

# Tragverhalten von Dübelbefestigungen bei Querkzug-, Schrägzug- und Biegebeanspruchung

## Load-bearing Behaviour of Anchor Fastenings under Shear, Combined Tension and Shear or Flexural Loading

Prof. Dr.-Ing. R. Eligehausen, Stuttgart<sup>1</sup>, und Dipl.-Ing. W. Fuchs, Stuttgart<sup>1</sup>

### 1 Einleitung

Der hohe Stand der Bohrtechnik ermöglicht es, Befestigungen an Betonbauteilen mit Hilfe von Metaldübeln schnell und wirtschaftlich auszuführen. Während in [4] das Tragverhalten von Metallspreiz- und Hinterschnittdübeln unter Zugbeanspruchung diskutiert wird, wird in diesem Beitrag auf das Tragverhalten dieser Befestigungen im ungerissenen und gerissenen Beton bei Querkzug-, Schrägzug- und Biegebeanspruchung (vgl. Bild 1 b, c, d) eingegangen. Die Ausführungen gelten für Kurzzeitbelastung. Die Bemessung von Dübelbefestigungen wird in [3] behandelt.

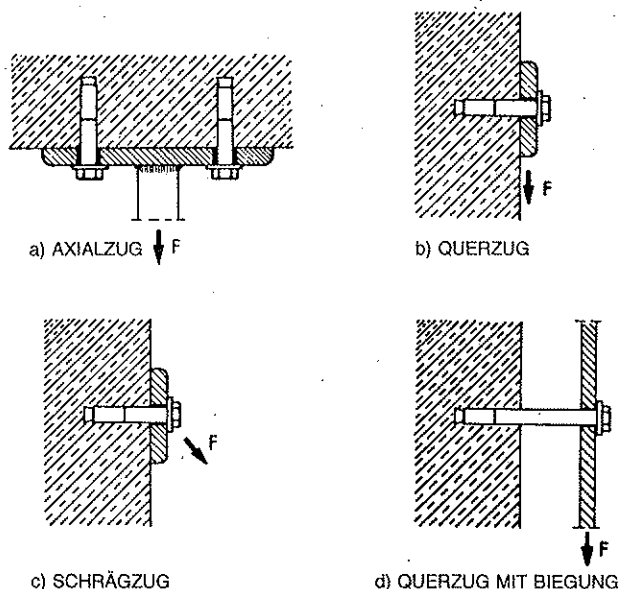


Bild 1. Belastungsrichtungen bei Dübelbefestigungen

Fig. 1. Loading directions for anchors

Fig. 1. Directions de charges pour fixations par chevilles

### 2 Tragverhalten im ungerissenen Beton

#### 2.1 Querkzugbeanspruchung (Bild 1 b)

##### 2.1.1 Last-Verschiebungsverhalten und Versagensarten

Bild 2 zeigt eine typische Last-Verschiebungskurve einer durch Querlasten beanspruchten Dübelbefestigung mit einem großen Abstand zum Bauteilrand. Vor Belastungsbeginn wurde die bei der Montage durch Aufbringen eines Drehmoments erzeugte Vorspannkraft in der Schraube auf Null reduziert.

Die geringe Quersteifigkeit der Verbindung bei Belastungsbeginn ist auf das mögliche Spiel zwischen Dübel und dem Durchgangsloch in der Ankerplatte sowie zwischen Dübel und Bohrlochwand im Beton zurückzuführen. Nach Anlegen des Dübels an der Bohrlochwand steigt die Last-Verschiebungskurve steil an. Der Beton vor dem Dübel wird durch Lochleibungspressungen beansprucht. Dadurch kommt es zu muschelförmigen Betonabplatzun-

### 1 Introduction

With the high level of in hole drilling technology it is possible quickly and efficiently to install fastenings in concrete structural members with the aid of metal bolt-type fastenings, commonly referred to as anchors. In [4] the load-carrying behaviour of expansion anchors and undercut anchors under tensile loading has been discussed, while the present article deals with the behaviour of these anchors in uncracked and in cracked concrete under shear, combined tension and shear or flexural loading (see Fig. 1 b, c, d). The considerations presented here relate to short-time loading. The design of anchor fastenings has been dealt with in [3].

### 2 Load-bearing behaviour in uncracked concrete

#### 2.1 Shear loading (Fig. 1 b)

##### 2.1.1 Load-displacement behaviour and modes of failure

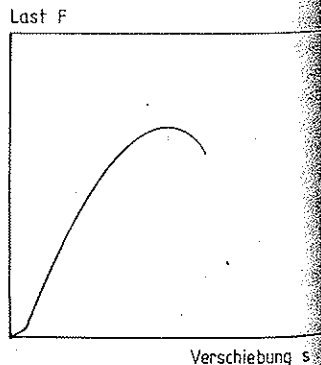
Fig. 2 shows a typical load-displacement curve of an anchor located at a considerable distance from the edge of the structural member and subjected to shear loads. Before loading commenced, the prestressing force produced in the bolt by a torque moment applied at the time of installation was reduced to zero. The low transverse rigidity of the fastening at the start of loading is due to the possible clearance between the anchor and the hole through the anchor plate and between the anchor and the wall of the hole drilled in the concrete. After the anchor begins to bear against the wall of the hole the load-displacement curve rises steeply. The concrete in front of the anchor, i.e., in the direction of the force, is thus subjected to stresses due to the pressure that the anchor exerts on it. This may cause "shell-shaped" local spalling of the concrete (Figs. 3 and 5 a), resulting in an increase in the load eccentricity and thus to severe flexural loading of the anchor. Furthermore, the transverse displacement gives rise to a tensile force in the anchor. Failure of the usual types of commercially available anchors (anchorage depth  $\geq 4$  times hole diameter) occurs in consequence of steel failure. The displacements at failure in the case of transverse tensile loading are as a rule greater than in the case of axial tensile loading.

With small edge distance and with loading applied at right angles to the free edge the anchors will fail in consequence of break-out of the concrete (Figs. 4 and 5 b). The inclination of the boundary surface of the break-out body in relation to the face of the concrete member is about  $30^\circ$ , while its depth is 1.3–1.5 times the edge

Bild 2. Last-Verschiebungskurve eines Dübels unter Querkzugbeanspruchung (schematisch)

Bild 2. Load-displacement curve of an anchor under shear loading (schematic)

Fig. 2. Courbe effort/déplacement d'une cheville sous sollicitation de traction transversale (schématique)



<sup>1</sup>) Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart

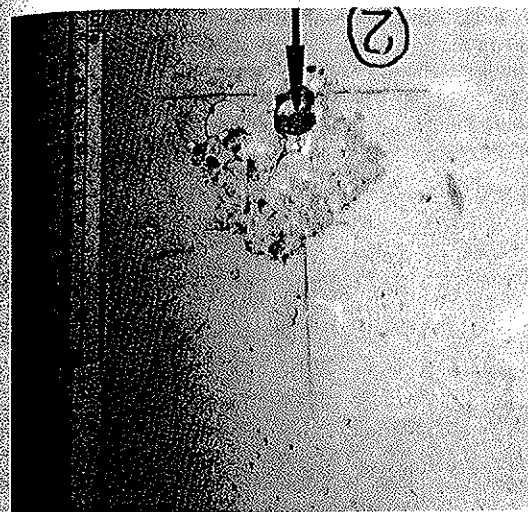


Bild 3. Bruchbild eines Dübels mit großem Randabstand

Bild 3. Failure pattern of an anchor far from an edge

Fig. 3. Diagramme de ruine d'une cheville à grande distance au bord

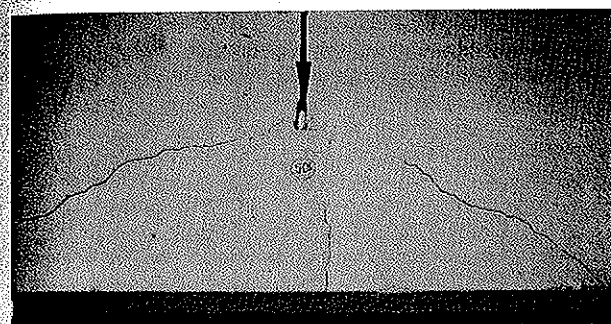


Bild 4. Bruchbild eines Dübels mit kleinem Randabstand

Bild 4. Failure pattern of an anchor close to an edge

Fig. 4. Diagramme de ruine d'une cheville à petite distance au bord

gen vor dem Dübel (Bilder 3 und 5 a). Dies führt zu einer Vergrößerung der Lastexzentrizität und damit zu einer hohen Biegebeanspruchung des Dübels. Durch die Querverschiebung wird weiterhin eine Zugkraft im Dübel hervorgerufen. Der Bruch erfolgt bei handelsüblichen Dübeln (Verankerungstiefe  $\geq 4 \cdot$  Bohrlochdurchmesser) durch Stahlversagen. Die Bruchverschiebungen sind bei Querkzugbeanspruchung in der Regel größer als bei zentrischem Zug.

Bei kleinem Randabstand und Belastung senkrecht zur freien Kante versagen Dübel infolge Betonausbruch (Bilder 4 und 5 b<sub>1</sub>). Die Neigung des Ausbruchkörpers an der Betonoberfläche beträgt ca. 30° gegenüber dem Bauteilrand und seine Tiefe etwa das 1,3- bis 1,5fache des Randabstandes. Bei Dübelgruppen mit kleinem Achsabstand (Bild 5 b<sub>2</sub>), Dübeln in der Bauteilecke (Bild 5 b<sub>3</sub>) sowie in schmalen Bauteilen (Bild 5 b<sub>4</sub>) kann sich der Ausbruchkörper nicht vollständig ausbilden. Dies führt zu einer Reduktion der Höchstlast. Bei der Versagensart „Betonausbruch“ wird bei Querkzugbelastung wie bei zentrischer Zugbeanspruchung die Zugfestigkeit des Betons ausgenutzt.

## 2.1.2 Höchstlast bei Stahlversagen

Durch die systematische Auswertung von ca. 230 Versuchsserien mit Einzeldübeln unterschiedlicher Systeme wurde folgende Beziehung für den Grenzwert der Stahltragfähigkeit von Dübeln abgeleitet [5]:

$$F_u = \alpha \cdot A_s \cdot R_m \quad (1)$$

mit

$A_s$  = Spannungsquerschnitt von Gewindebolzen oder Dübelhülse

$R_m$  = Stahlzugfestigkeit

$\alpha = 0,60$

Zum Vergleich sei darauf hingewiesen, daß der theoretische  $\alpha$ -Wert nach Huber/Van Mises  $\alpha = 1/\sqrt{3} \approx 0,58$  beträgt.

distance of the anchor. With groups of anchors installed relatively close to the edge (Fig. 5 b<sub>2</sub>), anchors at corners (Fig. 5 b<sub>3</sub>) and anchors in narrow members (Fig. 5 b<sub>4</sub>) the break-out body cannot fully develop. This results in a reduction of the maximum load that can be attained. In the "concrete break-out" failure mode under shear loading, as in the case of axial tensile loading, the tensile strength of the concrete is utilized.

## 2.1.2 Maximum load for steel failure

The following expression for the lower bound of the capacity of anchors in the case of steel failure has been deduced from a systematic evaluation of about 230 series of tests with individual anchors of various systems [5]:

$$F_u = \alpha \cdot A_s \cdot R_m \quad (1)$$

where:

$A_s$  = tensile stress area of threaded bolt or anchor sleeve

$R_m$  = tensile strength of the steel

$\alpha = 0.60$

For comparison it is to be noted that the theoretical value of  $\alpha$  according to Huber and Van Mises is  $1/\sqrt{3} \approx 0.58$ .

Strictly speaking, equation (1) is valid only for the conditions applicable to the tests concerned, namely, anchors with a nominal screw thread diameter  $\leq M 20$  and a nominal strength  $R_m \leq 800 \text{ N/mm}^2$ .

The maximum load for groups of anchors under centrally acting shear loading can theoretically be determined by multiplication of the number of anchors by the maximum load of a single anchor as determined from equation (1). The correctness of this assumption, however, has hitherto only been tentatively confirmed in tests on double and quadruple fastenings [6]. It presupposes that all the anchors in a group approximately share equally in resisting the load, but this assumption is satisfied only if there is no clearance between the anchor and the anchor plate. On the other hand, if there is such clearance (as is usually the case in actual practice), anchors which are located one behind another in the direction of

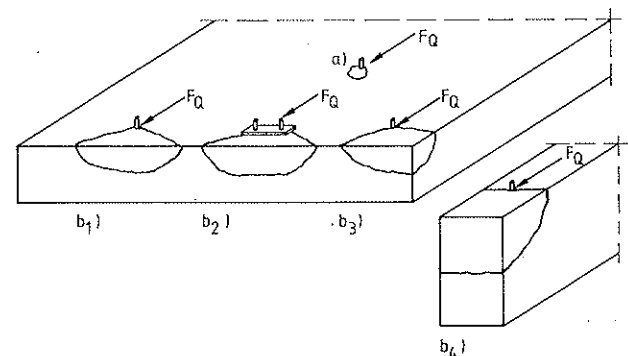


Bild 5. Brucharten bei Querkzugbeanspruchung

Bild 5. Modes of failure under shear loading

Fig. 5. Types de ruine sous sollicitation de traction transversale

loading will not participate equally in the load-bearing action. Load redistribution will occur only when the steel begins to develop plastic behaviour in the most severely loaded anchors. If the capacity of the anchors to develop plastic behaviour is sufficiently great, the failure load will be independent of the hole clearance. This is demonstrated by tests on reinforced concrete corbels connected to columns by means of high-strength bolts [2]. The ductility of commercially available anchors (material grade  $\leq 8.8$ ) is limited, however, so that the failure load of double fastenings is not significantly affected only if the permissible hole clearance as stated in the relevant agrément certificates, e.g., 1.5 mm for M 12, is approximately complied with (Fig. 6). If the clearance substantially exceeds the permissible value or if more than two anchors are located one behind the other in the direction of loading, then the reduction in the maximum load that can be resisted may not be negligible.

If the anchor plate is loaded by an eccentric shear load failure will occur, if the force in the maximum loaded anchor reaches the value according to equ. (1).

Gleichung (1) gilt streng genommen nur für die in den Versuchen vorliegenden Bedingungen, nämlich Dübel mit einem Gewindedurchmesser  $\leq M 20$  und einer Nennfestigkeit  $R_m \leq 800 \text{ N/mm}^2$ .

Die Höchstlast von Dübelgruppen, belastet durch eine zentrisch angreifende Querkraft, kann theoretisch durch Multiplikation der Anzahl der Dübel mit der Maximalast einer Einzelbefestigung nach Gleichung (1) bestimmt werden. Die Richtigkeit dieser Annahme wurde bisher allerdings nur in Tastversuchen mit Zwei- und Vierfachbefestigungen bestätigt [6]. Sie setzt voraus, daß alle Dübel einer Gruppenbefestigung etwa gleich hoch beansprucht werden. Diese Voraussetzung ist jedoch nur in etwa erfüllt, wenn kein Lochspiel zwischen Dübel und Ankerplatte vorhanden ist. Ist dagegen – wie in der Praxis üblich – ein Lochspiel vorhanden, werden bei Befestigungen mit in Lastrichtung hintereinanderliegenden Dübeln die Befestigungsmittel unterschiedlich stark zur Lastaufnahme herangezogen. Eine Lastumlagerung erfolgt erst bei beginnender Plastifizierung der höchstbeanspruchten Dübel. Ist das Plastifizierungsvermögen der Dübel ausreichend hoch, ist die Bruchlast unabhängig vom Lochspiel. Dies zeigen Versuche mit Stahlbetonkonsolen, die mit HV-Schrauben an Stützen angeschlossen waren [2]. Das Plastifizierungsvermögen der handelsüblichen Dübel (Werkstoffgüte  $\leq 8,8$ ) ist jedoch begrenzt, so daß die Bruchlast von Zweifachbefestigungen nur dann nicht wesentlich beeinflusst wird, wenn das in den Zulassungen angegebene zulässige Lochspiel (z. B. 1,5 mm bei M 12) in etwa eingehalten wird (Bild 6). Übersteigt das Lochspiel den Maximalwert nach Zulassung beträchtlich oder liegen mehr als zwei Dübel in Lastrichtung hintereinander, ist mit einem nicht vernachlässigbaren Abfall der Höchstlast zu rechnen.

Bei exzentrisch an der Ankerplatte angreifender Querkraft ist Bruch zu erwarten, wenn die Kraft der höchstbelasteten Dübel den Wert nach Gleichung (1) erreicht.

Bei Gruppenbefestigungen mit mehr als vier Dübeln in engem Abstand oder bei nicht ausreichender Verankerungstiefe ist es möglich, daß auch bei Befestigungen mit großem Randabstand der Beton kraterförmig ausbrechen kann, weil infolge der Querverschiebung eine Zugkraft im Dübel hervorgerufen wird. An der Klärung dieses Problems wird zur Zeit gearbeitet.

### 2.1.3 Höchstlast bei Betonversagen

Randnahe Befestigungen können vor Erreichen der Stahltragfähigkeit durch Betonausbruch versagen (Bild 5 b). Die Ausführungen in den Abschnitten a) bis c) gelten für eine Belastung zur freien Kante hin, die des Abschnitts d) für eine Belastung parallel zur Kante.

#### a) Einzelbefestigung am Bauteilrand (Bild 5 b)

Die empirische Auswertung von 31 Versuchsserien mit Einzelbefestigungen ergab die folgende Beziehung zur Berechnung der mittleren Betonbruchlast  $F_{u0}^E$  von Dübeln am Bauteilrand [7]:

$$F_{u0}^E = 1,3 \cdot \sqrt{d_b} \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot a_r^{1,5} \text{ [N]} \quad (2)$$

mit

$d_b$  = Bohrlochdurchmesser [mm]

$a_r$  = Randabstand [mm]

$\beta_w$  = Würfeldruckfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>] zum Zeitpunkt des Versuchs, gemessen an Würfeln mit 20 cm Kantenlänge

Gleichung (2) gilt für Dübel mit einer Verankerungslänge  $h_v \approx 4$  bis  $6 \cdot d_b$ , Bohrlochdurchmesser  $d_b \leq 28 \text{ mm}$ , Betondruckfestigkeiten  $15 \leq \beta_w \leq 60 \text{ N/mm}^2$  und eine Bauteildicke  $d \geq 1,4 \cdot a_r$ .

Die Betonbruchlast hängt hauptsächlich vom Randabstand der Befestigung ab, der die Größe des Betonausbruchkörpers bestimmt. Weitere Einflußparameter sind die Betonzugfestigkeit und der Dübelndurchmesser, der die Steifigkeit der Befestigung und damit die Verteilung der Pressungen auf den Beton bestimmt.

In Bild 7 sind die im Versuch gemessenen mittleren Bruchlasten der Versuchsserien in Abhängigkeit vom Randabstand aufgetragen. Da die Versuche mit unterschiedlichen Dübelndurchmessern und in verschiedenen Betonen durchgeführt wurden, wurden die Versuchsergebnisse auf  $d_b = 18 \text{ mm}$  und  $\beta_w = 25 \text{ N/mm}^2$  umgerechnet. Die Versuchspunkte streuen in einem schmalen Streuband ( $V \approx 15\%$ ) um die nach Gleichung (2) errechnete Kurve. Die Verhältniswerte von Versuchs- zu rechnerischer Bruchlast sind normal verteilt und betragen im Mittel 1,0.

If there are more than four closely spaced anchors in a group or if the anchorage depth is inadequate, even with fastenings located relatively far from the edge of the member a crater-shaped break out of the concrete may occur in consequence of the tensile force due to displacement of the anchor. This problem is currently under investigation.

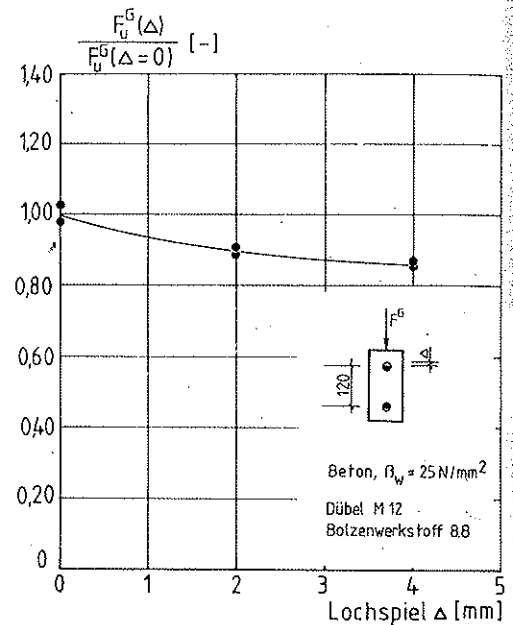


Bild 6. Einfluß des Lochspiels auf die Höchstlast von Zweifachbefestigungen (Stahlversagen), nach [6]

Bild 6. Effect of hole clearance on the maximum load of a double anchor fastening (steel failure), according to [6]

Fig. 6. Influence du jeu du trou de cheville sur la charge maxima de fixation doubles (rupture de l'acier) suivant [6]

### 2.1.3 Maximum load for concrete failure

Fastenings located near the edge of a member may fail by break out of the concrete before the strength of the steel is exhausted (Fig. 5 b). The considerations presented in the following sections a), b) and c) relate to loading directed towards the free edge, while those in section d) relate to loading which is parallel to that edge.

#### a) Individual anchor at an edge of a member (Fig. 5 b)

Empirical evaluation of 31 test series on individual (single) anchors yielded the following relationship for calculating the average concrete failure load  $F_{u0}^E$  of an anchor close to the edge of a structural member [7]:

$$F_{u0}^E = 1,3 \cdot \sqrt{d_b} \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot a_r^{1,5} \text{ [N]} \quad (2)$$

where:

$d_b$  = diameter of the drilled hole [mm]

$a_r$  = edge distance [mm]

$\beta_w$  = concrete compressive strength [N/mm<sup>2</sup>] at time of testing, measured on 20 cm cubes

Equation (2) holds for anchors with an anchorage length  $h_v \approx 4$  to  $6 \cdot d_b$ , hole diameter  $d_b \leq 28 \text{ mm}$ , concrete compressive strength  $15 \leq \beta_w \leq 60 \text{ N/mm}^2$ , and thickness of member  $d \geq 1,4 \cdot a_r$ .

The failure load of the concrete depends mainly on the edge distance of the anchor, for it is this distance that determines the size of the break-out body. Other influencing parameters are the tensile strength of the concrete and the diameter of the anchor; the latter determines the rigidity of the fastening and thus the distribution of the stresses due to the pressure on the concrete.

The experimentally determined average failure loads, as obtained in the above-mentioned series of tests, have been plotted against the edge distance in Fig. 7. Because the tests were performed with different anchors having different diameters and installed in different grades of concrete, the results have been converted to

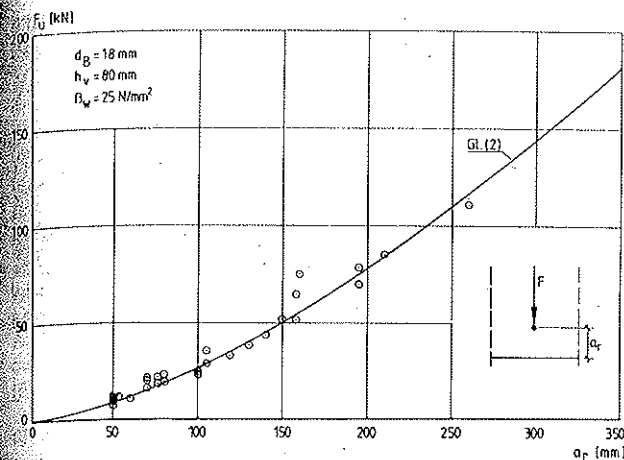


Bild 7. Einfluß des Randabstandes auf die Betonbruchlast eines Dübels, Bauteildicke  $d \geq 1,4 \cdot a_r$ , nach [7]

Bild 7. Effect of edge distance on the concrete failure load of an anchor, thickness of member  $d \geq 1,4 \cdot a_r$ , according to [7]

Fig. 7. Influence de la distance au bord sur la charge de rupture du béton d'une cheville, épaisseur de l'élément:  $d \geq 1,4 \cdot a_r$ , suivant [7]

Bei geringen Bauteildicken ( $d < 1,4 \cdot a_r$ ) kann sich der Ausbruchkörper nicht vollständig ausbilden. Die zugehörige Ausbruchlast kann näherungsweise nach Gleichung (3) berechnet werden:

$$F_{u0}^E = \kappa_d \cdot F_{u0}^E \quad (3)$$

mit

$$\kappa_d \approx \frac{d}{1,4 \cdot a_r} \leq 1 \quad (3a)$$

$d$  = Bauteildicke

$F_{u0}^E$  nach Gl. (2)

#### b) Gruppenbefestigungen am Bauteilrand

Ordnet man Befestigungen mit geringem Achsabstand der Einzeldübel am Bauteilrand an, überschneiden sich die Betonausbruchkörper, und es kommt zu einem gemeinsamen Ausbrechen des Betons (Bilder 5 b<sub>2</sub> und 8). Die Bruchlast kann nach dem sog.  $\kappa$ -Verfahren berechnet werden. Dieses Verfahren wurde erstmals in [12] vorgeschlagen und wird hier auf beliebige Befestigungen erweitert.

Nimmt man an, daß die Neigung des Ausbruchkörpers gegenüber der Bauteilkante  $30^\circ$  beträgt, überschneiden sich die Ausbruchkörper nicht, wenn der Achsabstand der Befestigungselemente  $a \geq 3,5 \cdot a_r$  ist. In [12] wird als kritischer Achsabstand  $a_k = 3 \cdot a_r$  angegeben. Die Bruchlast beträgt das  $n_p$ -fache des Wertes nach Gleichung (3), wobei  $n_p$  der Zahl der Dübel einer randparallelen Reihenbefestigung entspricht (Bild 9). Vermindert man den Achsabstand gedanklich auf Null, bildet sich nur noch der Ausbruchkörper einer Einzelbefestigung aus, und die Bruchlast der Gruppe entspricht der eines Einzeldübel. Zwischen diesen Grenzfällen wird ein linearer Verlauf angenommen. Damit wird die Tragfähigkeit der in Bild 9 dargestellten randparallelen, zur Kante hin belasteten Gruppe:

$$F_{u0}^G = \kappa_a \cdot F_{u0}^E \quad (4)$$

mit

$$\kappa_a = 1 + a_{ges}/a_k \leq n_p \quad (4a)$$

$a_{ges}$  = Achsabstand der äußeren Dübel

$a_k = 3,5 \cdot a_r$

$n_p$  = Anzahl der nebeneinanderliegenden Dübel

$F_{u0}^E$  nach Gl. (3)

In Bild 10 sind die in Versuchen gemessenen Höchstlasten von randparallelen Zweifachbefestigungen, bezogen auf die Traglast eines Dübels nach Gl. (3), in Abhängigkeit vom Verhältniswert Achsabstand zu Randabstand aufgetragen. Die Versuchspunkte streuen gering um die nach Gleichung (4) berechnete Gerade. Das Bild bestätigt die Richtigkeit dieses einfachen Modells.

Randparallele Befestigungen mit mehr als zwei Dübeln wurden noch nicht experimentell untersucht, jedoch dürfte Gleichung (4)

$d_b = 18 \text{ mm}$  und  $\beta_w = 25 \text{ N/mm}^2$ . The points representing the test results exhibit a narrow range of scatter ( $V \approx 15$  per cent) with respect to the curve calculated from equation (2). The ratios of the experimentally determined to the calculated failure load are normally distributed and have a mean value of 1.0.

In members whose thickness is small ( $d < 1,4 \cdot a_r$ ) the break-out body cannot fully develop. The associated break-out load can be approximately calculated from equation (3):

$$F_{u0}^E = \kappa_d \cdot F_{u0}^E \quad (3)$$

where:

$$\kappa_d \approx \frac{d}{1,4 \cdot a_r} \leq 1 \quad (3a)$$

$d$  = thickness of member

$F_{u0}^E$  according to equation (2)

#### b) Group of anchors at an edge of a member

When fastenings comprising closely spaced individual anchors are installed close to the edge of a structural member, the break-out bodies of the concrete will overlap one another, resulting in a combined break-out (Figs. 5 b<sub>2</sub> and 8). The failure load can be calculated by means of the so-called  $\kappa$  method, which was first proposed in [12] and is here extended to any anchor fastening.

On the assumption that the angle formed by the boundary surface of the break-out mass with the face of the member is  $30^\circ$ , the break-out masses will not overlap if the spacing of the individual anchors is:  $a \geq 3,5 \cdot a_r$ . The critical spacing (centre-to-centre) is given as  $a_k = 3 \cdot a_r$  in [12]. The failure load is  $n_p$  times the value obtained from equation (3), where  $n_p$  denotes the number of anchors comprised in a row parallel to the edge (Fig. 9). If the anchor spacing is conceived as being reduced to zero, the break-out body will then correspond to that of a single anchor, i.e., the failure load of the group will merely be that of a single anchor. Linear interpolation between these two limiting cases is assumed. Thus the load-bearing capacity of the group of anchors shown in Fig. 9, disposed parallel to the edge and subjected to loading acting at right angles to it, is given by:

$$F_{u0}^G = \kappa_a \cdot F_{u0}^E \quad (4)$$

where:

$$\kappa_a = 1 + a_{ges}/a_k \leq n_p \quad (4a)$$

$a_{ges}$  = centre-to-centre distance between the extreme anchors

$a_k = 3,5 \cdot a_r$

$n_p$  = number of anchors disposed side by side

$F_{u0}^E$  from equation (3)

Experimentally determined maximum loads of double-anchor fastenings parallel to the edge, related to the failure load of an anchor as given by equation (3) have been plotted against the ratio of

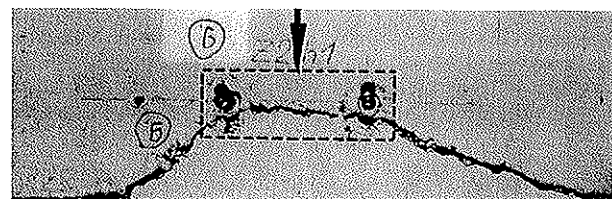


Bild 8. Betonausbruch einer randnah angeordneten Zweifachbefestigung

Bild 8. Concrete break-out of a double-anchor fastening close to an edge  
Fig. 8. Rupture du béton d'une fixation double disposée à petite distance au bord

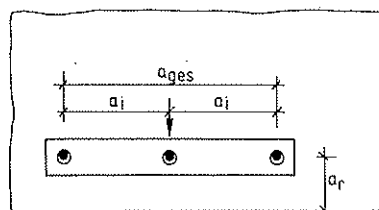


Bild 9. Gruppenbefestigung mit parallel zum Rand angeordneten Dübeln

Bild 9. Group of anchors aligned parallel to an edge

Fig. 9. Fixation en groupes par chevilles disposées parallèlement au bord

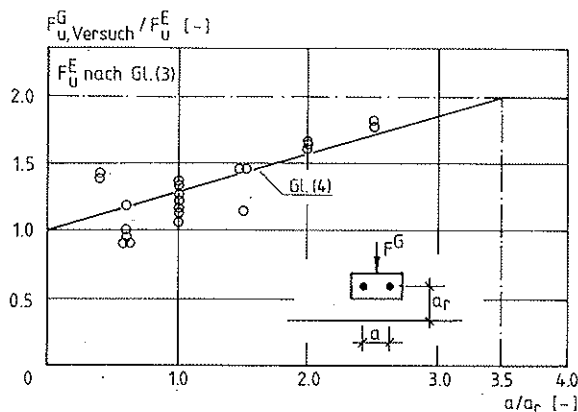


Bild 10. Einfluß des Achsabstandes auf die Betonbruchlast einer Zweifachbefestigung, Bauteildicke  $d \geq 1,4 a_r$ , nach [7]

Bild 10. Effect of anchor spacing on the concrete failure load of a double-anchor fastening, thickness of member  $d \geq 1,4 a_r$ , according to [7]

Fig. 10. Influence of the distance d'entraxe sur la charge de rupture du béton d'une fixation double, épaisseur de l'élément:  $d \geq 1,4 a_r$ , suivant [7]

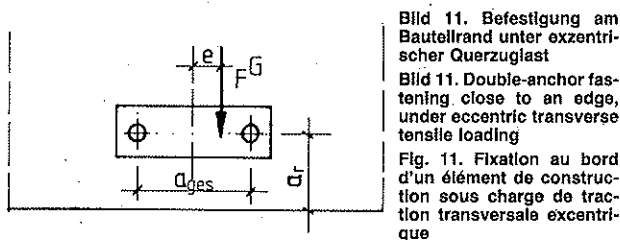


Bild 11. Befestigung am Bauteilrand unter exzentrischer Quersuglast

Bild 11. Double-anchor fastening close to an edge, under eccentric transverse tensile loading

Fig. 11. Fixation au bord d'un élément de construction sous charge de traction transversale excentrique

auch in diesen Fällen ausreichend genau sein. Es ist dann allerdings zu beachten, daß der Abstand  $a_i$  zwischen den einzelnen Dübeln  $< a_k$  sein muß (vgl. Bild 9), da sich sonst die benachbarten Ausbruchkörper nicht überschneiden.

Der Einfluß einer exzentrischen Belastung (Bild 11) kann wie bei zentrischem Zug in Anlehnung an [11] über einen Abminderungsbeiwert  $\kappa_{ex}$  berücksichtigt werden:

$$F_u^G = \kappa_a \cdot \kappa_{ex} \cdot F_u^E \quad (5)$$

mit

$$\kappa_{ex} = \frac{1}{1 + 2 e/a_k} \leq 1 \quad (5a)$$

$e$  = Exzentrizität der Last

$$\leq \frac{a_{ges}}{2}$$

$$a_k = 3,5 \cdot a_r$$

$\kappa_a$  nach Gl. (4 a)

$F_u^E$  nach Gl. (3)

Bei Gruppenbefestigungen mit in Lastrichtung hintereinanderliegenden Dübeln ist das mögliche Lochspiel zwischen Dübel und Ankerplatte zu beachten. Bild 12 zeigt die im verformungsgesteuerten Versuch gemessene Last-Verformungskurve einer Zweifachbefestigung mit Lochspiel des randfernen Dübels. Die Last wird zunächst von dem an der Ankerplatte anliegenden randnahen Dübel übertragen. Nach dem Versagen des Betons vor diesem Dübel fällt die Last schnell ab, bis nach Überbrückung des Lochspiels die Last vom randfernen Dübel aufgenommen wird. Dieser bestimmt auch – unabhängig vom Lochspiel – die Höchstlast der Zweifachbefestigung. Sie entspricht etwa der Höchstlast eines Dübels mit dem Randabstand  $a_r = a_{r,2}$ . Dies bedeutet, daß der vom randnahen Dübel ausgehende Betonausbruch die Höchstlast der Befestigung nicht ungünstig beeinflusst.

Der Tragmechanismus randnah gesetzter Vierfachbefestigungen mit Lochspiel der randfernen Dübel ist gut aus dem Bruchbild (Bild 13) zu erkennen. Zunächst bildet sich ein von dem randnahen Dübelpaar ausgehender gemeinsamer Betonausbruchkörper, anschließend versagt der Beton vor dem randfernen Dübelpaar, das für die Betontragfähigkeit der Verbindung maßgebend ist.

anchor spacing to edge distance in Fig. 10. The points exhibit little scatter in relation to the straight line calculated from equation (4). The diagram thus confirms the validity of this simple model.

Fastenings with more than two anchors in a line parallel to the edge of the member have not yet been experimentally investigated, but it appears likely that equation (4) will prove sufficiently accurate in such cases too. It should be considered, however, that the spacing  $a_i$  of the individual anchors must then be less than  $a_k$  (see Fig. 9), for otherwise the adjacent break-out bodies will not overlap.

The effect of eccentric loading (Fig. 11) can, as in the case of axial tension envisaged in [11], be taken into account by means of a reduction coefficient  $\kappa_{ex}$ :

$$F_u^G = \kappa_a \cdot \kappa_{ex} \cdot F_u^E \quad (5)$$

where

$$\kappa_{ex} = \frac{1}{1 + 2 e/a_k} \leq 1 \quad (5a)$$

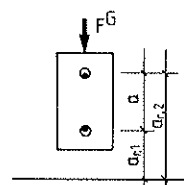
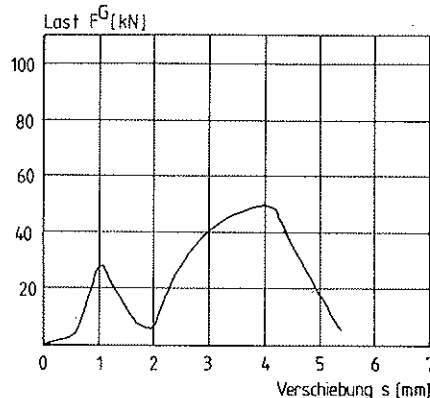
$e$  = eccentricity of the load

$$\leq \frac{a_{ges}}{2}$$

$$a_k = 3,5 \cdot a_r$$

$\kappa_a$  from equation (4 a)

$F_u^E$  from equation (3)



Dübel : M 12

Lochspiel:  $\Delta = 2 \text{ mm}$

$a = 120 \text{ mm}$

$a_{r1} = 80 \text{ mm}$

$R_w \approx 25 \text{ N/mm}^2$

Bild 12. Last-Verformungskurve einer senkrecht zum Bauteilrand angeordneten Zweifachbefestigung unter Quersugbeanspruchung, nach [7]

Bild 12. Load-displacement curve of a double-anchor fastening aligned at right angles to an edge, under shear loading, according to [7]

Fig. 12. Courbe effort/déplacement d'une fixation double sous sollicitation de traction transversale et disposée verticalement au bord de l'élément

With groups of anchors disposed one behind the other in the direction of loading it is necessary to take account of the possible clearance between the anchors and anchor plate. Fig. 12 shows the load-deformation curve – measured in a deformation controlled test – of a double-anchor fastening with hole clearance of the anchor furthest from the edge. The load is initially transmitted by the other anchor, which has no hole clearance in the anchor plate and therefore bears directly against the plate. After failure of the concrete in front of this anchor the load rapidly decreases until, after the anchor furthest from the edge bears against the anchor plate and takes up the load. It is this anchor which – irrespective of the hole clearance – determines the maximum load that the double-anchor fastening attains. This load is approximately equal to the maximum load for an anchor located at a distance  $a_r = a_{r,2}$  from the edge of the member, which means that the concrete break-out initiated by the anchor nearest to the edge does not adversely affect the maximum load of the fastening.

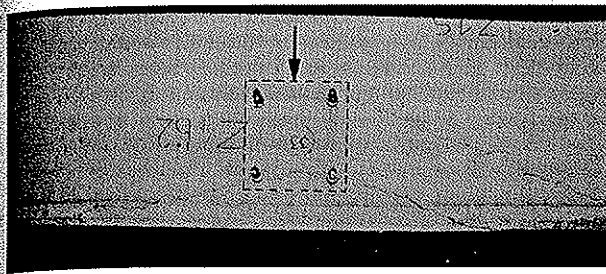


Bild 13. Bruchbild einer randnah gesetzten Vierfachbefestigung  
Bild 13. Failure pattern of a quadruple-anchor fastening close to an edge  
Fig. 13. Diagramme de rupture d'une fixation quadruple à petite distance au bord

c) Einzelbefestigungen und Dübelgruppen in einer Bauteilecke oder in einem schmalen Bauteil

Werden Befestigungen in Bauteilecken (Bild 14 a, c) oder in schmalen Bauteilen (Bild 14 b, d) angeordnet, ist die vollständige Ausbildung des Ausbruchkörpers nicht immer gewährleistet. Die Berechnung der Ausbruchlast kann wiederum einfach nach dem  $\kappa$ -Verfahren erfolgen.

Setzt man voraus, daß die Neigung des Ausbruchkörpers gegenüber der Bauteilkante ca.  $30^\circ$  beträgt, ergibt sich bei Eckenordnung des Dübels (Bild 14 a) die Tragfähigkeit nach Gleichung (3), wenn der Randabstand  $a_{r2} \geq 1,75 \cdot a_{r1}$  beträgt. Vermindert man den seitlichen Randabstand gedanklich auf Null, verbleibt der halbe Ausbruchkörper. Weiterhin wird die bei Verankerungen am Rand vorliegende Symmetrie durch die Bauteilecke gestört. Ein vergleichbarer Effekt tritt auch bei zugbeanspruchten Dübeln in breiten Rissen auf, wobei die zugehörige Bruchlast etwa das 0,6fache des für Verankerungen im ungerissenen Beton geltenden Wertes beträgt [4]. Berücksichtigt man diese Abminderung auch bei Dübeln in Bauteilecken, entspricht die Bruchlast etwa dem  $0,5 \cdot 0,6 = 0,3$ fachen des Wertes nach Gleichung (3). Zwischen diesen Extremwerten wird wiederum ein linearer Verlauf angenommen.

$$F_u^E (\text{Ecke}) = \kappa_{ar} \cdot F_u^E \quad (6)$$

mit

$$\kappa_{ar} = 0,3 + 0,7 \left( \frac{a_{r2}}{a_{rk}} \right) \leq 1 \quad (6a)$$

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

nach Gl. (3)

Die Bruchlast einer Befestigung in einem schmalen Bauteil (Bild 14 b) ist für  $a_{r2} \leq a_{rk}$  etwa proportional zur Bauteilbreite:

$$F_u^E (\text{schmales Bauteil}) = \kappa'_{ar} \cdot F_u^E \quad (7)$$

mit

$$\kappa'_{ar} = \frac{a_{r2}}{a_{rk}} \leq 1 \quad (7a)$$

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

$$F_u^E \text{ nach Gl. (3)}$$

Bei der Berechnung der Ausbruchlast von Dübelgruppen ist zusätzlich der Einfluß des Achsabstandes und der Lastexzentrizität multiplikativ zu überlagern:

Dübelgruppe in der Bauteilecke (Bild 14 c)

$$F_u^G = \kappa_{ar} \cdot \kappa_a \cdot \kappa_{ex} \cdot F_u^E \quad (8)$$

Dübelgruppe im schmalen Bauteil (Bild 14 d)

$$F_u^G = \kappa'_{ar} \cdot \kappa_a \cdot \kappa_{ex} \cdot F_u^E \quad (9)$$

Es bedeuten:

- $\kappa_{ar}$  nach Gleichung (6 a)
- $\kappa'_{ar}$  nach Gleichung (7 a)
- $\kappa_a$  nach Gleichung (4 a)
- $\kappa_{ex}$  nach Gleichung (5 a)
- $F_u^E$  nach Gleichung (3)

Gleichung (6) ist nach eigenen, Gleichung (7) ist nach den in [10] beschriebenen Versuchen ausreichend genau. Versuche mit Gruppenbefestigungen in der Bauteilecke und in schmalen Bauteilen liegen bisher nicht vor, jedoch dürfte das  $\kappa$ -Verfahren auch in diesen Fällen brauchbare Ergebnisse liefern.

The load-bearing mechanism of a quadruple anchorage with hole clearance of the anchors furthest from the edge is well illustrated by the fracture pattern in Fig. 13. First, a combined break-out body of concrete is formed, starting from the pair of anchors nearest to the edge. Next, fracturing of the concrete occurs in front of the pair furthest from the edge. It is this latter pair of anchors that governs the concrete capacity of the fastening.

c) Single anchors and anchor groups at a corner or in a narrow member

If anchors are installed at corners of members (Fig. 14 a, c) or in narrow members (Fig. 14 b, d), it is not always certain that the break-out body will fully develop. The break-out load can, however, be calculated quite simply with the  $\kappa$ -method.

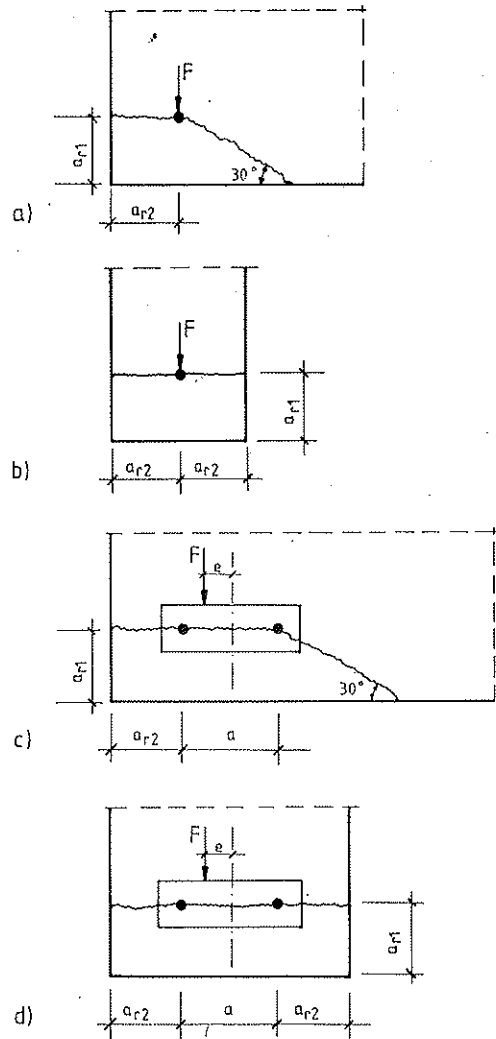


Bild 14. Bruchbilder von Befestigungen in der Bauteilecke bzw. einem schmalen Bauteil unter Querkzugbeanspruchung (schematisch)

Bild 14. Failure modes of anchors at a corner and in a narrow member, under shear loading (schematic)

Fig. 14. Diagrammes de ruine de fixations disposées dans un coin de l'élément de construction resp. dans un élément mince sous sollicitation de traction transversale (schématisque)

On the assumption that the boundary surface of the break-out body forms an angle of  $30^\circ$  with the face of the member, the load-bearing capacity of an anchor installed at a corner (Fig. 14 a) can be obtained from equation (3) if the edge distance is  $a_{r2} \geq 1,75 \cdot a_{r1}$ . If the lateral edge distance is conceived as being reduced to zero, half the break-out body will remain. Furthermore, the corner of the member disturbs the symmetry that otherwise exists in the case of an ordinary edge anchorage. A comparable effect also occurs with anchors loaded in tension which are installed in wide cracks, in which case the corresponding failure load is only about 0.6 times that of similar anchors installed in uncracked concrete

#### d) Querkzugbeanspruchung parallel zur Bauteilkante

Die Ausführungen in den Abschnitten 2.1.3 a), bis c) gelten für Querkzuglasten senkrecht zur freien Kante. Wirkt die Kraft parallel zum freien Rand, beträgt die bruchauslösende Abtriebskraft maximal 50 Prozent der angreifenden Last [12]. Dies bedeutet, daß die aufnehmbare Querkzuglast parallel zum Rand bei gleichem Randabstand etwa doppelt so groß ist wie bei Belastung senkrecht zum Rand.

#### 2.2 Schrägzugbeanspruchung (Bild 1 c)

In [1] wurde zur Bestimmung der Höchstlast von Befestigungen mit Kopfbolzen unter Schrägzugbeanspruchung ein aus drei Geraden bestehender Polygonzug vorgeschlagen (Bild 15). Er gilt nach [9] auch für Befestigungen mit Dübeln. Die zugehörigen Gleichungen lauten:

$$\frac{F_z}{F_{z,u}} \leq 1 \quad (10 a)$$

$$\frac{F_o}{F_{o,u}} \leq 1 \quad (10 b)$$

$$\frac{F_z}{F_{z,u}} + \frac{F_o}{F_{o,u}} \leq 1,2 \quad (10 c)$$

mit (vgl. Bild 15):

$F_z$  = Zugkraftanteil der Last

$F_o$  = Querkzuganteil der Last

$F_{z,u}$  = Bruchlast bei Zugbeanspruchung

$F_{o,u}$  = Bruchlast bei Querkzugbeanspruchung

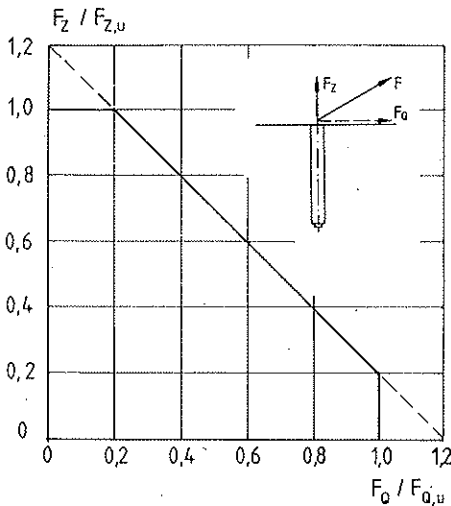


Bild 15. Interaktionsdiagramm bei Schrägzugbeanspruchung, nach [1]  
Bild 15. Interaction diagram for combined tension and shear loading, according to [1]

Fig. 15. Diagramme d'interaction sous sollicitation de traction diagonale suivant [1]

Die vom Beton aufnehmbaren Bruchlasten  $F_{z,u}$  bzw.  $F_{o,u}$  werden nach dem  $\kappa$ -Verfahren (vgl. [4] bzw. Abschnitt 2.1.3) berechnet. Sie dürfen die rechnerischen Bruchlasten für Stahlversagen (vgl. [4] bzw. Abschnitt 2.1.2) nicht überschreiten. Bei Gruppen ist es sinnvoll, die Belastung der Gruppe mit den für die Gruppe geltenden Werten zu vergleichen. Wird nur ein Teil der Dübel einer Gruppe auf Zug beansprucht (z. B. bei einem an der Ankerplatte angreifenden Biegemoment), sind die Interaktionsgleichungen (10) nur für die zugbeanspruchten Dübel auszuwerten.

Die Interaktionsgleichungen (10) beruhen auf relativ wenigen Versuchen mit Einzelbefestigungen und einigen Tastversuchen mit quadratischen Ankergruppen. Daher erscheint es notwendig, die Richtigkeit dieser Gleichungen für beliebig ausgebildete und belastete Gruppen zu überprüfen.

#### 2.3 Biegebeanspruchung (Bild 1 d)

Biegebeanspruchte Dübel kommen vor allem bei Abstandsmontagen von Fassaden vor. Ist der Randabstand ausreichend groß,

[4]. Assuming this reduction is applicable also to anchors at corners, the failure load becomes about  $0,5 \cdot 0,6 = 0,3$  times the value given by equation (3). Linear extrapolation for obtaining values intermediate between these extremes is again assumed.

$$F_u^E (\text{corner}) = \kappa_{ar} \cdot F_u^E \quad (6)$$

where:

$$\kappa_{ar} = 0,3 + 0,7 \left( \frac{a_{r2}}{a_{rk}} \right) \leq 1 \quad (6 a)$$

$$a_{rk} = 1,75 \cdot a_{r1} \\ F_u^E \text{ from equation (3)}$$

The failure load of an anchor in a narrow structural member (Fig. 14 b) is, for  $a_{r2} \leq a_{rk}$ , approximately proportional to the width of the member:

$$F_u^E (\text{narrow member}) = \kappa_{ar}' \cdot F_u^E \quad (7)$$

where:

$$\kappa_{ar}' = \frac{a_{r2}}{a_{rk}} \leq 1 \quad (7 a)$$

$$a_{rk} = 1,75 \cdot a_{r1} \\ F_u^E \text{ from equation (3)}$$

For calculating the break-out load of groups of anchors it is moreover necessary to superimpose the effect of anchor spacing and of the load eccentricity by multiplication:

anchor group at corner (Fig. 14 c)

$$F_u^G = \kappa_{ar} \cdot \kappa_a \cdot \kappa_{ex} \cdot F_u^E \quad (8)$$

anchor group in narrow member (Fig. 14 d)

$$F_u^G = \kappa_{ar}' \cdot \kappa_a \cdot \kappa_{ex} \cdot F_u^E \quad (9)$$

where:

$\kappa_{ar}$  from equation (6 a)

$\kappa_{ar}'$  from equation (7 a)

$\kappa_a$  from equation (4 a)

$\kappa_{ex}$  from equation (5 a)

$F_u^E$  from equation (3)

Equation (6) and equation (7) are to be rated as sufficiently accurate on the basis of the present authors' own tests and on those described in [10] respectively. Tests on groups of anchors installed at corners and in narrow members have not yet been performed, but it is considered likely that the  $\kappa$ -method will yield results in those cases which are sufficiently accurate for practical purposes.

#### d) Shear loading parallel to edge of member

The considerations presented in Sections 2.1.3 a) to c) relate to transverse tensile loads acting perpendicularly to the free edge. If the load acts parallel to the edge, the failure-initiating splitting force is not more than 50 per cent of the applied load [12]. This means that the transverse tensile load that can be resisted when acting parallel to the edge is about twice as large as the load that can be resisted in the direction perpendicular to the edge, for equal edge distance of the anchors.

#### 2.2 Combined tension and shear loading (Fig. 1 c)

In [1] a polygonal diagram comprising three straight lines has been proposed for determining the maximum load of headed studs under oblique tensile loading. According to [9] a similar diagram (Fig. 15) is applicable also to bolt-type anchors. The relevant equations are:

$$\frac{F_z}{F_{z,u}} \leq 1 \quad (10 a)$$

$$\frac{F_o}{F_{o,u}} \leq 1 \quad (10 b)$$

$$\frac{F_z}{F_{z,u}} + \frac{F_o}{F_{o,u}} \leq 1,2 \quad (10 c)$$

where (Fig. 15):

$F_z$  = axial portion of tensile load

$F_o$  = transverse portion of tensile load

$F_{z,u}$  = failure load in axial tension

$F_{o,u}$  = failure load in transverse tension

The failure loads  $F_{z,u}$  and  $F_{o,u}$  that the concrete can resist are calculated by the  $\kappa$ -method (cf. [4] and Section 2.1.3 of the present article). They are not allowed to exceed the calculated



tritt Stahlbruch auf, und das aufnehmbare Moment läßt sich auf der sicheren Seite liegend zu

$$M_u = W \cdot R_m \quad (11)$$

mit

$W$  = Widerstandsmoment, bei Gewindeteilen bezogen auf den Spannungsquerschnitt

bestimmen.

Bei der Montage und/oder der Belastung der Dübel kann es zu örtlichen Betonabplatzungen im Bereich des Bohrlochmundes kommen. Dies muß bei der Berechnung des auftretenden Biegemoments berücksichtigt werden. Nach den geltenden Zulassungen ist daher die Stelle der Einspannung um das Maß des Bolzendurchmessers hinter der Betonoberfläche anzusetzen.

Wird der Dübel durch eine Zugkraft und ein Biegemoment beansprucht, kann die Zugkraft beim Bruch näherungsweise nach Gleichung (12) berechnet werden:

$$F_{z,u} = F_z (1 - M/M_u) \quad (12)$$

mit

$$F_z = A_s \cdot R_m$$

$M$  = auftretendes Biegemoment

$M_u$  = rechnerisches Biegebruchmoment nach Gl. (11)

Bei randnahen biegebeanspruchten Befestigungen kann vor Erreichen der Stahltragfähigkeit ein Betonbruch auftreten. Die zugehörige Bruchlast ist geringer als bei Querkzugbeanspruchung, weil durch das Biegemoment die Beanspruchung des oberflächennahen Betons erhöht wird. Sie kann näherungsweise nach [10] berechnet werden.

### 3 Tragverhalten im gerissenen Beton

In Rissen verankerte und durch Querkzuglasten beanspruchte Dübel versagen bei großem Randabstand ebenso wie im ungerissenen Beton durch Stahlbruch. Die Höchstlast wird durch Risse nicht wesentlich beeinflusst.

Bei randnahen, in Richtung der Kante belasteten Verankerungen tritt i. a. Betonausbruch auf. Die Höchstlast beträgt bei Bauteilen ohne Randbewehrung und üblichen Rißbreiten ( $w \leq 0,4$  mm) wie bei zentrischem Zug etwa 60 Prozent des Wertes für ungerissenen Beton [8]. Eine geringere Abminderung ergibt sich, wenn der Rand durch eine Bewehrung eingefäßt ist. An dieser Problematik wird zur Zeit gearbeitet.

Untersuchungen mit schrägzugbeanspruchten Befestigungen in der Zugzone liegen derzeit noch nicht vor. Vermutlich gelten die Interaktionsgleichungen [10] auch dann, wenn bei der Bestimmung der Bruchlasten  $F_{z,u}$  und  $F_{o,u}$  der Einfluß der Risse berücksichtigt wird. Die Richtigkeit dieser Annahme sollte durch Versuche überprüft werden.

### 4 Zusammenfassung:

Es werden das Tragverhalten von Dübelbefestigungen mit beliebigen Achs- und Randabständen bei Querkzug-, Schrägzug- und Biegebeanspruchung erläutert sowie einfache Gleichungen zur Berechnung der Bruchlast abgeleitet. Die Ausführungen sollen in Verbindung mit [3], [4] eine sinnvolle Planung und eine wirtschaftliche Bemessung von Befestigungen mit Dübeln ermöglichen.

### Literaturnachweis:

- [1] Bode, H.; Hanenkamp, W.: Zur Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Zugbeanspruchung. Bauingenieur, 1985, S. 361–367.
- [2] Eibl, J.; Schürmann, U.: HV-Schraubenanschlüsse für Stahlbetonkonsolen. Bauingenieur 57, 1982, S. 61–68.
- [3] Elgehausen, R.: Bemessung von Befestigungen mit Stahldübeln – zukünftiges Konzept. Erscheint demnächst in Betonwerk + Fertigteil-Technik.
- [4] Elgehausen, R.; Fuchs, W.; Mayer, B.: Tragverhalten von Dübelbefestigungen unter Zugbeanspruchung. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 1987, Heft 12, S. 826–832; 1988, Heft 1, S. 29–35.
- [5] Fuchs, W.: Tragverhalten von Befestigungsmitteln bei Querkzugbeanspruchung. Werkstoffe und Konstruktion. Institut für Werkstoffe im Bauwesen und Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (Eigenverlag), Oktober 1984, S. 37–46.
- [6] Fuchs, W.; Elgehausen, R.: Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen ohne Randeinfluß unter Querkzugbelastung. Bericht Nr. 10/8-86/12, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Oktober 1986, nicht veröffentlicht.

failure loads for failure of the steel (cf. [4] and Section 2.1.2 of the present article). In the case of anchors arranged in a group it is appropriate to compare the loading of the group with the values applicable to the group. If only some of the anchors in a group are loaded in tension (e.g., if the anchor plate is subjected to a bending moment acting upon it), the interaction equations (10) should be evaluated only for those anchors loaded in tension.

The equations (10) are based on a relatively small number of tests with single anchors and a few tentative tests with quadruple anchors grouped in a square arrangement. Hence it appears necessary to verify the validity of these equations for groups of anchors arranged in any configuration and subjected to any loading.

### 2.3 Flexural loading (Fig. 1 d)

Flexural loading on anchors is encountered more particularly when they serve to support façade claddings mounted at some distance in front of the wall of the building. If the edge distance of the anchor is sufficiently dimensioned, the failure mode will be determined by failure of the steel. In that case the bending moment that can be resisted (ultimate moment) is given by equation (11), which is on the safe side:

$$M_u = W \cdot R_m \quad (11)$$

where:

$W$  = section modulus from a diameter corresponding to the tensile stress area)

During installation and subsequent loading of anchors there may occur local spalling of the concrete around the mouth of the drilled hole. This possible effect must be taken into account in the calculation of the bending moment acting upon the anchor. According to the currently applicable rules the point of restraint (fixity) of the anchor should therefore be taken as being located at a distance equal to the anchor diameter inward from the concrete face.

If the anchor is loaded by a tensile force and a bending moment, the ultimate tensile force, i.e., at failure, can be approximately calculated from:

$$F_{z,u} = F_z (1 - M/M_u) \quad (12)$$

where:

$$F_z = A_s \cdot R_m$$

$M$  = bending moment acting on the anchor

$M_u$  = failure moment calculated from equation (11)

If a flexurally loaded anchor is located close to an edge, failure of the concrete may occur earlier than steel failure. The failure load attained in that case is less than under shear loading because the stress in the concrete near the face of the member is increased by the bending moment. It can be approximately calculated as described in [10]. The validity of this assumption should be checked by tests.

### 3 Load-carrying behaviour in cracked concrete

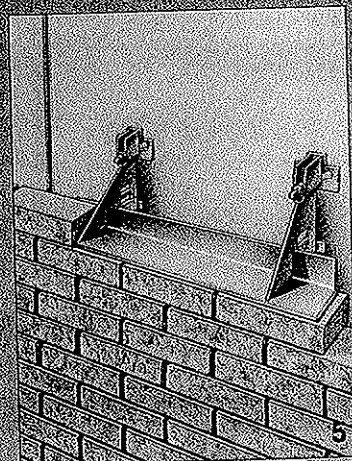
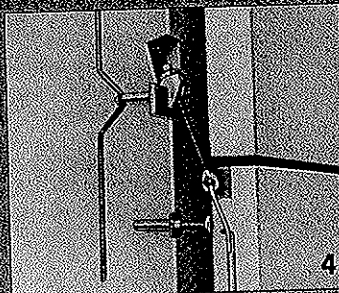
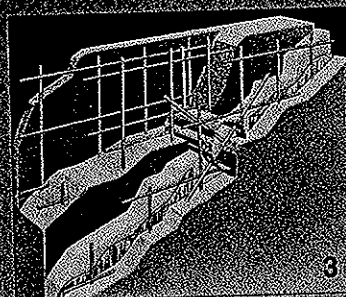
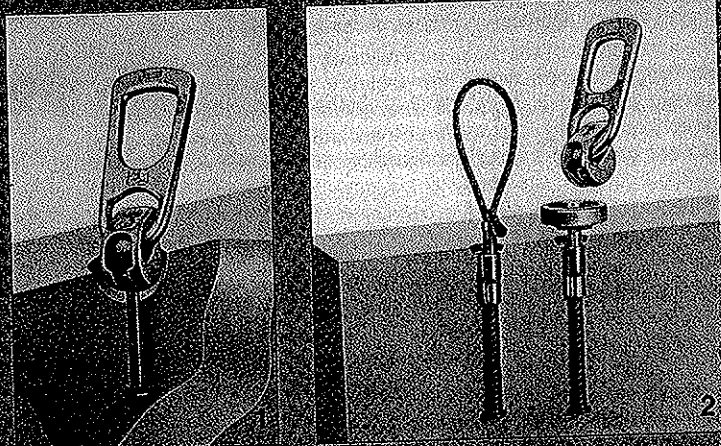
Anchors installed in cracks and subjected to shear loads will, if located sufficiently far from the edge of the member, fail in consequence of steel failure, just as they would in uncracked concrete. The maximum load is not appreciably affected by cracks.

Anchors installed close to the edge and loaded in the direction of the edge will in general give rise to break-out of the concrete. In structural members without edge reinforcement and with cracks of normal width ( $w \leq 0.4$  mm) the maximum load is then, as in the case of axial tension, about 60 per cent of the corresponding value for uncracked concrete [8]. A smaller reduction is applicable if the edge is bordered by reinforcement. This problem is under investigation.

So far, no research has been done on anchors under combined tension and shear loading in the tensile zone of the concrete. It can be presumed, however, that the interaction equation (10) are valid in this case too, provided that the effect of the cracks is taken into account in determining the failure loads  $F_{z,u}$  and  $F_{o,u}$ .



# Transport, Verankerung, Bewehrung



1. deha Kugelkopf-Transportanker-System – Unser seit Jahrzehnten bewährtes und wirtschaftliches Transportanker-System für alle Stahlbeton-Fertigteile.
2. deha Hülse-Transportanker-System – das sichere und schnelle Hülseanker-System geeignet besonders für schlanke Stahlbeton-Fertigteile.
3. deha Verbundanker-System – das leicht einzubauende, typengeprüfte und sichere Verbundanker-System für Sandwichplatten.
4. deha Fassadenplattenanker-System – das horizontal und vertikal zu justierende, typengeprüfte Fassadenanker-System.
5. deha Mauerwerksprogramm – das komplette Programm zur Abrandung von zweischaligem Mauerwerk.

**Mit Erfahrung  
in die Zukunft**

deha Produkte haben immer dazu beigetragen, das Bauen einfacher, schneller und sicherer zu machen.

deha, der Pionier beim Verankern von Betonfertigteilen seit 20 Jahren, hilft Ihnen, Probleme erfolgreich zu lösen.

Fordern Sie die technischen Informationsschriften an. Außerdem steht Ihnen unsere technische Abteilung mit Rat und Tat jederzeit zur Verfügung. Rufen Sie einfach an.

**deha® Ankersysteme**

deha Ankersysteme GmbH & Co. KG · Postfach 1164 · Breslauer Straße 3  
D-6080 Groß-Gerau · Tel. (061 52) 400 81 · Telex 4191105 · Telefax (061 52) 22 01

- [7] Fuchs, W.; Elieghausen, R.: Tragverhalten und Bemessung von auf Querkzug beanspruchten Dübelbefestigungen mit Randeinfluß im ungerissenen Beton. Bericht Nr. 10/9-86/13, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Oktober 1986, nicht veröffentlicht.
- [8] Fuchs, W.: Tragverhalten von querkzugbeanspruchten Befestigungsmitteln im gerissenen Beton. Bericht in Vorbereitung.
- [9] Meinheit, D. F.; Heldbrink, F. D.: Behaviour of Drilled-In-Expansion Anchors. Concrete International, April 1985, S. 62-68.
- [10] Paschen, H.; Schönhoff, T.: Untersuchungen über in Beton eingelassene Scherbolzen aus Betonstahl. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 346, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1983.
- [11] Riemann, H.: Das „erweiterte x-Verfahren“ für Befestigungsmittel, Bemessung an Beispielen für Kopfbolzenverankerungen. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 1985, Heft 12, S. 808-815.
- [12] Stichting Bouwresearch: Uit beton stekende ankers. Rapport A van de Studie-commissie 87, Heft 29, 1971.

## Summary:

The load-bearing behaviour of anchors (bolt-type fastenings) with any centre-to-centre spacings and located at any distance from the edge of a structural member is explained for shear, combined tension and shear or flexural loading. Simple equations for calculating the failure load in each case are presented. In conjunction with [3], [4] the information given in this article should enable to design such fastenings to be efficiently and economically.

## Comportement portant de fixations à chevilles sous de différentes sollicitations de traction transversale et diagonale et de flexion

### Résumé:

Ce rapport a pour objet d'informer sur le comportement portant de fixations à chevilles à une distance quelconque d'entraxe et aux bords sous des sollicitations de tractions transversale et diagonale et de flexion et de dériver de simples équations pour la détermination de la charge de rupture. Les explications sont destinées à faciliter une conception efficace et un dimensionnement économique de fixations à chevilles en rapport avec [3], [4].



R. Elieghausen legte sein Diplomexamen 1968 an der Technischen Universität Braunschweig ab und promovierte 1979 an der Universität Stuttgart zum Dr. Ing. Nach einem zweijährigen Forschungsaufenthalt an der University of California in Berkeley wurde er 1984 zum Professor für Befestigungstechnik ernannt. Er arbeitet in zahlreichen nationalen und internationalen Fachgremien mit und ist Autor vieler Aufsätze über Fragen des Stahlbetonbaus und der Befestigungstechnik.



W. Fuchs legte 1983 sein Diplomhauptexamen an der Universität Karlsruhe ab. Er arbeitet seitdem als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart. Sein Hauptarbeitsgebiet ist die Befestigungstechnik. Er hat mehrere Fachvorträge gehalten.