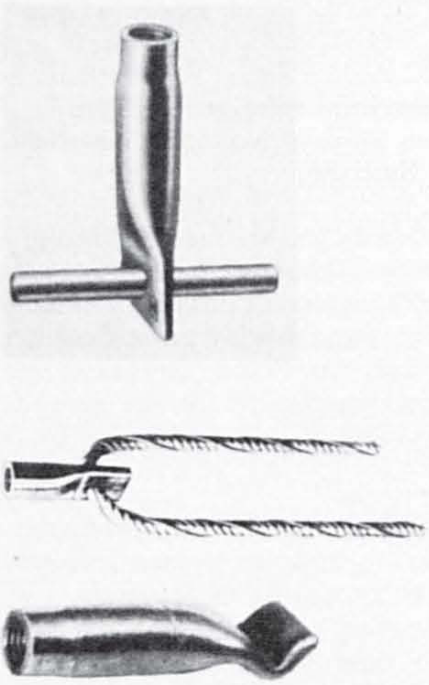


Bild 2.1. Typische Gewindehülsen (entnommen aus [9])

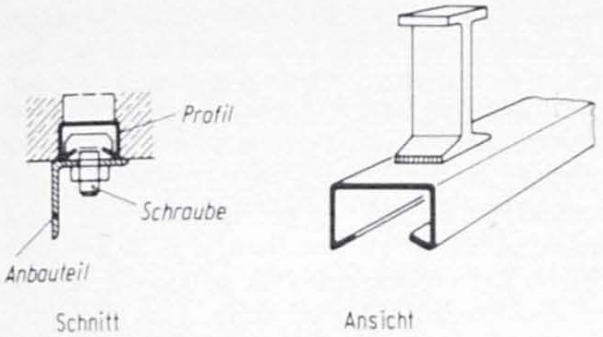


Bild 2.2. Ankerschiene

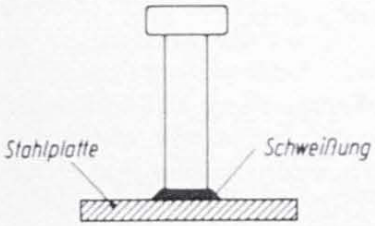


Bild 2.3. Stahlplatte mit angeschweißten Kopfbolzen

große Schwierigkeiten eingesetzt werden. Vorteilhaft ist, daß die Lage der zu erwartenden äußeren Lasten bekannt ist und die Kräfte daher durch Bewehrung wirkungsvoll weitergeleitet werden können. Als nachteilig wird oft die erforderliche Vorplanung empfunden.

2.1.1 Ankerschienen

Ankerschienen (Bild 2.2) bestehen aus einem kaltverformten oder warmgewalzten, U-förmigen Stahlprofil mit speziellen Verankerungselementen. Die ausgeschäumten Schienen werden auf der Schalung befestigt und einbetoniert. Nach dem Ausschalen und Entfernen der Ausschäumung können die Anbauteile mit Hilfe spezieller Hammer- oder Hakenkopfschrauben befestigt werden.

Die Rückhängung der Last in den Beton erfolgt bei Ankerschienen im allgemeinen durch aufgeschweißte oder aufgestauchte, T- oder I-förmige Anker, neuerdings auch durch eingepreßte Bolzenanker. Es werden auch Ankerschienen angeboten, bei denen die Rückverankerung durch Schlaufen aus Flachstahl erfolgt, die durch den Schienenrücken gesteckt und aufgebogen werden. Diese Verankerung wird als problematisch angesehen, da die Verbindung zwischen Anker und Schiene nicht formschlüssig ist und deshalb erst nach einem gewissen Schlupf wirksam werden kann. Diese Schienen sind daher nicht bauaufsichtlich zugelassen.

Für die Schienen wird im allgemeinen Stahl der Güte 37 – 2 nach [26] oder ein zugelassener nichtrostender Stahl nach [61] verwendet. Die Schrauben müssen aus Stahl mindestens der Festigkeitsklasse 4.6 nach [23] gefertigt sein. Die mechanischen Eigenschaften der Schrauben aus nichtrostendem Stahl müssen den Angaben für A4 – 50 bzw. A4 – 70 nach [22] entsprechen.

2.1.2 Kopfbolzen

Kopfbolzenverankerungen (Bild 2.3) bestehen aus einer Stahlplatte mit stumpf angeschweißten Kopfbolzen. Für die Stahlplatten wird üblicherweise St 37 – 2 oder St 52 – 3 nach [26] verwendet, sie können auch aus nichtrostendem Stahl nach [61] gefertigt werden.

Form, Abmessungen und Materialeigenschaften der Kopfbolzen sind in [27] genormt. Danach betragen der Schaftdurchmesser 10 bis 22 mm und die Kopfbolzenlänge je nach Schaftdurchmesser zwischen minimal 75 mm und maximal 175 mm. Das Verhältnis von Kopfdurchmesser zu Schaftdurchmesser beträgt mindestens 1.6. Kopfbolzen werden aus St 37 – 3 bzw. aus nichtrostendem Stahl gefertigt. Die Mindeststreckgrenze bzw. Zugfestigkeit beträgt $R_e = 350$ N/mm² bzw. $R_m = 450$ N/mm².

Kopfbolzen mit größerer Länge als oben angegeben können durch Aufeinanderschweißen von kurzen Kopfbolzen hergestellt werden. In diesem Fall sind die Zwischenköpfe i. a. mit einer „Polsterung" zu versehen, um einen Formschluß zu verhindern. In der Praxis werden neben den in [27] genormten auch Bolzen mit Längen bis zu 525 mm eingesetzt.

Die Kopfbolzen werden heute in der Regel durch „Bolzenschweißen mit Hubzündung" aufgeschweißt [28]. Das Bolzenschweißen findet im allgemeinen nicht auf der Baustelle, sondern in der Werkstatt statt. Die Qualität der Schweißung wird gemäß [25] überwacht. Das zu befestigende Bauteil wird in der Regel an die einbetonierte Stahlplatte angeschweißt.

2.1.3 Gewindehülsen

Gewindehülsen bestehen aus einer Hülse mit Innengewinde, die im Beton rückverankert wird. Man unterscheidet Ösenmuffen und Hülsendübel (Bild 2.1). Ösenmuffen weisen an ihrem Ende einen flachen gelochten Abschnitt auf (2.1a, b). Ihre Rückverankerung erfolgt durch einen Gabelbügel oder Bewehrungsstahl. Bei Hülsendübeln ist der flache Abschnitt am Ende wellenförmig ausgebildet (Bild 2.1c). Sie tragen ohne zusätzliche Verankerungsmittel durch Formschluß mit dem Beton.

Gewindehülsen werden in der Regel aus verzinktem oder nichtrostendem Stahl gefertigt.

2.2 Bohrmontage

2.2.1 Bohrtechnik

Der sehr hohe Stand der Bohrtechnik hat maßgeblich zur weiten Verbreitung nachträglich montierter Befestigungen beigetragen. Als Bohrverfahren

kommen überwiegend Hammerbohren, seltener Schlag- und Diamantbohren in Betracht.

Beim Bohrhammern wird auf den Bohrer eine Schlagwirkung durch einen Flugkolben erzeugt. Die Geräte arbeiten mit vergleichsweise niedrigen Drehzahlen und hoher Schlagenergie. Der Bohrfortschritt ist unabhängig vom Anpreßdruck. Je nach Leistungsstärke der Geräte sind Bohrungen bis zu einem Durchmesser von über 30 mm problemlos und wirtschaftlich erstellbar. Dünne Bewehrungsstäbe können mit durchbohrt werden. Bei modernen Geräten kann das Bohrmehl während des Bohrens abgesaugt werden, was zu einer Verringerung der Staubbelastung, Verkürzung der Bohrzeit und zu längeren Standzeiten der Bohrer führt. Das Absaugen des Bohrmehles ist auch aus gesundheitlichen Gründen vorteilhaft.

Das Tragverhalten vieler Dübelsysteme wird durch Abweichungen des Bohrlochdurchmessers vom Sollwert und damit vom Eckmaß der Schneide der Hartmetall-Hammerbohrer beeinflußt. Deshalb sollen zum Erstellen der Bohrlöcher für Dübel nur Bohrer verwendet werden, deren Toleranzen, insbesondere für das Schneideneckmaß, innerhalb der in [63] angegebenen Toleranzen liegen. Solche Bohrer sind durch eine Prüfmarke der Prüfgemeinschaft Mauerbohrer e.V., Remscheid, gekennzeichnet. Die Einhaltung der Toleranzen kann auch durch ein Abnahmezeugnis nachgewiesen werden, jedoch ist dieses Verfahren wenig praxisgerecht.

Für Sonderanwendungen stehen Diamantbohrgeräte zur Verfügung. Die Kronen der zylindrischen Hohlbohrer sind mit Diamanten bestückt. Im Gegensatz zum Hammerbohren wird der Beton nicht durch einen Meißelvorgang abgebaut, sondern abgeschliffen. Diamantbohrgeräte müssen am Bauteil befestigt werden, und es ist eine Wasserkühlung beim Bohren erforderlich, um den Verschleiß der Bohrkrone gering zu halten. Beim Diamantbohren ist zu beachten, daß Bewehrung beliebigen Durchmessers ohne große Schwierigkeiten durchtrennt werden kann. Das bedeutet, daß besonderes Augenmerk auf die Abstimmung der Lage der Bohrlöcher in Bezug auf die Bewehrung zu richten ist, falls nicht ausreichend „Mehrbewehrung" vorgesehen wurde.

2.2.2 Dübel

2.2.2.1 Metallspreizdübel

Metallspreizdübel lassen sich in zwei Gruppen einteilen (Bild 2.4).

- Kraftkontrolliert spreizende Dübel (Bild 2.4a)
- Wegkontrolliert spreizende Dübel (Bild 2.4b)

Bei kraftkontrolliert spreizenden Dübeln unterscheidet man Dübel des Hülsen- und Bolzentyps. Dübel des Hülsentyps bestehen aus Schraube bzw. Gewindestange und Mutter, Unterlegscheibe, Distanz- und Spreizhülse, Drehsicherung sowie einem Konus (Bild 2.4a$_2$) bzw. zwei Konen (Bild 2.4a$_1$). Dübel des Bolzentyps bestehen aus einem Bolzen, der an seiner Spitze zu einem oder zwei Konen geformt ist und am anderen Ende ein Gewinde aufweist, und Spreizsegmenten oder -blechen, die im konischen Bereich des Bolzens

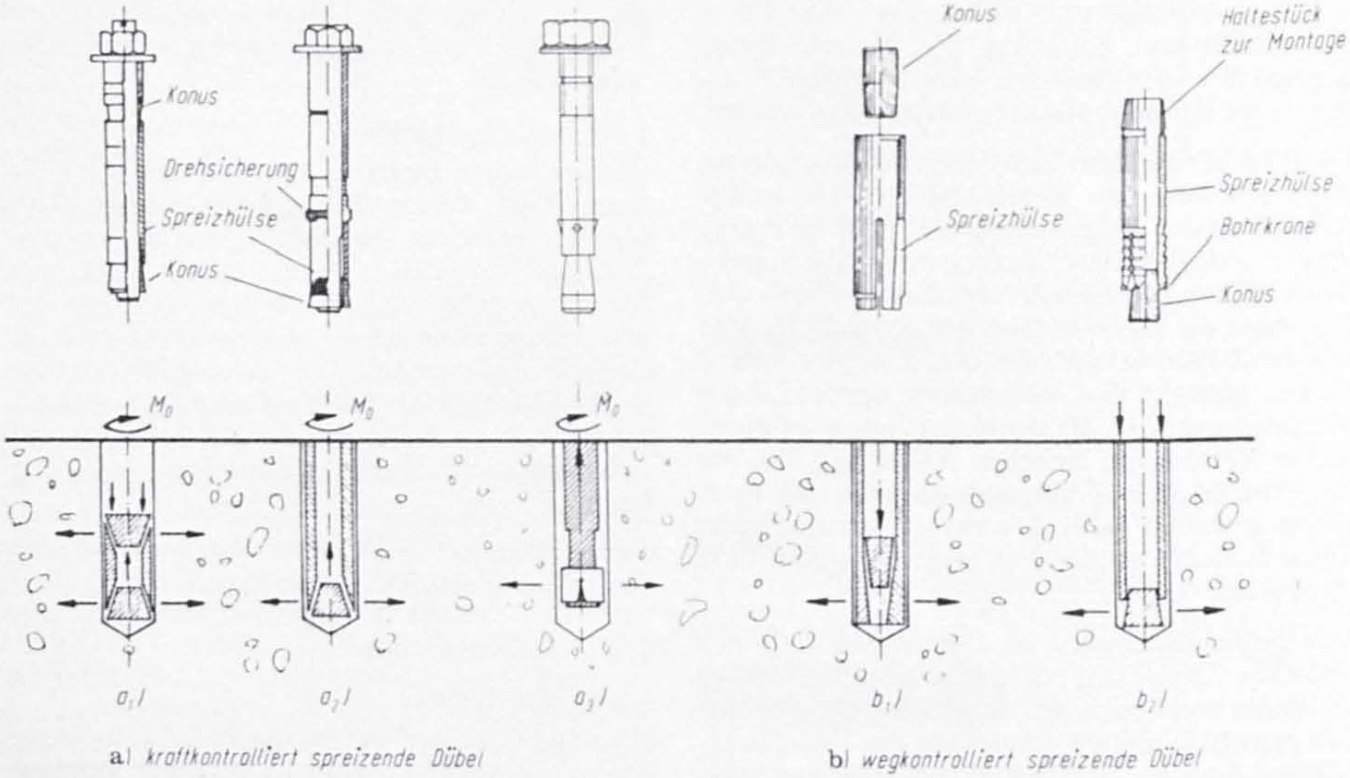


Bild 2.4. Ausbildung und Funktionsprinzipien von Metallspreizdübeln

angeordnet sind, sowie aus Mutter und Unterlegscheibe (Bild 2.4a$_3$).

Kraftkontrolliert spreizende Dübel werden durch Anspannen der Schraube oder Mutter mit einem geeichten Drehmomentenschlüssel verankert. Dabei wird der Konus an der Spitze des Dübels in die Spreizhülse bzw. in die Spreizsegmente oder -bleche hineingezogen und preßt diese gegen die Bohrlochwand. Die Dübel können Bohrlochtoleranzen in gewissem Umfang ausgleichen, indem die Konen beim Verspreizen unterschiedlich weit in die Spreizhülse hineingezogen werden. Bei dem System nach Bild 2.4a$_1$ wird die Spreizhülse zusätzlich auf den oberen Konus aufgeschoben und aufgeweitet. Allerdings bieten Zweikonen-Dübel keine Vorteile gegenüber Dübeln mit einem Konus. Beim Verankern entstehen Spreizkräfte, die hohe Spannungen im Beton hervorrufen (Bild 2.5) und eine Verformungsmulde erzeugen. Der auftretende Spreizweg bzw. die Tiefe der Verformungsmulde ist abhängig von der Kraft, mit der der Konus in die Hülse bzw. in die Segmente gezogen wird, sowie von dem Verformungswiderstand des Betons. Sie heißen kraftkontrolliert spreizende Dübel, weil sie mit einem vorgeschriebenen Drehmoment verankert werden. Die Möglichkeit, das Drehmoment aufbringen zu können, dient als Setzkontrolle. Deshalb können die Dübel nur dann als ordnungsgemäß gesetzt angesehen werden, wenn beim Setzen das vorgeschriebene Drehmoment aufgebracht werden konnte.

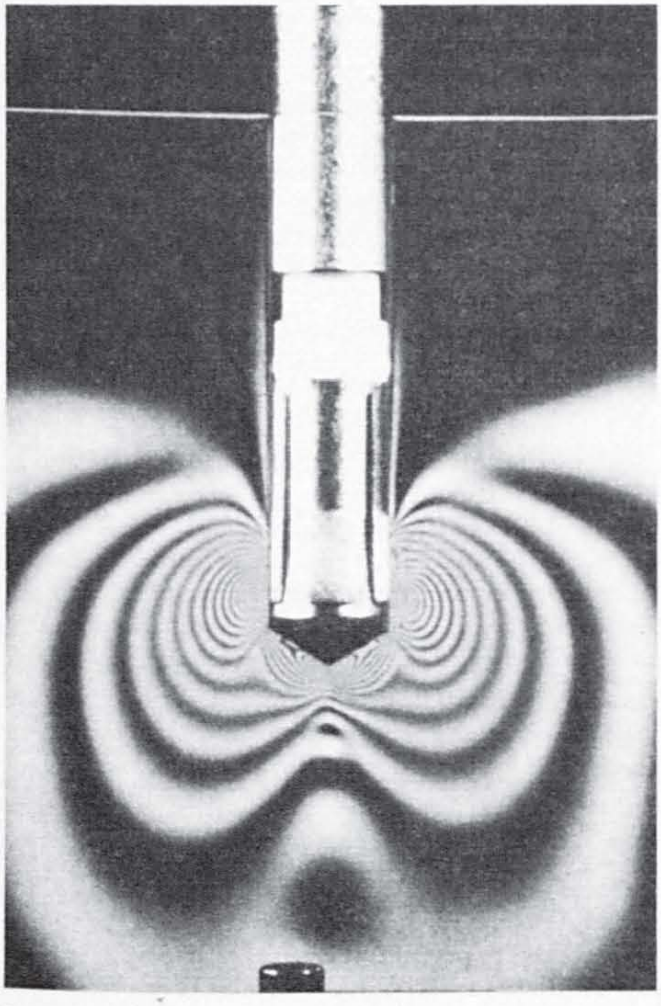


Bild 2.5. Spannungsverteilung im Verankerungsbereich eines kraftkontrolliert spreizenden Dübels (entnommen aus [119])

Kraftkontrolliert spreizende Dübel leiten äußere Zugkräfte über Reibung und in geringem Umfang im Bereich der Verformungsmulde über Verzahnung in den Ankergrund ein. Beim Aufbringen des Drehmomentes wird eine Vorspannkraft in der Schraube oder im Bolzen hervorgerufen, die gleichzeitig das Anbauteil gegen die Oberfläche des Ankergrundes preßt. Die Vorspannkraft wird nach dem Setzen des Dübels infolge Relaxation des Betons abgebaut. Treten im Bereich des gesetzten Dübels Risse im Ankergrund auf, dann fällt die Vorspannkraft weiter ab. Übersteigt die äußere axiale Zuglast die noch wirksame Vorspannkraft, dann wird der Konus weiter in die Hülse bzw. Segmente gezogen und der Spreizweg vergrößert. Dieser Vorgang wird als Nachspreizen des Dübels bezeichnet. Gleichzeitig vergrößert sich die Spreizkraft. Nachspreizen ist jedoch nur möglich, wenn die Reibung zwischen Konus und Spreizhülse bzw. -segmenten geringer ist als der Reibungswiderstand zwischen der Hülse bzw. den Segmenten und der Bohrlochwand. Trifft dies nicht zu, dann wird der Dübel ohne Laststeigerung als Ganzes aus dem Bohrloch herausgezogen.

Kraftkontrolliert spreizende Dübel werden in den Größen M 6 bis M 20 in galvanisch verzinkter Ausführung (Schichtdicke $\geq 5\,\mu$m) bzw. aus nichtrostendem Stahl geliefert. Für die Bolzen und Schrauben können Stähle unterschiedlichster Festigkeitsklassen verwendet werden. In der Regel kommt jedoch Stahl 8.8 nach [23] bzw. A4 – 70 nach [61] zum Einsatz. Die bei einem bestimmten Dübeltyp verwendeten Stähle sind den Unterlagen der Hersteller bzw. den Zulassungsbescheiden zu entnehmen. Die auf dem Markt befindlichen Dübel unterscheiden sich in der Zahl der Konen, sowie in Form, Abmessungen und Anzahl der Spreizhülsen und Spreizsegmente. Bei einigen neueren, für Anwendungen in der aus Lastspannungen erzeugten Zugzone zugelassenen Dübeln werden spezielle Maßnahmen ergriffen, um die Reibungskräfte zwischen Konen und Spreizhülsen herabzusetzen und dadurch das Nachspreizverhalten der Dübel zu verbessern (z. B. Beschichten der Konen mit einem Gleitmittel oder Erzeugen glatter Oberflächen von Konen und Hülseninnenwand).

Wegkontrolliert spreizende Dübel bestehen aus Spreizhülse und Konus. Sie werden durch Aufspreizen der Hülse um einen bestimmten Spreizweg verankert. Dies geschieht entweder durch Einschlagen des Konus in die Hülse (Bild 2.4b$_1$)

oder durch Auftreiben der Hülse auf den Konus (Bild 2.4b$_2$). Die Dübel leiten äußere Zuglasten durch Reibung und im Bereich der Setzungsmulde durch geringe Verzahnung in den Ankergrund ein.

Bei Dübeln nach Bild 2.4b$_1$ hängt die Größe der Spreizkraft vom Spreizweg, dem Spiel zwischen Dübel und Bohrlochwandung sowie dem Verformungswiderstand des Betons ab. Sie ist bei ordnungsgemäßer Montage im Gebrauchszustand wesentlich größer als bei kraftkontrolliert spreizenden Dübeln und wird durch Relaxation des Betons verringert, ändert sich jedoch nicht beim Aufbringen einer äußeren Last. Da die Dübel nicht nachspreizen können, ist ihr Tragverhalten von der Tiefe der Verformungsmulde und damit auch von der Bohrlochtoleranz abhängig. Bei zu engem Bohrloch wird der Spreizdruck bei der Montage sehr groß, und es besteht die Gefahr, daß bei Dübeln in der Nähe des Bauteilrandes der Beton abgesprengt wird, oder daß zwischen zwei mit geringem gegenseitigen Abstand gesetzten Dübeln Risse auftreten. Liegt zusätzlich ein hochfester Beton vor, dann besteht die Gefahr, daß sich die Dübel nicht bis auf das erforderliche Maß aufspreizen lassen. Ist das Bohrloch zu groß, dann wird die Verformungsmulde zu flach und die Tragfähigkeit der Dübel wird vermindert.

Aufgrund der Empfindlichkeit der Dübel gegenüber Bohrloch- bzw. Montagetoleranzen ist die Verwendung von Bohrern, die die Fertigungstoleranzen nach [63] einhalten, besonders wichtig, und es sind Setzkontrollen unabdingbar. Eine optische Kontrolle für die richtige Montage besteht darin, daß der Bund des Setzwerkzeuges auf der Dübelhülse aufsitzt. Nur dann ist gewährleistet, daß der Konus im Bohrlochgrund bündig mit der Hülse abschließt und diese verspreizt ist. Außerdem sind gemäß Zulassungsbescheiden bei einer vorgeschriebenen Anzahl von Dübeln Probebelastungen durchzuführen.

Bei den Dübeln nach Bild 2.4b$_2$ tritt der größte Spreizweg am Hülsenende auf und nimmt in Richtung der Betonoberfläche ab. Der Beton wird beim Verspreizen hauptsächlich abgearbeitet und weniger verdrängt als bei Dübeln nach Bild 2.4b$_1$.

Hauptvertreter dieser Gruppe ist der Selbstbohrdübel. Die Hülse weist eine Bohrkrone auf und dient im ersten Arbeitsgang als Bohrer. Daher kann die Tragfähigkeit des Dübels nicht durch Bohrlochtoleranzen beeinflußt werden. Anschließend wird der Konus in die Spitze der Hülse gesteckt, der Dübel in das Bohrloch eingeführt und die Hülse mit Hilfe eines Bohrhammers über den Konus getrieben. Der Dübel stellt hohe Anforderungen an die Werkstoffauswahl und Fertigung. Die Bohrkrone der Hülse muß einerseits eine hohe Härte aufweisen, um das Bohren zu ermöglichen. Andererseits muß das Spreizteil ausreichend verformungsfähig und zäh sein.

Die Tragfähigkeit der Dübel hängt vom Erreichen des erforderlichen Spreizweges ab. Da sich dieser nach dem Setzen durch Augenschein nicht eindeutig überprüfen läßt, ist eine Kontrolle durch Messen des Abstandes zwischen Hülsenende und Konusoberkante erforderlich. Zusätzlich verlangen die Zulassungsbescheide bei einer vorgeschriebenen Anzahl von Dübeln Probebelastungen.

Wegkontrolliert spreizende Dübel werden hauptsächlich in den Größen M 6 bis M 20 hergestellt und bestehen aus verzinktem und bei Dübeln nach Bild 2.4b$_1$ auch aus nichtrostendem Stahl. Genaue Angaben über die Stahlfestigkeitsklassen sind wiederum den Unterlagen der Hersteller bzw. den Zulassungsbescheiden zu entnehmen.

2.2.2.2 *Hinterschnittdübel*

Bei Hinterschnittdübeln wird wie bei Einlegeteilen eine Verzahnung des Dübels mit dem Ankergrund angestrebt. Hierfür wird ein zylindrisches Bohr-

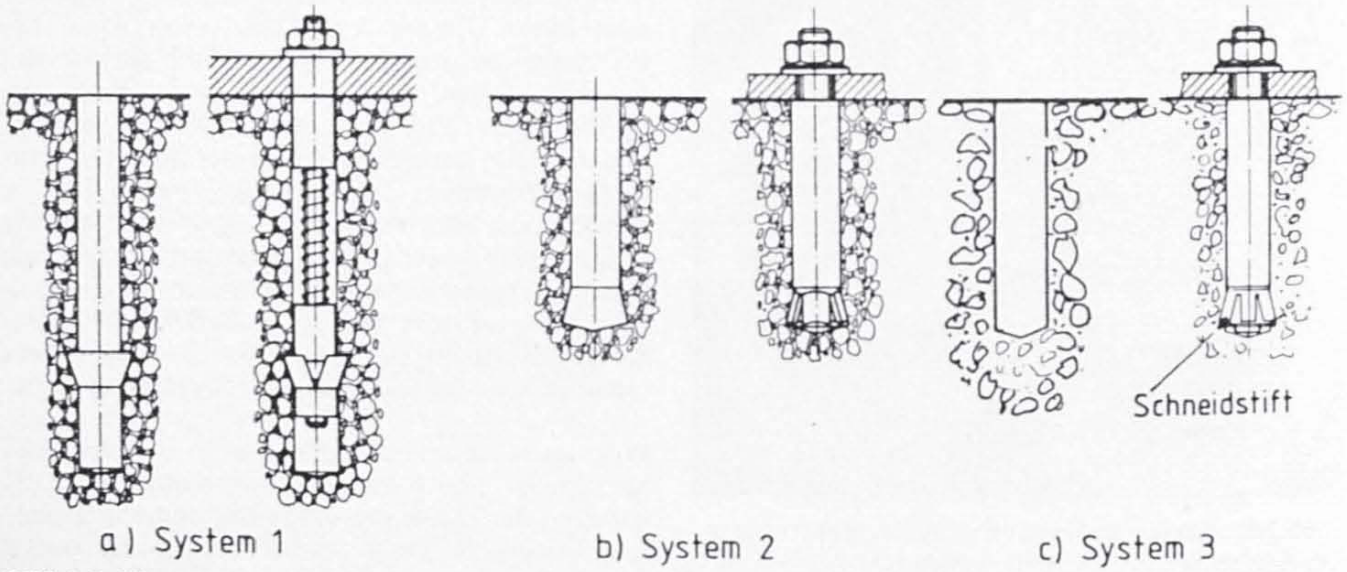


Bild 2.6. Hinterschnittdübel

loch durch ein spezielles Bohrverfahren an einer vorgegebenen Stelle um ein definiertes Maß aufgeweitet. Bezüglich der Form der Hinterschneidung wird zwischen zur Oberfläche (Bild 2.6a) bzw. zur Bohrlochtiefe hin (Bild 2.6b, c) gerichteten Erweiterungen unterschieden.

Der in Bild 2.6a dargestellte Dübel besteht aus Gewindebolzen mit Mutter und Unterlegscheibe, Rundmutter, drei Klemmsegmenten, einer Konus- und Distanzhülse, einer Schraubenfeder sowie einem Kunststoffring, der die Spreizsegmente vor dem Einbau des Dübels zusammenhält.

Nach dem Erstellen des zylindrischen Bohrloches wird der Hinterschnitt mit Hilfe eines speziellen wassergekühlten Bohrgerätes erzeugt, dessen Schneidwerkzeug mit Diamanten bestückt ist. Der Dübel wird in das Bohrloch eingeführt, dabei klappen die Spreizschalen an der Stelle des Hinterschnittes aus und werden beim Anspannen des Bolzens gegen die Stützflächen gepreßt.

Das Tragverhalten dieser Dübelart hängt wesentlich vom Erreichen des erforderlichen Hinterschnittes ab. Dies wird durch Ausmessen oder eine entsprechende Kontrolle beim Bohrvorgang sichergestellt. Eine weitere Besonderheit ist, daß die Zahl der Umdrehungen bis zum Aufbringen des erforderlichen Drehmomentes begrenzt ist. Dadurch soll ein Abscheren der Hinterschnittkanten im Beton verhindert werden.

Hinterschnittdübel gemäß Bild 2.6b bestehen aus Konusbolzen und Spreizhülse. Ihr Setzvorgang läuft wie folgt ab: Zunächst wird ein zylindrisches Bohrloch mit einem Spezialbohrer erstellt, wobei die Einhaltung der erforderlichen Bohrlochtiefe durch einen fest mit dem Bohrer verbundenen Anschlag gewährleistet wird. Der Hinterschnitt selbst wird anschließend durch kreiselförmiges Verschwenken des Bohrers um eine gelenkig gelagerte Bohrglocke erzeugt. Bei geringen Verankerungstiefen ($h_v \leq 60$ mm) erfolgt die Erstellung des zylindrischen Bohrloches und des Hinterschnittes in einem Arbeitsgang mit demselben Spezialbohrer. Demgegenüber wird der Hinterschnitt bei größeren Verankerungstiefen mit einem speziellen Fräser erzeugt.

Bei der Montage wird die Spreizhülse mit einem Setzwerkzeug über den Konusbolzen getrieben. Nach der Verspreizung darf die Hülse nicht über die Oberfläche des Ankergrundes bzw. Anbauteiles hinausstehen. Zusätzliche Kontrollen sind nicht erforderlich.

Hinterschnittdübel gemäß Bild 2.6c bestehen aus einem Konusbolzen sowie einer Spreizhülse, in deren Spitze zwei Hartmetall-Schneidstifte eingelassen sind. Beim Setzen der Dübel wird zunächst ein zylindrisches Bohrloch erstellt. Der hierfür verwendete spezielle Anschlagbohrer gewährleistet automatisch die Einhaltung der erforderlichen Bohrlochtiefe. Anschließend wird die Spreizhülse mit Hilfe eines Bohrhammers schlagend/drehend über den Konus getrieben, wobei die Schneidstifte an den Spreizschalen den Beton hinterschneiden. Die zylindrische Spitze des Konusbolzens sorgt dabei für den benötigten Hohlraum zur Aufnahme des Bohrmehles.

Die Überprüfung der ordnungsgemäßen Verspreizung erfolgt wie bei Dübeln gemäß Bild 2.6b durch optische Kontrolle des Hülsenüberstandes über die Oberfläche des Ankergrundes bzw. Anbauteiles. Zusätzlich muß nach dem Setzen eine am Konusbolzen angebrachte Markierung sichtbar sein.

Dübel nach Bild 2.6a werden in den Größen M 8, M 12 und M 16 aus verzinktem Stahl geliefert, wobei die Ankerstange aus hochfestem Stahl 12.9 besteht. Dübel nach Bild 2.6b, c gibt es in den Größen M 6 bis M 16, wobei die Konusbolzen aus galvanisch verzinktem Stahl 8.8 bzw. aus nichtrostendem Stahl A4 – 70 bestehen.

Bei allen Hinterschnittdübeln werden beim Setzen keine oder nur geringe Spreizkräfte geweckt. Durch die Vorspannung und Belastung entstehen Ringzugkräfte und dadurch Spaltkräfte, die jedoch deutlich geringer sind als bei Metallspreizdübeln.

2.2.2.3 Verbunddübel

Verbunddübel bestehen aus einer an der Spitze dachförmig oder einseitig abgeschrägten Gewindestange, einer Sechskantmutter mit Unterlegscheibe sowie einer gläsernen Mörtelpatrone. Auf der Gewindestange ist die erforderliche Setztiefe markiert. Die Mörtelpatrone enthält Reaktionsharz (ungesättigtes Polyesterharz bzw. Epoxyacrylatharz), Härter sowie kantengerundeten Quarzzuschlag in definierter Zusammensetzung.

Die Mörtelpatrone wird in ein vom Bohrmehl gereinigtes Bohrloch eingeführt und anschließend wird die Gewindestange mit Hilfe eines Bohrhammers unter Schlag-Dreh-Bewegungen bis zur erforderlichen Setztiefe eingetrieben (Bild 2.7). Dabei werden die Glaspatrone zerstört, Harz und Zuschlagstoffe gut durchmischt und verdichtet und der Ringspalt zwischen Gewindestange und Bohrlochwand satt ausgefüllt. Die in der Patrone enthaltene Mörtelmenge ist unter Berücksichtigung möglicher Bohrlochtoleranzen so dimensioniert, daß beim Erreichen der erforderlichen Setztiefe am Bohrlochmund Überschußmörtel austritt. Dies ist das Kriterium für eine vollständige Vermörtelung der Gewindestange. Tritt kein Überschußmörtel aus, dann muß die Gewindestange sofort wieder gezogen und mit Hilfe einer weiteren Mörtelpatrone erneut gesetzt werden. Außerdem

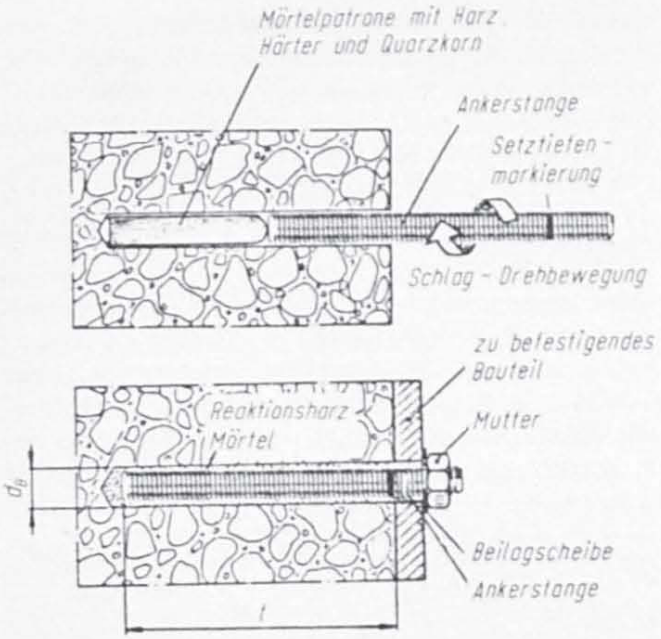


Bild 2.7. Verbunddübel

ist die ordnungsgemäße Vermörtelung durch Probebelastung an einer vorgegebenen Anzahl von Dübeln zu überprüfen.

Die Aushärtung des Reaktionsharzes ist von der Temperatur im Ankergrund abhängig. Daher sind zwischen dem Setzen und Belasten der Dübel bestimmte, von der Temperatur abhängige Wartezeiten einzuhalten. Sie betragen bei Normaltemperatur (10 bis 20 °C) je nach Harzart 20 bis 30 Minuten und bei einer Temperatur von −5 °C 5 Stunden. Die minimale Anwendungstemperatur sollte −5 °C nicht unterschreiten.

Die Mörtelpatronen sind vor Sonneneinstrahlung und Hitzeeinwirkung zu schützen und kühl zu lagern. Wegen der begrenzten Lagerstabilität des Harzes dürfen nur Patronen verarbeitet werden, bei denen das Harz noch nicht geliert ist und beim Drehen der Patrone im handwarmen Zustand deutlich fließt. Zum Teil wird das Verfalldatum – allerdings in verschlüsselter Form – auf der Verpackung angegeben.

Das Wirkungsprinzip der Verbunddübel beruht auf einer Verklebung der Gewindestange mit der Bohrlochwand, d. h., äußere Lasten werden über Verbund zwischen dem Reaktionsharzmörtel und der Bohrlochwand in den Ankergrund eingeleitet. Beim Setzen werden keine Sprengkräfte geweckt, solche entstehen jedoch – wie bei allen über Verbund wirkenden Verankerungen – beim Vorspannen und beim Belasten des Dübels über die gegebenenfalls vorhandene Vorspannkraft hinaus. Sie sind jedoch wesentlich geringer als bei Metallspreizdübeln.

Verbunddübel werden in den Größen M 8 bis M 30 aus galvanisch verzinktem Stahl 5.8 bzw. nichtrostendem Stahl A4 – 70 geliefert.

2.2.2.4 Deckenabhänger

Zur Befestigung der Unterkonstruktionen leichter Deckenbekleidungen und Unterdecken sind zahlreiche Systeme auf dem Markt und bauaufsichtlich zugelassen. Bei den meisten Befestigungselementen handelt es sich um kraft- oder wegkontrolliert spreizende Metalldübel der Größen M 6 und M 8, die bereits in Abschn. 2.2.2.1 behandelt wurden. Im folgenden werden deshalb nur Systeme beschrieben, die ausschließlich als Deckenabhänger verwendet werden.

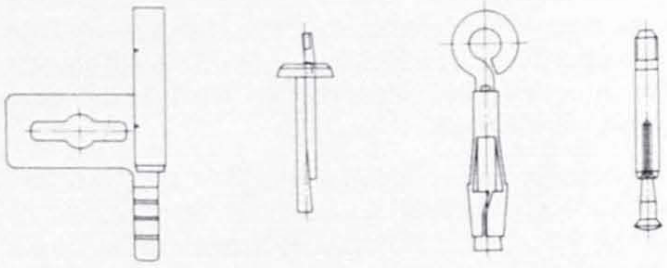
Im Bild 2.8 sind typische Deckenabhänger dargestellt. Die Abhänger gemäß Bild 2.8a bestehen aus einer Lasche mit wellenförmig profiliertem Keil sowie einer Spannhülse. Der wellenförmige Keil wird in das Bohrloch eingeführt, bis die Lasche auf der Bauteiloberfläche aufsitzt. Anschließend wird der Abhänger durch Schlagen der Spannhülse über den Keil wegkontrolliert verspreizt.

Das System gemäß Bild 2.8b besteht aus einem Dübelschaft, der an einem Ende keilförmig verdickt ist und am anderen Ende eine Topfscheibe aufweist, sowie einem Keil. Der Abhänger wird durch das Anbauteil hindurch in das Bohrloch eingeführt, bis die Topfscheibe aufliegt, und anschließend durch Eintreiben des Spreizkeiles wegkontrolliert durch Hammerschläge verspreizt.

Deckenabhänger gemäß Bild 2.8c bestehen aus einem Dübelschaft, an dessen einem Ende ein Konus angestaucht ist und der am anderen Ende eine Ringöse und Nocken aufweist, sowie einer Spreizhülse. Die Abhänger werden in das Bohrloch eingetrieben, bis die Nocken bündig mit dem Ankergrund abschließen. Die Verspreizung erfolgt durch Ziehen mit der Hand an der Ringöse.

Deckenabhänger gemäß Bild 2.8d bestehen aus einem an der Spitze geschlitzten Schaft und einem Konus. Sie werden durch Schlagen des Schaftes über den Konus wegkontrolliert verspreizt, wobei sich der Konus gegen den Bohrlochgrund abstützt. Somit ist eine ordnungsgemäße Verspreizung von der Einhaltung der vorgeschriebenen Bohrlochtiefe abhängig. Dies wird durch Verwendung eines Spezialbohrers mit Bund gewährleistet.

Die maximalen Spreizwege der Deckenabhänger



a) b) c) d)

Bild 2.8. Typische Deckenabhänger

sind aufgrund der geringen Abmessungen der Elemente relativ klein, so daß ihre Tragfähigkeit deutlich von Bohrlochtoleranzen beeinflußt wird. Deshalb ist es besonders wichtig, daß die Bohrlöcher nur mit Bohrern erstellt werden, deren Schneideneckmaß innerhalb der in [63] angegebenen Toleranzgrenzen liegt.

Der ordnungsgemäße Sitz aller Deckenabhängersysteme ist durch Probebelastung einer ausreichenden Anzahl von Abhängern zu kontrollieren.

2.2.2.5 *Kunststoffdübel*

Kunststoffdübel lassen sich hinsichtlich ihres Anwendungsbereiches in Systeme für Befestigungen in Beton und Mauerwerk aus Loch- und Hohlsteinen sowie für Gasbeton unterteilen.

Kunststoffdübel für Befestigungen in Beton und in Mauerwerk aus Voll- und Hohlsteinen bestehen aus einer Dübelhülse mit Spreizteil aus polymerem Werkstoff und einer Schraube. Die auf dem Markt befindlichen Kunststoffdübel unterscheiden sich in der Form der Hülse, insbesondere im Spreizbereich, aber auch in den Innenkonturen. Entsprechend sind die Schrauben im Gewindebereich unterschiedlich ausgebildet. Das Spreizteil der Dübel ist geschlitzt und besitzt Sperrzungen zur Sicherung gegen Mitdrehen bei der Montage. Bild 2.9 zeigt beispielhaft einige für Befestigungen von Fassadenbekleidungen zugelassene Kunststoffdübel mit den zugehörigen Schrauben.

Bei den zur Befestigung von Fassadenbekleidungen zugelassenen Dübeln dürfen Dübelhülse und zugehörige Spezialschraube nur als serienmäßig gelieferte Befestigungseinheit verwendet werden, um die erforderliche Einschraubtiefe und einen ausreichenden Anpreßdruck zwischen Dübelhülse und Bohrlochwand zu gewährleisten. Handelsübliche Holzschrauben dürfen wegen ihrer anderen Gewindeform und der relativ großen Abmessungstoleranzen [94] nicht verwendet werden.

Die Dübelhülse wird durch Eindrehen der Schraube verspreizt. Dabei prägt und schneidet die Schraube sich ein Gewinde in den Kunststoff und

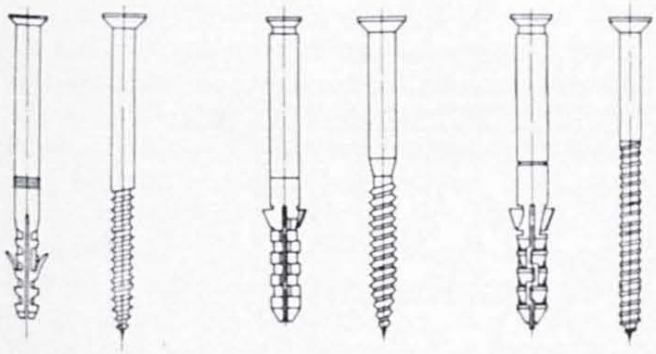
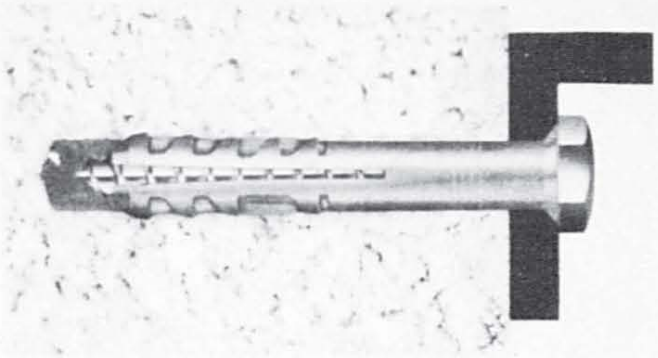
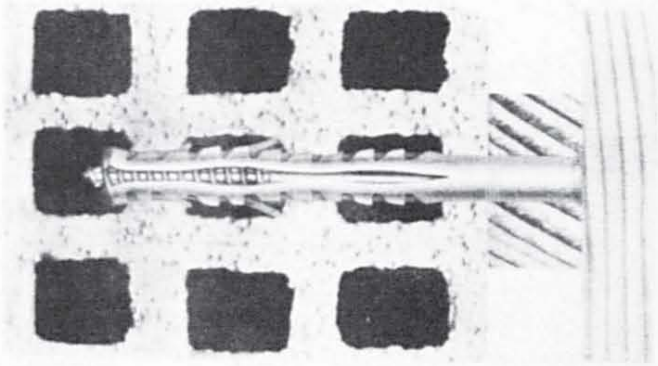


Bild 2.9. Typische Kunststoffdübel



a) Verankerung im Vollstein



b) Verankerung im Lochstein

Bild 2.10. Kunststoffdübel verankert in Mauerwerk

preßt gleichzeitig die Hülse an die Bohrlochwand. Die Dübel wirken in Vollmaterial (Beton oder Vollsteine) überwiegend durch Reibung zwischen der Hülse und der Bohrlochwand, da der Kunststoff aufgrund seiner Weichheit kaum in der Lage ist, das Material des Ankergrundes zu verdrängen (Bild 2.10a). Bedingt dadurch reagieren die Dübel empfindlich auf alle Einflüsse, welche den Anpreßdruck vermindern, z. B. zu große Bohrlöcher. In Loch- und Hohlsteinen tragen die Dübel ebenfalls über Reibung und zusätzlich durch geringe Verzahnung der Hülse mit den angebohrten Stegen der Steine (Bild 2.10b). Um bei diesen Steinen das Anpressen des Dübels an die Stege zu gewährleisten, ist die Länge des Spreizbereichs auf die Steinform abzustimmen. In der Regel sind Dübel mit verlängertem Spreizteil zu verwenden. Ferner dürfen die Bohrlöcher in Leichthochlochziegeln nur mit Bohrmaschinen im Drehgang (ohne Schlag- bzw. Hammerwirkung) hergestellt werden, da sonst die Stege durch die hohe Schlagenergie zerstört werden und eine sichere Verankerung der Dübel nicht möglich ist.

Beim Eindrehen der Schraube darf die Hülse nicht kälter als 0 °C sein, um Sprödbruch zu vermeiden. Die Schrauben sind bis zum Rand der Dübelhülse einzudrehen, so daß die Schraubenspitze die Dübelhülse durchdringt. Als Hilfe für eine Beurteilung der Qualität der Verankerung kann dienen, daß nach dem vollen Eindrehen der Schraube

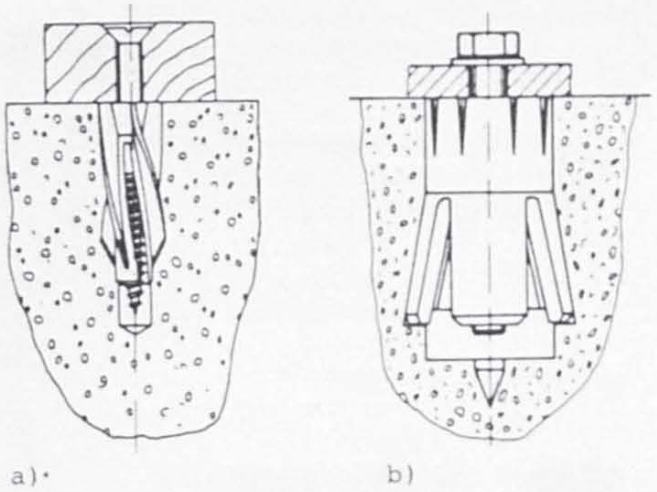


Bild 2.11. Kunststoffdübel für Befestigungen in Gasbeton

weder ein Drehen der Dübelhülse auftritt, noch ein leichtes Weiterdrehen der Schraube möglich ist.

Einmal verwendete, z. B. falsch gesetzte und ausgebaute Hülsen dürfen nicht wiederverwendet werden.

In neuerer Zeit werden auch Kunststoffhülsen angeboten, in die beim Setzen ein gegebenenfalls profilierter „Nagel" eingeschlagen wird. Da diese Dübel nur relativ geringe Spreizkräfte erzeugen und ihr Tragverhalten deshalb deutlich von Montageungenauigkeiten beeinflußt wird, werden sie nicht als sicheres System zur Befestigung tragender Konstruktionen angesehen und sind bauaufsichtlich nicht zugelassen.

Für Befestigungen in Gasbeton wurden spezielle Dübel entwickelt (Bild 2.11).

Gasbetondübel gemäß Bild 2.11a bestehen aus einer Hülse mit spiralförmigen Rippen sowie einer Schraube. Der Dübel wird durch Hammerschläge in ein im Drehgang erstelltes zylindrisches Bohrloch eingeschlagen und durch Eindrehen der Schraube verspreizt. Die Rippen dienen als Drehsicherung beim Verspreizen sowie zur Lastverteilung auf größere Bereiche des Untergrundes.

Das System gemäß Bild 2.11b besteht aus einem Konus mit Spreizteil sowie einer Mutter mit Unterlegscheibe. Mit Hilfe eines Spezialbohrers wird im Drehgang ein zylindrisches Loch gebohrt und hinterschnitten. Anschließend wird der Dübel eingeführt und durch Anziehen der Mutter verspreizt, wobei sich das Spreizteil an den Hinterschnitt anlegt.

2.2.2.6 Injektionsdübel

Für Verankerungen in weichen Baustoffen (Leicht- und Gasbeton) bzw. in Mauerwerk aus Loch- und Hohlsteinen wurden spezielle Injektionsdübel entwickelt. Bild 2.12 zeigt zwei auf dem Markt befindliche, bauaufsichtlich zugelassene Systeme.

Das System gemäß Bilder 2.12a und b besteht aus einer profilierten, galvanisch verzinkten Dübelhülse mit Innengewinde M 8 bis M 12 bzw. einer profilierten Dübelhülse aus Polyamid für Befesti-

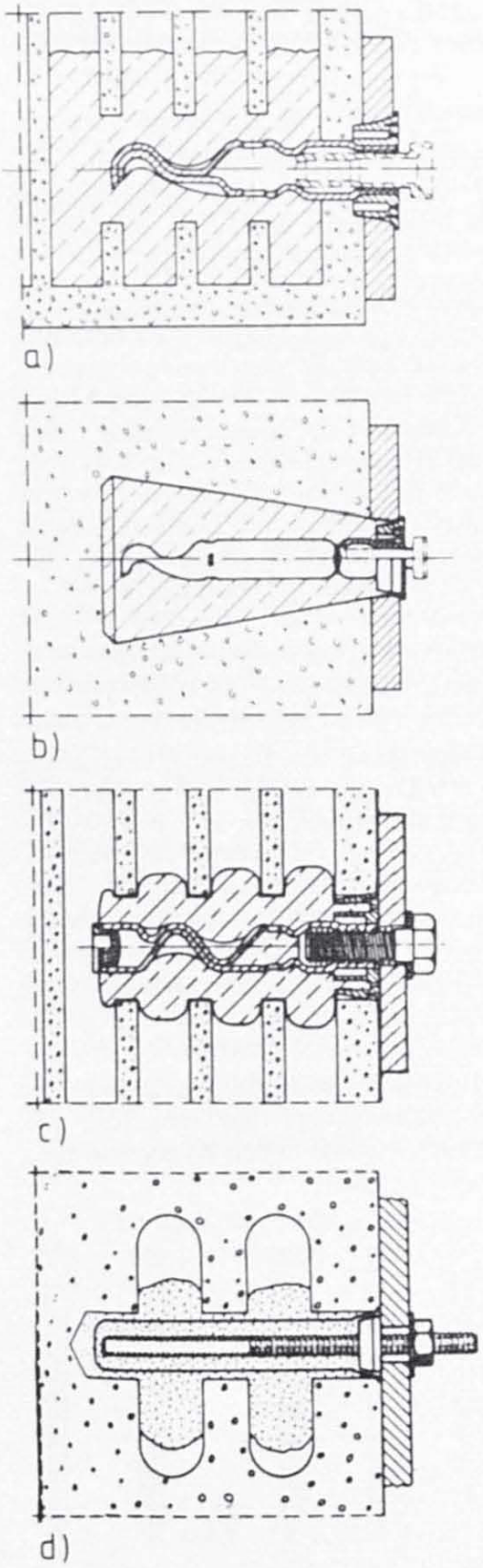


Bild 2.12. Injektionsdübel

gungen mit Holzschrauben ∅ 6 mm, einer Kunststoffschutzhülse mit Dichtflansch sowie dem Injektionsmörtel auf Basis eines Schnellzementes.

Die Dübelhülse wird bei Befestigungen in Mauerwerk aus Loch- und Hohlsteinen (Bild 2.12a) in ein zylindrisches Bohrloch eingeführt. Anschließend wird im Bereich des Gewindes die Kunststoffschutzhülse aufgesetzt und der zuvor angerührte Zementmörtel eingepreßt, bis sich der Dichtflansch am Ende der Hülse dunkel färbt. Diese Verfärbung ist das Kriterium für eine ausreichende Verpressung. Bei Befestigungen in Leicht- oder Gasbeton (Bild 2.12b) wird das zylindrische Bohrloch mit einem Spezialbohrer erstellt und durch kreiselförmiges Schwenken des Bohrers um eine gelenkig gelagerte Bohrglocke konisch hinterschnitten.

Beim Verpressen werden im Mauerwerk angeschnittene Hohlräume weitgehend ausgefüllt. Um die erforderliche Mörtelmenge zu minimieren, wird für Befestigungen in Loch- und Hohlsteinen ein modifizierter Dübel angeboten. Die Modifizierung besteht darin, daß über die Hülse ein Netz aus Polyamid gezogen ist, das sich beim Einpressen des Injektionsmörtels spannt, verwölbt, den Hohlräumen im Mauerwerk anpaßt und dadurch die Ausbreitung des Mörtels begrenzt (Bild 2.12c).

Das in Bild 2.12d dargestellte Injektionsdübelsystem besteht aus einer Drahthülse, einer Gewindestange mit Mutter und Zentrierring bzw. einer Blechhülse mit Innengewinde, einer Unterlegscheibe sowie dem Injektionsmörtel auf Kunstharzbasis. Es ist für Befestigungen in Mauerwerk aus Loch- und Hohlsteinen bauaufsichtlich zugelassen.

Die Siebhülse wird in das zylindrische Bohrloch eingesetzt. Anschließend wird das in Kartuschen angelieferte Harz eingepreßt und die Gewindestange bzw. -hülse in die Siebhülse eingedrückt. Beim Injizieren sowie beim Eindrücken der Gewindestange bzw. der Blechhülse wird Kunstharz durch die Maschen der Siebhülse in die angeschnittenen Hohlkammern des Ankergrundes gepreßt.

Injektionsdübel tragen durch mechanische Verzahnung der Verankerungsmittel mit dem Injektionsmörtel und des Mörtels mit dem Mauerwerk. Werden beim Bohren keine Hohlkammern angeschnitten – z. B. in Stegen oder voll vermörtelten Fugen – dann tragen die Dübel durch Verbund zwischen Mörtel und Bohrlochwand. Die Traglast hängt somit von der Größe der übertragbaren Verbundkräfte ab. Bei Injektionsdübeln gemäß Bild 2.12c führt das während des Injektionsvorganges durch die Maschen des Netzes gepreßte Wasser nur einen geringen Anteil an Feinststoffen (Feinsand und Zement) mit sich, so daß die Festigkeit des durch das Netz getretenen und an der Bohrlochwand anliegenden Mörtels nur gering ist. Folglich können nur relativ niedrige Verbundkräfte übertragen werden und die Traglasten der Dübel mit Netz sind in Vollstegen bzw. voll vermörtelten Fugen entsprechend gering. Eine Vergrößerung der übertragbaren Verbundkräfte wird durch Aufschlitzen oder -schneiden des Netzes erreicht. Besser ist jedoch, in diesen Fällen die Dübelversion ohne Netz zu verwenden. Bei Injektionsdübeln nach Bild 2.12d werden die übertragbaren Verbundkräfte durch im Bohrloch verbliebenes Bohrmehl herabgesetzt, da das Bohrmehl eine Gleitschicht bildet. In diesen Fällen ist eine gründliche Reinigung der Bohrlöcher wichtig.

Die Tragfähigkeit aller Injektionsdübel wird maßgeblich von der Steinfestigkeit sowie von der Festigkeit des Injektionsmörtels zum Zeitpunkt der Belastung beeinflußt. Um eine ausreichende Festigkeit des Mörtels zu gewährleisten, sind bis zum Belasten bestimmte Aushärtezeiten einzuhalten, die bei Systemen auf Zementbasis naturgemäß länger sind als bei Mörteln auf Kunstharzbasis. Sie sind abhängig von der Temperatur des Ankergrundes. Einzelheiten sind den entsprechenden Zulassungsbescheiden zu entnehmen.

2.3 Direktmontage

Bei der Direktmontage werden Bolzen oder Nägel durch Kartuschenenergie in den Ankergrund eingetrieben. Hierfür werden auf dem Markt komplette Systeme angeboten, die aus einem Bolzensetzgerät, Kartuschen als Energieträger sowie Nägeln oder Bolzen bestehen.

Nägel (Bild 2.13a) werden durch das anzuschließende Bauteil hindurch getrieben. Bolzen (Bild 2.13b) weisen am Ende ein Gewinde zum Anschrauben des zu befestigenden Bauteiles auf. Bolzen und Nägel bestehen aus hochfestem und gleichzeitig zähem Stahl.

Setzbolzen kommen für Befestigungen auf Beton und Stahl zum Einsatz. Befestigungen auf Stahl werden im folgenden nicht weiter behandelt.

Die Bolzen werden durch die Kartuschenenergie in den Beton eingetrieben. Bei älteren Geräten nach

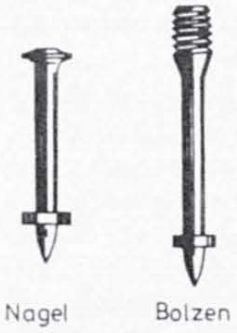


Bild 2.13. Befestigungsmittel für die Direktmontage

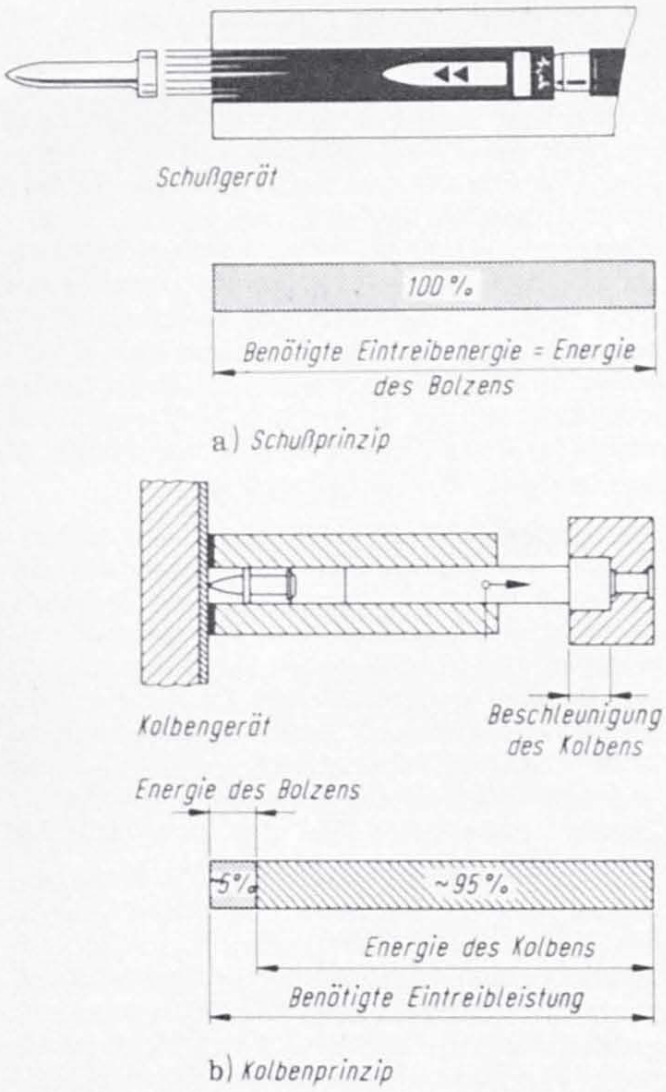


Bild 2.14. Wirkungsprinzip der Setzgeräte für Direktmontage (nach [120])

dem Schußprinzip (Bild 2.14a) wurde die Kartuschenenergie direkt auf den Setzbolzen übertragen, der beim Auftreffen auf die Oberfläche des Ankergrundes eine hohe kinetische Energie besitzt. Darin lag eine Gefahr für die bedienende Person und die Umgebung. Im Gegensatz dazu wird bei Kolbengeräten (Bild 2.14b) die Energie der Kartusche auf einen Kolben übertragen, der den Bolzen in den Ankergrund eintreibt. Der Kolben, der ca. 95% der gesamten kinetischen Energie enthält, kann das Gerät nicht verlassen und stellt somit keine Gefahr für die bedienende Person oder die Umgebung dar.

Die Wirkungsweise von Setzbolzen beruht darauf, daß beim Eindringen der Bolzen Material verdrängt wird, wodurch in dessen unmittelbarer Umgebung einerseits eine Verdichtung des Betons, andererseits aber auch eine Zerstörung des Gefüges stattfindet. Infolge der hohen Eintreibgeschwindigkeit tritt eine Temperaturerhöhung an der Reibfläche auf. Dadurch ergibt sich ein verbesserter Haftschluß.

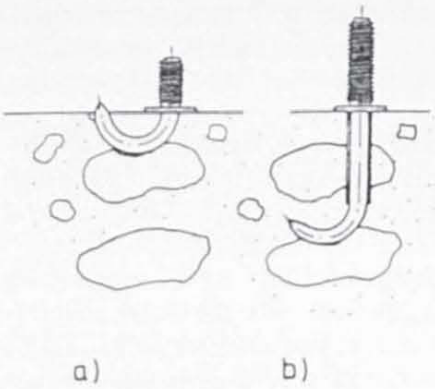


Bild 2.15. Verformung von Setzbolzen beim Auftreffen auf harte Zuschläge ohne (a) und mit (b) Vorbohrung

Während weichere Zuschlagstoffe in günstigen Fällen vom Bolzen durchschlagen werden, können härtere Zuschlagstoffe und solche, die unter ungünstigem Winkel getroffen werden, nicht durchdrungen werden. In diesen Fällen wird der Bolzen abgelenkt und/oder verbogen (Bild 2.15a) und besitzt nur noch eine abgeminderte bzw. vernachlässigbar geringe Tragfähigkeit (Ausfälle beim Setzen). Unter ungünstigen Bedingungen wird keine Verankerungswirkung erzielt.

Dieser Nachteil kann vermindert werden, wenn die Bolzen in vorher erstellte Bohrungen (Bohrlochdurchmesser > Bolzendurchmesser) gesetzt werden. Dabei werden die Schäfte der Bolzen um die Tiefe des Bohrloches verlängert, so daß die Eindringtiefe in den Ankergrund gegenüber dem konventionellen Verfahren ohne Vorbohrung erhalten bleibt. Bei diesem Verfahren treten auch bei hoher Betongüte und/oder harten Zuschlägen keine Setzausfälle mehr auf und Oberflächenbeschädigungen in Form von Abplatzungen werden auch bei abgekrümmten Bolzen verhindert (Bild 2.15b). Zudem steigen die Auszugswerte entsprechend der vergrößerten Verankerungstiefe gegenüber den für konventionell gesetzte Bolzen zu erwartenden Werten an und die Streuungen werden geringer. Um eine deutliche Qualitätsverbesserung zu erreichen, genügen Bohrtiefen von ca. 20 mm [8].

Bolzensetzen ist wegen der Unabhängigkeit von Stromquellen sehr flexibel anwendbar, wirtschaftlich und vergleichsweise umweltfreundlich. Setzbolzen sind als tragende Befestigungen für abgehängte Decken zugelassen [26.1].

3 Tragverhalten von Befestigungen im ungerissenen Beton

Jedes der in Abschn. 2 beschriebenen Befestigungsmittel hat optimale Einsatzgebiete, für bestimmte Anwendungsbereiche kann es dagegen wenig oder ungeeignet sein. Um für eine vorgegebene Aufgabe das richtige Befestigungsmittel

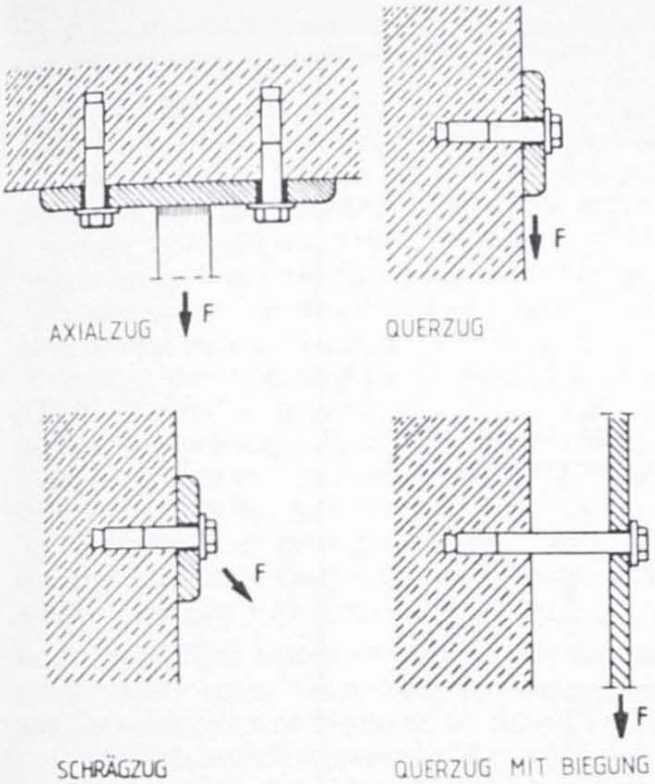


Bild 3.1. Beanspruchungsrichtungen von Befestigungen

auswählen und die Befestigung bemessen zu können, sind daher eingehende Kenntnisse über das Tragverhalten der verschiedenen Befestigungssysteme erforderlich. Dieses wird durch zahlreiche Einflußparameter, u. a. Zustand des Ankergrundes (ungerissen oder gerissen), Belastungsrichtung (Zug, Querzug, Schrägzug oder Querzug mit Biegung, vgl. Bild 3.1), Betonfestigkeit, Verankerungstiefe, Abstand zu benachbarten Befestigungen und zum Rand, Art der Belastung (Kurzzeit-, Dauer- oder Ermüdungsbelastung, Erdbeben- oder Schockbeanspruchung) sowie Menge und Ausbildung einer evtl. vorhandenen Bewehrung beeinflußt. Weiterhin können Umweltbedingungen (Korrosion, Temperatur) sowie gegebenenfalls Brandbeanspruchungen von Einfluß sein.

Im folgenden werden die bisherigen Kenntnisse über das Tragverhalten der verschiedenen Befestigungsmittel im ungerissenen Beton zusammengefaßt. Befestigungen im gerissenen Beton werden in Abschn. 4 behandelt und der Einfluß von Umwelteinflüssen wird in Abschn. 5 erläutert. Befestigungen mit Kunststoff- und Injektionsdübeln in Mauerwerk und Gasbeton werden in [79], [127] abgehandelt und die gängigen Transportanker werden in [9] beschrieben.

3.1 Kopfbolzen, Metallspreiz- und Hinterschnittdübel

Kopfbolzen, Metallspreiz- und Hinterschnittdübel weisen trotz der unterschiedlichen Wirkungsprinzipien (vgl. Abschn. 2) viele Gemeinsamkeiten im Tragverhalten auf (z. B. Höchstlast bei Betonversagen), so daß sie zusammen behandelt werden können.

3.1.0 Montage

Dübelverbindungen werden im Gegensatz zu Kopfbolzenverankerungen durch Aufbringen eines definierten Drehmomentes gegen den Ankergrund vorgespannt. Die dabei in der Schraube bzw. dem Bolzen hervorgerufene Vorspannkraft $F_{S,V}$ hängt wesentlich von der Gewindereibung und der Reibung zwischen Mutter und Unterlegscheibe bzw. Unterlegscheibe und anschließendem Bauteil ab und kann in weiten Grenzen schwanken. Durch die Vorspannkraft wird gleichzeitig das Anbauteil gegen den Ankergrund gepreßt.

Liegt die Unterlegscheibe nicht an der Dübelhülse, sondern an der Ankerplatte an, entspricht die Anpreßkraft bzw. Klemmkraft F_K der Schraubenkraft $F_{S,V}$. Durch das Aufbringen einer äußeren Zugkraft F_Z wird die Zugkraft in der Schraube erhöht und die Klemmkraft reduziert (Bild 3.2). Da die Steifigkeit des Ankergrundes wesentlich höher ist als diejenige der Schraube, nimmt die Schraubenzugkraft bis zum vollständigen Abbau der Klemmkraft nur sehr wenig zu. Bei weiterer Laststeigerung sitzt das Anbauteil locker, und die Schraubenzugkraft steigt proportional zur äußeren Zugkraft an.

Stützt sich die Unterlegscheibe bei einer freistehenden Montage nur gegen die Dübelhülse ab (z. B. wenn die Dübelhülse über das Anbauteil ragt), wird der Dübel in sich verspannt und keine Klemmkraft erzeugt. Das Anbauteil sitzt von Anfang an locker. Bei der in der Praxis oft ausgeführten Durchsteckmontage liegt die Unterlegscheibe bei bündiger Montage gleichzeitig an der Dübelhülse *und* dem Anbauteil an. Die Klemmkraft hängt dann vom Verhältnis der Steifigkeiten von Dübelhülse und Ankergrund ab. Günstig ist eine niedrige Steifigkeit der Dübelhülse, was durch

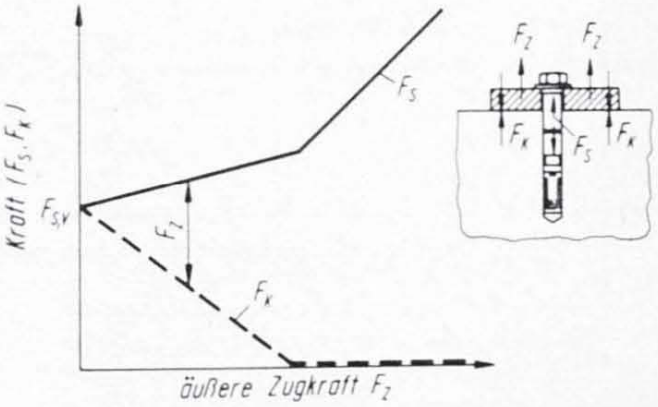


Bild 3.2. Schrauben- und Klemmkraft eines Dübels in Abhängigkeit von der äußeren Zugkraft

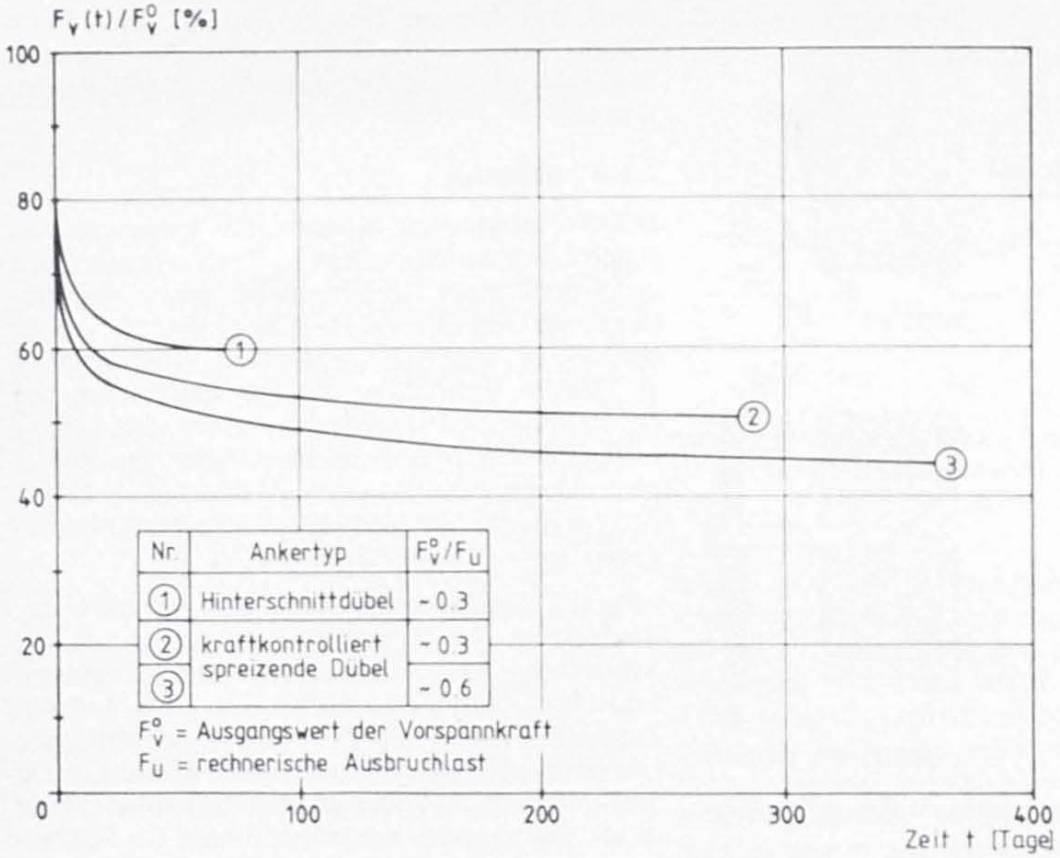


Bild 3.3. Abbau der Vorspannkraft von Dübeln in Abhängigkeit von der Zeit (nach [12] und [121])

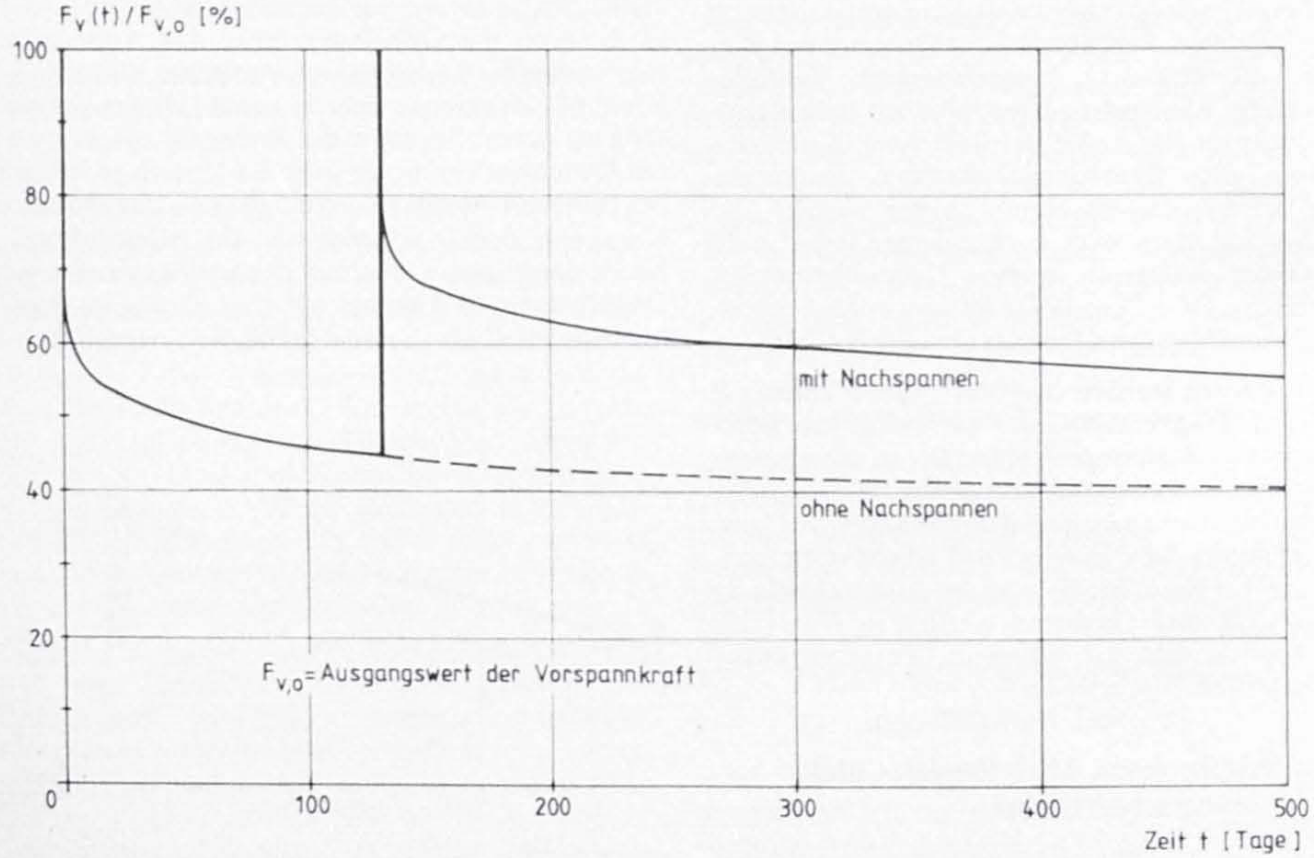


Bild 3.4. Einfluß des Nachspannens auf die Vorspannkraft von Dübeln (nach [121])

Einbau von Schwachstellen (z. B. Kunststoffelementen) erreicht werden kann.

Die in den Beton eingeleitete Vorspannkraft und damit die Klemmkraft nehmen infolge Kriechen und Relaxation des Betons im Spreizbereich des Dübels ab. Die Abnahme der Vorspannkraft wird von ihrer anfänglichen Höhe und der Art des Dübels kaum beeinflußt. Der größte Abfall erfolgt innerhalb der ersten Stunden. Die Restvorspannung beträgt nach sehr langer Zeit nur noch etwa 40 bis 50% des ursprünglichen Wertes (Bild 3.3) [12], [121]. Beim Nachspannen wiederholt sich der Relaxationsvorgang, jedoch wird der Abfall der Vorspannung nach jedem Nachspannen geringer (Bild 3.4), so daß durch Nachspannen der Endwert der Vorspannkraft gesteigert werden kann. Ein Nachspannen nach einigen Stunden, besser nach einigen Tagen ist sehr wirkungsvoll [121], [139].

Bei Befestigungen mittels Dübeln soll das Anbauteil auf Dauer gegen den Ankergrund angespannt sein. Das ist durch eine Montage, bei der der Dübel hauptsächlich in sich selbst verspannt wird, nicht zu erreichen. Für die Vorspannung ist u. a. das vorgeschriebene Drehmoment von großer Bedeutung. Es muß daher möglichst genau mit einem geeichten Drehmomentenschlüssel aufgebracht werden. Um den Abfall der Vorspannkraft infolge Relaxation gering zu halten, empfiehlt sich ein Nachspannen der Dübel.

3.1.1 Zugbeanspruchung

Zur Beurteilung des Tragverhaltens einer Befestigung dienen das Last-Verschiebungsverhalten, die Versagensart und die Höchstlast.

3.1.1.1 Verschiebungsverhalten

Bild 3.5 zeigt das typische Last-Verschiebungsverhalten von Dübeln und Kopfbolzen. Bei den Dübeln wurde die bei der Montage aufgebrachte Vorspannkraft vor dem Belasten durch Lösen der Schraube bzw. Mutter auf Null abgebaut. Bei den herangezogenen Versuchen erfolgte das Versagen durch Betonausbruch (vgl. Bild 3.6). Die Höchstlast wurde unter sonst gleichen Bedingungen nicht durch die Art des Befestigungsmittels beeinflußt.

Die Gesamtverschiebung gemessen an der Betonoberfläche setzt sich aus der Verschiebung des Befestigungselementes gegenüber dem umgebenden Beton (Schlupf) sowie den Verformungen von Beton und Stahl zusammen. Die unter Gebrauchslast bzw. beim Bruch auftretenden Verformungen hängen von der Art des Befestigungsmittels ab. Bei Spreizdübeln (Bild 3.5a) weisen Einschlagdübel die geringsten Verschiebungen auf, weil durch hohe Spreizkräfte ein Schlupf des Dübels im Bohrloch verhindert wird. Bei kraftkontrolliert spreizenden Dübeln wird die Gesamtverschiebung um das Maß der Relativverschiebung zwischen Bolzen und Dübelhülse beim Nachspreizen vergrößert. Selbstbohrdübel weisen relativ große Verschiebungen auf, weil die Betonpressungen im Bereich der Aufspreizung sehr hoch sind. Hinterschnittdübel und Kopfbolzen leiten die Zugkraft durch mechanische Verzahnung in den Ankergrund ein. Das Maß der Verschiebung ist somit bei gleicher Last von der Aufstandsfläche abhängig (Bild 3.5b).

Im Gebrauchszustand sollten Befestigungsmittel möglichst steif sein, um ein Lockern des Anbauteiles zu verhindern. Dagegen sollten vor Erreichen der Höchstlast mit bloßem Auge wahrnehmbare Verschiebungen auftreten. Dann wäre ein bevorstehendes Versagen der Befestigung rechtzeitig zu erkennen und bei einer größeren Zahl von Befestigungen eine Lastumlagerung auf benachbarte, weniger beanspruchte Befestigungselemente möglich. Aus naheliegenden Gründen sind bei der Bruchart „Betonversagen" nicht beide Forderungen einzuhalten; allerdings zeigen einige Systeme hier günstigeres Verhalten als andere (Bild 3.5). Auch bei Stahlversagen kann das ideale Verschiebungsverhalten nur gewährleistet werden, wenn die Verankerungslänge (Dehnlänge) ausreichend groß und der verwendete Stahl duktil ist.

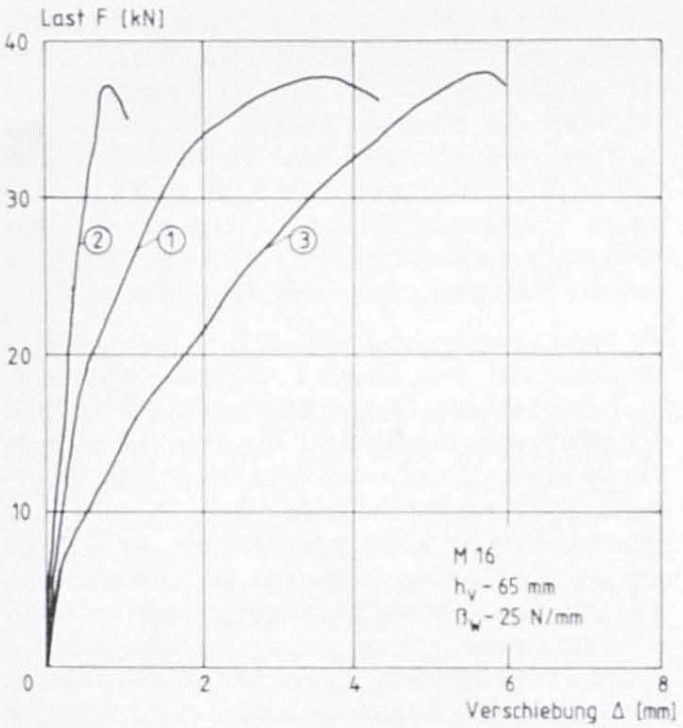
3.1.1.2 Versagensarten

Die möglichen Versagensarten von zugbeanspruchten Dübeln und Kopfbolzen sind in Bild 3.6 dargestellt.

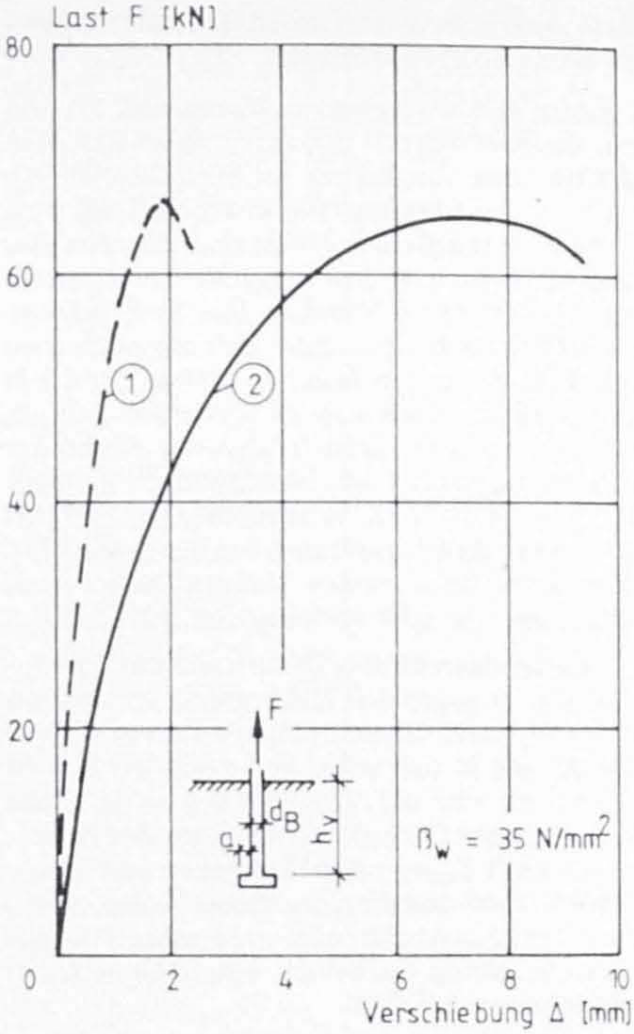
a) Herausziehen
Das Befestigungselement wird aus dem Bohrloch gezogen, wobei der oberflächennahe Beton geschädigt werden kann (Bild 3.6a). Diese Bruchart ist bei Spreizdübeln nur dann zu erwarten, wenn die Spreizkraft zu gering ist, um das Element bis zum Erreichen des Betonbruchs an der vorgegebenen Stelle zu halten. Bei Hinterschnittdübeln und Kopfbolzen kann sie vorkommen, wenn die mechanische Verzahnung zu gering ist.

b) Betonausbruch
Das Befestigungselement erzeugt einen kegelförmigen Ausbruch im Beton (Bild 3.6b_1), die Zugfestigkeit des Betons wird ausgenutzt.

Werden mehrere Befestigungselemente gemeinsam, z. B. über eine Stahlplatte belastet (Dübel- oder Ankergruppe) und ist der gegenseitige Abstand gering, kommt es zu einem gemeinsamen Betonausbruch (Bild 3.6b_2). Ordnet man das Befestigungselement am Bauteilrand an, kann es zu einem Kantenbruch (Bild 3.6b_3) bzw. bei Kopfbolzen mit sehr geringem Randabstand zu einem örtlichen Absprengen des Betons im Bereich des Kopfes (Bild 3.6b_4) kommen. In allen genannten Fällen



a)



Linie	Typ	d_B [mm]	a [mm]	h_v [mm]
①	Kopfbolzen	22	6.5	80
②	Hinterschnittdübel	18	3.0	80

b)

Bild 3.5. Typische Last-Verschiebungskurven von Befestigungsmitteln
a) Metallspreizdübel (nach [34])
b) Hinterschnittdübel und Kopfbolzen

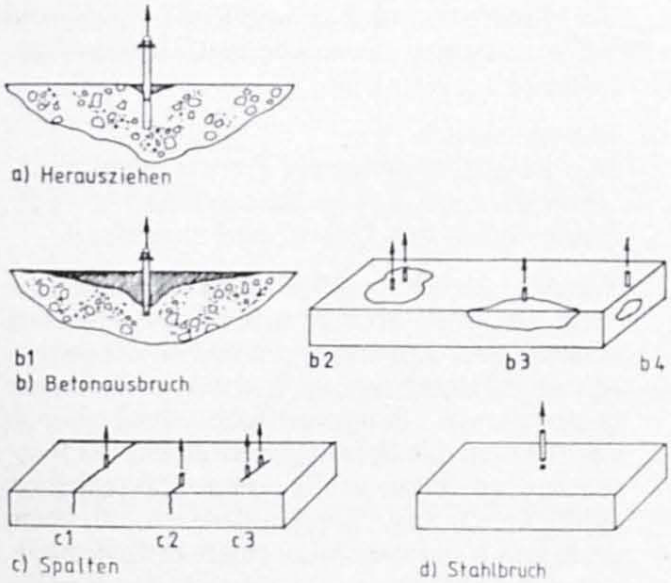


Bild 3.6. Brucharten bei Zugbeanspruchung

wird die Traglast des Befestigungselementes gegenüber großen Achs- und Randabständen reduziert.

c) Spalten des Betons
Spalten des Betons tritt in der Regel nur bei Spreizdübeln auf, wenn die Bauteilabmessungen zu gering sind (Bild 3.6c_1) oder die Dübel zu nahe zum Rand (Bild 3.6c_2) bzw. in zu geringem gegenseitigen Abstand gesetzt werden (Bild 3.6c_3). Die Bruchlast ist kleiner als bei Betonausbruch.

d) Stahlbruch
Das Versagen des Bolzens, der Schraube oder der Hülse (Bild 3.6d) stellt die obere Grenze der erreichbaren Tragfähigkeit dar.

Bei den derzeit auf dem Markt befindlichen Dübelsystemen wird das Versagen in der Regel durch Betonausbruch hervorgerufen. Stahlbruch tritt nur gelegentlich und dann bei Verankerungen im hochfesten Beton auf. Herausziehen wird nur bei kraftkontrolliert spreizenden Dübeln mit kleinen

Spreizschalen und geringen Spreizwegen (z. B. Dübel nach Bild 2.4a$_3$) beobachtet. Spalten des Betons kann durch anwendungstechnische Maßnahmen (Mindestwerte für Achs- und Randabstände sowie Bauteilabmessungen) verhindert werden.

Bei Kopfbolzenverankerungen tritt je nach Verankerungstiefe und Achs- bzw. Randabstand Stahl- oder Betonbruch auf.

3.1.1.3 Stahlversagen

Die bei der Versagensart Stahlbruch zu erwartende Höchstlast F_u^E eines Befestigungselementes kann aus den Querschnittsabmessungen und der Stahlzugfestigkeit ermittelt werden.

$$F_u^E = A_s \cdot R_m \tag{3.1}$$

mit

A_s = Spannungsquerschnitt bei Gewindeteilen bzw. Querschnitt des Kopfbolzenschaftes

R_m = Zugfestigkeit des Stahles.

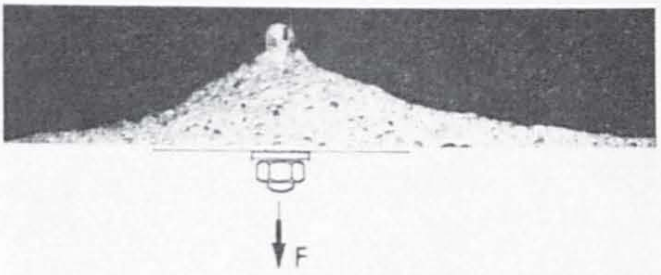
Das Abreißen des Kopfbolzens von der Ankerplatte soll durch eine entsprechend dimensionierte Schweißverbindung verhindert werden.

Bei Befestigungsgruppen und zentrisch an der Ankerplatte angreifender Zugkraft ergibt sich die Bruchlast aus dem Wert nach Gleichung (3.1), multipliziert mit der Zahl der Befestigungselemente. Bei exzentrisch angreifender Zugkraft bestimmt der höchst belastete Dübel oder Bolzen die Bruchlast der Gruppe.

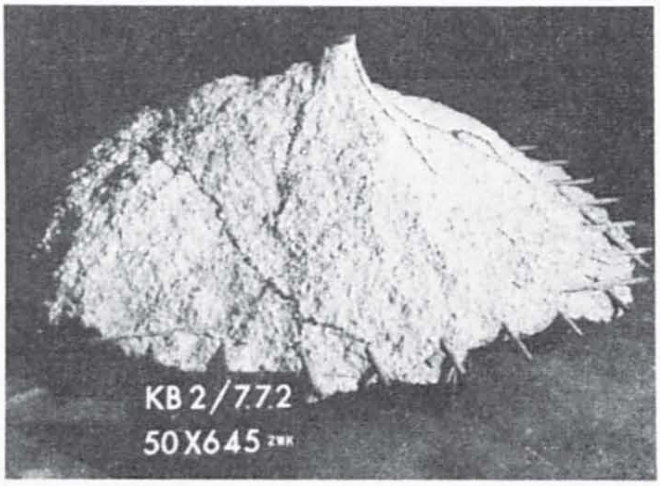
3.1.1.4 Betonausbruch

Die meisten Befestigungssysteme versagen, wie bereits ausgeführt, durch einen Betonausbruch. Die Ausbruchkörper von Dübeln und Kopfbolzen sind ähnlich (Bild 3.7). Der Neigungswinkel der Mantelfläche des Kegels ist über die Bruchfläche nicht konstant und streut von Versuch zu Versuch. Der mittlere Neigungswinkel gegenüber der Horizontalen beträgt zwischen 30° und 40° und steigt mit zunehmender Verankerungstiefe tendenziell an. Die Neigung des Bruchkegels hängt weiterhin vom Beanspruchungszustand des Ankergrundes im Bereich der Verankerung ab. Wird der Ankergrund zusätzlich senkrecht zur Kraftrichtung auf Druck bzw. auf Zug beansprucht, dann wird der Ausbruchkegel steiler bzw. flacher als oben angegeben. Die Höhe des Ausbruchkegels beträgt bei Spreizdübeln etwa das 0,8 – 1,0fache und bei Kopfbolzen und Hinterschnittdübeln das 1,0fache der Verankerungstiefe. Dabei bezeichnet die Verankerungstiefe h_v den Abstand zwischen der Betonoberkante und dem Ende der Krafteinleitung in den Beton (vgl. Bilder 3.9 und 3.10).

Die einschlägige Literatur enthält zahlreiche analytische Ansätze zur Berechnung der Betonausbruchlast. Sie beruhen auf unterschiedlichen Rechenannahmen. In einigen Ansätzen (z. B. [1], [133]) wurden die Form des Ausbruchkegels und die Verteilung der Zugspannungen über den Bruchkegel so gewählt, daß die berechneten Bruchlasten mit Versuchswerten in etwa übereinstimmten. Die vorgeschlagenen Gleichungen können jedoch nicht über den Geltungsbereich der der Auswertung zugrunde liegenden Versuche angewandt werden, da insbesondere die Annahmen über die Spannungsverteilung, z. B. konstanter [1] bzw. hyperbolischer [133] Verlauf der Zugspannungen über die Bruchfläche, stark von der Wirklichkeit abweichen. Dies ist aus Bild 3.8 zu ersehen. Dort ist die Verteilung der Zugspannungen senkrecht zur Mantelfläche des späteren Bruchkegels eines Kopfbolzens mit 520 mm Verankerungstiefe dargestellt. Die Zugspannungen wurden aus den mit speziellen Meßstreifen gemessenen Betondehnungen unter Ansatz der in [38] angegebenen Materialgesetze für zugbeanspruchten Beton berechnet [117]. Das Bild zeigt, daß die Betonzugspannungen sehr ungleichförmig über den Bruchkegel verteilt sind und die Höchstspannungen mit zunehmender Last vom Bolzenkopf weg in Richtung der Betonoberfläche wandern. Dies ist auf die Bildung von Mikrorissen im höchstbeanspruchten Beton zurückzuführen. Sie wurden mit Hilfe von



a)



b)

Bild 3.7. Betonausbruchkegel
a) kraftkontrolliert spreizender Dübel, Verankerungstiefe 130 mm
b) Kopfbolzen, Verankerungstiefe 520 mm (entnommen aus [132])

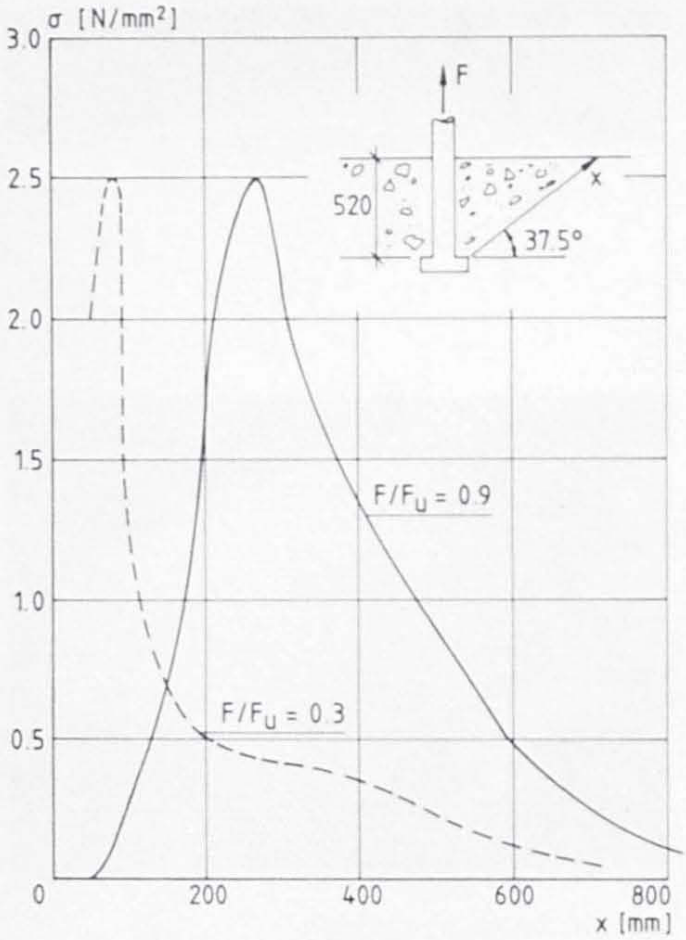


Bild 3.8. Verteilung der Zugspannungen normal zur Mantelfläche des späteren Bruchkegels eines Kopfbolzens (nach [117])

Ultraschallmessungen sowie durch direkte Beobachtung an speziellen Versuchskörpern [38] nachgewiesen. Ein im Prinzip ähnlicher Verlauf der Spannungen wurde auch bei geringeren Verankerungstiefen ermittelt [117] und ist ebenfalls bei Dübeln zu erwarten.

Eine wirklichkeitsnahe analytische Berechnung der Betonausbruchlast ist nur möglich, wenn das nicht-lineare Verhalten des zugbeanspruchten Betons berücksichtigt wird. Dies wird in neueren Arbeiten versucht.

In [11] wird die Betonausbruchlast von Kopfbolzen auf der Grundlage der Plastizitätstheorie berechnet. Zugbeanspruchter Beton weist jedoch nicht das vorausgesetzte plastische Verhalten auf. Daher mußte eine fiktive, vergleichsweise sehr geringe Betonzugfestigkeit eingesetzt werden, um die in Versuchen gemessenen Bruchlasten rechnerisch anzunähern. In [93], [142] wurde angenommen, daß bei Erreichen einer kritischen Zugspannung ein Riß entsteht und dort die Betonzugspannung auf Null abfällt (sprödes Betonverhalten). Die mit dieser Annahme und mit Hilfe der Methode der Finiten-Elemente berechneten Bruchlasten von Dübelverbindungen stimmen in etwa mit Versuchsergebnissen überein. Wie jedoch die Untersuchungen in [35] zeigen, hängen die rechnerischen Bruchlasten – wie nach [16] zu erwarten – deutlich von der Netzeinteilung sowie der Zahl der bis zum Bruch gewählten Laststufen ab. Deshalb können die Rechenannahmen in [93], [142] nicht als allgemeingültig angesehen werden. Um das zwischen den extremen Annahmen (spröde bzw. plastisch) liegende reale Verhalten von zugbeanspruchtem Beton zu erfassen, wurde in [95] angenommen, daß Bruch eintritt, wenn die mit Hilfe der Elastizitätstheorie berechneten und über die sogenannte repräsentative Volumeneinheit (RVE) gemittelte Zugspannung im Beton die zentrische Zugfestigkeit erreicht. Dieses Verfahren kann jedoch ebenfalls nicht verallgemeinert werden, da die Größe der RVE keine Konstante ist und an Versuchsergebnissen geeicht werden mußte. Das Verhalten von Befestigungselementen kann wirklichkeitsnah nur mit Hilfe der Bruchmechanik beschrieben werden. Entsprechende Ansätze sind z. B. in [3], 33.1, [53], [117] beschrieben.

Das Verhalten von Beton unter den bei Befestigungen vorliegenden Bedingungen wird zur Zeit intensiv erforscht. Daher kann man davon ausgehen, daß in Zukunft die Tragfähigkeit von Befestigungselementen auf analytischem Wege ausreichend genau berechnet werden kann. Zur Zeit ist es jedoch noch sinnvoll, die Bruchlast von Befestigungen auf empirischem Wege unter Berücksichtigung theoretischer Modelle abzuleiten. Entsprechende Vorschläge werden im folgenden behandelt.

Einzelbefestigung mit großem Randabstand

Die Bilder 3.9 und 3.10 zeigen die in Versuchen gemessenen Bruchlasten von Spreiz- und Hinterschnittdübeln bzw. von Kopfbolzen mit großem Achs- und Randabstand in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe. Die Versuche wurden in Betonen unterschiedlicher Festigkeit durchgeführt. Daher wurden sie über die Betonzugfestigkeit, die proportional zu $\sqrt{\beta_W}$ angenommen wurde, auf eine Betondruckfestigkeit von $\beta_W = 25$ N/mm² umgerechnet. In Bild 3.9 wurden 287 Versuchsserien und in Bild 3.10 196 Einzelversuche ausgewertet. Die Versuchsergebnisse (Mittelwerte) können durch Gleichung (3.2) angenähert werden.

$$F_u^E = k \cdot h_v^{1,5} \cdot \sqrt{\beta_W} \quad [N] \tag{3.2}$$

mit

k = 13,5 (Metalldübel) [42]

k = 15,5 (Kopfbolzen) [43]

h_v = Verankerungstiefe (siehe Bilder 3.9 und 3.10)

β_W = Würfeldruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Prüfung, gemessen an Würfeln mit 20 cm Kantenlänge.

Die Bruchlast hängt danach nur von der Betonzug-

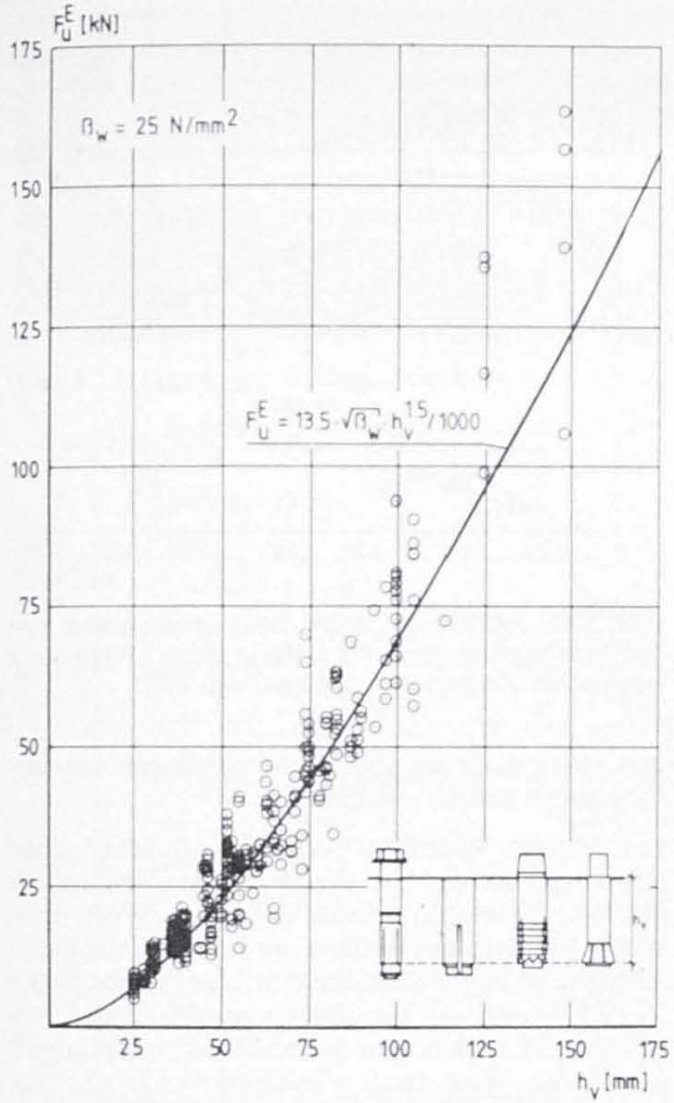


Bild 3.9. Betonausbruchlast von Metallspreiz- und Hinterschnittdübeln unter zentrischer Zugbeanspruchung in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe (nach [42])

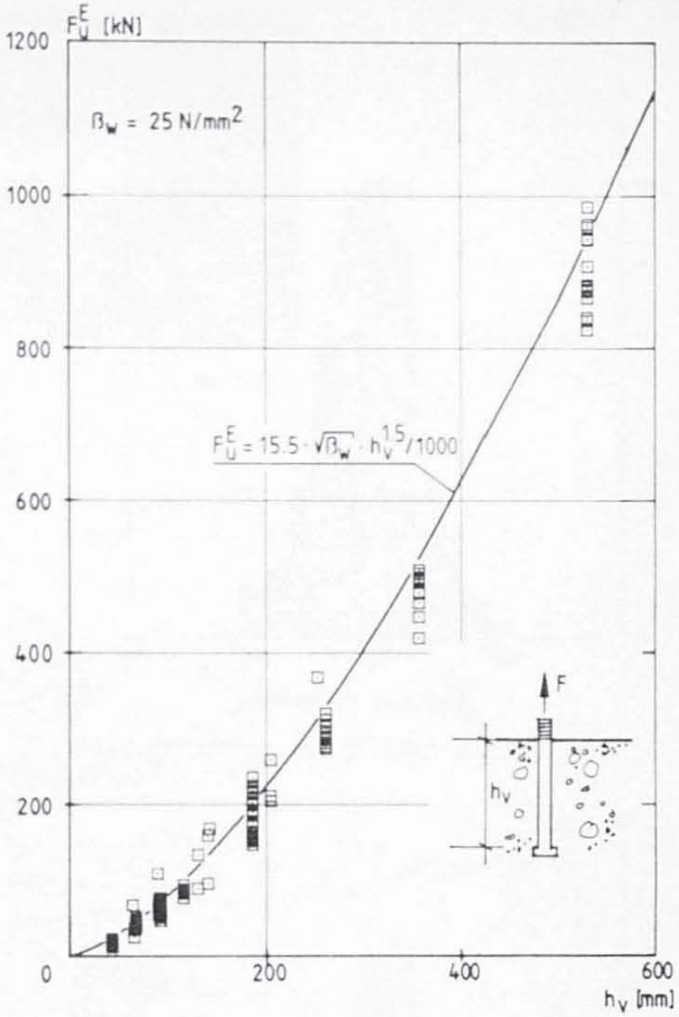


Bild 3.10. Betonausbruchlast von Kopfbolzen unter zentrischer Zugbeanspruchung in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe (nach [43])

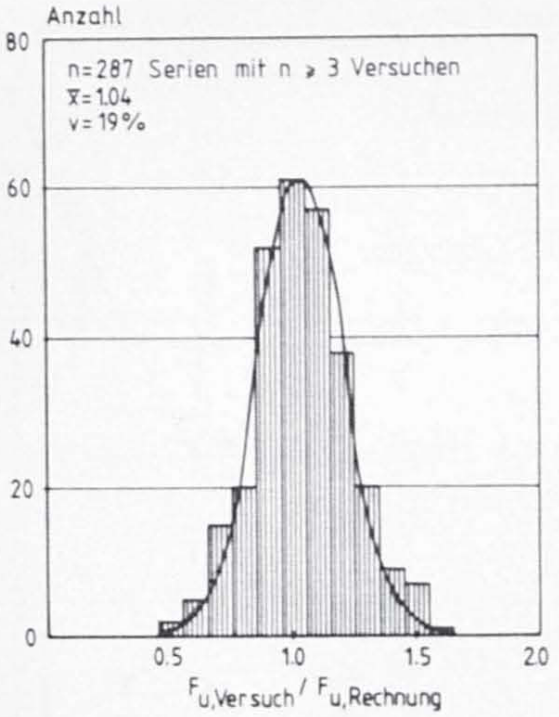
festigkeit und der Verankerungstiefe ab. Dabei ist der Einfluß der Verankerungstiefe geringer, als aufgrund der Zunahme der Kegelmantelfläche zu erwarten wäre, die mit dem Quadrat der Verankerungstiefe anwächst. Dies ist darauf zurückzuführen, daß sich mit zunehmender Verankerungstiefe die Spannungsverteilung über die Bruchfläche ändert und die über die Bruchfläche gemittelte Zugspannung abnimmt.

Nach den ausgewerteten Versuchen ergeben sich für Kopfbolzen um ca. 15% höhere rechnerische Bruchlasten als für Dübel. Dies könnte zum Teil am günstigen Einfluß des Kopfes liegen, der theoretisch eine geringfügige Vergrößerung der Bruchfläche bewirkt, aber auch durch versuchsbedingte Einflüsse wie unterschiedliche Zusammensetzung der für die Versuchskörper verwendeten Betone erklärt werden. Bekanntlich werden die Betonzugfestigkeit und das Nachbruchverhalten u. a. vom Größtkorn und der Sieblinie beeinflußt [76]. Eine eindeutige Erklärung für die beobachteten Unterschiede wurde bisher nicht gefunden.

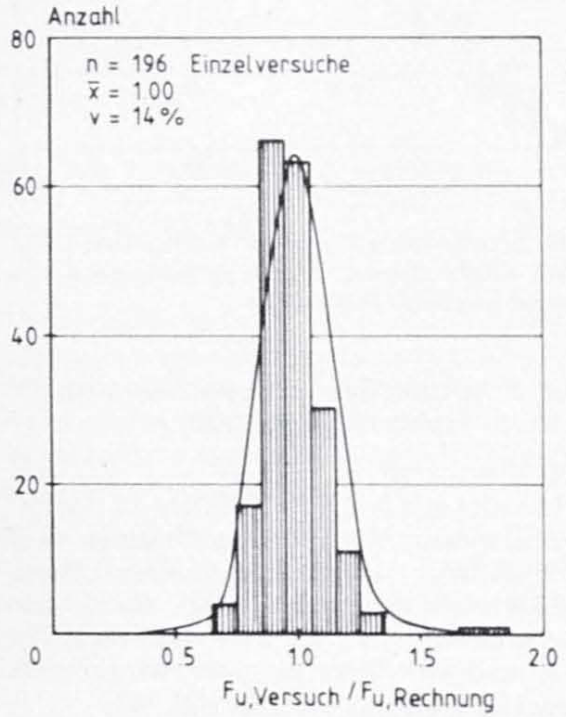
Die Verhältniswerte $F_{u,\text{Versuch}}/F_{u,\text{Rechnung}}$ sind normal verteilt (Bild 3.11). Der Mittelwert beträgt $\bar{x} \sim 1{,}0$ mit einem Variationskoeffizienten $v \sim 19\%$ (Dübel) bzw. $v \sim 14\%$ (Kopfbolzen). Diese Streuung ist nicht wesentlich größer als die der Betonzugfestigkeit. Der Einfluß der Verankerungstiefe und der Betonfestigkeit wird durch Gleichung (3.2) zutreffend erfaßt [42], [43].

Die Auswertung zeigt, daß die Betonausbruchlast von Befestigungen praktisch unabhängig davon ist, ob die Last in den Ankergrund über Spreizkräfte (kraft- oder wegkontrolliert spreizende Dübel), mechanische Verzahnung (Hinterschnittdübel und Kopfbolzen) oder eine Kombination der beiden Wirkungen (Selbstbohrdübel) eingeleitet wird.

Gleichung (3.2) gilt nur für Spreizdübel, bei denen die Spreizkraft auf die vorgesehene Verankerungstiefe so abgestimmt ist, daß Betonausbruch erfolgt. Zu den unterschiedlichen Verankerungstiefen gehört also jeweils eine andere Dübelgröße. Werden Dübel einer bestimmten Größe tiefer gesetzt, steigt



a) Spreiz- und Hinterschnittdübel



b) Kopfbolzen

Bild 3.11. Häufigkeitsverteilung des Quotienten aus gemessener und rechnerischer Betonausbruchlast bei zentrischer Zugbeanspruchung (nach [42] und [43])

die Bruchlast theoretisch nicht mehr an, vielmehr gleitet der Dübel bei Erreichen der Höchstlast, bis bei entsprechend verringerter Verankerungstiefe Betonausbruch erfolgt. In der Praxis nimmt die Bruchlast von tiefergesetzten Dübeln noch geringfügig zu (Bild 3.12), weil die Spreizkraft i. a. nicht genau auf die vorgesehene Verankerungstiefe optimiert ist. Tiefersetzen wirkt sich jedoch günstig

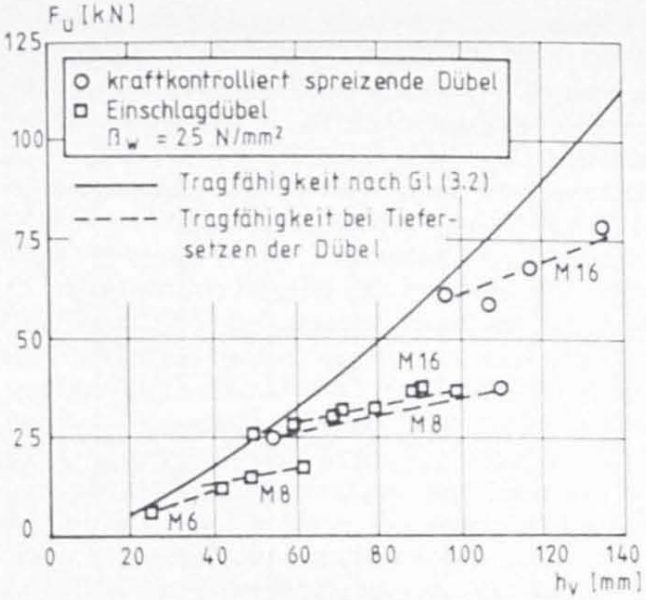


Bild 3.12. Abhängigkeit der Betonausbruchlast von der Verankerungstiefe für tiefergesetzte Dübel unter zentrischer Zugbeanspruchung (nach [34])

aus, weil dadurch die Verschiebungen bis zur Höchstlast größer werden.

Bei Hinterschnittdübeln und Kopfbolzen gelten andere Kriterien. Bei diesen Systemen darf die Unterkopfpressung einen kritischen Wert nicht überschreiten; andernfalls nimmt die Bruchlast ähnlich wie bei Spreizdübeln infolge zunehmender Verschiebung und der daraus resultierenden Abnahme der wirksamen Verankerungstiefe gegenüber dem Wert nach Gleichung (3.2) ab (vgl. Abschn. 3.1.1.5).

Örtliche Fehlstellen im Beton und auch Fehlbohrungen haben nur einen geringen Einfluß auf die Betonausbruchlast, solange sie nicht im unmittelbaren Bereich der Krafteinleitungszone liegen. Um jedes Risiko auszuschließen, sollten jedoch Fehlbohrungen mit Zementmörtel verfüllt werden, wenn sie näher als etwa das 2fache des Bohrlochdurchmessers von der Verankerungsstelle entfernt sind [13].

Befestigungsgruppe

Die Tragkraft nach Gleichung (3.2) wird verständlicherweise nur erreicht, wenn eine ausreichend große Betonfläche pro Befestigungselement zur Verfügung steht. Ist der gegenseitige Abstand der Befestigungsmittel geringer als ein kritischer Wert, dann überschneiden sich die einzelnen Bruchkegel, bzw. es kommt zu einem gemeinsamen Ausbruchkegel (Bild 3.13). Dadurch sinkt die Bruchlast gegenüber dem maximal möglichen Wert ab. Dies ist aus Bild 3.14 zu ersehen, das die Bruchlast von Zweifachbefestigungen bezogen auf die Höchstlast eines Dübels oder Kopfbolzens nach Gleichung (3.2) in Abhängigkeit von dem auf die Verankerungstiefe bezogenen Achsabstand zeigt.

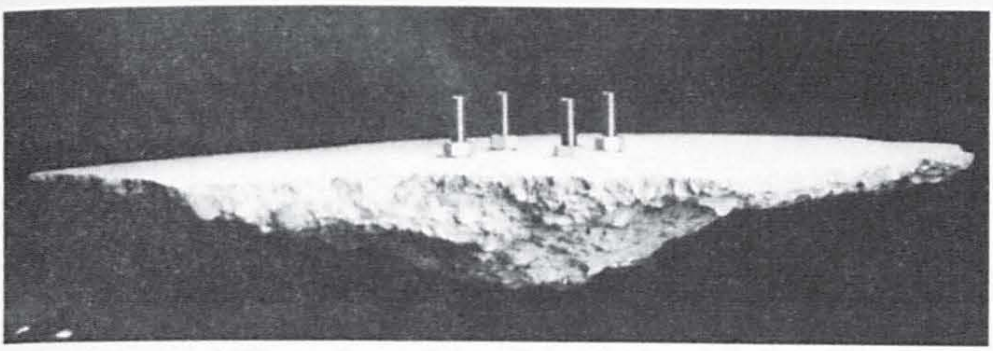


Bild 3.13. Betonausbruchkegel einer Vierfachbefestigung mit Hinterschnittdübeln

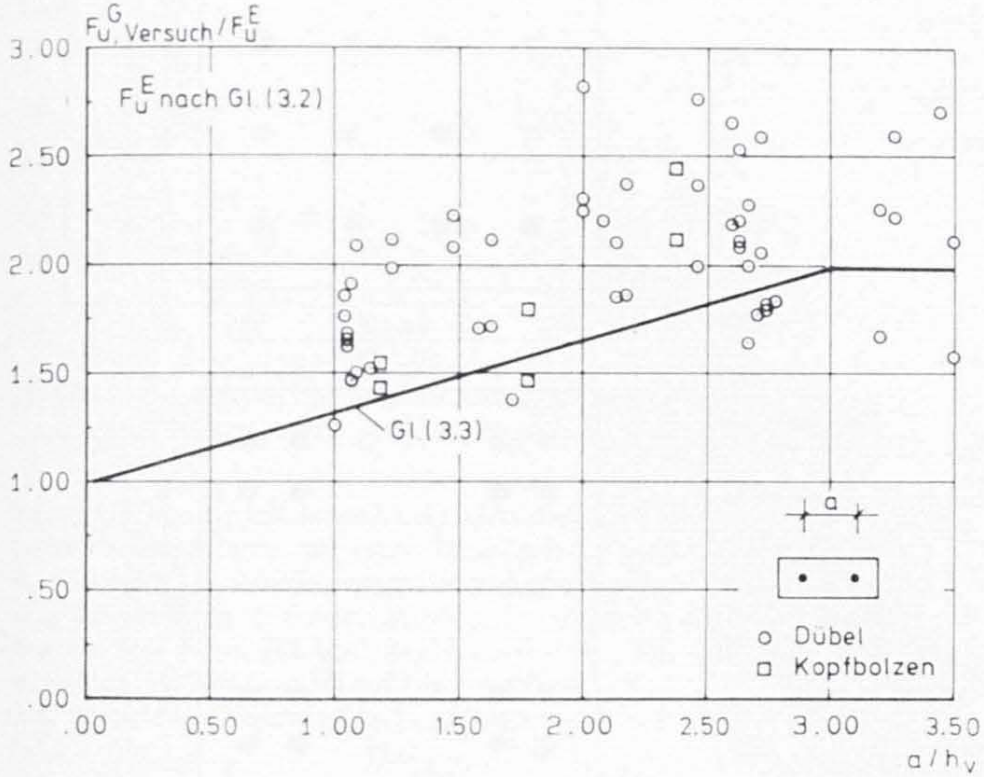


Bild 3.14. Einfluß des Achsabstandes auf die Betonausbruchlast von Zweifachbefestigungen unter zentrischer Zugbeanspruchung (nach [42])

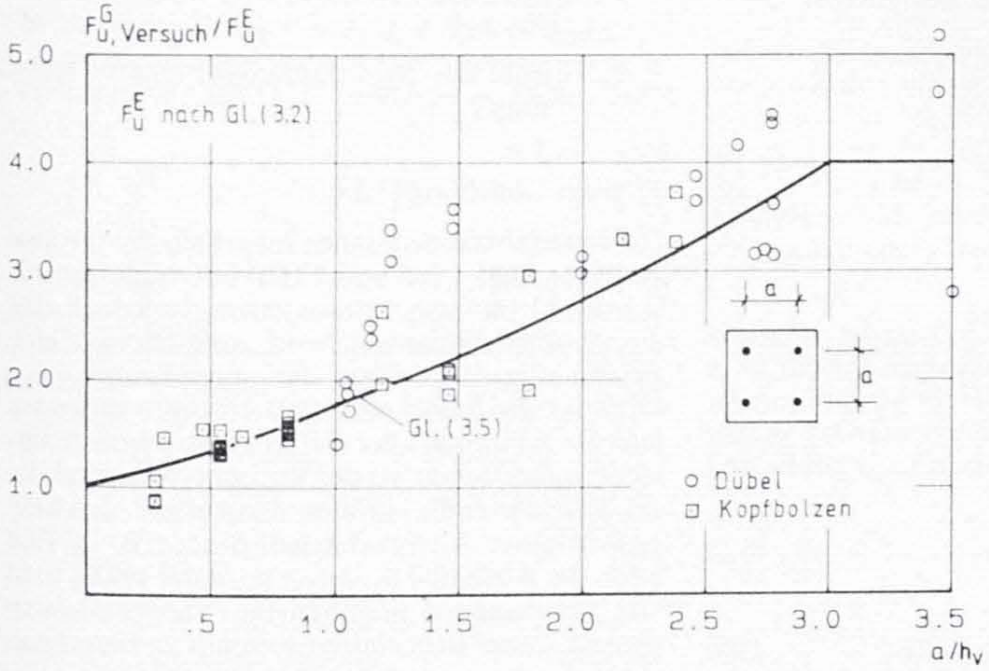


Bild 3.15. Einfluß des Achsabstandes auf die Betonausbruchlast von Vierfachbefestigungen unter zentrischer Zugbeanspruchung (nach [42] und [43])

Der kritische Achsabstand, bei dem gerade keine Überschneidung der Bruchkegel benachbarter Befestigungselemente auftritt, läßt sich aus den Abmessungen der Bruchkegel bestimmen und beträgt bei einem mittleren Neigungswinkel des Kegels von $\alpha \sim 35°$ das ca. 3,0fache der Verankerungstiefe. Bei diesem Achsabstand entspricht die Bruchlast der Zweifachbefestigung der 2fachen Höchstlast einer Einzelbefestigung. Wird der Achsabstand gedanklich auf Null reduziert, dann verbleibt nur der Bruchkegel eines Befestigungselementes, und die Bruchlast der Zweifachbefestigung entspricht der einer Einzelbefestigung. Zwischen den beiden Grenzwerten wird vereinfachend eine lineare Beziehung angenommen [Gleichung (3.3)].

Damit erhält man die Bruchlast der Zweifachbefestigung zu

$$F_u^G = \varkappa_a \cdot F_u^E \tag{3.3}$$

mit

$$\varkappa_a = 1 + a/a_k \leqq 2 \tag{3.4}$$

a_k = kritischer Achsabstand
$= 3\ h_v$

F_u^E nach Gleichung (3.2)

Bild 3.14 zeigt, daß diese Annahme auf der sicheren Seite liegt.

Zur Berechnung der Bruchlast F_u^G von Vierfachbefestigungen ist es sinnvoll, die Faktoren $\varkappa_a$ für beide Richtungen getrennt zu ermitteln und miteinander zu multiplizieren [Gleichung (3.5)].

$$F_u^G = \varkappa_{a1} \cdot \varkappa_{a2} \cdot F_u^E \tag{3.5}$$

mit

$$\varkappa_{ai} = 1 + a_i/a_k \leq 2 \tag{3.6}$$

a_i = Achsabstand in Richtung 1 bzw. 2

Bild 3.15 zeigt die Tragfähigkeit quadratischer Vierfachbefestigungen mit Dübeln und Kopfbolzen in Abhängigkeit von dem auf die Verankerungstiefe bezogenen Achsabstand. Es ist zu sehen, daß der Ansatz gemäß Gleichung (3.5) die mittleren Bruchlasten mit einer für praktische Anwendungen ausreichenden Genauigkeit beschreibt.

Die Gleichungen (3.3) bis (3.6) gelten auch für Befestigungen mit einer beliebigen Anzahl von Dübeln oder Bolzen, wenn bei der Ermittlung der Faktoren $\varkappa_a$ anstelle des Achsabstandes a_i der Befestigungselemente der Abstand $a_{ges,i}$ (siehe Bild 3.16) eingesetzt wird.

$$F_u^G = \varkappa_{a1} \cdot \varkappa_{a2} \cdot F_u^E \tag{3.7}$$

mit

$$\varkappa_{ai} = 1 + a_{ges,i}/a_k \leq n_i \quad (i = 1,2) \tag{3.8}$$

$a_{ges,i}$ = Achsabstand der äußeren Befestigungselemente in Richtung i (vgl. Bild 3.16)

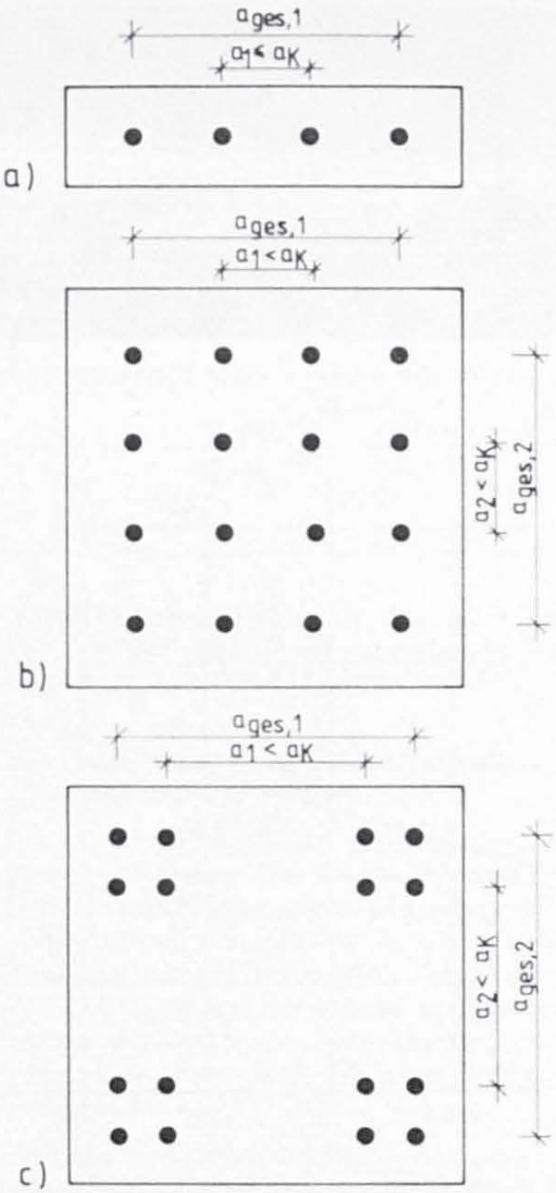


Bild 3.16. Beispiele für Befestigungsgruppen

n_i = Zahl der Befestigungselemente in Richtung i

a_k $= 3\ h_v$

F_u^E nach Gleichung (3.2)

Die Einzelabstände können innerhalb der Gruppe konstant (Bild 3.16a und 3.16b) oder unterschiedlich (Bild 3.16c) sein. Voraussetzung ist jedoch, daß die Ankerplatte ausreichend steif ist, um eine gleichmäßige Verteilung der angreifenden Zugkraft auf alle Dübel oder Bolzen zu gewährleisten und die Abstände aller Befestigungselemente untereinander kleiner als der kritische Wert sind. Ist der Achsabstand a_i größer, dann ergibt sich kein gemeinsamer Ausbruchkegel. Sind z. B. in Bild 3.16c die Abstände $a_1 = a_2 \geqq a_k$, dann erhält man vier voneinander unabhängige Vierfachbefestigungen, deren Bruchlasten getrennt zu berechnen sind.

In Bild 3.17 ist das Verhältnis der gemessenen zur

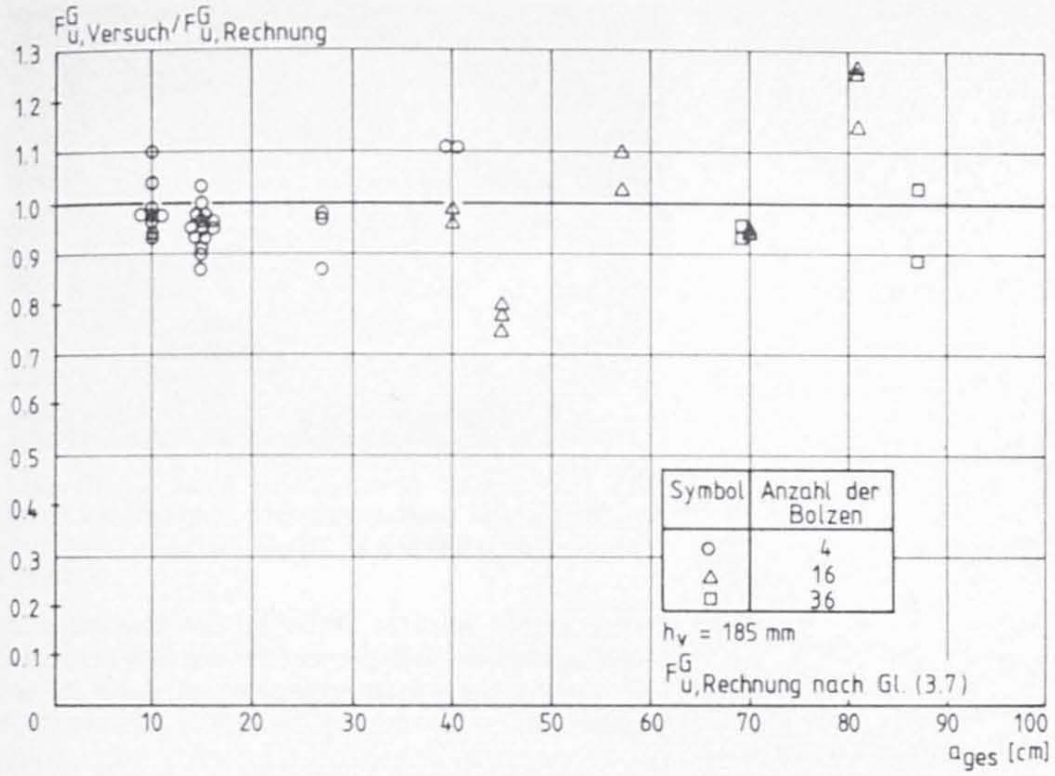


Bild 3.17. Quotient aus gemessener und rechnerischer Betonausbruchlast von Kopfbolzengruppen unter zentrischer Beanspruchung in Abhängigkeit vom Achsabstand (nach [43])

rechnerischen Bruchlast von quadratischen Kopfbolzenbefestigungen mit einer Verankerungstiefe $h_v = 185$ mm in Abhängigkeit vom Achsabstand a_{ges} aufgetragen. Variiert wurden die Zahl der Bolzen ($n = 4$ bis 36) und der Achsabstand der einzelnen Bolzen ($a = 10$ cm bis $a = 40$ cm). Bild 3.17 zeigt, daß Gleichung (3.7) ausreichend genau ist.

Bisher wurden nur Gruppen mit gleicher Beanspruchung aller Befestigungselemente behandelt. In der Praxis kommen jedoch auch ungleichmäßige Beanspruchungen vor, z. B. bei Biegung mit Normalkräften. In diesem Fall kann die Traglast der Gruppe nach [113] berechnet werden. Dieser Vorschlag wird im folgenden am Beispiel einer Zweifachbefestigung erläutert (Bild 3.18).

Bei zentrischer Beanspruchung (Fall I) gelten die bisher erläuterten Gleichungen. Greift die Last über einem Dübel oder Kopfbolzen an (Fall III), entspricht die Tragkraft der Gruppe unabhängig vom Achsabstand dem Wert einer Einzelbefestigung. Bei beliebigem Angriff der Zugkraft innerhalb der Gruppe (Fall II) kann ein hyperbolischer Verlauf der zulässigen Last der Ankergruppe zwischen den Grenzfällen I und III angenommen werden. Der Einfluß der Exzentrizität auf die Bruchlast der Gruppe kann auf einfache Weise

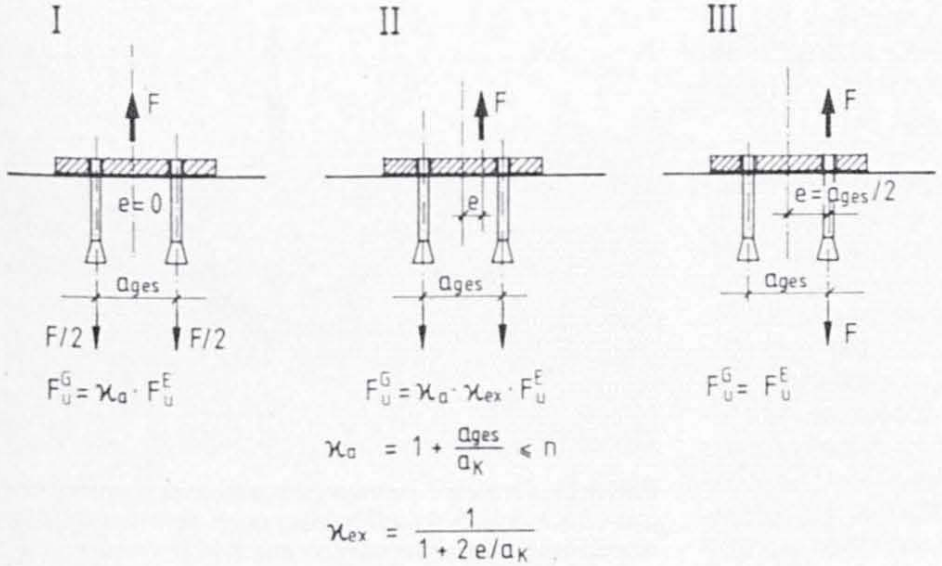


Bild 3.18. Berücksichtigung der Exzentrizität der äußeren Last beim $\varkappa$-Verfahren (nach [113])

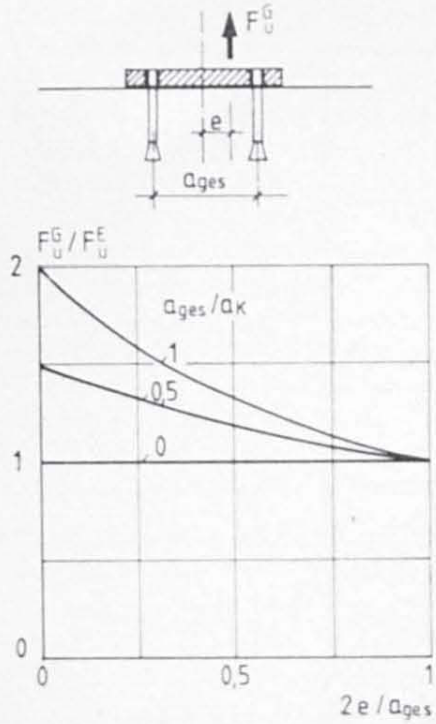


Bild 3.19. Einfluß der Exzentrizität der Zugkraft auf die Betonausbruchlast einer Zweifachbefestigung (nach [113])

durch einen zusätzlichen Beiwert $\varkappa_{ex}$ erfaßt werden.

$$F_u^G = \varkappa_a \cdot \varkappa_{ex} \cdot F_u^E \tag{3.9}$$

mit

$\varkappa_a$ nach Gleichung (3.8)

$$\varkappa_{ex} = \frac{1}{1 + 2 \cdot e/a_k} \tag{3.10}$$

e = Exzentrizität der Zugkraft (siehe Bild 3.18) $\leq a_{ges/2}$

F_u^E nach Gleichung (3.2)

Bild 3.19 zeigt die Höchstlast einer Zweifachbefestigung in Abhängigkeit von der Exzentrizität der Zugkraft. Bei großem Achsabstand sinkt die Bruchlast mit zunehmender Exzentrizität bis auf 50% des Wertes für zentrischen Kraftangriff ab. Mit abnehmendem Achsabstand wird der Einfluß der Exzentrizität deutlich geringer.

Gleichung (3.9) kann auch bei beliebig ausgebildeten und belasteten Gruppen angewendet werden, indem man nur die zugbeanspruchten Befestigungselemente betrachtet und die Werte $\varkappa_{ai}$ nach Gleichung (3.8) und $\varkappa_{ex,i}$ nach Gleichung (3.10) für beide Achsrichtungen getrennt berechnet und miteinander multipliziert. Weisen die zugbeanspruchten Dübel oder Bolzen keine rechteckige Anordnung auf (z. B. bei einer quadratischen Ankerplatte mit Momentenvektor in Richtung der Diagonalen), kann die Gruppe gedanklich zur Rechteckform ergänzt und die Bruchlast wie oben angegeben ermittelt werden. Dabei ist die Exzentrizität der Zugkraft auf den geometrischen Schwerpunkt der zur Rechteckform ergänzten Gruppe zu beziehen.

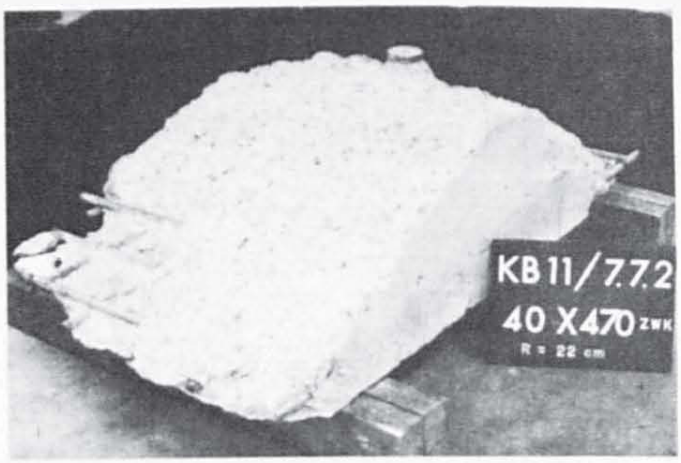


Bild 3.20. Betonausbruchkörper eines Kopfbolzens am Bauteilrand nach zentrischer Zugbeanspruchung (entnommen aus [132])

Der vorgeschlagene Ansatz für $\varkappa_{ex}$ wurde bisher nicht durch Versuche überprüft. Er wurde in Anlehnung an den Durchstanznachweis bei exzentrisch beanspruchten Flachdecken [89] gewählt und dürfte auf der sicheren Seite liegen.

Einzelbefestigungen und Befestigungsgruppen am Bauteilrand

Ordnet man Befestigungen in Randnähe an, dann kann sich kein vollständiger Ausbruchkegel ausbilden (Bild 3.20). Wird der Randabstand weiter vermindert, dann kommt es bei Kopfbolzen im Bereich des Kopfes zu einem örtlichen Ausbrechen des Betons in Richtung des freien Randes (Bild 3.21). Die letztgenannte Bruchart wird bei Dübeln nicht beobachtet, weil sie bei so geringen Randabständen bereits beim Vorspannen den Beton aufspalten (Bild 3.22).

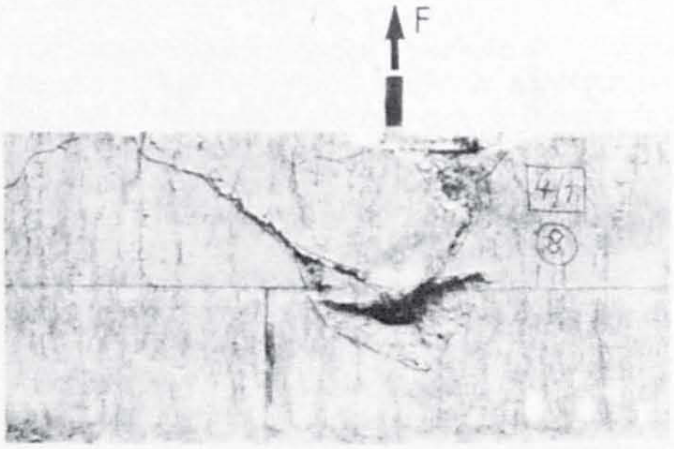


Bild 3.21. Örtlicher Betonausbruch eines Kopfbolzens mit sehr kleinem Randabstand nach zentrischer Zugbeanspruchung (entnommen aus [132])

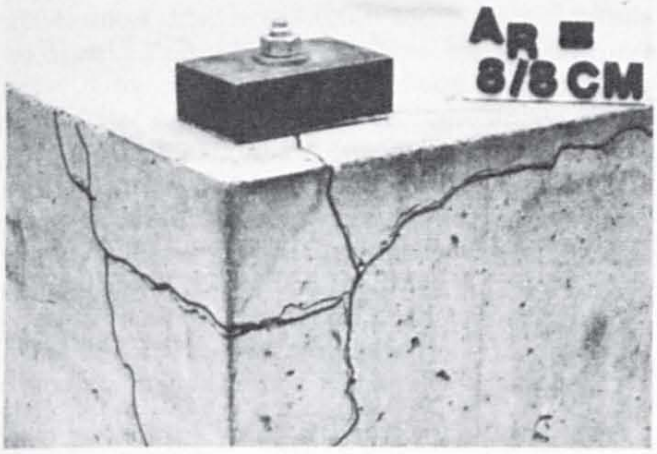


Bild 3.22. Bei der Montage eines kraftkontrolliert spreizenden Dübels in der Bauteilecke aufgetretene Spaltrisse

Bei der Versagensart „kegelförmiger Betonausbruch" wird die Bruchlast nach Gleichung (3.2) noch erreicht, wenn der Randabstand mindestens gleich dem halben Bruchkegeldurchmesser ist ($a_{r,k} = 0{,}5\, a_k \sim 1{,}5\, h_v$). Wird der Randabstand auf den nur theoretisch möglichen Wert $a_r = 0$ vermindert, beträgt die Bruchlast nach [38] etwa das 0,3fache des für Befestigungen mit großem Randabstand geltenden Wertes. Diese Abminderung ist auf die Verminderung der Bruchoberfläche (Faktor 0,5) sowie auf die Störung der bei Verankerungen in der Fläche vorliegenden Rotationssymmetrie durch den Rand (Faktor 0,6) zurückzuführen. Der letztgenannte Effekt tritt auch bei Verankerungen in breiten Rissen auf (vgl. Abschn. 4.1.1). Zwischen beiden Extremwerten wird wiederum vereinfachend ein linearer Verlauf angenommen. Damit erhält man

$$F_u^E\,(\text{Rand}) = \varkappa_{ar} \cdot F_u^E \tag{3.11}$$

mit

$$\varkappa_{ar} = 0{,}3 + 0{,}7\, a_r / a_{rk} \leq 1 \tag{3.12}$$

a_{rk} = kritischer Randabstand
$= 1{,}5\, h_v$

F_u^E nach Gleichung (3.2)

In Bild 3.23 sind die Bruchlasten von Dübeln und Kopfbolzen normalisiert auf den Wert nach Gleichung (3.2) in Abhängigkeit von dem auf die Verankerungstiefe bezogenen Randabstand aufgetragen. Bei den durch offene Symbole gekennzeichneten Versuchen trat ein kegelförmiger Betonausbruch auf, die ausgefüllten Symbole zeigen ein Versagen durch lokalen Ausbruch des Betons im Bereich der Aufstandsfläche von Kopfbolzen an. Die Streuung der Versuchsergebnisse ist sehr groß und kann nicht allein auf die unterschiedliche Zusammensetzung der verwendeten Betone zurückgeführt werden. Bis zur eingehenden Klärung der Ursachen erscheint es vertretbar, den Ansatz nach Gleichung (3.11) (durchgezogene Linie) zur Berechnung der Höchstlast von randnahen Befestigungen bei der Versagensart kegelförmiger Betonausbruch zu verwenden.

Es wird darauf hingewiesen, daß Mindestrandabstände einzuhalten sind, um bei Kopfbolzen ein einwandfreies Betonieren zu ermöglichen und ein lokales Ausbrechen des Betons (siehe unten) zu verhindern. Bei Dübeln sind Mindestrandabstände erforderlich, damit der Beton bei der Montage nicht aufspaltet (vgl. Abschn. 3.1.1.6).

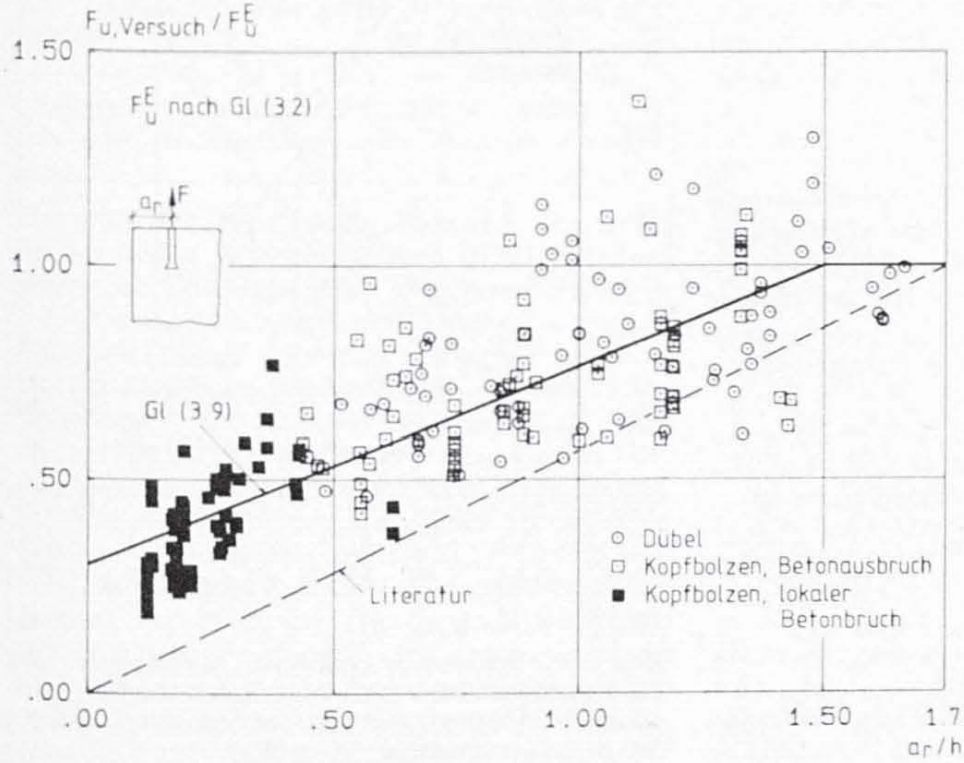


Bild 3.23. Einfluß des Randabstandes auf die Betonausbruchlast bei zentrischer Zugbeanspruchung (nach [42] und [43])

In [34] wird vorgeschlagen, den kritischen Randabstand zu $1{,}75\,h_v$ anzunehmen und die Bruchlast direkt proportional zum Randabstand abzumindern (gestrichelte Linie in Bild 3.23). Dieser Vorschlag beschreibt etwa die untere Grenze der Versuchsergebnisse.

Wird der kritische Randabstand zu mehreren Seiten unterschritten, dann sind die Abminderungsfaktoren $\varkappa_{ar}$ nach Gleichung (3.12) für jeden Rand einzeln zu berechnen und multiplikativ zu überlagern.

Bei Gruppen am Rand sind die Einflüsse verminderter Achs- und Randabstände durch Multiplikation der Faktoren $\varkappa_a$ nach Gleichung (3.8) und $\varkappa_{ar}$ nach Gleichung (3.12) zu überlagern. Dieses Vorgehen liegt auf der sicheren Seite.

Bei ausreichend tiefen Kopfbolzen mit sehr geringem Randabstand bricht der Beton im Bereich des Kopfes örtlich aus (Bild 3.21). Die Bruchlast kann niedriger als bei der Versagensart „kegelförmiger Betonausbruch" sein (vgl. Bild 3.23) und ist praktisch unabhängig von der Verankerungstiefe. Dieser örtliche Betonausbruch wird durch den quasihydrostatischen Druck im Bereich des Bolzenkopfes verursacht, der eine Abtriebskraft Z hervorruft (Bild 3.24). Die aufnehmbare Abtriebskraft kann näherungsweise nach Gleichung (3.2) berechnet werden, wenn anstelle der Verankerungstiefe h_v der Randabstand a_r eingesetzt wird. Die bruchauslösende Abtriebskraft Z beträgt das α-fache der Zugkraft F. Damit erhält man durch Gleichsetzen:

$$F_u^E(\text{Rand}) = \frac{1}{\alpha} \cdot 15{,}5 \cdot a_r^{1,5} \cdot \sqrt{\beta_w} \quad [N] \qquad (3.13)$$

Der Wert α ist bislang nicht genau bekannt. Er hängt von der Höhe der Betonpressung unter dem Kopf ab und beträgt nach [1] $\alpha = 0{,}25$ und kann nach [43] bis auf ca. 0,6 anwachsen. Bei Anordnung mehrerer Kopfbolzen parallel zum Rand mit geringem Achsabstand ist die Überschneidung der Bruchkegel zu beachten.

Einfluß einer Bewehrung

Bisher wurde davon ausgegangen, daß die Befestigungen im unbewehrten Beton angeordnet sind. In der Praxis sind die Bauteile jedoch meist bewehrt. Eine in flächenartigen Bauteilen meist vorhandene kreuzweise Oberflächenbewehrung kann sich für die Befestigung nur dann auswirken, wenn sie die Ausbildung des Bruchkegels behindert. Dies ist bei üblichen Verankerungstiefen nur möglich, wenn der Abstand der Bewehrung gering ist und sie durch Bügel in engen Abständen umfaßt wird [100]. Diese Bedingungen sind nur in Sonderfällen erfüllt. Am günstigsten wirkt sich eine spezielle Rückhängebewehrung in Form von Bügeln oder Schlaufen aus, die dicht neben den Befestigungen liegt und ausreichend im zu erwartenden Bruchkegel verankert ist [107]. Diese Art der Rückhängebewehrung ist aber nur bei Einlegeteilen sinnvoll.

Die quantitative Erfassung des Einflusses einer Bewehrung ist erst in Ansätzen möglich und noch Gegenstand der Forschung.

Vergleich mit der Literatur

In den Bildern 3.25 und 3.26 wird die mittlere Ausbruchlast von Dübeln bzw. Kopfbolzen nach Gleichung (3.2) mit verschiedenen Vorschlägen in der Literatur verglichen. Die ausgewerteten Glei-

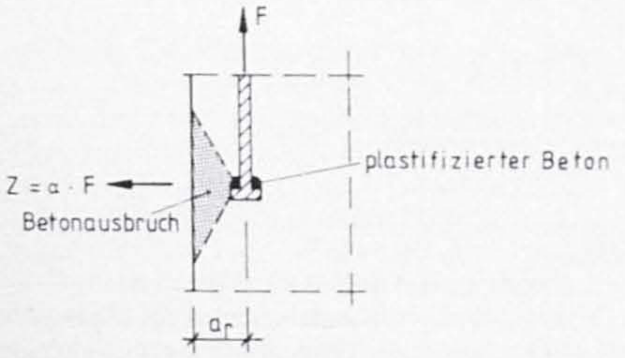
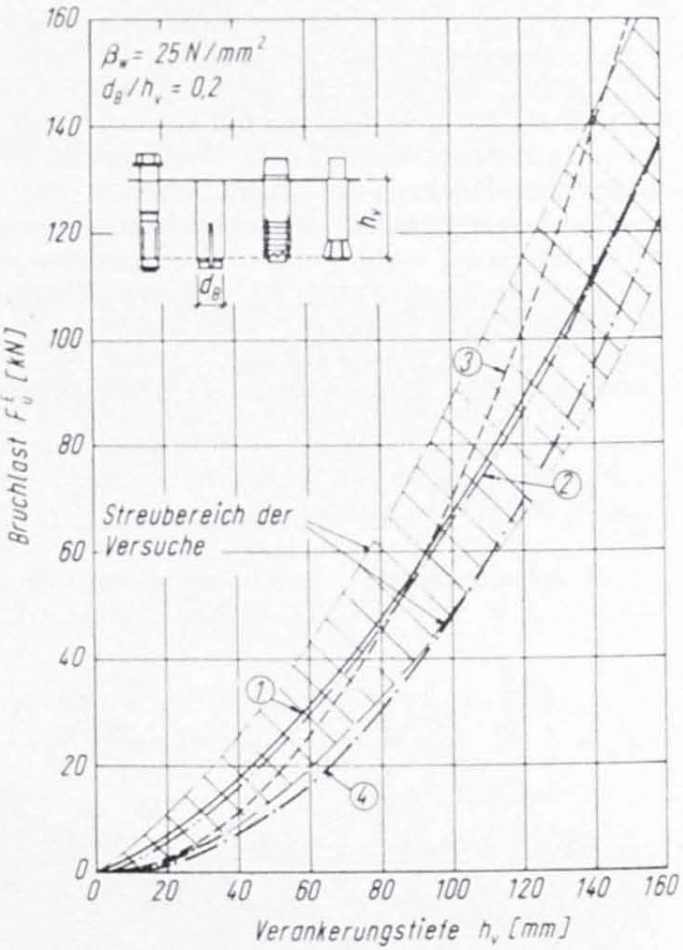


Bild 3.24. Örtlicher Betonausbruch eines randnahen Kopfbolzens (schematisch)



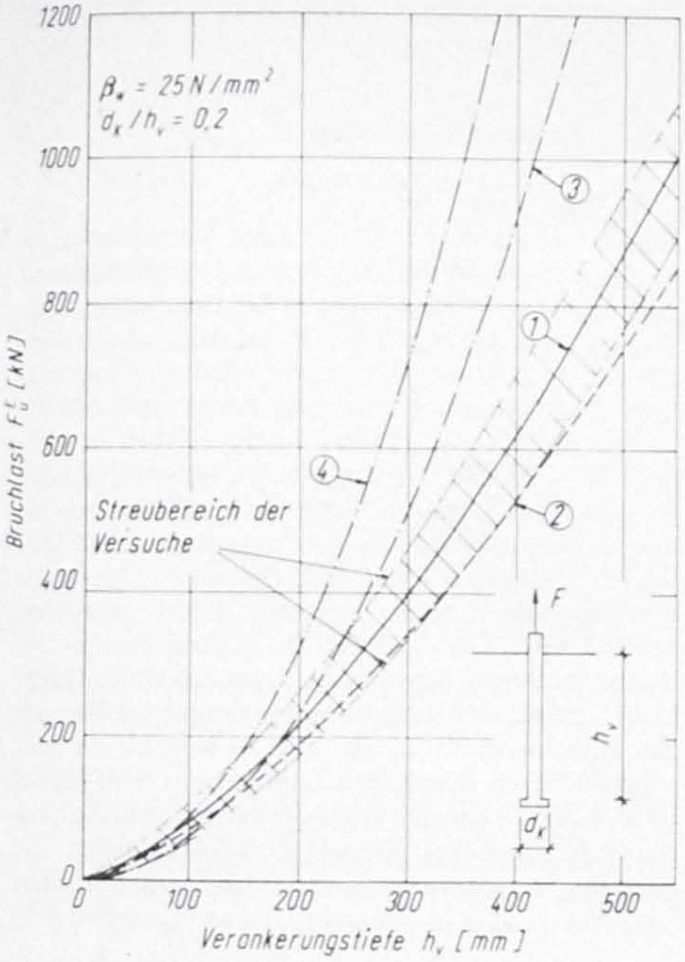
① $F_u^E = 13{,}5 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot h_v^{1,5}$ Gl. (3.2)

② $F_u^E = 6{,}4 \cdot \beta_w^{2/3} \cdot h_v^{1,5}$ [34]

③ $F_u^E = 0{,}64 \cdot \beta_w^{2/3} \cdot h_v^2 \cdot (1 + 1{,}45 \cdot d_B/h_v)$ [95]

④ $F_u^E = 0{,}96 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot h_v^2$ [1]

Bild 3.25. Betonausbruchlast von Metallspreiz- und Hinterschnittdübeln unter zentrischer Zugbeanspruchung in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe; Vergleich verschiedener Vorschläge



① $F_u^E = 15{,}5 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot h_v^{1,5}$ Gl. (3.2)

② $F_u^E = 11{,}0 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot h_v^{1,5} \cdot (1 + d_K/h_v)$ [10]

③ $F_u^E = 0{,}96 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot h_v^2 \cdot (1 + d_K/h_v)$ [1]

④ $F_u^E = 0{,}27 \cdot \beta_w \cdot h_v^2 \cdot (1 + d_K/h_v)$ [11]

Bild 3.26. Betonausbruchlast von Kopfbolzen unter zentrischer Zugbeanspruchung in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe; Vergleich verschiedener Vorschläge

chungen sind in den Bildern mit angegeben. Weiterhin ist der Streubereich der Versuche eingetragen.

Der in [34] für Dübel vorgeschlagene Ansatz liefert bei normalen Betonfestigkeiten (B25) praktisch identische Bruchlasten wie Gleichung (3.2) (Bild 3.25), überschätzt jedoch die Traglast bei höheren Betonfestigkeiten geringfügig. Der Vorschlag in [10] für Kopfbolzen liefert für alle Verankerungstiefen etwa 15% geringere Bruchlasten als Gleichung (3.2) (Bild 3.26). Dieser geringe Unterschied dürfte vermutlich auf die unterschiedliche Zusammensetzung der in den Versuchen verwendeten Betone zurückzuführen sein. In [1], [11], [72], [95], [124] wird angenommen, daß die Ausbruchlast proportional zu h_v^2 ist. Da sie nach Versuchen jedoch nur proportional zu $h_v^{1,5}$ ansteigt, können die nach diesen Ansätzen berechneten Bruchlasten nur in einem relativ engen Bereich der Verankerungstiefe gut mit den Versuchsergebnissen übereinstimmen; für kleinere bzw. größere Verankerungstiefen unter- bzw. überschätzen die Rechenwerte die gemessenen Bruchlasten. Der Bereich der Verankerungstiefe mit guter Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch ist für die einzelnen Vorschläge unterschiedlich und den Bildern 3.25 und 3.26 zu entnehmen. Der Ansatz nach [11] (Bild 3.26) ist zwar dimensionsrein, überschätzt jedoch wesentlich den Einfluß der Betondruckfestigkeit.

3.1.1.5 Herausziehen

Durch das Spreizen weitet der Dübel das Bohrloch örtlich auf und weckt dadurch einen radialen Spreizdruck, dessen Integration über den Kontaktbereich die Spreizkraft S ergibt. Die Bruchlast F_u des Dübels bei der Versagensart Herausziehen ist proportional zur Spreizkraft.

$$F_u = \mu \cdot S \tag{3.14}$$

Der Kraftschlußbeiwert μ beträgt nach [137] für kraftkontrolliert spreizende Dübel etwa 0,2 bis 0,3 und für wegkontrolliert spreizende Dübel etwa 0,35.

Ein Ansatz zur Berechnung der Spreizkraft bzw. der Ausziehlast ist bisher nur in [137] enthalten. Dort werden für den Beton linearelastisches idealplastisches Werkstoffverhalten und die Bruchbedingung nach *Mohr-Coulomb* zugrunde gelegt. Zur Berechnung des Spreizdruckes bzw. der Spreizkraft aus einem vorgegebenen Spreizweg werden Gleichungen angegeben, die entweder iterativ oder mit Hilfe eines Diagrammes zu lösen sind. Die Brauchbarkeit des Ansatzes wurde in [98] durch Auswertung von ca. 900 Versuchen mit 11 Dübelfabrikaten überprüft. Danach liefert er nur einen groben Anhalt für die Ausziehlast, so daß – wie auch in [138] empfohlen – auf jeden Fall noch zusätzliche Versuche erforderlich sind.

Bei Kopfbolzen und Hinterschnittdübeln kommt es, wie bereits ausgeführt, bei Erreichen einer kritischen Unterkopfpressung zu einer deutlichen Zunahme der Verschiebungen. Dadurch wird die Betonausbruchlast infolge der Abnahme der wirksamen Verankerungstiefe gegenüber dem Wert nach Gleichung (3.2) abgemindert. Praktisch handelt es sich aber um ein Herausziehen. Der Beton wird örtlich unterhalb der Aufstandsfläche zermürbt. Ansatzweise ist das am Kopf des Bolzens in Bild 3.7b zu erkennen. Diese Versagensart wird auch bei Ausziehversuchen mit Rippenstäben beobachtet. Die Höhe der kritischen Unterkopfpressung ist noch nicht genau bekannt, sie liegt etwa zwischen 12 und 15 β_W [1], [43], [86] und ist u. a. von der Größe der Aufstandsfläche abhängig.

3.1.1.6 Spalten des Betons

Die Versagensart „Spalten des Betons" kann bei Spreizdübeln auftreten (vgl. Abschn. 3.1.1.2). Analytische Untersuchungen zur Bestimmung der zugehörigen Bruchlast wurden in [95], [142] durch-

geführt, jedoch lassen die vereinfachenden Annahmen insbesondere über das Verhalten des Betons eine Verallgemeinerung der Ergebnisse nur schwer zu. Daher werden die erforderlichen Achs- und Randabstände zur Verhinderung eines Spaltbruches nach wie vor experimentell bestimmt. Sie betragen bei einer Bauteildicke $d \gtrsim 2\ h_v$ und einer Betongüte $\geq$ B25.

a) Randabstand zur Verhinderung von Spaltrissen bei der Montage

$\min a_r \sim 1{,}0\,h_v$ Hinterschnittdübel (3.15)

$\sim 1{,}5\ h_v$ kraftkontrolliert spreizende Dübel neuerer Konstruktion mit einem Konus

$\sim 2{,}0\,h_v$ kraftkontrolliert spreizende Dübel mit 2 Konen

$\sim 3{,}0\,h_v$ Einschlagdübel

b) Randabstand zur Gewährleistung einer Bruchlast nach Gleichung (3.2)

$\alpha_{rk} \sim 1{,}5\,h_v$ Hinterschnittdübel und Kopfbolzen (3.16)

$\sim 3{,}0\,h_v$ kraftkontrolliert spreizende Dübel neuerer Konstruktion (Einkonen- oder Zweikonen-Dübel) und Einschlagdübel

c) Minimaler Achsabstand zur Verhinderung von Spaltrissen und aus konstruktiven Gründen

$\min a \sim 1{,}0\,h_v$ kraftkontrolliert spreizende Dübel mit einem Konus und Hinterschnittdübel (3.17)

$1{,}5\,h_v$ kraftkontrolliert spreizende Dübel mit zwei Konen

$2{,}5\,h_v$ Einschlagdübel

Die minimalen Achs- und Randabstände zur Verhinderung von Spaltrissen hängen bei vorgegebener Bauteildicke von der Betonfestigkeit und der bei der Montage auftretenden Spaltkraft ab. Diese wird bei kraftkontrolliert spreizenden und Hinterschnittdübeln durch das Drehmoment und die Dübelkonstruktionen und bei wegkontrolliert spreizenden Dübeln maßgeblich durch den Spreizweg beeinflußt. Die minimalen Abstände sind daher für die einzelnen Systeme unterschiedlich. Die angegebenen Werte gelten für die derzeit übliche Zuordnung Dübeldurchmesser zu Verankerungstiefe.

Bei kraftkontrolliert spreizenden Dübeln sind die zur Einleitung der Höchstlast nach Gleichung (3.2) erforderlichen Randabstände größer als die minimalen Werte zur Vermeidung von Spaltrissen bei der Montage, da die Spaltkräfte mit zunehmender Belastung ansteigen. Demgegenüber sind bei wegkontrolliert spreizenden Dübeln die Spaltkräfte bei der Montage maßgebend.

3.1.2 Querbeanspruchung

3.1.2.1 Verschiebungsverhalten

Bild 3.27 zeigt eine typische Last-Verschiebungskurve einer gegen den Ankergrund vorgespannten und durch eine Querzugkraft beanspruchten Dübelverbindung mit großem Randabstand. Im steilen Anfangsbereich der Kurve wird die Querzugkraft über Reibung zwischen Beton und Ankerplatte, die durch Vorspannung des Dübels hervorgerufen wird, übertragen. Nach Überwindung der Reibungskraft schlupft die Ankerplatte, bis sie nach Überbrückung des Lochspiels zwischen Dübel und Ankerplatte am Dübel anliegt. Durch die Querverschiebung des an den Beton gepreßten Dübels wird eine Zugkraft im Bolzen bzw. in der Schraube hervorgerufen. Mit zunehmender Querkraft wachsen die Leibungspressungen im Bereich des Bohrlochmundes an, und es kommt zu muschelförmigen Betonabplatzungen vor dem Dübel (Bild 3.28). Dadurch vergrößert sich der Hebelarm der Last, und der Dübel wird zunehmend auf Biegung beansprucht (siehe Bild 3.29). Bei einer Verankerungstiefe von mindestens etwa dem 4fa-

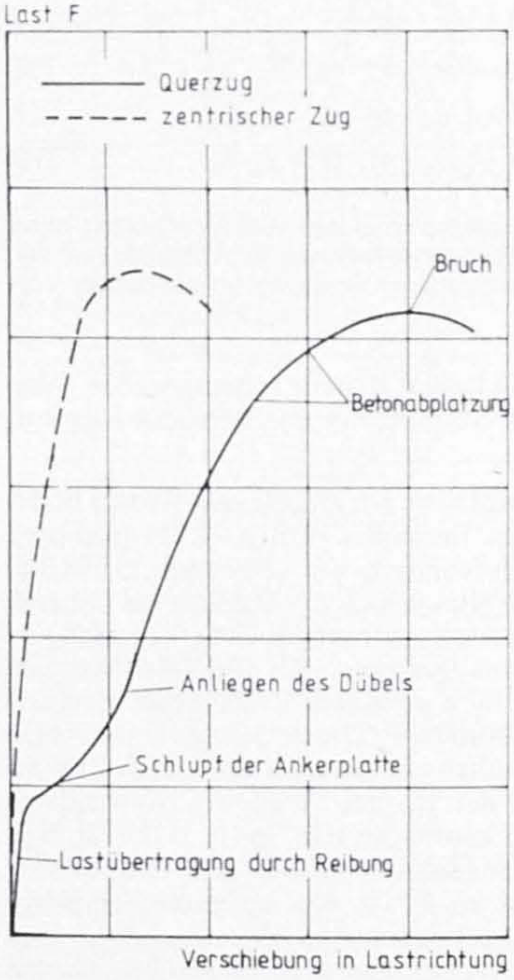


Bild 3.27. Typische Last-Verschiebungskurven von Dübeln unter Zug- und Querbeanspruchung

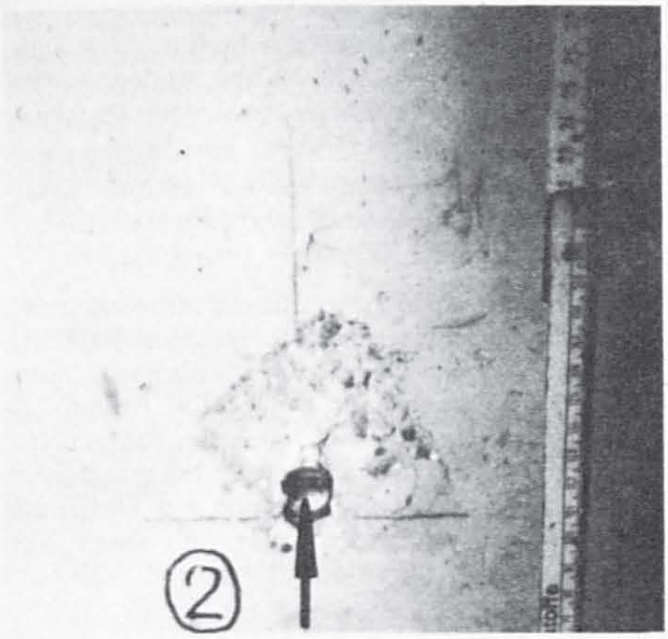


Bild 3.28. Bruchbild eines randfernen Dübels nach Querbeanspruchung (entnommen aus [50])

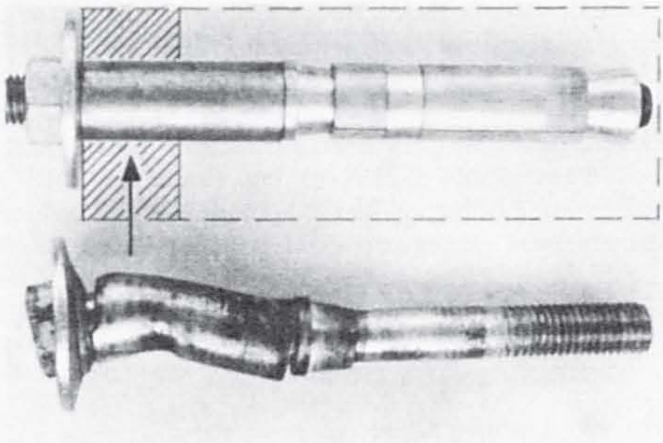


Bild 3.29. Belastungsanordnung und nach Querzugversuch verformter Dübel (entnommen aus [34])

chen Bohrlochdurchmesser ist noch eine Laststeigerung möglich, bis der Dübel abgeschert wird (Bild 3.28). Bei geringerer Verankerungstiefe kann der Dübel vor Erreichen der Stahltragfähigkeit aus dem Beton ausbrechen. Bedingt durch die hohen Lochleibungspressungen, das muschelförmige Abplatzen des Betons und die Biegebeanspruchung der Dübel sind die Verschiebungen in Lastrichtung unter Querbeanspruchung deutlich größer als bei zentrischem Zug (siehe Bild 3.27).

Das Last-Verschiebungsverhalten von auf Querzug beanspruchten Kopfbolzen ist ähnlich dem von Dübelverbindungen. Es fehlt der günstige Einfluß der Vorspannung, dafür ist bei angeschweißten Bolzen auch kein Lochspiel vorhanden.

3.1.2.2 Versagensarten

Die möglichen Versagensarten von auf Querzug beanspruchten Befestigungen sind in Bild 3.30 dargestellt.

a) Stahlbruch
Stahlbruch tritt bei großem Randabstand auf, wobei es kurz vor Erreichen der Höchstlast zu einem muschelförmigen Abplatzen des oberflächennahen Betons kommen kann (Bild 3.30a). Die Verformungen bis zum Bruch sind relativ groß. Diese Versagensart liefert die höchste Bruchlast.

b) Betonbruch
Bei kleinen Randabständen kann die Betonkante ausbrechen (Bild 3.30b_1). Bei Gruppen kann sich ein gemeinsamer Ausbruchkörper bilden (Bild 3.30b_2) und bei Anordnung des Befestigungselementes in einer Bauteilecke (Bild 3.30b_3) bzw. in einem schmalen Bauteil (Bild 3.30b_4) können sich die Bruchkörper nicht vollständig ausbilden. In diesen Fällen ist die von einem Befestigungselement übertragbare Last stets geringer als die einer Einzelbefestigung nach Bild 3.30b_1.

Bei Querbeanspruchung und der Versagensart „Betonbruch" wird wie bei Zugbeanspruchung die Zugfestigkeit des Betons ausgenutzt. Die bei Höchstlast auftretende Querverschiebung ist je nach Randabstand deutlich kleiner als bei Stahlversagen.

3.1.2.3 Stahlversagen

Querbelastete Befestigungselemente werden im Bruchzustand durch Scher-, Biege- und Normal-

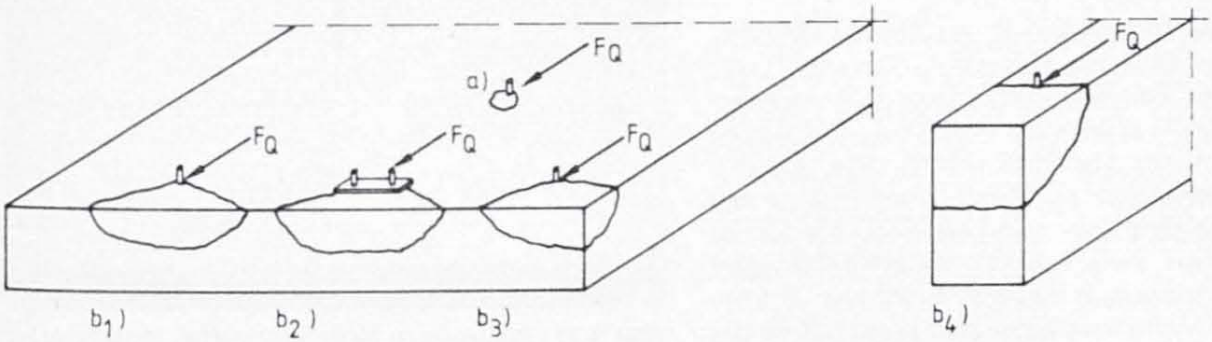


Bild 3.30. Brucharten bei Querbeanspruchung

spannungen beansprucht. Bisher gibt es keinen allgemein anerkannten theoretischen Ansatz zur Berechnung der Bruchlast. Häufig wird angenommen, daß Bruch dann eintritt, wenn die Biegespannungen die Zugfestigkeit des Stahls erreichen. Dabei wird das Biegemoment für einen Balken auf elastischer bzw. elasto-plastischer Bettung berechnet [4], [18], [47], [145]. Die so ermittelten Bruchlasten stimmen jedoch nur wenig mit Versuchsergebnissen überein [48]. Sinnvoller erscheinen daher zum gegenwärtigen Zeitpunkt empirische Ansätze.

Die Auswertung von ca. 250 Versuchen mit unterschiedlichen Befestigungselementen ergab folgende Beziehung für den unteren Grenzwert (etwa im Sinne einer 5%-Fraktile) der Stahltragfähigkeit eines Befestigungselementes [48]

$$F_u^E = \alpha \cdot A_s \cdot R_m \tag{3.18}$$

mit $\alpha = 0{,}6$

Die Gleichung gilt streng nur für die in den ausgewerteten Versuchen vorliegenden Bedingungen, d. h. für Kopfbolzen mit einem Schaftdurchmesser $d_B \leq 22$ mm und einer Festigkeit $R_m < 500$ N/mm² sowie für Dübel mit einer Gewindegröße $\leq$ M 20 und einer Festigkeit $R_m < 800$ N/mm². Die Verankerungstiefe muß mindestens das 4fache des Durchmessers des Schaftes (Kopfbolzen) bzw. des Bohrloches (Dübel) betragen.

Der theoretische α-Wert nach *Huber-van-Mises* beträgt $1/\sqrt{3} = 0{,}58$. Für Schrauben wird ein aus Versuchen abgeleiteter Wert $\alpha = 0{,}625$ angegeben [134]. Während in [73] für Kopfbolzen $\alpha = 0{,}675$ empfohlen wird, ergibt sich nach [116] bei an Ankerplatten angeschweißten Kopfbolzen wegen der Querschnittsverstärkung durch den Schweißwulst $\alpha = 0{,}70$. Der vorgeschlagene Beiwert $\alpha = 0{,}6$ stimmt also gut mit den Angaben in der Literatur überein.

Nach [90], [116] ist neben dem reinen Stahlbruch als zusätzliches Bruchkriterium das muschelförmige Abplatzen des Betons anzusehen. Bei üblichen Beton- und Stahlfestigkeiten und ausreichend großer Verankerungstiefe wird jedoch nach [48], [73], [87] trotz dieser Abplatzungen die Bruchlast nach Gleichung (3.18) erreicht.

Bei Gruppen mit zentrisch an der Ankerplatte angreifender Querkraft beträgt theoretisch die Bruchlast das n-fache (n = Zahl der Befestigungselemente) des Wertes nach Gleichung (3.18). Die Richtigkeit dieser Annahme wurde nach Kenntnis der Verfasser bisher nur durch Tastversuche mit Vierfachbefestigungen nachgewiesen, bei denen das Verhältnis zwischen der Quertragfähigkeit und der theoretischen Betonausbruchlast < 2 betrug. Dieses Verhältnis kann aber je nach Zahl der Dübel oder Bolzen, Verankerungstiefe und Achsabstand wesentlich größer sein. Durch die Querverschiebung wird eine Zugkraft in den Befestigungselementen hervorgerufen, wodurch der Beton vor Erreichen der theoretischen Quertragfähigkeit ausbrechen kann. Bis zur Klärung dieses Problems ist es sinnvoll, die rechnerische Quertragfähigkeit nicht wesentlich größer als die 2fache Betonausbruchlast zu wählen.

Bei Gruppen mit in Lastrichtung hintereinanderliegenden Dübeln ist eine etwa gleichmäßige Lasteinleitung auf alle Dübel nur gewährleistet, wenn kein Lochspiel zwischen Dübel und Ankerplatte vorhanden ist. Ist jedoch – wie in der Praxis üblich – ein Lochspiel vorhanden, wird bei zwei hintereinanderliegenden Dübeln zuerst ein Dübel und nach Überbrückung des Lochspiels durch Verschiebung der Ankerplatte der zweite Dübel zur Lastabtragung herangezogen.

Die Dübel weisen also bei Höchstlast je nach Lochspiel unterschiedliche Verschiebungen auf. Dadurch wird jedoch die Stahlbruchlast bei Einhaltung des in Zulassungen angegebenen zulässigen Lochspiels, das z. B. 1,5 mm bei M 12 beträgt, kaum beeinflußt [50], weil die Dübel ein ausreichendes Plastifizierungsvermögen aufweisen. Dies wird auch durch Versuche mit Stahlbetonkonsolen bestätigt, die mit HV-Schrauben an Stützen angeschlossen waren [32]. Nur bei einem wesentlich größeren Lochspiel als der in den Zulassungen angegebene Grenzwert oder bei mehr als zwei in Lastrichtung hintereinanderliegenden Dübeln ist ein deutlicher Abfall der Bruchlast nicht auszuschließen.

3.1.2.4 Betonversagen

Randnahe Befestigungen können vor Erreichen der Stahltragfähigkeit durch Bruch des Betons versagen. Bild 3.31 zeigt den Ausbruchkörper einer zum Rand belasteten Einzelbefestigung. Der Winkel des Ausbruchkörpers gegenüber dem Rand beträgt nach Versuchen im Mittel ca. 30° und seine Tiefe das ca. 1,3- bis 1,5fache der Verankerungstiefe [51], [125].

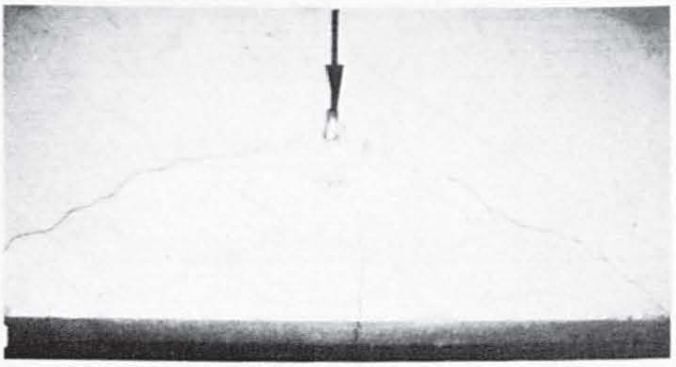


Bild 3.31. Betonbruch eines randnahen Dübels unter Querbeanspruchung (entnommen aus [51])

Das Tragverhalten solcher Befestigungen hängt vom Verhalten des Betons auf Zug ab. Eine befriedigende analytische Bestimmung der Betonbruchlast von quer beanspruchten Befestigungen ist aus den in Abschn. 3.1.1.4 erläuterten Gründen noch nicht möglich. Es ist auch hier unerläßlich, die Tragfähigkeit randnaher, durch Querkräfte beanspruchter Befestigungen empirisch zu ermitteln.

Einzelbefestigung am Rand

In [48] wird aufgrund der Auswertung von ca. 80 Versuchen mit Dübeln und Kopfbolzen mit $d_B < 25$ mm folgende Gleichung zur Berechnung der mittleren Betonbruchlast F_{u0}^E bei Querzugbeanspruchung in Richtung des freien Randes angegeben:

$$F_{u0}^E = \sqrt{d_B} \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot (h_v/d_B)^{0,2} \cdot a_r^{1,5} \quad [N] \qquad (3.19)$$

mit

d_B = Schaftdurchmesser bei Kopfbolzen bzw. Bohrlochdurchmesser bei Dübeln < 25 mm

a_r = Randabstand (siehe Bild 3.32)

Gleichung (3.19) gilt für $h_v/d_B \leq 8$. Bei Dübeln liegt dieser Wert etwa zwischen 4 und 6, so daß Gleichung (3.19) wie folgt vereinfacht werden kann:

$$F_{u0}^E = 1{,}3 \cdot \sqrt{d_B} \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot a_r^{1,5} \quad [N] \qquad (3.20)$$

Danach wird die Betonausbruchlast einer Befestigung wesentlich vom Randabstand beeinflußt, weil er – wie die Verankerungstiefe bei Zugbeanspruchung – die Größe des Betonausbruchkörpers bestimmt. Weitere Einflußfaktoren sind die Betonzugfestigkeit und die Verteilung der Pressungen auf den Beton, die durch das Verformungsverhalten des Betons und die Steifigkeit der Befestigung – ausgedrückt durch Durchmesser und Verankerungslänge – bestimmt wird.

In Bild 3.32 sind die in Versuchen gemessenen Höchstlasten von Dübeln und Kopfbolzen in Abhängigkeit vom Randabstand aufgetragen. Die Bruchlasten wurden mit Hilfe der in Gleichung (3.19) angegebenen Beziehungen auf Außendurchmesser $d_B = 18$ mm, Verankerungstiefen $h_v = 80$ mm und eine Betonfestigkeit $\beta_w = 25$ N/mm² umgerechnet. Die Versuchsergebnisse streuen um die rechnerischen Werte nach Gleichung (3.20). Die Verhältniswerte aus gemessener und rechnerischer Bruchlast sind normalverteilt und betragen im Mittel 1,0 bei einem Variationskoeffizienten von 17%. Diese Streuung ist nicht wesentlich größer als die der Betonzugfestigkeit.

Die Gleichungen (3.19) und (3.20) setzen eine Bauteildicke von mindestens etwa dem 1,4fachen Randabstand voraus. Bei geringeren Dicken fällt die Bruchlast ab, weil sich der Ausbruchkegel nach unten nicht vollständig ausbilden kann. Der Einfluß der Bauteildicke auf die Betonbruchlast wurde bisher nur wenig untersucht. Auf der sicheren Seite liegend kann man davon ausgehen, daß sie direkt proportional mit der Bauteildicke abnimmt [51], [125] [Gleichung (3.21)].

$$F_u^E = \varkappa_d \cdot F_{u0}^E \qquad (3.21)$$

mit

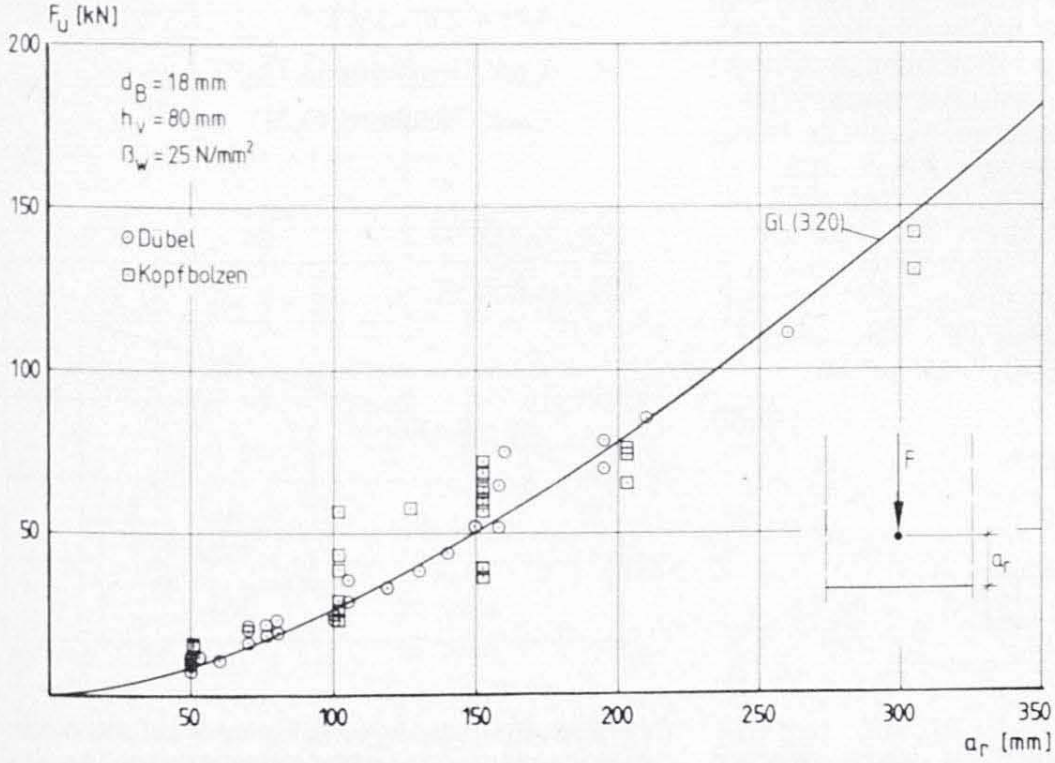


Bild 3.32. Einfluß des Randabstandes auf die Betonbruchlast bei Querbeanspruchung (nach [48])

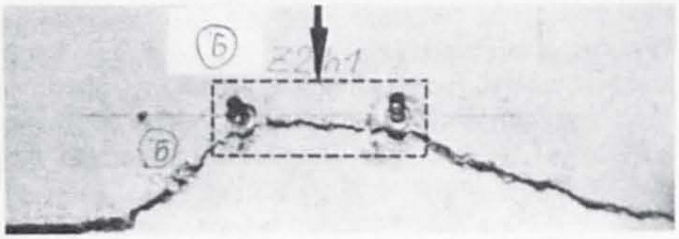


Bild 3.33. Betonbruch eines randnahen Dübelpaares unter Querbeanspruchung (entnommen aus [51])

$\varkappa_d \cong d/1{,}4\ a_r \leq 1$

d = Bauteildicke

F_{u0}^E nach Gleichung (3.19) bzw. (3.20)

Gruppen am Bauteilrand

Die Betonausbruchlast einer durch Querlasten beanspruchten Gruppe kann wie die Höchstlast einer durch Zugkräfte belasteten Gruppe nach dem sog. $\varkappa$-Verfahren berechnet werden. Dabei ist jedoch zu beachten, daß die $\varkappa$-Faktoren bei Zugbelastung von der Verankerungstiefe und bei Querzugbeanspruchung vom Randabstand in Lastrichtung abhängen. Dieses Verfahren, das erstmals in [125] vorgeschlagen und in [51] weiterentwickelt wurde, wird im folgenden erläutert.

Ordnet man Befestigungen mit geringem gegenseitigen Achsabstand am Rand an, dann überschneiden sich die Ausbruchkörper bzw. es kommt zu einem gemeinsamen Betonausbruch (Bild 3.33). Dadurch wird die Bruchlast – wie schon bekannt – gegenüber dem für einen großen Achsabstand geltenden Wert abgemindert. Setzt man die Neigung des Ausbruchkörpers gegenüber dem Rand – wie in Versuchen beobachtet – zu ca. 30° an, dann überschneiden sich die Bruchkörper nicht, wenn der Achsabstand der Befestigungselemente $a \geq 3{,}5 \cdot a_r$ ist. In [125] wird als kritischer Achsabstand $a_k = 3{,}0 \cdot a_r$ angegeben. Vermindert man den Achsabstand gedanklich auf Null, dann verbleibt nur noch ein Ausbruchkörper, und die Bruchlast entspricht der einer Einzelbefestigung. Zwischen diesen beiden Extremwerten wird wiederum vereinfachend ein linearer Verlauf angenommen. Damit ergibt sich die Tragfähigkeit F_u^G einer randparallelen Befestigungsreihe zu:

$$F_u^G = \varkappa_a \cdot F_u^E \tag{3.22}$$

Es bedeuten (vgl. Bild 3.34)

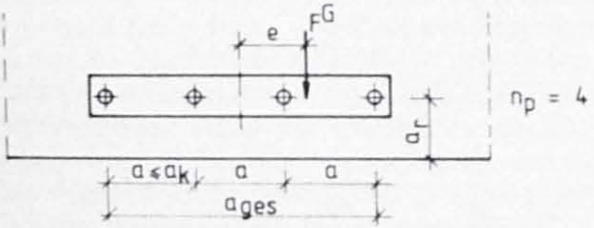


Bild 3.34. Befestigung am Rand unter exzentrisch angreifender Querlast

$\varkappa_a = 1 + a_{ges}/a_k \leq n_p$ (3.22a)

a_{ges} = Achsabstand der äußeren Dübel der Gruppe

$a_k = 3{,}5\ a_r$

a_r = Randabstand

n_p = Zahl der Befestigungselemente der Reihe parallel zur Betonkante

F_u^E nach Gleichung (3.21)

Gleichung (3.22) gilt nur, wenn die einzelnen Achsabstände zwischen den Dübeln oder Bolzen der Gruppe $\leq a_k$ sind (siehe Bild 3.34). Ist dies nicht der Fall, überschneiden sich die Ausbruchkörper benachbarter Befestigungselemente nämlich nicht und es gilt Gleichung (3.21).

In Bild 3.35 ist die Bruchlast von Zweifachbefestigungen in Abhängigkeit vom Verhältniswert Achsabstand zu Randabstand aufgetragen. Es zeigt, daß die Tragfähigkeit der Zweifachbefestigung mit ausreichender Genauigkeit durch Gleichung (3.22) beschrieben wird. Reihenbefestigungen mit mehr als zwei Befestigungselementen wurden bisher nicht geprüft, jedoch dürfte der Ansatz nach Gleichung (3.22) auch in diesen Fällen brauchbar sein.

Der Einfluß einer Exzentrizität der Querlast (Bild 3.34) auf die Bruchlast F_u^G der randnahen Gruppe kann wie bei zentrischem Zug durch einen Abminderungsfaktor $\varkappa_{ex}$ berücksichtigt werden.

$$F_u^G = \varkappa_a \cdot \varkappa_{ex} \cdot F_u^E \tag{3.23}$$

mit

$\varkappa_{ex} = 1/(1 + 2\ e/a_k) \leq 1$

$\varkappa_a$ nach Gleichung (3.22a)

F_u^E nach Gleichung (3.21)

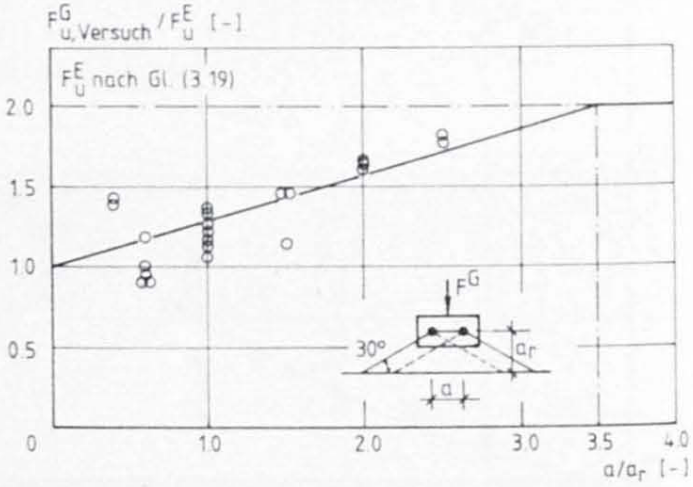


Bild 3.35. Einfluß des Achsabstandes auf die Betonbruchlast einer Zweifachbefestigung unter Querlast (nach [51])

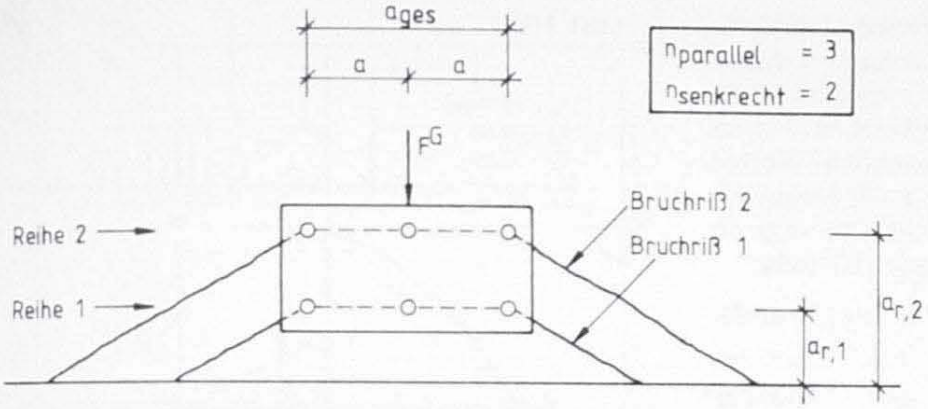


Bild 3.36. Bruchbild einer randnahen Befestigungsgruppe unter Querlast (schematisch)

e = Exzentrizität der Last $\leq a_{ges}/2$

$a_k = 3{,}5\ a_r$

Bei Gruppen mit senkrecht zur Kante hintereinanderliegenden Dübeln ohne Lochspiel oder bei einbetonierten Verankerungen verteilt sich eine zentrisch an der Ankerplatte angreifende Querkraft nach größeren Verschiebungen etwa gleichmäßig auf alle Dübel oder Anker, und es kommt zunächst zum Ausbruch des Betons vor den randnahen Befestigungselementen (Riß 1 in Bild 3.36). Die dabei von der Gruppe aufnehmbare Last beträgt:

$$F^G = n_s \cdot \left(1 + \frac{a_{ges}}{3{,}5 \cdot a_{r,1}}\right) \cdot F_u^E(a_{r,1}) \qquad (3.24)$$

mit

n_s = Zahl der in Lastrichtung hintereinanderliegenden Bolzen.

Bei weiterer Laststeigerung wird die Querkraft von den randfernen Ankern übernommen. Die Höchstlast wird erst nach Bildung der von den randfernen Befestigungen ausgehenden Bruchrisse (Riß 2 in Bild 3.36) erreicht. Der Bruchriß 1 beeinflußt bei üblichem Abstand der hintereinanderliegenden Befestigungselemente die Bruchlast der Gruppe nur gering [51]. Deshalb kann die Höchstlast der Gruppe nach Gleichung (3.22) berechnet werden, wenn als Randabstand $a_{r,2}$ eingesetzt wird.

Bei Dübelverbindungen ist jedoch im allgemeinen ein Lochspiel vorhanden. Damit hängt das Tragverhalten der Befestigung wesentlich davon ab, welche Dübel zuerst an der Ankerplatte anliegen. Nimmt man z. B. für eine senkrecht zum Rand angeordnete Zweifachbefestigung an, daß der randnähere Dübel zuerst beansprucht wird, erhält man die in Bild 3.37 dargestellte Last-Verschiebungslinie (verformungsgesteuerter Versuch). Es versagt, wie beschrieben, zuerst der Beton vor dem randnahen Dübel. Dadurch erfolgt eine Lastumlagerung auf den randfernen Dübel. Dessen Abstand vom Rand bestimmt, unabhängig vom Lochspiel, die Höhe der Bruchlast.

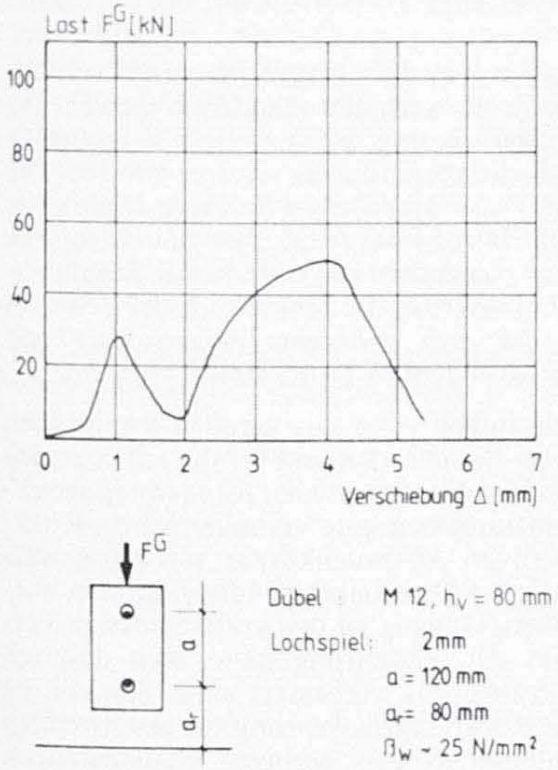


Bild 3.37. Last-Verschiebungskurve einer senkrecht zum Bauteilrand angeordneten Zweifachbefestigung unter Querlast (nach [51])

Einzelbefestigung oder Gruppe in einer Bauteilecke oder einem schmalen Bauteil

Ordnet man Befestigungen in der Bauteilecke oder in schmalen Bauteilen an, kann sich ebenfalls kein vollständiger Ausbruchkörper ausbilden (Bild 3.38). Vermindert man bei Eckanordnung (Bild 3.38a) den Randabstand senkrecht zur Lastrichtung (a_{r2}) gedanklich auf Null, verbleibt theore-

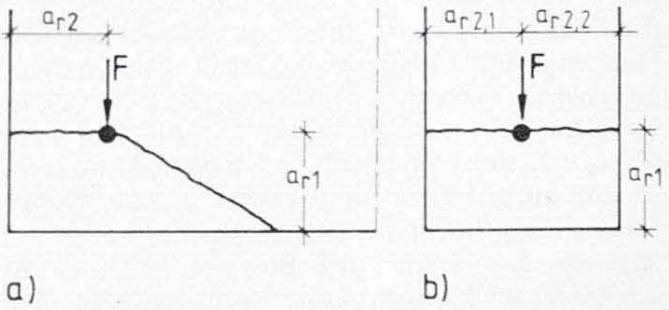


Bild 3.38. Bruchbild einer Einzelbefestigung in der Bauteilecke bzw. in einem schmalen Bauteil unter Querlast (schematisch)

tisch der halbe Ausbruchkegel. Weiterhin wird die bei Verankerungen am Rand vorliegende Symmetrie durch die Ecke gestört. Daher entspricht die Bruchlast etwa dem $0{,}5 \cdot 0{,}6 = 0{,}3$fachen des bei großen Abständen a_{r2} zu erwartenden Wertes. Zwischen den Extremwerten wird wiederum ein linearer Ansatz angenommen. Damit beträgt die Bruchlast einer Einzelbefestigung in der Ecke:

$$F_u^E\,(\text{Ecke}) = \varkappa_{ar} \cdot F_u^E \tag{3.25}$$

mit

$$\varkappa_{ar} = 0{,}3 + 0{,}7\, a_{r2}/a_{rk} \leq 1 \tag{3.25a}$$

$$a_{rk} = 1{,}75\; a_{r1}$$

F_u^E nach Gleichung (3.21) für a_{r1}

Gleichung (3.25) ist nach den bisher durchgeführten Tastversuchen ausreichend genau.

Bei Anordnung einer Befestigung in einem schmalen Bauteil (Bild 3.38b) nimmt die Bruchlast näherungsweise linear vom maximalen Wert für $a_{r2} = a_{rk}$ auf Null für $a_{r2} = 0$ ab [Gleichung (3.25b)].

$$F_u^E\,(\text{schmales Bauteil}) = \varkappa'_{ar} \cdot F_u^E \tag{3.25b}$$

mit

$$\varkappa'_{ar} = \frac{a_{r2}}{a_{rk}} \leq 1 \tag{3.25c}$$

$$a_{rk} = 1{,}75\; a_{r1}$$

F_u^E nach Gleichung (3.21) für a_{r1}

Die obigen Gleichungen ergeben für Befestigungen, die mittig in schmalen Bauteilen liegen, auf der sicheren Seite liegende Bruchlasten. Versuche mit ungleichen seitlichen Randabständen ($a_{r2,1} \neq a_{r2,2}$) liegen nicht vor, jedoch darf bei nicht zu großen Unterschieden der Mittelwert in Gleichung (3.25c) eingesetzt werden.

Das Verhalten von Befestigungsgruppen, die in einer Bauteilecke oder in einem schmalen Bauteil angeordnet sind, wurde bisher nicht experimentell untersucht, jedoch dürfte das $\varkappa$-Verfahren mit der multiplikativen Überlagerung der $\varkappa_a$- und $\varkappa_{ar}$-Werte auch für diese Anwendungsfälle brauchbare Ergebnisse liefern.

Einfluß einer Bewehrung

Die Tragfähigkeit von Befestigungen am Bauteilrand kann durch eine Bewehrung erhöht werden. Dies zeigt Bild 3.39. Dort sind die in verformungsgesteuerten Versuchen gemessenen Last-Verschiebungskurven von Kopfbolzen (Schaftdurchmesser $d_B = 22$ mm) mit einem Randabstand von etwa 75 mm aufgetragen. Linie 1 gilt für unbewehrten Beton, Linie 2 für eine Längsbewehrung aus Rippenstahl $d_s = 12$ mm und Bügel $d_s = 12$ mm im Abstand von 150 mm. Linie 3 schließlich für den Fall einer zusätzlichen nahe der Betonoberfläche angeordneten Schlaufe ($d_s = 12$ mm), deren Krümmungsinnenkante einen Abstand von ca. 30 mm

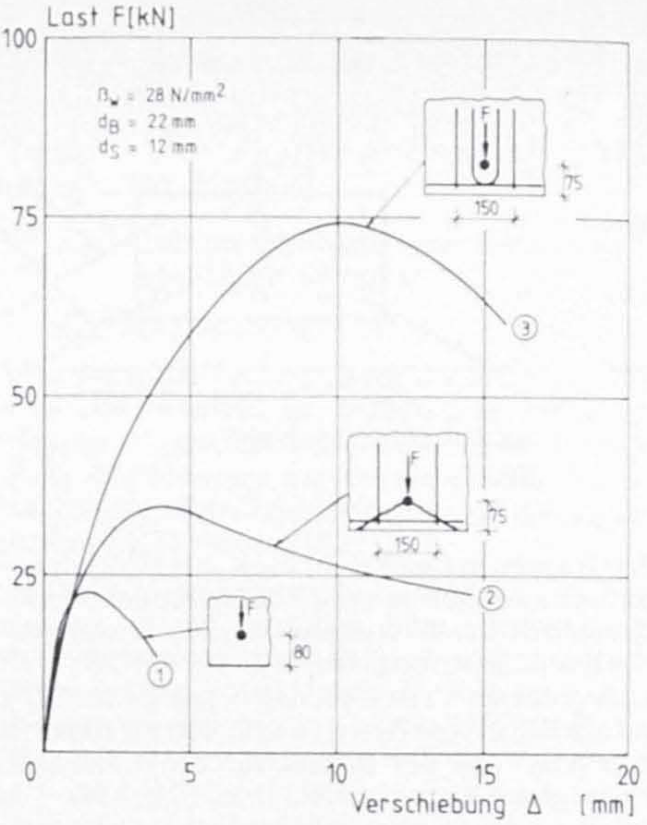


Bild 3.39. Einfluß einer Bewehrung auf das Last-Verschiebungsverhalten von Einzelbefestigungen am Bauteilrand unter Querlast (nach [43])

vom Bolzenschaft aufwies. Die Anfangssteifigkeit der Befestigung wird durch Bewehrung nicht beeinflußt, jedoch wird die ertragbare Höchstlast je nach Menge und Anordnung der Bewehrung erhöht.

Allerdings war die Laststeigerung bei der verhältnismäßig grobmaschigen Randeinfaßbewehrung (Linie 2) relativ gering, weil die Rückhängebügel in dem Ausbruchkörper kaum verankert waren. Die zusätzliche Anordnung einer Schlaufe ergab zwar eine deutliche Laststeigerung, jedoch betrug die Höchstlast nur ca. 60% bzw. 65% der Tragfähigkeit des Bolzens bzw. der Schlaufe, da der Beton im Bereich der sich zwischen Bolzenschaft und Schlaufe ausbildenden Druckstrebe versagte.

Die Wirksamkeit einer aus geraden Randstäben und Bügeln bestehenden und für die auftretenden Kräfte (Bild 3.40) bemessenen Randeinfaßbewehrung kann durch eine gute Verankerung der Rückhängebügel im Ausbruchkörper verbessert werden, damit die Druckstreben aufgenommen werden können. Günstig ist das kraftschlüssige Verschweißen der Bewehrungsstäbe, weil dadurch deren Verankerung verbessert wird. Sinnvoll ist auch eine Rückhängebewehrung aus geschweißten Betonstahlmatten mit geringen Stababständen ($s \sim 50$ mm) [91]. Die von der Rückhängebewehrung aufnehmbare Kraft kann in Abhängigkeit von der Verankerungslänge l_1 (siehe Bild 3.40)

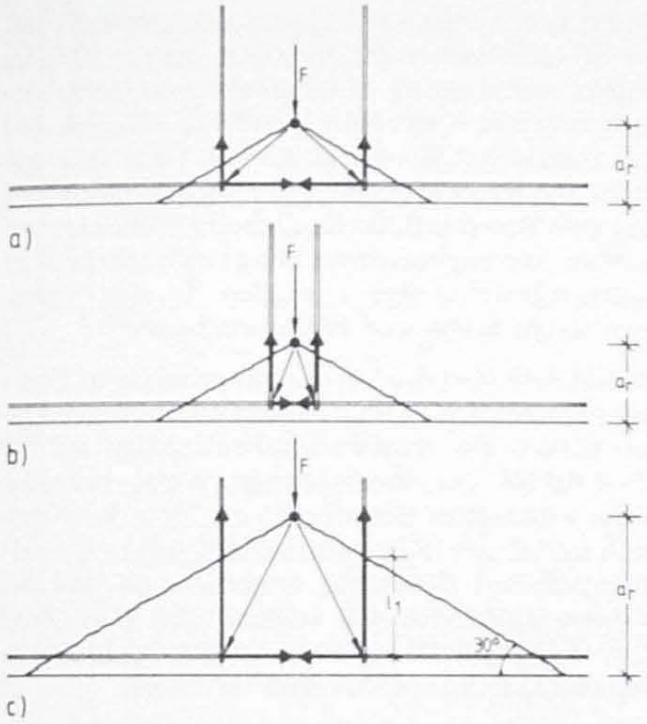


Bild 3.40. Stabwerkmodelle für Befestigungen am Bauteilrand bei Anordnung einer Rand- und Rückhängebewehrung

näherungsweise nach DIN 1045, Abschn. 18.8.5.2, berechnet werden.

Schlaufen sind sehr wirksam, wenn der Bolzen im Scheitel der Krümmung anliegt, weil dann eine direkte Kraftübertragung möglich ist [71], [91]. Ungünstig wirkt sich aus, wenn die Schlaufe nicht nahe der Betonoberfläche, sondern tiefer liegt, weil dann größere Verformungen des Bolzens bis zu ihrer Aktivierung erforderlich sind. Nach [91] ist eine schlaufen- oder V-förmig gebogene Rückhängebewehrung aus Rippenstäben $d_s \leq 12$ mm der Güte BSt 420/500 voll wirksam, wenn sie möglichst nahe zur Betonoberfläche liegt, die Bolzen direkt umfaßt und auf der lastabgewandten Seite nach DIN 1045 verankert ist (Bild 3.41). Der Krümmungsdurchmesser muß DIN 1045 entsprechen. Weiterhin muß der Randabstand mindestens $a_r = 3\ d_B$ bzw. 5 cm sein.

Bei Nutzung einer Rückhängebewehrung nach den oben angegebenen Regeln können je nach Randabstand weit vor Erreichen der Höchstlast Risse im Beton auftreten, die mit zunehmender Last schnell breiter werden. Dadurch kann sowohl die Gebrauchsfähigkeit der Befestigung als auch das Tragverhalten des als Ankergrund dienenden Stahlbetonbauteils ungünstig beeinflußt werden. Dies ist bei der Bemessung und Konstruktion zu berücksichtigen.

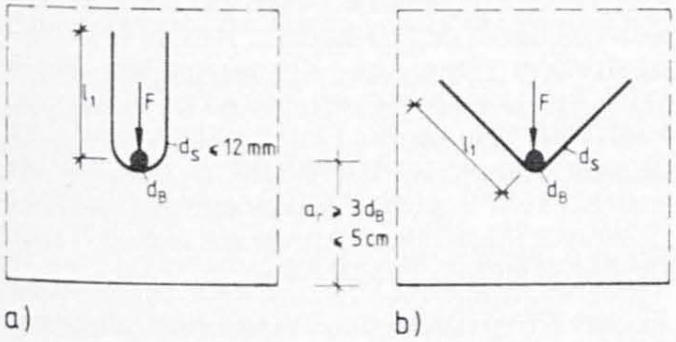
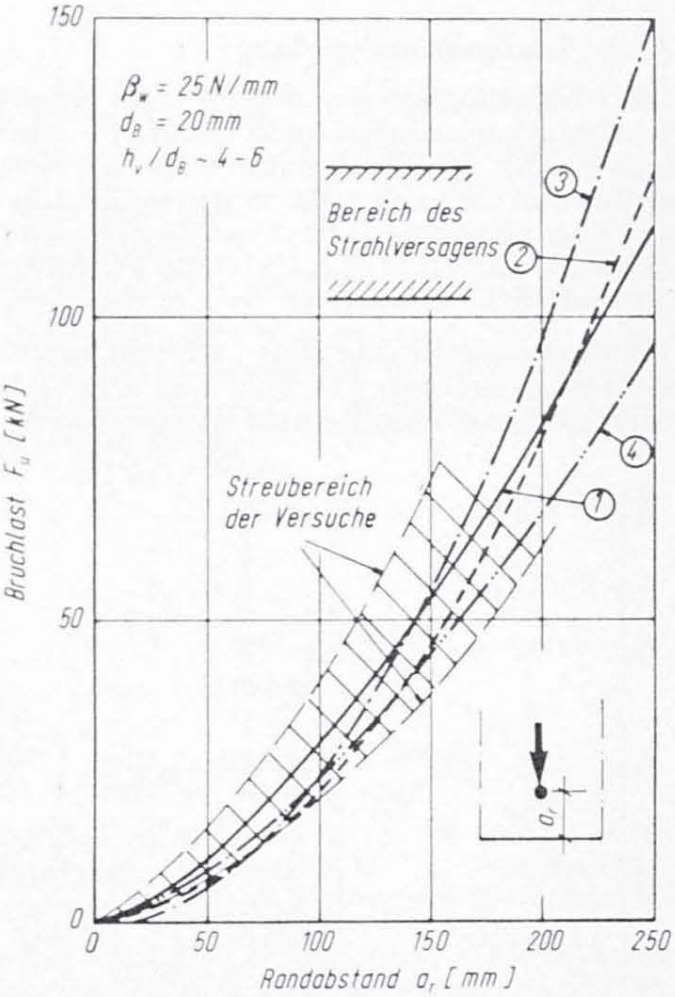


Bild 3.41. Empfohlene Ausbildung einer Rückhängebewehrung für Befestigungen am Bauteilrand unter Querlast (nach [91])

Vergleich mit der Literatur

In Bild 3.42 wird die mittlere Ausbruchlast einer Einzelbefestigung im unbewehrten Beton nach der vorgeschlagenen Gleichung (3.21) mit einigen in der Literatur angegebenen und im Bild eingetragenen Ansätzen verglichen. Linie 3 gilt näherungsweise auch für den Vorschlag nach [125]. Der Streubereich der Versuche ist eingetragen. Es ist zu erkennen, daß die nach den verschiedenen Autoren berechneten mittleren Bruchlasten für Randabstände $a_r < 200$ mm, bei denen Betonversagen zu



① $F_u = 1{,}3 \cdot \sqrt{d_B} \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot a_r^{1,5}$ Gl. (3.21)

② $F_u = \beta_w^{2/3} \cdot (190 + 0{,}23 \cdot a_r^2)$ [91]

③ $F_u = 0{,}48 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot a_r^2$ [1]

④ $F_u = 4{,}8 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot a_r^{1,5}$ [124]

Bild 3.42. Betonausbruchlast randnaher Einzelbefestigungen unter Querlast in Abhängigkeit vom Randabstand; Vergleich verschiedener Vorschläge, Bauteildicke $d \geq 1{,}4\ a_r$

erwarten ist, sich zwar teilweise deutlich unterscheiden, jedoch alle in dem breiten Streuband der Versuchsergebnisse liegen. Allerdings überschätzt der Vorschlag [1] (Linie 3) vermutlich den Einfluß des Randabstandes. Gleichung (3.21) berücksichtigt im Gegensatz zu den übrigen Ansätzen den aufgrund theoretischer Überlegungen und in Versuchen erkennbaren Einfluß des Durchmessers des Befestigungsmittels sowie der Bauteildicke und dürfte daher allgemeingültiger sein.

Querlast parallel zum Rand

Die bisherigen Ausführungen gelten für eine Querzuglast in Richtung der freien Kante. Wirkt die Kraft parallel zum freien Rand, beträgt die bruchauslösende Abtriebskraft senkrecht zum Rand nach [125] etwa 50% der angreifenden Last. Das bedeutet, daß die aufnehmbare Querkraft parallel zum Rand bei gleichem Randabstand etwa doppelt so groß ist wie bei Belastung senkrecht zum Rand.

3.1.3 Schrägzugbeanspruchung

Das Tragverhalten von Befestigungen unter Schrägzug liegt zwischen dem Verhalten bei zentrischem Zug und Querlast und hängt vom Angriffswinkel der Last ab. Bei zunehmendem Zuganteil der Last (steilerer Lastangriffswinkel) nehmen die Querverschiebungen ab (Bild 3.43), d. h. die Verbindung wird spröder.

Zur Ermittlung der Bruchlast von Befestigungen unter Schrägzug können Versuche mit Kopfbolzen herangezogen werden, bei denen der Lastangriffswinkel systematisch zwischen $\alpha = 0$ (Querlast) und $\alpha = 90°$ (zentrischer Zug) variiert wurde [10]. Die Bolzen waren mittig in quadratischen Betonkörpern mit einer Kantenlänge von 400 mm bzw. 600 mm angeordnet. Bei den gewählten Verankerungstiefen und Bauteilabmessungen lag für zentrischen Zug kein Randeinfluß vor. Demgegenüber konnte sich bei Querzugbeanspruchung kein vollständiger Betonausbruchkörper ausbilden. In den Versuchen traten Stahl- und Betonbrüche auf.

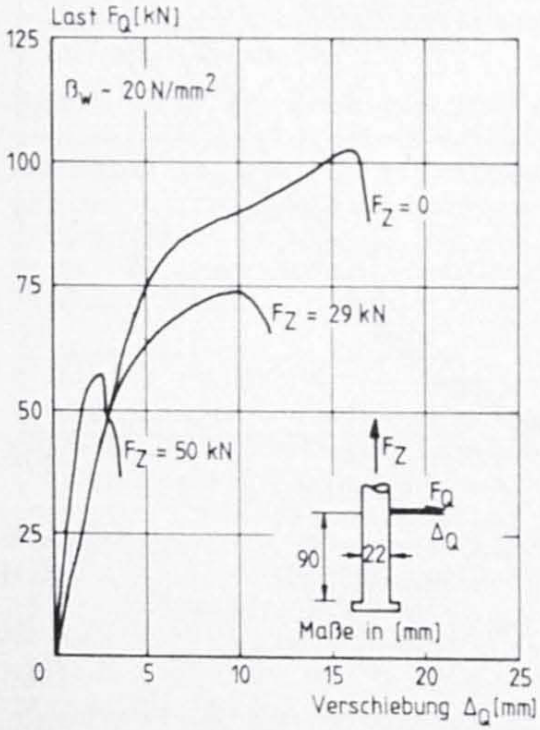


Bild 3.43. Last-Querverschiebungskurven von Kopfbolzen bei unterschiedlich hohen Zugkräften (nach [10])

In Bild 3.44 sind die Versuchsergebnisse in Form eines Interaktions-Diagrammes aufgetragen. Dabei wurden die gemessenen Bruchlasten auf die 5%-Fraktile der theoretischen Werte bezogen. Diese wurden bei Betonbruch zu 75% der Werte nach Gleichung (3.2) (zentrischer Zug) bzw. Gleichung (3.25b) (Querlast) angenommen und bei Stahlversagen nach den Gleichungen (3.1) (Zug) bzw. (3.18) (Querlast) unter Ansatz der Mindestzugfestigkeit $R_m = 450$ N/mm² ermittelt.

In Bild 3.44 ist die in [10] vorgeschlagene tri-lineare Interaktion mit eingezeichnet. Sie lautet:

$$\frac{F_{Z,u}}{\max F_{Z,u}} = 1{,}0 \tag{3.26a}$$

$$\frac{F_{Q,u}}{\max F_{Q,u}} = 1{,}0 \tag{3.26b}$$

$$\frac{F_{Z,u}}{\max F_{Z,u}} + \frac{F_{Q,u}}{\max F_{Q,u}} = 1{,}2 \tag{3.26c}$$

Zum Vergleich sind weitere in der Literatur für Kopfbolzenbefestigungen angegebene Ansätze eingezeichnet. Während in [124] eine Interaktion in Form eines Viertel-Kreises angenommen wird, wird in [86] ein abgeflachter Kreis vorgeschlagen. Die zugehörigen Gleichungen lauten:

$$\left(\frac{F_{Z,u}}{\max F_{Z,u}}\right)^k + \left(\frac{F_{Q,u}}{\max F_{Q,u}}\right)^k = 1 \tag{3.27}$$

mit

$k = 2$ [124]

$k = 5/3$ [86]

Alle Versuchsergebnisse liegen praktisch außerhalb des durch den tri-linearen Ansatz (3.26) beschriebenen Bereiches. Demgegenüber ergibt (3.27) Bruchlasten, die teilweise höher sind als die Meßwerte. Solange die Gesetzmäßigkeiten nicht genauer bekannt sind, empfiehlt es sich, auf der sicheren Seite liegende Annahmen wie Gleichung (3.26) zu wählen. Dieser Ansatz gilt nach [87] auch für Befestigungen mit Dübeln.

Einige Tastversuche mit Vierfachbefestigungen zeigen, daß die Interaktionsgleichungen (3.26) auch bei Befestigungsgruppen angewandt werden können. Allerdings sind weitere Versuche drin-

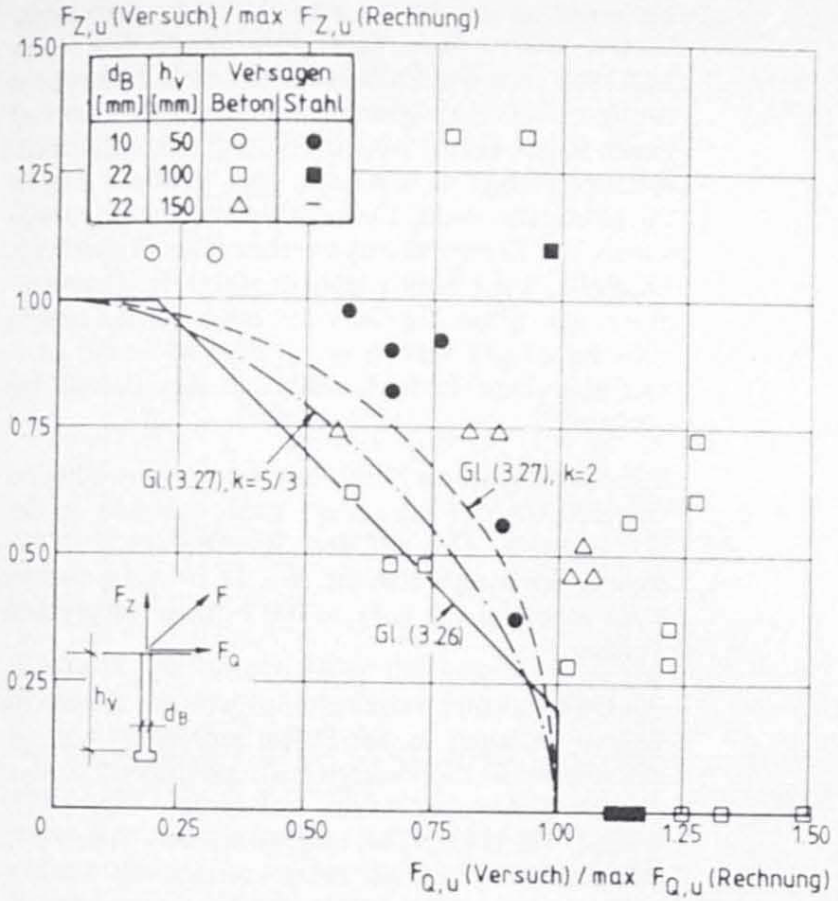


Bild 3.44. Interaktionsdiagramm für Kopfbolzen, Versuchsergebnisse nach [10]

gend erforderlich, um den Tragmechanismus sowie den Einfluß wichtiger Faktoren (u. a. Zahl und Durchmesser der Befestigungselemente, Verankerungstiefe, Achsabstand, Exzentrizität der Last) klären zu können.

3.1.4 Biegung

Bei Abstandsmontagen – z. B. bei Fassaden – werden die Befestigungsmittel (Dübel) auf Biegung beansprucht. Unter dieser Beanspruchung tritt stets Stahlbruch auf, wenn der Abstand zum Bauteilrand groß genug ist. Das kritische Biegemoment M_u kann nach Gleichung (3.28) berechnet werden.

$$M_u = W \cdot R_m \tag{3.28}$$

mit

W = Widerstandsmoment, bei Gewindeteilen berechnet für den Spannungsquerschnitt

Hierbei wird ungünstig vorausgesetzt, daß Versagen eintritt, sobald die Randspannung die Zugfestigkeit erreicht. In Wirklichkeit wird der Querschnitt teilweise plastifiziert und das Bruchmoment liegt deutlich höher.

Bei der Berechnung des Biegemoments soll als Hebelarm der Abstand der Last von der Bauteiloberfläche, vergrößert um den Betrag des Nenndurchmessers des Bolzens bzw. der Befestigungsschraube, angenommen werden. Dadurch können Schwachstellen im Beton und beim Bohren möglicherweise auftretende örtliche Abplatzungen am Beginn des Bohrloches berücksichtigt werden.

Bei randnahen Befestigungen kann Betonbruch auftreten. Die bruchauslösende Querkraft $F_u^E(M)$ von auf Biegung beanspruchten Einzelbefestigungen ergibt sich nach [91] zu:

$$F_u^E(M) = \varkappa_M \cdot F_u^E \tag{3.29}$$

mit

$$\varkappa_M = (110 - e)/90 \leq 1 \tag{3.30}$$

e = Hebelarm der Last [mm]

F_u^E nach Gleichung (3.21)

3.1.5 Dauer- und nicht vorwiegend ruhende Lasten

Befestigungen müssen die auftretenden Lasten über viele Jahre sicher übertragen können. Deshalb ist das Langzeitverhalten von Interesse.

Bild 3.45a zeigt das Last-Verschiebungsverhalten eines kraftkontrolliert spreizenden Dübels für eine monoton ansteigende Zuglast sowie für eine zwischengeschaltete Dauerlast. Unter Dauerlast nehmen die Verschiebungen infolge Kriechen des Betons im Spreizbereich zu. Dieser Vorgang klingt aber vergleichsweise rasch ab (Bild 3.45b), weil die Verschiebungsgeschwindigkeit nach kurzer Zeit auf einen geringen Wert abfällt (Bild 3.45c).

Bei den derzeit geforderten Sicherheitsbeiwerten (vgl. Abschn. 6.1) beträgt die zulässige Dauerlast

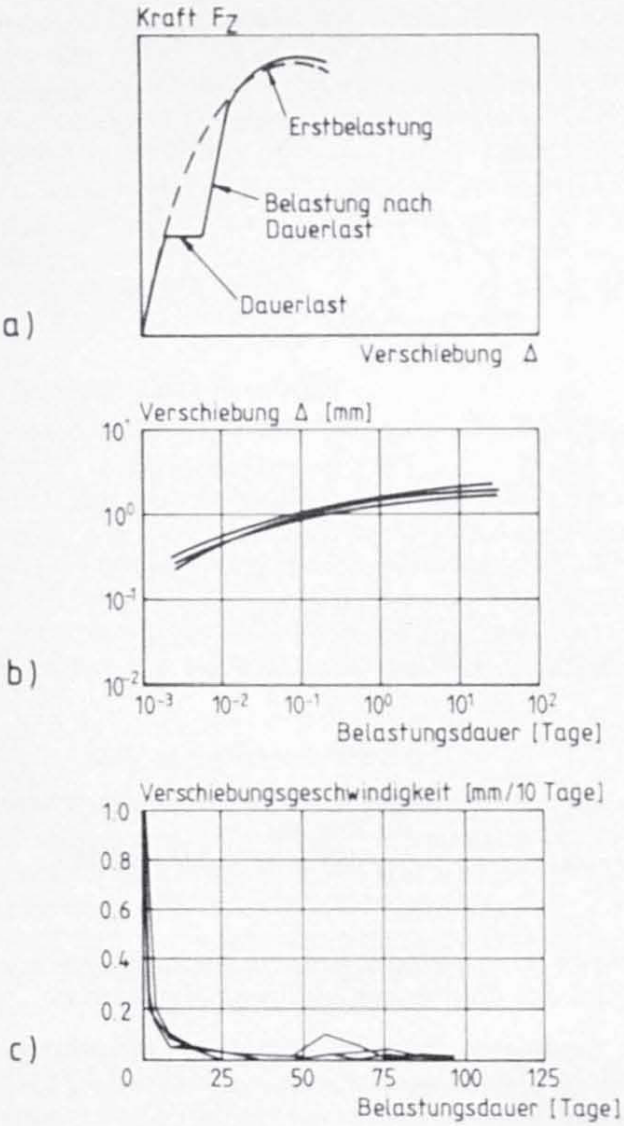


Bild 3.45. Einfluß einer Dauerbelastung auf das Verschiebungsverhalten kraftkontrolliert spreizender Dübel unter zentrischem Zug (nach [119])

für Dübel maximal ca. 25% der mittleren Kurzzeitbruchlast. Dauerlasten in dieser Höhe bewirken kein Versagen des Ankergrundes und rufen nur eine geringe Zunahme der Verschiebungen in der Größenordnung von einigen Zehntel Millimeter hervor. Ebenso beeinträchtigen sie nicht die erreichbare Bruchlast bei einer nachfolgenden monotonen Laststeigerung (Bild 3.45a).

Häufig wiederkehrende, in der Höhe unterschiedliche Belastungen bewirken wie eine ruhende Dauerlast zusätzliche Verschiebungen. Bleibt die Oberlast niedrig (z. B. $\leq 25\%$ der Kurzzeitbruchlast) ergibt sich kein Unterschied zu dem in Bild 3.45a gezeigten Verhalten. Mit steigender Oberlast und zunehmender Schwingbreite der Last kann Ermüdungsbruch sowohl des Ankergrundes (Betonbruch) als auch des Befestigungselementes (Stahlbruch) eintreten.

Die Dauerschwingfestigkeit des Ankergrundes ist bisher nicht genau bekannt. Sie kann geringer sein als die des Betons unter zentrischem Zug, denn bereits unter ruhender Last in Höhe des zulässigen Wertes bilden sich vom Bolzenkopf bzw. vom Spreizbereich des Dübels ausgehende Mikrorisse im Beton aus [38]. Günstig ist jedoch, daß der Riß einen Kegel formt und die Rißspitze mit zunehmender Länge des Risses eine größere Fläche durchtrennen muß. Daher nehmen die Spannungen an der Rißspitze mit zunehmender Rißtiefe ab. Deshalb ist der Rißfortschritt stabil. In Zugversuchen, bei denen die Oberlast etwa der zulässigen Last entsprach, wurde auch während $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln kein Ermüdungsbruch des Betons beobachtet.

Kopfbolzen, die an Stahlplatten angeschweißt und ausreichend tief verankert sind, brechen in der Schweißnaht. Die auf den Schaftquerschnitt bezogene Schwingbreite für $N = 2 \cdot 10^6$ Lastwechsel kann zu etwa $\Delta\sigma_u = \Delta\tau_u = 100$ N/mm² angegeben werden.

Bei Dübeln kann der Ermüdungsbruch sowohl im Bolzen als auch in der Hülse auftreten. Als Anhaltswerte für die Dauerschwingfestigkeit können die für Schraubenbolzen bekannten Werte [57], [128], [141], [143], [144] angenommen werden [49], [58]. Bei Dübeln ist wie bei vorgespannten Schrauben hauptsächlich die über die Vorspannung hinaus wirkende Last ermüdungsrelevant. So nimmt bei Belastung mit gleichbleibender Amplitude ΔF_A die für das Versagen der Verbindung maßgebende Schwingbreite ΔF_S mit steigender Vorspannung ab (Bild 3.46). Weitere Einflußfaktoren sind der Schraubendurchmesser, die Werkstoffgüte sowie die Art der Gewindeherstellung (geschnitten oder gerollt). Ungünstig ist eine Quer- oder Biegebeanspruchung, weil dann hohe Randspannungen auftreten. Vor allem Dübel, die in Höhe der Betonoberfläche ein Gewinde aufweisen, sind wegen der daraus resultierenden Kerbwirkung gefährdet.

Bei Dübelverbindungen ist eine dauernd wirkende Vorspannung in definierter Höhe nur schwer zu realisieren, weil die beim Aufbringen des vorgeschriebenen Drehmomentes erzeugte Vorspannkraft relativ stark streut, die Vorspannung im Laufe der Zeit abgebaut wird (Bild 3.3) und bei Auftreten von Rissen auf Null abfallen kann. Das oft empfohlene Nachspannen der Verbindung ist sicher von Vorteil, aber es ist darauf zu achten, daß die Stahlteile nicht über die Streckgrenze beansprucht werden. Da die in einem bestimmten Zeitpunkt noch vorhandene Vorspannung nicht ohne Aufwand festgestellt werden kann, bleibt stets eine hohe Unsicherheit über die wirksame Vorspannung. Bei Dübelgruppen kommt hinzu, daß infolge der unterschiedlichen Steifigkeit der einzelnen Dübel die Amplituden der Schraubenkräfte unterschiedlich hoch sein können. Schließlich ist nicht auszuschließen, daß infolge Verformung der Ankerplatte und unvermeidbarer Mon-

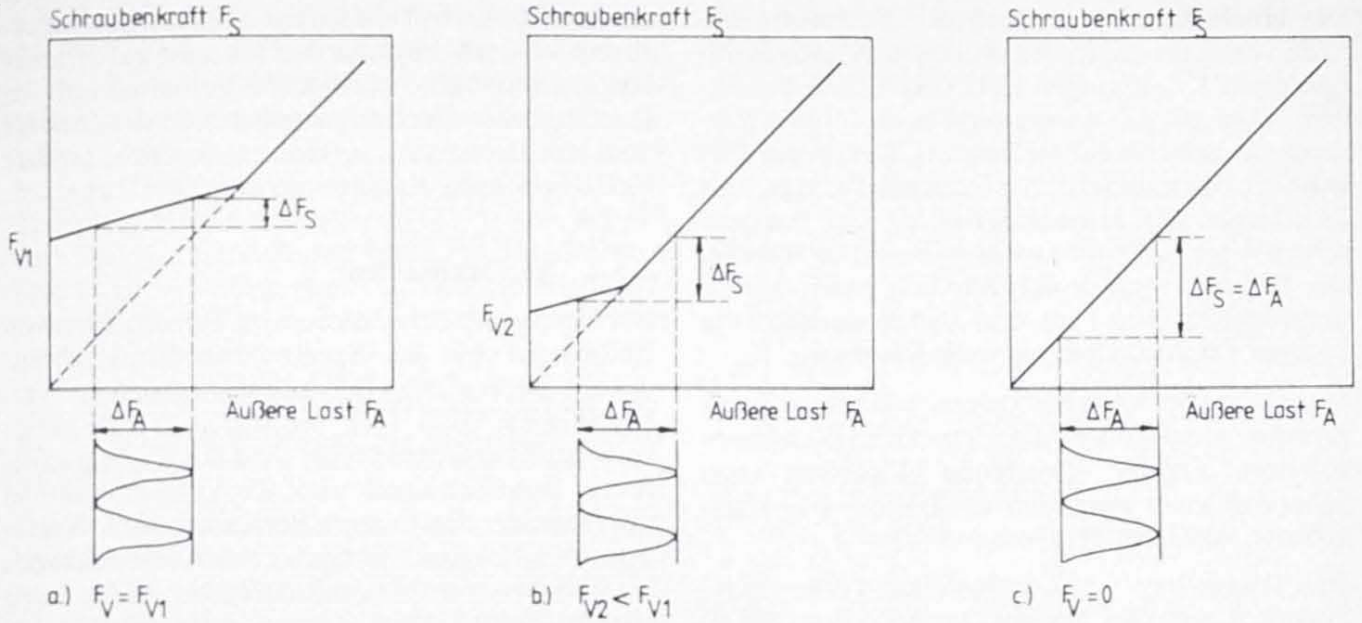


Bild 3.46. Einfluß der Höhe der Vorspannung einer Befestigung auf die Schwingbreite der Schraubenzugkraft

tageungenauigkeiten die Dübel ungewollte Biegebeanspruchungen erleiden.

Aus all diesen Gründen sind Dübelverbindungen unter nicht vorwiegend ruhender Belastung bisher bauaufsichtlich nicht zugelassen. Es sind aber Entwicklungen erkennbar, durch geeignete konstruktive Maßnahmen eine dauernd wirkende Vorspannung zu gewährleisten, um den Anwendungsbereich „nicht vorwiegend ruhende Lasten" auch für Dübel zu erschließen.

Bei Erdbeben werden Befestigung und Ankergrund durch wenige Lastwechsel mit hoher Lastintensität beansprucht. Das Verhalten von Befestigungen unter solchen Einwirkungen ist bisher kaum untersucht [44], [55], [69], [71], [135]. Es handelt sich zumindest für unser Land um einen Sonderfall, der hier nicht behandelt wird. Ebenso wird auf das Verhalten von Befestigungen unter Schockbeanspruchung, das u. a. in [56], [70], [77], [80] beschrieben ist, nicht eingegangen.

3.2 Ankerschienen

Bei Ankerschienen liegt ein komplexes Zusammenspiel zwischen Schiene, Anker und Beton vor, das bisher theoretisch nicht zufriedenstellend erfaßt werden kann.

Unter Zugbeanspruchung werden folgende Versagensarten beobachtet (Bild 3.47):

- Bruch der Schraube
- Aufbiegen der Schienenschenkel mit nachfolgendem Herausziehen der Schraube
- Überschreiten der Biegefestigkeit der Schiene
- Ausreißen bzw. Abreißen des Ankers oder der Schlaufe vom Schienenrücken
- Bruch des Ankers bzw. der Schlaufe
- Bruch des Betons (Spalten oder Ausbruch).

Unter Querlasten tritt bei großem Randabstand hauptsächlich Abscheren der Schraube auf. Bei geringen Randabständen kann der Beton ausbrechen.

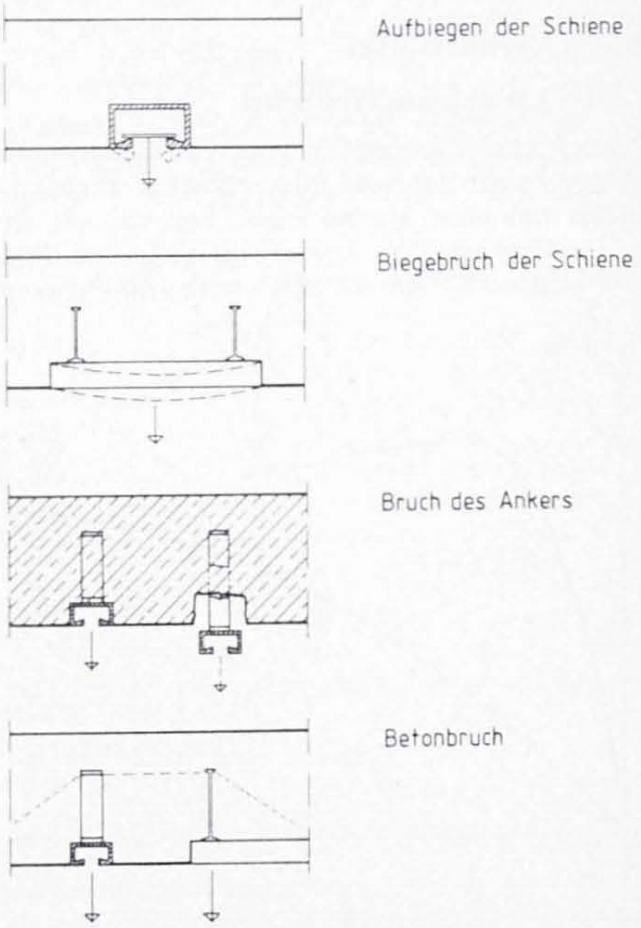


Bild 3.47. Brucharten von auf Zug beanspruchten Ankerschienen

Die Höchstlast beim Bruch der Schraube, Abreißen oder Bruch der Anker läßt sich nach Stahlbauregeln [Gleichungen (3.1) und (3.18)] bestimmen. Dies gilt näherungsweise auch für das Versagen der Schiene infolge Biegung. Demgegenüber kann die Höchstlast bei der häufigen Versagensart „Aufbiegen der Schienenschenkel" auf theoretischem Wege nicht ohne weiteres bestimmt werden. Die Schenkel stützen sich nämlich gegen den sie umgebenden Beton ab und haben dadurch ein anderes Tragverhalten als freie Schienen.

Betonausbruch kann bei kurzen Ankern sowie bei geringen Achs- und/oder geringen Randabständen auftreten. Die zu erwartende Höchstlast kann näherungsweise nach den in Abschn. 3.1. angegebenen Ansätzen ermittelt werden.

Das Tragverhalten von in Randnähe oder in der Stirnseite schmaler Bauteile angeordneten Schienen kann durch eine zweckmäßig ausgebildete Bewehrung günstig beeinflußt werden. Systematische Untersuchungen sind jedoch bisher nicht bekannt.

Bei Dauerbelastung sind keine besonderen Probleme zu erwarten. Die Dauerschwingfestigkeit von Ankerschienen ist immer durch Versuche zu bestimmen und hängt wesentlich von der Ausbildung des jeweiligen Profiles und der Befestigungsschraube ab.

3.3 Verbunddübel

3.3.1 Verschiebungsverhalten

Die typische Last-Verschiebungskurve eines nicht vorgespannten und auf Zug belasteten Verbunddübels mit einer Einbindetiefe von ca. 8 d_s (d_s = Durchmesser der Gewindestange) ist in Bild 3.48 dargestellt. Zum Vergleich ist die für Querzug geltende Kurve mit eingetragen. Bei Zugbeanspruchung weisen Verbundanker bis nahe zur Höchstlast ein annähernd elastisches Verhalten auf. Bei Querzugbeanspruchung ergeben sich wie auch bei anderen Befestigungssystemen deutlich größere Verschiebungen als unter zentrischem Zug.

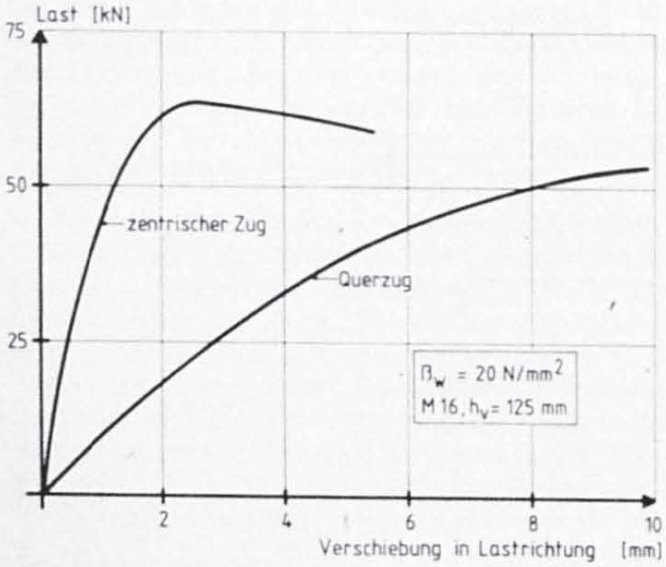


Bild 3.48. Typische Last-Verschiebungskurven von Verbunddübeln unter zentrischem Zug und Querzug (nach [34])

3.3.2 Versagensarten

Bei Verbunddübeln werden im Prinzip dieselben Brucharten wie bei Spreiz- und Hinterschnittdübeln beobachtet. Bei zugbeanspruchten Verbunddübeln (Bild 3.6), die durch Herausziehen versagen (Versagensart *a*), wird der Verbund zwischen Bohrlochwand und Reaktionsharzmörtel überwunden. Bei einem Betonausbruch (Versagensart b_1) beginnt die Spitze des Ausbruchkegels bei üblichen Verankerungstiefen ($h_v \sim 8$ bis $9 \cdot d_s$) etwa bei der 0,5- bis 0,7fachen Verbundlänge. Auf der verbleibenden Länge der Ankerstange wird der Verbund zwischen Kunstharzmörtel und Beton überwunden, wobei die Last nur langsam abfällt (vgl. Bild 3.48). Bild 3.49 zeigt einen aus dem Beton herausgezogenen Verbunddübel, bei dem ein Mischbruch nach den Brucharten *a* und b_1 auftrat.

Bei Querzugbeanspruchung von Einzeldübeln und Dübelgruppen mit großen Achs- und Randabständen wird in der Regel die Gewindestange abgeschert (vgl. Bild 3.30). Nur bei randnahen Befestigungen tritt Kantenbruch auf.

3.3.3 Zugbeanspruchung

3.3.3.1 Herausziehen

Versagen Verbunddübel durch Herausziehen und nimmt man eine gleichmäßige Verteilung der Verbundspannungen entlang der Verankerungslänge

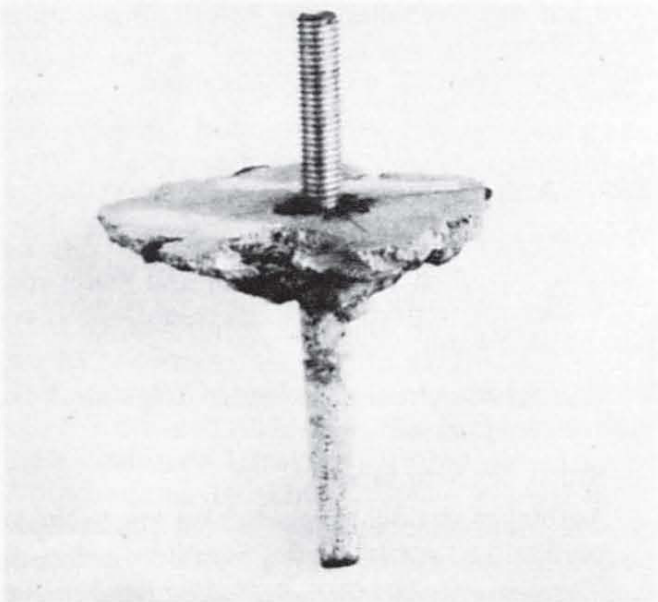


Bild 3.49. Bruchbild eines Verbunddübels nach zentrischer Zugbeanspruchung (entnommen aus [37])

an, dann beträgt die mittlere Verbundfestigkeit in der Bruchfuge zwischen Reaktionsharzmörtel und Bohrlochwand $\tau_u \gtrsim 8$ N/mm² [78], [122]. Dieser Wert gilt bei Verankerungen in Beton der Festigkeit $\beta_w \sim 20$ N/mm² und Verankerungstiefen $h_v \sim 8$ bis $9\ d_s$. Dabei ist kein wesentlicher Einfluß der Lagerungsart (trocken oder naß) [75] bzw. der Art der Bohrlochherstellung (mit Hammerbohrern bzw. Diamantbohrgeräten) vorhanden. Bei höherfestem Beton steigt die mittlere Verbundfestigkeit an und bei Setztiefen $h_v > 9 \cdot d_s$ sinkt sie ab [78].

Die angegebenen Bruchverbundspannungen gelten für gesäuberte Bohrlöcher sowie für Normaltemperatur.

Im Bohrloch verbliebenes Bohrmehl kann zu einem Abfall der Dübeltragfähigkeit führen. Bei nach unten erstellten Bohrlöchern sammelt sich das Bohrmehl im Bohrlochgrund. Dann läßt sich die Gewindestange nicht bis zu der erforderlichen Verankerungstiefe eindrehen. Wird dennoch, z. B. durch längeres Drehen der Gewindestange, versucht, die vorgeschriebene Verankerungstiefe zu erreichen, dann wird Mörtel aus dem Bohrloch gefördert, und die im Bohrloch verbleibende Mörtelmenge reicht nicht mehr für eine vollständige Vermörtelung der Gewindestange aus. An der Bohrlochwand verbleibendes Bohrmehl vermindert außerdem die Verbundfestigkeit.

Die Verbundfestigkeit nimmt mit zunehmender Temperatur ab [122]. Sie beträgt bei 80 °C (maximal zulässige Gebrauchstemperatur) noch etwa das 0,7fache des für 20 °C geltenden Wertes (Bild 3.50).

3.3.3.2 *Betonausbruch*

Bild 3.51 zeigt die in Versuchen mit Einzeldübeln M 8 bis M 30 und einer Verankerungstiefe h_v

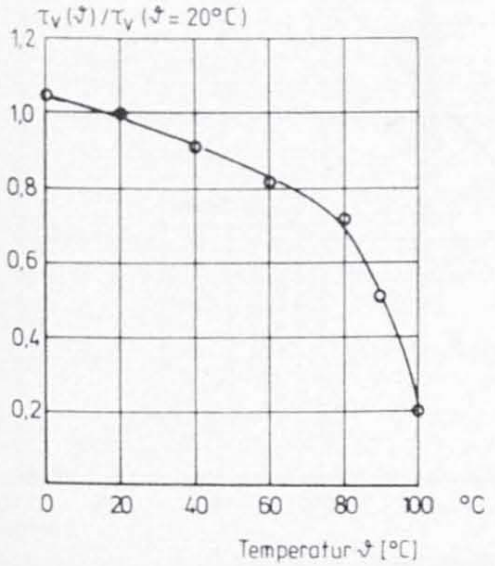


Bild 3.50. Einfluß der Temperatur im Ankergrund auf die Verbundfestigkeit von Verbunddübeln (nach [122])

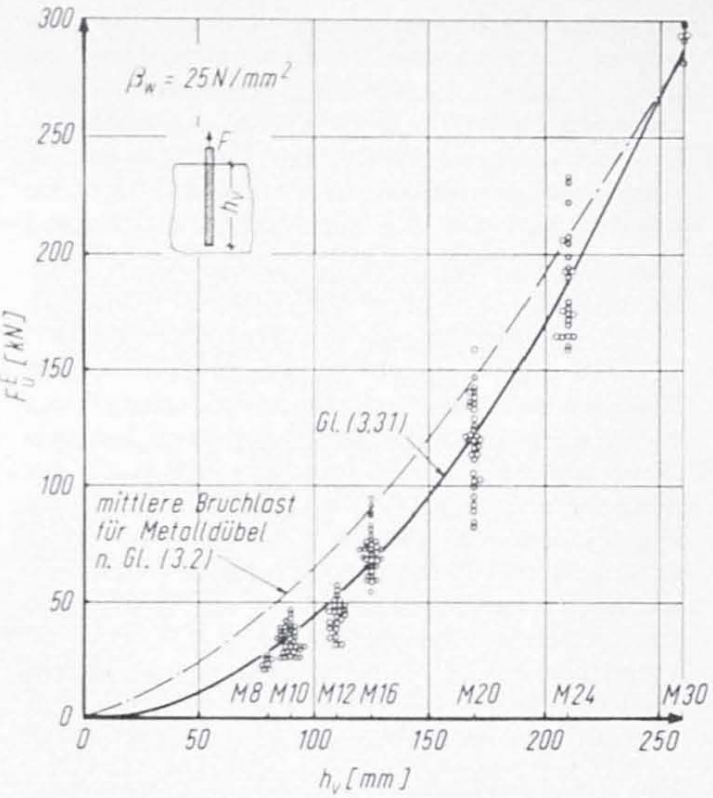


Bild 3.51. Betonausbruchlast von Verbunddübeln unter zentrischer Zugbeanspruchung in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe (nach [37])

$\sim 9 \cdot d_s$ gemessenen Ausbruchlasten in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe. Da die Betondruckfestigkeit der Versuchskörper zwischen $\beta_w \sim 15$ N/mm² und $\beta_w \sim 40$ N/mm² lag, wurden die gemessenen Bruchlasten über die Betonzugfestigkeit auf $\beta_w = 25$ N/mm² umgerechnet. Die mittleren Bruchlasten können mit ausreichender Genauigkeit durch Gleichung (3.31) angenähert werden [37].

$$F_u^E = 0{,}85 \cdot h_v^2 \cdot \sqrt{\beta_w} \quad [N] \tag{3.31}$$

Wie schon bei Spreizdübeln dargelegt, hängt die Betonausbruchlast von der Verankerungstiefe und der Betonzugfestigkeit ab. Das Verhältnis rechnerische Bruchlast zum Versuchswert ist im Mittel 1,0 mit einem Variationskoeffizienten $v = 14\%$, wobei kein wesentlicher Einfluß der Dübelgröße und der Betondruckfestigkeit zu erkennen ist.

Zum Vergleich ist in Bild 3.51 die nach Gleichung (3.2) berechnete mittlere Tragfähigkeit für Spreizdübel mit eingetragen. Es ist zu erkennen, daß bei gleichen Verankerungstiefen die Bruchlast von Spreizdübeln höher ist als diejenige von Verbunddübeln. Dies ist auf die unterschiedliche Lasteinleitung zurückzuführen. Bei Spreizdübeln wird die Last im Bereich der Spreizzone, d. h. am Ende der Verankerungstiefe, in den Beton eingeleitet und damit das größtmögliche Betonvolumen zum Tragen aktiviert. Demgegenüber erfolgt die Lasteinleitung bei Verbunddübeln kontinuierlich über die Verankerungstiefe. Dies führt zu einer Überla-

stung des oberflächennahen Betons mit anschließender Überwindung der Verbundfestigkeit auf der restlichen Länge der Verankerungstiefe. Diese unterschiedliche Art der Lasteinleitung ist vermutlich auch dafür verantwortlich, daß die Bruchlast von Metallspreizdübeln proportional zu $h_v^{1,5}$ ist, während sie bei Verbunddübeln mit h_v^2 ansteigt.

Wählt man als Verankerungstiefe $h_v > 9 \cdot d_s$, steigt die Betonausbruchlast nicht nach Gleichung (3.31), sondern geringer an. Trotz der größeren Setztiefe wird nämlich der wesentliche Teil der Kraft wegen des steifen Verbundes des Kunstharzmörtels im vorderen Bereich der Verankerungslänge übertragen, und der hintere Bereich der Verankerungslänge wird erst nach Schädigung des oberflächennahen Betons zur Kraftübertragung herangezogen. Nach den Ergebnissen der Versuche [75], bei denen allerdings ein Mischbruch nach den Brucharten a und b_1 (vgl. Bild 3.6) auftrat, kann man auf der sicheren Seite liegend annehmen, daß für Setztiefen $h_v > 9 \cdot d_s$ die Bruchlast nur noch direkt proportional mit h_v anwächst.

Die Betontragfähigkeit von Dübelgruppen bzw. Befestigungen am Rand kann nach dem $\varkappa$-Verfahren (vgl. Abschn. 3.1.1.4) berechnet werden. Allerdings ist die gegenüber Metalldübeln bzw. Kopfbolzen veränderte Form des Ausbruchkörpers zu berücksichtigen. Die Abmessungen der Bruchkegel von Einzeldübeln streuen stark. Im Mittel kann man für den kritischen Achsabstand $a_k = 2\,h_v$ und für den kritischen Randabstand $a_{rk} = 1\,h_v$ ansetzen [37]. Diese Werte gelten für eine normale Verankerungstiefe $h_v \sim 9\,d_s$.

In den Bildern 3.52 und 3.53 sind die in Versuchen gemessenen Bruchlasten von Vierfachbefestigungen mit großen Randabständen und von Einzelbefestigungen am Bauteilrand aufgetragen. Außerdem sind in den Bildern die theoretischen Traglasten nach dem $\varkappa$-Verfahren eingezeichnet, wobei die Tragfähigkeit des Einzeldübels nach Gleichung (3.31) und als kritische Achs- und Randabstände die oben angegebenen Werte ($a_k = 2\,h_v$ und $a_{rk} = 1\,h_v$) angesetzt wurden. Die Bilder zeigen, daß das $\varkappa$-Verfahren für Vierfachbefestigungen auf der sicheren Seite liegt und für randnahe Einzelbefestigungen etwa das mittlere Verhalten beschreibt.

3.3.3.3 *Spalten des Betons*

Bei Verbunddübeln werden wie bei Spreizdübeln die erforderlichen Achs- und Randabstände experimentell bestimmt, die gewährleisten, daß Spalten des Betons nicht auftritt. Es sind folgende Werte einzuhalten:

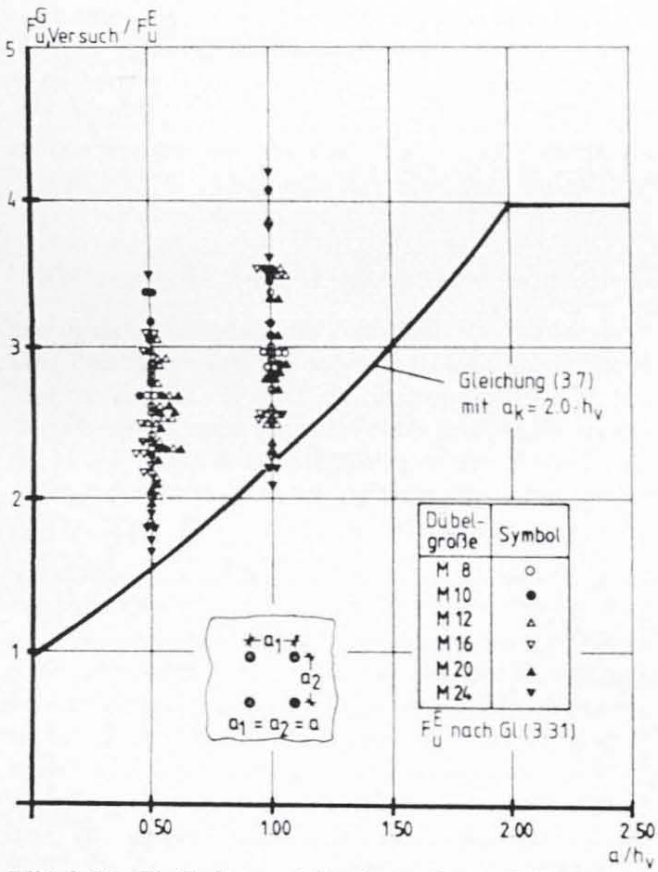


Bild 3.52. Einfluß des Achsabstandes auf die Betonausbruchlast einer Vierfachbefestigung mit Verbunddübeln unter zentrischer Zugbeanspruchung (nach [37])

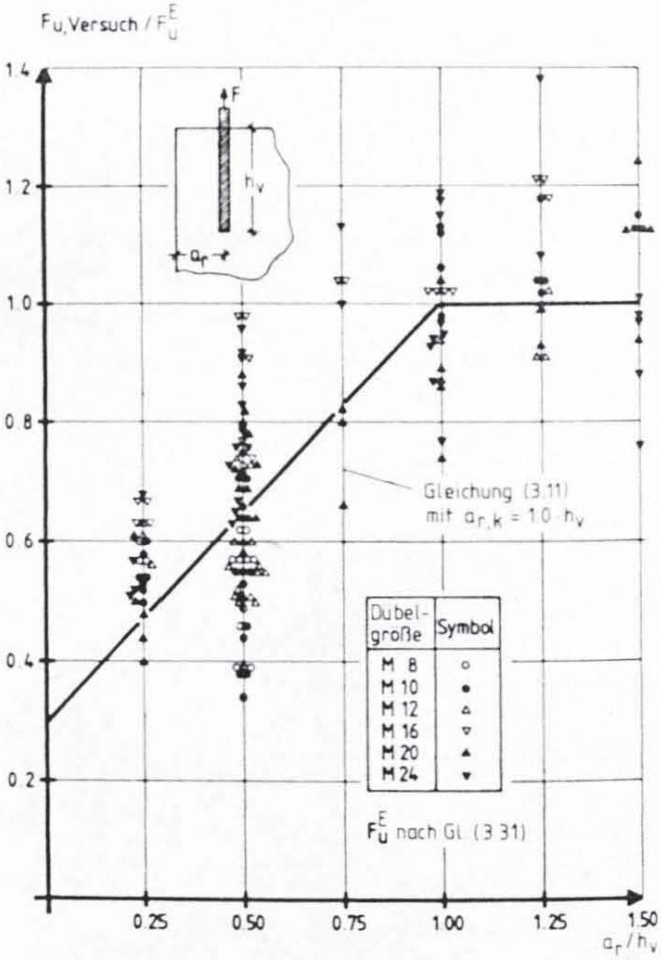


Bild 3.53. Einfluß des Randabstandes auf die Betonausbruchlast von Verbunddübeln unter zentrischer Zugbeanspruchung (nach [37])

$$\min a_r \sim 0{,}5\ h_v$$
$$\min a \sim 1{,}0\ h_v \qquad (3.32)$$

3.3.4 Querbeanspruchung

Die Bruchlast von quer beanspruchten Verbunddübeln mit großem Randabstand (Stahlbruch) kann nach Gleichung (3.18) berechnet werden. Bild 3.54 zeigt die Bruchlast (Betonbruch) von randnahen Einzeldübeln in Abhängigkeit vom Randabstand. Die Versuchsergebnisse wurden auf einen Bohrlochdurchmesser $d_B = 18$ mm und die Würfeldruckfestigkeit $\beta_w = 25$ N/mm² umgerechnet. Sie können durch die Gleichung

$$F^E_{u0} = 20 \cdot \sqrt{d_B} \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot a_r \quad [N] \qquad (3.33)$$

angenähert werden [48]. Zum Vergleich ist in Bild 3.54 die rechnerische Bruchlast von Spreiz- und Hinterschnittdübeln nach Gleichung (3.19) mit eingetragen, wobei die bei Verbunddübeln im Mittel vorhandene Verankerungslänge eingesetzt wurde. Es ist zu erkennen, daß Verbunddübel bei Randabständen $a_r < 150$ mm höhere Lasten aufnehmen können als Spreizdübel. Dies könnte damit erklärt werden, daß der Kunstharzmörtel im Ringspalt lastverteilend wirkt, so daß die Querlast weniger konzentriert auf den Beton wirkt. Weitere Untersuchungen zur näheren Abklärung der beobachteten Phänomene sind im Gange.

In [123] werden die Ergebnisse der in [125] beschriebenen Versuche mit über die gesamte Bauteildicke reichenden und auf der Bauteilrückseite gekonterten Schrauben auf Verbunddübel übertragen. Wegen der Unterschiede in der Lasteinleitung (ausgleichende Mörtelschicht bei Verbunddübeln bzw. Konterung bei den Schrauben) sind die offenen Fragen auf diese Weise nicht zu beantworten.

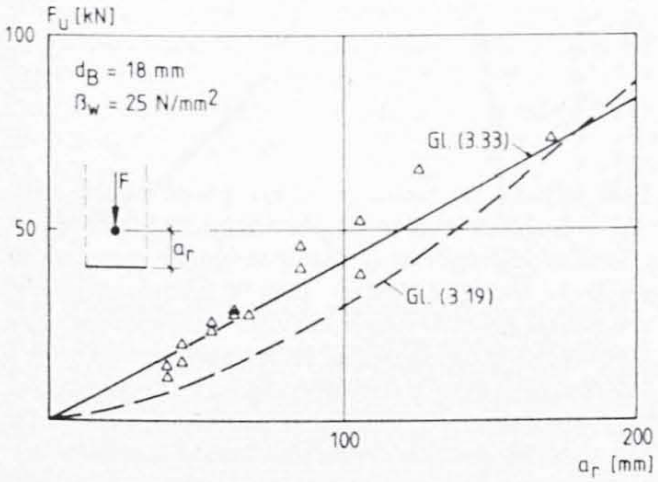


Bild 3.54. Einfluß des Randabstandes auf die Betonbruchlast von Verbunddübeln unter Querlast (nach [48])

Für Verbunddübel in Bauteilecken bzw. in schmalen Bauteilen sowie für randnahe Gruppen liegen bisher keine Versuchsergebnisse vor. Man kann jedoch davon ausgehen, daß die Bruchlast auf der sicheren Seite liegend analog zu Abschn. 3.2.1.4 nach dem $\varkappa$-Verfahren berechnet werden kann. Dabei ist die Bruchlast des Einzeldübels nach Gleichung (3.33) anzusetzen, und als kritische Abstände und Bauteildicke sind dieselben Werte wie bei Spreiz- und Hinterschnittdübeln sowie Kopfbolzen anzunehmen.

3.3.5 Schrägzug- und Biegebeanspruchung

Für Schrägzug- und Biegebeanspruchung liegen keine Versuchsergebnisse vor. Man kann jedoch davon ausgehen, daß die in Abschn. 3.1.3 bzw. 3.1.4 angegebenen Beziehungen auch hier gelten.

3.3.6 Langzeitverhalten

Kunstharze weisen aufgrund ihrer visko-elastischen Eigenschaften einen deutlichen Unterschied in der Festigkeit bei kurzzeitiger und langeinwirkender Beanspruchung auf. Weiterhin ist ihre Festigkeit temperaturabhängig, und sie kann schließlich durch Umwelteinflüsse vermindert werden.

Das Zeitstandverhalten des Verbundes zwischen Dübel und Beton wurde bei ausgewählten Dauerlasten untersucht [78], [99], [130], [131]. Danach ist unter Dauerlast mit einer Zunahme der Dübelverschiebungen zu rechnen (Bild 3.55). Sowohl Anfangs- als auch Endwerte der Verschiebung sind von der Belastungshöhe und der Temperatur abhängig. Mit zunehmender Prüfdauer ist eine Abflachung der Verschiebungskurven festzustellen. Bei Dauerlasten in Höhe der 0,5fachen Kurzzeitfestigkeit wurde bei Standzeiten bis zu ca. 1000 Std. unter Raumtemperatur kein Versagen der Prüfkörper beobachtet [78]. Wertet man zusätzlich die in [68], [97], [101], [104] beschriebenen Dauerstandversuche mit zentrisch gedrücktem Kunstharzbeton, Verklebungen von Normalbeton mittels Reaktionsharzmörtel und in Kunstharzbeton einbetonierten Rippenstäben aus, dann kann die Dauerstandfestigkeit des Verbundes zu ca. 60% der Kurzzeitfestigkeit abgeschätzt werden [99]. Tritt während des Versuchs kein Dauerbruch ein, wird die im anschließenden Kurzzeitversuch ermittelte Verbundfestigkeit durch die vorausgegangene Dauerbelastung nicht merklich abgemindert [78], [99].

Die Verbundfestigkeit nimmt mit zunehmender Temperatur ab (Bild 3.50). Man kann annehmen, daß das Verhältnis Dauerstandfestigkeit zu Kurzzeitfestigkeit bei Temperaturen bis ca. 80°C näherungsweise unabhängig von der Umgebungstemperatur ist. Unter dieser Annahme kann die auf

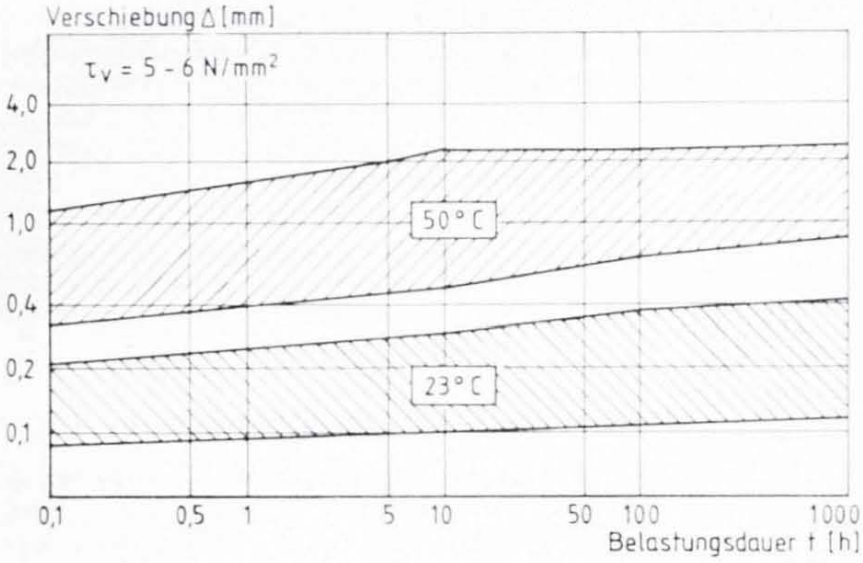


Bild 3.55. Verschiebungsverhalten von Verbunddübeln unter Dauerbeanspruchung bei unterschiedlichen Temperaturen im Ankergrund (nach [78])

Dauer ertragbare Verbundspannung an der Bohrlochwand bei einer ständig wirkenden Temperatur von ca. 50 °C zu $\tau_u \gtrsim 4$ bis 5 N/mm² angegeben werden.

Die bisherigen Ausführungen gelten für relativ konstante Bedingungen in bezug auf Temperatur und Feuchtigkeit. Bei Verankerungen im Freien können jedoch Feuchtigkeitsänderungen im Beton und Temperaturschwankungen (Frost-Tau-Wechsel) nicht ausgeschlossen werden.

Neuere Untersuchungen im Labor bzw. an im Freien eingebauten und bewitterten Dübeln zeigen, daß auch unter diesen extremen klimatischen Bedingungen bei einer Belastung der Dübel bis zur 1,5fachen zulässigen Last während einer Belastungsdauer bis zu sieben Jahren kein Dauerbruch des Verbundes auftritt. Jedoch sinkt die nach Dauerbelastung gemessene Kurzzeitverbundfestigkeit im Mittel auf ca. 50% des Normalwertes ab [108], [110]. Die Gründe hierfür sind noch nicht eindeutig geklärt und werden zunächst im Harz vermutet. Harze auf der Basis von Epoxyacrylat reagieren nach [109] deutlich weniger auf extreme klimatische Beanspruchungen als die bisher verwendeten ungesättigten Polyesterharze.

Es sei darauf hingewiesen, daß bei Befestigungen im Freien der Beton frostbeständig sein muß, da er sonst infolge Frost-Tauwechsel zerstört wird und damit die Fähigkeit zur Übertragung von Dübellasten verliert.

Während das Ermüdungsverhalten der Gewindestangen bekannt ist (vgl. Abschn. 3.1.5), wurde das Ermüdungsverhalten des Verbundes zwischen Kunstharz und Beton bisher nur in Tastversuchen untersucht [75]. Für Rippenstäbe in Normalbeton beträgt die Dauerschwingfestigkeit $\Delta\tau_1$ für $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel ca. 60% der Kurzzeitverbundfestigkeit [96]. Tritt kein Ermüdungsbruch auf, dann wird die Bruch-Verbundspannung gegenüber den im Kurzzeitversuch mit monotoner Laststeigerung zu erwartenden Werten nicht abgemindert. Die Tastversuche in [75] deuten an, daß dies Verhalten im Grundsatz auch für kunstharzvermörtelte Stäbe gilt.

3.4 Kunststoffdübel

Kunststoffdübel bestehen aus Dübelhülse und Schraube. Durch Eindrehen der Schraube in die Hülse formt diese ein Gewinde in der Innenwand und preßt sie an die Bohrlochwand. Der dadurch entstehende Anpreßdruck ist ungleichmäßig über die Dübellänge verteilt (Bild 3.56). Die Höhe der

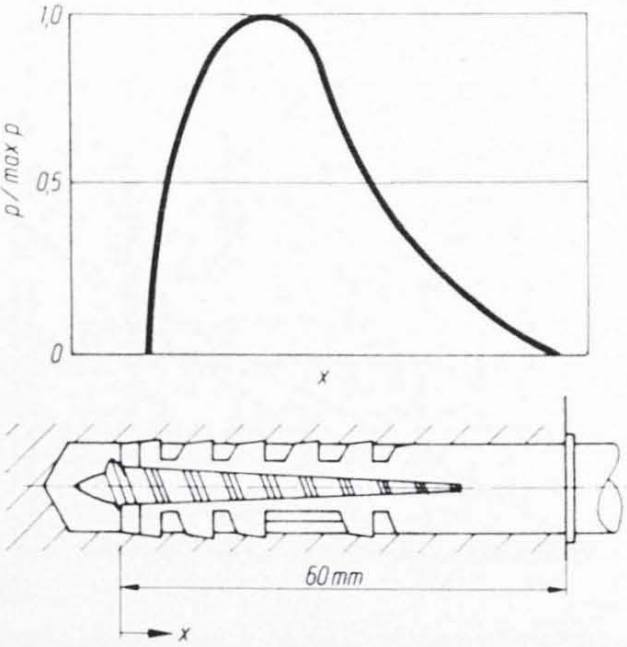


Bild 3.56. Verteilung des Anpreßdruckes von Kunststoffdübeln an der Bohrlochwand (nach [137])

Spreizkraft hängt u. a. von der Dübelart und -größe, dem Bohrlochdurchmesser und der Konditionierung der Dübelhülse ab. Bei Dübeln mit 10 mm Durchmesser wurden Werte zwischen 1 kN und 4 kN gemessen [115].

Äußere Lasten werden von der Schraube über Formschluß in die Dübelhülse und von dieser vor allem über Reibschluß in den Ankergrund eingeleitet. In geringerem Umfang kann es zu einem Formschluß zwischen Hülse und Ankergrund kommen, wenn sich der Kunststoff im Laufe der Zeit den Unebenheiten der Bohrlochwandung anpaßt [31].

Das Tragverhalten von Kunststoffdübeln hängt wesentlich vom verwendeten Material ab. Die bisher zugelassenen Dübel werden aus Polyamid (Ultramid® B3L und B3S) hergestellt. Die im folgenden dargestellten Untersuchungsergebnisse gelten nur für diese Materialien.

3.4.1 Zugbeanspruchung

Die durch Kunststoffdübel hervorgerufenen Spreizkräfte reichen nicht aus, um einen Betonausbruch zu erzeugen. Deshalb versagen diese Dübel immer durch Herausziehen aus dem Bohrloch. Ein Herausreißen der Schraube ist praktisch ausgeschlossen [30].

Die Fertigungstoleranzen der Kunststoffhülsen sind erfahrungsgemäß sehr gering und ohne Einfluß auf die Tragfähigkeit. Demgegenüber können sich Toleranzen im Durchmesser und im Gewinde der Schrauben sehr stark auswirken. Für übliche Holzschrauben nach DIN 97 (Senkholzschrauben mit Längsschlitz) bzw. DIN 571 (Sechskant-Holzschrauben) sind die Maßabweichungen der für das Tragverhalten wichtigen Kennwerte (Kerndurchmesser, Gewinde und Spitzenform) nicht festgelegt. Entsprechend groß sind daher auch die Herstellungstoleranzen und die dadurch bedingte Streuung der Ausziehlast [94]. Um Einflüsse aus Schraubentoleranzen auszuschließen bzw. gering zu halten, kommen bei zugelassenen Dübeln nur Spezialschrauben zum Einsatz. Schraube und Dübelhülse sind aufeinander abgestimmt und bilden eine Befestigungseinheit.

Die Tragfähigkeit solch optimierter Systeme wird deshalb überwiegend durch montagebedingte Toleranzen – insbesondere Bohrlochdurchmesser, Verankerungstiefe und Einschraubtiefe – deutlich beeinflußt. Weiterhin wirkt sich die Größe der Bohrlochreinigung aus. In ungereinigten Bohrlöchern wirkt das Bohrmehl wie eine Gleitschicht und vermindert die Bruchlast. Feuchtigkeit und Temperatur beeinflussen die Höchstlast über die Steifigkeit des Kunststoffes.

Bild 3.57 zeigt den Einfluß des Bohrerdurchmessers (Eckmaß der Hartmetallschneide) auf die

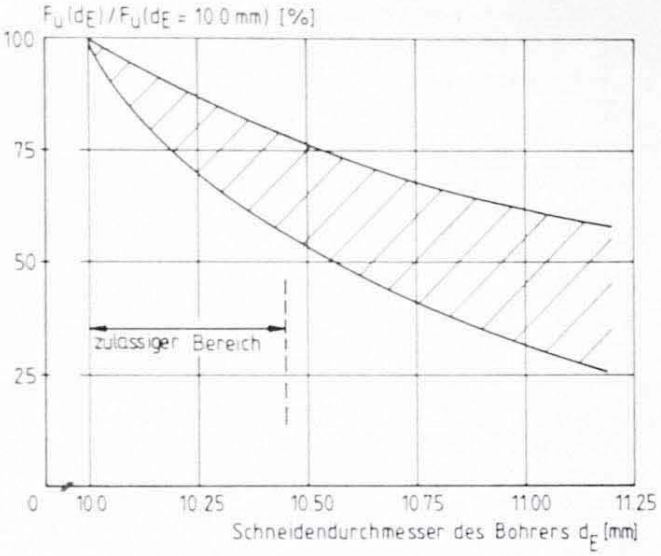


Bild 3.57. Einfluß des Schneidendurchmessers des Bohrers auf die Bruchlast von Kunststoffdübeln unter zentrischem Zug (nach [31], [94] und eigenen Untersuchungen)

Tragfähigkeit von Kunststoffdübeln mit einem Hülsendurchmesser von 10 mm. Die Bruchlast fällt, wie leicht zu verstehen ist, mit zunehmendem Schneidendurchmesser ab. Wird anstatt eines 10-mm-Bohrers einer mit 11 mm verwendet, so fällt die Bruchlast im ungünstigsten Fall auf ca. 30% des (günstigsten) Wertes ab. Bei Dübeln mit kleinerem Hülsendurchmesser ist der Bohrereinfluß noch stärker [54]. Daher dürfen die Bohrlöcher für Kunststoffdübel nur mit Bohrern hergestellt werden, deren Toleranzen die Bedingungen nach [63] erfüllen.

Eine zweite erkennbare Einflußgröße ist die Verankerungstiefe. Auch bei ordnungsgemäßer Einschraubtiefe beeinflußt eine Verminderung der Verankerungstiefe die Bruchlast deutlich (Bild 3.58). Das ist verständlich, weil die zur Kraftüber-

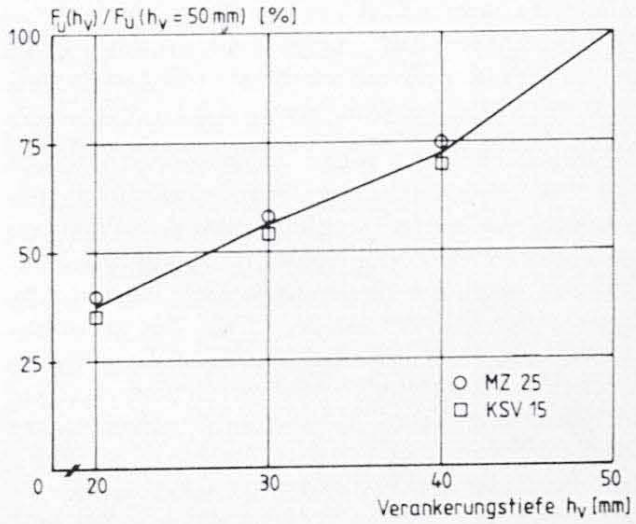


Bild 3.58. Einfluß der Verankerungstiefe auf die Zugtragfähigkeit von Kunststoffdübeln (nach [94])

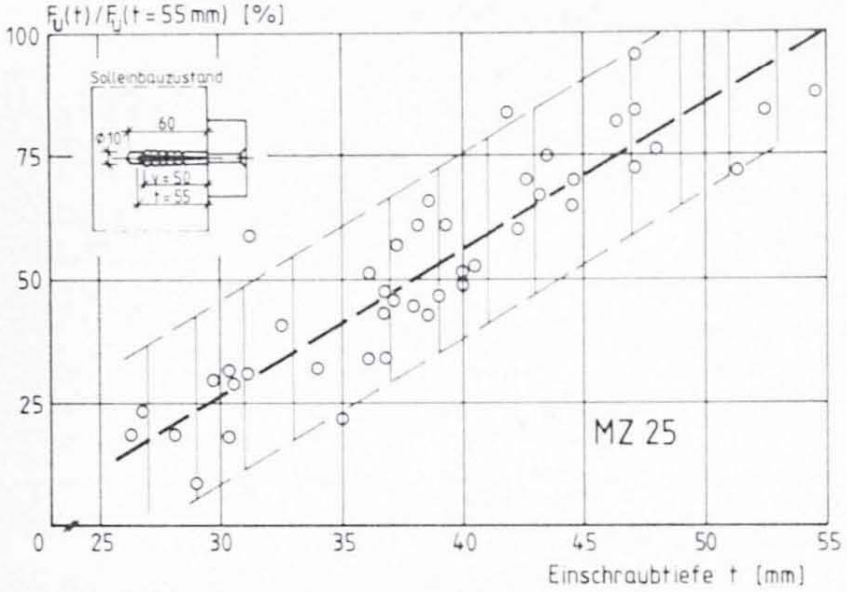


Bild 3.59. Einfluß der Einschraubtiefe auf die Zugtragfähigkeit von Kunststoffdübeln (nach [94])

tragung verfügbare Fläche abnimmt. Bei Dübeln mit 10 mm Hülsendurchmesser ergibt eine Verminderung der Verankerungstiefe gegenüber dem Sollwert von 50 mm um nur 10 mm bereits einen Abfall der Tragfähigkeit von etwa 30%. Die in Bild 3.58 dargestellten Ergebnisse wurden an Versuchen in Vollsteinen gewonnen. Sie gelten in der Tendenz jedoch auch für Beton.

Zu geringe Verankerungstiefen können z. B. bei Unterschätzung oder wechselnder Dicke nichttragender Putz- und Isolierschichten, bei starken Unebenheiten der Bauwerksoberfläche, Verwendung zu dicker Anbauteile oder aber bei zu geringen Bohrlochtiefen auftreten.

Ein besonders wichtiger Einflußfaktor ist schließlich die Einschraubtiefe. Mit abnehmender Einschraubtiefe sinkt nämlich die erzeugte Spreizkraft in der Regel überproportional ab. Dies zeigt Bild 3.59, das für Dübel mit einem Hülsendurchmesser von 10 mm gilt. Eine Unterschreitung der Soll-Einschraubtiefe um nur 10 mm führt im Mittel zu einem Abfall der Tragfähigkeit um ca. 30%. Bei Dübeln mit geringerem Durchmesser ist der Einfluß der Einschraubtiefe verständlicherweise wesentlich größer [54].

Bei bauaufsichtlich nicht zugelassenen Dübeln wird eine Unterschreitung der Soll-Einschraubtiefe immer auftreten, wenn zu kurze Schrauben verwendet werden oder wenn die Dübelhülse während der Montage in das Bohrloch rutscht. Bei zugelassenen Dübeln ist die Länge der Schraube auf die Länge der Hülse abgestimmt. Das Tieferrutschen der Dübelhülse wird durch einen Kragen am Hülsenende (Bild 2.9) wirksam verhindert, so daß die erforderliche Einschraubtiefe in der Regel ohne besonderen Aufwand eingehalten wird.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß die Bruchlasten nicht zugelassener Kunststoffdübel durch herstellungs- und montagebedingte Toleranzen starken Schwankungen unterliegen können. Daher dürfen für bauaufsichtlich relevante Befestigungen nur zugelassene Dübel verwendet werden, deren Eignung nachgewiesen ist. Diese bieten durch den gewählten Werkstoff, durch Optimierung der Spreizkraft infolge Abstimmung von Hülse und Schraube aufeinander und durch weitere Montagehilfen eine wesentlich höhere Gewähr für eine richtige Anwendung.

Nach Bild 3.60 nehmen die Ausziehlasten mit zunehmendem Feuchtigkeitsgehalt der Dübelhülsen ab. Der Feuchtigkeitsgehalt von 0% ergibt sich bei ausreichend langer trockener Lagerung, eine Feuchtigkeit von etwa 8 bis 9% bei längerer Wasserlagerung der Hülsen. Diese Gehalte sind als Extremwerte anzusehen. Unter den in der Praxis

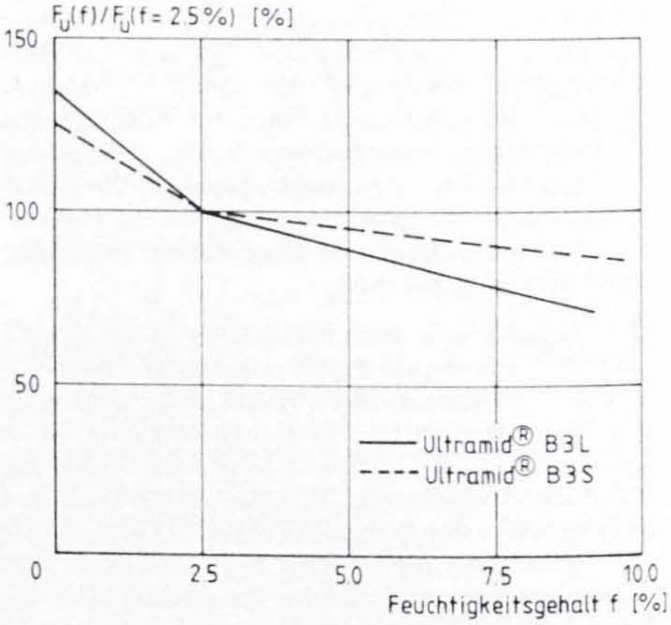


Bild 3.60. Einfluß des Feuchtigkeitsgehaltes der Dübelhülse auf die Zugtragfähigkeit von Kunststoffdübeln (nach [30] und [31])

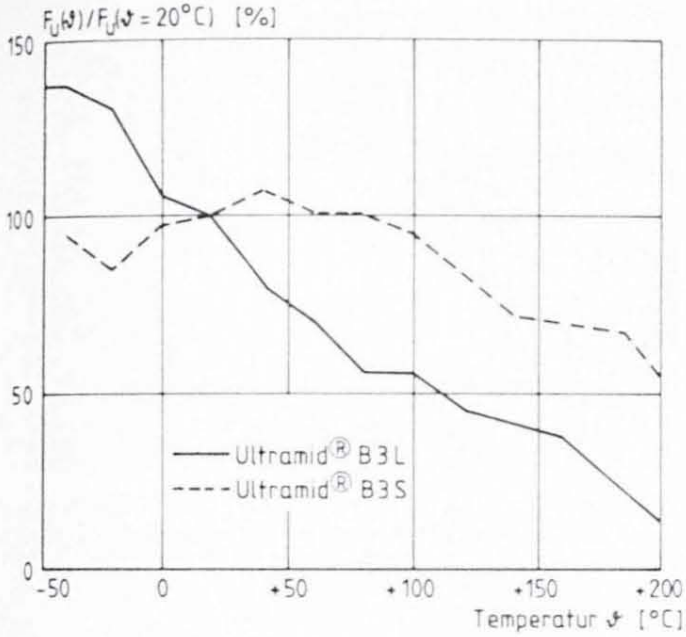


Bild 3.61. Einfluß der Temperatur des Ankergrundes auf die Zugtragfähigkeit von Kunststoffdübeln (nach [30] und [31])

zu erwartenden Bedingungen bleibt der Einfluß des Feuchtigkeitsgehaltes auf die Ausziehlast der Dübel vernachlässigbar gering.

Bild 3.61 zeigt den Einfluß der Temperatur auf die Bruchlasten. Die Ausziehlasten von Dübeln aus Ultramid® B3L nehmen bei ansteigender Temperatur stetig ab, weil die Steifigkeit des Werkstoffes und damit der Anpreßdruck des Dübels an die Bohrlochwand mit zunehmender Temperatur geringer wird. Demgegenüber ist die Ausziehlast bei Dübeln aus Ultramid® B3S zwischen etwa −40°C und +100°C nahezu konstant und wird erst bei höheren Temperaturen geringer. Bei der Beurteilung der Ergebnisse ist zu berücksichtigen, daß die Temperatur im Ankergrund hinter vorgehängten Fassaden auch an heißen Sommertagen kaum höher als +40°C ist.

3.4.2 Quer-, Schrägzug- und Biegebeanspruchung

Bei Beanspruchung durch Querkräfte bzw. Biegung versagen die Dübel in der Regel durch Abscheren der Schraube. Die zugehörige Last ergibt sich aus dem Kernquerschnitt der Schraube und der Stahlfestigkeit nach Gleichung (3.18) bzw. (3.28). Das Tragverhalten unter Schräglasten liegt zwischen dem unter zentrischem Zug und Querzug.

3.4.3 Langzeitverhalten

In der Praxis bestanden teilweise Bedenken gegen die Anwendung von Kunststoffdübeln, weil befürchtet wurde, daß der Anpreßdruck der Dübel gegen die Bohrlochwand aufgrund der Kriechneigung von Polyamiden abgebaut wird. Versuche zeigen auch, daß die Anpreßkraft in den ersten Minuten nach dem Setzen sehr stark abfällt. Dieser Abfall kommt aber nach wenigen Stunden weitgehend zum Stillstand [30], [115] (Bild 3.62). Andererseits steigt der Reibbeiwert mit der Zeit an (Bild 3.63). Dies ist darauf zurückzuführen, daß der unter hoher Spannung stehende Kunststoff in die Unebenheiten der Bohrlochoberfläche quasi „hineinkriecht" [30]. Daher ist zu erwarten, daß der Ausziehwiderstand in den ersten Minuten nach dem Setzen zwar abnimmt, auf Dauer jedoch eher ansteigt. Dies wird durch Dauerstandversuche über bis zu 10000 Stunden mit einer Dauerlast bis zum 5fachen der zulässigen Last bestätigt. Die im Anschluß an die Dauerbelastung ermittelte Ausziehlast fiel nämlich gegenüber dem im Kurzzeitversuch gemessenen Wert nicht ab [30], [31]. Die Dauerlast führt lediglich zu einer Zunahme des Dübelschlupfes, jedoch bleibt diese Zunahme bei zulässiger Last vernachlässigbar gering ($\gtrsim 0{,}2$ mm).

Ähnlich positive Ergebnisse ergaben sich bei Zug-Schwell-Versuchen mit einer deutlich über der zulässigen Last liegenden Oberlast. Die Resttragfähigkeit nahm nach $N = 10^5$ Lastwechseln gegenüber dem Kurzzeitwert nicht ab [30], [31].

Das verwendete Ultramid® ist nach Laboruntersuchungen und aufgrund von Untersuchungen an Bauwerksdübeln, die über 10 Jahre im Einsatz waren, beständig gegen Chemikalien, die unter

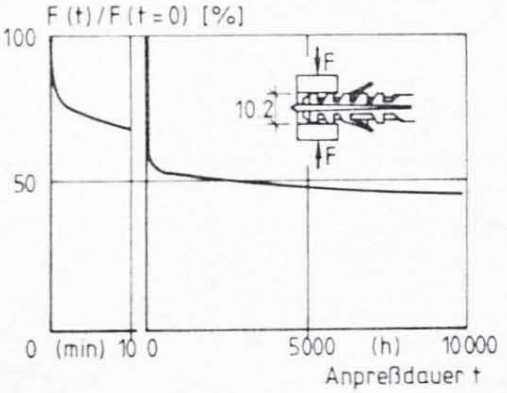


Bild 3.62. Anpreßdruck von Kunstoffdübeln in Abhängigkeit von der Anpreßdauer (nach [30])

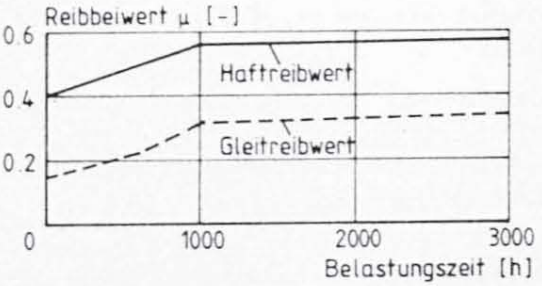


Bild 3.63. Reibbeiwert zwischen Dübelhülse und Bohrlochwand in Abhängigkeit von der Belastungsdauer (nach [30])

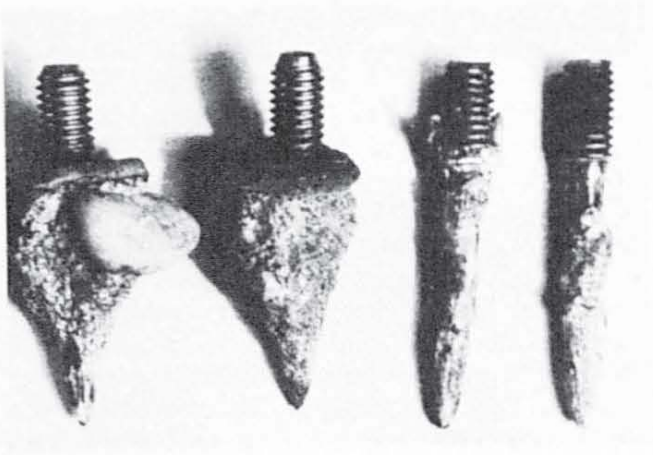


Bild 3.64. Bruchbilder von Setzbolzen (entnommen aus [92])

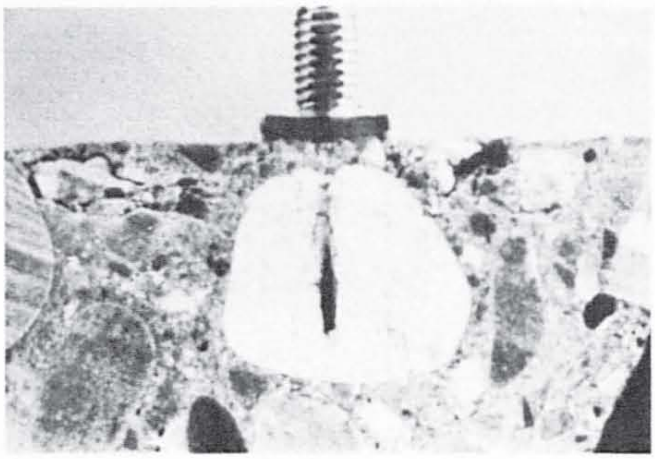


Bild 3.66. Durchdringen eines Setzbolzens durch ein weiches Zuschlagkorn von Beton (entnommen aus [120])

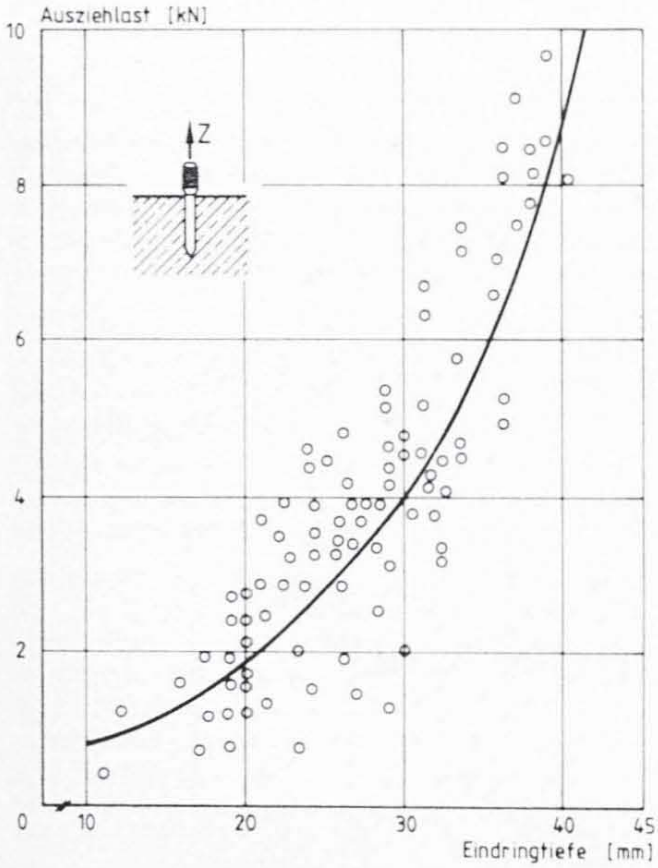


Bild 3.65. Bruchlast von Setzbolzen unter zentrischem Zug in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe (nach [92])

normalen Umweltbedingungen im Beton auftreten können [30].

Die Untersuchungen ergaben, daß die zugelassenen Kunststoffdübel entgegen den ursprünglichen Befürchtungen in der Lage sind, Lasten auch auf Dauer sicher zu übertragen.

3.5 Setzbolzen

Aus den in Abschn. 2.3 erläuterten Gründen weisen Setzbolzen eine so gute Verzahnung mit dem Ankergrund auf, daß bei Zugbeanspruchung nicht die Grenzfläche versagt, sondern der Beton (Bild 3.64). Die Tragfähigkeit hängt wesentlich von der Eindringtiefe der Bolzen (Bild 3.65) und in geringem Umfang vom Bolzendurchmesser, der Betonfestigkeit und der Eintreibgeschwindigkeit ab [92]. Während weichere Zuschlagstoffe vom Bolzen durchschlagen werden (Bild 3.66), können härtere Zuschlagstoffe und solche, die unter ungünstigem Winkel getroffen werden, nicht durchdrungen werden. Die Bolzen werden abgelenkt (Bild 2.15a), und es kann in ungünstigen Fällen zu Setzausfällen kommen. Daher streuen die Versagenswerte sehr stark (Bild 3.67). Der Variationskoeffizient beträgt $v = 30$ bis 45%; außerdem ist bei bis zu 15% der gesetzten Bolzen mit Setzausfällen zu rechnen [92], [120].

Werden die Bolzen in ca. 20 mm tiefe, vorher erstellte Bohrungen gesetzt, treten keine Setzausfälle auf; die Ausbruchlast steigt infolge der vergrößerten Verankerungstiefe an, und die Streuung wird verringert (Bild 3.68).

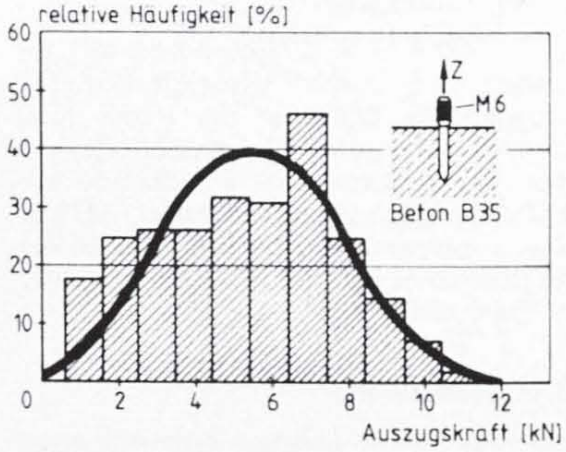


Bild 3.67. Häufigkeitsverteilung der Bruchlasten von Setzbolzen im Beton unter zentrischem Zug (nach [120])

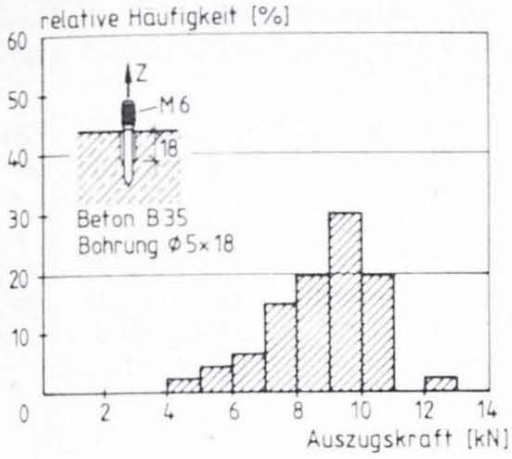


Bild 3.68. Häufigkeitsverteilung der Bruchlasten von Setzbolzen, die in vorgebohrte Löcher gesetzt wurden, in Beton unter zentrischem Zug (nach [8])

Zur Erzielung der Traglasten nach Bild 3.65 sind Mindestwerte für die Achs- und Randabstände erforderlich. Der minimale Randabstand, bei dem kein Absprengen der freien Kante auftritt, beträgt 70 bis 100 mm [120]. Bei Mehrfachbefestigungen mit kleineren Achsabständen als etwa 100 mm wird die Traglast pro Befestigungspunkt vermindert [120].

Bei Querbeanspruchung versagt in der Regel der Bolzen nach großen Verschiebungen. Die zugehörigen Traglasten sind höher als bei zentrischer Zugbeanspruchung [120].

4 Befestigungen im gerissenen Beton

Bei der Bemessung von Stahlbetonbauteilen wird von einer gerissenen Zugzone (Zustand II) ausgegangen, weil der Beton nur eine relativ geringe Zugfestigkeit besitzt, die zudem durch in der Berechnung nicht berücksichtigte Eigen- oder Zwangsspannungen ganz oder teilweise verbraucht werden kann. Die Erfahrung zeigt, daß die Rißbreiten bei überwiegender Lastbeanspruchung die als zulässig angesehenen Werte von $w \sim 0{,}3$ bis 0,4 mm nicht überschreiten, bei überwiegender Zwangsbeanspruchung können jedoch auch breitere Einzelrisse auftreten, wenn keine zusätzliche Bewehrung zur Beschränkung der Rißbreiten eingelegt wurde [118].

Risse können in einer Richtung (z. B. in Balken, einachsig gespannten Platten oder Zuggliedern) oder aber in zwei Richtungen auftreten (z. B. bei kreuzweise gespannten Platten und Flachdecken). Die Befestigungselemente können neben bzw. in Rissen liegen und sind im ungünstigsten Fall im Schnittpunkt zweier sich kreuzender Risse (Kreuzriß) angeordnet. Treten Risse im Beton auf, besteht eine relativ hohe Wahrscheinlichkeit, daß diese die Befestigungslemente, insbesondere Dübel, treffen oder tangieren. Im Bereich der Befestigung sind nämlich örtlich erhöhte Zugspannungen vorhanden. Diese werden hervorgerufen durch die beim Vorspannen oder Belasten der Befestigung geweckten Spaltkräfte, die Momentenspitze infolge der punktartigen Belastung des Bauteils sowie

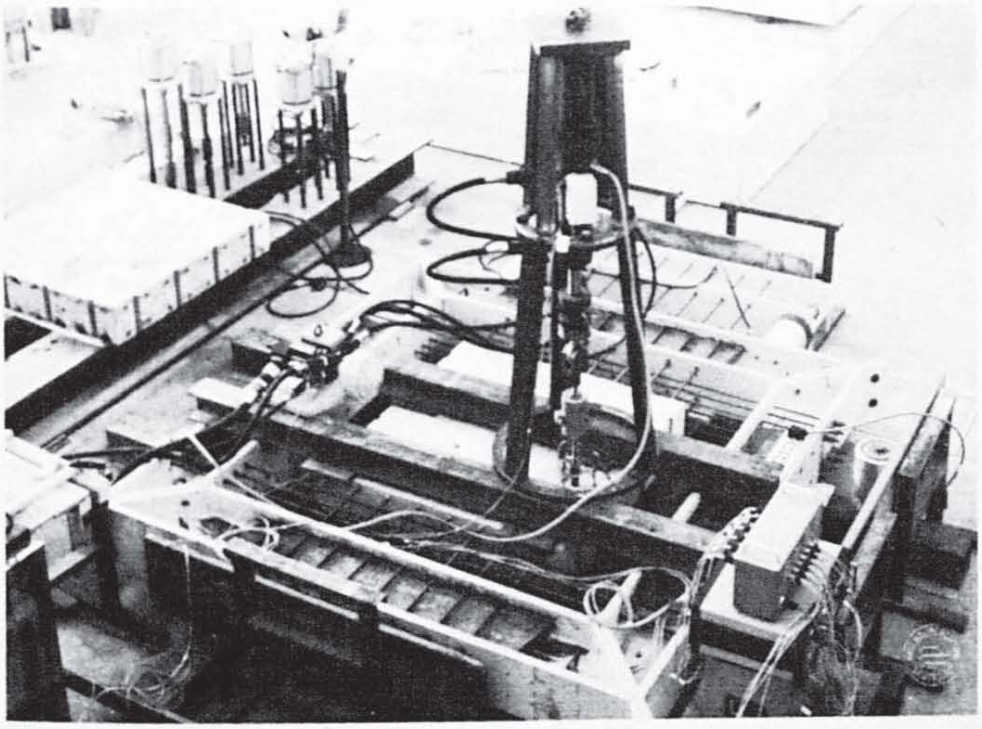


Bild 4.1. Versuchseinrichtung zur Prüfung von Befestigungen in einachsig verlaufenden Dehnkörperrissen

die Kerbwirkung des Bohrlochs. Diese Aussage wird durch Versuche bestätigt [14], [41].

Zur Untersuchung des Einflusses von Rissen im Ankergrund auf das Tragverhalten von Befestigungselementen werden unterschiedliche Probekörper, nämlich Biegeplatten, Dehnkörper oder spezielle Körper zur Erzeugung von Kreuzrissen benutzt. Bild 4.1 zeigt einen in einer Versuchsanlage eingebauten Dehnkörper, bei dem in einer Richtung verlaufende Risse auftreten, sowie die Vorrichtung zum Ausziehen der Befestigung. In dieser Anlage können auch sogenannte Kreuzrißkörper eingebaut und in zwei Richtungen laufende Risse erzeugt werden. Üblicherweise werden im Versuch Dübel gezielt in oder neben vorher erzeugte Haarrisse gesetzt. Bei allen Befestigungselementen weitet man die Risse durch Belastung der Probekörper auf die vorgesehene Breite auf und belastet anschließend die Befestigung bei geöffnetem Riß monoton bis zum Bruch. Häufig werden auch eine schwellende Belastung der Verankerungen bei geöffnetem Riß oder mehrmaliges Öffnen und Schließen der Risse bei belasteten Verankerungen zwischengeschaltet. Während eine schwellende Belastung der Befestigung als Zeitrafferversuch für eine Dauerlast angesehen werden kann, dient das Öffnen und Schließen der Risse zur Nachahmung des Einflusses einer veränderlichen Belastung des Bauteils.

4.1 Kopfbolzen, Metallspreiz- und Hinterschnittdübel

4.1.1 Zugbeanspruchung

4.1.1.1 Verschiebungsverhalten und Versagensarten

Bild 4.2 zeigt schematisch die Last-Verschiebungskurven eines nachspreizenden Dübels, der im ungerissenen Beton bzw. in einem Riß verankert ist. Die Last-Verschiebungskurve des Dübels im Riß verläuft flacher, und der Bruch erfolgt bei größeren Verschiebungen und geringerer Last als im ungerissenen Beton.

Bei in Rissen liegenden Befestigungen werden die gleichen Versagensarten wie im ungerissenen Beton beobachtet (vgl. Bild 3.6). Allerdings versagen kraftkontrolliert spreizende Dübel, die nicht ordnungsgemäß nachspreizen oder einen zu geringen Spreizweg aufweisen, sowie wegkontrolliert spreizende Dübel oft durch Herausziehen, während sie im ungerissenen Beton einen Betonausbruch erzeugen.

4.1.1.2 Betonausbruch

Die Ausbruchlasten von in Rissen verankerten Kopfbolzen und Hinterschnittdübeln bzw. gut nachspreizenden kraftkontrolliert spreizenden Dübeln bezogen auf die im ungerissenen Beton zu erwartenden Werte (Gleichung [3.2]) sind in den Bildern 4.3 bzw. 4.4 in Abhängigkeit von der Rißbreite aufgetragen. Die Versuchsergebnisse wurden in Dehnkörpern ermittelt.

Die Bruchlast von in Rissen verankerten Befestigungslementen beträgt bei der im Stahlbetonbau maximal als zulässig angesehenen Rißbreite von 0,4 mm das ca. 0,5- bis 0,7fache des für ungerissenen Beton geltenden Wertes. Eine Abminderung in derselben Größenordnung wurde in [14] gefunden.

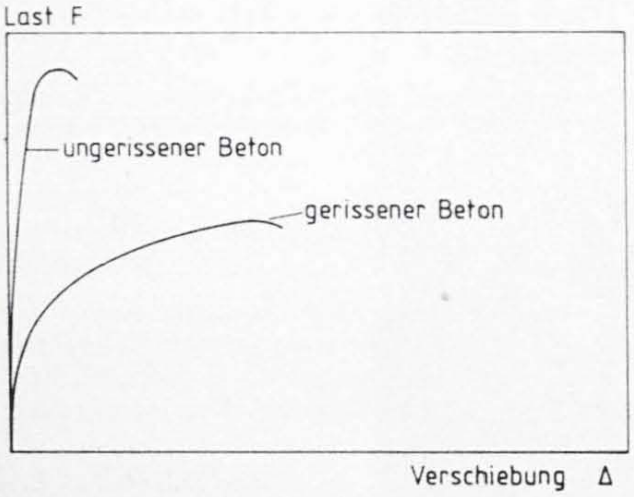


Bild 4.2. Typische Last-Verschiebungskurven von Metallspreizdübeln in ungerissenem und gerissenem Beton bei zentrischer Zugbeanspruchung (nach [105])

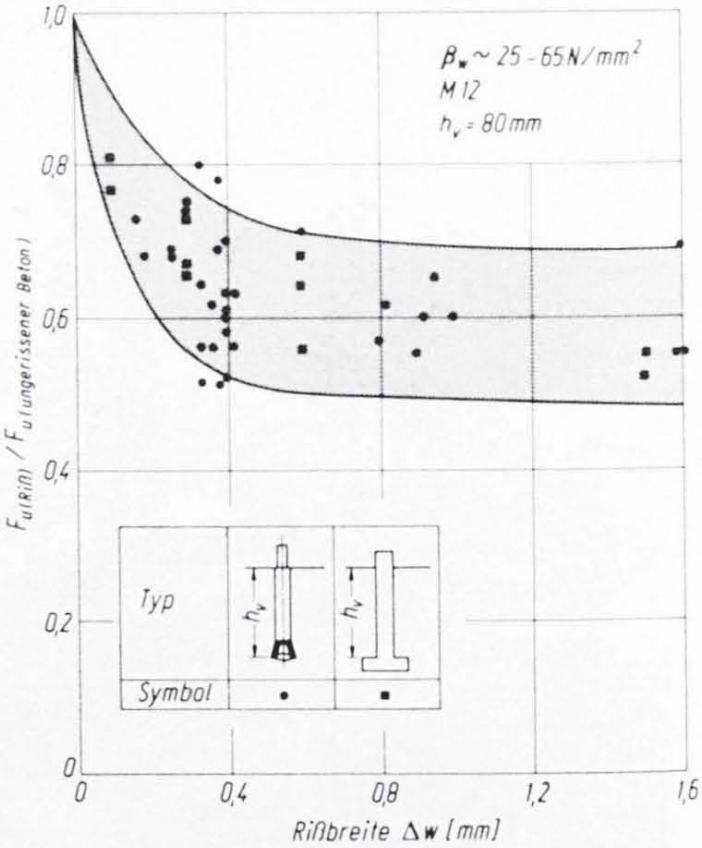


Bild 4.3. Einfluß von Rissen auf die Bruchlast von Hinterschnittdübeln und Kopfbolzen unter zentrischem Zug (nach [36])

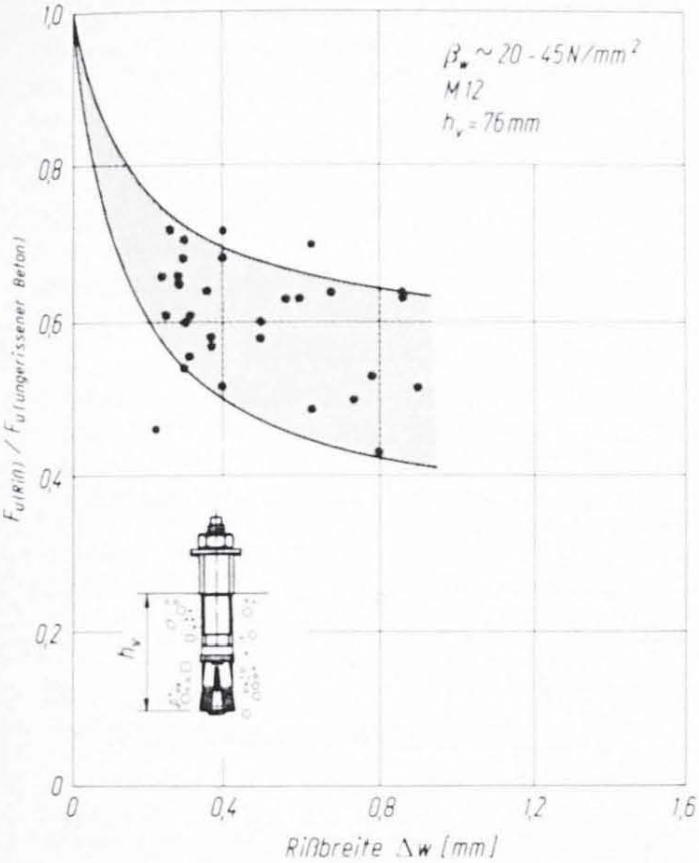


Bild 4.4. Einfluß von Rissen auf die Bruchlast kraftkontrolliert spreizender Dübel unter zentrischem Zug (nach [36])

Dabei ist kein wesentlicher Einfluß der unterschiedlichen Befestigungssysteme zu erkennen. Während die Bruchlast von nachspreizenden Dübeln bei größeren Rißbreiten weiter absinkt (Bild 4.4), bleibt sie bei Hinterschnittdübeln und Kopfbolzen bis zu Rißbreiten von ca. 1,5 mm nahezu konstant (Bild 4.3).

Kopfbolzen und Hinterschnittdübel übertragen die angreifende Zugkraft durch mechanische Verzahnung mit dem Beton in den Ankergrund. Daher ist die niedrigere Bruchlast dieser Befestigungselemente bei Verankerung in Rissen gegenüber dem für ungerissenen Beton geltenden Wert auf die Störung des Spannungszustandes im Beton durch Risse zurückzuführen. Bei Verankerungen im ungerissenen Ankergrund sind die Spannungen rotations-symmetrisch zum Befestigungselement verteilt. Das Gleichgewicht wird durch Ringzugkräfte im Beton gewährleistet (Bild 4.5a). Liegt das Befestigungselement in einem breiten Riß, dann können keine Zugkräfte senkrecht zum Riß übertragen werden. Der Riß bewirkt daher eine Änderung der Krafteinleitung in den Beton und reduziert die zur Übertragung der Zugkräfte zur Verfügung stehende Fläche (Bild 4.5b). Weiterhin können benachbarte Risse einen Teil des möglichen Ausbruchkegels abschneiden.

Bei Metallspreizdübeln bewirkt die Öffnung eines Risses zusätzlich eine Reduzierung der Spreizkraft und damit der Haltekraft. Geeignet konstruierte kraftkontrolliert spreizende Dübel können bei Belastung nachspreizen und dadurch eine ausreichend hohe Spreizkraft aufbauen, um einen Betonausbruch zu erzeugen. Ist bei großer Rißbreite der Spreizweg und damit die maximale Spreizkraft zu gering, wird der Dübel ausgezogen, und die Bruchlast fällt gegenüber Systemen mit mechanischer Verankerung ab (vgl. Bild 4.3 mit Bild 4.4).

Bei auf Biegung beanspruchten Bauteilen nimmt die Rißbreite mit zunehmendem Abstand zum gezogenen Bauteilrand ab. Daher wird in diesen Fällen die Bruchlast zusätzlich durch das Verhältnis Verankerungstiefe zu Bauteildicke beeinflußt. Die Abnahme der Bruchlast hängt in erster Näherung von der mittleren Rißbreite über die Verankerungstiefe ab. Daher ist auch bei Verankerungen in der Druckzone durch die Zugzone hindurch eine deutliche Abnahme der Bruchlast gegenüber Befestigungen im ungerissenen Beton nicht auszuschließen. In [43] wird für Kopfbolzen bei einem Verhältnis Verankerungstiefe zu Bauteildicke von etwa 0,8 noch eine Abminderung um im Mittel ca. 30% angegeben.

Die Ausbruchlast ist nahezu unabhängig davon, ob die Befestigungselemente in bzw. dicht neben

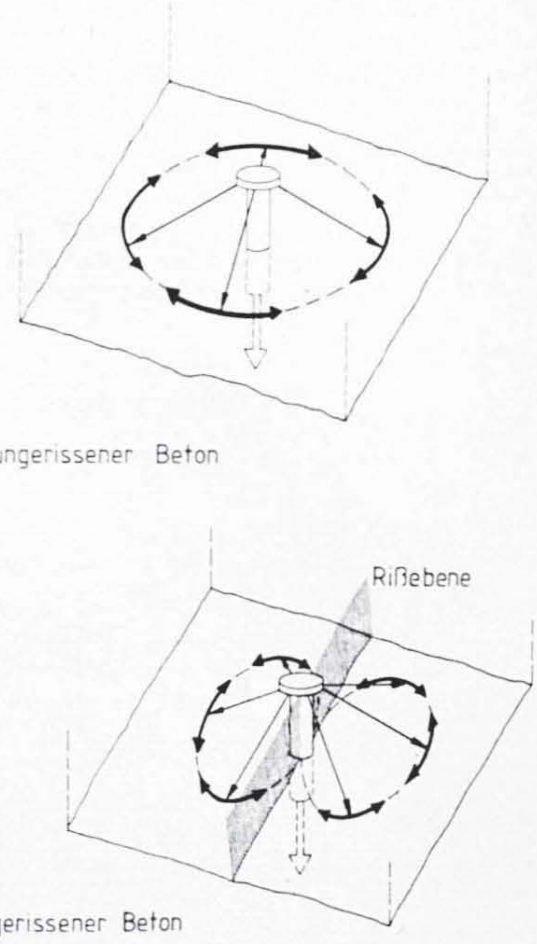


Bild 4.5. Einfluß von Rissen auf den Kräfteverlauf im Bereich eines durch eine Zuglast beanspruchten Kopfbolzens

einem Riß sitzen, weil auch bei einer Verankerung unmittelbar neben dem Riß der Spannungsverlauf im Beton durch den Riß gestört und der Ausbruchkörper durch den Riß teilweise abgeschnitten wird [105].

Vernachlässigt man bei biegebeanspruchten Bauteilen den relativ geringen Einfluß der Bauteildicke auf die Ausbruchlast, ergibt sich diese für Einzelbefestigungen in der Zugzone mit Rißbreiten $\gtrsim 0{,}4$ mm zu

$$F^E_{u,\text{Riß}} = \varkappa_w \cdot F^E_{u,\text{ungerissener Beton}} \tag{4.1}$$

mit

$\varkappa_w \sim 0{,}6$

$F^E_{u,\text{ungerissener Beton}}$ nach Gleichung (3.2)

Sind Befestigungselemente in Sonderfällen im Schnittpunkt zweier sich kreuzender Risse verankert, ergeben sich etwas niedrigere Bruchlasten als nach Gleichung (4.1), weil die Störung des Spannungszustandes im Beton in zwei Richtungen erfolgt.

Ordnet man eine Befestigungsgruppe in der Zugzone an, werden meist nicht alle, sondern nur einzelne Dübel oder Kopfbolzen im Riß liegen. Bild 4.6 zeigt die Ausbruchlasten von Vierfachbefestigungen in Abhängigkeit von der Zahl der Dübel im Riß. Die Versuche wurden in Dehnkörpern (Rißbreite $w \sim 0{,}4$ mm) durchgeführt. Die auf zentrischen Zug beanspruchte Ankerplatte war gelenkig gelagert, konnte sich also verdrehen.

Die höchsten Traglasten ergaben sich erwartungsgemäß bei Dübelgruppen in ungerissenem Beton. Sie waren im Mittel um ca. 35% höher als für Gruppen in der Betonzugzone. Die Tragkraft von Vierfachbefestigungen in der Zugzone war in Übereinstimmung mit theoretischen Überlegungen nur relativ wenig abhängig von der Lage der Dübelgruppe im Rißbild. Die niedrigste Traglast ergab sich, wenn drei Dübel im Riß und ein Dübel im ungerissenen Beton lagen. Die Ergebnisse zeigen, daß die Höchstlast von Gruppen etwa in gleichem Maße durch Risse im Beton abgemindert wird wie die von Einzeldübeln. Dies gilt nach theoretischen Überlegungen [85] näherungsweise auch für drehsteif gelagerte Ankerplatten (Verdrehung der Platte nicht möglich).

Zur Berechnung der Ausbruchlast von Befestigungsgruppen in der Betonzugzone ist es daher sinnvoll, den Einfluß von verminderten Abständen und von Rissen multiplikativ zu überlagern (Gleichung [4.2]).

$$F^G_{u,\text{Riß}} = \varkappa_w \cdot F^G_{u,\text{ungerissener Beton}} \tag{4.2}$$

mit

$\varkappa_w \sim 0{,}6$

$F^G_{u,\text{ungerissener Beton}}$ nach Gleichung (3.7) bzw. (3.9)

Bild 4.7 zeigt, daß Gleichung (4.2) die gemessenen Bruchlasten im Mittel richtig beschreibt. Sie gilt auch für Befestigungen mit Kopfbolzen.

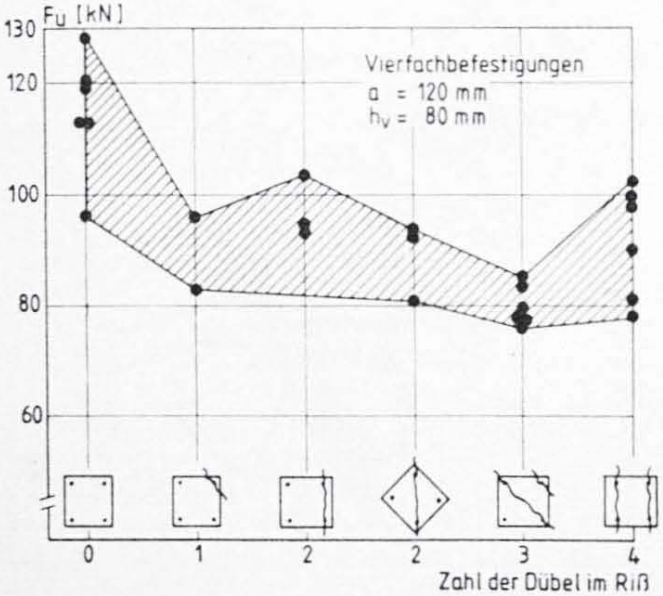


Bild 4.6. Einfluß der Zahl der Dübel im Riß auf die Tragfähigkeit von Vierfachbefestigungen unter zentrischem Zug (nach [85])

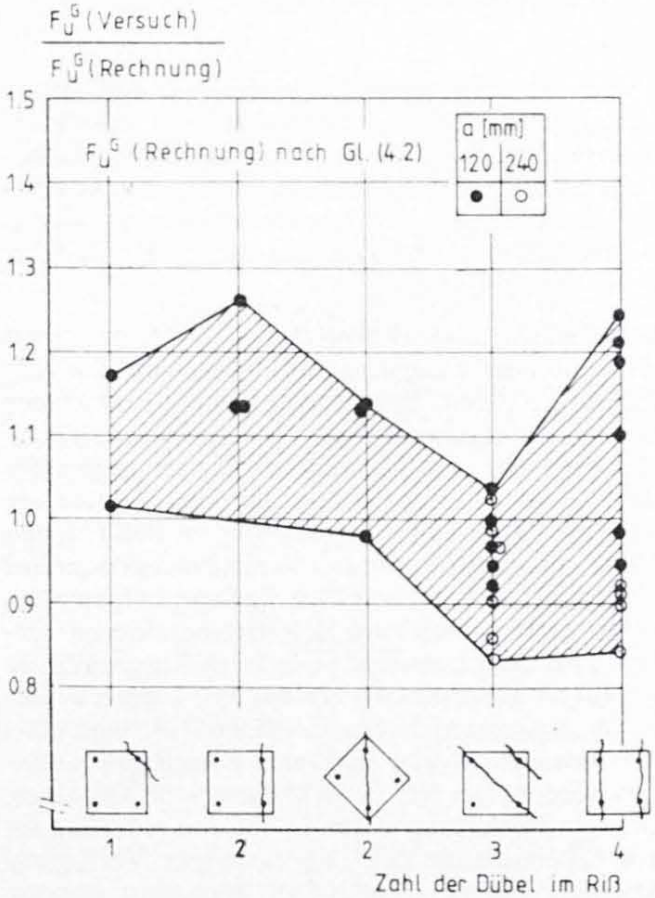
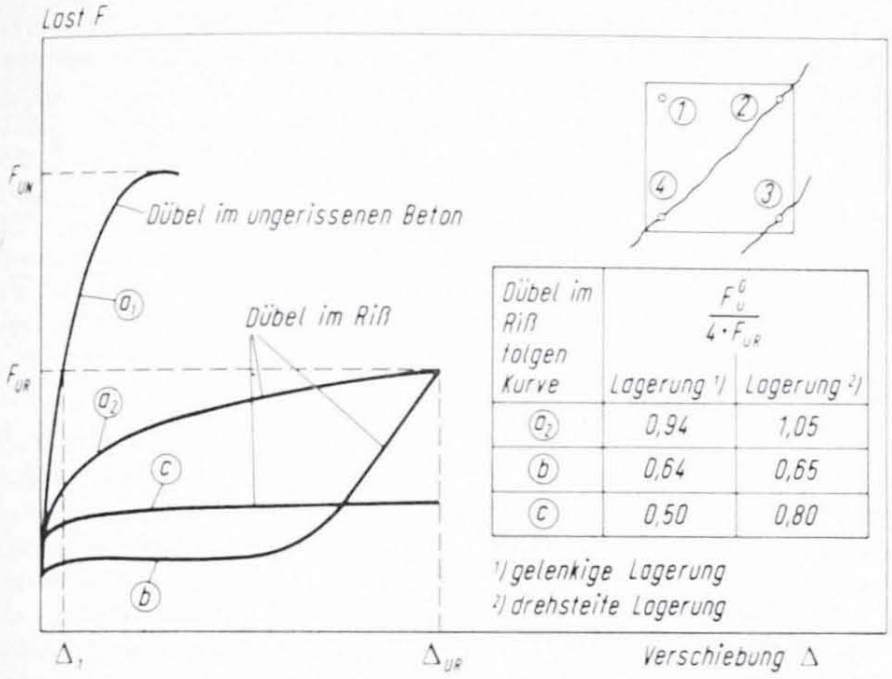


Bild 4.7. Verhältnis der gemessenen zu den rechnerischen Bruchlasten von Vierfachbefestigungen unter zentrischem Zug in Abhängigkeit von der Zahl der Dübel im Riß (nach [85])



Dübel im Riß folgen Kurve	$\frac{F_U^0}{4 \cdot F_{UR}}$ Lagerung 1)	Lagerung 2)
a_2	0,94	1,05
b	0,64	0,65
c	0,50	0,80

1) gelenkige Lagerung
2) drehsteife Lagerung

Bild 4.8. Einfluß der Form der Last-Verschiebungskurven auf die Bruchlast von Vierfachbefestigungen unter zentrischem Zug (nach [85])

Für die in den Bildern 4.6 und 4.7 ausgewerteten Versuche wurden Dübel verwendet, die bei Verankerung im ungerissenen sowie im gerissenen Beton kontinuierlich ansteigende Last-Verschiebungskurven aufweisen (Linien a_1 und a_2 in Bild 4.8). In Rissen verankerte Dübel können aber auch im Bohrloch gleiten, bevor sie wieder Last aufnehmen (Linie *b*) oder ohne Lastanstieg ausgezogen werden (Linie *c*). Der Einfluß dieses Verhaltens auf die Bruchlast einer Gruppe wurde in [85] auf theoretischem Wege untersucht. Nimmt man an, daß alle Dübel im Riß ein normales Last-Verschiebungsverhalten aufweisen, dann beträgt die Höchstlast der Gruppe bei großem Achsabstand das ca. 4fache der Traglast eines Einzeldübels im Riß. Die Bruchlast fällt um ca. $^1/_3$ ab, wenn Dübel 2 und/oder Dübel 4 der Linie *b* folgen. Der Lastabfall ist natürlich noch größer, wenn einer der im Riß liegenden Dübel ohne weitere Lastaufnahme im Bohrloch schlupft.

Die Untersuchungen zeigen, daß Befestigungselemente, die in der Zugzone angewendet werden sollen, besonders hohen Anforderungen genügen müssen. Ihre Eignung wird in speziellen Versuchen überprüft (siehe Abschn. 6.2). Nach den bisherigen Ergebnissen können nur Kopfbolzen, Hinterschnittdübel und gut konstruierte kraftkontrolliert spreizende Dübel als geeignet angesehen werden.

Bei Verankerungen in der Zugzone interessiert neben dem Einfluß von Rissen auch der aus der Überlagerung von Zugspannungen aus verschiedenen Lastfällen. Es ist bekannt, daß im Bereich von Übergreifungsstößen der Bewehrung hohe Zugspannungen im Beton auftreten. Ordnet man dort Befestigungen an, kommt es zu einer örtlichen Überlagerung dieser Zugspannungen mit jenen aus der Befestigung. Dadurch wird nach theoretischen und experimentellen Untersuchungen [36] die Betonausbruchlast von Befestigungen im Endbereich von Übergreifungsstößen dicker Rippenstäbe ($d_s = 28$ mm) oder geschweißter Betonstahlmatten je nach Verankerungstiefe um bis zu 30% gegenüber Befestigungen im ungerissenen und ansonsten unbelasteten Beton abgemindert. Das ist aber i. a. weniger als die durch Risse hervorgerufene Abminderung der Ausbruchlast (vgl. Bild 4.3). Daher kann man unterstellen, daß für die Tragfähigkeit von Befestigungen im Stoßbereich von Bewehrungen hauptsächlich die Lage im Riß maßgebend ist.

Ein weiterer ungünstiger Anwendungsfall liegt vor, wenn die Befestigung innerhalb der Betondeckung oder in Höhe der Bewehrung verankert wird. Auch hier überlagern sich die Zugspannungen aus der Verbundwirkung der Bewehrungsstäbe und denen aus der Befestigung. Hinzu kommt, daß eine eng liegende Bewehrung die dem Befestigungselement zur Verfügung stehende Ausbruchfläche vermindert und die Betonfestigkeit in der Betondeckung geringer sein kann als die im Querschnittsinneren. Die in solchen Fällen zu erwartende Ausbruchlast wurde in Versuchen mit Einzeldübeln und Dübelgruppen in Rissen studiert [52]. Als Versuchskörper dienten Biegebalken mit einer Bewehrung aus Rippenstäben $d_s = 28$ mm, die im zulässigen Mindestabstand verlegt waren. Die Betondeckung wurde zu 45 mm gewählt, damit die Dübel bei den gewählten Verankerungstiefen $h_v = 40$ bis 60 mm in der Betondeckung bzw. in Höhe der Bewehrungsstäbe verankert waren (Bild

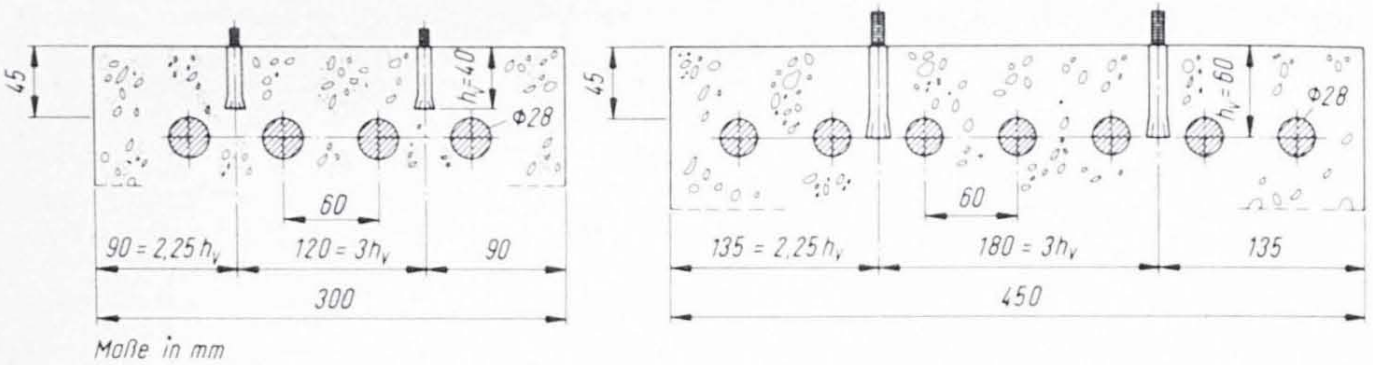


Bild 4.9. Befestigung in der Betondeckung von hoch bewehrten Balken (Versuche [52])

4.9). Das Versagen erfolgte bei den Dübelgruppen durch Abreißen der gesamten Betonschale (Bild 4.10). Die Bruchlasten waren im Mittel um ca. 30% niedriger als die rechnerischen Werte nach den Gleichungen (4.1) und (4.2), die für eine Bewehrung mit großen Stababständen gelten. Die gleiche Abminderung ist bei Kopfbolzen zu erwarten.

Werden dagegen Befestigungen mit Dübeln oder Kopfbolzen *hinter* einer dichten, möglichst durch Bügel rückgehängten Bewehrung verankert, ergeben sich höhere Ausbruchlasten als bei einer Oberflächenbewehrung mit großen Stababständen.

4.1.1.3 Bruchlast bei Herausziehen

Die Spreiz- und damit Haltekraft eines im Riß verankerten Dübels wird durch Öffnen des Risses stark reduziert. Daher ist der Einfluß von Rissen auf die Bruchlast von Dübeln, die bereits im ungerissenen Beton durch Herausziehen versagen, wesentlich größer als bei Betonausbruch und kann nur in Versuchen bestimmt werden.

Einschlagdübel (siehe Bild 2.4b$_1$), die im ungerissenen Beton einen Betonausbruch erzeugen, versagen bei Verankerung in Rissen meist durch Herausziehen, weil die Spreizkraft durch die Rißöffnung abgemindert wird und die Dübel nicht nachspreizen können. Die Tragfähigkeit dieser Dübel wird durch Risse deutlich stärker beeinflußt als die von Befestigungselementen mit beispielsweise mechanischer Verzahnung. Dies zeigt Bild 4.11 im Vergleich zu Bild 4.3. Ein ähnliches Verhalten ist bei kraftkontrolliert spreizenden Dübeln, die nicht ordnungsgemäß nachspreizen oder eine zu geringe Spreizreserve aufweisen, zu erwarten.

4.1.2 Querbeanspruchung

Durch Querlasten beanspruchte Dübel oder Kopfbolzen mit großem Randabstand versagen auch in Rissen durch Stahlbruch. Die Höhe der Bruchlast wird durch Risse praktisch nicht beeinflußt.

Bei Verankerungen am Bauteilrand und Belastung zur freien Kante hin kommt es im allgemeinen zu

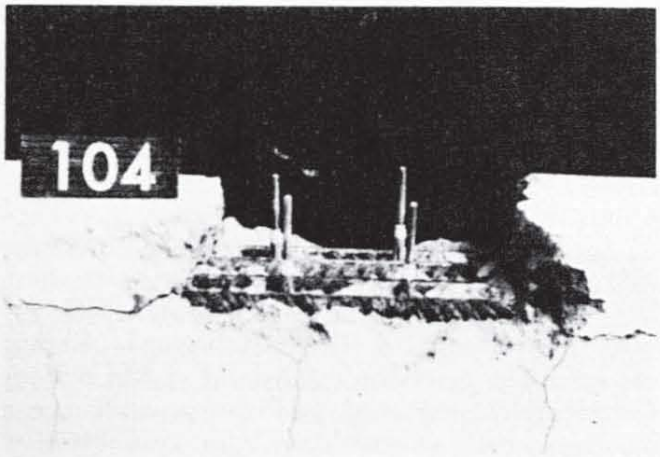


Bild 4.10. Bruchbild einer Vierfachbefestigung (Schalenbildung) (entnommen aus [52])

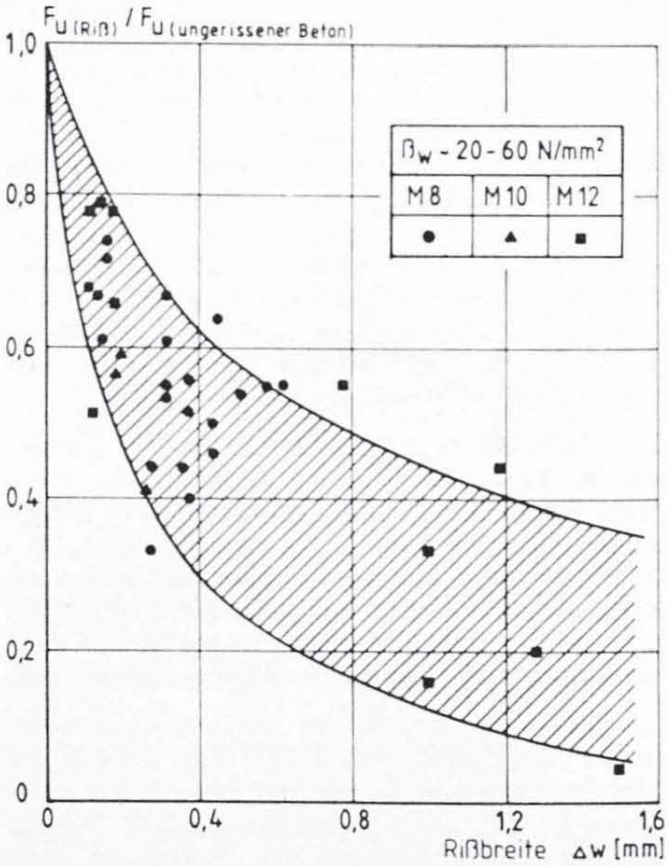


Bild 4.11. Einfluß von Rissen auf die Bruchlast von Einschlagdübeln unter zentrischem Zug (nach [42])

einem Betonausbruch. Die Höchstlast wird nach den wenigen bisher vorliegenden Versuchsergebnissen durch Risse mit $w \sim 0{,}4$ mm Breite um ca. 40% gegenüber den für ungerissenen Beton geltenden Werten (siehe Abschn. 3.1.2.4) abgemindert [42.1]. Damit liegt die Abminderung der Bruchlast bei Querlasten in derselben Größenordnung wie bei zentrischem Zug. Eine geringere Abminderung ist zu erwarten, wenn eine den Betonausbruch behindernde Randbewehrung vorhanden ist. Welche Anforderungen diese Bewehrung erfüllen muß, wird derzeit untersucht.

Für die Übertragung von Querzuglasten im gerissenen Beton sind vermutlich auch solche Befestigungselemente zumindest bedingt geeignet, die für die Übertragung von zentrischen Zuglasten als wenig bzw. ungeeignet eingestuft werden müssen.

4.1.3 Dauer- und nicht vorwiegend ruhende Lasten

Das Verhalten von in Rissen konstanter Breite verankerten Dübeln oder Kopfbolzen wird durch Dauer- oder wiederholte Lasten prinzipiell ähnlich beeinflußt wie im ungerissenen Beton (vgl. Abschn. 3.1.5). Tritt kein Dauer- bzw. Ermüdungsbruch auf, hat die Vorbelastung keinen wesentlichen Einfluß auf das Bruchverhalten und die Bruchlast in einem anschließenden Kurzzeitversuch (Bild 4.12).

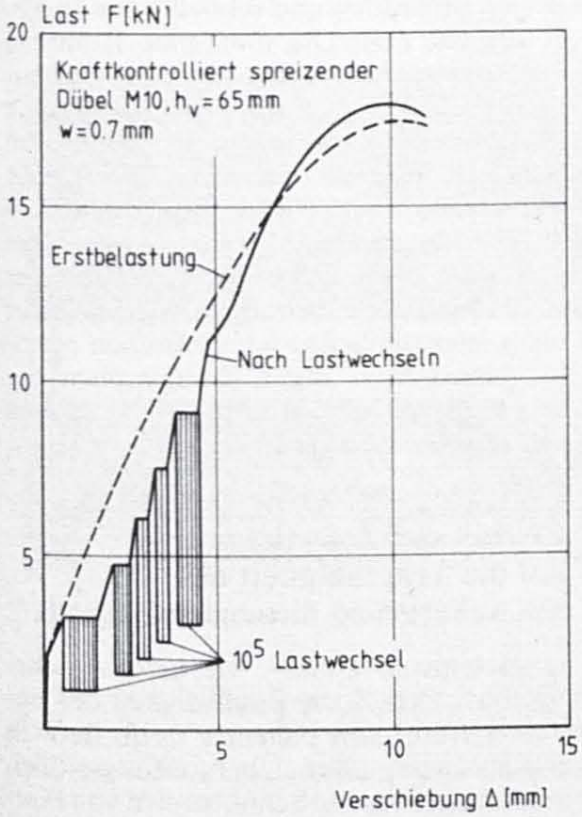


Bild 4.12. Einfluß einer nichtruhenden Belastung auf das Last-Verschiebungsverhalten einer Befestigung unter zentrischem Zug (nach [105])

In der Praxis ist die Breite der Risse jedoch meist nicht konstant, weil die Belastung des als Ankergrund dienenden Bauteils – über größere Zeiträume betrachtet – veränderlich ist. Sind Befestigungselemente in Rissen verankert und durch eine konstante Zuglast beansprucht, nehmen die Verschiebungen infolge der Änderung der Breite der Risse im Ankergrund zu. Die Größe der Verschiebungszunahme ist hauptsächlich vom Befestigungssystem, der Rißbreitendifferenz, der Höhe der Zuglast und der Zahl der Rißöffnungen abhängig. Un- bzw. bedingt geeignete Befestigungselemente können schon nach relativ wenigen Rißöffnungen durch Herausziehen versagen [105]. Dies gilt insbesondere für Gruppen mit steifer Ankerplatte [14].

4.2 Tragverhalten von Ankerschienen

Versagen Ankerschienen durch einen Betonbruch, wird die Ausbruchlast durch Risse im Beton wie bei Kopfbolzen gegenüber dem für ungerissenen Beton geltenden Wert abgemindert. Die Bruchlasten können nach Abschn. 4.1 berechnet werden. Demgegenüber wird das Tragverhalten von Ankerschienen bei den anderen Versagensarten (vgl. Bild 3.47) durch Risse nicht wesentlich beeinflußt.

4.3 Tragverhalten von Verbunddübeln

Das Tragverhalten von Verbunddübeln im gerissenen Beton wurde bisher noch nicht ausreichend untersucht. In Bild 4.13 ist das Verhältnis der Bruchlast von auf zentrischen Zug beanspruchten Dübeln im Riß zur Bruchlast im ungerissenen Beton in Abhängigkeit von der Rißbreite aufgetragen. Die Versuche wurden in Biege- und Dehnkörpern durchgeführt. Die in Haarrisse gesetzten Dübel wurden bei später durch äußere Lasten geöffneten Rissen bis zum Versagen beansprucht.

Die Versuchsergebnisse streuen ungewöhnlich stark. Dies ist auf zahlreiche Faktoren zurückzuführen. Sowohl die Bohrlochgeometrie als auch der Verlauf des Risses über den Bohrlochumfang und über die Verankerungslänge sind ausschlaggebende, aber nicht faßbare Einflüsse. Die Bruchlast nimmt mit zunehmender Rißbreite schnell ab, wobei der Einfluß des Risses mit abnehmendem Dübeldurchmesser stark anwächst. Die Bruchlast beträgt bei den als zulässig angesehenen Rissen von 0,3 bis 0,4 mm Breite nur das ca. 0,2- bis 0,6fache des Wertes in ungerissenem Beton. Bei veränderlichen Rißbreiten z. B. infolge Laständerungen des Bauteils oder bei wechselnder Richtung der Dübellast werden die ohnehin geringen Bruchlasten noch weiter abnehmen. In ungünstigen Fällen ist ein Ausziehen der Dübel unter Gebrauchslast zu befürchten [14]. Daher sind Verbunddübel im gerissenen Beton bei üblichen Verankerungs-

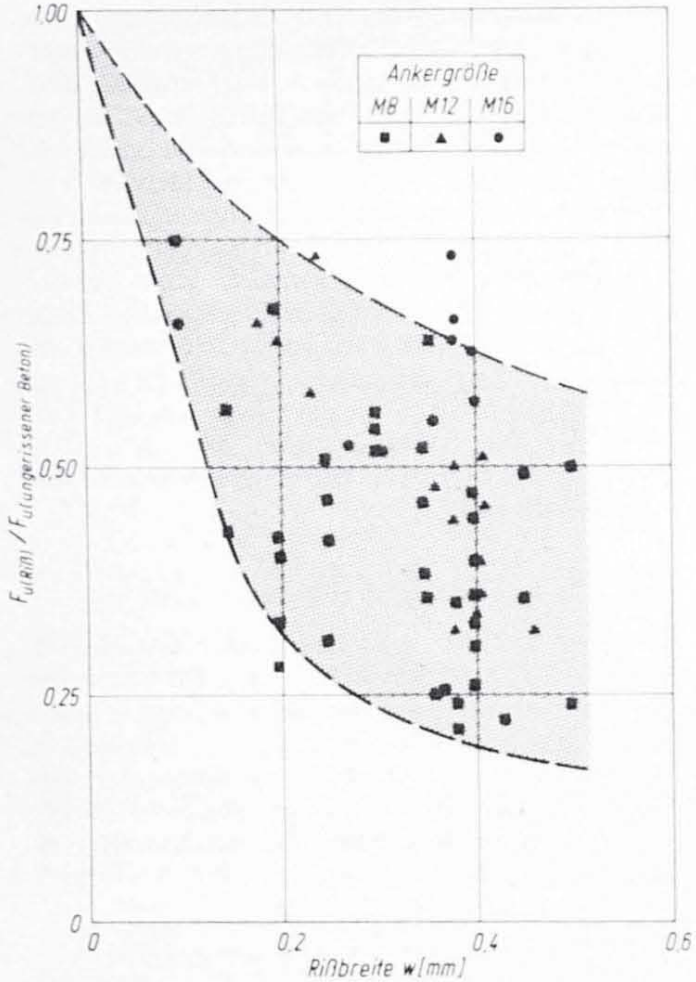


Bild 4.13. Einfluß von Rissen auf die Bruchlast von Verbunddübeln unter zentrischem Zug (entnommen aus [37])

tiefen zur sicheren Übertragung von zentrischen Zuglasten nicht geeignet.

Nach Tastversuchen mit quer beanspruchten Verbunddübeln haben Risse bei großem Randabstand nur einen sehr geringen Einfluß auf die Stahlbruchlast. Demgegenüber bewirken Risse bei Verankerungen am Rand wie bei Kopfbolzen und Spreizdübeln eine Abminderung der Betonbruchlast auf etwa 60% des Wertes im ungerissenen Beton (vgl. Abschn. 4.1.2).

4.4 Tragverhalten von Kunststoffdübeln

Das Verhalten von in Rissen verankerten Kunststoffdübeln wurde bisher nicht gezielt untersucht. Man muß jedoch annehmen, daß die Spreizkraft und damit Haltekraft durch Risse sehr stark reduziert wird und daher die heute gebräuchlichen Kunststoffdübel für die Anwendung im gerissenen Beton nicht geeignet sind.

4.5 Tragverhalten von Setzbolzen

Der beim Eintreiben des Bolzens entstehende radiale Druckspannungszustand wird durch einen

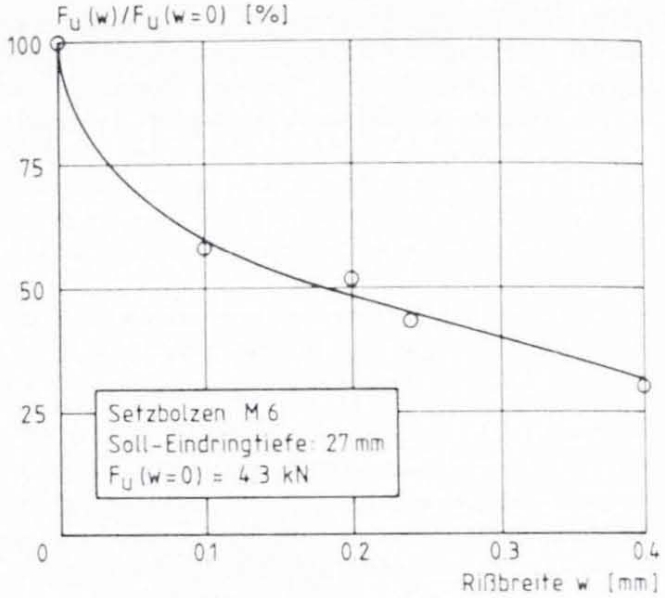


Bild 4.14. Einfluß von Rissen auf die Bruchlast von Setzbolzen unter zentrischem Zug (nach [92])

nach dem Setzen entstehenden Riß abgebaut und damit die Ausziehlast abgemindert. Dies zeigt Bild 4.14, in dem die Mittelwerte von jeweils $n \geqq 12$ Versuchen pro Rißbreite aufgetragen sind. Bei einer Rißbreite von $w = 0{,}4$ mm beträgt die Resttragkraft noch etwa 30% des Wertes für ungerissenen Beton.

Auch der Einfluß einer veränderlichen Belastung des als Ankergrund dienenden Bauteils wurde in Tastversuchen mit auf Zug beanspruchten Setzbolzen in sich öffnenden und schließenden Biegerissen untersucht [92]. Die maximale Rißbreite und die Rißbreitendifferenz waren allerdings mit $w \sim 0{,}1$ mm und $\Delta w \sim 0{,}02$ mm sehr gering. Die nach 10^4 Rißbreitenänderungen bei geöffnetem Riß gemessenen Ausziehlasten lagen noch in der gleichen Größenordnung wie bei den in Bild 4.14 ausgewerteten Versuchen. Allerdings können bei breiteren Rissen und/oder einer Änderung der Rißbreite um mehr als 0,02 mm, was beides in der Praxis nicht auszuschließen ist, wesentlich geringere Bruchlasten bzw. sogar Herausziehen der Setzbolzen während der Rißbreitenänderungen nicht ausgeschlossen werden.

4.6 Einfluß von Befestigungen auf die Tragfähigkeit des als Ankergrund dienenden Bauteils

Befestigungselemente nutzen, wie bereits mehrfach ausgeführt, örtlich die Zugfestigkeit des Betons. In einer Reihe von Fällen, z. B. im Bereich von Verankerungen oder Übergreifungsstößen von Bewehrungsstäben, im Schubbereich von Platten ohne Schubbewehrung und bei aus Fertigteilen und Ortbeton zusammengesetzten Querschnitten ohne Verbundbewehrung, beansprucht das als An-

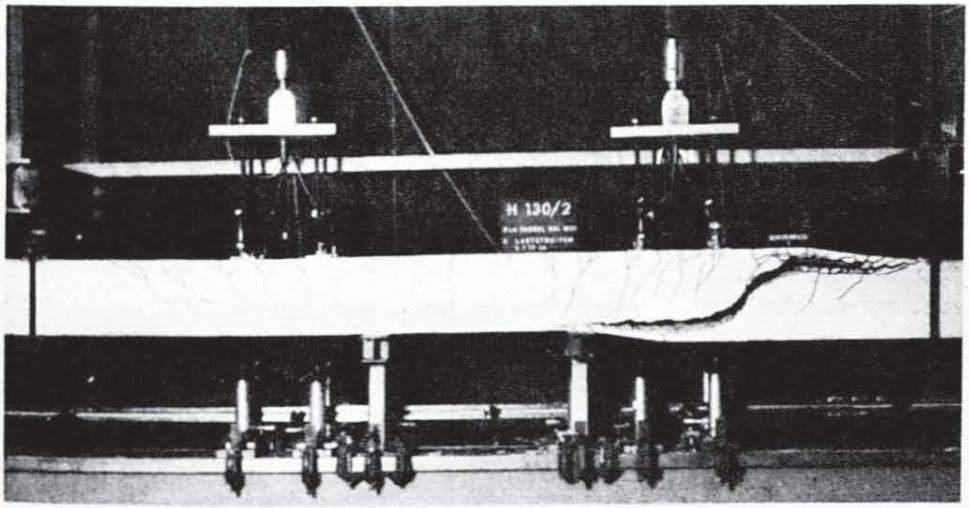
kergrund dienende Bauteil selbst die Zugfestigkeitsreserve. Leitet man in diesen Bereichen örtlich Lasten in die Zugzone ein, überlagern sich die aus der Tragwerkswirkung hervorgerufenen Zugspannungen im Beton mit denjenigen aus der örtlichen Lasteinleitung. Dadurch könnte die Tragfähigkeit des Bauteils zumindest theoretisch abgemindert werden [106].

In DIN 1045 wird eine Reduzierung der Bauteiltragfähigkeit infolge der Einleitung von Lasten in die Zugzone nicht berücksichtigt. Dies ist berechtigt, da die Stahlbetonnorm vom Normalfall einer Lasteintragung auf der Bauteiloberseite ausgeht und bei angehängten Lasten eine Aufhängebewehrung verlangt, die in der lastabgewandten Querschnittshälfte zu verankern ist. Eine Rückhängung der Last in die lastabgewandte Querschnittshälfte durch Bewehrung ist bei Dübeln praktisch nicht möglich und erfordert bei Ankerschienen und Ankerplatten mit aufgeschweißten Kopfbolzen einen zusätzlichen Aufwand.

Ordnet man keine Aufhängebewehrung an, bewirkt die Lasteinleitung in die Zugzone über Dübel oder Kopfbolzen zwar keine Reduktion der Biegetragfähigkeit [82], vermindert jedoch die Querkrafttragfähigkeit von Platten ohne Schubbewehrung [82], [111]. Dies ist darauf zurückzuführen, daß der Teil der in die Zugzone eingeleiteten Lasten, der nicht über Kornverzahnung der Rißufer sowie Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung abgetragen werden kann, über die Spitze des Schubrisses hinweg zum Auflager geleitet werden muß (Bild 4.15). Dadurch werden höhere Zugspannungen an der Rißspitze hervorgerufen, und es kommt zu einem früheren Weiterlaufen des Schubrisses als bei Einleitung der Lasten in die Druckzone. Das bestätigen Versuche.

Leitet man beispielsweise die gesamte „Verkehrslast" über Befestigungen in die Zugzone ein, beträgt die Abnahme der Schubtragfähigkeit im Mittel ca. 14%, in Einzelfällen bis etwa 20% [112]. Ein Einfluß der Art der Befestigungselemente sowie der auf die Bauteildicke bezogenen Verankerungstiefe ($h_v/d \gtrsim 0{,}7$) wurde nicht beobachtet.

Eine andere kritische Anwendung liegt vor, wenn eine Platte – wie im Hochbau vielfach üblich – aus Fertigteilen und Ortbeton besteht. Verbindet man Fertig- und Ortbeton nicht durch eine ausreichend dimensionierte Verbundbewehrung, kann der Bruch durch Überschreiten der Verbundfestigkeit in der Fuge erfolgen (Bild 4.16). In Bild 4.17 ist die Schubspannung beim Versagen der Fuge in Abhängigkeit von der Schubschlankheit aufgetragen. Die ausgewerteten Versuche sind in [19], [20], [102] beschrieben. Im Regelfall wird die Platte von oben belastet. Dann ist die Fugentragfähigkeit bei rauher Oberfläche so hoch, daß in vielen Fällen auf eine Verbundbewehrung verzichtet werden kann. Entsprechende Vorschläge zur Änderung der DIN 1045 liegen vor und wurden in einigen Zulassungen für vorgespannte Decken bereits übernommen. Wird dagegen die Last von unten in den Fertig-



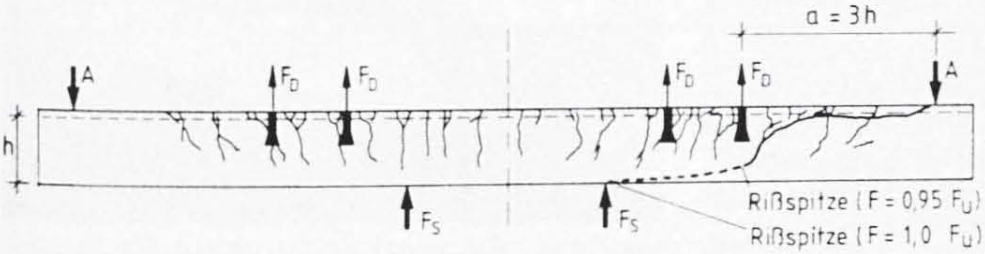
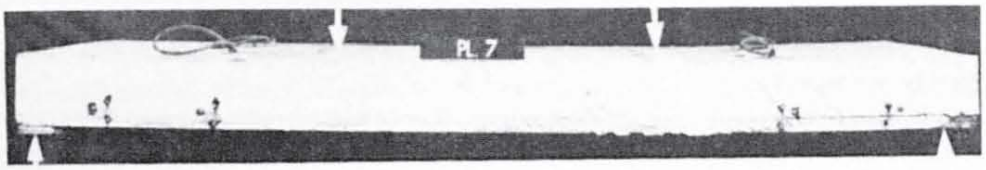
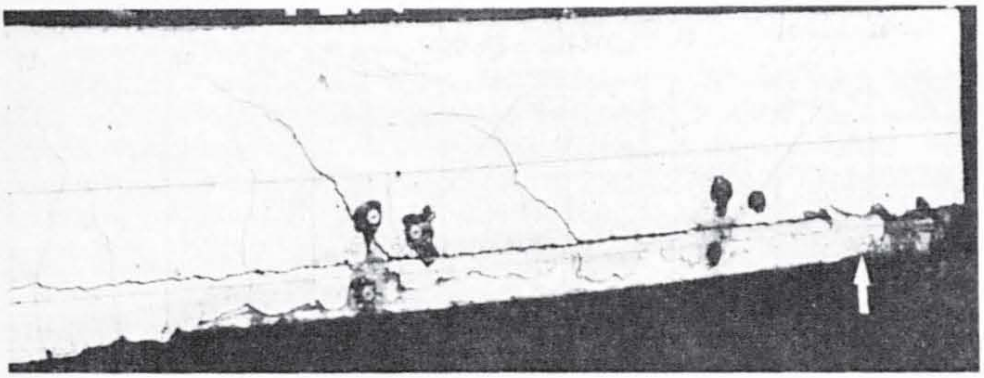


Bild 4.15. Bruchbild einer Platte ohne Schubbewehrung. Ein Teil der Lasten wurde über Befestigungselemente in die Zugzone eingeleitet (nach [111])



a) Gesamtansicht



b) Detail

Bild 4.16. Bruchbild einer aus einem Fertigteil und Ortbeton zusammengesetzten Platte ohne Verbundbewehrung (entnommen aus [102])

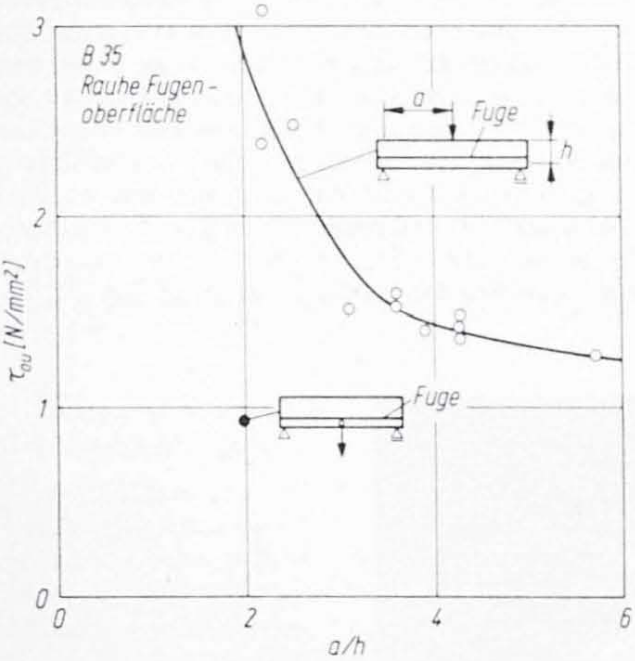


Bild 4.17. Schubspannung beim Versagen der Fuge zwischen Alt- und Neubeton in Abhängigkeit von der Schubschlankheit (entnommen aus [106])

beton eingeleitet, ist die Fugentragfähigkeit wegen der zusätzlichen Beanspruchung auf Zug relativ gering, so daß immer eine Verbundbewehrung erforderlich ist. Bei aus Fertig- und Ortbeton bestehenden Bauteilen ohne Verbundbewehrung dürfen daher die Befestigungsmittel (Dübel, Kopfbolzen oder Ankerschienen) nicht im Fertigbeton verankert werden, sondern müssen möglichst weit, am besten mit der erforderlichen Verankerungstiefe, in den Ortbeton reichen.

Zur Untersuchung des Einflusses von Befestigungsmitteln auf die Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen wurden Stahlbetonbalken geprüft, deren Bewehrung zu 100% im Bereich des konstanten Momentes gestoßen war [21]. Die Stoßausbildung war hinsichtlich der Zugbeanspruchung des Betons ungünstig (Mattenstöße mit übereinanderliegenden Längsstäben sowie Ein-Ebenen-Stöße mit Rippenstäben $d_s = 14$ mm und innenliegender Querbewehrung). Um Stoßversagen zu erzielen, betrugen die Übergreifungslängen nur 60% der in DIN 1045 geforderten Werte. In den Stoßendbereichen wurden über Spreiz- und Hinterschnittdübel sowie angeklebte Stahlplatten Zuglasten von ca. 30 kN pro Befestigungspunkt eingeleitet. Variiert wurde die Verankerungstiefe der Dübel ($h_v = 30$ mm bis 130 mm). Zum Vergleich wurden auch Probekörper mit Lasteinleitung nur über die Druckzone geprüft. Wie geplant, trat in allen Fällen Stoßversagen auf (Bild 4.18). Bei den Versuchen mit Lasteinleitung in die Zugzone trat

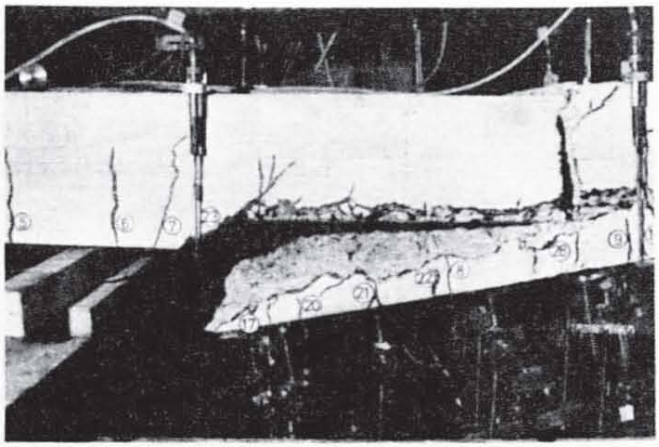


Bild 4.18. Bruchbild eines Bewehrungsstoßes bei gleichzeitiger Lasteinleitung in die Zugzone (entnommen aus [21])

keine Abminderung der Stoßtragfähigkeit gegenüber Lasteinleitung in die Druckzone auf, obwohl bei Verankerungstiefen $h_v \leq 40$ mm die angehängte Last über die Bruchfuge geleitet werden mußte und die dadurch hervorgerufene Zugspannung ca. 10% der Zugfestigkeit betrug. Eine mögliche Erklärung für dieses unerwartet günstige Ergebnis ist, daß örtliche Spannungsspitzen durch Bildung von Mikrorissen abgebaut und damit „unschädlich" wurden. Eine wissenschaftliche Abklärung ist im Gange.

Weitere kritische Anwendungsfälle wie z. B. Eintragung von Zugkräften in hoch durch Querkräfte beanspruchte Querschnitte bzw. in Bereiche mit offenen Bügeln werden zur Zeit experimentell und theoretisch untersucht.

5 Korrosion und Brandeinwirkung

5.1 Korrosion

Befestigungselemente aus Stahl werden üblicherweise verzinkt (galvanisch verzinkt mit Schichtdicken zwischen 5 und 10 μm bzw. feuerverzinkt mit Schichtdicken von 40 bis 150 μm) oder aus nichtrostenden Stählen (austenitische Chrom-Nickel-Stähle der Klasse A2 oder A4) gefertigt. Für das Bauwesen zugelassen sind Stähle mit den Werkstoffnummern 1.4301, 1.4541 (A2) und 1.4401, 1.4571 (A4) [61].

Verzinkte Stähle bilden an der Atmosphäre schützende Deckschichten aus basischen Zinkkarbonaten aus, deren Auflösungsgeschwindigkeit die Schutzdauer bestimmt. Der Abtrag ist meist gleichmäßig. Die Auflösungsgeschwindigkeit ist über viele Jahre ungefähr konstant und hängt wesentlich von der Belastung mit Schwefeldioxid ab. Unter atmosphärischen Bedingungen können zur Berechnung der Lebensdauer eines Zinküberzuges folgende Abtragsraten als Richtwerte herangezogen werden (Durchschnittswerte mehrerer Autoren nach [7]):

Tabelle 5.1: Mittlere Abtragungsraten für Zink unter atmosphärischen Bedingungen (nach [7])

Atmosphärentyp	Abtrag (in μm/Jahr)
Landluft	1,3 – 2,5
Stadtluft	1,9 – 5,2
Industrieluft	6,4 – 13,8
Meeresluft	2,2 – 7,2

Diese Abtragungsraten können annähernd auf Befestigungselemente in Fassaden übertragen werden, wenn die Fassade ausreichend hinterlüftet ist, d. h. die Konstruktion den Empfehlungen der DIN 4108 [24.1] genügt oder der Nachweis auf Tauwasserschutz im Inneren des Wandaufbaues und der Nachweis auf Tauwasserfreiheit im Belüftungsraum nach [83] erbracht werden kann. In diesen Fällen ist an den Befestigungselementen nur mit kürzeren Kondensationsperioden mit nachfolgender Austrocknung bei guter Belüftung zu rechnen. Bei nicht ausreichend belüfteten Fassaden ergeben sich höhere Abtragungsraten als in Tabelle 5.1 angegeben.

Problematisch für den Einsatz von Zink sind dauernd feuchte, schlecht belüftete Spalte, da sich unter diesen Bedingungen poröse, lockere Korrosionsprodukte (Weißrost) bilden, die keine Schutzwirkung haben. Solche Bedingungen können z. B. in Bohrlochspalten bei frei bewittertem Beton, in Wänden bei Tauwasseranfall oder bei Durchführungen durch Wärmedämm- oder Kleberschichten auftreten.

Der Kontakt verzinkter Teile zu Beton ist im allgemeinen wenig problematisch, wenn der verwendete Zement nicht extreme Alkaligehalte aufweist. In Beton wurden für Zink bei einer relativen Luftfeuchte von 80% (entspricht ungefähr dem Jahresmittel in Deutschland) Abtragsraten von 1 bis 1,4 μm/Jahr gemessen. Dies gilt auch für karbonatisierten Beton. Bei periodischer Befeuchtung oder dauernder Feuchteeinwirkung beträgt der Abtrag 7 – 15 μm pro Jahr. Am stärksten gefährdet ist der Übergangsbereich Beton – Atmosphäre, für den ein zusätzlicher Schutz zu empfehlen ist.

Nach Abtrag der Zinkschicht ist für Dübel im allgemeinen kein Schutz durch die Alkalität des Betons gegeben, da die Bohrlochspalte innerhalb weniger Jahre karbonatisieren.

Derzeit für das Bauwesen zugelassene verzinkte Dübel sind galvanisch verzinkt, mit Schichtdicken zwischen 5 und 10 μm. Diese Verzinkung stellt lediglich in trockenen Räumen, z. B. in Wohnungen, Verkaufsräumen, Schulen und Krankenhäusern, mit Ausnahme von Feuchträumen, einen ausreichenden Korrosionsschutz dar. Sie ist jedoch bei Einsatz der Dübel im Freien oder hinter vorgehängten Fassaden nur als temporärer Korrosionsschutz zu betrachten. Dies geht aus den Abtragungsraten nach Tabelle 5.1 hervor und wird auch durch Untersuchungen an Bauwerken bestätigt. Galvanisch verzinkte Dübel hatten schon fünf bis zehn Jahre nach dem Einbau teilweise Korrosionsgrade erreicht, die nicht mehr toleriert werden konnten [103]. Bei kraftkontrolliert spreizenden Dübeln wird im übrigen durch Korrosionsprodukte die Funktionsfähigkeit (Nachspreizverhalten) beeinträchtigt, wodurch die Tragfähigkeit in ungünstigen Fällen unter die zulässige Last sinken kann.

Bei Kunststoffdübeln gelten unter atmosphärischen Bedingungen galvanisch verzinkte Schrauben als ausreichend gegen Korrosion beständig,

wenn der Bereich des Schraubenkopfes so geschützt wird, daß Eindringen von Feuchtigkeit in den Dübelschaft nicht möglich ist. Dies kann z. B. durch Aufsetzen von Kunststoffkappen, besser durch geeignete Anstriche erfolgen.

Unverzinkte Kopfbolzen dürfen für Bauteile in geschlossenen Räumen mit Ausnahme von Feuchträumen verwendet werden, wenn sie durch eine Mindestbetondeckung nach DIN 1045, Tabelle 10, geschützt sind. Die Ankerplatten müssen jedoch mit einem Schutzanstrich versehen werden.

Werden Ankerschienen einschließlich der zugehörigen Schrauben unter Einhaltung der erforderlichen Betondeckung einbetoniert, kann natürlich auf einen zusätzlichen Korrosionsschutz verzichtet werden. Im Regelfall sind Schienen und Anker feuerverzinkt (Schichtdicke $\geq 50\ \mu m$). Bei Verwendung von galvanisch verzinkten Schrauben dürfen Ankerschienen wie Dübel nur in trockenen Innenräumen, bei Einsatz von feuerverzinkten Schrauben (Schichtdicke $\geq 45\ \mu m$) in geschlossenen Räumen einschließlich der Feuchträume verwendet werden.

Nichtrostender Stahl der Klasse A4 ist aufgrund seines Legierunganteiles an Molybdän auch in Industrie- und Meeresatmosphäre im Freien und in Feuchträumen ausreichend beständig, A2-Stahl lediglich in weniger aggressivem Klima. Korrosionsauslösend sind bei nichtrostenden Stählen vor allem Chloride (Meeres- oder Streusalz), in geringerem Maße Schwefeldioxid. Die Korrosion ist stets lokal (Lochkorrosion, Spaltkorrosion), wobei eine sehr hohe Schädigungsgeschwindigkeit erreicht werden kann. Die Gefahr der Spaltkorrosion ist vor allem in Spalten zwischen Kunststoff und Stahl gegeben, wobei Spaltbreiten um 0,2 mm besonders kritisch sind.

Bei Kontakt zu unedleren Metallen (Zink) ist die Möglichkeit der Kontaktkorrosion des unedleren Partners gegeben. Sie kann durch Einbau von nicht leitenden isolierenden Zwischenschichten (Kunststoffscheiben etc.) oder Beschichtung des *edleren* Teiles vermieden werden.

Befestigungselemente, die im Freien oder zur Verankerung von vorgehängten Fassaden eingesetzt werden sollen, müssen nach den geltenden Zulassungen aus nichtrostendem Stahl der Klasse A4 hergestellt werden, oder sie sind durch eine spezielle Beschichtung dauerhaft gegen Korrosion zu schützen. Dübel aus molybdänfreien (A2) Stählen sind nicht zugelassen. Diese Einschränkung wurde aus Sicherheitsgründen für erforderlich gehalten, weil der Einsatzort der Befestigungselemente dem Hersteller häufig nicht bekannt ist, es sich um Serienbauteile handelt und die Verwendung in besonders aggressiver Atmosphäre sowie bei erhöhten Temperaturen (z. B. hinter dunklen Fassadenplatten) nicht ausgeschlossen werden kann [29]. Bei ausreichend belüfteten vorgehängten Fassaden (siehe oben) dürfte auch eine Feuerverzinkung mit einer Schichtdicke von 70 – 100 μm, eventuell mit zusätzlicher Beschichtung aus Kunststoff (Duplex-System), einen ausreichenden Korrosionsschutz bieten [88]. Liegen wenig aggressive Umweltbedingungen vor (Landluft), so ist auch der Einsatz von A2-Stählen denkbar.

In Schwimmbadhallen mit gechlortem Badewasser sind alle für das Bauwesen zugelassenen nichtrostenden Stähle [61] spannungsrißkorrosionsgefährdet und ihr Einsatz deswegen für tragende Teile nicht empfehlenswert und zwischenzeitlich nicht mehr zugelassen [62]. Spannungsrißkorrosion wird hier durch saures, oxidierendes und chloridhaltiges Kondensat als Folge der Chlorung des Badewassers ausgelöst [126]. In Bohrlöchern im Beton besteht bei Abdichtung nach außen keine Gefährdung, da Beton im alkalischen Bereich puffert.

Als Alternative werden Nickelbasislegierungen (Werkstoffnummern 2.4610 und 2.4856) empfohlen [84], die nach dem bisherigen Kenntnisstand höchste Beständigkeit gegen Korrosionsangriffe jeglicher Art aufweisen und auch zu Dübeln und Verbindungselementen verarbeitbar sind. Eine andere Alternative besteht darin, unlegierten Stahl mit einem geeigneten Korrosionsschutz (z. B. Feuerverzinkung mit einer Schichtdicke $\geq 70 - 100\ \mu m$) zu versehen. In Bereichen, in denen mit Kondenswasser zu rechnen ist oder Spritzwasser an die Befestigungselemente gelangt, empfiehlt sich eine zusätzliche Kunststoffbeschichtung (Duplex-System) bzw. ein Verpressen der Bohrlöcher nach der Montage und eine Beschichtung der Außenteile. Vorteil der letzteren Alternative ist, daß eine gegebenenfalls auftretende Korrosion flächenhaft erfolgt und daher rechtzeitig erkannt werden kann.

5.2 Brandeinwirkung

Die Feuerwiderstandsdauer von Befestigungen hängt wesentlich vom Aufbau der Gesamtkonstruktion ab, sie kann in der Regel nur aufgrund von Versuchen beurteilt werden, es sei denn, die vorhandenen Schutzmaßnahmen (z. B. Ummantelung, Bekleidung, Schutzanstrich oder Betondeckung der Stahlteile) lassen eine Klassifizierung nach DIN 4102 Teil 4 zu.

Die Festigkeit von Beton nimmt bei Erwärmung über ca. 100 °C ab [140], wodurch die Betonausbruchlast reduziert wird. Wegen des starken Abfalls der Festigkeit von Kunstharzmörtel bei Temperaturen > 80 °C sind ungeschützte Verbundanker bei einer möglichen Brandeinwirkung in der Regel gefährdet.

6 Bemessung

6.1 Sicherheitsanforderungen

Bei allen Befestigungssystemen wird örtlich die Zugfestigkeit des Betons in Anspruch genommen. Dies widerspricht der allgemeinen Auffassung, wonach Zugkräfte im Beton grundsätzlich durch Bewehrung abgedeckt werden sollen. Allerdings wird dieses Prinzip auch bisher nicht streng eingehalten: z. B. dürfen Platten und Wände, wie bereits dargelegt, bei geringen Schubspannungen ohne Schubbewehrung ausgeführt werden, und im Bereich von Verankerungen und Übergreifungsstößen von Bewehrungsstäben ist oft eine wirksame Querbewehrung nicht erforderlich. In diesen Fällen wird ein Sicherheitsbeiwert $\gamma = 2.1$ gegenüber der 5%-Fraktile der Bruchlast gefordert. Dadurch soll sichergestellt werden, daß ein eventuelles Versagen primär durch Fließen des Stahles und nicht durch Überschreiten der Betonzugfestigkeit hervorgerufen wird.

Für die Bemessung von Befestigungen sind höhere Sicherheitsbeiwerte gegenüber einem eventuellen Betonversagen erforderlich, weil die Betonzugfestigkeit im Bauteil *lokal* gering sein kann und zusätzlich die Einflüsse aus der Montage abzudecken sind. Daher wird in der Bundesrepublik Deutschland bisher unabhängig vom Befestigungssystem ein Sicherheitsbeiwert von $\gamma = 3.0$ gegenüber der 5%-Fraktile der Ergebnisse von Kurzzeitversuchen gefordert. Bei sehr geringen Setztiefen ($h_v < 40$ mm) muß γ sogar 5.0 betragen. Dadurch soll einerseits die in oberflächennahen Bereichen üblicherweise geringere Betonzugfestigkeit und andererseits die unvermeidlich große Streuung abgedeckt werden. Die im Bauwerk vorhandene Betondruckfestigkeit kann geringer sein als der anhand von Prüfergebnissen von Gütewürfeln unter Berücksichtigung des Gestalteinflusses zu erwartende Wert [81]. Daher soll zusätzlich bei der Ermittlung der zulässigen Last nur eine Betondruckfestigkeit $\beta_w = 0{,}8\ \beta_{wN}$ (β_{wN} = Nennfestigkeit des Betons) angesetzt werden.

Beim Stahl wird mit zulässigen Spannungen gerechnet. Die Werte für häufig vorkommende Stahlarten sind in Tabelle 6.1 zusammengestellt.

Die in Tabelle 6.1 für die Festigkeitsklassen 4.6 und 5.6 angegebenen zulässigen Stahlspannungen für Zug und Abscheren stimmen mit den Werten nach DIN 18800 Teil 1 [26.2] überein, für die anderen Festigkeitsklassen wurden sie angepaßt. Allerdings gewährleisten die zulässigen Scherspannungen unterschiedlich hohe Sicherheiten gegen Abscheren, weshalb eine Modifizierung der Werte sinnvoll erscheint [50].

Bei Verbunddübeln wird die Abhängigkeit der Bruch-Verbundspannungen von der Temperatur und der Dauer der Belastung berücksichtigt. Fordert man eine Sicherheit von mindestens 2.1 bezogen auf die Dauerfestigkeit bei erhöhten Temperaturen (50 °C), erhält man eine zulässige Verbundspannung an der Bohrlochwand von zul $\tau = 2.0$ N/mm². Dieser Wert entspricht etwa dem für Rippenstähle in Normalbeton. Diese Regelung ist sinnvoll, da der Bruch in der Grenzfläche Harz – Beton erfolgt. Die relativ niedrige Verbundspannung ermöglicht es, Verbundanker bis zu kurzzeitig wirkenden Umgebungstemperaturen von 80 °C als beständig einzustufen.

Es erscheint sinnvoll, in Zukunft den globalen Sicherheitsbeiwert entsprechend den Vorschlägen in neueren Vorschriften [17], [45] in Teilsicherheitsbeiwerte aufzusplitten. Danach ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit folgende Gleichung zu erfüllen.

$$S_d \leqq R_d \tag{6.1}$$

S_d bzw. R_d sind die Bemessungswerte der Schnittgrößen bzw. Tragfähigkeiten. Sie errechnen sich zu:

$$S_d = \gamma_F \cdot S \tag{6.2}$$

$$= \gamma_G \cdot S_G + \gamma_Q \cdot S_Q \tag{6.2a}$$

$$R_d = R_k/\gamma_M \tag{6.3}$$

Tabelle 6.1: Zulässige Stahlspannungen nach [64].

	Stahlart	zul. Stahlspannung [N/mm²]		
		zentrischer Zug	Abscheren	Biegung
Gewindebolzen und Schrauben	4.6	110	112	160
	5.6	150	168	200
	5.8	160	120	250
	8.8	256	230	400
	A4 – 70 ≦ M 20	150	168	300
	A4 – 70 > M 20	110	112	167
Kopfbolzen	St 37 – 3 ($R_e \geqq 350$ N/mm²)	205	145	–

Darin bedeuten:

S = Schnittgrößen im Gebrauchszustand

S_G = Schnittgrößen aus Eigengewicht

S_Q = Schnittgrößen aus veränderlichen Lasten

R_k = 5%-Fraktile der Traglast (z. B. Betonausbruch)

γ_F = Teilsicherheitsbeiwert für Lasten
$= (\gamma_G \cdot S_G + \gamma_Q \cdot S_Q)/(S_G + S_Q)$
~ 1.4 für übliche Verhältnisse Eigengewicht zu Verkehrslast

γ_G = Teilsicherheitsbeiwert für Schnittgrößen aus Eigengewicht
= 1.35

γ_Q = Teilsicherheitsbeiwert für Schnittgrößen aus veränderlichen Lasten
= 1.5

γ_M = Teilsicherheitsbeiwert für Materialfestigkeit

Für die Versagensart „Betonausbruch" erhält man den Teilsicherheitsbeiwert γ_M zu:

$$\gamma_M = \gamma_m \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_2$$

mit:

γ_m = Teilsicherheitsbeiwert für Beton auf Druck
= 1.5

γ_1 = Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Verhältnisse im Labor und auf der Baustelle. Er ergibt sich bei gleicher Druckfestigkeit näherungsweise aus dem Verhältnis der Zugfestigkeit des Laborbetons zur Zugfestigkeit des Baustellenbetons
~ 1.2

γ_2 = Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung von Montageungenauigkeiten z. B. etwa 1.2 für Spreiz- und Verbunddübel

Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_F für Lasten sowie γ_m für Beton auf Druck sind allgemein bekannt. Setzt man für γ_1 und γ_2 jeweils 1.2 an, ergibt sich der globale Sicherheitsbeiwert wiederum aus $\gamma = \gamma_F \cdot \gamma_M = 3.0$.

Die oben angegebenen Zahlenwerte für γ_1 und γ_2 wurden bisher nur grob geschätzt, sie sollen in Zukunft genauer bestimmt werden. Insbesondere sollte versucht werden, die Montagesicherheit der Befestigungssysteme zu quantifizieren. Dann könnten Produkte mit hoher Montagesicherheit über einen niedrigen Teilsicherheitsbeiwert γ_2 günstiger eingestuft werden. Grundsätzlich sind die Teilsicherheitsbeiwerte naturgemäß so festzulegen, daß alle Befestigungssysteme etwa die gleiche Zuverlässigkeit aufweisen, d. h. die Versagenswahrscheinlichkeit etwa gleich ist. Entsprechende Überlegungen werden zur Zeit auf der Basis von [59] angestellt.

6.2 Nachweis der Eignung eines Befestigungssystems

Befestigungsmittel sollen so ausgelegt sein, daß sie unter Gebrauchlast widerstandsfähig und dauerhaft sind und eine ausreichende Sicherheit gegenüber Versagen aufweisen. Grobe Montagefehler sollen durch eine möglichst einfache Handhabung ausgeschlossen werden, und unvermeidbare Montageungenauigkeiten dürfen die Tragfähigkeit der Befestigung nicht unzulässig verringern. Das System darf also nicht empfindlich sein, da eine unzureichende technische Systemsicherheit auch durch umfangreiche Kontrollen nicht vollständig ausgeglichen werden kann [6]. Montagekontrollen in begrenztem Umfang sind je nach System unabdingbar, um den Einfluß der Schwachstelle Mensch auszugleichen. Zusätzlich ist es notwendig, die Monteure und Anwender mehr als bisher zu schulen und auszubilden.

Der Anwender kann bei der Vielzahl der angebotenen Befestigungssysteme im allgemeinen von sich aus nicht entscheiden, ob ein bestimmtes Produkt für den vorgesehenen Anwendungsfall geeignet ist oder nicht. Daher ist in der Bundesrepublik Deutschland die Eignung eines Systems durch gezielte Versuche und Bewertung im Rahmen eines Zulassungsverfahrens nachzuweisen. In Versuchen wird die einwandfreie Funktionsfähigkeit der Befestigungsmittel unter normalen und ungünstigen Bedingungen nachgewiesen. Die Untersuchungen erstrecken sich auf nieder- und hochfesten Beton mit und ohne Trennrisse. Die Auswirkungen möglicher Imperfektionen, wie z. B. Bohrlochtoleranzen, Intensität der Bohrlochreinigung, Maß der Verspreizung, Lage der Verankerung im Bereich von Bewehrungsstäben u. a. werden gezielt überprüft. Dabei ist der Einfluß von dauernder bzw. veränderlicher Belastung der Befestigung selbst sowie des als Ankergrund dienenden Bauteils zu berücksichtigen. In den Versuchen mit ungünstigen Anwendungsbedingungen ist eine Verminderung der Bruchlast bzw. eine Zunahme der Relativverschiebung Dübel-Ankergrund innerhalb vorgegebener, am Normalverhalten orientierter Grenzen unbedenklich. Das Wirkungsprinzip muß erhalten bleiben und es darf keine plötzliche Änderung der Tragwirkung eintreten.

In der Bundesrepublik Deutschland liegen diverse Richtlinien für die Prüfung und Beurteilung von Dübeln vor.

Die Richtlinien [65], die maßgeblich von *Weigler* erarbeitet wurden, gelten für zwangsweise spreizende Metalldübel nach Bild 2.4 und Anwendungen als Einzeldübel mit großen Achs- und Randabständen in der Druckzone von Beton- und Stahlbetonbauteilen. Sie wurden im wesentlichen in [129] übernommen, allerdings wird dort auch der Einfluß von geringen Achs- und Randabständen mit erfaßt. In [66] werden Zulassungsprüfungen für Metalldübel mit einer zulässigen Last von ≤ 0.8 kN behandelt, die zur Befestigung von leichten Unterdecken angewendet werden sollen. Die Richtlinien wurden ebenfalls von *Weigler* vorgeschlagen. Es dürfen mit diesen Dübeln nur Mehrfachbefestigungen ausgeführt werden, d.h. das eventuelle Versagen eines Befestigungspunktes darf keinen Kollaps hervorrufen, vielmehr muß ein neuer Gleichgewichtszustand durch Lastumlagerung auf benachbarte Dübel möglich sein. Das Rahmenprogramm nach [67], das auf dem Vorschlag in [40] aufbaut, gilt für Metalldübel, die für Befestigungen in der Zugzone angewendet werden sollen und deren zulässige Last ≥ 1.5 kN beträgt. Es dürfen Bauteile mit Einzeldübeln oder Dübelgruppen in der Bauteilfläche sowie am Bauteilrand statisch bestimmt befestigt werden, so daß der Anwendungsbereich praktisch nicht beschränkt ist.

Bei im Ausland geltenden Prüfrichtlinien (z. B. [2]) wird vielfach der Gesichtspunkt der Überprüfung der Eignung eines Befestigungssystems nicht ausreichend berücksichtigt.

6.3 Bemessung nach bauaufsichtlichen Zulassungen

6.3.1 Zeitliche Entwicklung

Nach mehreren, teilweise schweren Unfällen infolge Verwendung falscher oder unsachgemäß gesetzter Dübel wurde 1972 ein Sachverständigenausschuß „Ankerschienen und Dübel" beim Institut für Bautechnik in Berlin ins Leben gerufen. Dieser trat im April 1973 zu seiner ersten konstituierenden Sitzung zusammen. Es bestand Einigkeit darüber, daß Dübel, Ankerschienen, Kopfbolzen und ähnliche Befestigungselemente im Sinne der Bauordnung Erzeugnisse sind, die noch nicht allgemein gebräuchlich und bewährt sind und nicht hinreichend in Anlehnung an technische Baubestimmungen beurteilt werden können. Sie dürfen daher in bauaufsichtlich relevanten Fällen nur verwendet werden, wenn ihre Brauchbarkeit durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung nachgewiesen ist oder ihre Anwendung durch Zustimmung im Einzelfall geregelt wird.

Tabelle 6.2: Entwicklung der Zulassungen für Befestigungselemente in der Bundesrepublik Deutschland.

Jahr	Zulassung für	Bemerkungen
1975	Einzeldübel (Metallspreiz-, Verbund- und Kunstoffdübel) in der Druckzone	Verbunddübel auch als Dübelpaare
1976	Befestigungen zur Abhängung leichter Decken in der Zugzone von plattenartigen Bauteilen	zul $F = 0{,}3$, 0,5, 0,8 kN
1976	Ankerschienen mit angeschweißten Ankern	–
1978	Dübelpaare in der Druckzone	Spreizdübel $\leq$ M 10
1979	Einzeldübel in der Zugzone	zul $F = 1{,}5$ kN $h_v \geq 85$ mm
1982	Hinterschnittdübel in der Druckzone	M 12, $h_v = 130$ mm
1983	Kopfbolzen in der Druck- und Zugzone	Bemessung nach $\varkappa$-Verfahren, zul. Lasten in der Zugzone gering
1983	Hinterschnittdübel in der Druckzone sowie in der Zugzone flächiger Stahlbetonbauteile	M 6 bis M 10, $h_v = 40$ mm, Bemessung nach $\varkappa$-Verfahren
1984	Verbunddübel in der Druckzone	Bemessung nach $\varkappa$-Verfahren
1984	Metallspreizdübel nach Bild 2.4a und Hinterschnittdübel in der Druck- und Zugzone stabförmiger und flächiger Stahlbetonbauteile	Einführung von Lastklassen in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe, Bemessung nach $\varkappa$-Verfahren

Die Entwicklung im Bereich der modernen Befestigungstechnik läßt sich anhand der in Tabelle 6.2 zusammengestellten Daten eindrucksvoll nachvollziehen.

Nach Erarbeitung von Richtlinien zur Prüfung und Beurteilung von zwangsweise spreizenden Metalldübeln [65], wurden 1975 die ersten bauaufsichtlichen Zulassungen erteilt. Sie mußten auf den Anwendungsbereich „Einzeldübel mit großen Achs- und Randabständen in der Druckzone" beschränkt werden, da die Einflüsse von engen Abständen sowie das Verhalten von Dübeln in der Zugzone damals noch nicht beurteilt werden konnten. Im gleichen Jahr wurden auch Zulassungen für Verbunddübel als Einzel- und Doppelbefestigungen sowie für Kunststoffdübel erteilt.

1976 wurden Deckenabhänger zur Befestigung leichter Decken in der Zugzone plattenartiger Bauteile zugelassen. Dabei wurden vom Dübeltyp und der Verankerungstiefe abhängige Lastklassen (zul $F = 0.3, 0.5, 0.8$ kN) eingeführt. Im selben Jahr erfolgte die Zulassung von Ankerschienen mit angeschweißten Ankern für Befestigungen in der Druck- und Zugzone von Beton- und Stahlbetonbauteilen.

Die bis 1978 erteilten Zulassungsbescheide für Dübel galten für Einzelbefestigungen mit großen Achsabständen. Diese Abstände ließen sich in der Praxis nicht immer einhalten. Deshalb wurden 1978 aufgrund der Ergebnisse zwischenzeitlich durchgeführter Untersuchungen Zulassungen für Zweifachbefestigungen mit Spreizdübeln in der Druckzone erteilt. Sie wurden auf Dübel der Größen $\leq$ M 10 beschränkt, um die pro Befestigungspunkt in den Ankergrund eingeleiteten Lasten in Grenzen zu halten.

Aufgrund weitergehender Erkenntnisse über das Tragverhalten von Dübeln in Rissen wurden 1979 Zulassungen für Einzeldübel in der Zugzone erteilt. Die zulässige Last wurde bei einer Verankerungstiefe $h_v \geq 85$ mm auf zul $F = 1.5$ kN begrenzt.

1982 erfolgte die erste Zulassung für einen Hinterschnittdübel in der Druckzone, 1983 wurden Kopfbolzen für Befestigungen in der Druck- und Zugzone zugelassen, wobei erstmals die Bemessung nach dem $\varkappa$-Verfahren erfolgte. Da das Tragverhalten von Befestigungen im Riß sowie der Einfluß von Verankerungen in der Zugzone auf das Tragverhalten des als Ankergrund dienenden Bauteiles zu diesem Zeitpunkt noch nicht ausreichend geklärt war, wurden die zulässigen Lasten für Kopfbolzen in der Zugzone relativ niedrig festgelegt.

Ebenfalls 1983 erfolgte die Zulassung von Hinterschnittdübeln mit geringer Verankerungstiefe ($h_v = 40$ mm) für Anwendungen in der Druckzone allgemein sowie in der Zugzone flächiger Stahlbetonbauteile. Die Einschränkung auf Zugzonen flächiger Stahlbetonbauteile war notwendig, da der Einfluß konzentrierter Bewehrungen, wie sie im allgemeinen bei stabförmigen Bauteilen vorliegen, auf das Tragverhalten der in Höhe der Bewehrung bzw. in der Betonüberdeckung verankerten Dübel noch nicht geklärt war (Schalenbildung).

1984 wurden Verbunddübel mit geringen Achs- und Randabständen bauaufsichtlich zugelassen. Ihre Bemessung erfolgt nach dem $\varkappa$-Verfahren. Aufgrund des gravierenden Einflusses von Rissen auf das Tragverhalten der Verbunddübel gelten diese Zulassungen jedoch grundsätzlich nur für Anwendungen in der Druckzone.

Nach umfangreichen Forschungsarbeiten über das Tragverhalten von Befestigungsmitteln im Riß – auch im Bereich konzentrierter Bewehrung in balkenförmigen Bauteilen – wurden 1984 Metallspreizdübel nach Bild 2.4a$_1$ und a$_2$ sowie Hinterschnittdübel in der Druck- *und* Zugzone flächiger *und* stabförmiger Stahlbetonbauteile bauaufsichtlich zugelassen. Die Bemessung der Befestigungen erfolgt nach dem $\varkappa$-Verfahren.

Eine Abgrenzung zwischen Zug- und Druckzone ist in der Praxis schwierig. Der Anwender bzw. der Monteur von Befestigungselementen kann nur nach Einsicht in die statische Berechung erkennen, welche Bereiche eines Bauteiles theoretisch in der Druck- bzw. Zugzone liegen. Dabei wird er feststellen, daß bei überwiegend auf Biegung beanspruchten Bauteilen und unterschiedlichen Lastfällen im allgemeinen nur kleine Bereiche vorhanden sind, in denen ausschließlich Druckspannungen zu erwarten sind (Bild 6.1). Auch bei überwiegend auf Druck beanspruchten flächenartigen Bauteilen ergeben sich bei Lasteinleitung durch Dübel, zumindest quer zur Haupttragrichtung, örtlich Zugspannungen im Beton. Berücksichtigt man schließlich die aus Schwinden, Temperaturänderungen usw. herrührenden Zwangsspannungen, wird es kaum eine absolut sichere Druckzone geben. Aber selbst wenn über einzelne Bereiche eines Bauteiles ständig wirkende Druckspannungen nachgewiesen werden können, bleibt zumindest bei biegebeanspruchten Bauteilen ein Rest

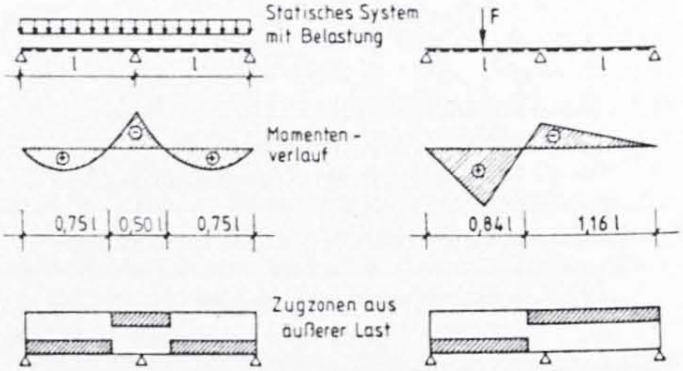


Bild 6.1. Lage von Druck- und Zugzone bei einem Zweifeldträger unter unterschiedlicher Belastung

von Unsicherheit über die räumliche Ausdehnung der Druckzone.

Aus diesen Gründen ist der Beschluß des Sachverständigen-Ausschusses „Ankerschienen und Dübel" verständlich und richtig, im Normalfall nicht mehr zwischen Druck- und Zugzone zu unterscheiden. Vielmehr muß ohne besonderen Nachweis davon ausgegangen werden, daß Befestigungselemente grundsätzlich in der Zugzone des als Ankergrund dienenden Bauteiles liegen und daß Risse im Beton vorhanden sind. Befestigungen in der Druckzone sind als Sonderfall anzusehen. Der gleiche Ausschuß schlug auch vor, daß Zulassungen für Befestigungssysteme, die nicht für Verankerungen in der Zugzone geeignet sind, nur noch bis zum 31. Dezember 1989 befristet und in der bisherigen Form über diesen Zeitraum hinaus nicht verlängert werden sollen.

6.3.2 Allgemeine Regelungen

Alle bauaufsichtlichen Zulassungen verlangen, daß Befestigungen ingenieurmäßig zu planen und zu bemessen sind, und daß prüfbare Berechnungen und Konstruktionszeichnungen angefertigt werden. Zusatzbeanspruchungen in der Befestigung, im anzuschließenden Bauteil oder im Ankergrund infolge behinderter Formänderung (z. B. bei Temperaturwechseln) müssen berücksichtigt werden. Dies ist insbesondere bei der Bemessung von Fassadenbefestigungen von Bedeutung.

Der Nachweis der unmittelbaren örtlichen Krafteinleitung in den Ankergrund gilt durch das Zulassungsverfahren als erbracht. Bei Verankerungen in der Zugzone werden „normale" Rißbreiten (vgl. DIN 1045, Abschn. 17.6 [24]) vorausgesetzt. Die Weiterleitung der Kräfte im Bauteil ist in jedem Einzelfall nachzuweisen. Dies geschieht bei kleinen Lasten in der Regel durch einen Zuschlag zur gleichmäßig verteilten Verkehrslast. Demgegenüber sind größere Lasten als Einzellasten zu behandeln. Das bedeutet z. B., daß in flächenartigen Bauteilen im Bereich der Befestigung eine Querbewehrung nach DIN 1045, Abschn. 20.1.6.3, vorhanden sein muß. Ein Durchstanznachweis ist natürlich nicht erforderlich.

Die Verteilung der an einer Ankerplatte angreifenden Schnittgrößen auf die einzelnen Befestigungsmittel der Platten erfolgt i. a. nach der Elastizitätstheorie, wobei gleiche Steifigkeit aller Bolzen oder Dübel vorausgesetzt wird. Dies erfordert allerdings ausreichend steife Ankerplatten bzw. Anschlußkonstruktionen.

Im folgenden werden die Regelungen der Zulassungsbescheide zusammengefaßt. Da jedoch nicht auf jede Einzelheit eingegangen werden kann, können die Zusammenstellungen die Zulassungen nicht ersetzen. Insbesondere sind die Montage- und Kontrollbedingungen der einzelnen Systeme den jeweiligen Bescheiden zu entnehmen.

6.3.3 Metallspreiz- und Hinterschnittdübel

6.3.3.1 Allgemeines

Bei der Bemessung von Metallspreiz- und Hinterschnittdübeln ist zu unterscheiden zwischen „alter" bzw. „neuer" Zulassungsgeneration. Der wesentliche Unterschied zwischen diesen Zulassungen besteht im folgenden:

Nach alter Zulassung dürfen Dübel in der Regel nur in der „nachgewiesenen" Druckzone verwendet werden. Das bedeutet, daß in jedem Einzelfall – unter Berücksichtigung der durch die Verankerung eingeleiteten Lasten – nachgewiesen werden muß, daß in Haupttragrichtung des als Ankergrund dienenden Bauteiles auf der der Verankerung zugewandten Bauteilseite ständig Druckspannungen einwirken (Betonrandspannung < 0), die Dübel also über die gesamte Verankerungstiefe im gedrückten Beton liegen. Für die Ermittlung der Schnittkräfte und Betonrandspannungen gilt DIN 1045. Schnittkräfte aus Zwangsbeanspruchungen sind dann zu berücksichtigen, wenn dies auch für die Bemessung des als Ankergrund dienenden Bauteils gefordert wird. Befestigungen in der Zugzone sind nur mit Einzeldübeln $<$ M 12 bei gleichzeitig vergrößerter Verankerungstiefe ($h_v \geq 85$ mm) und relativ niedriger zulässiger Last (1,5 kN) erlaubt. Die für Befestigungen in der Druck- und Zugzone vorgeschriebenen Achs- und Randabstände sind sehr groß, dürfen jedoch nicht unterschritten werden. Nur für Zweifachbefestigungen in der nachgewiesenen Druckzone mit Dübeln $\leq$ M 10 sind praxisgerechte Achsabstände festgelegt. Der Anwendungsbereich der Dübel ist also sehr eingeschränkt.

Demgegenüber dürfen Dübel der neuen Zulassungsgeneration ohne Einschränkung in der Druck- und Zugzone sowohl stabförmiger als auch flächiger Stahlbetonbauteile angeordnet und gleich hoch beansprucht werden. Wird wie oben angegeben nachgewiesen, daß die Dübel in der Druckzone liegen, dürfen sie natürlich – wie nach den Zulassungen der alten Generation – mit höheren zulässigen Lasten eingesetzt werden. Die Achs- und Randabstände dürfen bis auf festgelegte Minimalwerte verringert werden. Die Bemessung der Befestigung erfolgt dann nach dem $\varkappa$-Verfahren. Die minimalen Abstände können ohne Schwierigkeiten eingehalten werden, so daß die Anwendung der Dübel praktisch nicht beschränkt ist.

Die beiden Zulassungsgenerationen weisen jedoch auch einige Gemeinsamkeiten auf:

a) Die Anwendungsbedingungen (zulässige Lasten, Abstände, Bauteildicken etc.) sind im

Tabelle 6.3: Zulässiges Durchgangsloch im anzuschließenden Bauteil.

	Dübeldurchmesser im Bereich des Anschlußbauteils[1]) [mm]							
	6	8	10	12	16	18	20	24
Bohrlochdurchmesser im Anschlußbauteil [mm]	6,6	9	11	13,5	17,5	20	22	26

[1]) entspricht Nenndurchmesser der Dübelhülse bei Durchsteckmontagen bzw. Durchmesser des Bolzens bzw. der Schraube bei Vorsteckmontagen.

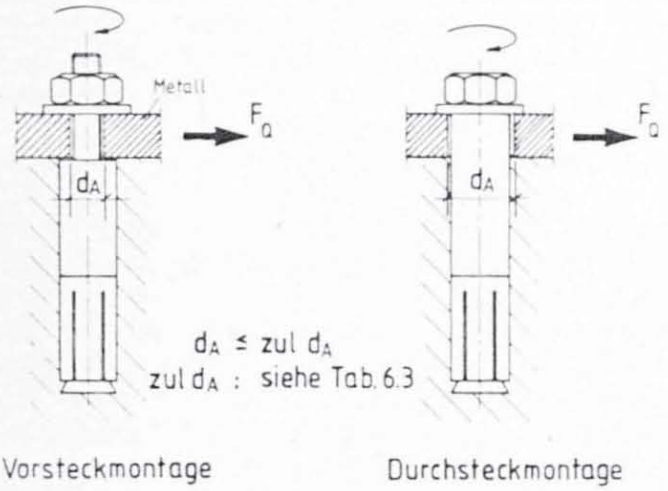


Bild 6.2. Bedingungen für den Verzicht auf einen Nachweis der Biegebeanspruchung bei Querlast

Sinne einer einfachen und anwenderfreundlichen Regelung unabhängig von der Beanspruchungsrichtung (zentrischer Zug, Querzug, Schrägzug) festgelegt.

b) Die Dübel dürfen nur für Befestigungen unter vorwiegend ruhenden Lasten verwendet werden.

c) Bei Querlasten darf eine Biegebeanspruchung nur dann unberücksichtigt bleiben (siehe Bild 6.2), wenn
   - das anzuschließende Bauteil aus Metall besteht und ohne Zwischenlage im Bereich der Verankerung ganzflächig gegen den Beton verspannt wird,
   - das Anbauteil auf seiner ganzen Dicke bei Durchsteckmontagen an der Dübelhülse bzw. bei Vorsteckmontagen am Gewindebolzen bzw. an der Befestigungsschraube anliegt und die Dübelhülse bündig mit der Betonoberkante sitzt,
   - der Bohrlochdurchmesser im anzuschließenden Bauteil die Werte nach Tabelle 6.3 nicht überschreitet.

d) Bei Biegebeanspruchung sind die in den Zulassungen angegebenen zulässigen Biegemomente einzuhalten. Die rechnerische Einspannstelle ist um das Maß des Nenndurchmessers d_s des Bolzens bzw. der Schraube (bei Einschlagdübeln um 0,5 d_s) hinter der Oberfläche des Betons anzunehmen. Bei Biegung mit zusätzlichem Zug darf die Zuglastkomponente den folgenden Wert nicht überschreiten:

$$F_Z = \text{zul}\,F(1 - M/\text{zul}\,M) \qquad (6.4)$$

zul F = zulässige Last nach Zulassung

zul M = zulässiges Biegemoment nach Zulassung

F_Z = vorhandene Zuglastkomponente

M = vorhandenes Biegemoment

Zu der Gruppe der Befestigungsmittel mit Zulassungsbescheiden der alten Generation gehören alle wegkontrolliert spreizenden sowie ein großer Teil der kraftkontrolliert spreizenden Dübel. In die Gruppe der Dübel mit Zulassungsbescheiden der neuen Generation gehören alle Hinterschnittdübel sowie einige kraftkontrolliert spreizende Dübel nach Bild 2.4a$_1$ und a$_2$.

6.3.3.2 *Anwendungsbedingungen nach alter Zulassungsgeneration*

Die Anwendungsbedingungen von Metallspreizdübeln nach Zulassungen alter Generation richten sich nach dem Wirkungsprinzip der Dübel (kraft- oder wegkontrolliert spreizend). Die zulässige Last wird darüber hinaus durch das Bruchverhalten beeinflußt. Während kraftkontrolliert spreizende Dübel des Hülsentyps und wegkontrolliert spreizende Dübel in der Regel durch Betonbruch versagen, wird bei kraftkontrolliert spreizenden Dübeln des Bolzentyps wegen der geringeren Spreizkräfte Herausziehen bei entsprechend geringeren Bruchlasten beobachtet.

Im folgenden werden die wichtigsten Anwendungsbedingungen für Metallspreizdübel gemäß alter Zulassungsgeneration zusammengefaßt. Dabei können aufgrund der Vielfalt der zugelassenen Systeme jeweils nur typische Vertreter jeder Dübelart berücksichtigt werden. Es wird ausdrücklich darauf hingewiesen, daß nicht alle Dübelfabrikate für den gesamten, in den folgenden Tabellen ange-

Tabelle 6.4: Anwendungsbedingungen typischer Metallspreizdübel als Einzelbefestigung in der nachgewiesenen Druckzone gemäß alter Zulassungsgeneration.

1	Kraftkontrolliert spreizende Dübel (*Hülsentyp*)	Gewindegröße		M 6	M 8	M 10	M 12	M 16	M 20
2		Verankerungstiefe	[mm]	45	55	65	80	100	125
3		Größte zulässige Last [kN]	B 25	3,2	4,3	7,1	10,5	16,6	22,8
4			B 55	4,1	8,2	12,2	17,2	26,3	37,0
5		zugehöriger Achsabstand	[cm]	36	44	52	60	90	120
6		zugehöriger Randabstand	[cm]	13	16	19	22	33	43
7		zugehörige Bauteildicke	[cm]	13	16	20	24	30	35
8		Reduzierte zulässige Last [kN]	B 25	2,7	4,3	6,3	8,7	11,9	14,8
9			B 55	4,1	8,2	11,4	15,3	20,5	23,3
10		zugehöriger Achsabstand	[cm]	30	34	40	44	54	70
11		zugehöriger Randabstand	[cm]	11	13	14	16	20	25
12		zugehörige Bauteildicke	[cm]	12,5	14	16	18	23	26
13	Kraftkontrolliert spreizende Dübel (*Bolzentyp*)	Gewindegröße		M 6	M 8	M 10	M 12	M 16	M 20
14		Verankerungstiefe	[mm]	50	55	60	80	100	100
15		zulässige Last [kN]	B 25	1,5	2,8	4,0	5,7	8,4	11,2
16			≧ B 35	1,8	3,5	4,8	6,5	9,5	12,5
17		zugehöriger Achsabstand	[cm]	16	18	26	34	46	56
18		zugehöriger Randabstand	[cm]	8	9	13	17	23	28
19		zugehörige Bauteildicke	[cm]	15	15	20	22	25	25
20	Wegkontrolliert spreizende Dübel (*Einschlagdübel*)	Gewindegröße		M 6	M 8	M 10	M 12	M 16	M 20
21		Verankerungstiefe	[mm]	40	40	40	50	65	80
22		zulässige Last [kN]	≧ B 25	1,7	3,0	4,5	6,6	8,7	13,4
23		zugehöriger Achsabstand	[cm]	20	24	32	40	52	64
24		zugehöriger Randabstand	[cm]	10	12	16	20	26	32
25		zugehörige Bauteildicke	[cm]	16	16	20	20	24	32
26	Wegkontrolliert spreizende Dübel (*Selbstbohrdübel*)	Gewindegröße		–	M 8	M 10	M 12	M 16	–
27		Verankerungstiefe	[mm]	–	33	40	53	63	–
28		zulässige Last [kN]	≧ B 25	–	1,6	3,4	5,3	6,6	–
29		zugehöriger Achsabstand	[cm]	–	20	30	35	40	–
30		zugehöriger Randabstand	[cm]	–	10	15	17	20	–
31		zugehörige Bauteildicke	[cm]	–	10	12	15	16	–

Tabelle 6.5: Anwendungsbedingungen typischer Metallspreizdübel als Dübelpaare in der nachgewiesenen Druckzone gemäß alter Zulassungsgeneration.

1	Kraftkontrolliert spreizende Dübel (*Hülsentyp*)	Gewindegröße		M 6	M 8	M 10	M 12
2		Verankerungstiefe	[mm]	45	55	65	–
3		zulässige Last pro Dübel [kN]	B 25	1,8	2,4	4,0	–
4			≧ B 45	2,3	3,9	6,0	–
5		Achsabstand innerhalb eines Dübelpaares	[cm]	5	6	7,5	–
6		Abstand der Dübelpaare	[cm]	54 – 72*1)	66 – 88*1)	78 – 104*1)	–
7		Randabstand	[cm]	18 – 34*1)	22 – 41*1)	26 – 48*1)	–
8		Bauteildicke	[cm]	13	16	20	–
9	Kraftkontrolliert spreizende Dübel (*Bolzentyp*)	Gewindegröße		M 6	M 8	M 10	M 12
10		Verankerungstiefe	[mm]	–	55	60	–
11		zulässige Last pro Dübel [kN]	B 25	–	1,7	2,3	–
12			≧ B 35	–	2,2	2,8	–
13		Achsabstand innerhalb eines Dübelpaares	[cm]	–	5	5	–
14		Abstand der Dübelpaare	[cm]	–	27 – 36*1)	39 – 52*1)	–
15		Randabstand	[cm]	–	9 – 16*1)	13 – 24*1)	–
16		Bauteildicke	[cm]	–	15	20	–
17	Wegkontrolliert spreizende Dübel (*Einschlagdübel*)	Gewindegröße		M 6	M 8	M 10	M 12
18		Verankerungstiefe	[mm]	40	40	40	50
19		zulässige Last pro Dübel [kN]	≧ B 25	1,1	1,95	2,9	4,3
20		Achsabstand innerhalb eines Dübelpaares	[cm]	10	10	10	12,5
21		Abstand der Dübelpaare	[cm]	30 – 40*1)	36 – 48*1)	48 – 64*1)	60 – 80*1)
22		Randabstand	[cm]	10 – 15*1)	12 – 19*1)	16 – 27*1)	20 – 34*1)
23		Bauteildicke	[cm]	16	16	20	20
24	Wegkontrolliert spreizende Dübel (*Selbstbohrdübel*)	Gewindegröße		–	M 8	M 10	M 12
25		Verankerungstiefe	[mm]	–	33	40	–
26		zulässige Last pro Dübel [kN]	≧ B 25	–	1,0	2,0	–
27		Achsabstand innerhalb eines Dübelpaares	[cm]	–	5	6	–
28		Abstand der Dübelpaare	[cm]	–	30 – 40*1)	45 – 60*1)	–
29		Randabstand	[cm]	–	10 – 18*1)	15 – 27*1)	–
30		Bauteildicke	[cm]	–	10	12	–

*1) je nach Anordnung der Dübelpaare zueinander, zu Einzeldübeln oder zum Bauteilrand

Tabelle 6.6: Anwendungsbedingungen typischer Metallspreizdübel als Einzeldübel mit vergrößerter Verankerungstiefe in der Zugzone gemäß alter Zulassungsgeneration.

1	Kraftkontrolliert spreizende Dübel (*Hülsentyp*)	Gewindegröße		M 8	M 10	M 12
2		Verankerungstiefe	[mm]	85 – 90	85 – 90	–
3		zulässige Last pro Dübel [kN]	≧ B 25	1,5	1,5	–
4		Achsabstand	[cm]	30 – 34	36 – 40	–
5		Randabstand	[cm]	15 – 17	18 – 20	–
6		Bauteildicke	[cm]	17	18	–
7	Kraftkontrolliert spreizende Dübel (*Bolzentyp*)	Gewindegröße		M 8	M 10	M 12
8		Verankerungstiefe	[mm]	–	90	90
9		zulässige Last pro Dübel [kN]	≧ B 25	–	1,5	1,5
10		Achsabstand	[cm]	–	26	34
11		Randabstand	[cm]	–	13	17
12		Bauteildicke	[cm]	–	20	22
13	Wegkontrolliert spreizende Dübel (*Einschlagdübel*)	Gewindegröße		M 8	M 10	M 12
14		Verankerungstiefe	[mm]	60	60	100
15		zulässige Last pro Dübel [kN]	≧ B 25	0,8	0,8	1,5
16		Achsabstand	[cm]	24	32	40
17		Randabstand	[cm]	12	16	20
18		Bauteildicke	[cm]	16	20	20

gebenen Anwendungsbereich zugelassen sind. Die Tabellen können deshalb die Zulassungen nicht ersetzen. Nähere Einzelheiten sind den jeweiligen Zulassungsbescheiden zu entnehmen.

Tabelle 6.4 enthält die wichtigsten Anwendungsbedingungen typischer kraftkontrolliert spreizender – sowie Einschlag- und Selbstbohrdübel für Einzelbefestigungen in der nachgewiesenen Druckzone. In Tabelle 6.5 sind die Anwendungsregeln für kraft- und wegkontrolliert spreizende Dübel in paarweiser Anordnung ebenfalls in der nachgewiesenen Druckzone zusammengestellt und Tabelle 6.6 enthält schließlich die Anwendungsbedingungen für Einzeldübel mit vergrößerter Verankerungstiefe in der Zugzone. Die in den Tabellen angegebene Verankerungstiefe entspricht dem Abstand zwischen Betonoberkante und Ende der Spreizschalen (vgl. Bild 3.9).

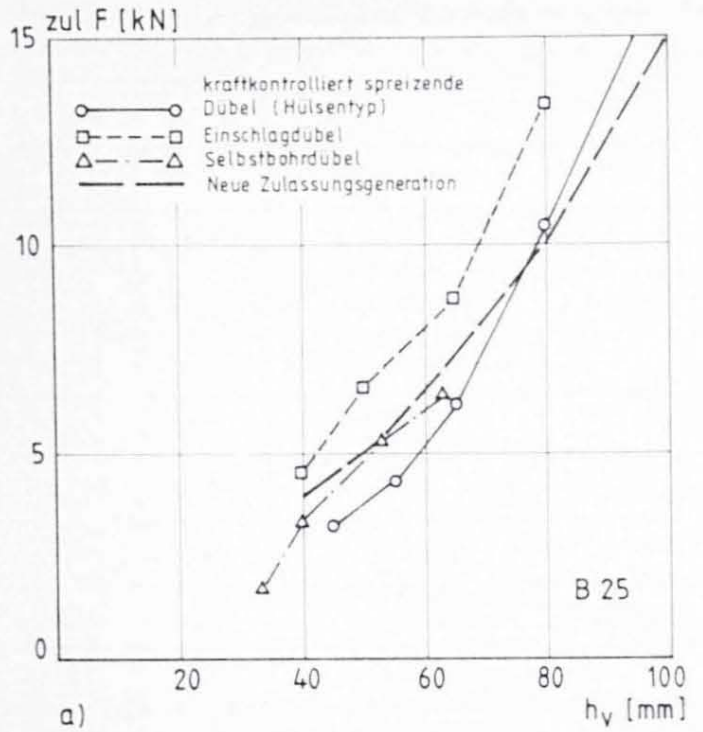
Es sei darauf hingewiesen, daß die zulässigen Lasten von einigen kraftkontrolliert spreizenden Dübeln des Hülsentyps geringer sind als die in Tabelle 6.4 angegebenen Werte, weil die Spreizkraft zu gering ist, um bei der vorgesehenen Verankerungstiefe einen Betonausbruch zu erzwingen.

In Bild 6.3 sind die zulässigen Lasten für Einzeldübel in Beton der Festigkeitsklasse B 25 und die zugehörigen Achsabstände in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe aufgetragen. Dabei sind nur Dübeltypen berücksichtigt, die durch Betonausbruch versagen.

Das Bild zeigt, daß die zulässigen Lasten und zugehörigen Achsabstände der einzelnen Dübeltypen bei gleicher Verankerungstiefe teilweise deutlich voneinander abweichen. Dies ist darauf zurückzuführen, daß die Anwendungsbedingungen stets anhand von Versuchsergebnissen abgeleitet und quasi individuell geregelt wurden.

6.3.3.3 Anwendungsbedingungen nach neuer Zulassungsgeneration

Im Gegensatz zu den Zulassungen der alten Gene-



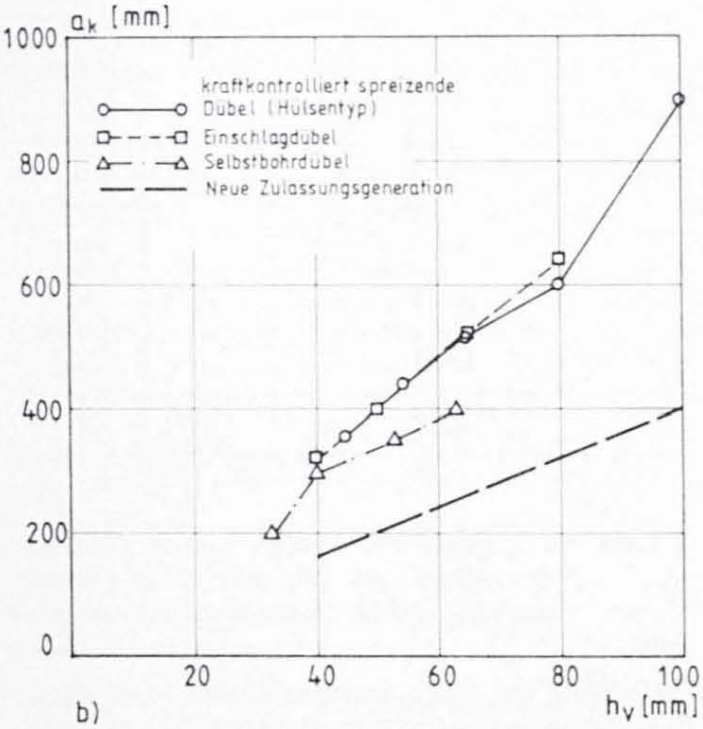


Bild 6.3. Vergleich der zulässigen Lasten und kritischen Achsabstände nach alter und neuer Zulassungsgeneration

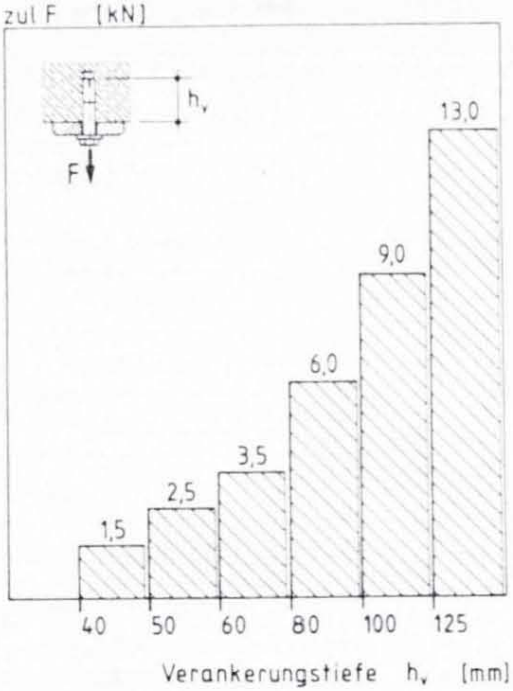


Bild 6.4. Lastklassen für Dübel in der Zugzone

ration liegt den Zulassungsbescheiden der neuen Generation ein allgemein anwendbares Bemessungskonzept zugrunde. Gleichzeitig wurden für Anwendungen in der Zugzone in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe der Dübel Lastklassen eingeführt (vgl. Bild 6.4). Es ist beabsichtigt, alle Anwendungsbedingungen (Abstände, Anzugsdrehmomente etc.) zu vereinheitlichen.

Die wichtigsten Anwendungsbedingungen sind in Tabelle 6.7 zusammengefaßt. Dabei wird der derzeitige Stand der Zulassungen berücksichtigt. Die angegebenen zulässigen Lasten gelten für die Ausführungen aus verzinktem Stahl. Hinterschnittdübel gemäß Bild 2.6b und c sind darüber hinaus in Ausführungen aus nichtrostendem Stahl zugelassen. Die zugehörigen Lasten in der nachgewiesenen Druckzone sind jedoch – insbesondere bei den kleinen Dübelgrößen – teilweise geringer als in Tabelle 6.7 angegeben, da Stahlversagen maßgebend ist.

Einige Dübel werden auf Wunsch der Hersteller mit einer größeren Verankerungstiefe als der zur jeweiligen Lastklasse gehörende Mindestwert gesetzt. Dieses Tiefersetzen führt jedoch nicht zu einer höheren zulässigen Last, weshalb die kritischen Achs- und Randabstände auf die zur jeweiligen Lastklasse gehörende Mindestverankerungstiefe bezogen werden können.

Wie schon ausgeführt, dürfen die für Befestigungen in der Zugzone angegebenen Lasten ohne weitere Nachweise überall im Bauwerk angewendet werden. Demgegenüber dürfen die höheren zulässigen Lasten für Befestigungen in der Druckzone nur ausgenutzt werden, wenn in jedem Einzelfall nachgewiesen wird, daß im Bereich der Befestigung der Beton in Haupttragrichtung des Bauteils auch auf Druck beansprucht ist (siehe Abschn. 6.3.3.1). Weiterhin muß die Bauteildicke in Abhängigkeit von der Last pro Befestigungspunkt (Einzelbefestigung oder Dübelgruppe) mindestens den Werten nach Bild 6.5 entsprechen. Dadurch soll gewährleistet werden, daß die konzentrierte Lasteinleitung, die bei Flächentragwerken Momente und damit Zugspannungen in Quertragrichtung des Bauteils hervorruft, im Regelfall nicht zu Rissen im Beton führt. Außerdem darf die maximale Last pro Gruppe höchstens 60 kN betragen.

Tabelle 6.7: Anwendungsbedingungen nach der neuen Zulassungsgeneration für Dübel, die für Befestigungen in der Druck- und Zugzone flächiger und stabförmiger Stahlbetonbauteile geeignet sind.

1	Kraftkontrolliert spreizende Dübel (*Hülsentyp*)	Gewindegröße			M 6	M 8	M 10	M 12	M 16	M 20
2		Verankerungstiefe		[mm]	–	–	70	80	100	125
3		größte zulässige Last pro Dübel [kN]	nachgewiesene Druckzone	B 25	–	–	6,5	10	15	22
4				≧ B 45	–	–	9,5	15	20	30
5			Zugzone	≧ B 25	–	–	3,5	6	9	13
6		kritischer Achsabstand		[cm]	–	–	24	32	40	52
7		minimaler Achsabstand		[cm]	–	–	6	8	10	13
8		kritischer Randabstand		[cm]	–	–	18	24	30	39
9		minimaler Randabstand		[cm]	–	–	9	12	15	20
10	Hinterschnittdübel gemäß Bild 2.6b und c	Gewindegröße			M 6*[1])	M 8*[1])	M 10	M 12	M 16*[1])	M 20
11		Verankerungstiefe		[mm]	40	50	60	80	100	–
12		größte zulässige Last pro Dübel [kN]	nachgewiesene Druckzone	B 25	4	5	6,5	10	15	–
13				≧ B 45	5	7	9,5	15	20	–
14			Zugzone	≧ B 25	1,5	2,5	3,5	6	9	–
15		kritischer Achsabstand		[cm]	16	20	24	32	40	–
16		minimaler Achsabstand		[cm]	5	5	6	8	10	–
17		kritischer Randabstand		[cm]	10	10	12	16	20	–
18		minimaler Randabstand		[cm]	5	5	6	8	10	–
19	Hinterschnittdübel gemäß Bild 2.6a	Gewindegröße			M 6	M 8	M 10	M 12	M 16	M 20
20		Verankerungstiefe		[mm]	–	95	–	140	190	–
21		größte zulässige Last pro Dübel [kN]	nachgewiesene Druckzone	≧ B 25	–	10	–	22	35	–
22				≧ B 45	–	15	–	30	46	–
23			Zugzone	≧ B 25	–	6	–	13	21	–
24		kritischer Randabstand		[cm]	–	32	–	52	64	–
25		minimaler Achsabstand		[cm]	–	8	–	13	16	–
26		kritischer Randabstand		[cm]	–	16	–	26	32	–
27		minimaler Randabstand		[cm]	–	8	–	13	16	–

*[1]) Hinterschnittdübel nach Bild 2.6b

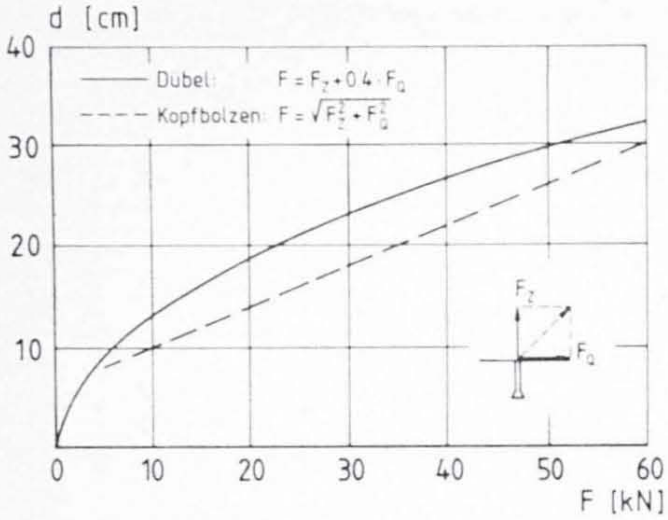


Bild 6.5. Erforderliche Bauteildicke bei Verankerungen in der nachgewiesenen Druckzone

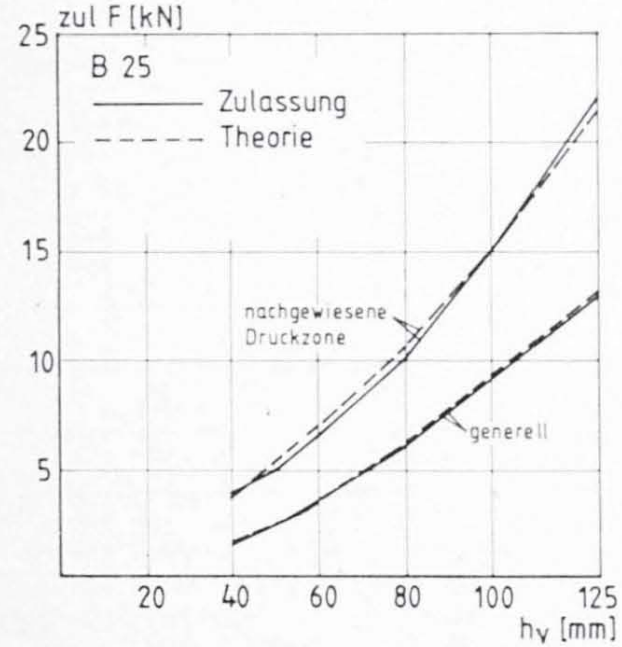
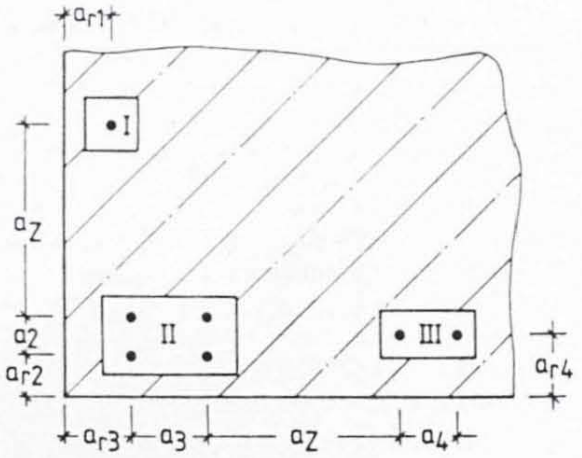


Bild 6.6. Vergleich der zulässigen Lasten nach neuer Zulassungsgeneration und Theorie (nach [39])

In Bild 6.6 sind die zulässigen Lasten nach den neueren Zulassungen mit dem „theoretischen" Wert (vgl. Abschn. 6.4.1) verglichen. Es ist zu erkennen, daß Zulassung und Theorie für praktische Anwendungen ausreichend genau übereinstimmen. Sie unterscheiden sich jedoch zum Teil deutlich von den bisherigen Werten (vgl. Bild 6.3).

Die kritischen Achsabstände betragen einheitlich das 4fache der zur jeweiligen Lastklasse gehörenden Verankerungstiefe. Die kritischen Randabstände hängen vom Wirkungsprinzip der Dübel ab. Der lichte Abstand zwischen Befestigungspunkten, die aus Einzeldübeln oder Dübelgruppen bestehen können, muß 6 h_v betragen. Die Abstände sind größer als die in Abschn. 3 angegebenen theoretischen Werte. Dies war notwendig, um von der Beanspruchungsrichtung unabhängige kritische Achs- und Randabstände angeben zu können (vgl. Abschn. 6.4). Die kritischen Achs- und Randabstände dürfen bis zu den Mindestwerten unterschritten werden, wenn gleichzeitig die zulässige Last abgemindert wird. Dies geschieht auf einfache Weise durch Multiplikation der maximalen, bei großen Achs- und Randabständen zulässigen Lasten nach Tabelle 6.7 mit Abminderungsfaktoren. Dieses sogenannte $\varkappa$-Verfahren wurde in Abschn. 3 ausführlich beschrieben. Abweichend von Abschn. 3 werden die Abminderungsfaktoren für verminderte Achsabstände in den Zulassungen jedoch auch bei Gruppenbefestigungen auf die Tragfähigkeit eines Dübels und nicht der einer Gruppe bezogen. Ferner wird in den Zulassungen ein vereinfachter und auf der sicheren Seite liegender Ansatz für den Abminderungsfaktor bei vermindertem Randabstand angegeben (siehe Bild 6.7). Zur Unterscheidung werden daher die in den Zulassungen verwendeten Faktoren im folgenden mit $\varkappa_a^*$ und $\varkappa_{ar}^*$ bezeichnet.

Das $\varkappa$-Verfahren erlaubt die Bemessung von Einzeldübeln mit beliebigen Randabständen sowie von Dübelgruppen mit beliebigen Achs- und Randabständen. Als Dübelgruppen sind Zweifachbefestigungen sowie quadratische oder rechteckige Vierfachbefestigungen zugelassen. Wird der kritische Achs- bzw. Randabstand in zwei Richtungen bzw. zu mehreren Rändern unterschritten, dann sind die Beiwerte $\varkappa_a^*$ bzw. $\varkappa_{ar}^*$ für jede Seite einzeln zu ermitteln und miteinander zu multiplizieren. Bild 6.7 soll dies anhand einiger Beispiele verdeutlichen.



I : red F = $\varkappa_{ar}^*(a_{r1}) \cdot$ zul F

II : red F = $\varkappa_{ar}^*(a_{r2}) \cdot \varkappa_{ar}^*(a_{r3}) \cdot \varkappa_a^*(a_2) \cdot \varkappa_a^*(a_3) \cdot$ zul F

III : red F = $\varkappa_{ar}^*(a_{r4}) \cdot \varkappa_a^*(a_4) \cdot$ zul F

$\varkappa_{ar}^*$	$= a_r / a_{rk}$	≤ 1.0
$\varkappa_a^*$	$= 0{,}5\,(1 + a/a_k)$	≤ 1.0
zul F, a_{rk}, a_k nach Tab. 6.7 bzw. 6.9		

Bild 6.7. Beispiele für die Anwendung des $\varkappa$-Verfahrens nach neuer Zulassungsgeneration

Bei der Bemessung nach dem $\varkappa$-Verfahren gemäß Zulassung wird eine gleichmäßige Belastung aller Dübel einer Gruppe angenommen. Es ist also jeweils der Dübel mit der geringsten Tragfähigkeit für die Bemessung der Gruppe maßgebend. Wegen des relativ spröden Betonbruches ist eine Lastumlagerung auf tragfähigere Dübel nur in begrenztem Umfang möglich. Bei der in Bild 6.7 dargestellten Vierfachbefestigung (Gruppe II) ist der Dübel in der Bauteilecke maßgebend.

Üblicherweise werden die Dübel einer Gruppe jedoch nicht gleichmäßig, sondern unterschiedlich hoch belastet (Bild 6.8). Wirkt das Moment M_1, dann liefert die Bemessung nach Zulassungen in etwa zutreffende Ergebnisse, da der Dübel Nr. 3 mit der geringsten Tragfähigkeit zusammen mit dem Dübel Nr. 1 am höchsten beansprucht wird. Wirkt demgegenüber das Moment M_2, dann liegt die Regelung nach Zulassung auf der sicheren Seite. Das in Abschn. 6.4 beschriebene verbesserte Verfahren erlaubt eine wirklichkeitsnahe Bemessung von Dübelgruppen unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Belastung der einzelnen Dübel.

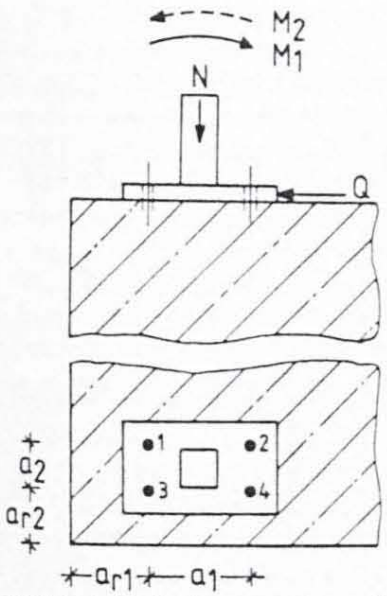


Bild 6.8. Befestigung mit ungleicher Beanspruchung der einzelnen Dübel

Bei Unterschreitung des kritischen Randabstandes muß am Rand des Bauteiles im Bereich der Verankerungstiefe eine Bewehrung vorhanden sein, die für die 0,25fache Dübellast mit einer Sicherheit $\gamma = 1{,}75$ gegenüber der Streckgrenze zu bemessen ist.

Dübel erzeugen in ihrem Verankerungsbereich Zugspannungen. Um zu verhindern, daß diese das Tragverhalten des als Ankergrund dienenden Bauteiles ungünstig beeinflussen (vgl. Abschn. 4.6), wird die über Verankerungsmittel in die Zugzone eines Stahlbetonbauteiles insgesamt einleitbare Last begrenzt. Dies geschieht durch Festlegung eines kritischen lichten Abstandes a_z zwischen Befestigungspunkten. Er ist von der Höhe der rechnerischen Schubspannung (die unter Berücksichtigung der durch Dübel eingeleiteten Lasten zu ermitteln ist) und der Last pro Befestigungspunkt abhängig. Die maximale Last je Befestigungspunkt wird darüber hinaus auf 30 kN begrenzt. Die Zulassungsregelung ist in Tabelle 6.8 zusammengefaßt und in [112] ausführlich begründet. Der bei relativ hohen Schubspannungen ($\tau_0 > 0{,}8\ \tau_{011}$, τ_{011} nach DIN 1045) einzuhaltende Zwischenabstand ist in Bild 6.9 in Abhängigkeit von der Last pro Befestigungspunkt aufgetragen. Weiterhin ist der minimale Zwischenabstand min $a_z = 6\,h_v$ mit eingezeichnet.

Werden in Flächentragwerke (z. B. Platten, Wände) hohe Lasten pro Befestigungspunkt (Zuglastkomponente > 6 kN bzw. > 9 kN bei kraftkontrolliert spreizenden bzw. Hinterschnittdübeln) eingeleitet, ist selbstverständlich die in DIN 1045, Abschn. 20.1.6.3, für Einzellasten geforderte erhöhte Querbewehrung im Bereich der Befestigung anzuordnen.

6.3.4 Verbunddübel

Da Verbunddübel für Verankerungen in Rissen wenig geeignet sind, dürfen sie nur in der aus Lastspannungen erzeugten Druckzone von Stahlbetonbauteilen angeordnet werden. Der Nachweis der Druckzone ist in jedem Einzelfall – unter Berücksichtigung der durch die Verankerungen

Tabelle 6.8: Regelung zur Gewährleistung der Tragfähigkeit des als Ankergrund dienenden Bauteils

Rechnerische Schubbeanspruchung des Bauteils	Zwischenabstand a_Z [2]	Nachweis	maximale Last je Befestigungspunkt
$\tau_0 \leq 0{,}8\,\tau_{011}$ [1]	$\geq 6\,h_v$	entfällt	≤ 30 kN
$0{,}8\,\tau_{011} < \tau_0 \leq 1{,}0\,\tau_{011}$	$\geq$ Wert nach Bild 6.9		
	< Wert nach Bild 6.9	$\tau_{0,D} \leq 0{,}4\,\tau_{011}$ [3]	

[1] τ_0 berechnet unter Berücksichtigung der durch Dübel eingeleiteten Lasten, τ_{011} nach DIN 1045
[2] siehe Bild 6.9
[3] $\tau_{0,D}$ = Schubspannung aus Dübellasten

eingeleiteten Lasten – für die Haupttragrichtung des Bauteils zu führen (vgl. Abschn. 6.3.3.1).

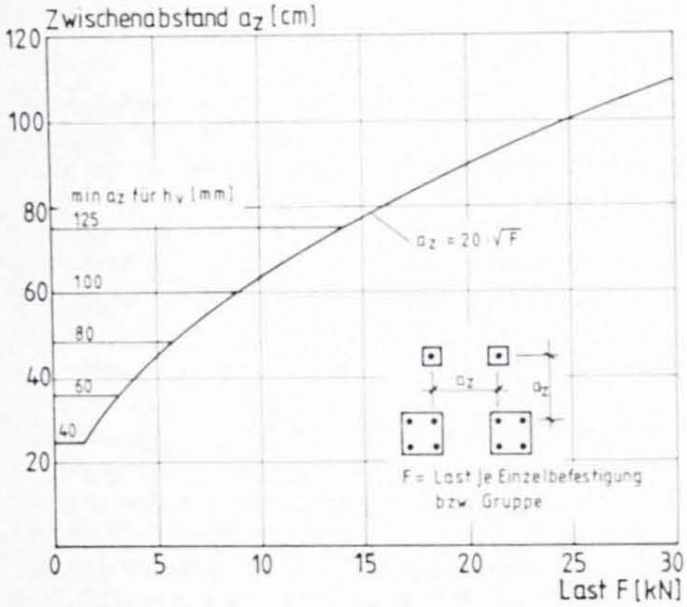


Bild 6.9. Erforderlicher Abstand zwischen Befestigungen

Tabelle 6.9 enthält die wichtigsten Anwendungsbedingungen für Verbunddübel.

Die zulässigen Lasten gelten für alle Beanspruchungsrichtungen.

Bei einfacher Verankerungstiefe sind die bei Ausnutzung der maximalen zulässigen Last erforderlichen kritischen Achs- und Randabstände mit $a_k = 2{,}5 \cdot h_v$ und $a_{rk} \sim 1{,}25 \cdot h_v$ größer als die in Abschn. 3 angegebenen theoretischen Werte. Dies war wie bei Spreiz- und Hinterschnittdübeln notwendig, um von der Beanspruchungsrichtung unabhängige Abstände angeben zu können. Die kritischen Achs- und Randabstände können bis zu Minimalwerten unterschritten werden, wenn die zulässige Last wieder nach dem $\varkappa$-Verfahren abgemindert wird (vgl. Bild 6.7). Der lichte Abstand zwischen Dübelgruppen muß mindestens $2 \cdot a_k$ betragen.

Bei Verankerungen mit doppelter Setztiefe wurde das $\varkappa$-Verfahren bereits auf einen Spezialfall angewandt. Daher dürfen die in Tabelle 6.9 angegebenen zulässigen Lasten ohne Abminderung ausgenutzt werden. Allerdings sind die aufgeführten

Tabelle 6.9: Anwendungsbedingungen für Verbunddübel

1		Gewindegröße		M 8	M 10	M 12	M 14	M 16	M 20	M 22	M 24	M 27	M 30
2	Einfache Verankerungstiefe	Verankerungstiefe	[mm]	80	90	110	120	125	170	190	210	250	280
3		größte zulässige Last pro Dübel [kN]	≧ B 25	4	7	10	12	15	27	32	37	50	60
4		kritischer Achsabstand	[cm]	20	22	27	30	31	42	47	52	62	70
5		minimaler Achsabstand	[cm]	8	9	11	12	12,5	17	19	21	25	28
6		kritischer Randabstand	[cm]	10	11	13,5	15	15,5	21	23,5	26	31	35
7		minimaler Randabstand	[cm]	4	4,5	5,5	6	6,5	8,5	9,5	10,5	12,5	14
8	Doppelte Verankerungstiefe	Verankerungstiefe	[mm]	160	180	220	240	250	340	380	420	500	560
9		größte zulässige Last pro Dübel [kN]	≧ B 25	4	7	10	12	15	27	32	37	50	60
10		zugehöriger Achsabstand	≥ [cm]	8	9	11	12	12,5	17	19	21	25	28
11		zugehöriger Randabstand	≧ [cm]	20	22	27	30	31	42	47	52	62	70

Achs- und Randabstände sowie ein lichter Abstand zwischen benachbarten Befestigungen von mindestens 4 a_r (a_r siehe Tabelle 6.9, Zeile 11) einzuhalten.

Bei beiden Verankerungstiefen sind Einzelbefestigungen oder Gruppen mit 2 bzw. 4 Dübeln gleicher Größe in quadratischer oder rechteckiger Anordnung zulässig. Die maximale Last von Dübelgruppen darf jedoch 60 kN nicht überschreiten.

Wird aus konstruktiven Gründen (z. B. wegen einer Biegebeanspruchung) ein größerer Dübel verwendet, als nach der auftretenden Last erforderlich ist, so darf dieser bezüglich Achs- und Randabstand unter den gleichen Bedingungen wie die statisch erforderliche Dübelgröße angeordnet werden.

Bei Befestigungen mit Verbunddübeln ist wie bei Verankerungen mit Spreiz- und Hinterschnittdübeln in der nachgewiesenen Druckzone immer die Mindestbauteildicke nach Bild 6.5 einzuhalten, um zu gewährleisten, daß im Regelfall keine Risse im Beton im Bereich der Verankerung auftreten (vgl. Abschn. 6.3.3.3). In Extremfällen können jedoch auch bei Einhaltung der Mindestbauteildicke Risse im Ankergrund nicht ausgeschlossen werden. Diese Risse müssen jedoch schmal bleiben, um den Traglastabfall der Verbunddübel zu begrenzen (vgl. Bild 4.13). Deshalb muß im Bereich der Verankerung eine oberflächennahe kreuzweise Bewehrung aus Betonrippenstäben mit einem Bewehrungsgrad $\mu_x = \mu_y \geq 0{,}2\,\%$ ($d_s \leq 12$ mm) bzw. $\geq 0{,}25\,\%$ ($d_s > 12$ mm) vorhanden sein. Bei Bauteilen mit einer Dicke > 40 cm darf der Bewehrungsgrad auf eine Dicke von 40 cm bezogen werden.

Auf die geforderte Bewehrung darf verzichtet werden

a) bei Lasten bis 10 kN je Befestigungspunkt, falls die vorhandene Bauteildicke mindestens 16 cm beträgt, oder bei kleineren Bauteildicken, wenn die vorhandene Last $^2/_3$ des zulässigen Wertes nicht überschreitet;

b) wenn die Verankerungstiefe auf $h_{v1} = 1{,}5\ h_v$ (h_v = Verankerungstiefe nach Tabelle 6.9, Zeile 2) vergrößert wird. Durch diese Vergrößerung der Setztiefe ändert sich nicht die zulässige Last.

Bei der Regelung nach Punkt b) wurde davon ausgegangen, daß die Risse näherungsweise bis zur Querschnittsmitte reichen, die Anker bis nahe an die lastabgewandte Querschnittsseite geführt werden, was in der Praxis im Normalfall gegeben ist, und daß in der Zugzone keine bzw. nur sehr geringe Verbundspannungen zwischen Kunstharzmörtel und Bohrlochwand wirken [37].

Liegt in der Haupttragrichtung des als Ankergrund dienenden Bauteiles auf der der Verankerung zugewandten Seite keine Druckzone vor, dann müssen die Verbunddübel durch die Zugzone hindurch in der lastabgewandten Querschnittshälfte verankert werden. Dabei muß die erforderliche Verankerungstiefe gemäß Zulassung voll in der lastabgewandten Querschnittshälfte liegen. Um eine Beeinträchtigung der Tragfähigkeit des Bauteils zu verhindern, fordern die Zulassungen, daß die Ankerstangen in der lastzugewandten Querschnittshälfte ohne Verbund sein müssen. Dies läßt sich in der Praxis nur schwer realisieren. Sinnvoller und wirkungsvoller ist es daher, eine ungünstige Beeinflussung der Tragfähigkeit des Bauteils durch Einhaltung der Regeln gemäß Tabelle 6.8 zu verhindern.

Die Bauteildicke muß aus bohrtechnischen Gründen in jedem Fall bei zugänglicher bzw. unzugänglicher Bauteilrückseite mindestens 2 cm bzw. 5 cm größer als die vorhandene Setztiefe sein.

Die zulässigen Lasten nach den Zulassungen stimmen bei Zugbeanspruchung mit den theoretischen Werten nach Abschn. 6.4.2 überein oder sind niedriger. Demgegenüber wird die Quertragfähigkeit von Befestigungen mit Dübeln $\gtrsim$ M 16 mit einem Randabstand entsprechend dem minimal zulässigen Wert überschätzt. In diesen Fällen wird empfohlen, die zulässigen Lasten nach Abschn. 6.4.2 zu ermitteln.

6.3.5 Kopfbolzen

Kopfbolzen dürfen gemäß Zulassung in der nachgewiesenen Druckzone und in der Zugzone von Stahlbetonbauteilen verwendet werden. Es sind Einzelbolzen sowie Bolzengruppen mit 2 bis maximal 9 Bolzen (bis zu 3 Bolzen pro Reihe) zulässig.

Bei Befestigungen mit Kopfbolzen ist im Gegensatz zu Dübeln die zulässige Last abhängig von der Belastungsrichtung. Dies erschien notwendig, weil bei Kopfbolzen keine bestimmte Zuordnung von Verankerungstiefe zu Schaftdurchmesser besteht. Die Regelungen sind ausführlich in [10] begründet.

Die Belastung der Befestigung darf vorwiegend ruhend bzw. nicht ruhend sein. Bei Verankerung von nicht vorwiegend ruhenden Lasten darf die Spannungsdifferenz im Bolzenschaft $\Delta\sigma = \max\sigma - \min\sigma$ bzw. $\Delta\tau$ den Wert 70 N/mm² nicht überschreiten. Für die Ankerplatten gilt [20.1].

6.3.5.1 Befestigungen in der nachgewiesenen Druckzone

Der Nachweis, daß im Bereich der Befestigung eine Druckzone vorliegt, ist nach Abschn. 6.3.3.1 zu führen.

Die zulässige Last von Einzelbolzen für den Nachweis gegen Betonversagen sowie die kritischen Achs- und Randabstände sind in den Tabellen 6.10 und 6.11 zusammengestellt.

Tabelle 6.10: Zulässige Last eines Kopfbolzens bei zentrischer Zugbeanspruchung für den Nachweis gegen Betonversagen und zugehörige kritische Abstände

		Nennlänge[3]) h des Bolzens [mm]								
		50	60	75	80	90	100	125	150	175[1])
größte zulässige	B 25	4,5	6,0	9,0	10,0	12,5	14,5	20,0	26,5	33,0
Last pro Bolzen [kN]	> B 25		zul F = zul F(B 25) · $\sqrt{\beta_{WN}/25}$							
kritische Abstände[2]) $a_k = 2\,a_{rk}$ [cm]		17,5	21	26	28	32	35	44	52	61

[1]) Längen $h > 175$ dürfen rechnerisch nicht berücksichtigt werden
[2]) a_k = kritischer Achsabstand, a_{rk} = kritischer Randabstand
[3]) siehe Bild 6.10

Tabelle 6.11: Zulässige Last eines Kopfbolzens bei Querbeanspruchung für den Nachweis gegen Betonversagen und zugehörige kritische Abstände

		Bolzentyp				
		10	13	16	19	22
größte zulässige	B 25	7,1	12,6	19,6	28,3	38,5
Last pro Bolzen[1]) [kN]	> B 25	zul F = zul F(B 25) · $(\beta_{WN}/25)^{2/3}$				
kritische Abstände [cm]	a_k	10	13	16	19	22
	$a_{rk,1}$ [2])	15	19	24	28	33
	$a_{rk,2}$ [3])	8	10	12	14	16

[1]) Die zulässigen Lasten gelten für $h/d_B \geq 4{,}2$ (siehe Bild 6.10). Bei $h/d_B = 3{,}0$ sind sie mit dem Faktor 0,85 abzumindern und für Zwischenwerte von h/d_B ist geradlinig zu interpolieren.
[2]) $a_{rk,1}$ kritischer Randabstand in Richtung der Last.
[3]) $a_{rk,2}$ kritischer Abstand zum lastparallelen Rand.

Die in den Tabellen 6.10 und 6.11 angegebenen kritischen Achs- und Randabstände können bis zu den Mindestwerten nach Tabelle 6.12 unterschritten werden, wenn gleichzeitig die zulässige Last nach dem $\varkappa$-Verfahren abgemindert wird.

Tabelle 6.12: Mindestabstände für Kopfbolzen

Bolzentyp	10	13	16	19	22
minimaler Achsabstand [cm]	5	6.5	8	9.5	10
minimaler Randabstand [cm]	5	5	5	5	5

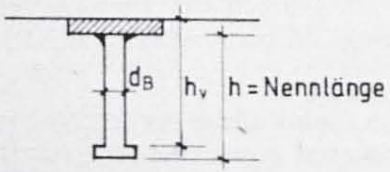


Bild 6.10. Bezeichnung der Abmessungen von Kopfbolzen

Die Abminderungsfaktoren bei verminderten Achsabständen richten sich nach der Anzahl der in einer Richtung hintereinanderliegenden Bolzen. Sie betragen bei

zwei Bolzen: $\varkappa_a^* = {}^1/_2 \cdot (1 + a/a_k) \leq 1$ (6.5a)

drei Bolzen: $\varkappa_a^* = {}^1/_3 \cdot (1 + 2 \cdot a/a_k) \leq 1$ (6.5b)

Der entsprechende Faktor für verminderten Randabstand beträgt wie bei Dübeln

$$\varkappa_{ar}^* = a_r/a_{rk} \leq 1 \qquad (6.6)$$

In den Gleichungen (6.5) und (6.6) sind a_k bzw. a_{rk} die kritischen Achs- und Randabstände nach den Tabellen 6.10 bzw. 6.11. Die Gleichungen gelten sowohl für Zug- als auch Querzugbeanspruchung. Bei Gruppen wird wiederum die zulässige Last eines Bolzens berechnet.

Wird der kritische Achs- und Randabstand in zwei Richtungen bzw. zu mehreren Rändern unterschritten, dann sind wie bei Dübeln die Beiwerte $\varkappa_a^*$ und $\varkappa_{ar}^*$ für jede Richtung bzw. jeden Rand einzeln zu ermitteln und miteinander zu multiplizieren (vgl. Bild 6.7).

Bei Einzelbolzen bzw. Bolzengruppen mit kleinem Abstand zu mehreren Rändern nehmen die rechnerischen zulässigen Lasten bei konstanten Randabständen mit zunehmender Verankerungstiefe (Zug) bzw. zunehmendem Bolzendurchmesser (Querlast) ab. Dies liegt an dem gewählten Ansatz für $\varkappa_{ar}^{*}$. In diesem Fall darf die zulässige Last mit der statisch erforderlichen Verankerungstiefe bzw. dem statisch erforderlichen Schaftdurchmesser ermittelt werden.

Die zulässige Last von Einzelbolzen bzw. des höchst beanspruchten Bolzens bei Gruppen darf die Werte nach Tabelle 6.13 nicht überschreiten.

Tabelle 6.13: Zulässige Last eines Kopfbolzens für den Nachweis gegen Fließen des Bolzenschaftes

Bolzentyp	Schaftdurchmesser d_B [mm]	zulässige Last [kN] für die Beanspruchungsrichtung	
		Zentrischer Zug	Querzug
10	9.25	14.6	10.2
13	12.70	26.1	18.2
16	15.87	40.7	28.5
19	19.05	58.7	41.1
22	22.22	79.8	55.9

Bei Schrägzugbeanspruchung dürfen zunächst die Zug- bzw. Querzuganteile der Last nicht größer sein als die jeweils zulässigen Werte. Zusätzlich ist die Interaktionsgleichung (6.7) einzuhalten (vgl. Bild 6.11).

$$\frac{F_Z}{\text{zul}\,F_Z} + \frac{F_Q}{\text{zul}\,F_Q} \leq 1{,}2 \qquad (6.7)$$

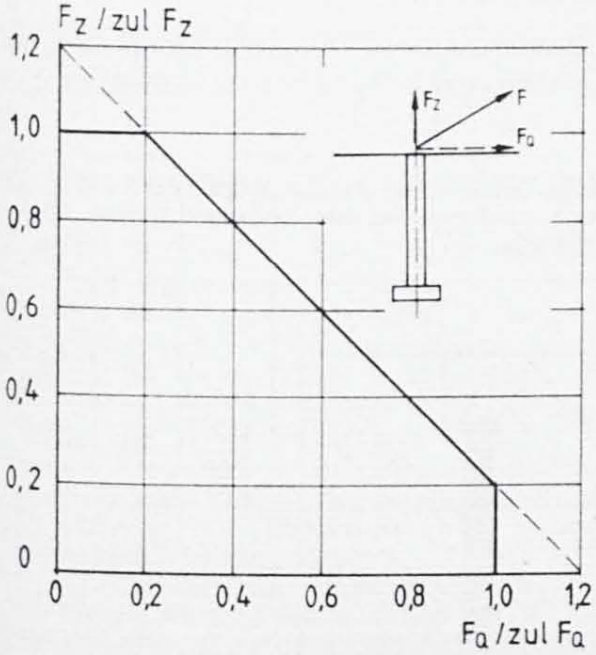


Bild 6.11. Interaktionsdiagramm für Kopfbolzen

Darin bedeuten

F_Z, F_Q = Zug- bzw. Querzuganteil der Last

zul F_Z, zul F_Q = zulässige Zug- bzw. Querzuglast im Hinblick auf Beton- oder Stahlversagen (kleinere Werte maßgebend)

Bei Gruppen ist wiederum der ungünstigste Bolzen nachzuweisen.

Die Zulassung enthält einige konstruktive Regeln, die kurz zusammengefaßt werden.

Um Risse im Bereich der Bolzen infolge der punktförmigen Lasteinleitung zu vermeiden, ist wie bei Dübeln eine Mindestbauteildicke einzuhalten. Die für Kopfbolzen vorgeschriebenen Werte sind allerdings geringer als die für Dübel (vgl. Bild 6.5). Dies ist technisch nicht begründet, sondern auf den jeweiligen Beratungsstand zurückzuführen.

Bei Zugbeanspruchung und Randabständen < 10 cm ist eine konstruktive Randbewehrung erforderlich. Werden bei Querbeanspruchung die kritischen Randabstände unterschritten, dann ist für die vorhandene Querlast eine Bewehrung vorzusehen, die möglichst oberflächennah anzuordnen und rückzuverankern ist. Sie soll im allgemeinen jeden Bolzen umfassen, möglichst direkt am Bolzen anliegen und mit zul $\sigma_s = \beta_s/1{,}75$ (β_s = Streckgrenze) bemessen werden.

Wenn bei Bolzengruppen die Zugkomponente der angreifenden Last den zulässigen Wert nach Tabelle 6.10 für eine Nennlänge $h = 175$ mm übersteigt, dann muß im Bereich der Bolzengruppe eine oberflächennahe kreuzweise Bewehrung vorhanden sein, die in jeder Richtung für je 15% der Gesamtlast der mit der Streckgrenze β_s bemessen sein muß. Diese Bewehrung ist auch erforderlich, wenn die Querzugkomponente den Wert nach Tabelle 6.11 für den Bolzentyp 22 überschreitet.

Übersteigt die vorhandene Zuglast bzw. bei Schrägzugbeanspruchung die Zuglastkomponente den Wert $F = 60$ kN je Bolzengruppe und beträgt die Nennlänge h der Bolzen (siehe Bild 6.10) weniger als $^2/_3$ der Bauteildicke, dann ist eine Rückhängebewehrung anzuordnen, die mit zul $\sigma_s = \beta_s/1{,}75$ zu bemessen ist. Jeder Bolzen ist durch Rückhängebewehrung anzuschließen, wobei die Übergreifungslänge zwischen Bolzen und Bewehrung der Verankerungslänge l_1 nach DIN 1045, Abschn. 18.5.2.2 [24], entsprechen muß. Das bedeutet, daß die zulässige Stahlspannung bei üblichen Bolzenlängen nicht ausgenutzt werden kann.

Die zulässigen Lasten nach Zulassung sind bei Zugbeanspruchung gleich hoch oder niedriger als die „theoretischen" Werte nach Abschn. 6.4.1. Dies gilt auch für Einzelbolzen am Rand, die durch

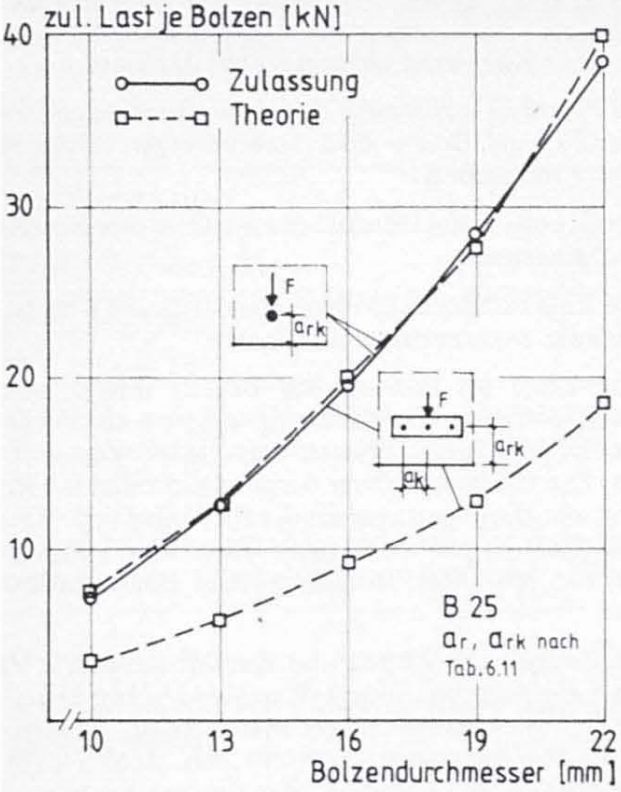


Bild 6.12. Vergleich der zulässigen Querlast für Kopfbolzen nach Zulassung und Theorie

eine Querlast in Richtung der Kante belastet sind (Bild 6.12). Demgegenüber liegt die Zulassung bei Reihenbefestigungen am Rand deutlich auf der unsicheren Seite, weil die vorgeschriebenen kritischen Achsabstände wesentlich zu klein sind. Sie betragen nur etwa $^2/_3$ des Randabstandes, während nach Versuchen $a_k \sim 3{,}5\ a_r$ erforderlich ist. Daher wird empfohlen, die bei Unterschreitung des kritischen Randabstandes geforderte Bewehrung zur Rückhängung der Querlast bei allen Bolzengruppen mit einem kleineren Randabstand der äußersten Bolzen als $a_r \sim 1{,}5 - 2{,}0\ a_{rk}$ (a_{rk} nach Tabelle 6.11) anzuordnen.

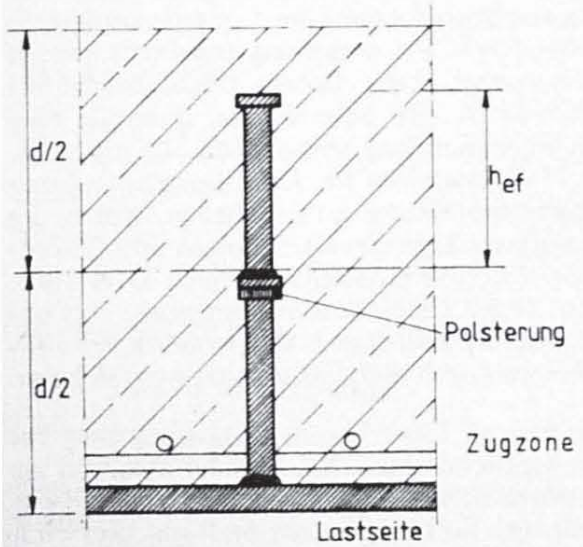
6.3.5.2 Befestigungen in der Zugzone

Da zum Zeitpunkt der Erteilung der Zulassung für Kopfbolzen (1983) das Tragverhalten von Befestigungen in Rissen und der Einfluß von Verankerungen in der Zugzone auf das Tragverhalten des als Ankergrund dienenden Bauteiles noch nicht ausreichend bekannt waren, wurden die zulässigen Lasten für Anker in der Zugzone sehr restriktiv festgelegt.

Liegt der Kopf der Bolzen in der lastzugewandten Querschnittshälfte von flächig bewehrten Bauteilen, so beträgt die zulässige Last des Einzelbolzens bzw. der Bolzengruppe für alle Beanspruchungsrichtungen und für alle Nennlängen ($h \geq 75$ mm) 3,0 kN. Der Abstand der Einzelbolzen untereinander oder der Abstand zwischen den äußeren Bolzen benachbarter Bolzengruppen muß mindestens 50 cm, der Randabstand (bei Bolzengruppen der Randabstand der äußeren Bolzen) 15 cm betragen. Für die Abstände innerhalb der Gruppe gelten die Mindestabstände nach Tabelle 6.12.

Bei biegebeanspruchten Bauteilen sind die Kopfbolzen in der Regel in der lastabgewandten Querschnittshälfte zu verankern. Dann ist für Zuglasten bzw. für die Zuglastkomponente von Schrägzuglasten nur die Ersatzlänge h_{ef} nach Bild 6.13 als wirksam anzusetzen. Die Ersatzlänge h_{ef} muß mindestens 25 mm betragen, Ersatzlängen $h_{ef} > 175$ mm dürfen nicht angesetzt werden. Werden zwei Bolzen aufeinander geschweißt (Mehrfachbolzen), dann ist unter dem Kopf des ersten Bolzens eine Polsterung vorzusehen (vgl. Bild 6.13), die einen Schlupf von mindestens 2 mm ermöglicht. Dadurch soll ein vom oberflächennahen Kopf ausgehender frühzeitiger Betonausbruch verhindert werden. Bei drei übereinander geschweißten Kopfbolzen sind die zwei ersten Bolzen zu polstern.

Für Querlasten bzw. Querlastkomponenten bei Schrägzugbeanspruchung ist eine Bewehrung vor-



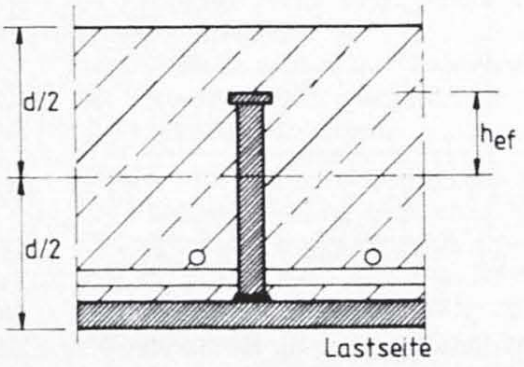


Bild 6.13. Verankerungen mit Kopfbolzen durch die Zugzone hindurch in der lastabgewandten Querschnittshälfte

zusehen, die möglichst oberflächennah anzuordnen ist. Sie soll im allgemeinen jeden Bolzen umfassen und ist mit zul $\sigma_s = \beta_s/1{,}75$ zu bemessen. Auf diese Bewehrung kann verzichtet werden, wenn aus anderen Gründen bereits eine entsprechende Bewehrung eingelegt wurde.

6.3.6 Ankerschienen

Die derzeit gültigen bauaufsichtlichen Zulassungen für Ankerschienen erlauben die Anwendung sowohl in der Druckzone als auch in der aus Lastspannungen erzeugten Zugzone von Stahlbetonbauteilen. Für beide Anwendungsfälle werden dieselben zulässigen Lasten angegeben. Bei Anordnung der Schienen in der Zugzone müssen die infolge Sprengwirkung auftretenden örtlichen Querzugspannungen entsprechend DIN 1045, Abschn. 18, durch zusätzliche Bewehrung aufgenommen werden, sofern nicht konstruktive Maßnahmen oder andere günstige Einflüsse (z. B. Querdruck) ein Aufspalten des Betons verhindern.

Die Anwendungsbedingungen wurden aus Versuchen im ungerissenen Beton abgeleitet. Nach dem derzeitigen Kenntnisstand wird in den geltenden Zulassungen die Tragfähigkeit der Ankerschienen in der Zugzone überschätzt. Die Bruchlasten von Ankerschienen bei Betonversagen werden nämlich durch Risse etwa im gleichen Maß abgemindert wie die von Kopfbolzen. Deshalb werden die Zulassungsbescheide für Ankerschienen überarbeitet. In die Neuzulassungen soll das $\varkappa$-Verfahren zur Berücksichtigung verschiedener Einflüsse auf den Betonbruch aufgenommen werden. Bis dahin ist es empfehlenswert, bei den großen Profilen 52/34 und 72/48 eine spezielle Bewehrung zur Rückhängung von Zuglasten bzw. Querlasten am Rand einzulegen.

Die derzeit gültigen Zulassungsbescheide geben zulässige Lasten in Abhängigkeit von der Beanspruchungsrichtung, der Profillänge und der Lastanordnung (Einzellasten, Lastpaare) an. Die wichtigsten Regelungen enthält Tabelle 6.14.

Zusätzlich zu den in Tabelle 6.14 zusammengestellten Bedingungen enthalten die Zulassungen für Ankerschienen noch eine Reihe von speziellen Anwendungsfällen mit gesonderten Regeln (z. B. Erhöhung der zulässigen Lasten bei den Schienen 52/34 und 72/48 in Beton der Festigkeitsklasse B 35 bzw. nicht ruhende Belastung bei einigen Profilen). Auf die Darstellung dieser Anwendungsfälle wird hier verzichtet, nähere Einzelheiten sind den Zulassungsbescheiden zu entnehmen.

6.3.7 Deckenabhänger

Die bauaufsichtlichen Zulassungen für Decken-

Tabelle 6.14: Anwendungsbedingungen für Ankerschienen in Beton der Festigkeitsklasse B 25

Profilabmessungen		zulässige Lasten [kN]								zugehörige Abstände			
		zentrischer Zug*1)					Querzug*1)						
		Einzellasten*2)			Lastpaare*2)		Einzellasten*2)		Lastpaare*2)				
[mm]		Schienenlänge [cm]								[cm]			
b	h	10	15 – 2	> 25	20 – 2	> 25	10	≧ 15	≧ 15	a	a_r	a_e*3)	a_f*4)
28	15	3,5	3,5	3,0	3,0	2,0	3,5	3,5	3,0	10	5	4	20
38	17	7,0	7,0	4,5	4,5	3,0	8,0	8,0	4,5	15	7,5	5	20
40	22	–	8,0	6,0	6,0	4,0	–	10,0	6,0	20	10	8	20
50	30	–	12,0	10,0	7,0	5,0	–	12,0	7,0	30	15	13	25
52	34	–	22,0	22,0	11,0	11,0	–	22,0	11,0	40	20	17,5	35
72	48	–	27,0	27,0	13,5	13,5	–	27,0	13,5	50	25	22,5	45

*1) zentrischer Zug: Winkel zwischen Last und Bauteiloberfläche > 15°
Querzug: Winkel zwischen Last und Bauteiloberfläche ≦ 15°
*2) Abstand der Einzellasten: ≧ 25 cm
Abstand der Lasten innerhalb des Paares: ≧ 10 cm
Lichter Abstand der Lastpaare: ≧ 25 cm
*3) a_e = Abstand zwischen Stirnseite der Schiene und Bauteilrand
*4) a_f = Abstand zwischen den Stirnseiten hintereinanderliegender Schienen.

abhänger zur Befestigung leichter Unterdecken sowie statisch vergleichbarer Befestigungen bis 1,0 kN/m² regeln die Anwendung in bewehrtem und unbewehrtem Normalbeton sowohl in der Druckzone als auch in der aus Lastspannungen erzeugten Zugzone. Die zulässigen Lasten gelten unabhängig vom Anwendungsfall und hängen allein von der Verankerungstiefe ab. Dabei sind folgende Lastklassen zu unterscheiden:

$F_{zul} = 0{,}3$ kN (25 mm $\leq h_v <$ 30 mm)

$F_{zul} = 0{,}5$ kN (30 mm $\leq h_v <$ 40 mm)

$F_{zul} = 0{,}8$ kN ($h_v =$ 40 mm)

Die zulässigen Lasten gelten ebenfalls unabhängig von der Beanspruchungsrichtung (zentrischer Zug, Querzug und Schrägzug). Eine Ausnahme bilden Abhänger gemäß Bild 2.8c, die nur für zentrische Zuglasten geeignet sind.

Die erforderlichen Abstände und Bauteildicken sind für alle Lastklassen einheitlich geregelt. Sie betragen:

Achsabstand: $a \geq 20$ cm

Randabstand: $a_r \geq 10$ cm

Eckabstand: $a_e \geq 15$ cm

Mindestbauteildicke: $d \geq 10$ cm

Verankerungen von Anschlußteilen mit jeweils nur einem Dübel sind nur dann zulässig, wenn die Unterkonstruktion eine Lastumlagerung auf mindestens einen benachbarten Verankerungspunkt ermöglicht.

Neben den in Bild 2.8 dargestellten Deckenabhängern, die ausschließlich zur Verankerung hängender Decken sowie statisch vergleichbarer Befestigungen zugelassen sind, dürfen zusätzlich einige Dübel gemäß Tabelle 6.4 für die Befestigung der Unterkonstruktion leichter Deckenbekleidungen und Unterdecken verwendet werden. Die Anwendungsbedingungen, auf die hier nicht weiter eingegangen wird, sind den jeweiligen Zulassungsbescheiden zu entnehmen.

6.3.8 Kunststoffdübel

Kunststoffdübel gemäß Bild 2.9 sind zur Befestigung von Fassadenbekleidungen bauaufsichtlich zugelassen. Sie dürfen auch für die Befestigung von vergleichbaren statischen Systemen in überwiegend auf Druck beanspruchten Wänden und Stützen verwendet werden, wenn

- es sich um Mehrfachbefestigungen handelt, bei denen eine Lastumlagerung auf mindestens zwei benachbarte Befestigungsstellen (Einzeldübel oder Dübelgruppen) möglich ist,
- die Belastung vorwiegend ruhend ist,
- die Temperatur im Bereich der Verankerung auf Dauer +40 °C und kurzfristig +80 °C nicht überschreitet.

Der Ankergrund darf aus Beton sowie verschiedenen Voll- bzw. Hohlsteinen bestehen. Im folgenden werden nur die Anwendungsbedingungen für Befestigungen in Beton behandelt, die Regelungen für andere Ankergründe sind [79] bzw. den jeweiligen Zulassungsbescheiden zu entnehmen.

In Tabelle 6.15 sind die wichtigsten Anwendungsbedingungen zusammengestellt. Die zulässigen Lasten gelten unabhängig von der Beanspruchungsrichtung, jedoch ist eine ständig wirkende zentrische Zugbelastung (z. B. aus Eigengewicht) nicht zulässig. Der Winkel zwischen der Last und der Dübelachse muß mindestens 10° betragen. Die Befestigung von Anschlußteilen mit nur einem Dübel ist nur dann zulässig, wenn eine Lastumlagerung auf mindestens einen benachbarten Befestigungspunkt möglich ist.

Tabelle 6.15: Anwendungsbedingungen für Kunststoffdübel zur Befestigung von Fassadenbekleidungen in Beton der Festigkeitsklasse ≥ B 15

Dübeldurchmesser	[mm]	10	12	14
Verankerungstiefe	[mm]	50	60	70
zulässige Last pro Dübel	[kN]	0,8	1,0	1,2
Achsabstand	[cm]	10	10	10
Randabstand	[cm]	5	6	6
Innerer Achsabstand bei Dübelpaaren	[cm]	5	8	8

6.3.9 Injektionsdübel

Injektionsdübel sind für Befestigungen in Normalbeton nicht zugelassen. Die Anwendungsbedingungen für Befestigungen in Gas- und Leichtbeton sowie in Hohlkammersteinen sind in [79] zusammengestellt bzw. den jeweiligen Zulassungsbescheiden zu entnehmen.

6.3.10 Setzbolzen

Die Bemessung von Setzbolzen ist in DIN 18 168 Teil 1 [26.1] geregelt. Demnach dürfen Bolzen mit einem Schaftdurchmesser von mindestens 3,4 mm und höchstens 4,5 mm und einer Eindringtiefe ≥ 25 mm verwendet werden. Der Beton muß mindestens der Festigkeitsklasse B 25 entsprechen und die Bauteildicke muß ≥ 10 cm betragen.

Die zulässige Last pro Bolzen beträgt zul $F = 0{,}2$ kN. Wegen der üblicherweise großen Streuungen

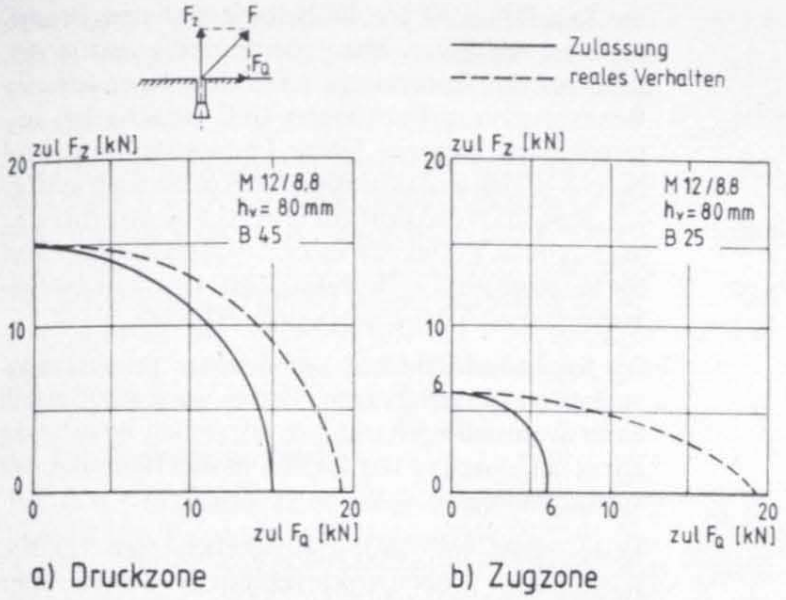


Bild 6.14. Interaktionsdiagramm für Dübel nach Zulassung und realem Verhalten (nach [39])

der Bruchlasten von Setzbolzen sowie der Tatsache, daß Bolzen mit sehr geringer, eventuell durch Risse noch weiter abgeminderter Tragfähigkeit oder sogar Ausfälle beim Setzen nicht auszuschließen sind, fordert die Norm jedoch, daß die Unterkonstruktion der Decken mehrfach so verankert werden muß, daß bei Ausfall eines Bolzens die zulässige Last in den restlichen nicht überschritten wird. Dabei sind je Profil oder Latte mindestens fünf Setzbolzen anzuordnen. Außerdem sind Profil- oder Lattenenden immer mit zwei Bolzen im Abstand von 100 bis 150 mm zu verankern, um Versagen der gesamten Konstruktion durch Ausfall des Endbolzens („Reißverschlußprinzip") auszuschließen. Schließlich ist nachzuweisen, daß bei Ausfall von drei benachbarten Bolzen die Sicherheit gegen Versagen der Unterkonstruktion immer noch $> 1{,}0$ ist (Ausfallbetrachtung).

6.4 Verbessertes Bemessungsverfahren

Nach den seit 1983 erteilten Zulassungen können Befestigungen mit bis zu vier Dübeln bzw. neun Kopfbolzen mit beliebigen Achs- und Randabständen unter beliebigen Belastungen nach dem $\varkappa$-Verfahren bemessen werden (Abschn. 6.3). Dies ist ein wesentlicher Vorteil gegenüber den älteren Zulassungen, die – von einigen Ausnahmen abgesehen – nur Einzeldübel in der Druckzone mit nicht praxisgerechten Achs- und Randabständen regelten. Trotzdem erscheint eine Verbesserung des Bemessungskonzeptes der Zulassungen aus folgenden Gründen sinnvoll.

Bild 6.14 zeigt die zulässige Last für einen Spreiz- oder Hinterschnittdübel M 12 (Verankerungstiefe $h_v = 80$ mm) mit großen Achs- und Randabständen in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung. Eingetragen sind die nach Versuchsergebnissen möglichen Werte sowie die Regelung nach den Zulassungen. Die in den Zulassungen angegebene zulässige Last gilt für alle Beanspruchungsrichtungen. Dies ergibt einen Kreis im Interaktionsdiagramm. Maßgebend für die Festlegung der zulässigen Last ist die zentrische Zugbeanspruchung, die höhere Tragfähigkeit bei Querzugbeanspruchung wird vernachlässigt. Während die Unterschätzung der Quertragfähigkeit bei Verankerungen in der Druckzone und hochfestem Beton relativ gering ist (Bild 6.14a), ist sie bei Verankerungen in der Zugzone (Bild 6.14b) jedoch sehr groß.

In Bild 6.15 sind die rechnerischen zulässigen Lasten eines Einzeldübels am Bauteilrand mit einem Randabstand $a_r = 1{,}5\ h_v$ in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe h_v aufgetragen. Das

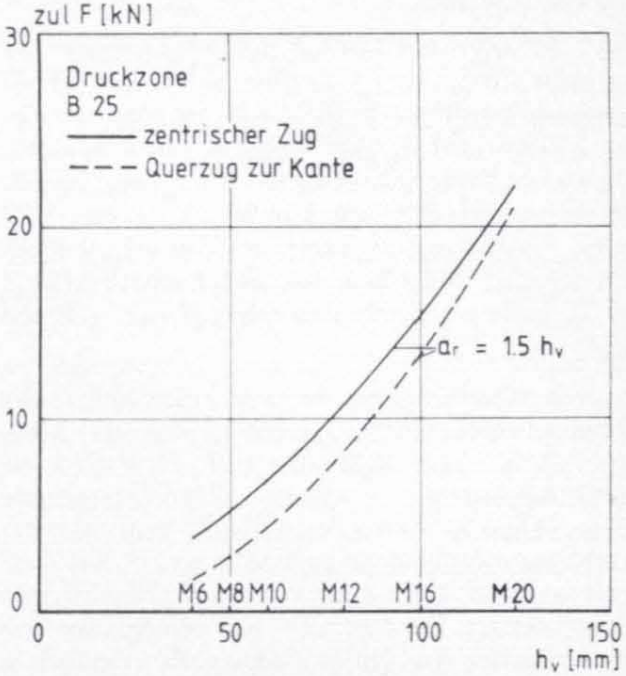


Bild 6.15. Zulässige Lasten nach Theorie für eine Befestigung am Bauteilrand unter Zug- bzw. Querzugbeanspruchung (nach [39])

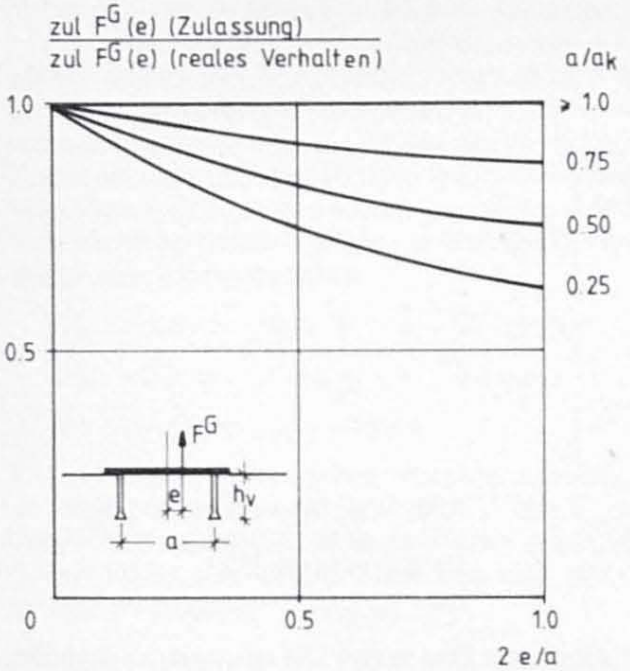


Bild 6.16. Einfluß der Exzentrizität der Zugkraft auf die zulässige Last einer Zweifachbefestigung nach Zulassung und Theorie

Bild gilt für Verankerungen in der nachgewiesenen Druckzone und eine Betonfestigkeit B 25. Bei dem gewählten Randabstand ist kein Einfluß des Randes auf die zulässige Zuglast bei der Versagensart Betonausbruch vorhanden. Die zulässige Zugkraft ist größer als der für Querlasten geltende Wert. Da die in den Zulassungen angegebene zulässige Last für zentrischen Zug gilt, ist für die Festlegung des erforderlichen Randabstandes Querzugbeanspruchung maßgebend. Dieser wurde i. a. zu $a_{rk} = 2\ h_v$ festgelegt, und der kritische Achsabstand wurde zu $a_k = 4\ h_v$ gewählt.

Bild 6.16 zeigt den Einfluß der Exzentrizität der Zugkraft auf die zulässige Last einer Zweifachbefestigung. Verglichen wird die Regelung nach Zulassung mit dem „realen" Verhalten (vgl. Abschn. 3.1). Bei großem Achsabstand ($a = a_k$) und zentrischem Lastangriff ($e = 0$) stimmen Zulassung und reales Verhalten überein; mit abnehmendem Achsabstand und zunehmender Exzentrizität liegt die Zulassung jedoch deutlich auf der sicheren Seite.

Für die Ableitung der in den Zulassungen für Dübel angegebenen zulässigen Lasten und kritischen Achs- und Randabstände wird also die jeweils ungünstigste Belastungsrichtung zugrunde gelegt. Weiterhin wird der günstige Einfluß einer exzentrisch an der Ankerplatte angreifenden Zugkraft auf die Tragfähigkeit einer Dübelgruppe vernachlässigt. Dies erlaubt zwar die Angabe von sehr einfachen Anwendungsregeln, führt jedoch in vielen Anwendungsfällen zu einer wesentlichen Unterschätzung der Leistungsfähigkeit einer Befestigung. Will man aus wirtschaftlichen Gründen die Tragfähigkeit von Dübelbefestigungen in allen Anwendungsfällen etwa gleichmäßig ausnutzen, muß bei der Bemessung nach den verschiedenen Beanspruchungsrichtungen und Brucharten unterschieden werden. Diese Unterscheidung wird bereits in den Zulassungen für Kopfbolzen getroffen, jedoch ist das dort für Querzugbeanspruchung angegebene Verfahren theoretisch nicht exakt, und die Regelungen für Befestigungen in der Betonzugzone sind zu konservativ (vgl. Abschn. 6.3.5).

Im folgenden wird ein verbessertes Bemessungsverfahren vorgeschlagen. Dabei wird der Einfluß einer eventuell vorhandenen speziellen Bewehrung zur Rückhängung der Lasten in das Bauteilinnere vernachlässigt.

Leitet man mit Befestigungselementen (Dübel, Kopfbolzen oder Ankerschienen) örtlich hohe Lasten in die Betonzugzone ein, kann die Tragfähigkeit des als Ankergrund dienenden Bauteils reduziert werden (vgl. Abschn. 4.6). Um dies zu vermeiden, müssen die in Abschn. 6.3.3.3 bzw. Tabelle 6.8 angegebenen Bedingungen eingehalten werden. Bei Anordnung einer wirksamen Bewehrung zur Rückhängung der Verankerungslasten sind großzügigere Regelungen denkbar.

6.4.1 Kopfbolzen, Metallspreiz- und Hinterschnittdübel

Dieser Abschnitt gilt für Kopfbolzen sowie für solche Dübel, deren Eignung für Anwendungen in der Zugzone von flächenartigen und stabförmigen Bauteilen nach den Prüf- und Beurteilungskriterien [67] nachgewiesen ist. Wie bereits erwähnt, sind dies derzeit Hinterschnittdübel und einige kraftkontrolliert spreizende Dübel des Hülsentyps.

Die Ausführungen gelten für Dübel mit Gewindebolzen bzw. Schrauben $\leq$ M 20 und einer Festigkeit $\leq$ 8.8 sowie für Kopfbolzen mit einem Schaftdurchmesser $d_B \leq 22$ mm und einer Nennstahlfestigkeit $R_m < 500$ N/mm². Die Verankerungstiefe muß $h_v > 4\ d_B$ betragen. Weiterhin sind die in Tabelle 6.7 (Dübel) bzw. 6.12 (Kopfbolzen) angegebenen minimalen Achs- und Randabstände sowie Bauteildicken einzuhalten. Die Betongüte muß mindestens einem B 25 entsprechen, und eine höhere Betonfestigkeit als B 55 darf nicht in Rechnung gestellt werden.

Die im folgenden für Befestigungen in der Betonzugzone angegebenen zulässigen Lasten dürfen ohne weitere Nachweise überall im Bauwerk angewendet werden. Demgegenüber dürfen die höheren zulässigen Lasten für Befestigungen in der Druckzone nur ausgenutzt werden, wenn in jedem Einzelfall nach Abschn. 6.3.3.1 nachgewiesen wird, daß die Befestigung auch im gedrückten Beton liegt. Weiterhin muß die Bauteildicke in Abhängigkeit von der Last pro Befestigungspunkt minde-

stens den Werten nach Bild 6.5 (durchgezogene Linie) entsprechen, und die maximale Last pro Befestigungspunkt darf in der Regel 60 kN nicht überschreiten.

Bei Befestigungen mit Dübeln wird vorausgesetzt, daß diese nur durch vorwiegend ruhende Lasten beansprucht werden. Befestigungen mit Kopfbolzen sind auch bei nicht vorwiegend ruhenden Lasten zulässig, wenn die durch den nicht ruhenden Lastanteil hervorgerufenen Spannungsschwankungen $\Delta\sigma$ bzw. $\Delta\tau$ im Bolzenschaft den Wert 70 N/mm² nicht überschreiten.

6.4.1.1 Zugbeanspruchung

Bei den vorausgesetzten Befestigungselementen kommt die Versagensart „Herausziehen" in der Regel nicht vor, und die Versagensart „Spalten des Ankergrundes" wird durch die vorgeschriebenen Achs- und Randabstände sowie Bauteildicken verhindert. Die im Hinblick auf die Stahltragfähigkeit zulässige Last zul F_s^E eines Dübels oder Kopfbolzens beträgt

$$\text{zul}\, F_s^E = A_s \cdot \text{zul}\,\sigma \quad [\text{N}] \tag{6.8}$$

mit

A_s = Spannungsquerschnitt der Schraube bzw. Querschnitt des Kopfbolzenschaftes

zul σ = zulässige Stahlspannung nach Tabelle 6.1

Sind die Befestigungslemente einer Gruppe durch unterschiedlich hohe Zugkräfte beansprucht (z. B. bei Momentenangriff an der Ankerplatte), ist der höchstbeanspruchte Dübel oder Bolzen nachzuweisen.

Bei der Versagensart „Betonbruch" beträgt die mittlere Bruchlast eines im ungerissenen Beton verankerten Dübels mit großem Achs- und Randabstand nach Abschn. 3.1.1.4

$$F_u^E = 13{,}5\, h_v^{1,5} \cdot \sqrt{\beta_w} \quad [\text{N}] \tag{6.9}$$

Die Gleichung kann auf der sicheren Seite liegend auch für Kopfbolzen angewandt werden. Die 5%-Fraktile der Bruchlast ergibt sich zu

$$F_{u,5\%}^E = 10{,}5 \cdot h_v^{1,5} \cdot \sqrt{\beta_w} \quad [\text{N}] \tag{6.10}$$

Die Bruchlast von Verankerungen in der Zugzone von Stahlbetonbauteilen beträgt bei den als zulässig angesehenen Rißbreiten ($w \sim 0{,}3 - 0{,}4$ mm) und ausreichend großer Verankerungstiefe ($h_v \gtrsim 120$ mm) etwa das 0,6fache des für Verankerungen in der Druckzone zu erwartenden Wertes. Bei geringeren Verankerungstiefen ist das sog. „Schalenabplatzen" zu beachten (siehe Abschn. 4.1.1.2).

Berücksichtigt man die Sicherheitsanforderungen des Sachverständigenausschusses „Ankerschienen und Dübel" (siehe Abschn. 6.1), erhält man für die zulässige Last eines Dübels oder Kopfbolzens mit großem Achs- und Randabstand

$$\text{zul}\, F_0^E(\text{Zugzone}) = \alpha \cdot 1{,}9 \cdot h_v^{1,5} \cdot \sqrt{\beta_{wN}} \quad [\text{N}] \tag{6.11a}$$

$$\text{zul}\, F_0^E(\text{Druckzone}) = 3{,}1 \cdot h_v^{1,5} \cdot \sqrt{\beta_{wN}} \quad [\text{N}] \tag{6.11b}$$

mit

h_v = Verankerungstiefe (vgl. Bilder 3.9 und 3.10)

β_{wN} = Nenndruckfestigkeit des Betons

α = Abminderungsfaktor bei geringen Verankerungstiefen

= 1,0 $h_v \geq 120$ mm

= 0,9 $h_v =$ 80 mm

= 0,8 $h_v =$ 60 mm

= 0,7 $h_v \leq$ 50 mm

Nach der neuen Zulassungsgeneration sind die Dübel in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe in Lastklassen eingeteilt (siehe Bild 6.4). Die in den Zulassungen angegebenen zulässigen Lasten stimmen mit den rechnerischen Werten überein, wenn in Gleichung (6.11) die jeweils minimale Verankerungstiefe der Lastklasse eingesetzt wird (vgl. Bild 6.6). Bei Befestigungen mit geringer Verankerungstiefe in der nachgewiesenen Druckzone wird der Einfluß der Schalenbildung (Faktor α) nicht berücksichtigt. Dies ist im Normalfall berechtigt, jedoch sollte man bei hoch bewehrter Druckzone den Faktor α ebenfalls ansetzen.

Einige Dübelhersteller empfehlen eine größere Verankerungstiefe als den Minimalwert der zugehörigen Lastklasse. Da nicht immer sichergestellt ist, daß diese Dübel eine der vergrößerten Verankerungstiefe entsprechende Betonausbruchlast erzeugen (z. B. wegen zu geringer Spreizkraft bei Spreizdübeln oder zu geringer Aufstandsfläche bei Hinterschnittdübeln), ist als Rechenwert der Verankerungslänge nur der jeweilige Minimalwert der Lastklasse anzusetzen.

Wählt man für Befestigungssysteme mit hoher Montagesicherheit einen Sicherheitsbeiwert $\gamma = 2{,}5$ anstatt $\gamma = 3{,}0$, ergeben sich um 20% höhere zulässige Lasten als nach Gleichung (6.11).

Die Bemessung von Einzelbefestigungen am Bauteilrand sowie von Gruppen in der Bauteilfläche oder am Bauteilrand kann nach dem $\varkappa$-Verfahren erfolgen (vgl. Abschn. 3.1.1). In den Zulassungen für Dübel sind nur Zwei- und Vierfachbefestigungen geregelt. Die Zulassung für Kopfbolzen enthält bis zu Neunfachbefestigungen. Das Verfahren gilt jedoch für beliebige Gruppen. Die entsprechenden Gleichungen sind in Abschn. 3.1.1 angegeben, sie werden hier aus Gründen der Übersichtlichkeit zusammengefaßt. Danach ergibt sich die zulässige Last zul F_B zu:

Einzelbefestigung:

$$\text{zul}\, F_B^E = \prod_{i=1}^{m} \varkappa_{ar,i} \cdot \text{zul}\, F_0^E \tag{6.12a}$$

Gruppe:

$$\text{zul}\,F_B^G = \prod_{i=1}^{m} \varkappa_{ar,i} \cdot \prod_{j=1}^{n} \varkappa_{a,j} \cdot \prod_{k=1}^{o} \varkappa_{ex,j} \cdot \text{zul}\,F_0^E \quad (6.12b)$$

Es bedeuten (vgl. Bild 6.17)

$$\varkappa_{ar,i} = 0{,}3 + 0{,}7 \cdot a_{r,i}/a_{rk} \leq 1 \quad (6.13)$$

m = Zahl der Ränder

$$\varkappa_{a,j} = 1 + a_{\text{ges},j}/a_k \leq n_j \quad (6.14)$$

$n = 1$ bei Reihenbefestigungen

$n = 2$ bei rechteckförmigen Gruppen

$$\varkappa_{ex,k} = \frac{1}{1 + 2\,e_k/a_k} \leq 1 \quad (6.15)$$

o = 1 Exzentrizität der Zugkraft in einer Richtung

o = 2 Exzentrizität der Zugkraft in zwei Richtungen

$a_{r,i}$ = Randabstand zum Rand i

$a_{\text{ges},j}$ = Achsabstand der äußersten Befestigungselemente in Richtung j

e_k = Exzentrizität der Zugkraft in Richtung k $\leq a_{\text{ges}}/2$

a_{rk} = 1,5 h_v Kopfbolzen und Hinterschnittdübel

~ 3,0 h_v für kraftkontrolliert spreizende Dübel (wegen Spaltgefahr)

a_k = 3 h_v

h_v = Verankerungstiefe

zul F_0^E = zulässige Last nach Gleichung (6.11)

Der Lastangriffspunkt L der resultierenden Zugkraft (Bild 6.17) ergibt sich bei reiner Zugbeanspruchung aus der Lage der Anschlußkonstruktion auf der Ankerplatte. Er darf bei einem an der Ankerplatte angreifenden Biegemoment nach der Elastizitätstheorie unter der Annahme gleicher Steifigkeiten für alle Befestigungsmittel bestimmt werden. Die Exzentrizität der Zugkraft ist auf den geometrischen Schwerpunkt der zugbeanspruchten Dübel oder Bolzen zu beziehen, wobei diese ggf. gedanklich zur Rechteckform zu ergänzen sind.

Bei Kopfbolzen darf die Unterkopfpressung bei zulässiger Last zul $p \sim 5\ \beta_{wN}$ (Verankerungen in der Druckzone) bzw. zul $p \sim 3\ \beta_{wN}$ (Verankerungen in der Zugzone) nicht überschreiten, da sonst die Bruchlasten infolge zunehmender Verformungen gegenüber dem Wert nach Gleichung (6.12) abfallen. Dies bedeutet, daß z. B. bei einem in Beton B 25 verankerten Einzelbolzen mit einem Schaftdurchmesser von 22 mm die o. g. kritische Unterkopfpressung für Verankerungstiefen $h_v > 280$ mm maßgebend wird. Bei Ankergruppen wird diese Unterkopfpressung erst bei größeren Verankerungstiefen erreicht. Die o. g. Unterkopfpressungen werden bei Hinterschnittdübeln i. a. aufgrund der Dübelkonstruktion eingehalten.

Werden Kopfbolzen nahe am Bauteilrand angeordnet ($a_r/h_v \gtrsim 0{,}4$), kann es zu einem örtlichen Ausbrechen des Betons im Bereich des Kopfes kommen. Die Bruchlast kann geringer sein als bei kegelförmigem Betonausbruch (vgl. Bild 3.23). Daher gilt Gleichung (6.12) nur für Randabstände $a_r > 0{,}4\ h_v$.

Bei Befestigungen, die durch drei oder mehr Bauteilränder beeinflußt werden (z. B. Befestigung in der Stirnseite eines stabförmigen Bauteils mit einem allseitigen Randabstand $a_r < a_{rk}$), können die zulässigen Lasten nach Gleichung (6.12) bei konstantem Randabstand mit zunehmender Verankerungstiefe abnehmen. Dies stimmt nicht mit dem realen Verhalten überein und ist auf den gewählten Ansatz für $\varkappa_{ar}$ zurückzuführen. In diesen Sonderfällen darf in Gleichung (6.12) anstelle der vorhandenen Verankerungstiefe der fiktive Wert eingesetzt werden, der die größte zulässige Last ergibt. Einen Vorschlag für $\varkappa_{ar}$ zur Vermeidung dieses Nachteils enthält [114], der jedoch noch nicht experimentell abgesichert und daher hier nicht aufgenommen ist.

Es sei darauf hingewiesen, daß nach den bauaufsichtlichen Zulassungen die zulässige Last *eines* Dübels oder Bolzens einer Gruppe berechnet wird. Diese nimmt daher mit abnehmendem Achsabstand ab und beträgt bei einem theoretischen Achsabstand $a = 0$ das $1/n$-fache (n = Zahl der

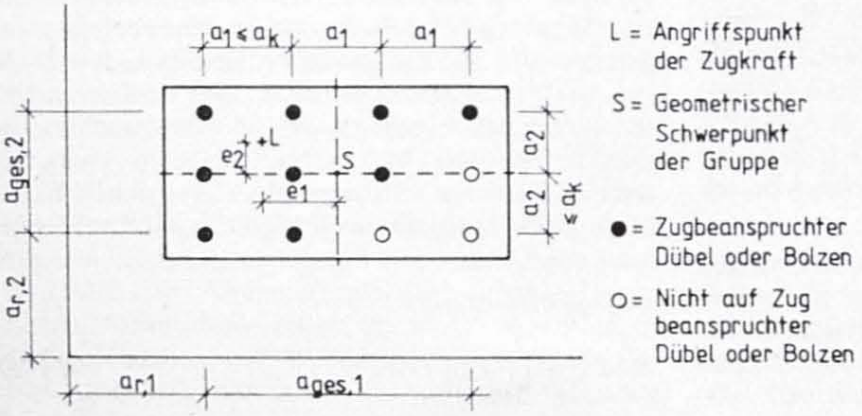


Bild 6.17. Befestigungsgruppe am Bauteilrand

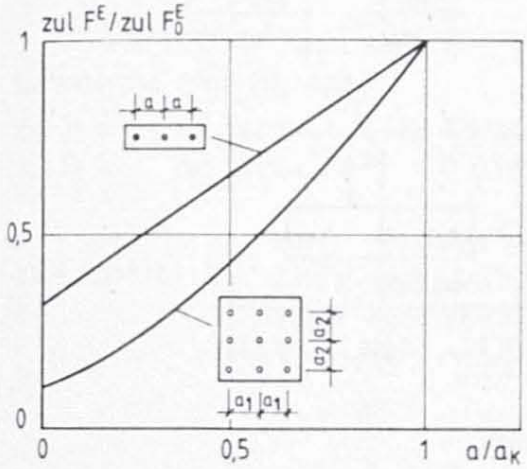
$$\text{zul } F^E = \varkappa^*_{a1} \cdot \varkappa^*_{a2} \cdot \text{zul } F^E_0$$

$$\varkappa^*_{ai} = \frac{1}{n}\left(1 + \frac{(n_i - 1)\, a_i}{a_K}\right) \leq 1$$

n_i = Zahl der Dübel in Richtung i

n = Zahl der Dübel der Gruppe

$\text{zul } F^E_0$ = zul. Last Einzeldübel nach Gl. (6.11)



a) zul. Zugkraft eines Dübels

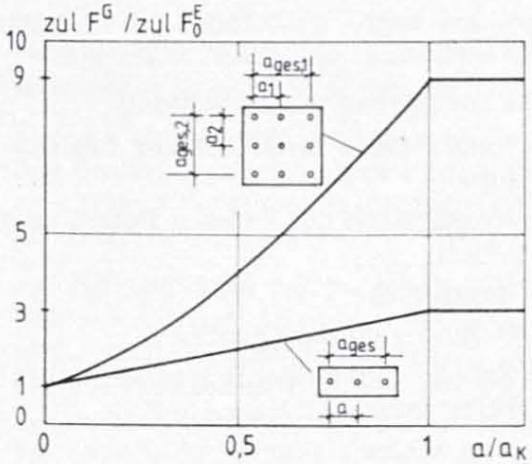
$$\text{zul } F^G = \varkappa_{a1} \cdot \varkappa_{a2} \cdot \text{zul } F^E_0$$

$$\varkappa_{ai} = 1 + \frac{a_{ges,i}}{a_K} \leq n_i$$

n_i = Zahl der Dübel in Richtung i

$a_i \leq a_K$

$\text{zul } F^E_0$ = zul. Last Einzeldübel nach Gl. (6.11)



b) zul. Zugkraft der Gruppe

Bild 6.18. Vergleich des $\varkappa$-Verfahrens nach Zulassung (a) und Neuvorschlag (b), (nach [39])

Befestigungselemente der Gruppe) des für $a = a_k$ geltenden Wertes (Bild 6.18a). Demgegenüber wird mit Gleichung (6.12) die zulässige Last der Gruppe ermittelt, die für $a = a_k$ auf das n-fache des Wertes für eine Einzelbefestigung ansteigt (Bild 6.18b). Beide Verfahren gehen jedoch vom gleichen mechanischen Modell aus und führen zu identischen Ergebnissen, wie auch aus einem Vergleich der jeweils oben in den Bildern angegebenen Gleichungen zu ersehen ist.

6.4.1.2 Querlasten

Die zulässige Last eines Dübels oder Bolzens für den Nachweis gegen Stahlbruch beträgt:

$$\text{zul } F^E_S = A_S \cdot \text{zul } \tau \quad [\text{N}] \tag{6.16}$$

mit

zul τ = zulässige Scherspannung nach Tabelle 6.1

Bei Gruppen mit zentrisch an der Ankerplatte angreifender Querlast beträgt die zulässige Last das n-fache (n = Zahl der Befestigungselemente) des Wertes nach Gleichung (6.16). Bei Dübelbefestigungen mit einem Lochspiel nach Tabelle 6.3 dürfen jedoch in Belastungsrichtung höchstens zwei Dübel hintereinander liegen. Bei exzentrischem Angriff der Querlast an der Ankerplatte ist Gleichung (6.16) für den höchstbelasteten Dübel oder Bolzen einzuhalten. Außerdem darf das Verhältnis zwischen der zulässigen Querlast und der zulässigen Zuglast nach Gleichung (6.12) (Betonversagen) einen bestimmten Wert nicht überschreiten. Diese Beschränkung erscheint notwendig, da infolge der Querverschiebung der Befestigungselemente diese auch auf Zug beansprucht werden und es bei geringer Zugtragfähigkeit zu einem Betonbruch vor Erreichen des Abscherwiderstandes kommen kann. Der Grenzwert wurde bisher nicht gezielt untersucht. Er beträgt nach Versuchen ca. 4,0. Es sollte geprüft werden, ob er angehoben werden kann.

Bei Befestigungen am Rand beträgt die 5%-Fraktile der Betonbruchlast einer zur Kante hin belasteten Einzelbefestigung im ungerissenen Beton

$$F^E_{u,5\%} \sim 0{,}9 \cdot \sqrt{d_B} \cdot a_{r1}^{1{,}5} \cdot \sqrt{\beta_w} \tag{6.17}$$

Gleichung (6.17) gilt für eine Verankerungstiefe $h_v = 4\, d_B$ und eine Bauteildicke $d \gtrsim 1{,}4\, a_{r1}$.

Das Verhalten von quer beanspruchten Befestigungen im gerissenen Beton wurde bisher nur in Tastversuchen studiert [42.1]. Danach beträgt die Betonbruchlast bei Bauteilen ohne spezielle Randbewehrung wie bei zentrischer Zugbeanspruchung ca. 60% des Wertes für ungerissenen Beton.

Bei Berücksichtigung der Sicherheitsanforderungen nach Abschn. 6.1 ergibt sich die zulässige Last zul F^E_0 einer Einzelbefestigung nach [51]

$$\text{zul } F^E_0 \text{ (Zugzone)} = 0{,}16 \cdot \sqrt{d_B} \cdot a_{r1}^{1{,}5} \cdot \sqrt{\beta_{wN}} \quad [\text{N}] \tag{6.18a}$$

$$\text{zul } F^E_0 \text{ (Druckzone)} = 0{,}27 \cdot \sqrt{d_B} \cdot a_{r1}^{1{,}5} \cdot \sqrt{\beta_{wN}} \quad [\text{N}] \tag{6.18b}$$

mit

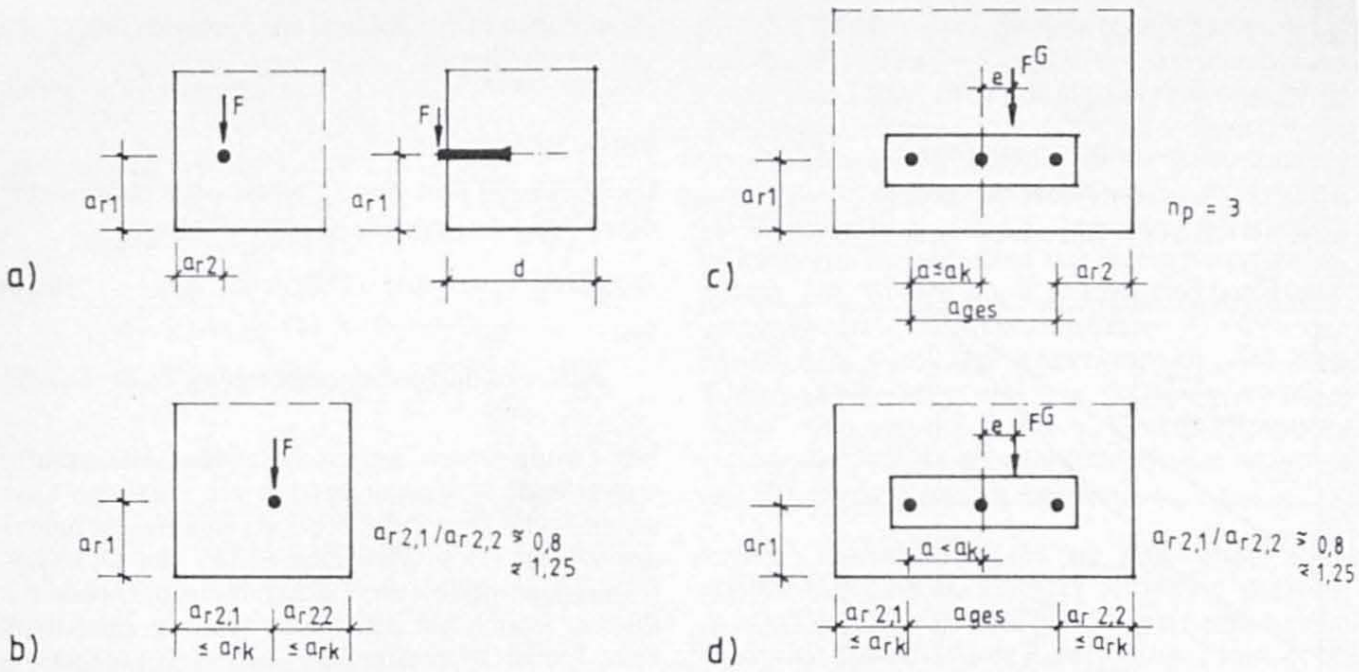


Bild 6.19. Beispiele für Befestigungen am Bauteilrand unter Querlasten

d_B = Bohrlochdurchmesser bei Dübeln bzw. Schaftdurchmesser bei Kopfbolzen ≤ 25 mm

a_{r1} = Randabstand in Lastrichtung

β_{wN} = Nenndruckfestigkeit

Können Toleranzen, die zu einer Verringerung des vorgesehenen Randabstandes führen, mit Sicherheit ausgeschlossen werden, erscheint ein Sicherheitsbeiwert $\gamma \sim 2{,}5$ ausreichend. In diesem Fall können die Werte nach Gleichung (6.18) um 20% erhöht werden.

Bei Befestigungen in der Bauteilecke, in schmalen oder in dünnen Bauteilen sowie bei engem Achsabstand können sich keine vollständigen Ausbruchkörper ausbilden. Diese Einflüsse auf die Bruch- und zulässige Last können mit dem $\varkappa$-Verfahren erfaßt werden (siehe Abschn. 3.1). Die zugehörigen Gleichungen werden nachfolgend zusammengestellt.

Einzelbefestigung in der Bauteilecke (Bild 6.19a)

$$\text{zul}\, F_B^E = \varkappa_{ar} \cdot \varkappa_d \cdot \text{zul}\, F_0^E \tag{6.19a}$$

Einzelbefestigung im schmalen Bauteil (Bild 6.19b)

$$\text{zul}\, F_B^E = \varkappa'_{ar} \cdot \varkappa_d \cdot \text{zul}\, F_0^E \tag{6.19b}$$

Reihenbefestigung am Bauteilrand oder in der Bauteilecke (Bild 6.19c)

$$\text{zul}\, F_B^G = \varkappa_{ar} \cdot \varkappa_d \cdot \varkappa_a \cdot \varkappa_{ex} \cdot \text{zul}\, F_0^E \tag{6.19c}$$

Reihenbefestigung im schmalen Bauteil (6.19d)

$$\text{zul}\, F_B^G = \varkappa'_{ar} \cdot \varkappa_d \cdot \varkappa_a \cdot \varkappa_{ex} \cdot \text{zul}\, F_0^E \tag{6.19d}$$

Es bedeuten (vgl. Bild 6.19)

$$\varkappa_{ar} = 0{,}3 + 0{,}7\; a_{r2}/a_{rk} \leq 1 \tag{6.20}$$

$$\varkappa'_{ar} = 0{,}5\,(a_{r2,1} + a_{r2,2})/a_{rk} \leq 1; \quad 0{,}8 \leq a_{r2,1}/a_{r2,2} \leq 1{,}25 \tag{6.21}$$

$$\varkappa_d = d/1{,}4\; a_{rk} \leq 1 \tag{6.22}$$

$$\varkappa_a = 1 + a_{ges}/a_k \leq n_p \tag{6.23}$$

$$\varkappa_{ex} = \frac{1}{1 + 2\; e/a_k} \leq 1 \tag{6.24}$$

a_{r1} = Randabstand in Lastrichtung

a_{r2} = Randabstand senkrecht zur Lastrichtung

a_{ges} = Achsabstand der äußeren Bolzen oder Dübel

d = Bauteildicke

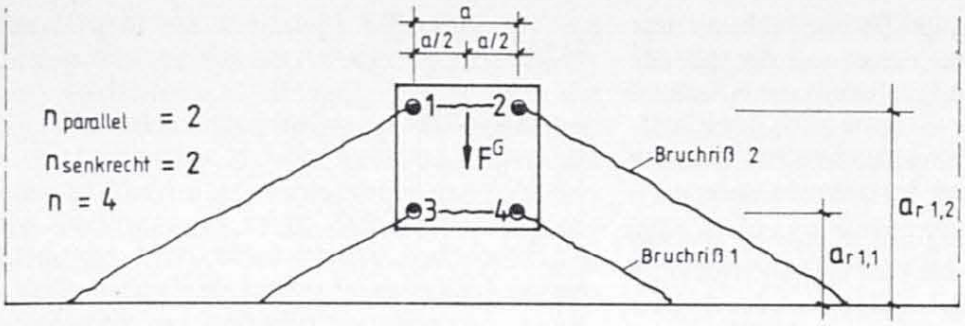
e = Exzentrizität der Querlast

n_p = Zahl der Dübel oder Bolzen der Reihenbefestigung

$a_k = 2\; a_{rk} = 3{,}5\; a_{r1}$

zul F_0^E nach Gleichung (6.18)

Bei der Bemessung von Befestigungen senkrecht zum Rand und Belastung zur Kante hin muß der Versagensmechanismus berücksichtigt werden (vgl. Abschn. 3.1.2). Der von den randnahen Dübeln oder Bolzen 3,4 ausgehende Riß 1 (Bild 6.20) wird meist sehr breit und kann die Tragfähigkeit des als Ankergrund dienenden Bauteils beeinträchtigen. Daher sollte die Bildung dieses Risses oberhalb der Gebrauchslast der Befestigung erfolgen, wobei ein Sicherheitsbeiwert $\gamma_1 = 1{,}75$ auf jeden Fall ausreichend ist. Die Höchstlast wird



Befestigung ohne Lochspiel

$\text{zul } F_1 = n_s \text{ zul } F_B(a_{r1,1})\ \gamma_2/\gamma_1 \leq n \text{ zul } F_s^E$

$\text{zul } F_2 = \text{zul } F_B(a_{r1,2}) \leq n_p \text{ zul } F_s^E$

Befestigung mit Lochspiel

$\text{zul } F_1 = \text{zul } F_B(a_{r1,1})\ \gamma_2/\gamma_1 \leq n_p \text{ zul } F_s^E$

$\text{zul } F_2 = \text{zul } F_B(a_{r1,2}) \leq n_p \text{ zul } F_s^E$

zul F = kleinere Wert von zul F_1 und zul F_2

zul F_B nach Gleichung (6.19)

zul F_s^E nach Gleichung (6.16)

$\gamma_1 \sim 1{,}75$

$\gamma_2 = 3{,}0$

Bild 6.20. Gruppe mit 4 Dübeln am Bauteilrand unter Querlast

durch die randfernen Befestigungselemente bestimmt, die zugehörige zulässige Last ergibt sich nach Gleichung (6.19). Der sich bei diesen Nachweisen ergebende kleinere Wert bestimmt die zulässige Last der Befestigung.

Bei Dübelbefestigungen ist zusätzlich das Lochspiel zu beachten. Im ungünstigsten Fall liegen zunächst die randnahen Dübel 3,4 an der Ankerplatte an. Bei der Bildung des Risses 1 ist das Lochspiel meist noch nicht überwunden. Daher werden die randfernen Dübel erst zum Tragen herangezogen, wenn die randnahen Dübel keine wesentliche Kraft mehr aufnehmen (vgl. Bild 3.37).

Die sich aufgrund dieses Tragverhaltens ergebenden Bemessungsgleichungen sind in Bild 6.20 mit eingetragen. Sie gelten für eine zentrisch angreifende Querlast.

Bei Befestigungen mit zahlreichen Dübeln kann sich das Lochspiel zwischen Dübel und Ankerplatte noch ungünstiger auswirken. Daher gelten die Gleichungen in Bild 6.20 nur für $n_p \leq 2$ und $n_s \leq 3$. Bei Dübelbefestigungen ist es zudem sinnvoll, durch Anordnung von Langlöchern an der Ankerplatte eine Lastaufnahme der randnahen Dübel zu verhindern.

Wirkt die Querlast nicht in Richtung der Bauteilkante, sondern entgegengesetzt oder parallel zum Rand, darf als zulässige Last etwa das 2fache der Werte nach Gleichung (6.19) angenommen werden.

Bei Befestigungen am Bauteilrand ist eine randparallele Bewehrung einzulegen, die für die angreifende Querlast zu bemessen ist. Sinnvoll ist zudem bei Einlegeteilen die Anordnung einer speziellen Rückhängebewehrung.

6.4.1.3 Schrägzugbeanspruchung

Im allgemeinen Fall der Schrägzugbeanspruchung müssen die Zug- bzw. Querlastanteile der Last kleiner sein als die jeweiligen zulässigen Lasten. Zusätzlich ist eine Interaktionsgleichung einzuhalten. Damit erhält man (siehe auch Bild 6.11)

$$F_Z/\text{zul } F_Z \leq 1 \tag{6.25a}$$

$$F_Q/\text{zul } F_Q \leq 1 \tag{6.25b}$$

$$F_Z/\text{zul } F_Z + F_Q/\text{zul } F_Q \leq 1{,}2 \tag{6.25c}$$

Es bedeuten

F_Z = Zuganteil der Last

F_Q = Querzuganteil der Last

$\text{zul } F_Z = \text{zul } F_{Z,B} \leq \text{zul } F_{Z,S}$

$\text{zul } F_Q = \text{zul } F_{Q,B} \leq \text{zul } F_{Q,S}$

zul $F_{Z,B}$ nach Gleichung (6.12)

zul $F_{Z,S}$ nach Gleichung (6.8)

zul $F_{Q,B}$ nach Gleichung (6.19) bzw. Bild 6.20

zul $F_{Q,S}$ nach Gleichung (6.16)

Die Interaktionsgleichungen gelten für Einzelbefestigungen und Gruppen. Ihre Anwendung ist bei Einzelbefestigungen problemlos. Bei Gruppen ist es sinnvoll, die Belastung der Gruppe mit den für die Gruppe zulässigen Werten zu vergleichen. Die im Hinblick auf Stahlversagen zulässigen Werte ergeben sich bei einer zentrischen an der Ankerplatte angreifenden Zug- oder Querzuglast aus der zulässigen Last eines Befestigungselementes nach den Gleichungen (6.8) bzw. (6.16), multipliziert mit der Zahl der Bolzen oder Dübel der Gruppe. Bei exzentrisch angreifenden Zug- oder Querlasten bestimmt das am höchsten beanspruchte Befesti-

gungselement die zulässige Beanspruchung der Gruppe. Dabei sollte die Verteilung der an der Ankerplatte angreifenden Kräfte auf die einzelnen Befestigungselemente der Gruppe nach der Elastizitätstheorie unter Annahme gleicher Steifigkeiten für alle Dübel oder Bolzen berechnet werden.

Wird bei einer Befestigung mit mehreren Dübeln oder Bolzen nur ein Teil der Befestigungselemente auf Zug beansprucht (z. B. bei einem an der Ankerplatte angreifenden Biegemoment), ist die Interaktionsgleichung (6.25c) nur für die zugbeanspruchten Anker auszuwerten. Bei der Berechnung des von den zugbeanspruchten Befestigungselementen aufgenommenen Anteils der an der Ankerplatte angreifenden Querlast darf näherungsweise ebenfalls von einer gleichen Quersteifigkeit aller Dübel oder Bolzen ausgegangen werden.

Die Interaktionsgleichungen (6.25) beruhen auf relativ wenigen Versuchen mit Einzelbolzen oder Einzeldübeln, bei denen unterschiedliche Versagensarten registriert wurden. Sie werden hier auf Gruppen übertragen, was nach einigen Tastversuchen mit quadratischen Vierfachbefestigungen möglich erscheint. Bei diesen Versuchen betrug die Querzugtragfähigkeit höchstens das ca. 2fache der theoretischen Betonausbruchlast. Bei Gruppen kann jedoch das Verhältnis zwischen theoretischer Querzug- und Zugtragfähigkeit je nach Zahl der Befestigungselemente, Verankerungstiefe und Achsabstand wesentlich höher als 2 sein. Dies kann sich ungünstig auf das Tragverhalten der Gruppe auswirken. Daher scheint es notwendig, die Richtigkeit der Interaktionsgleichung für beliebig ausgebildete und belastete Gruppen zu überprüfen.

6.4.1.4 Biegung

Biegung der Befestigungselemente kommt bei einbetonierten Ankerplatten mit angeschweißten Kopfbolzen nicht vor. Bei Dübelbefestigungen darf eine Biegebeanspruchung der Dübel nur unberücksichtigt bleiben, wenn die in Abschn. 6.3.3.1 angegebenen Bedingungen eingehalten werden. Andernfalls darf das auftretende Biegemoment den zulässigen Wert zul M nicht überschreiten. Dieser beträgt:

$$\text{zul}\, M = W \cdot \text{zul}\, \sigma \tag{6.26}$$

mit:

W = Widerstandsmoment, bei Gewindeteilen bezogen auf den Spannungsquerschnitt

zul σ = zulässige Biegespannung nach Tabelle 6.1

Bei der Berechnung des Biegemomentes ist die rechnerische Einspannstelle um das Maß $a_E = d_S$ (d_S = Schraubendurchmesser) hinter der Betonoberfläche anzunehmen (vgl. Bild 6.21a).

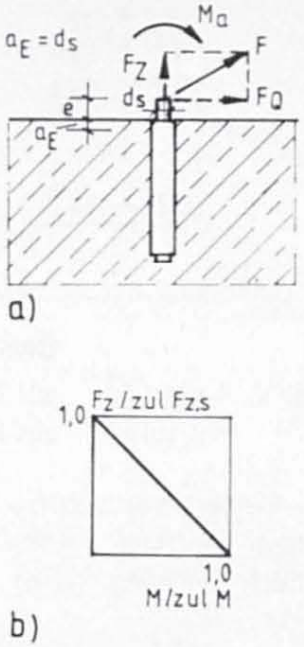


Bild 6.21. Biegebeanspruchung eines Dübels

Im allgemeinen Fall wird der Dübel durch eine im Abstand e von der Betonoberkante angreifende Schrägzugkraft und ein Biegemoment beansprucht (Bild 6.21a). Es sind folgende Nachweise zu führen.

$$F_Q \leq \text{zul}\, F_Q \tag{6.27a}$$

$$M = F_Q(e + a_E) + M_a \leq \text{zul}\, M \tag{6.27b}$$

$$F_Z = \text{zul}\, F_{Z,S}(1 - M/\text{zul}\, M) \leq \text{zul}\, F_{Z,B} \tag{6.27c}$$

$$F_Z/\text{zul}\, F_Z + F_Q/\text{zul}\, F_Q \leq 1{,}2 \tag{6.27d}$$

Es bedeuten

zul F_Q = zulässige Querlast nach Abschn. 6.4.1.2. Bei Befestigungen am Bauteilrand ist der Wert nach Gleichung (6.19) bzw. Bild 6.20 mit dem Abminderungswert $\varkappa_m$ zu multiplizieren.

$$\varkappa_m = (110 - e)/90 \leq 1 \tag{6.28}$$

e = Hebelarm [mm]

a_E = d_S

zul M nach Gleichung (6.26)

zul $F_{Z,S}$ nach Gleichung (6.8)

zul $F_{Z,B}$ nach Gleichung (6.12)

Bei Biegebeanspruchung wird im allgemeinen die Stahlfestigkeit ausgenutzt. In diesem Fall ist die Querzugkraft meist wesentlich geringer als der zulässige Wert, und die zulässige Zugkraft nimmt proportional zum auftretenden Moment ab (Gleichung 6.27c und Bild 6.21b), weshalb die Interaktionsgleichung (6.27d) i. a. nicht maßgebend wird.

6.4.2 Verbunddübel

Wie bereits ausgeführt, dürfen Verbunddübel nur in der nachgewiesenen Betondruckzone eingesetzt

werden. Daher ist in jedem Einzelfall für die Haupttragrichtung des als Ankergrund dienenden Bauteils nachzuweisen, daß die Dübel über die gesamte Verankerungstiefe im gedrückten Beton liegen (vgl. Abschn. 6.3.4). Außerdem sind die weiteren, in Abschn. 6.3.4 angegebenen einschränkenden Bedingungen (z. B. Mindestbauteildicke nach Bild 6.5, kreuzweise Oberflächenbewehrung bzw. Tiefersetzen der Dübel, maximale Last pro Befestigungspunkt ≤ 60 kN) einzuhalten.

Es gilt Abschn. 6.4.1 mit den folgenden Änderungen:

a) *Zentrische Zugbeanspruchung*

Die zulässigen Lasten von Einzeldübeln mit großem Rand- und Achsabstand und normaler Setztiefe im Hinblick auf die Versagensarten „Herausziehen" und „Betonausbruch" stimmen praktisch überein und entsprechen bei einfacher Verankerungstiefe den Werten in der Zulassung [37]. Weiterhin sind die kritischen Rand- und Achsabstände kleiner als bei Spreizdübeln und Kopfbolzen. Daher sind in Gleichung (6.12) für zul F_0^E die Werte nach Tabelle 6.9, Zeile 3 und für die kritischen Achs- und Randabstände $a_k = 2\,a_{rk} = 2\,h_v$ (h_v = Verankerungstiefe nach Tabelle 6.9, Zeile 2) einzusetzen.

b) *Querlast*

Die zulässige Last zul F_0^E eines Einzeldübels am Bauteilrand ergibt sich bei Beachtung der Sicherheitsanforderungen nach Abschn. 6.1 zu

$$\text{zul}\,F_0 = 4 \cdot \sqrt{d_B} \cdot \sqrt{\beta_{WN}} \cdot a_r \quad [\text{N}] \qquad (6.29)$$

Dieser Wert ist in Gleichung (6.19) für zul F_0^E einzusetzen.

6.4.3 Ankerschienen

Ankerschienen können im Prinzip wie Befestigungen mit Kopfbolzen berechnet werden. Allerdings sind die zulässigen Lasten im Hinblick auf das Aufbiegen der Schienenschenkel und Biegung der Schiene zusätzlich zu berücksichtigen. Ein entsprechend verbessertes Bemessungsverfahren wird zur Zeit erarbeitet.

6.4.4 Kunststoffdübel

Bei Kunstoffdübeln erscheint eine Verbesserung des in den bauaufsichtlichen Zulassungen angegebenen Bemessungsverfahrens derzeit aus der Sicht der Praxis nicht erforderlich.

6.4.5 Setzbolzen

Bei konventionell (ohne Vorbohrung) gesetzten Setzbolzen ist mit bis zu ca. 15% Setzausfällen zu rechnen und die Streuung der Versuchsergebnisse ist sehr groß. Daher sind nur Mehrfachbefestigungen ausführbar, bei denen bei Ausfall einer Befestigung eine Lastumlagerung auf benachbarte Befestigungspunkte möglich ist. Bei derartigen Konstruktionen kann nicht die Sicherheit der einzelnen Befestigung, sondern nur diejenige der Gesamtkonstruktion beurteilt werden. Ein Vorschlag für ein entsprechendes Bemessungsverfahren ist in [136] enthalten.

7 Zusammenfassung

Aus einer handwerklichen Teilleistung ist innerhalb von zwei Jahrzehnten eine eigenständige und anspruchsvolle Technik für vorgeplantes und nachträgliches Befestigen entstanden.

Zu dem ursprünglichen Anwendungsbereich Haustechnik mit vergleichsweise geringen Ansprüchen an die Montage und Belastbarkeit von Befestigungsmitteln sind zahlreiche neue Anwendungsgebiete hinzugekommen. Beispielsweise werden Fertigteile aus Beton, Stützen von Hochregallagern, Konsolen, Treppenläufe, Versorgungsleitungen von Industriebetrieben, Antennenmasten, Brückengeländer, schwere Fassadenplatten, Leitplanken an Schnellstraßen in Beton und Mauerwerk mit Dübeln und Einlegeteilen „verankert". Die Anforderungen an Befestigungen sind naturgemäß bei den komplexen Aufgaben vielschichtiger und höher.

Der Wettbewerb zwischen etablierten Produzenten, die vielfältigen Anforderungen der Praxis und die technischen Möglichkeiten der Fertigung führten zu einer Vielzahl von Befestigungselementen, wie Dübel, Ankerschienen und Ankerplatten mit angeschweißten Kopfbolzen. Die Bauaufsicht versucht seit ca. $1^1/_2$ Jahrzehnten den in ihre Zuständigkeit fallenden Anwendungsbereich zu regeln. Die dazu notwendigen „Zulassungen" stellen derzeit die einzigen verbindlichen Regeln für die Montage und die zulässige Beanspruchung von Befestigungselementen wie Dübel, Anker usw. dar.

Trotz großer Bemühungen, Elemente mit gleichem Wirkungsprinzip und etwa gleichem Anwendungsbereich gleich zu behandeln, wurde ein befriedigendes Ergebnis zunächst nicht erreicht. Zum einen war es die stürmische Entwicklung, welche in kurzen Zeitabständen immer neue Probleme brachte und zur Modifizierung bzw. Ergänzung früherer Regelungen zwang. Zum anderen fehlte das Wissen, um die Eignung weniger erprobter Systeme in einem kaum abgrenzbaren Anwendungsbereich zuverlässig zu beurteilen. Es mußte also schrittweise vorgegangen werden. Neue Ansprüche konnten nur in dem Maße befriedigt werden, wie gesicherte Erfahrungen oder Forschungs- bzw. Prüfergebnisse vorlagen.

Erst in der neuen Zulassungsgeneration (ab 1984) für rißtaugliche Dübel wurde das vorgenannte Prinzip fast verwirklicht.

In der Zukunft sollten Richtlinien für die Anwendung von Elementen der Befestigungstechnik erarbeitet werden, die die Anforderungen und Randbedingungen für definierte Anwendungsbereiche regeln. Diese müssen auf die Gegebenheiten der Baustelle abgestimmt und einfach sein.

Es ist zu hoffen, daß die zukünftige Entwicklung „schwache" Systeme eliminiert, die nur dann sicher funktionieren, wenn alle „Bedingungen" in nahezu idealer Weise eingehalten werden: wenn also beispielsweise auf Baustellen mit einer kaum zu realisierbaren Genauigkeit montiert wird, der Ankergrund ideal ausgebildet ist und die Art sowie Höhe der Beanspruchung exakt mit den Annahmen übereinstimmt. Diese Systeme müssen derzeit durch das „Sicherheitsniveau" abgedeckt werden.

Die Praxis braucht robuste „narrensichere" und auch vom Handwerker in ihrem Wirkungsmechanismus verstehbare Befestigungssysteme. Sie sollen weitgehend ohne Einschränkung einsetzbar und nicht nur für einen engen Anwendungsbereich optimiert sein. Dann wird sich auch die erforderliche Erfahrung in der Anwendung der Produkte verschiedener Hersteller ausbilden. Denn nur über Erfahrung können die Risiken aus Montage und Beanspruchung vermindert und letztendlich die Zuverlässigkeit von Befestigungen erhöht werden.

Wie notwendig die Erfüllung solcher Wünsche ist, wird man verstehen, wenn man selbst einmal versucht hat, mit den hoch entwickelten verschiedenen Systemen mehrerer Hersteller in der Praxis zurechtzukommen.

Weil wir den idealen Zustand noch nicht erreicht haben und ihn kurzfristig auch wohl nicht erreichen werden, können Fehler bei der Planung, Ausführung und Nutzung von Befestigungen nur vermieden werden, wenn man sich mit den Zulassungen soweit auseinandersetzt, daß man sie begreift. Kritikloses Nachvollziehen vorgegebener Regeln ist im Bereich der anspruchsvollen Befestigungstechnik riskant. Deshalb wurde im vorstehenden versucht, den Stand des Wissens auf dem Gebiete der Befestigungstechnik umfassend darzustellen, das Grundprinzip der Regelwerke (Zulassungen) zu erläutern und schließlich auf jene Problemkreise hinzuweisen, die noch nicht ausreichend geklärt sind.

Literatur

[1] ACI Standard 349–80: Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures, Appendix B – Steel Embedments, 1980.

[2] ASTM Standard E488–84: Standard Test Methods for Strength of Anchors in Concrete and Masonry Elements, 1984.

[3] Ballarini, R., Shah, S. P., and Keer, L. M.: Failure characteristics of short anchor bolts embedded in a brittle material. Proceedings Royal Society London A 404, 1986, S. 35–54.

[4] Basler, E., und Witta, E.: Grundlagen für kraftschlüssige Verbindungen in der Vorfabrikation. Beton-Verlag GmbH, 1967.

[5] Bauer, C. O.: Korrosionsschutz für Verbindungselemente. Industrie-Anzeiger, 1970, Nr. 59 und Nr. 60.

[6] Bauer, C. O.: Befestigungstechnik – Wettbewerb von Systemen. Bauingenieur 55, 1980, Heft 11, S. 437–444.

[7] Beratung Feuerverzinken: Zink statt Rost. Eigenverlag der Beratung Feuerverzinken, Hagen.

[8] Bereiter, R.: Befestigungen mit Setzbolzen. Vortrag, gehalten im Haus der Technik, Essen, Januar 1986, nicht veröffentlicht.

[9] Bertram, D.: Stahl im Bauwesen. Beton-Kalender 1987, Teil 1, S. 141–310, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

[10] Bode, H., und Hanenkamp, W.: Zur Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Zugbeanspruchung. Bauingenieur, 1985, S. 361–367.

[11] Braestrup, M. W., Nielsen, M. P., Jensen, B. C., und Bach, F.: Axisymmetric punching of plain and reinforced concrete. Copenhagen. Technical University of Denmark. Structural Research Laboratory. Report R. 75.

[12] Burdette, E. G., Perry, T. C., and Runk, R. R.: Load Relaxation Tests of Anchor in Concrete. Vortrag auf dem ACI Annual Convention in Atlanta, Georgia, Januar 1982 (erscheint als ACI Special Publication).

[13] Burdette, E. G., Sen, S., and Ismen, E.: Effect of Abandoned Holes on Capacity of Wedge Bolts. Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 108, April 1982, S. 743–753.

[14] Cannon, R. W.: Expansion Anchor Performance in Cracked Concrete. ACI-Journal, November/Dezember 1981, S. 471–479.

[15] Cannon, R. W., Godfrey, D. A., and Moreadith, F. L.: Guide to the Design of Anchor Bolts and Other Steel Embedments. Concrete International, Juli 1981, Vol. 3, No. 7, S. 28–41. Diskussion: Concrete International, Juli 1982, S. 102–107.

[16] Cedolin, L., and Bazant, Z. P.: Effect of Finite Element Choice in Blunt Crack Band Analysis. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 24 (1980), S. 305–316.

[17] CEB/FIP-Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton, 1978.

[18] Cziesielski, E., und Friedmann, M.: Tragfähigkeit geschweißter Verbindungen im Betonfertigteilbau. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 346, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1983.

[19] Dardare, J.: Etude du comportement des prédalles non armées transversalement vis à vis des efforts de cisaillement-glissement. Beton Industrial, No. 40, Heft 1, 1973.

[20] Daschner, F.: Notwendige Schubbewehrung zwischen Betonfertigteilen und Ortbeton. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1986, H. 372, S. 33 – 90.

[20.1] DAST-Richtlinie 014: Empfehlungen zum Vermeiden von Terrassenbrüchen in geschweißten Konstruktionen aus Baustahl.

[21] Dieterle, H., und Reuter, M.: Versuche zum Tragverhalten von Stahlbetonbalken bei Einleitung von Lasten in die Zugzone im Bereich von Übergreifungsstößen der Biegezugbewehrung. Bericht Nr. 1/18 – 86/7, Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg/Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, Sept. 1985.

[22] DIN 267 Teil 11: Mechanische Verbindungselemente; Technische Lieferbedingungen mit Ergänzungen zu ISO 3506, Teile aus rost- und säurebeständigen Stählen, Ausgabe Januar 1980.

[23] DIN ISO 898 Teil 1: Mechanische Eigenschaften von Verbindungselementen; Schrauben, Ausgabe April 1979.

[24] DIN 1045: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung, Ausgabe 1978.

[24.1] DIN 4108, Teil 3: Klimabedingter Feuchteschutz, Anforderungen und Hinweise für Planung und Ausführung. Ausgabe 1982.

[25] DIN 8563 Teil 10: Sicherung der Güte von Schweißarbeiten, Bolzenschweißverbindungen an Baustählen, Bolzenschweißen mit Hub- und Ringzündung.

[26] DIN 17 100: Allgemeine Baustähle; Gütenorm, Ausgabe Januar 1980.

[26.1] DIN 18 168 Teil 1: Leichte Deckenbekleidungen und Unterdecken, Anforderungen für die Ausführung, Ausgabe Oktober 1981.

[26.2] DIN 18 800 Teil 1: Stahlbauten; Bemessung und Konstruktion, Ausgabe März 1981.

[27] DIN 32 500 Teil 3: Bolzen für Bolzenschweißen mit Hubzündung, Betonanker und Kopfbolzen, Ausgabe Januar 1979.

[28] DVS-Merkblatt 0902: Lichtbogenbolzenschweißen mit Hubzündung.

[29] Eggert, H., Kulessa, G., und Strassburg, F. W.: Erläuterungen zur allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung nichtrostender Stähle. Mitteilungen des Institutes für Bautechnik, Berlin, 1975, Nr. 1, S. 1 – 9.

[30] Ehrenstein, G. W.: Bauwerksdübel aus Thermoplasten, auch zugelassen als tragende Bauelemente. Verbindungstechnik, 1976, Heft 4, S. 25 – 28.

[31] Ehrenstein, G. W.: Aus Reihenuntersuchungen mit Bauwerksdübeln aus Polyamid. Verbindungstechnik, 1976, Heft 12, S. 13 – 14.

[32] Eibl, J., und Schürmann, U.: HV-Schraubenanschlüsse für Stahlbetonkonsolen. Bauingenieur 57, 1982, S. 61 – 68.

[33] Elfgren, L., Broms, C. E., Johansson, H. E., und Rehnström, A.: Anchor Bolts in Reinforced Concrete Foundations. Universität Luleå, Research Report, LULEA 1980: 36.

[33.1] Elfgren, L., und Ohlsson, U.: Modelling of Hook Anchors, in: Fracture Mechanics of Concrete. Bericht TVBM-3025, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, Lund, 1986.

[34] Eligehausen, R., und Pusill-Wachtsmuth, P.: Stand der Befestigungstechnik im Stahlbetonbau. IVBH Bericht S – 19/82, IVBH-Periodica 1/1982, Februar 1982.

[35] Eligehausen, R., und Clausnitzer, W.: Analytisches Modell zur Beschreibung des Tragverhaltens von Befestigungselementen. Bericht Nr. 4/1 – 83/3, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1983, nicht veröffentlicht.

[36] Eligehausen, R.: Wechselbeziehungen zwischen Befestigungstechnik und Stahlbetonbauweise. Fortschritte im Konstruktiven Ingenieurbau, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1984.

[37] Eligehausen, R., Mallée, R., und Rehm, G.: Befestigungen mit Verbundankern. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 1984, Heft 10, S. 686 – 692, Heft 11, S.781 – 785, Heft 12, S. 825 – 829.

[38] Eligehausen, R., und Sawade, G.: Verhalten von Beton auf Zug. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 1985, Heft 5, S. 315 – 322, Heft 6, S. 389 – 391.

[39] Eligehausen, R.: Bemessung von Befestigungen – Zukünftiges Konzept. Erscheint demnächst in Betonwerk + Fertigteil-Technik.

[40] Eligehausen, R.: Vorschlag für ein Prüfprogramm für Eignungs- und Zulassungsversuche für Dübel, die in der Zugzone eingesetzt werden sollen. Bericht Nr. 1/16 – 86/2, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Februar 1986, nicht veröffentlicht.

[41] Eligehausen, R., Lotze, D., und Sawade, G.: Untersuchungen zur Frage der Wahrscheinlichkeit, mit der Dübel in Rissen liegen. Bericht Nr. 1/20 – 86/17, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Oktober 1986, nicht veröffentlicht.

[42] Eligehausen, R., Fuchs, W., und Mayer, B.: Tragverhalten von Dübelbefestigungen bei Zugbeanspruchung. Erscheint demnächst in Betonwerk + Fertigteil-Technik.

[42a] Eligehausen, R., und Fuchs, W.: Tragverhalten von Dübelbefestigungen unter Querzug-, Schrägzug- und Biegebeanspruchung. Erscheint demnächst in Beton + Fertigteil-Technik.

[43] Eligehausen, R., Mallée, R., und Ick, U.: Bemessung von Kopfbolzenverankerungen. Aufsatz in Vorbereitung.

[44] Endo, T., und Shimizu, Y.: Behavior of expan-

sion anchor bolts. Memoirs of Faculty of Technology, Tokyo, Metropolitan University, No. 35, 1985, S. 3607 – 3620.

[45] Eurocode Nr. 2: Gemeinsame einheitliche Regeln für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbauten, Fassung 1984.

[46] Fischer, A.: Befestigen mit Hinterschnittankern. Fortschritte im konstruktiven Ingenieurbau, S. 277 bis 283, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1984.

[47] Friberg, F.: Load and deflection characteristics of dowels in transverse joints of concrete pavements. Proceedings of the Highway Research Board, 20th Annual Meeting 1940, S. 481 – 493.

[48] Fuchs, W.: Tragverhalten von Befestigungsmitteln bei Querzugbeanspruchung. Werkstoffe und Konstruktion. Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart und Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (Eigenverlag), Oktober 1984, S. 37 – 46.

[49] Fuchs, W.: Tragverhalten von Dübeln unter nicht vorwiegend ruhender Belastung. Bericht Nr. 11/2 – 85/5, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Januar 1985, nicht veröffentlicht.

[50] Fuchs, W., und Eligehausen, R.: Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen ohne Randeinfluß unter Querzugbelastung. Bericht Nr. 10/8 – 86/12, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Oktober 1986, nicht veröffentlicht.

[51] Fuchs, W., und Eligehausen, R.: Tragverhalten und Bemessung von auf Querzug beanspruchten Dübelbefestigungen mit Randeinfluß im ungerissenen Beton. Bericht Nr. 10/9 – 86/13, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Oktober 1986, nicht veröffentlicht.

[52] Fuchs, W.: Tragverhalten von Dübelbefestigungen verankert in der Biegezugzone von stark bewehrten Betonbalken. Bericht Nr. 1/15 – 85/26, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Dezember 1985, nicht veröffentlicht.

[52.1] Gerber, W.: Theorie zum Eintreiben und Verankern von Bolzen in Beton. Bauingenieur 62, 1987, S. 213 – 218.

[53] Graslund, S., Gylltoft, K., und Elfgren, L.: A Fracture Mechanics Model for Adhesive Anchors. In: Bond and Anchorage of Reinforcement in Concrete. Chalmers University of Technology, Division of Concrete Structures, Publication 86 : 1, S. 25 – 43, Göteborg, 1986.

[54] Güth, H.: Verankerungen im Mauerwerk. Vortrag, gehalten im Haus der Technik, Essen, Dezember 1982, nicht veröffentlicht.

[55] Higashi, Y., Endo, T., Shimizu, Y., und Tomatsuri, H.: Shear strength of expansion anchor bolts under reversed cyclic loading. Transactions of the Japan Concrete Institute, 1983.

[56] Hunziker, P.: Prüfung und Zulassung für schocksichere Befestigungen. VDI-Berichte Nr. 496, 1983, S. 65 – 70, VDI-Verlag.

[57] Illgner, K.-H., und Beelich, K. H.: Einfluß überlagerter Biegung auf die Haltbarkeit von Schraubenverbindungen. Konstruktion, 1966, Heft 3, S. 117 bis 124.

[58] Illgner, K.-H.: Verhalten von Liebig Einspannankern Ultraplus bei nicht vorwiegend ruhenden zentrischen Beanspruchungen. Tagungsband, 3. Internationales Darmstädter Kolloquium Verankern mit Dübeln, November 1985.

[59] Institut für Bautechnik, Berlin: Grundlagen zur Beurteilung von Baustoffen, Bauteilen und Bauarten im Prüfzeichen- und Zulassungswesen, Fassung Mai 1986.

[60] Institut für Bautechnik, Berlin: Zulassungsbescheide, veröffentlicht in „Bauaufsichtliche Zulassungen (BAZ)", Herausgeber: Breitschaft, G., Reuter, F., und Wagner, O., Erich Schmidt Verlag, Berlin.

[61] Institut für Bautechnik, Berlin: Zulassungsbescheid Nr. II/4 – 1.30.1 – 44 vom 1. 2. 1979 für nichtrostende Stähle, veröffentlicht in [60].

[62] Institut für Bautechnik, Berlin: Ergänzung zum Zulassungsbescheid Nr. II/4 – 1.30.1 – 44. Mitteilungen des Institutes für Bautechnik, Berlin, 16. Jahrgang, 1985, Nr. 4, S. 120.

[63] Institut für Bautechnik, Berlin: Merkblatt über Kennwerte zur Gütesicherung von Hammerbohrern mit Schneidplatten aus Hartmetall (Hartmetall-Hammerbohrer), die zur Herstellung der Bohrlöcher von Dübelverbindungen verwendet werden, Juni 1977.

[64] Institut für Bautechnik, Berlin: Beschlüsse des Arbeitskreises „Biegebeanspruchung von Bolzen und Schrauben bei Dübeln und Ankerschienen" des Sachverständigenausschusses „Ankerschienen und Dübel", Juni 1982, nicht veröffentlicht.

[65] Institut für Bautechnik, Berlin: Prüfungen zur Beurteilung der Tragfähigkeit von zwangsweise spreizenden Dübeln aus Metall nach der Verankerung in Normalbeton ≥ Bn 250, Fassung 1975, nicht veröffentlicht.

[66] Institut für Bautechnik, Berlin: Zulassungsprüfungen für Dübel zur Befestigung von leichten Unterdecken an Stahlbetondecken, Fassung Oktober 1976, nicht veröffentlicht.

[67] Institut für Bautechnik, Berlin: Rahmenprogramm für Eignungs- und Zulassungsversuche für Dübel, die in der Betonzugzone eingesetzt werden sollen, Fassung März 1987, nicht veröffentlicht.

[68] Jagfeld, P.: Langzeituntersuchungen an epoxidharzverklebten Zementmörtelprismen. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 309, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1980.

[69] Jiminez, R., White, R. H., und Gergely, P.: Cyclic Shear and Dowel Action Models. Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 108, No. St 5, Mai 1982, S. 1106 – 1123.

[70] Kessler, E.: Schocksichere Dübelbefestigungen in Zivilschutzbauten. Schweizer Ingenieur und Architekt, 1979, Heft 45.

[71] Klingner, R. E., Mendonca, J. A., und Malik, J. B.: Effect of Reinforcing Details on the Shear Resistance of Anchor Bolts Under Reversed Cyclic Loading. ACI Journal, Januar – Februar 1982, S. 3 – 12.

[72] Klingner, R. E., und Mendonca, J. A.: Tensile Capacity of Short Anchor Bolts and Welded Studs: A Literature Review. ACI-Journal, Juli/August 1982, S. 270 – 279.

[73] Klingner, R. E., und Mendonca, J. A.: Shear Capacity of Short Anchor Bolts and Welded Studs: A Literature Review. ACI-Journal, September/October 1982, S. 339 – 349.

[74] Klöker, W.: Auf Reaktionsharzbasis spreizdruckfrei verankern. Verbindungstechnik, 1977, Heft 9, S. 37 – 42, Heft 11, S. 35 – 40.

[75] Kobarg, J.: Verbundfestigkeit von nachträglich reaktionsharzvermörtelten Betonstählen in Beton. Forschungsbericht, Institut für Beton- und Stahlbetonbau, Universität Karlsruhe, Juni 1982, nicht veröffentlicht.

[76] König, G., Scheidler, D., und Fehling, E.: Grundlagen zur Traglastermittlung unbewehrter Betonbauteile unter Zugbeanspruchung. Beton- und Stahlbetonbau, 1986, Heft 11, S. 292 – 296 und Heft 12, S. 325 – 329.

[77] Labes, M.: Definition der dynamischen Tragfähigkeit von Dübelbefestigungen bei Schockbelastung. VDI-Berichte Nr. 496, 1983, S. 61 – 64, VDI-Verlag.

[78] Lang, G.: Festigkeitseigenschaften von Verbundanker-Systemen. Bauingenieur, 1979, S. 41 bis 46.

[79] Laternser, K., und Manleitner, S.: Dübelverankerungen im Mauerwerk. Mauerwerk-Kalender 1987, S. 447 – 470, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1987.

[80] Lehrke, H.-P., Flade, D., und Steinwender, F.: Mehraxiale Simulation stoßartiger Belastungen an Rohrkomponenten und Vergleich mit Rechenergebnissen. VDI-Berichte Nr. 496, 1983, S. 71 – 78, VDI-Verlag.

[81] Lewandowski, R.: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten an Hand von Betongütewürfeln und -bohrproben, Beitrag zur Abschätzung der Festigkeitsverteilung in Bauwerken. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1969.

[82] Lieberum, K. H.: Dübelverankerungen in Bereichen maximaler Momente und erhöhter Hauptzugspannungen. 3. Internationales Darmstädter Kolloquium „Verankern mit Dübeln". November 1985.

[83] Liersch, K. W.: Belüftete Dach- und Wandkonstruktionen. Bauverlag, Wiesbaden, Berlin, 1981.

[84] Manleitner, S., und Stichel, W.: Zur Korrosion von Bauteilen aus nichtrostendem Stahl in Schwimmbadhallenatmosphäre. Mitteilungen des Institutes für Bautechnik, Berlin, 1986, Nr. 5, S. 145 – 148.

[85] Mayer, B., und Eligehausen, R.: Ankergruppen mit Dübeln in der Betonzugzone. Werkstoffe und Konstruktion. Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart und Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (Eigenverlag), Oktober 1984, S. 167 – 180.

[86] Mc Mackin, P. J., Slutter, R. G., und Fischer, J. W.: Headed Steel Anchors Under Combined Loading. AISC Engineering Journal, 2nd Quarter, 1973, S. 43 – 52.

[87] Meinheit, D. F., und Heidbrink, F. D.: Behavior of Drilled-In Expansion Anchors. Concrete International, April 1985, S. 62 – 66.

[88] Menzel, K.: Korrosion von Befestigungselementen hinter vorgehängten Fassaden. Bericht Nr. 5/7 – 85/17. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, November 1985, nicht veröffentlicht.

[89] Moe, J.: Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings under concentrated Loads. Bulletin D 47, Portland Cement Association, Research and Development Laboratories, Shokie, Illinois, 1961.

[90] Ollgaard, J. G., Slutter, R. G., und Fischer, J. W.: Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal-Weight Concrete. AISC Engineering Journal, Vol. 8, Nr. 2, April 1971, S. 55 – 64.

[91] Paschen, H., und Schönhoff, T.: Untersuchungen über in Beton eingelassene Scherbolzen aus Betonstahl. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 346, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1983.

[92] Patzak, M.: Zur Frage der Sicherheit von Setzbolzenbefestigungen in Betonbauteilen. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 1979, Heft 5, S. 308 – 314.

[93] Peier, W. H.: Model for Pull-Out Strength of Anchors in Concrete. Journal of Structural Engineering, Vol. 109, 1983, Nr. 5, S. 1155 – 1173.

[94] Plank, A.: Bautechnische Einflüsse auf die Tragfähigkeit von Kunststoffdübeln in Mauerwerk. Baumaschine-Bautechnik, 1977, Heft 6, S. 406 – 416.

[95] Pusill-Wachtsmuth, P.: Tragverhalten von Metallspreizdübeln unter zentrischer Zugbeanspruchung bei den Versagensarten Betonausbruch und Spalten des Betons. Dissertation, Universität Stuttgart, 1982.

[96] Rehm, G., und Eligehausen, R.: Einfluß einer nicht ruhenden Belastung auf das Verbundverhalten von Rippenstählen. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 1977, Heft 6, S. 295 – 299.

[97] Rehm, G., und Franke, L.: Verankerungen von Betonrippenstählen in Kunstharzmörtel und Kunstharzbeton. Bauingenieur 53, 1978.

[98] Rehm, G., und Pusill-Wachtsmuth, P.: Sicherheitsbetrachtungen bei Dübelverbindungen. Forschungsbericht, Lehrstuhl für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Januar 1978, nicht veröffentlicht.

[99] Rehm, G.: Langzeitverhalten von HILTI-Verbundankern HVA. Gutachtliche Stellungnahme vom 23. 6. 1978, nicht veröffentlicht.

[100] Rehm, G., und Pusill-Wachtsmuth, P.: Einfluß

der Bewehrung auf das Tragverhalten von Dübelverbindungen. Forschungsbericht, Lehrstuhl für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, November 1979, nicht veröffentlicht.

[101] Rehm, G., Franke, L., und Zeus, K.: Kunstharzmörtel und Kunstharzbetone unter Kurzzeit- und Dauerstandbelastung. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 309, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1980.

[102] Rehm, G., Eligehausen, R., und Paul, F.: Verbundbewehrung in Fugen von Platten ohne Schubbewehrung. Forschungsbericht, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Januar 1980, nicht veröffentlicht.

[103] Rehm, G., Lehmann, R., und Nürnberger, U.: Korrosion der Befestigungselemente bei vorgehängten Fassaden. Forschungsbericht, Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg, Stuttgart, März 1980, nicht veröffentlicht.

[104] Rehm, G., und Franke, L.: Kleben im konstruktiven Ingenieurbau, Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 321, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1982.

[105] Rehm, G., und Lehmann, R.: Untersuchungen mit Metallspreizdübeln in der gerissenen Zugzone von Stahlbetonbauteilen. Forschungsbericht, Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg, Stuttgart, Juli 1982, nicht veröffentlicht.

[106] Rehm, G., und Eligehausen, R.: Auswirkungen der modernen Befestigungstechnik auf die konstruktive Gestaltung im Stahlbetonbau. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 1984, Heft 6, S. 388 – 392.

[107] Rehm, G., Schlaich, J., Schäfer, K., und Eligehausen, R.: Fritz-Leonhardt-Kolloquium 1984 – 15. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Beton- und Stahlbetonbau, 1985, Heft 6, S. 156 – 161 und Heft 7, S. 190 – 194.

[108] Rehm, G.: Zur Frage des Langzeitverhaltens von HILTI-Verbundankern (HVA). Gutachtliche Stellungnahme Nr. 22/07.85 vom 1. 10. 1985, nicht veröffentlicht.

[109] Rehm, G.: Zur Frage der Eignung von HILTI-Verbundankern auf Basis eines EP-Acrylatharzes für tragende Konstruktionen. Gutachtliche Stellungnahme Nr. 31/12. 85 vom 16. 12. 1985, nicht veröffentlicht.

[110] Rehm, G.: Zur Frage des Langzeitverhaltens von UPAT-Verbundankern UKA 3. Gutachtliche Stellungnahme Nr. 43/07.86 vom 1. 7. 1986, nicht veröffentlicht.

[111] Reuter, M.: Versuche an Plattenstreifen ohne Schubbewehrung bei Einleitung von Lasten über Dübelbefestigungen in die Zugzone. Bericht Nr. 1/9 – 85/13, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, Oktober 1985, nicht veröffentlicht.

[112] Reuter, M., und Eligehausen, R.: Zulässiger Anteil der durch Befestigungselemente in die Zugzone einleitbaren Lasten an der Gesamtbelastung von Stahlbetonbauteilen ohne Schubbewehrung. Bericht Nr. 1/17a – 86/18, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, November 1986, nicht veröffentlicht.

[113] Riemann, H.: Das „erweiterte $\varkappa$-Verfahren" für Befestigungsmittel, Bemessung an Beispielen von Kopfbolzenverankerungen. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 1985, Heft 12, S. 808 – 815.

[114] Riemann, H.: Zugbeanspruchte randnahe Verankerungen – Nachweis gegen Betonversagen mit einem verbesserten $\varkappa_r$-Wert. Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 6, 1987, S. 437–442.

[115] Roeder, K.: Tragverhalten von Kunststoffdübeln. Kunststoffe im Bau, 1984, Heft 1, S. 15 – 18.

[116] Roik, K.: Verbundkonstruktion. Stahlbau-Handbuch, Bd. 1, Stahlbau-Verlags-GmbH, Köln, 1982, S. 627 – 672.

[117] Sawade, G., und Eligehausen, R.: A Fracture Mechanics Based Description of Pull-Out-Tests on Headed Studs in Concrete. Veröffentlichung in Vorbereitung.

[118] Schießl, P.: Einfluß von Rissen auf die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 370, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1986.

[119] Seghezzi, H. D.: Wirtschaftliche und sichere Befestigungssysteme für die Baupraxis. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 1983, Heft 1, S. 41 – 45 und Heft 2, S. 117 – 123.

[120] Seghezzi, H. D.: Befestigungsverfahren im Bauwesen mit besonderer Berücksichtigung des Bolzensetzens. Fortschritte im konstruktiven Ingenieurbau, S. 285 – 295, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1984.

[121] Seghezzi, H. D.: Einflüsse der Belastungsgeschichte und der Umgebung. Manuskript der Vorlesungsreihe Befestigungstechnik an der ETH Zürich, Sommersemester 1986, S. 8.1 – 8.10, nicht veröffentlicht.

[122] Sell, R.: Festigkeit und Verformung mit Reaktionsharzmörtelpatronen versetzter Anker. Verbindungstechnik, 1973, Heft 8, S. 11 – 16.

[123] Sell, R.: Tragfähigkeit von mit Reaktionsharzmörtel versetzten Betonankern und deren Berechnung. Die Bautechnik, 1973, Heft 10, S. 333 – 339.

[124] Shaikh, A. F., und Whayong, Y.: In-Place Strength of Welded Headed Studs. Journal of the Prestressed Concrete Institute, März/April 1985, S. 56 – 81.

[125] Stichting Bouwresearch: Uit beton stekende ankers. Bericht der Studienkommission B 7, Heft 29, 1971.

[126] Stichel, W.: Beurteilung des Korrosionsverhaltens von Metallen und Korrosionsschutzmaßnahmen in Hallenbädern. BAM-Forschungsbericht Nr. 126, Verlag für neue Wissenschaft GmbH, Bremerhaven.

[127] Studiengemeinschaft für Fertigbau: Dübel in Loch- und Hohlkammersteinen, Empfehlungen zur

Auswahl und zum Einbau. Wiesbaden, Oktober 1986.

[128] Thomala, W.: Beitrag zur Dauerhaltbarkeit von Schraubenverbindungen. Dissertation, TH Darmstadt, 1978.

[129] Union europé pour l'agrément technique dans la construction: directives UEAtc pour l'agrément des chevilles de fixation. Paris, Dezember 1986.

[130] Untersuchungsbericht Nr. 8/1976 der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg, Stuttgart, vom 24. 8. 1976 über durchgeführte Versuche an HILTI-Verbundankern, nicht veröffentlicht.

[131] Untersuchungsbericht Nr. II.4 – 13686 der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg, Stuttgart, vom 28. 11. 1980 über Zulassungsversuche für BBT-Anker, nicht veröffentlicht.

[132] Untersuchungsberichte Nr. II.4 – 14488 der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg, Stuttgart, vom 18. 4. 1985 und 8. 8. 1985 über Versuche an axialzugbeanspruchten Kopfbolzen (Serie 7, Reihen 1 bis 8), nicht veröffentlicht.

[133] Utescher, G.: Beurteilungsgrundlagen für Fassadenverankerungen. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1978.

[134] Valtinat, G.: Schraubenverbindungen. Stahlbau-Handbuch, Bd. 1, Stahlbau-Verlags-GmbH, Köln, 1982, S. 402 – 425.

[135] Vintzeleou, E., und Tassios, T. P.: Behaviour of dowels under cyclic deformations. ACI-Journal, Januar/Februar 1987, S. 18 – 30.

[136] Wälti, P., und Thürlimann, B.: Probabilistic Safety Model for the Design of Fastening Systems. Proceedings of Icossar, 81, 1981, S. 359 – 370.

[137] Wagner-Grey, U.: Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Tragverhalten von Spreizdübeln im Beton. Dissertation, Technische Universität München, 1977.

[138] Wagner-Grey, U.: Nachträglich eingesetzte Dübel für tragende Verbindungen. Bauingenieur 53, 1978, S. 57 – 62.

[139] Wagner-Grey, U.: Einflüsse auf die Tragfähigkeit von Spreizdübeln im Beton. Verbindungstechnik, 1977, Heft 4, S. 27 – 30.

[140] Weigler, H., Fischer, R., und Dettling, H.: Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 164, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1964.

[141] Wellinger, K., und Dietmann, H.: Festigkeitsberechnung. Alfred Körner Verlag, 1968.

[142] Weyerhäuser, C.-C.: Ein Verfahren zur Berechnung von dickwandigen, unbewehrten Betonringen unter zentrischer innerer rotationssymmetrischer Radial- und Tangentialbeanspruchung mit Hilfe der Finite-Element-Methode. Dissertation, Darmstadt, 1984.

[143] Wiegand, H., und Illgner, K.-H.: Berechnung und Gestaltung von Schraubenverbindungen. Springer-Verlag, Berlin, 3. Auflage 1962.

[144] Wiegand, H.: Die Schraubenverbindung – Beispiel einer Gemeinschaftsaufgabe für Konstruktion, Fertigung und Werkstofftechnik. VDI-Berichte Nr. 220, S. 5 – 10, VDI-Verlag, 1974.

[145] Wiedenroth, M.: Einspanntiefe und zulässige Belastung eines in einem Betonkörper eingespannten Stabes. Die Bautechnik, 1971, Heft 12, S. 426 bis 436.