

ql²/8

Das Magazin für Ingenieure, Architekten und Planer

September 2016 · Nr. 13 · Jahrgang 9



HOLZ-BETON-VERBUNDDECKEN Seite 4

**DYNAMISCH BEANSPRUCHTE VERANKERUNGEN IN INGENIEUR-
BAUWERKEN DER DEUTSCHEN BAHN** Seite 16

**HARMONISIERUNG DER BEMESSUNG VON VERBINDUNGEN IM
STAHLBETONBAU UND IN DER BEFESTIGUNGSTECHNIK** Seite 20

DAS PORTAL FÜR INGENIEURE UND ARCHITEKTEN

www.wuerth.de/ingenieure

In unserem Portal speziell für Ingenieure, Planer und Architekten finden Sie relevante Informationen in kompakter Weise:

- **Software und Hilfsmittel**
z. B. die neue Dübelbemessungssoftware
- **CAD-Dateien**
In allen gebräuchlichen Formaten, z. B. für Revit
- **Ausschreibungstexte**
auch für Dübel und Holzschrauben
- **Planerseminare**
Inhalte, Termine und Anmeldung
- **Broschüren und Tabellenbücher**
Zulassungen und Prüfzeugnisse



IMPRESSUM

Herausgeber:

Adolf Würth GmbH & Co. KG
74650 Künzelsau
T +49 7940 15-0
F +49 7940 15-1000
info@wuerth.de
www.wuerth.de

Ausgabe 2/2016, Nr. 13 · Jahrgang 9
© by Adolf Würth GmbH & Co. KG
Printed in Germany
Alle Rechte vorbehalten

Verantwortlich für den Inhalt:

Dieter Münch/MW, Hans-Peter Trehkopf/GBP

Redaktion/Koordination:

Andreas Ege/MWK

Redaktion Inhalt:

Matthias Öchsner/GBPI, Kirsten Rößler/GBPI

Gestaltung:

PROJEKT X GMBH, 74072 Heilbronn

Bildnachweis:

Adolf Würth GmbH & Co. KG

Druck:

Richard Conzelmann Grafik + Druck e. K.,
Albstadt-Tailfingen

Nachdruck nur mit Genehmigung
MWK-PX-CO-8,5'-08/16

Wir behalten uns das Recht vor, Produktveränderungen, die aus unserer Sicht einer Qualitätsverbesserung dienen, auch ohne Vorankündigung oder Mitteilung jederzeit durchzuführen. Abbildungen können Beispielabbildungen sein, die im Erscheinungsbild von der gelieferten Ware abweichen können. Irrtümer behalten wir uns vor, für Druckfehler übernehmen wir keine Haftung. Es gelten die allgemeinen Geschäftsbedingungen.

Liebe Leserinnen, liebe Leser,

die Wurzeln des Unternehmens Würth liegen in der Befestigungstechnik. Die Dübeltechnik spielt hier eine herausragende Rolle. Am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart wurden die Grundlagen der Dübeltechnik, wie wir sie heute kennen, gelegt. Prof. Dr.-Ing. Rolf Eligehausen war bis 1999 Leiter der Abteilung Befestigungstechnik an eben jenem Institut und gilt zurecht als Vater der modernen Dübeltechnik.

Es freut uns außerordentlich, dass wir in dieser Ausgabe des Würth Planermagazins ql²/8 Herrn Eligehausen als Autor gewinnen konnten.

In seinem Bericht „Harmonisierung der Bemessung von Verbindungen im Stahlbetonbau und der Befestigungstechnik“ vergleicht er die Bemessungskonzepte für beide Welten und stellt der nächsten

Forschergeneration weiterhin fordernde Fragen. Der Beitrag dokumentiert den intensiven Austausch zwischen Würth und der Universität Stuttgart.

Wir wünschen Ihnen eine spannende Lektüre.

Mit freundlichen Grüßen



Norbert Heckmann
Sprecher der Geschäftsleitung



INHALT

Fachthemen

- 4 Holz-Beton-Verbunddecken
- 16 Dynamisch beanspruchte Verankerungen in Ingenieurbauwerken der deutschen Bahn
- 19 Die neue Würth Dübelsoftware Ohne Limits!
- 20 Harmonisierung der Bemessung von Verbindungen im Stahlbetonbau und in der Befestigungstechnik

Lösungen

- 12 Zulassungen und Bemessungssoftware für Holz-Beton-Verbunddecken
- 14 Bemessungstabellen für Würth ASSY® Holzschrauben
- 33 Dübelbemessung verstehen
- 34 Dübel Bemessen leicht gemacht

HOLZ-BETON-VERBUNDDECKEN

Konstruktionsvarianten und Bemessung

Autor: Henning Ernst, SWG Engineering



Allgemeine Anforderungen an die Konstruktion

Die Realisierung von weit gespannten, leichten Konstruktionen, ist mit den im Holzbau zur Verfügung stehenden Materialien und Dimensionen problemlos möglich. Neben der Tragfähigkeit der Konstruktionen haben Eigenschaften, die das Wohn- bzw. Nutzungsempfinden beeinflussen eine sehr hohe Bedeutung. Die Anforderungen an diese Eigenschaften müssen bereits in einem frühen Stadium der Planung festgelegt werden und haben einen maßgeblichen Einfluss auf die zu wählende Konstruktion.

Speziell dem Holzbau gegenüber existiert ein besonders kritisches Empfinden in Bezug auf die oben genannten Eigenschaften. Deshalb muss den Nutzern für Deckenkonstruktionen eine Auswahl an effektiven und kostengünstigen Lösungen zur Verfügung gestellt werden, die die Anforderungen an den Brandschutz und den Schallschutz erfüllen und die ein gutmütiges Schwingverhalten aufweisen.

Anforderungen an den Schallschutz

Eine wichtige bauphysikalische Größe für Deckenkonstruktionen ist der Schallschutz. Dieser wird bei Decken maßgeblich durch deren Aufbau, d. h. durch Schichtfolge beeinflusst. In der Regel besteht der Aufbau aus einem Belag, einem schwimmenden Estrich und einer Trittschalldämmung. Die einzelnen Schichten bilden dabei mit der Konstruktion ein Masse-Feder-Masse-System. Die Trittschalldämmung wirkt dabei zwischen Estrich und Konstruktion wie eine Feder. Zusätzliche massige Schichten verbessern kontinuierlich und signifikant die schalltechnischen Eigenschaften von Holzdecken. Dennoch sind Holzbalken- und Massivholzde-

cken mit entsprechender Beschwerung deutlich leichter als Stahlbetondecken. In Kombination mit Trittschalldämmungen, die eine niedrige dynamischer Steifigkeit aufweisen, führt die Beschwerung der Decken zu besseren Eigenschaften bei Frequenzen oberhalb der Resonanzfrequenz. Bei tiefen Frequenzen zeigen diese Faktoren keine Auswirkungen. Eine Verklebung der Masse mit der Holzdecke führt zwar zu einer höheren Steifigkeit, damit aber auch zu einer schlechteren Schalldämmung im Vergleich zu geschraubten Systemen.

Im Gegensatz zu Schüttungen und Beschwerungen ist die Betonplatte einer Holz-Beton-Verbunddecke (HBV-Decke) nicht nur eine zusätzliche Schicht zur Erhöhung der Masse. Der Verbund der Betonplatte mit der Unterkonstruktion mittels Schrauben ist ausreichend steif um die Gesamtsteifigkeit der Konstruktion deutlich zu erhöhen, gleichzeitig ist diese Verbindung ausreichend duktil, um die Schwingungen etwas zu federn.

Anforderungen an den Brandschutz

Mit der Novellierung der länderspezifischen Bauvorschriften können Gebäude bis acht Geschosse vollständig aus Holz gebaut werden. Dadurch entstehen erhöhte Anforderungen an den Feuerwiderstand der einzelnen Bauteile. Sofern die HBV-Decken nicht durch entsprechende Feuerschutzverkleidungen geschützt werden, kann der Nachweis der Bauteile für die geforderte Feuerwiderstandsdauer alternativ entsprechend der Anforderungen nach EN 1992-1-2 und EN 1995-1-2 erbracht werden. Feuerwiderstandsdauern von R190 und mehr können rechnerisch nachgewiesen werden.

Verbundwirkung mittels Schrauben

Zur schubsteifen Kopplung der Betonplatte mit der Holzunterkonstruktion sind auf dem Markt unterschiedliche Systeme verfügbar, die zum Teil über eine europäisch technische Zulassung verfügen. Bei den unterschiedlichen Systemen kann folgende Differenzierung getroffen werden:

- Kopplung mittels Verbindungsmittel: Die Übertragung der Schubkräfte erfolgt über axial oder lateral beanspruchte Verbindungsmittel (z. B. Schrauben, eingeklebte Lochbleche etc.).
- Kopplung mittels Passform (Fräsungen im Holz, die beim Betonieren mit Beton ausgegossen werden): Die Übertragung der Schubkräfte erfolgt über Kontakt.

Die Wahl der Schubverbinder zur Kopplung der Betonplatte mit der Holzunterkonstruktion ist von mehreren Faktoren abhängig. Die Holzbauschrauben zeichnen sich dabei besonders durch ihre leichte und einfache Verarbeitung aus. Für deren Verarbeitung bzw. Anwendung werden keine besonderen Anforderungen an Personal und Materialien gestellt.

Bei den für HBV-Konstruktionen zugelassenen Schrauben handelt es sich entweder um Spezialschrauben, die ausschließlich für diesen Anwendungsfall zugelassen sind, oder um Standard-Vollgewindeschrauben (beispielhaft die Würth ASSY® plus VG), die universell einsetzbar sind.

Wirkungsweise

Schrauben als Schubverbinder können in Verbundkonstruktionen planmäßig lateral oder axial beansprucht werden. Die Ausrichtung der Schraube in Bezug auf die Scherfuge ist dabei maßgeblich für die Beanspruchungsvariante:

Anordnung der Schrauben unter 90° zur Scherfuge

Senkrecht zur Scherfuge angeordnete Schrauben werden auf Abscheren beansprucht. Solche Verbindungen haben eine vergleichsweise geringe Tragfähigkeit und Steifigkeit. Unter dem Aspekt der Wirtschaftlichkeit sollte diese Art der Schraubenanordnung nur in Ausnahmesituationen zum Einsatz kommen (z. B. bei geringem oder nur konstruktivem Verbund).

Anordnung der Schrauben unter einem Winkel 30° bis 45° zur Scherfuge in Richtung der Scherkraft

Aufgrund der sehr hohen Tragfähigkeit und Steifigkeit axial beanspruchter Schrauben, sollten diese schräg, in einem möglichst flachen Winkel zur Scherkraft, angeordnet werden. Bei dieser Anordnung wird die Kraft in zwei resultierende Lastkomponenten aufgeteilt. Ein Anteil wirkt in Richtung der Schraubenachse und beansprucht die Schraube auf Zug. Die dazu korrespondierende Kraft wirkt senkrecht zur Scherfuge. Diese Kraftkomponente wird über Kontakt zwischen Beton und Holz übertragen und presst dabei die Betonplatte auf die Unterkonstruktion.

Bei einer paar- und kreuzweisen Anordnung der Schrauben, wird die Scherkraft in zwei Lastkomponenten aufgeteilt, die durch die beiden Schrauben der Schraubenkreuze aufgenommen werden. Dabei wird je eine der Schrauben auf Zug, die andere auf Druck beansprucht. Eine positiv wirkende Anpresskraft kann sich bei dieser Anordnung nicht ausbilden.

Bei der Montage der Schrauben werden diese so in die Holzkonstruktion eingeschraubt, dass deren Schraubenkopf in ausreichender Länge in den Beton ragt. Der Beton ummantelt bei der fertigen Verbundkonstruktion die Schraube. Die Last aus der Schraube wird über Kontakt unterhalb des Schraubenkopfes bzw. über die Gewindeflanken oder Profilierungen in den Beton eingeleitet.

In Abhängigkeit von der gewählten Schraube, deren Länge bzw. der gewählten Verbindungsvariante, erfolgt die Bemessung der Verbundschraube über die Ausziehtragfähigkeit der Schraube oder über deren Abreißtragfähigkeit (Stahlversagen).

Montage einer Fertigteilplatte mit FT-Verbindern auch bei winterlichen Verhältnissen



Montage

Für die Montage bzw. Herstellung der Verbunddecken ergeben sich zwei Möglichkeiten:

1. Die Schrauben werden in die vorhandene oder vormontierte Holzkonstruktion (Balken oder Massivholzelemente) geschraubt. Bei der Verschraubung auf Balken muss zur Aufnahme des Betons eine Schalung oder dergleichen vorhanden sein. Zwischen Holz bzw. Schalung und der Betonschicht muss eine Folie zum Schutz des Holzes vor der Feuchtigkeit aus dem nassen Beton angeordnet werden. Anschließend wird der Beton eingebracht. Um dauerhafte Verformungen durch die Montagelasten (Nassbeton) zu vermeiden, muss die Konstruktion für die Dauer der Betonaushärtung (in der Regel 28 Tage) abgestützt werden.

2. Für Neubauten können die Decken elementweise vorgefertigt werden. Hierzu werden die Schrauben in einem ersten Schritt in die Holzbalken/-platten eingeschraubt. Die Balken werden anschließend umgekehrt in das Schalbett getaucht, sodass die Schrauben gerade vollständig im Beton versinken. Die Balken müssen bis zum Aushärten des Betons in dieser Position verbleiben. Anschließend können die Elemente in einem Stück auf die Baustelle transportiert und montiert werden. Diese Variante setzt ein exaktes Arbeiten bei der Vormontage der Holzkonstruktion und bei der Herstellung der Deckenelemente voraus. Schon kleine Maßabweichungen können zu Montageschwierigkeiten auf der Baustelle führen.

FT-Verbinder – ein erweitertes Schraubensystem

Mit dem seit 2012 verfügbaren FT-Verbinder von Würth und SWG Schraubenwerk Gaisbach steht ein Schubverbinder für HBV-Konstruktionen zur Verfügung, durch den sich eine hohe Tragfähigkeit mit einem hohen Vorfertigungsgrad kombinieren lässt, wobei auf die vorhandene Infrastruktur der Stahlbeton-Fertigteil-Industrie zurückgegriffen werden kann.



Fertigteil-Verbinder eignen sich zur Herstellung von HBV-Decken im Nass- und Trockenverfahren

Wirkungsweise der FT-Verbinder

Eine kopfseitig angeordnete Stahlplatte/Unterlegscheibe, ein flacher Einschraubwinkel und eine hohe Tragfähigkeit der zum Einsatz kommenden Würth Vollgewindeschraube (ASSY® plus VG), führen bei diesem Schubverbinder zu einer sehr hohen Schubkraftübertragung bei entsprechend hoher Steifigkeit. Dabei gibt der Beton seine Last über Pressung an die Stahlplatte ab. Diese überträgt die Kraft in den Schraubenschaft der Würth ASSY® plus Vollgewindeschraube, die wiederum im darunterliegenden Holz verankert ist. Die aus der Lastumlenkung resultierende Kraft wirkt rechtwinklig zur Bauteilfuge und erzeugt einen Anpressdruck, der den Reibwiderstand zwischen Beton und Holz erhöht.

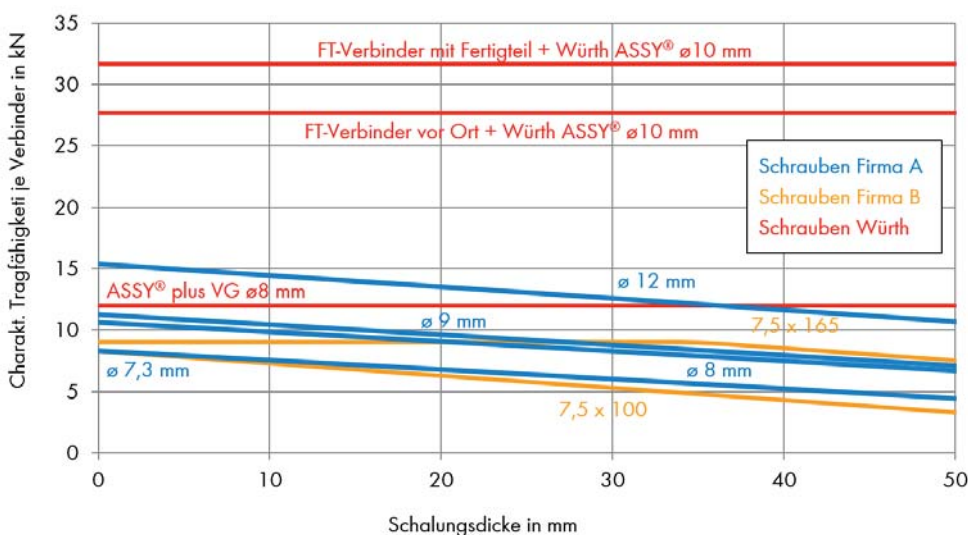


Abb. 1: Tragfähigkeiten verschiedener HBV-Schubverbinder (Schraubensysteme)

Montage mit FT-Verbindern und vorgefertigten Betonplatten

Während bei den „herkömmlichen“ Systemen immer der nasse Beton auf die Holzkonstruktion aufgebracht werden muss, bietet dieses System die Möglichkeit, die Betonplatte getrennt vom Holzbau vorzufertigen. Die vorgefertigten Betonplatten werden, wie man es vom Massivbau kennt, auf die Baustelle transportiert, dort auf der Holzkonstruktion verlegt und mit dieser nachträglich vor Ort verschraubt. Der nachträgliche Verbund zwischen Beton und Holzkonstruktion stellt sich unmittelbar mit dem Setzen der Schrauben ein, wobei das Verschrauben der Betonelemente mit der Unterkonstruktion auch zu einem späteren Zeitpunkt erfolgen kann. Aufwändiges Abstützen der Deckenkonstruktion bis zum Abbinden des Betons kann je nach Anforderungen vollständig entfallen. Mit der Montage der weiteren Konstruktion kann unmittelbar fortgefahren werden. Aushärtungs- und Trocknungszeiten entfallen. Durch die Vorfertigung der Elemente kommt es zu keinem Feuchtigkeitseintrag und zu keiner Verschmutzung der Holzbauteile durch Wasserausscheidungen des Betons. Eine Trennlage zum Schutz des Holzes ist nicht erforderlich. Transport- und Montagekosten sowie die Bauzeiten lassen sich durch den hohen Vorfertigungsgrad drastisch reduzieren. Bei entsprechender Qualität kann die Unterseite der Betonplatten sichtbar bleiben. Mit HBV-Decken, bei denen die Betonplatten vorgefertigt wurden, lassen sich mit kurzer Montagezeit, optisch ansprechende und weitgespannte Holzbalkendecken in Sichtqualität realisieren.

Alternativ kann der FT-Verbinder auch „konventionell“ für den Verguss mit Nassbeton vor Ort zum Einsatz kommen. Bei beiden Verfahren kann durch die Kombination der entsprechenden Bauteilquerschnitte, Materialgüten und durch die hohe Tragfähigkeit der FT-Verbinder bereits mit wenigen Schubverbindern eine hohe Verbundtragfähigkeit erreicht werden.

Die Vorteile bei der Montage bzw. Montagegeschwindigkeit ergeben sich aus dem folgenden Flussdiagramm, das den Montageablauf der beiden Varianten veranschaulicht. Links dargestellt ist der Montageablauf konventioneller, „nass“ montierter HBV-Decken. Rechts finden sich vorgefertigte „trocken“ montierter HBV-Decken.



Verlegen/Montieren einer Fertigteilplatte mit FT-Verbindern auf Brettstapelelementen



Verlegen/Montieren einer Fertigteilplatte mit FT-Verbindern auf Balkenlage (hier inkl. integrierter Massenaktivierung für Heiz- und Kühltechnik)



Bemessung

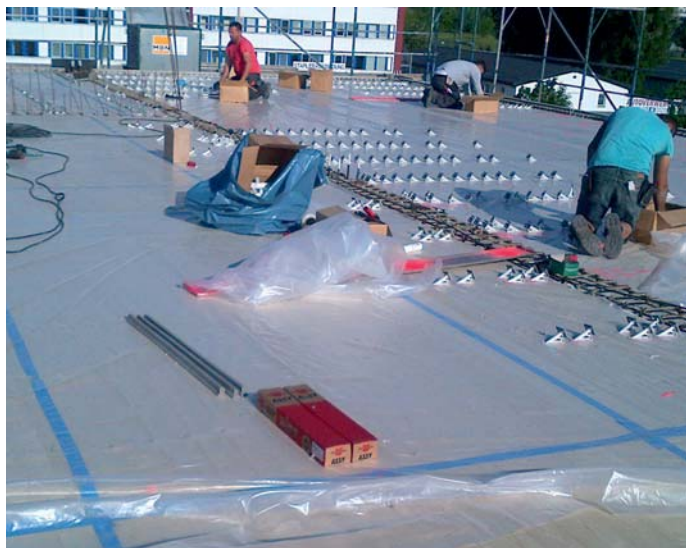
Für die Berechnung der Schnittkräfte stehen verschiedene praxistaugliche Rechenmodelle zur Auswahl. Neben dem in der EN1995-1-1 vorgeschlagenen Rechenverfahren für „nachgiebig verbundene Biegestäbe“ kann eine Bemessung ebenso mit einem Stabwerkmodell, nach der Schubanalogie, dem Verfahren der finiten Differenzen etc. erfolgen.

Bei der Bemessung von HBV-Decken gilt es zudem unterschiedliche, wichtige Einflussfaktoren zu berücksichtigen:

Unterschiedliches Kriech- und Schwindverhalten der Materialien

Hierzu erfolgt die Untersuchung der Spannungs- und Verformungsverhältnisse zu Beginn der Nutzung ($t=0$) und zu einem Zeitpunkt der die gesamte geplante Lebensdauer der Tragwerkes erfasst ($t=\infty$). Das unterschiedliche Kriechverhalten wird dabei durch eine entsprechend materialdifferenzierte Reduktion der Steifigkeitsparameter berücksichtigt.

Der Betonschwind wird durch den Ansatz einer zusätzlichen äußeren Last simuliert. Dies kann beim Einsatz der FT-Verbinder mit vorgefertigten Betonplatten entfallen, da das Schwinden des Betons zum Zeitpunkt der Montage größtenteils abgeschlossen ist.



Reduktion des wirksamen Betonquerschnittes – Betonquerschnitt im Zustand II

Auf die Betonplatte wirken in Abhängigkeit der Geometrie, der Einwirkungen, der Querschnittsabmessungen und des statischen Systems sowohl Biegemomente als auch Normalkräfte (beim Einfeldträger nur Druckkräfte) ein. Sofern die Zugspannungen aus dem Biegemoment durch die Normalkräfte nicht überdrückt werden und dabei das kritische Moment überschritten wird (Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons), kommt es zur Rissbildung im Beton, d.h. Übergang vom Zustand I zu Zustand II des Betonquerschnittes. Dies führt zu einer Reduktion der Betonquerschnittsfläche und u.U. zu einer Verringerung der Steifigkeit. Diese Veränderung der wirksamen Querschnitte kann zu einer Veränderung der Steifigkeitsverhältnisse zwischen Beton und Holz führen, wodurch es zu einer Verschiebung der Schnittkräfte kommen kann.

Aussteifung

Soll die Aussteifung über den Beton der Verbunddecke erfolgen, so müssen am Rand der Betonscheibe entsprechende Schubverbinder angeordnet werden, die die aus der Scheibenwirkung resultierenden Kräfte in die eigentliche Tragkonstruktion ableiten. Zudem müssen diese Randbauteile für die Aufnahme und Durchleitung der Gurtlasten dimensioniert sein. Stöße müssen unter Umständen entsprechend druck- und zugsteif ausgeführt sein und die Lastenleitung in die vertikal, aussteifenden Bauteile muss sichergestellt sein.

Gebrauchstauglichkeit

Bei der Gebrauchstauglichkeit gilt neben dem Einhalten der Verformungsgrenzwerte ein besonderes Augenmerk dem Prüfen der Schwingungsfähigkeit der Decken. Eine wirtschaftliche Deckenkonstruktion im Holzbau, mit Spannweiten von mehr als 6 Metern, bei der das geforderte Grenzkriterium für die Eigenfrequenz von 8 Hz eingehalten wird, ist nicht möglich. Eine sinnvolle Kombination von Holz mit Beton führt zu hoch tragfähigen, leichten Deckenkonstruktionen, die die für Wohnungstrenndecken erforderlichen erhöhten Anforderungen an das Schwingverhalten der Decken erfüllen [Hamm, P.: Schwingungen bei Holzdecken – Konstruktionsregeln für die Praxis. In: 2. Internationales Forum Holzbau Beaune 2012. 8./9. März 2012. Beaune, Frankreich. Hrsg.: Forum-Holzbau, CH-Biel].

Brandschutz

Der Nachweis der ungeschützten Bauteile und deren Verbunde kann nach EN1992-1-2 und EN1995-1-2 erfolgen. Dabei muss beim Holz die Abbrandgeschwindigkeit berücksichtigt werden, über die der für die Heißbemessung verbleibende Querschnitt bestimmt werden kann. Der Temperaturanstieg im Beton und im Holz führt zudem zu einer Reduktion der Steifigkeiten und mindert die Tragfähigkeiten der Bewehrung und der Verbindungsmittel ab. Der Nachweis von Feuerwiderstandszeiten von 90 Minuten und mehr ist mit Hilfe dieser Verfahren möglich, sofern die Bauteilabmessungen an diese Anforderungen entsprechend angepasst werden.

oben: Untersicht einer HBV-Decke mit FT-Verbindern;
fertig montierten Fertigteilplatten

unten: Vormontage der FT-Verbinder und der Schrauben für
das nachträgliche Betonieren der Deckenscheibe

Vergleich von HBV-Decken mit Stahlbetondecken

Für die Dimensionierung der Deckenstärke wird sowohl bei leichten Deckenkonstruktionen aus Holz als auch für Stahlbetondecken das Kriterium der Gebrauchstauglichkeit maßgebend. Für schlaff bewehrte Decken aus Stahlbeton gelten zur Begrenzung der Verformungen folgende Anforderungen: $(\ell/d)_{\max} \leq K^2 \cdot 150/\ell$ mit $K = 1$ für Einfeldträger. (Kriterium für erhöhte Anforderungen zur Vermeidung von Schäden an angrenzenden Bauteilen, z. B. leichte Trennwände).

Auch in EN1995-1-1 werden entsprechende Begrenzungen der Verformungen festgelegt, die ein angenehmes Empfinden für den Nutzer sicherstellen sollen (z. B. Schwingungen), und dass angrenzende Bauteile durch Verformungen

nicht beschädigt werden. Vergleichsrechnungen unter Berücksichtigung der hier genannten Kriterien führen zu den in Abbildung 2 dargestellten Deckenstärken. Für die Einwirkungen wurde neben den resultierenden Eigenlasten jeweils ein Eigengewicht des Deckenaufbaus von $1,50 \text{ kN/m}^2$ sowie eine Unterdecke mit einer Gewichtslast von $0,15 \text{ kN/m}^2$ angenommen. Die veränderlichen Lasten wurden mit $2,30 \text{ kN/m}^2$ angesetzt (Wohnungsdecken zzgl. leichter Trennwände). Für Verbunddecken sind grundsätzlich mehrere Varianten möglich, da die Gesamtsteifigkeit einer Decke und damit die Verteilung der Schnittgrößen, durch die Zahl der eingesetzten Schubverbinder beeinflusst werden kann. Für die Berechnungen der HBV-Decken wurden jeweils vollflächige Brettstapeldecken angenommen.

Dies führt im Mittel zu einer Ausnutzung von nur 62 % der Holzquerschnitte. Die Anordnung und Anzahl der Schubverbinder wurde optimiert, sodass diese immer annähernd zu 100 % ausgenutzt sind. Für die Varianten mit den unmittelbar einbetonierten Schrauben ASSY® plus VG Ø 8 mm ergeben sich hier in Abhängigkeit von Spannweite und dem Verhältnis der Bauteilsteifigkeiten ein Bedarf von ca. 10,5 bis 16,6 Schrauben je Quadratmeter (im Mittel 13,6 Schrauben/m²). Für Decken mit Fertigteilplatten und nachträglichem Verbund mit FT-Verbindern und Schrauben ASSY® plus VG Ø 10 mm ergeben sich Schraubenstückzahlen von 2,4 bis 9,3 je Quadratmeter. Daraus folgt im Mittel ein Bedarf von ca. 5,1 Schrauben/m². Auch hierbei sind oben genannte Randparameter maßgebliche Einflussgrößen für die erforderliche Anzahl der Schubverbinder.

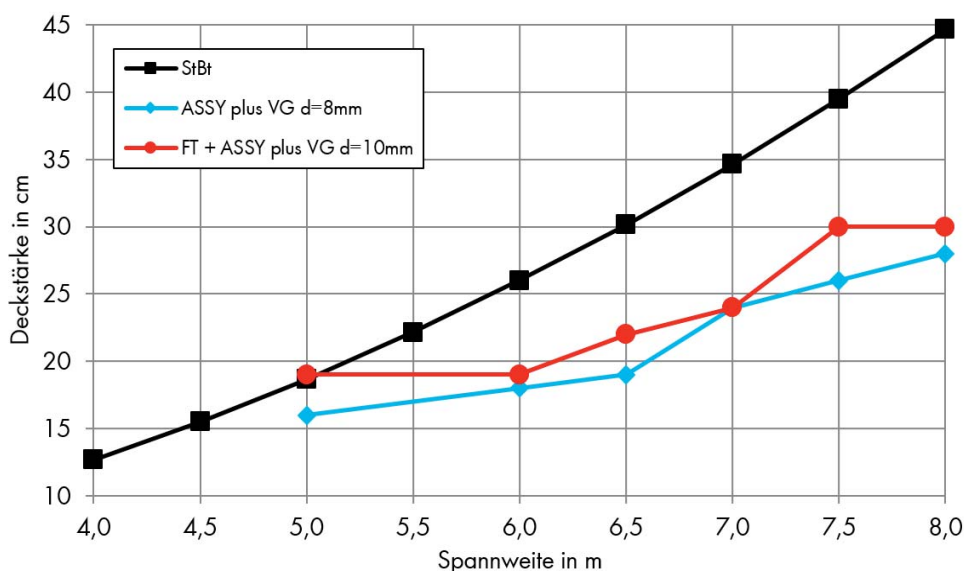


Abb. 2: Erforderliche Deckenstärken in Abhängigkeit von Spannweite Ausführungsvariante

Soll die horizontale Aussteifung über die Betonplatte erfolgen, so werden für die Lastenleitung der aus der Scheibenwirkung resultierenden Kräfte, umlaufend der Platten, weitere Schubverbinder erforderlich. HBV-Decken, deren Verbund durch Verwendung von FT-Verbindern hergestellt wird, benötigen tendenziell minimal höhere Bauteildicken als HBV-Decken deren Verbund mit ASSY® plus VG Ø 8 mm hergestellt wird (vgl. Abbildung 2).

Dies ist damit zu begründen, dass nur knapp 35 bis 40 % an Schubverbindern zum Einsatz kommen und dass die Steifigkeit der Kombination FT-Verbinder mit ASSY® plus VG Ø 10 mm geringer ist, als die der ASSY® plus VG Ø 8 mm. Diese geringere Steifigkeit lässt sich u. a. mit der freien Schraubenlänge innerhalb des FT-Verbinders erklären.

In Tabelle 1 und 2 ist eine Zusammenstellung der Berechnungsergebnisse für verschieden Deckenspannweiten, wobei jeweils alternative Lösungen (Bauteildicken und Anzahl Schubverbinder) möglich sind.

L	g	Stk.	Stk./m²	t _{Tim}	t _{Con}	t _{ges}	I _{Tim}	I _{Con}	(EI) _{Tim} / [(EI) _{Tim} + (EI) _{Con}]	η _{Tim}	F _{VM,Ed}	w (t=0)	w (t=∞)
m	kN/m²	-	-	cm	cm	cm	cm⁴	cm⁴	-	-	kN	cm	cm
5,0	3,65	82	16,4	10	6	16	8333	1800	0,63	60 %	4,26	1,29	1,89
6,0	3,85	92	15,3	12	6	18	14400	1800	0,75	66 %	5,54	1,78	2,63
6,5	4,00	108	16,6	12	7	19	14400	2858	0,65	72 %	5,69	2,05	3,13
7,0	4,45	76	10,9	16	8	24	34133	4267	0,75	56 %	7,65	1,52	2,32
7,5	4,95	88	11,7	16	10	26	34133	8333	0,60	59 %	7,84	1,65	2,63
8,0	5,05	84	10,5	18	10	28	48600	8333	0,68	58 %	8,85	1,69	2,70

Tabelle 1: Deckenstärken für HBV-Decken mit Schubverbindern ASSY® plus VG Ø 8 mm; Bemessungsergebnisse für verschieden Deckenspannweiten; Betonplatte auf Brettstapel

L	g	Stk.	Stk./m ²	t _{Tim}	t _{Con}	t _{ges}	I _{Tim}	I _{Con}	$\frac{(EI)_{Tim}}{[(EI)_{Tim} + (EI)_{Con}]}$	η_{Tim}	F _{VM,Ed}	w(t=0)	w(t=∞)
m	kN/m ²	-	-	cm	cm	cm	cm ⁴	cm ⁴	-	-	kN	cm	cm
5,0	4,00	12	2,4	12	7	19	14400	2858	0,65	60 %	9,21	1,54	2,19
6,0	4,00	56	9,3	12	7	19	14400	2858	0,65	70 %	10,1	1,98	2,86
6,5	4,35	40	6,2	14	8	22	22867	4267	0,66	65 %	11,9	2,08	3,01
7,0	4,45	40	5,7	16	8	24	34133	4267	0,75	63 %	14,0	2,05	2,93
7,0	4,95	36	5,1	16	10	26	34133	8333	0,60	62 %	12,3	2,02	3,03
7,5	5,15	18	2,4	20	10	30	66667	8333	0,75	54 %	16,9	1,95	2,80
8,0	5,15	38	4,8	20	10	30	66667	8333	0,75	59 %	16,3	2,02	2,96

Tabelle 2: Deckenstärken für HBV-Decken mit FT-Verbindern und ASSY® plus VG Ø 10 mm; Bemessungsergebnisse für verschieden Deckenspannweiten; Betonplatte auf Brettstapel

Der optimale Einsatz der FT-Verbinder wird erreicht, wenn statt der vollflächigen Brettstapelelemente Deckenbalken zum Einsatz kommen. Dabei kann die Überspannung in Querrichtung ausschließlich über die Stahlbetonplatte erfolgen. Der Verbund wird nur in die Hauptspannungsrichtung in Ansatz gebracht. Durch die Querschnittshöhe der Deckenbalken wird die Steifigkeit konzentriert in das System eingebracht. Der Materialbedarf „Holz“ kann dadurch im Vergleich zu Decken mit Massivholzplatten um bis zu 60 % und mehr reduziert werden. Auch die erforderliche Anzahl an Schubverbinder lässt sich bei gleichen Ergebnissen noch einmal deutlich reduzieren.

L	g	Stk.	Stk./m ²	(b/h) _{Tim}	e	t _{Con}	t _{ges}	I _{Tim}	I _{Con}	$\frac{(EI)_{Tim}}{[(EI)_{Tim} + (EI)_{Con}]}$	η_{Tim}	F _{VM,Ed}	w(t=0)	w(t=∞)
m	kN/m ²	-	-	cm/cm	m	cm	cm	cm ⁴	cm ⁴	-	-	kN	cm	cm
8,0	5,15	22	2,2	24/32	1,25	10	42	65536	10417	0,73	92 %	24,1	2,02	2,70

Tabelle 3: Deckenstärken für HBV-Decken mit FT-Verbindern und ASSY® plus VG Ø 10 mm; Bemessungsergebnisse für verschieden Deckenspannweiten; Betonplatte auf Deckenbalken mit Abstand e

Zusammenfassung

Mit geeignet angeordneten ASSY® plus Vollgewindeschrauben sind wirtschaftliche Holz-Beton-Verbunddecken mit großen Spannweiten problemlos realisierbar. Dabei können auch hohe Anforderungen an den Brandschutz und das Schwingverhalten der Decke eingehalten werden. Der FT-Verbinder in Verbindung mit ASSY® plus Vollgewindeschrauben überzeugt durch seine hohe Tragfähigkeit im Vergleich zu anderen geschraubten Verbindern. Durch die Kombination von FT-Verbindern und vorgefertigten Betonelementen wird die Bauzeit deutlich verkürzt, lange Trocknungszeiten wie beim Betonieren auf der Baustelle entfallen.

L = Spannweite	I_{con} = Trägheitsmoment der Stahlbetonplatte
g = rechnerische Eigenlast	η_{Tim} = Ausnutzungsgrad der Spannungen im Holz
Stk. = erforderliche Anzahl Schubverbinder je Deckenstreifen mit 1m Breite	F_{VM,Ed} = Bemessungswert der Einwirkungen, die auf das Verbindungsmittel einwirken (Scherkraft)
Stk./m² = erforderliche Anzahl Schubverbinder je Quadratmeter Deckenfläche	w(t=0) = Anfangsverformungen
t_{Tim} = Dicke Massivholzplatte	w(t=∞) = zu erwartende Endverformungen
t_{con} = Dicke Stahlbetonplatte	b/h = Breite/Höhe Balkenquerschnitt
t_{ges} = Gesamtdicke der Decke	e = Balkenabstand
I_{Tim} = Trägheitsmoment der Massivholzplatte	

ZULASSUNGEN UND BEMESSUNGS SOFTWARE FÜR HOLZ-BETON-VERBUNDDECKEN

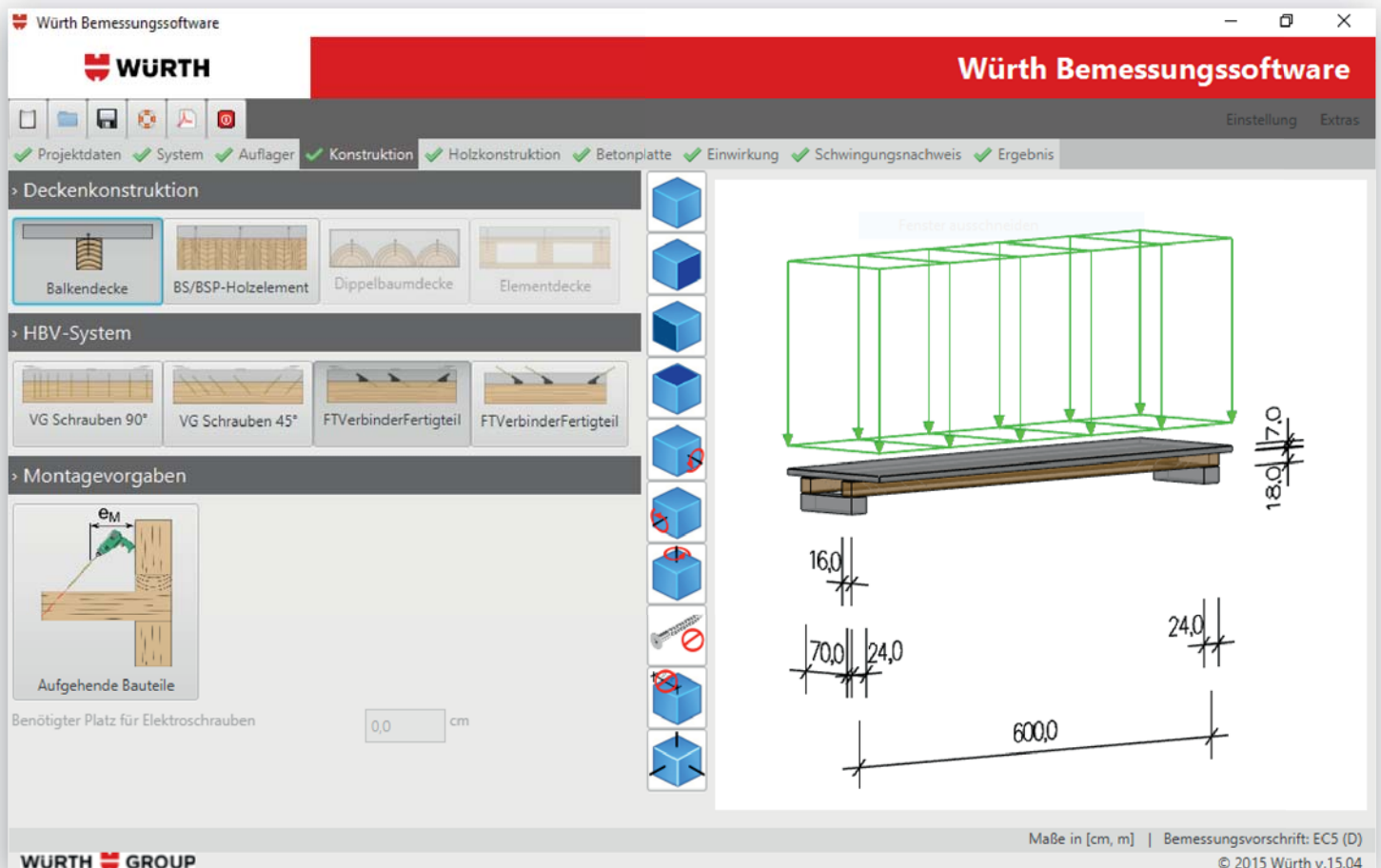
Produkt und Zulassung

Der FT-Verbinder ermöglicht es, Betonfertigteile in der Konstruktion von Holz-Beton-Verbunddecken einzusetzen. Hierdurch wird der Feuchteintrag in den Holzbau unterbunden und die Montagezeiten reduzieren sich deutlich. Er ist abgestimmt auf eine Betonstärke von 70 mm. Durch eine untergelegte Latte beim Betonvorgang kann die Betonstärke in Anlehnung an eine gutachterliche Stellungnahme von Prof. Dr. Blaß vom 20. April 2013 auf 120 mm erhöht werden. Sobald auf der Baustelle betoniert wird, bietet Würth die Möglichkeit den Verbund Holz/Beton auch mit schräg eingeschraubten Würth ASSY® Vollgewindeschrauben herzustellen. Hier werden in der Regel 8-mm-Schrauben verbaut. Der FT-Verbinder kann hier ebenfalls eingesetzt werden. Die Anzahl der Befestigungspunkte reduziert sich hierbei durch den optimierten Krafteintrag. Den FT-Verbinder finden Sie Würth Online-Shop (www.wuerth.de) unter der Artikelnummer 0165 300 10. Die Zulassungen und Gutachten sind ebenfalls auf www.wuerth.de/assy hinterlegt.



Bemessung

Auf www.wuerth.de/assy finden Sie auch das Bemessungsprogramm zum Thema Holz/Beton-Verbund. Hier wird eine fest installierbare wie auch eine Online-Variante bereitgestellt.

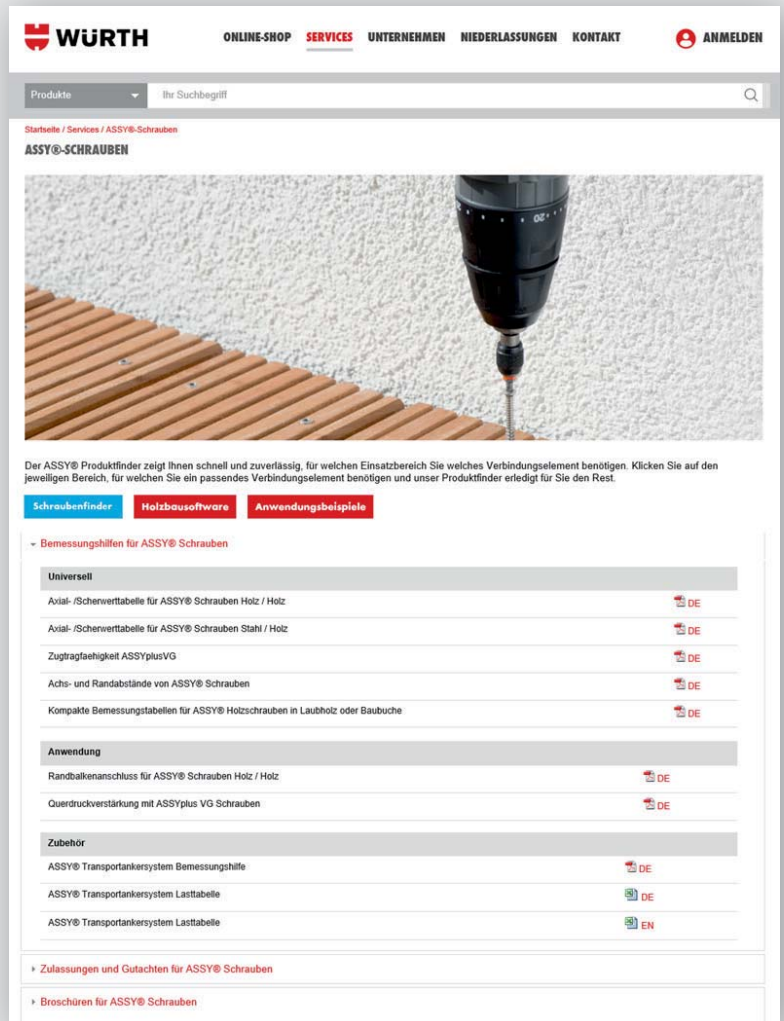


ALLE ANTWORTEN RUND UM DIE HOLZSCHRAUBE

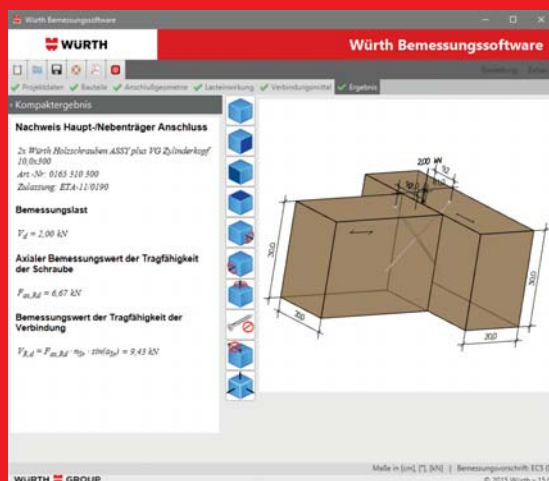
Jetzt online unter www.wuerth.de/assy

Unter www.wuerth.de/assy finden Sie

- Bemessungstabellen
 - Zulassungen
 - Bemessungssoftware
 - Produktvarianten
 - Produktfinder
 - Broschüren
- und vieles mehr.



The screenshot shows the WÜRTH website's 'ASSY®-SCHRAUBEN' section. It features a navigation bar with links like 'ONLINE-SHOP', 'SERVICES', 'UNTERNEHMEN', 'NIEDERLASSUNGEN', 'KONTAKT', and 'ANMELDEN'. Below the navigation bar is a search bar and a list of product categories. The main content area displays a large image of a power drill driving a screw into wood, followed by a description of the ASSY® product finder and a list of available resources including 'Bemessungshilfen für ASSY® Schrauben' and 'Zulassungen und Gutachten für ASSY® Schrauben'.



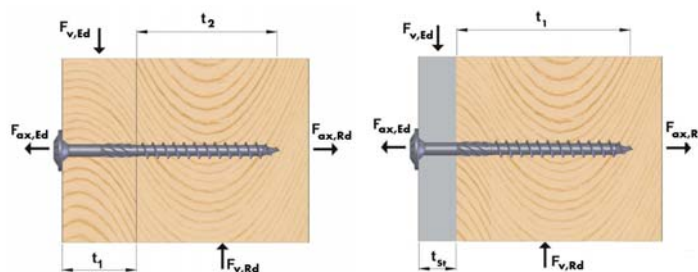
**Mit der Holzbaustoftware bemessen Sie
Anschlüsse im konstruktiven Holz- und Ingenieur-
holzbau wirtschaftlich und nachweislich.**

Die Software steht als Online-Anwendung und als Offline-Version zur Verfügung und umfasst folgende Module: Aufdachdämmung, Axial-/Scheranschluss, Haupt-/Nebenträgeranschluss, Zugscheranschluss, biegesteife Rahmenecke, Ausklünnungsverstärkung, Durchbruchverstärkung, Queranschluss, Querdruckverstärkung, Trägersaufdopplung, seitliche Trägerverstärkung, Balkenkopfsanierung, Holzbetonverbund.

BEMESSUNGSTABELLEN FÜR WÜRTH ASSY® HOLZSCHRAUBEN

Für schnelle Detaillösungen im Holzbau

Grundlage für die Berechnung der charakteristischen Widerstände von Holzschrauben sind die Hinweise in den jeweiligen Zulassungen. Für die ASSY® Holzschrauben von Würth ist dies die ETA 11/0190. Regelmäßig wird hier auf die DIN EN 1995-1-1 „Bemessung und Konstruktion von Holzbauten“ verwiesen. Das Bestimmen der jeweiligen Bemessungswiderstände kann sehr umfangreich werden. Schon das Ermitteln der charakteristischen axialen Zugtragfähigkeiten einer Scheibenkopfschraube in einem Holz-Holz-Anschluss erfordert das Betrachten von drei Versagensarten. Bemessungsprogramme stellen hier eine Lösung dar – können aber auch nicht alle Situationen abbilden. Für eine zügige Bemessung ist es oft auch nicht nötig den Rechner mit umfangreichen Berechnungsparametern zu füttern.



Bemessungstabellen für Holz-Holz-Anschlüsse

Bemessungstabellen für Stahl-Holz-Anschlüsse

Schnell und nachvollziehbar

Mit den komplett überarbeiteten Bemessungstabellen für nahezu alle ASSY® Holzschrauben schließt Würth diese Lücke. Für alle für Bemessungsaufgaben relevante Würth ASSY® Holzschrauben finden Sie Angaben zu Zug- und Schertragfähigkeiten für Nadelholz der Festigkeitsklasse C24. Wir geben Ihnen Werte auf dem charakteristischen Niveau und Bemessungswerte, die schon einen Modifikationsbeiwert k_{mod} von 0,8 beinhalten:

	axiale Zugtragfähigkeit $F_{ax,Rk}$ bzw. $F_{ax,Rd}$		Schertragfähigkeit $F_{v,Rk}$ bzw. $F_{v,Rd}$
Charakt.	4,84	3,42	OHNE vorgebohrte Löcher
		4,55	MIT vorgebohrte Löcher
KLED = mittel ($k_{mod}=0.8$)	2,98	2,11	OHNE vorgebohrte Löcher
		2,80	MIT vorgebohrte Löcher

Die Grundlagen auf derer die einzelnen Werte entstanden sind, werden in den Vorbemerkungen erläutert und für ein Beispiel durchgespielt – somit sind sie jederzeit nachvollziehbar. Auf den einzelnen Seiten für Schraubentyp und Durchmesser variieren die Anbauteildicke aus Stahl oder Holz und die Schraubenlänge. Passend zur Vorauswahl eines Schraubendurchmessers kann über die gegebene Anbauteildicke nach einer möglichen Schraube und den dazugehörigen Werten geforscht werden.

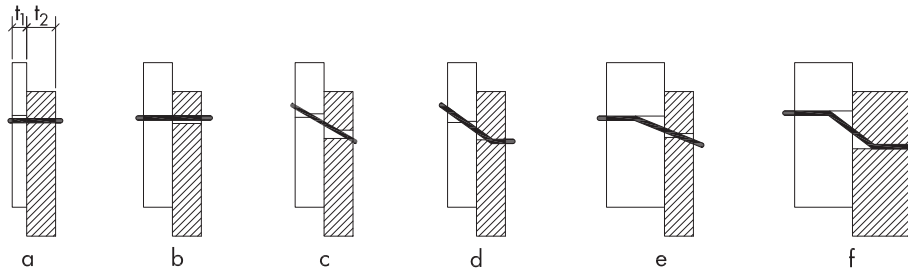
Diskussion der Lastangaben am Beispiel Holz-Holz-Anschluss von ASSY® plus VG Vollgewindeschrauben mit 8 mm Durchmesser

Der charakteristische Wert für das Abreißen einer ASSY® plus VG Vollgewindeschraube ist mit 20 kN sehr hoch und wird nur bei sehr tief eingeschraubten Situation maßgeblich werden können. Die axiale Tragfähigkeit auf Herausziehen ist für eine größer 45° zur Faserrichtung eingeschraubte Einzelschraube in Nadelholz primär von der Einschraubtiefe abhängig. Formel zur Berechnung des Widerstands auf Herausziehen nach ETA 11/0190 Formel 1.5:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} \cdot k_{ax} \cdot f_{ak,d} \cdot d \cdot l_{ef} \left(\frac{\rho_k}{350} \right)^{0,8}$$

Für eine optimale Schraubenausnutzung sollte bei Vollgewindeschrauben das Ziel sein, in beiden Holzbauteilen die gleiche Einschraubtiefe zu realisieren. Bei einem 120 mm starken Seitenholz ist somit ab einer 240 mm langen senkrecht eingeschraubten Vollgewindeschraube keine weitere Laststeigerung mehr möglich (in der Tabelle blau markiert).

Die Ermittlung der charakteristischen Schertragfähigkeit ist in DIN EN 1995-1-1 8.2.2 geregelt. Das reine Lochleibungsversagen wird nur bei sehr kleinen Einschraubtiefen t_1 oder t_2 relevant (siehe Bild a oder b). Auch das Ausbilden nur eines Fließgelenks (Bilde d und e) bedarf einer recht kurzen Einschraubtiefe. Bei Holz/Holz Anschlüssen mit größeren Querschnitten wird meist Bild f mit zwei Fließgelenken maßgebend.



Bei identischen Holzqualitäten errechnet sich die charakteristische Schertragfähigkeit mit:

$$F_{v,Rk} = 1,15 \sqrt{2M_{y,Rk} \times f_{h,1,k} \times d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

Der Wert der Schertragfähigkeit ist zunächst in diesem Fall (Bild f) unabhängig von der Einschraubtiefe. Lochleibungsfestigkeit $f_{h,1,k}$ und der charakteristische Wert des Fließmoments $M_{y,Rk}$ bleiben über den Schraubendurchmesser konstant. Über den Einhängeneffekt kann ein Viertel der Zugtragfähigkeit auf die Schertragfähigkeit addiert werden. Sobald die Zugtragfähigkeit nicht mehr gesteigert werden kann, steigt auch die Schertragfähigkeit nicht mehr. Bei einem 100 mm Seitenholz ist das ab einer Schraubenlänge von 200 mm der Fall (in der Tabelle rot markiert).

AXIAL-/SCHERWERTTABELLEN HOLZ-HOLZ ASSY® PLUS VG

Typ d x l	Seitenholzdicke in [mm]													
	80		100		120		140		160		180		200	
ASSY® plus VG 8x120 mm	3,52	3,09												
		4,22												
	2,17	1,90												
ASSY® plus VG 8x140 mm		2,60												
	5,28	3,87	3,52	3,09										
		4,66		4,22										
ASSY® plus VG 8x160 mm	3,25	2,38	2,17	1,90										
		2,87		2,60										
	7,04	4,31	5,28	3,87	3,52	3,09								
ASSY® plus VG 8x180 mm		5,10		4,66		4,22								
	4,33	2,65	3,25	2,38	2,17	1,90								
		3,14		2,87		2,60								
ASSY® plus VG 8x200 mm	7,04	4,31	7,04	4,31	5,28	3,87	3,52	3,09						
		5,10		5,10		4,66		4,22						
	4,33	2,65	4,33	2,65	3,25	2,38	2,17	1,90						
ASSY® plus VG 8x220 mm		3,14		3,14		2,87		2,60						
	7,04	4,31	8,80	4,75	7,04	4,31	5,28	3,87	3,52	3,09				
		5,10		5,54		5,10		4,66		4,22				
ASSY® plus VG 8x240 mm	4,33	2,65	5,42	2,92	4,33	2,65	3,25	2,38	2,17	1,90				
		3,14		3,41		3,14		2,87		2,60				
	7,04	4,31	8,80	4,75	10,56	5,10	8,80	4,75	7,04	4,31	5,28	3,87	3,52	3,09
ASSY® plus VG 8x260 mm		5,10		5,54		5,98		5,54		5,10		4,66		4,22
	4,33	2,65	5,42	2,92	6,50	3,14	5,42	2,92	4,33	2,65	3,25	2,38	2,17	1,90
		3,14		3,41		3,68		3,41		3,14		2,87		2,60

Ø 8,0
mm



Die Bemessungstabellen können Sie in gedruckter Form bei Würth bestellen. Senden Sie uns dazu einfach eine E-Mail an ingenieure@wuerth.com.

Unter www.wuerth.de/assy sind diese auch digital, in einem noch breiteren Umfang, hinterlegt. Beispielhaft finden Sie hier auch Tabellen für < 45° verschraubte Holzschrauben oder Querdrukverstärkungen im Auflagerbereich.

DYNAMISCH BEANSPRUCHTE VERANKERUNGEN IN INGENIEURBAUWERKEN DER DEUTSCHEN BAHN

Betonschrauben mit Zulassung des Eisenbahn-Bundesamts

Die Anforderungen an Befestigungsmittel innerhalb von Verkehrsbauwerken steigen stetig. Im Straßenverkehr ist das primär dem zunehmenden LKW Verkehr geschuldet, im Bahnverkehr den hohen Geschwindigkeiten. Die Richtlinie 804 „Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke) planen, bauen und instand halten“ nimmt hierauf Rücksicht. Modul 5601 „Befestigungen und Verankerungen in Beton“ dieser Richtlinie definiert die Anforderungen an Verankerungen (Einlegemontage), Befestigungen (Dübel) und Verbindungen zwischen Betonbauteilen.

Die Grundlagen für die Bemessung der Befestigungsmittel werden in Kapitel 3 dieses Moduls beschrieben. Hier wird in Tabelle 1 nach Anwendungen mit statischen und gegebenenfalls zusätzlich mit dynamischen Einwirkungen unterschieden. Rein statische Lasten werden beispielhaft bei Geländern angesetzt.

Schon bei Lärmschutzwänden ist das anders. Hier sind nach M804.5501 dynamische Lastanteile aus dem Zugverkehr zu ermitteln und für diese der Nachweis der Ermüdungssicherheit zu führen.

Ausrüstungsgegenstände im Tunnel sind mit Einwirkungen aus aerodynamischen Anteilen aus dem Zugverkehr nach M853.2001 zu beaufschlagen. Auch hier ist der Nachweis gegen Ermüdung zu führen. Gerade innerhalb von Tunnels ist der Einfluss der Druckwellen aus dem Zugverkehr durch den behindernden Tunnelquerschnitt sehr stark – dies besonders wenn es zu Begegnungsverkehr kommt.



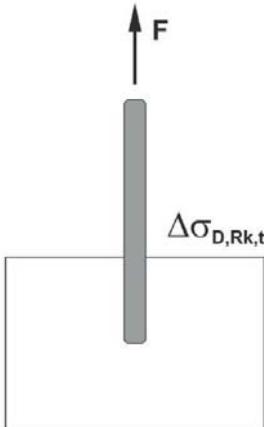
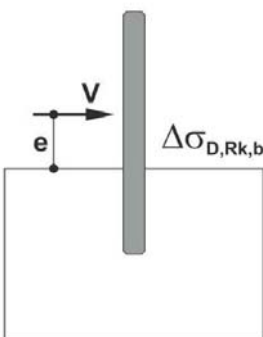
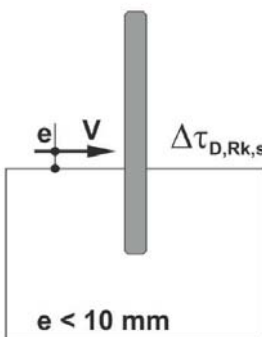
Ermüdungsnachweis durch Zulassung des Eisenbahn-Bundesamts

Die Betonschrauben der TOGE Dübel GmbH, ein Unternehmen innerhalb der Würth Gruppe, sind seit Jahren gebräuchliche Produkte zur Verankerung von Metallbauteilen an Beton. In Kombination mit einem Verbundmörtel wird die Betonschraube zur Verbundankerschraube. Ein Verbundmörtel drückt sich beim Einschrauben der Schraube durch den Ringspalt nach außen. Neben einem abgedichteten Bohrloch wird hierdurch eine optimale Kraftübertragung in das weiterführende Betonbauteil sichergestellt. Ideale Voraussetzungen um auch ermüdungsrelevante Lasten abzuleiten.

In der Zulassung 21.51-21izbia/018-2101#022-(031/13-ZUL) des Eisenbahn-Bundesamts wird die Eignung auf zuginduzierte Einwirkungen der Betonschraube als Verbundanker nachgewiesen. Grundlage waren Dauerschwingversuche mit 5.000.000 Lastwechseln. Auf dieser Basis konnten Normalspannungsschwingbreiten aus Normal- und Biegebeanspruchung und eine Schubspannungsschwingbreite aus Querkraftbeanspruchung abgeleitet werden.

Bemessung

Zunächst ist der Nachweis der Tragfähigkeit im Rahmen der bestehenden Zulassung Z-21.1-1799 für die Toge Betonschrauben zu führen. Hier ist das Bemessungskonzept aus der ETAG 001 Anhang C anzuwenden. Für den Ermüdungsnachweis wird in Beton- und Stahlversagen unterschieden. Für das Betonversagen kann mit 60 % der Widerstände gegen statische Lasten gerechnet werden. Regelmäßig maßgebend wird innerhalb des Ermüdungsnachweises Stahlversagen.

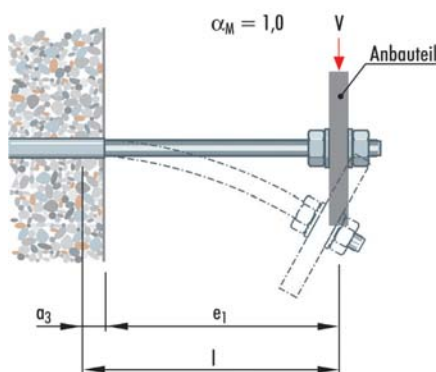
Normalspannungsschwingbreite		Schubspannungsschwingbreite bei reiner Querkraftbeanspruchung
unter Axialzugkraftbeanspruchung	bei einer Biegebeanspruchung infolge einer Querkraftbeanspruchung mit Hebelarm und gleichzeitiger Axialbeanspruchung ²⁾	
$\Delta \sigma_{D,Rk,t} = 60 \text{ N/mm}^2$	$\Delta \sigma_{D,Rk,b} = 1300 \text{ N/mm}^2$	$\Delta \tau_{D,Rk,s} = 30 \text{ N/mm}^2$
		
Charakteristische Werte¹⁾ für den Nachweis der Ermüdung bei $N = 5 \cdot 10^6$ 1) Die Ermittlung der Spannungen hat unter Verwendung des Spannungsquerschnitts der Schraube zu erfolgen. 2) Die Schwingbreite der Querkraftschubspannungen darf maximal 25 N/mm² betragen.		

Der Bemessungswiderstand für eine Zugkraft am Befestigungsmittel ist aus der Normalspannungsschwingbreite in Bezug auf den Spannungsquerschnitt leicht zu ermitteln. Gleiches gilt für die Querkraft zusammen mit der Schubspannungsschwingbreite. Regelmäßig werden Ausgleichsschichten unterhalb dem Anbauteil nötig. Dies hat Biegebeanspruchung in der Ankerstange zur Folge. Die Biegebeanspruchung aus der Querkraft ist mit der Normalspannung aus der Zugkraft zu addieren. Hier ist der Ansatz des Hebelarms zu diskutieren. Auch hier stellt die ETAG 001 Annex C mit dem Kapitel 4.2.2.3 die Grundlage:

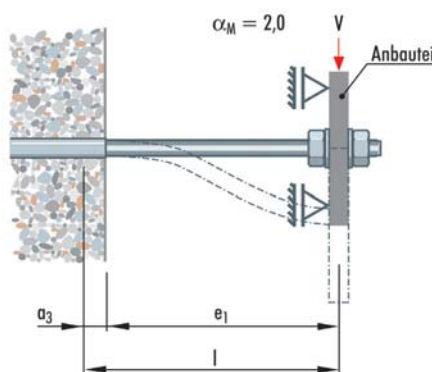
$$l = a_3 + e_1$$

$$M_{Sd} = V_{Sd} \times l / \alpha_M$$

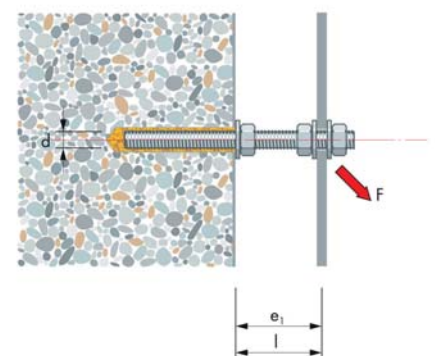
mit e_1 = Abstand zwischen Querlast und Betonoberfläche; d = Nenndurchmesser des Dübels; $a_3 = 0,5 d$ bzw. 0 (Scheibe und Mutter direkt gegen Betonoberfläche geklemmt)



Frei drehbares Anbauteil



Voll eingespanntes Einbauteil



Konstruktion mit Spannmutter

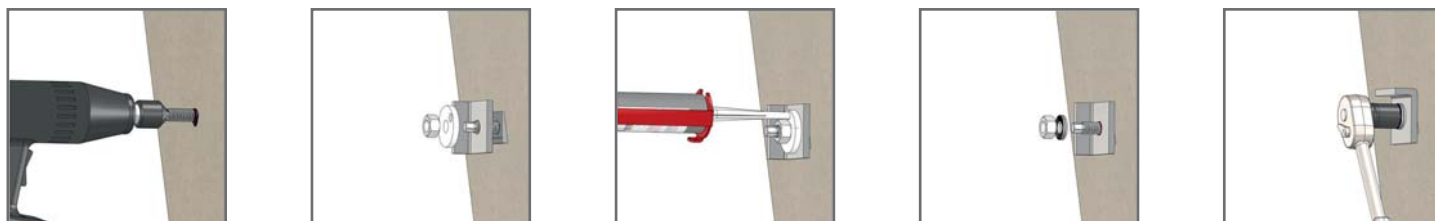
Ein volleingespanntes Anbauteil halbiert den Hebelarm. Eine Spannmutter kann den Hebelarm gerade bei kurzen Abständen günstig beeinflussen.

Unter Ansatz der in der Zulassung gegebenen Normal- und Schubspannungsschwingbreiten ergeben sich unter Ansatz der Querschnittswerte folgende Bemessungswiderstände:

	TSM BC SB			
	10 M12	14 M16	22 M20	22 M24
Spannungsquerschnitt [mm ²]	60,8	128,7	240,5	326,9
Widerstandsmoment im Spannungsquerschnitt [mm ³]	113,6	269,4	526,2	909,2
Maximale Zuglast $\Delta F_{D,Rd,t}$ [kN] Unter Berücksichtigung der Normalspannungsschwingbreite von $\Delta \tau_{D,Rk,t} = 60 \text{ N/mm}^2$ und $\gamma_M = 1,15$	3,2	6,7	12,5	17,1
Maximale Querkraft $\Delta F_{D,Rd,s}$ [kN] unter Berücksichtigung der Schubspannungsschwingbreite von $\Delta \tau_{D,Rk,s} = 30 \text{ N/mm}^2$ und $\gamma_M = 1,15$	1,6	3,4	6,3	8,5
Maximales Biegemoment $\Delta M_{D,Rd,b}$ [kNm] Unter Berücksichtigung der Normalspannungsschwingbreite von $\Delta \tau_{D,Rk,b} = 130 \text{ N/mm}^2$ und $\gamma_M = 1,15$	12,8	30,5	59,5	102,8

Einbau

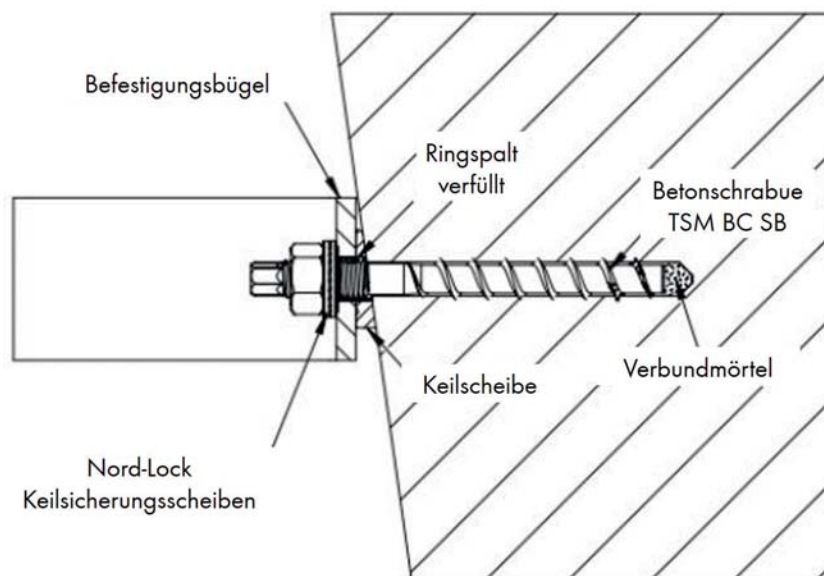
Nach Bohren und Bohrlochreinigung wird ein spezieller Verbundmörtel ins Bohrloch eingebracht. Beim Eindrehen der Schraube wird der Mörtel über den Ringspalt herausgedrückt und tritt an der Oberfläche aus. Eine Aushärtezeit des Mörtels ist nicht zu berücksichtigen. Nachdem unter dem Anbauteil Ausgleichselemente wie Keilscheiben oder Mörtelschichten angebracht sind, ist der Ringspalt zwischen Dübel und Anbauteil über eine geeignete Verfüllscheibe mit einem Verbundmörtel zu schließen. Nach dem Aushärten des Mörtels wird die Verfüllscheibe wieder entfernt. Eine Keilsicherungsscheibe verhindert das Lösen der Mutter, die mit dem geforderten Drehmoment aufgebracht wird.



Anwendung Hektometerzeichen und weitere Einbauten in Bahntunnels

Nach M804.5601 Tabelle 1 sind Ausrüstungsgegenstände in Tunnelbauwerken auf Ermüdung nachzuweisen. Einer besonderen Betrachtung unterliegen hier Bauteile für die Oberleitung.

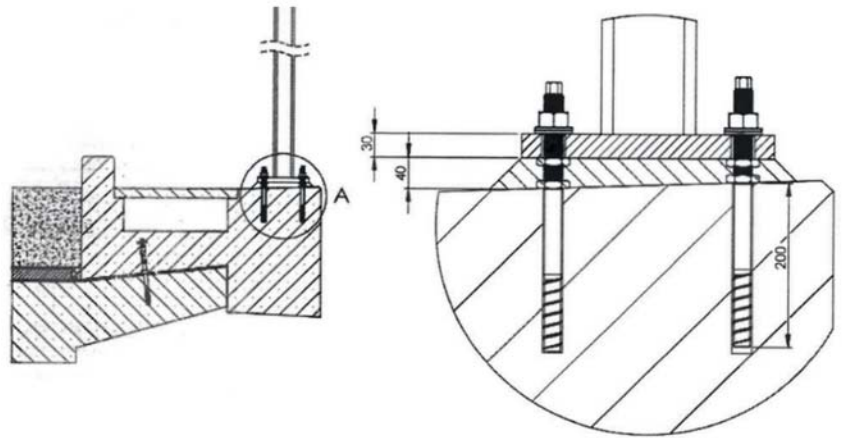
Gezeigt ist ein Befestigungspunkt für ein Hektometer-/Kilometerzeichen. Mit einer Keilscheibe wird die Tunnelkrümmung ausgeglichen. Der Abstand Mitte Anbauteil/Betonoberfläche ist hier in der Regel < 10 mm – ein Nachweis der Biegebeanspruchung im Ermüdungsnachweis nach Zulassung 21.51-21izbia/018-2101#022-(031/13-ZUL) kann deshalb entfallen.



Anwendung Lärmschutzwände an Bahnstrecken

M804.5501 gibt Hinweise auf die dynamischen Einwirkungen aus dem Zugverkehr. Durch die Ausgleichsschicht ist der Abstand der Ankerplatte zum Beton in jedem Fall > 10 mm.

Im Ermüdungsnachweis nach Zulassung
21.51-21izbia/018-2101#022-(031/13-ZUL)
ist die Biegebeanspruchung nachzuweisen.



Sie haben weitere Fragen zu dynamisch beanspruchten Verankerungen?
Wir stehen Ihnen gerne zur Verfügung. Senden Sie einfach eine E-Mail mit
Ihrem Anliegen an ingenieure@wuerth.com

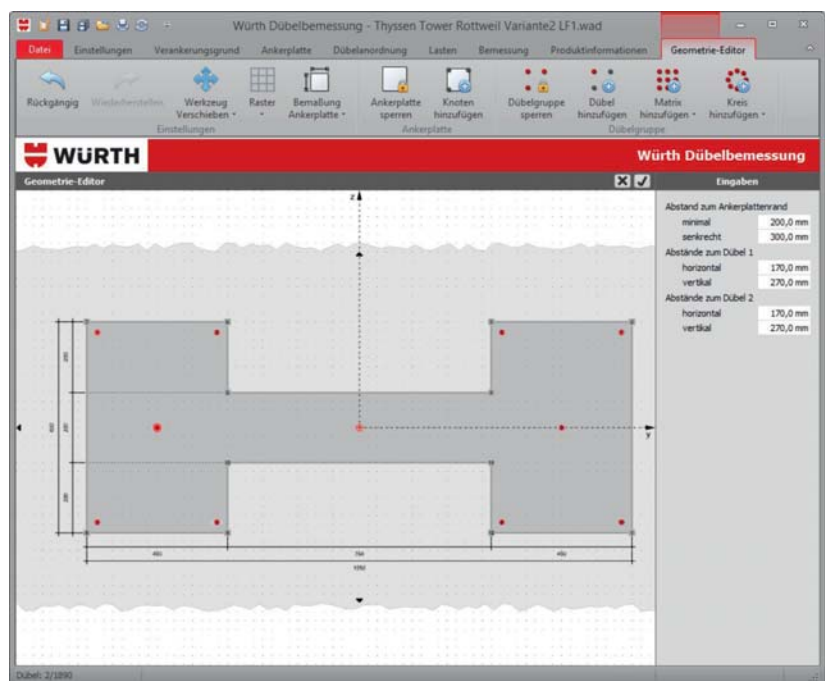
DIE NEUE WÜRTH DÜBELSOFTWARE OHNE LIMITS!

Mit der neuen Dübelbemessungssoftware bietet Würth ein Programm, das sich konsequent an den Anforderungen seiner Nutzer ausrichtet:

- Freie Eingabe der Betongüten
- Freie Eingabe der Plattengeometrie
- Freie Eingabe der Dübelgeometrie

Die neue Würth Dübelbemessungssoftware finden Sie kostenlos als Download unter

www.wuerth.de/ingenieure



HARMONISIERUNG DER BEMESSUNG VON VERBINDUNGEN IM STAHLBETONBAU UND IN DER BEFESTIGUNGSTECHNIK

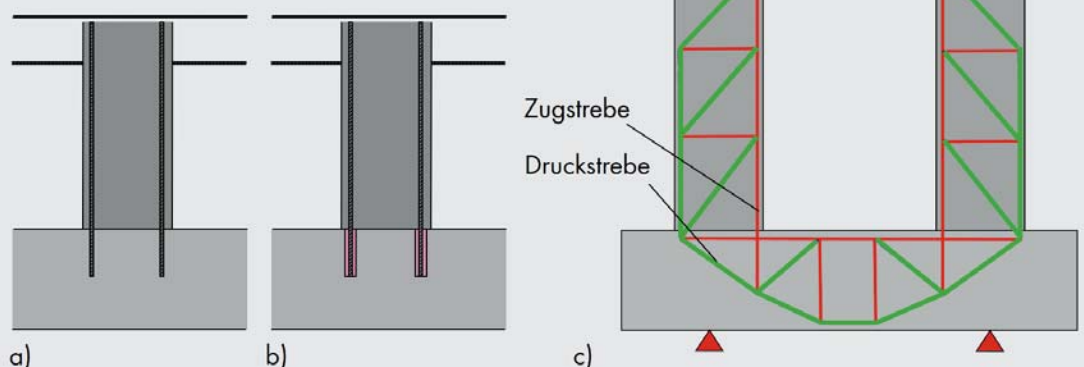
Autor: Prof. Dr.-Ing. Rolf Eligehausen

1. Einleitung

Im Stahlbetonbau müssen die einzelnen Bauteile miteinander verbunden werden, z. B. Balken mit Stütze oder Stütze mit Fundament. Bild 1a zeigt die Verbindung einer Stütze bzw. Wand mit einem Fundament mit einbetonierter Bewehrung. Im Allgemeinen wird die Anschlussbewehrung im Fundament mit Haken bzw. Winkelhaken verankert, um die erforderliche Verankerungslänge unterzubringen. Bei ausreichend dickem Fundament ist auch eine Verankerung mit geraden Enden der Rippenstäbe möglich. Die Verbindung ist ein Diskontinuitätsbereich (D-Bereich), in dem die Bernoulli Hypothese nicht gültig ist (Schlaich, Schäfer et al. (1987)). Sie wird im Allgemeinen auf der Grundlage eines Fachwerkmodells bemessen.

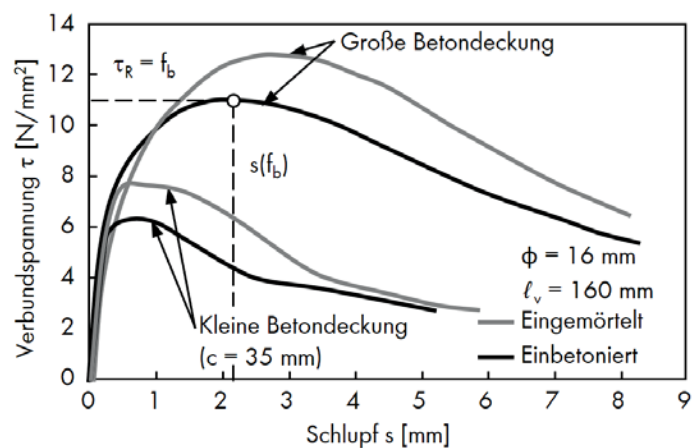
Bild 1c zeigt ein Fachwerkmodell für die Verbindung zwischen einem Fundament und zwei Wänden, die durch nach außen wirkende Horizontalkräfte mit großen Hebelarm belastet werden. In der Regel bestehen die Zugstäbe aus Bewehrung und die Druckstreben aus Beton. Ihre Verbindung erfolgt in den Knoten. Zugstäbe aus Beton können verwendet werden, wenn die Betonzugspannungen deutlich kleiner sind als die Betonzugfestigkeit. Der Nachweis der Stäbe und Knoten des Fachwerks sowie der Verankerung der Bewehrung im Knoten erfolgt nach Eurocode 2 (2005).

Bild 1: Verbindung zwischen Stütze/Wand und Fundament mit a) einbetonierten Bewehrungsstäben und b) eingemörtelten Bewehrungsstäben, nach Herzog (2008); c) Fachwerkmodell für die Verbindung zwischen zwei Wänden (belastet durch nach außen gerichtete Horizontalkräfte) und Fundament, nach Kupfer, Münger et al. (2003)



Die Verbindung kann auch mit nachträglich eingemörtelten gerippten Bewehrungsstäben ausgeführt werden (Bild 1b). Das Verbundverhalten von Bewehrungsstäben, die mit einem geeigneten Injektionsmörtel einbetoniert werden, ist demjenigen von einbetonierten Rippenstäben gleichwertig oder besser. Dies gilt sowohl für statische Belastungen (Spieth (2003)) (vergl. Bild 2) als auch für zyklische Belastungen, wie sie bei Erdbeben vorkommen (Simons (2007)). Daher sind nach EOTA (2006-2) Verbindungen mit nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben nach den Regeln für einbetonierte Rippenstäbe zu bemessen.

Das Verbundverhalten von nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben hängt von zahlreichen Einflussfaktoren ab (u. a. Mörtelart, Art des Bohrverfahrens (Hammer oder Diamantbohren), Reinigung des Bohrlochs, Injektion des Mörtels, Temperatur, Feuchtigkeit des Betons, Dauerlast) (vergl. Elgehausen et al. (2006)).



Daher muss das verwendete Injektionsmörtelsystem bauaufsichtlich zugelassen sein. Dies erfolgt in Europa auf der Grundlage des EOTA Technical Report (TR) 023 (EOTA (2006-2)), der für statische Belastungen gilt. In den USA erfolgt die Qualifizierung nach AC308 (2015). AC308 stimmt für statische Belastungen weitgehend mit dem Technical Report 023 überein, zusätzlich wurden jedoch Versuche und Beurteilungskriterien für seismische Belastung und für hochfeste, steife Verbundmörtel (die bei der Einführung von TR 023 noch nicht auf dem Markt waren) aufgenommen.

Man kann die Bewehrung der Stützen und Wände auch an eine steife Ankerplatte anschweißen bzw. mit einem Stützenschuh (der von einigen Herstellern vertrieben wird) verbinden und Ankerplatte bzw. Stützenschuh über Verbunddübel an das Fundament anschließen (Bild 3a). Die Verbindung wird nach CEN/TS 1992-4 (2009) bzw. in Zukunft nach der harmonisierten Norm EN 1992-4 (2016) bemessen. Die Befestigung muss für alle Versagensarten nachgewiesen werden: bei Zugbeanspruchung für Stahlversagen der Anker, Betonausbruch, kombiniertes Verbund- und Betonversagen sowie Spalten des Betons (vergl. Bild 3b und Bild 6).

Bild 2: Verbundspannungs-Schlupf-Kurven von einbetonierten und nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben für kleine und große Betondeckung, nach Spieth (2003)

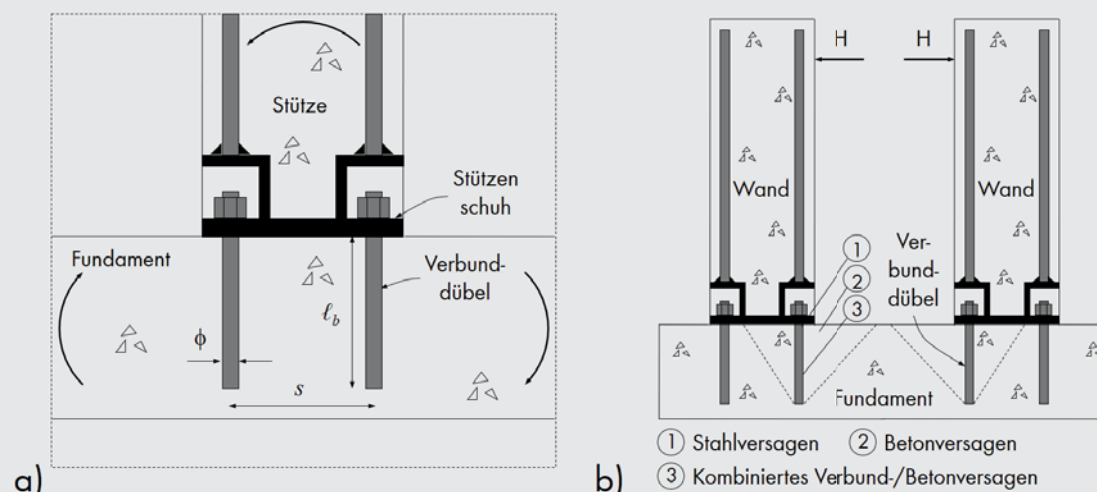
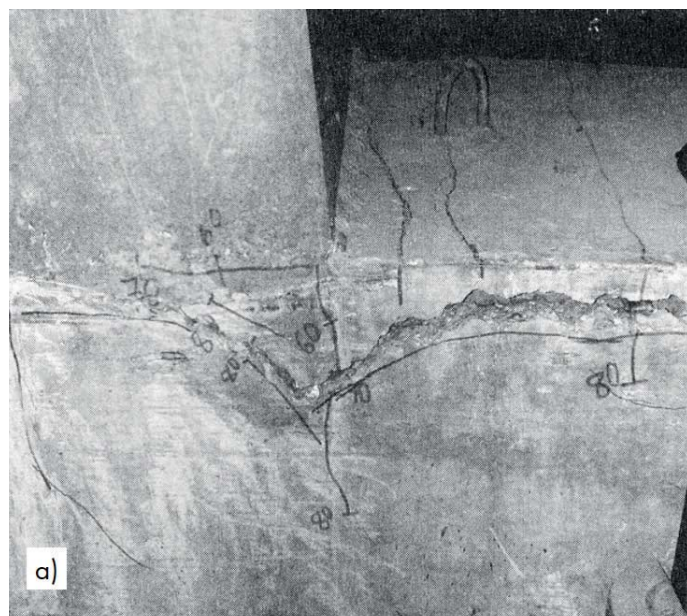


Bild 3: Verbindung zwischen Stütze und Fundament (Bewehrung des Fundaments nicht dargestellt) mit a) Stützenschuhen und Verbunddübeln (Mahrenholtz et. al (2015)) und erforderliche Nachweise für eine Verbindung mit Verbunddübeln (nach Herzog (2008))

Wenn die Stützen mit der gleichen Last beansprucht werden, die Ankerplatte ausreichend steif ist und der Achsabstand s zwischen den beiden Bewehrungslagen der Stahlbetonstütze bzw. zwischen den Verbunddübeln gleich groß ist, wird der Beton im Bereich der Verbindungen nach Bild 1a, b bzw. Bild 3a durch die gleichen Zug-, Druck- und Querkkräfte beansprucht. Nimmt man an, dass das Verbundverhalten von einbetonierten bzw. eingemörtelten Bewehrungsstäben und Verbunddübeln nahezu gleich ist, sollte die nach Eurocode 2 (2005) erforderliche Verankerungslänge der Bewehrungsstäbe etwa mit der nach CEN/TS 1992-4 (2009) berechneten Verankerungslänge der Verbunddübel übereinstimmen. In Abschnitt 2 wird gezeigt, dass die beiden Bemessungsverfahren auch bei Annahme der gleichen Verbundfestigkeit deutlich unterschiedliche Verankerungslängen liefern können. Dies ist für den bemessenden Ingenieur kaum verständlich.

Fachwerkmodelle zeigen anschaulich den Kraftfluss in einem D-Bereich, gewährleisteten Gleichgewicht und lassen die Bereiche erkennen, in denen der Beton auf Zug beansprucht wird. Allerdings ist ein dreidimensionales Fachwerkmodell (das für die Verbindung Stütze/Fundament erforderlich ist) nicht einfach zu erstellen (Bruckner (2006)). Während die in der Bemessung zu verwendenden Festigkeiten von Zugstäben, Druckstreben und Knoten im Eurocode 2 (2005) genormt sind, müssen die Abmessungen der Druckstreben und Knoten angenommen werden. Für die gleiche Verbindung können verschiedene Ingenieure unterschiedliche Abmessungen annehmen, wodurch die berechneten Tragfähigkeiten deutlich variieren können. Um dieses Problem zu umgehen, wird in Abschnitt 3 auf der Grundlage der Ergebnisse von Versuchen (Mahrenholtz, Akguzel (2012)) untersucht, ob eine Verbindung zwischen Stütze bzw. Wand und Fundament mit einbetonierten oder eingemörtelten Bewehrungsstäben nach den Regeln für Verbunddübel bemessen werden kann.

Bei diesem Bemessungsverfahren wird der Nachweis der Druckstreben im Fachwerkmodell durch den Nachweis gegenüber Betonausbruch ersetzt. Dieser Ansatz ist nach den Ergebnissen von Versuchen und numerischen Simulationen gerechtfertigt, weil Betonausbruch beobachtet wurde (Bild 4).



2. Erläuterung der beiden Bemessungsmodelle

2.1 Bemessung von Verbindungen nach Eurocode 2

Die Bemessung der hier behandelten Verbindungen erfolgt nach Eurocode 2 (2005) auf der Grundlage eines Fachwerkmodells (Bild 1c). Es sind die Druckstreben, Zugstäbe und Knoten sowie die Verankerungslänge der Bewehrung nachzuweisen. Im Folgenden werden nur die Vorschriften für die Bestimmung der Verankerungslänge von zugbeanspruchten Bewehrungsstäben erläutert, wobei diejenigen Koeffizienten weggelassen werden, die für den Vergleich mit Verbunddübeln (siehe Abschnitt 2.3) nicht relevant sind. Es wird also angenommen, dass Druckstreben, Zugstäbe und Knoten ausreichende Querschnitte aufweisen. Diese Annahme ist in vielen Anwendungsfällen erfüllt.

Der Basiswert der Verankerungslänge $l_{b,reqd}$ beträgt:

$$l_{b,reqd} = \phi \cdot \sigma_{sd} / (4 \cdot f_{bd}) \quad (1)$$

Dabei ist ϕ der Durchmesser des Bewehrungsstabes, σ_{sd} die Bemessungsspannung am Anfang der Verankerung ($\sigma_{sd} \leq f_{yk} / \gamma_{Ms}$ mit $\gamma_{Ms} = 1,15$) und f_{bd} der Bemessungswert der Verbundfestigkeit. Der Bemessungswert f_{bd} hängt ab von der Betonfestigkeit, dem Stabdurchmesser (für $\phi \geq 32$ mm) sowie der Lage der Bewehrung beim Betonieren und enthält einen Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Mc} = 1,5$ für Betonversagen. Er ist im Eurocode 2 (2005) angegeben und gilt für Bewehrungsstäbe mit minimal zulässiger Betondeckung (1ϕ) und minimal zulässigem lichten Abstand zu benachbarten verankerten Bewehrungsstäben (1ϕ). Unter diesen Bedingungen versagt der Verbund durch Spalten des Betons.

Der Bemessungswert der Verankerungslänge beträgt:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot l_{b,reqd} \geq l_{b,min} \quad (2)$$

Hierbei berücksichtigt α_1 die Verankerungsart ($\alpha_1 = 1,0$ für gerade Stäbe bzw. $0,7$ für Haken mit $c_d \geq 3\phi$) und α_2 die Betondeckung sowie den Stababstand ($\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - k\phi)/\phi$ mit $k = 1$ für gerade Stäbe und $k = 3$ für Haken, wobei $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$). Der Wert c_d ist als das Minimum aus Betondeckung und dem halben lichten Abstand zwischen

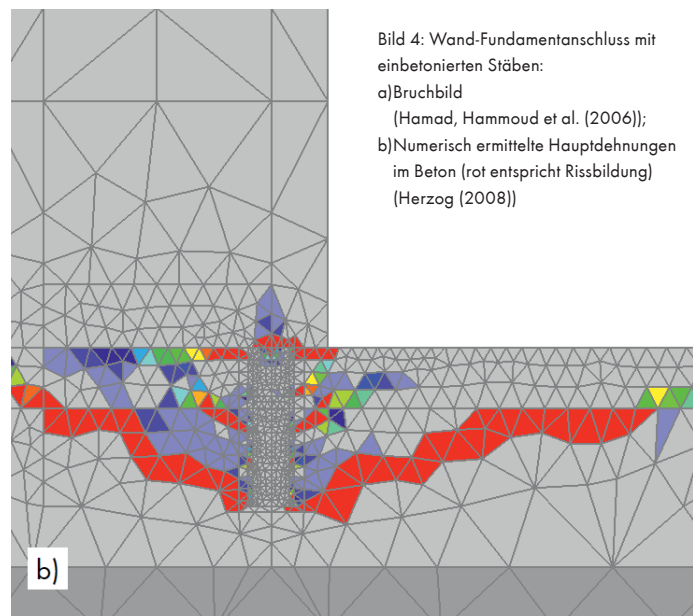


Bild 4: Wand-Fundamentanschluss mit einbetonierten Stäben:
a) Bruchbild (Hamad, Hammoud et al. (2006));
b) Numerisch ermittelte Hauptdehnungen im Beton (rot entspricht Rissbildung) (Herzog (2008))

benachbarten verankerten Bewehrungsstäben definiert. Die Mindestverankerungslänge $l_{b,min}$ entspricht dem Maximum aus $0,3l_{b,req}$, 10ϕ und 100 mm .

Die Verbundfestigkeit steigt mit zunehmendem Wert c_d an und die erforderliche Verankerungslänge nimmt ab. Dies wird durch den Koeffizienten α_2 berücksichtigt. Der reziproke Wert von α_2 entspricht der Erhöhung der Verbundfestigkeit. Für gerade Stäbe mit $c_d \geq 3\phi$ beträgt $\alpha_2 = 0,7$. Die zugehörige Verbundfestigkeit ist also $1/0,7 = 1,43$ fach höher als der in Gleichung (1) angesetzte Wert. Für gerade Stäbe mit $c_d \geq 3\phi$ wird angenommen, dass Verbundversagen durch Herausziehen erfolgt.

Je Bewehrungsstab mit einer Verankerungslänge l_b kann eine Bemessungszugkraft T_d nach Gleichung (3) in den Beton eingeleitet werden.

$$T_d = \pi \cdot \phi \cdot l_b \cdot f_{bd} / (\alpha_1 \cdot \alpha_2) \leq A_s \cdot \sigma_{sd} \quad (3)$$

mit $\sigma_{sd} \leq f_{yk} / \gamma_{Ms}$, $\gamma_{Ms} = 1,15$ und $A_s = \pi \phi^2 / 4$

Bei der Berechnung der von einem Bewehrungsstab in den Beton eingeleiteten Zugkraft nach Gleichung (3) werden die Versagensarten Fließen der Bewehrung, Spalten des Betons und Herausziehen berücksichtigt. Nachträglich eingemörtelte Bewehrungsstäbe können wie einbetonierte Bewehrungsstäbe bemessen werden, wenn nach EOTA (2006-2) ein mit einbetonierten Bewehrungsstäben mindestens gleichwertiges Verbundverhalten nachgewiesen wurde. Bei diesen Prüfungen werden der Einfluss der wesentlichen Parameter auf das Verbundverhalten der eingemörtelten Stäbe sowie die Anwendungsgrenzen der Installationstechnik untersucht. In Ausziehversuchen mit kurzer Verbundlänge (5ϕ) und enger Abstützung muss in Beton mit $f_{c,cube} = 25\text{ N/mm}^2$ eine mittlere Verbundfestigkeit $f_{bm} \geq 10\text{ N/mm}^2$ erreicht werden, wobei die in den Eignungsversuchen ggf. ermittelten Abminderungen (z.B. in feuchtem Beton oder bei Dauerlasten) zu berücksichtigen sind. Die nachzuweisende mittlere Verbundfestigkeit $f_{bm} = 10\text{ N/mm}^2$ stimmt etwa mit der in Vergleichsversuchen mit einbetonierten Bewehrungsstäben gemessenen mittleren Verbundfestigkeit überein (Spieth (2003)).

Der Grenzwert $f_{bm} = 10\text{ N/mm}^2$ kann auch wie folgt hergeleitet werden: Für Beton C20/25 beträgt der Bemessungswert der Verbundfestigkeit

$f_{bd} = 2,3\text{ N/mm}^2$. Nach Elgehausen et al. (2006) beträgt die charakteristische Verbundfestigkeit das 0,75-fache des Mittelwertes. Berücksichtigt man weiterhin den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Mc} = 1,5$ erhält man $f_{bm} = 2,3 \cdot 1,5 / 0,75 = 4,6\text{ N/mm}^2$. Dieser Wert gilt für $c_d = 1\phi$, große Verankerungslängen und gerissenen Beton. Die Ausziehversuche werden mit großer Betondeckung und kurzer Verankerungslänge im ungerissenen Beton durchgeführt. Bei großer Betondeckung steigt f_{bd} um das 1/0,7fache an. Bei großer Verankerungslänge nimmt die Verbundfestigkeit gegenüber dem für kurze Verbundlänge geltenden Wert um ca. 10 % ab (Spieth (2003)). Im gerissenen Beton (Rissbreite 0,3 mm) werden ca. 30 % niedrigere Verbundfestigkeiten gemessen als im nicht gerissenen Beton (Idda (1999)). Damit erhält man für die in den Zulassungsversuchen vorliegenden Bedingungen $f_{bm} = 4,6 / (0,7 \cdot 0,9 \cdot 0,7) = 10,4 \approx 10\text{ N/mm}^2$.

Mit zunehmender Betonfestigkeit steigt f_{bd} nach Eurocode 2 (2005) mit $f_{ck}^{2/3}$ an. Daher nimmt die für eingemörtelte Bewehrungsstäbe nachzuweisende mittlere Verbundfestigkeit ebenfalls mit $f_{ck}^{2/3}$ zu. Sind die gemessenen mittleren Verbundfestigkeiten in C20/25 und C50/60 nicht niedriger als die Grenzwerte, dürfen eingemörtelte Bewehrungsstäbe in Beton mit einer nominellen Festigkeit $C20/25 \leq C \leq C50/60$ wie einbetonierte Stäbe bemessen werden. Ist die gemessene Verbundfestigkeit in C50/60 kleiner als der Grenzwert, wird die in der Bemessung ansetzbare Verbundfestigkeit entsprechend reduziert (vergl. Bild 5a).

Bild 5a): Erforderliche mittlere Verbundfestigkeit für nachträglich eingemörtelte Bewehrungsstäbe und Ableitung des Bemessungswertes der Verbundfestigkeit, nach EOTA (2006-2);

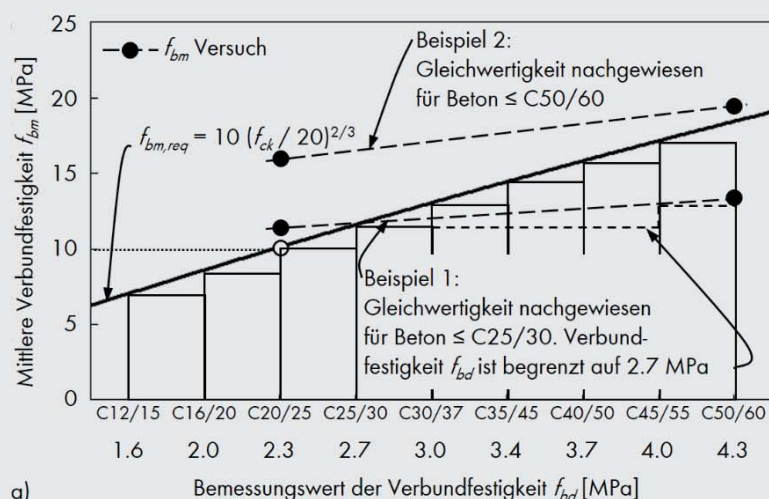
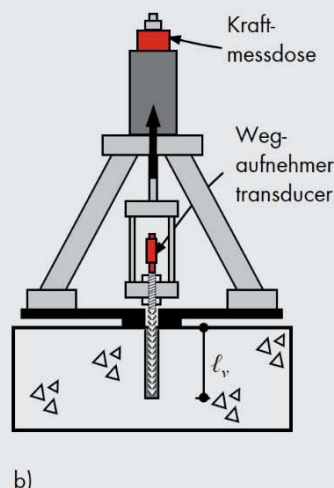


Bild 5b): Ausziehversuch mit enger Abstützung, nach EOTA (2006-1)



2.2 Bemessung von Befestigungen mit Verbunddübeln nach CEN/TS 1992-4 (2009)

Die Bemessung von Befestigungen erfolgt derzeit nach Annex C der ETAG 001 (EOTA (2006-1)) sowie zusätzlich für Verbunddübel nach EOTA (2010). Der Inhalt beider Dokumente floss in CEN/TS 1992-4 (2009) ein. Derzeit wird CEN/TS 1992-4 in eine harmonisierte Norm (EN 1992-4 (2016)) überführt, die 2017 erscheinen soll. Im Folgenden werden die Gleichungen zur Berechnung der Bemessungswerte der Tragfähigkeiten für eine Befestigung mit Verbunddübeln nach CEN/TS 1992-4 (2009) zusammengestellt. Die Verankerungslänge wird jedoch wie im Stahlbetonbau mit l_b und nicht mit h_{ef} bezeichnet. Es wird eine zentrisch an der Ankerplatte angreifende Zugkraft vorausgesetzt.

Stahltragfähigkeit (Bild 6a)

Der Bemessungswert des Widerstandes eines Stabes ergibt sich nach Gleichung (4). Er wird bei Dübeln mit der Bruchfestigkeit f_u berechnet, bei Bewehrungsstäben im Stahlbetonbau jedoch mit der Streckgrenze f_y :

$$N_{Rd,s} = A_s \cdot f_{yk} / \gamma_{Ms} \text{ mit } \gamma_{Ms} = 1,2 \cdot f_{yk} / f_{yk} \geq 1,4 \quad (4)$$

Betonausbruch (Bild 6b)

Der Bemessungswert des Widerstandes bei Bildung eines Ausbruchkörpers, der vom Ende der Verankerungslänge ausgeht, wird nach dem Concrete Capacity Model (Fuchs, Elgehausen et al. (1995)) berechnet:

$$N_{Rd,c} = k \cdot f_{ck}^{0,5} \cdot \ell_b^{1,5} \cdot A_{c,N} / A_{c,N}^0 \cdot \psi_{s,N} / \gamma_{Mc} \quad (5)$$

$$\text{mit } \gamma_{Mc} = \gamma_c \cdot \gamma_{instr} \cdot \gamma_c = 1,5$$

Der Faktor k beträgt bei gerissenem Beton $k_{cr} = 7,2$ und bei ungerissenem Beton $k_{ucr} = k_{cr} / 0,7 = 10,1$. Die charakteristische Betondruckfestigkeit f_{ck} wird an Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm bestimmt. Der Aus-

bruchkörper wird als Pyramide mit der Seitenlänge $s_{cr,N} = 2c_{cr,N} = 3h_{ef}$ idealisiert. Kann sich wegen eines zu geringen Rand- oder Achsabstandes kein vollständiger Ausbruchkörper ausbilden, wird die Abnahme der Versagenslast durch die Faktoren $A_{c,N} / A_{c,N}^0$ und $\psi_{s,N}$ berücksichtigt. Die Berechnung dieser Faktoren ist in CEN/TS 1992-4 (2009) angegeben.

Verbundtragfähigkeit (Bild 6c)

Bei Überschreiten der Verbundfestigkeit versagt die Verankerung durch kombiniertes Verbund- und Betonversagen (Herausziehen).

Der Bemessungswert des Widerstandes beträgt:

$$N_{Rd,p} = \pi \cdot \phi \cdot \ell_b \cdot f_{bk} \cdot A_{p,N} / A_{p,N}^0 \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{g,Np} / \gamma_{Mp} \quad (6)$$

$$\text{mit } \gamma_{Mp} = \gamma_{Mc}$$

Die Verbundfestigkeit f_{bk} (f_{bk} wird in CEN/TS 1992-4 (2009) τ_{rk} genannt) ist experimentell nach ETAG 001, Teil 5 (EOTA (2006-1)) zu ermitteln.

Bei geringem Rand- und Achsabstand wird die Abnahme der Tragfähigkeit durch die Faktoren $A_{p,N} / A_{p,N}^0$ sowie $\psi_{s,Np}$ erfasst. Bei Gruppen darf zusätzlich der Faktor $\psi_{g,Np}$ angesetzt werden. Die Berechnung aller Faktoren ist CEN/TS 1992-4 (2009) zu entnehmen.

Spalten des Betons (Bild 6d)

Auf diese Versagensart wird in diesem Beitrag nicht eingegangen.

Es wird vereinfachend angenommen, dass Spalten nicht maßgebend ist ($c_{cr,sp} \leq c_{cr,N}$).

Der rechnerische Bemessungswert des Widerstandes einer Befestigung mit Verbunddübeln entspricht dem Minimum der Tragfähigkeiten nach den Gleichungen (4) bis (6):

$$N_{Rd} = \min \{ N_{Rd,s}; N_{Rd,c}; N_{Rd,p} \}$$

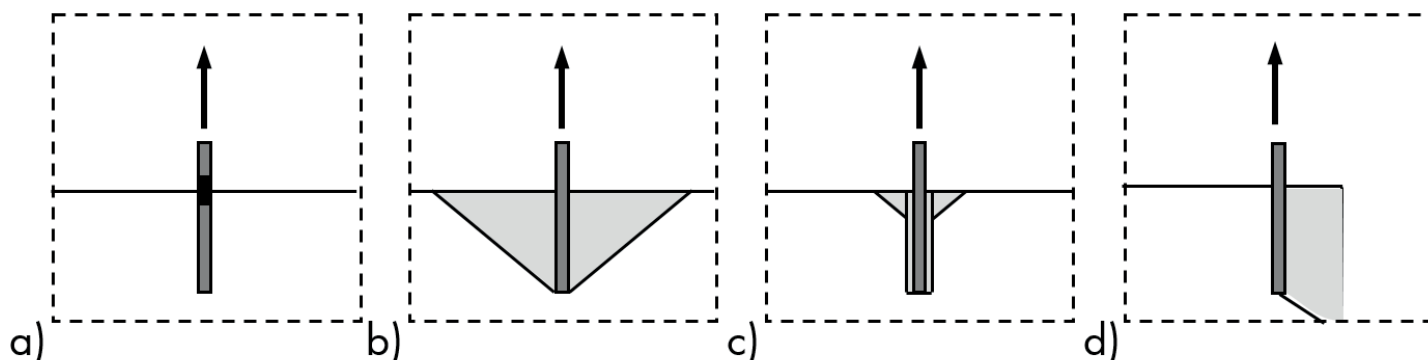


Bild 6: Versagensarten eines Verbunddübels:

- a) Stahlversagen;
- b) Betonausbruch;
- c) kombiniertes Verbund- und Betonversagen (Herausziehen);
- d) Spalten,

nach Cook, Kunz et al. (1998), ergänzt für Spalten in Elgehausen, Mahrenholtz (2014)

2.3 Vergleich der Bemessungsansätze

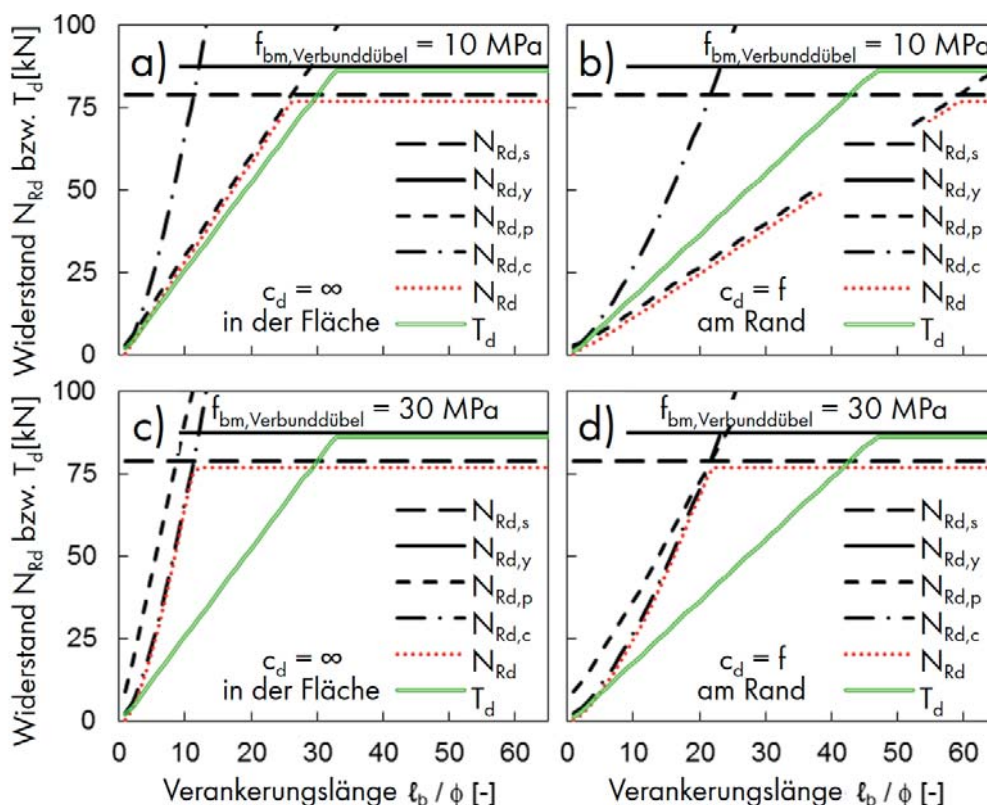
Bei der Bemessung der Verankerung einer Bewehrung nach Eurocode 2 (2005) wird die erforderliche Verankerungslänge für den Bemessungswert der Stahlspannung σ_{sd} berechnet, wobei σ_{sd} kleiner sein kann als der Bemessungswert der Stahlstreckgrenze f_{yd} . Der Bemessungswert der Verbundfestigkeit wird aus der Betonzug- bzw. druckfestigkeit bestimmt. Dies ist möglich, weil Betonstahl und Beton genormt sind. Bei Bemessung für $\sigma_{sd} = f_{yd}$ gewährleistet ein deutlich höherer Teilsicherheitsbeiwert für Beton ($\gamma_{Mc} = 1,5$) als für Betonstahl ($\gamma_{Ms} = 1,15$) ein duktils Versagen. In der Regel müssen die im Verankerungsbereich auftretenden Querkraftkräfte durch Bewehrung aufgenommen werden. Der minimale Achsabstand zwischen benachbarten verankerten Stäben sowie die minimale Betondeckung sind mit 1ϕ gering. Die Verankerungslänge beträgt in der Regel $l_b \geq 25\phi$. Das Bemessungsverfahren ist relativ einfach.

Bei der Bemessung eines Verbunddübels nach CEN/TS 1992-4 (2009) müssen die Bemessungswerte der Widerstände für alle Versagensarten berechnet werden. Die charakteristische Verbundfestigkeit wird aus den Ergebnissen von Zulassungsversuchen abgeleitet, weil sie produktabhängig ist. Sie kann deutlich höher sein als die von einbetonierten Bewehrungsstäben. Der Teilsicherheitsbeiwert γ_{Mc} für Betonversagen entspricht dem Wert in Eurocode 2 (2005), multipliziert mit einem Beiwert γ_{inst} ($1,0 \leq \gamma_{inst} \leq 1,4$), mit dem die Empfindlichkeit von Verbunddübeln gegenüber unvermeidlichen Montageungenauigkeiten bewertet wird. Der auf die Streckgrenze bezogene Teilsicherheitsbeiwert ist mit $\gamma_{Ms} = 1,4f_{yk}/f_{uk} \geq 1,2$ etwas höher als nach Eurocode 2 (2005). Das Bemessungsverfahren setzt voraus, dass sich das lastaufnehmende Bauteil im Gebrauchszustand befindet, wenn die Befestigung den Bruchzustand erreicht. Die minimalen Achs- und Randabstände sind mit $\geq 5\phi$ wesentlich größer als bei einbetonierten Bewehrungsstäben. Die maximale in der Bemessung ansetzbare Verankerungslänge ist auf 20ϕ begrenzt. Das Bemessungs-

verfahren ist relativ aufwändig, erlaubt jedoch die Ausnutzung der Verbundfestigkeit eines Verbunddübel-systems.

In Bild 7 werden die nach Abschnitt 2.1 (einbetonierter oder eingemörtelter Bewehrungsstab) beziehungsweise Abschnitt 2.2 (Verbunddübel mit $\gamma_{inst} = 1,0$) berechneten Bemessungswerte der Widerstände miteinander verglichen. Die Darstellungen gelten für einen einzelnen Bewehrungsstab $\phi = 16$ mm mit $f_{yk}/f_{uk} = 500$ MPa/550 MPa in Beton C20/25. Aufgetragen sind die Bemessungswerte der Widerstände T_d nach Gleichung (3) für einen einbetonierten oder eingemörtelten Bewehrungsstab und N_{Rd} nach den Gleichungen (4) bis (7) für einen Verbunddübel in Abhängigkeit der bezogenen Verankerungslänge l_b/ϕ . Die Bilder 7a) und Bild 7c) gelten für einen großen Randabstand, Bild 7b) und Bild 7d) für einen Randabstand $c_d = 1\phi$. In den Darstellungen wird nicht berücksichtigt, dass bei Verbunddübeln die in der Bemessung ansetzbare Verbundlänge auf 20ϕ begrenzt ist und Befestigungen mit $c_d = 1\phi$ aus bohrtechnischen Gründen (Beschädigung des Betons) nicht ausgeführt werden dürfen. Für einbetonierte Bewehrungsstäbe wird $f_{bd} = 2,3$ N/mm² angenommen. Es werden in Bild 7a) und Bild 7b) Verbunddübel mit einer mittleren Verbundfestigkeit $f_{bm} = 10$ N/mm² (die auch für einbetonierte Rippenstäbe gilt) untersucht sowie in Bild 7c) und Bild 7d) Dübel mit einer hohen Verbundfestigkeit $f_{bm} = 30$ N/mm² (die für Mörtel auf Epoxydharzbasis realistisch ist). Der Bemessungswert der Verbundfestigkeit wird zu $f_{bd} = f_{bm} \cdot 0,75 \cdot 0,7/1,5 = 0,35f_{bm}$ angenommen; es wird also der für große Verankerungslängen $l_b > 20\phi$ geltende Abminderungsfaktor 0,9 vernachlässigt.

Bild 7: Bemessungswiderstände einer Einzelverankerung mit einbetoniertem oder eingemörteltem Bewehrungsstab berechnet als Endverankerung nach Eurocode 2 (2005) bzw. als Verbunddübel nach CEN/TS 1992-4 (2009), nach Elgehausen, Mahrenholtz (2014)



Aus den Darstellungen ist folgendes zu erkennen:

- Bei Verbunddübeln ist der Bemessungswert des Widerstandes für Stahlversagen niedriger als für einbetonierte Bewehrungsstäbe. Dies liegt an dem höheren Teilsicherheitsbeiwert γ_{Ms} für Verbunddübel.
- Bei Verbunddübeln mit $f_{bm} = 10 \text{ N/mm}^2$ ergeben sich bei gleicher Verankerungslänge bei großem Randabstand geringfügig höhere und bei $c_d = 1\phi$ deutlich niedrigere Widerstände als bei einbetonierten Bewehrungsstäben.
- Bei Verbunddübeln mit $f_{bm} = 30 \text{ N/mm}^2$ ist Betonausbruch maßgebend. Zur Einleitung der Stahltragfähigkeit ist bei großem Randabstand $\ell_b \approx 10$ und bei kleinem Randabstand ($c_d = 1\phi$) $\ell_b \approx 20\phi$ erforderlich. Demgegenüber ist die erforderliche Verankerungslänge von einbetonierten Bewehrungsstäben mit $\ell_b = 33\phi$ (großer Randabstand) bzw. $\ell_b = 47\phi$ ($c_d = 1\phi$) wesentlich größer. Bei Verankerungen mit eingemörtelten Bewehrungsstäben darf eine hohe Verbundfestigkeit bisher nicht ausgenutzt werden.

Bild 8: Foto einer Befestigung mit vielen angeschweißten Bewehrungsstäben; Carrato (2015)

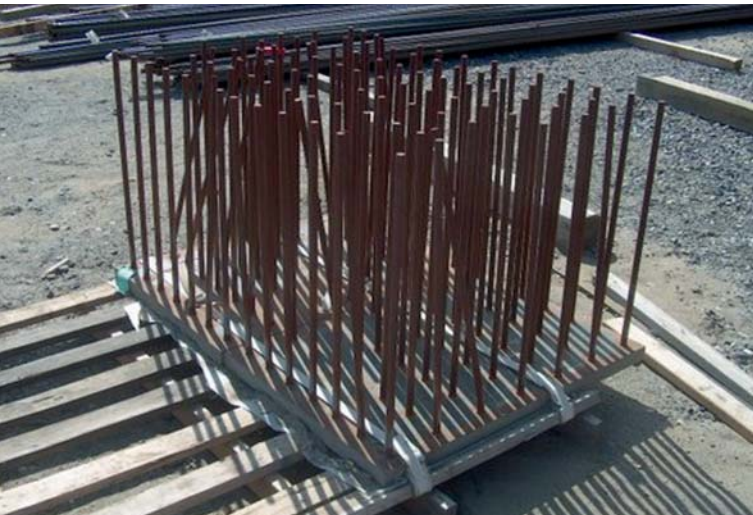
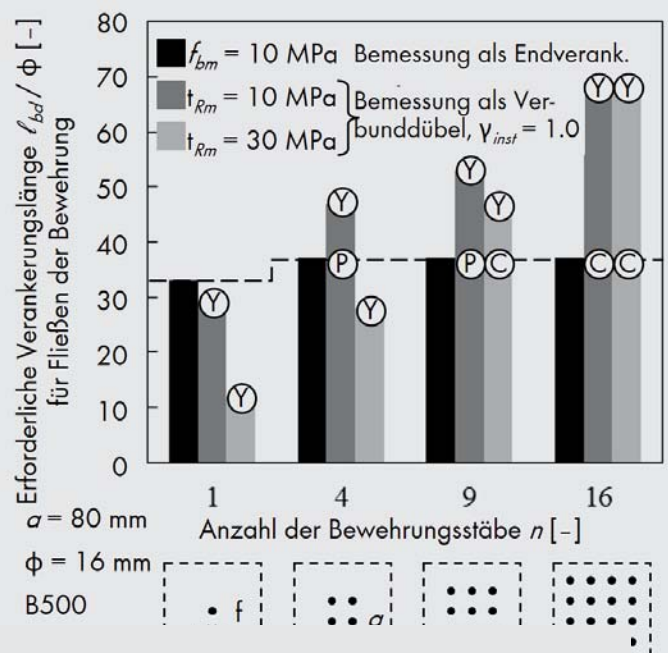


Bild 8 zeigt eine Befestigung mit vielen geraden, gerippten Bewehrungsstäben, die an eine Ankerplatte angeschweißt sind. Die Befestigung wurde in eine dicke Betonplatte eingebaut und wird durch eine zentrische Zugkraft belastet (Carrato (2015)). Die Länge der angeschweißten Rippenstäbe wurde nach der Stahlbetontheorie für die Streckgrenze des Bewehrungsstabes berechnet, um duktilen Versagen zu gewährleisten. Sie entspricht etwa dem Wert nach Gleichung (2) für $\sigma_{sd} = f_{yd}$.

Bild 9 zeigt für ein Beispiel (Rippenstäbe, $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $\phi = 16 \text{ mm}$, lichter Stababstand $a = 80 \text{ mm}$, großer Randabstand (kein Randeinfluss), Beton C20/25) die nach der Stahlbetontheorie (Gleichung (2)) bzw. für Verbunddübel (Abschnitt 2.2) berechnete Verankerungslänge ℓ_b/ϕ in Abhängigkeit der Zahl der verankerten Stäbe. Es wurde angenommen, dass jeder Stab mit einer Stahlspannung entsprechend dem Bemessungswert der Streckgrenze beansprucht ist.

Bild 9: Vergleich der erforderlichen Verankerungslänge zur Einleitung einer zentrischen Zuglast entsprechend dem Bemessungswert der Streckgrenze aller Stäbe für Verankerungen mit $n = 1$ bis $n = 16$ Stäben. Berechnung als Endverankerung nach Eurocode 2 (2005) bzw. als Befestigung mit Verbunddübeln nach CEN/TS 1992-4 (2009). Die angegebenen Versagensarten sind für Verbunddübelbefestigungen bei der jeweiligen Verankerungslänge zu erwarten, nach Mahrenholtz, Elgehausen et al. (2015)



Nach der Stahlbetontheorie beträgt die erforderliche Verankerungslänge für einen Einzelstab $l_{bd} = 33\phi$, sie steigt für Verankerungen mit $n \geq 4$ Stäben auf $l_{bd} \approx 37\phi$ an. Für eine Befestigung mit einem Verbunddübel mit einer Verbundfestigkeit $f_{bm} = 10$ MPa, die auch für einbetonierte Stäbe gilt, ergibt sich $l_{bd} \approx 33\phi$. Mit zunehmender Anzahl der Verbunddübel in einer Gruppe steigt die erforderliche Verankerungslänge an, weil sich benachbarte Stäbe bei Betonausbruch bei einem Achsabstand $s < 3h_{ef}$ bzw. bei kombiniertem Verbund- und Betonversagen bis $s \approx 20d \leq 3h_{ef}$ gegenseitig beeinflussen. Bei einer Verankerungslänge nach der Stahlbetontheorie ist bei Gruppen mit $n \geq 4$ Stäben das Versagen durch kombinierten Verbund- und Betonbruch bzw. Betonausbruch bei einer wesentlich geringeren Bruchlast als der Streckgrenzlast aller Stäbe zu erwarten.

Werden die Stäbe mit einem Mörtel mit hoher Verbundfestigkeit ($f_{bm} = 30$ MPa) eingemörtelt, ist die erforderliche Verankerungslänge von Gruppen mit $n \leq 4$ Stäben bei Berechnung nach den Regeln in der Befestigungstechnik kleiner als nach der Stahlbetontheorie. Bei Gruppen mit $n > 4$ Stäben und einer Verankerungslänge nach Gleichung (2) (Stahlbetonbau) ist jedoch ein spröder Betonausbruch statt duktilem Stahlfließen zu erwarten.

Die Auswertungen zeigen, dass sich unter sonst gleichen Bedingungen die nach den Regeln im Stahlbetonbau berechneten Tragfähigkeiten von Verbindungen mit einbetonierten oder eingemörtelten Stäben deutlich von den nach den Vorschriften in der Befestigungstechnik für Verbunddübel ermittelten Werten unterscheiden können. Insbesondere bei Verbindungen mit zahlreichen Stäben ist bei einer Verankerungslänge nach der Stahlbetontheorie ein vorzeitiges sprödes Betonversagen statt duktilem Stahlversagen zu erwarten. Dies ist erklärlich, weil das Modell in Eurocode 2 (2005) für die Berechnung der Verankerungslänge die Versagensart „Betonausbruch“ nicht berücksichtigt. Diese Versagensart muss daher in dem Beispiel nach Bild 8 durch eine Rückhängebewehrung in Form von Bügeln ausgeschlossen werden. Eine als „Aufhängebewehrung“ bezeichnete Bügelbewehrung wird beispielsweise im Kreuzungsbereich von Hauptträger und unten angehängtem Nebenträger gefordert.

3. Versuche

3.1 Versuchsprogramm

Von Mahrenholtz, Akguzel (2012) wurden Versuche an Stützen-Fundament-Anschlüssen mit eingemörtelten gerippten Bewehrungsstäben unter monotoner und zyklischer Belastung durchgeführt. Zum Vergleich wurden auch Versuche mit einbetonierten geraden und mit Haken versehenen Bewehrungsstäben gefahren. Das Versuchsprogramm ist in Tabelle 1 angegeben, die auch die wesentlichen Versuchsergebnisse enthält. Die Zylinderdruckfestigkeit des Fundamentbetons lag zwischen 21 MPa und 24 MPa. Das Fundament enthielt oben und unten eine Biegebewehrung, jedoch keine Bügelbewehrung. Die Verankerungslänge der Stützenbewehrung ($f_y \approx 540$ MPa) im Fundament war wesentlich kürzer als nach Eurocode 2 (2005) erforderlich. Die mittlere Verbundfestigkeit der einbetonierten Stäbe im Fundamentbeton betrug ca. 14 MPa und die der eingemörtelten Stäbe ca. 35 MPa, jeweils gemessen in Ausziehversuchen mit enger Abstützung und einer Verankerungslänge $l_b = 5\phi$.

Die Stütze wurde durch eine Horizontalkraft im Abstand von $h = 1,5$ m von der Fundamentoberfläche weggesteuert belastet, so dass die Verbindung Stütze/Fundament überwiegend durch ein Moment beansprucht war. Bei zyklischer Belastung der Probekörper wurde die Durchbiegung der Stütze in Höhe des Lastangriffs in Stufen erhöht, wobei in jeder Stufe drei Zyklen aufgebracht wurden.

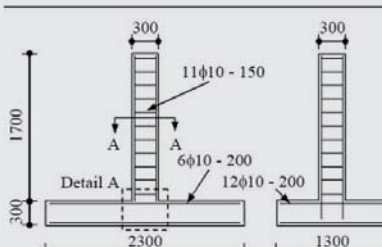
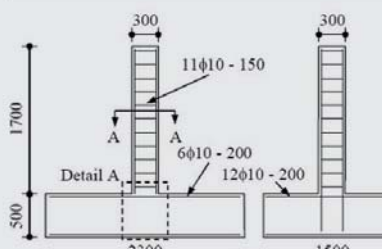
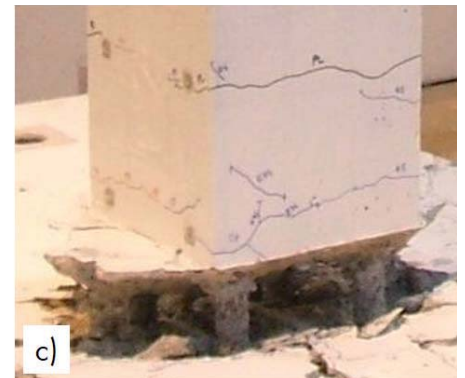
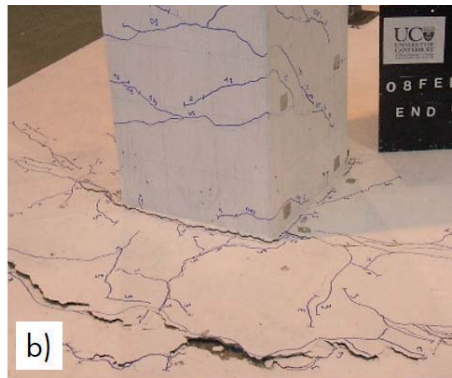
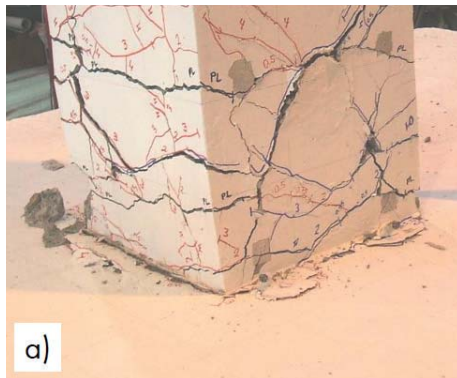
		Specimen	Section A – A	Detail A	$F_{u, Vers.}$	$M_{u, Vers.}$	1)
	1mon	1cyc	220	cast-in-place	79,4	119,1	Y
	2mon	2cyc	220	cast-in-place	70,0	105,0	Y
	3mon	3cyc	220	post-installed	50,8	76,2	P/C
	4mon	4cyc	215	post-installed	56,7	85,1	P/C
	5mon	5cyc	210	cast-in-place	80,8	121,2	Y
	6mon	6cyc	210	cast-in-place	59,6	89,4	P/C
	7mon	7cyc	210	post-installed	60,7	91,1	P/C
	8mon	8cyc	215	post-installed	46,3	69,5	P/C
	5mon	5cyc	210	cast-in-place	137,9	206,9	Y
	6mon	6cyc	210	cast-in-place	129,6	194,4	Y
	7mon	7cyc	210	post-installed	118,5	177,8	Y
	8mon	8cyc	215	post-installed	135,1	202,7	Y
	9mon	9cyc	210	post-installed	124,0	186,0	Y
	10mon	10cyc	210	post-installed	124,7	187,1	Y
	11mon	11cyc	215	post-installed	84,4	126,6	Y
	12mon	12cyc	215	post-installed	83,9	125,9	Y

Tabelle 1:
Versuchsprogramm und wesentliche Versuchsergebnisse,
nach Mahrenholtz et al. (2014)

1) Versagensarten: Y = Stahlfließen, C = Betonausbruch, P = Herausziehen

Bild 10: Typische Versagensarten der Versuchskörper:
a) Fließen der Stützenbewehrung (Versuchskörper 8cyc),
b) Betonausbruch oder kombiniertes Verbund- und Betonversagen (Versuchskörper 6mon),
c) Foto eines Versuchskörpers mit nach dem Versuch herausgezogenen Stäben, nach Mahrenholtz, Akguzel (2012)



3.2 Versuchsergebnisse

Abhängig von der Ausbildung der Verankerung der Anschlussbewehrung im Fundament wurden folgende Versagensarten beobachtet (Bild 10):

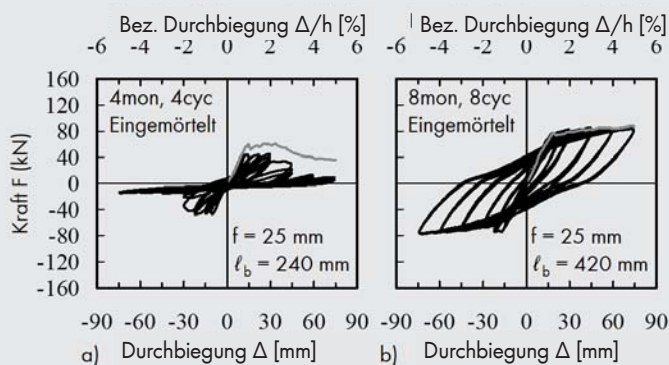
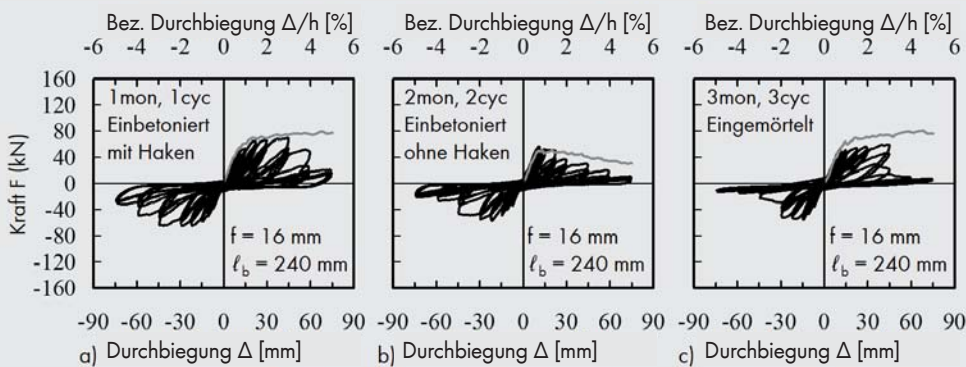
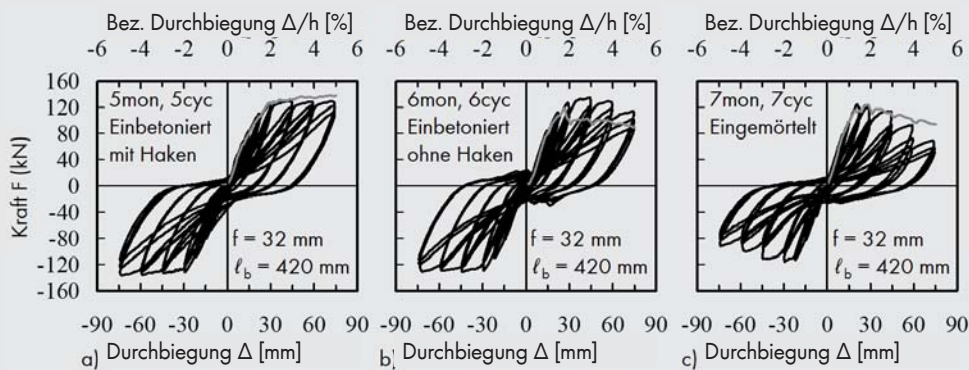
- Fließen der Anschlussbewehrung und Bildung eines plastischen Gelenks im Bereich des Stützenfußes (Bild 10a), charakterisiert durch ein Plateau in der Last-Verformungskurve und große Verformungen bei Höchstlast.
- Betonausbruch oder kombiniertes Verbund-Betonversagen (Bild 10b), charakterisiert durch eine abfallende Last-Verformungskurve nach Erreichen der Höchstlast. Es war nicht immer möglich, die beiden Versagensarten klar zu unterscheiden. In Versuchen mit einer deutlich abfallenden Last-Verformungskurve konnten die Stäbe nach dem Versuch sehr einfach ausgezogen werden (Bild 10c).

Die Bilder 11 bis 13 zeigen die gemessenen Last-Verformungskurven. Aufgetragen ist die Horizontalkraft als Funktion der Stützendurchbiegung Δ am Lastangriffspunkt bzw. die bezogene Durchbiegung Δ/h .

Bei den Versuchskörpern der Serie 5, 6 und 7 ($\phi = 32$ mm, $l_d = 420$ mm) bildete sich ein plastisches Gelenk am Ende der Stütze. Während Versuchskörper 5 (einbetonierte Stäbe mit Haken) stabile Last-Durchbiegungskurven während der zyklischen Belastung aufwies (Bild 11a), nahm bei den Versuchskörpern 6 (einbetonierte gerade Stäbe) und 7 (eingemörtelte gerade Stäbe) während der zyklischen Belastung nach Erreichen der Höchstlast die aufnehmbare Last ab (siehe Bilder 11b und 11c), was auf eine Schädigung des Verbundes der Anschlussbewehrung zurückzuführen ist. Die Probekörper 1 bis 3 ($\phi = 16$ mm, $l_d = 240$ mm) zeigen deutlich den Einfluss der Art der Verankerung (Haken, gerades Stabende) auf das Last-Durchbiegungsverhalten. Bei Probekörper 1 (einbetonierte Stäbe mit Haken) (Bild 12a) wurde die Anschlussbewehrung bis über die Streckgrenze beansprucht. Allerdings ergab sich während der zyklischen Belastung nach Erreichen der Höchstlast eine deutliche Abnahme der aufgenommenen Last, weil sich ein Betonausbruchkörper bildete. Die Anschlussbewehrung der Versuchskörper mit geraden einbetonierten (Serie 2) bzw. eingemörtelten (Serie 3) Bewehrungsstäben (Bilder 12b und 12c) erreichte nicht die Streckgrenze und die Verbindungen versagten durch Verbundbruch.

Die Versuchskörper der Serie 4 ($\phi = 25$ mm, eingemörtelte Stäbe, $l_d = 240$ mm) (Bild 13a) versagten bei monotoner und zyklischer Belastung durch Herausziehen der Anschlussbewehrung. Bei Vergrößerung der Verankerungslänge auf $l_d = 420$ mm bildete sich unter monotoner und zyklischer Belastung ein plastisches Gelenk in der Stütze und die während der zyklischen Belastung gemessenen Lastverschiebungskurven waren stabil (Versuchskörper 8, Bild 13b).

Die Höchstlast der Versuchskörper wurde in der Regel durch eine zyklische Belastung nur wenig beeinflusst. Nur die Höchstlast von Versuchskörper 3 (eingemörtelter Stab $\phi = 16$ mm, $l_d = 240$ mm) war bei zyklischer Belastung ca. 25 % niedriger als bei monotoner Belastung. Das Verhalten der Versuchskörper mit gerader einbetonierter oder eingemörtelter Anschlussbewehrung unterschied sich in der Regel unter monotoner oder zyklischer Belastung nicht wesentlich. Weitere Einzelheiten zu den Versuchen (Ausbildung der Probekörper, Versuchsaufbau, Versuchsdurchführung, Versuchsergebnisse) sind in Mahrenholtz (2012) und Mahrenholtz, Akguzel et al. (2014) zu finden.



3.3 Vergleich der gemessenen Höchstlasten mit Rechenwerten

Die Bilder 14 und 15 zeigen einen Vergleich der unter Höchstlast aufgetragenen Momente $M_{u,Versuch}$ (siehe Tabelle 1) mit den rechnerischen Werten $M_{u,Rechnung}$ ermittelt nach Eurocode 2 (2005) bzw. auf der Grundlage von CEN/TS 1992-4 (2009). Die Berechnung der mittleren Bruchlasten ist in Mahrenholtz (2012) erläutert. Bei der Berechnung der Tragfähigkeiten der Anschlüsse nach dem Modell für Verbunddübel wurde berücksichtigt, dass Betonversagen durch eine Biegedruckkraft behindert wird (Zhao (1993), Fichtner (2011)). Dieser Einfluss wird durch Gleichung (8) erfasst, die von Herzog (2008) vorgeschlagen wurde. Sie wurde in ähnlicher Form auch in EN 1992-4 (2016) aufgenommen. Weiterhin wird mit Gleichung (9) berücksichtigt, dass die Bruchlast bei Verbundversagen durch eine zyklische Belastung reduziert werden kann (Mahrenholtz (2012)).

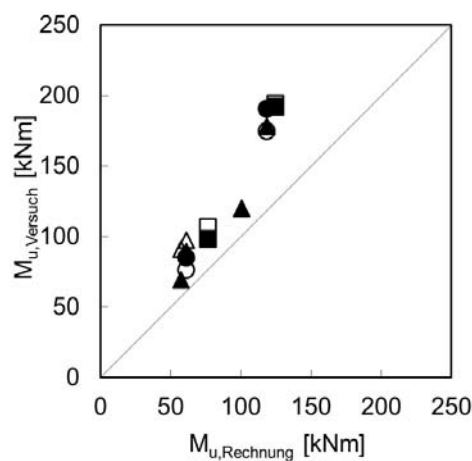
$$\psi_{M,N} = 2,5 \cdot z/l_b \geq 1,0 \quad (8)$$

(z: innerer Hebelarm der Stütze)

$$\psi_{cyc,N} = 0,9 \cdot (1 + l_b/(200\phi))^2 \leq 1,0 \quad (9)$$

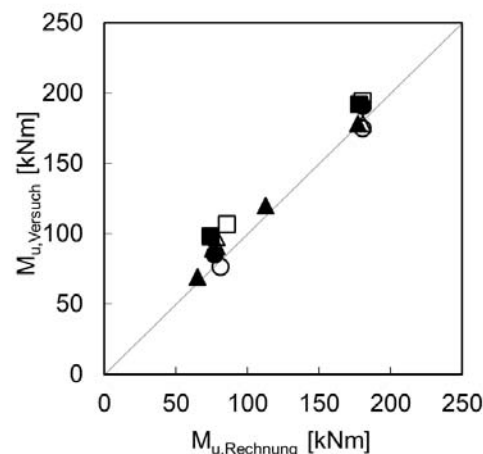
Bild 14 zeigt, dass die auf der Grundlage von Eurocode 2 (2005) berechneten Bruchmomente deutlich kleiner sind als die gemessenen Werte. Für $n = 16$ Versuche erhält man $M_{u,Versuch}/M_{u,Rechnung} = 1,42$ mit $v = 11$ %. Die auf der Grundlage des Modells in CEN/TS 1992-4 (2009) für Verbunddübel berechneten Bruchmomente multipliziert mit den Faktoren nach den Gleichungen (8) und (9) stimmen gut mit den Messwerten überein ($M_{u,Versuch}/M_{u,Rechnung} = 1,11$ mit $v = 9$ %), wie Bild 15 zeigt. Von Herzog (2014) wurde nachgewiesen, dass auch die Tragfähigkeit einer Verbindung Wand/Fundament mit einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben nach den Regeln für Verbunddübel mit ausreichender Genauigkeit berechnet werden kann.

Bild 14: Gemessene Bruchmomente als Funktion der rechnerischen Bruchmomente ermittelt nach Eurocode 2 (2005) als Endverankerung, nach Eligehausen, Mahrenholtz (2014)



	Monoton		Zyklisch	
	ohne Haken	mit Haken	ohne Haken	mit Haken
Einbetoniert	○	□	●	■
Eingemörtelt	△		▲	

Bild 15: Gemessene Bruchmomente als Funktion der rechnerischen Bruchmomente ermittelt nach CEN/TS 1992-4 (2009) für Verbunddübel mit Verbesserungen nach Gleichungen (8) und (9), nach Eligehausen, Mahrenholtz (2014)



	Monoton		Zyklisch	
	ohne Haken	mit Haken	ohne Haken	mit Haken
Einbetoniert	○	□	●	■
Eingemörtelt	△		▲	

4. Zusammenfassung

In diesem Aufsatz wird die Bemessung von Verbindungen zwischen Stütze bzw. Wand und Fundament mit einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben auf der Grundlage von Eurocode 2 (2005) (Fachwerkmodell) sowie mit Verbunddübeln auf der Grundlage von CEN/TS 1992-4 (2009) beschrieben und die Bemessungsergebnisse werden miteinander verglichen. Die Einleitung einer Zuglast in den Beton erfolgt bei diesen Verbindungen über Verbundspannungen zwischen den Stahlstäben und Beton. Nimmt man an, dass die Verbundfestigkeit von einbetonierten bzw. eingemörtelten Bewehrungsstäben und Verbunddübeln gleich ist, sollten die rechnerischen Tragfähigkeiten für gleiche Anwendungsfälle etwa gleich sein.

Die Auswertungen zeigen jedoch, dass dies oft nicht der Fall ist. Insbesondere bei Gruppen mit $n \geq 4$ Stäben und einer für den Bemessungswert der Streckgrenze nach Eurocode 2 (2005) berechneten Verankerungslänge ist nicht auszuschließen, dass die Verbindung vorzeitig durch einen spröden Betonbruch statt durch duktilen Fließen der Bewehrung versagt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass das Modell in Eurocode 2 (2005) zur Berechnung der Verankerungslänge die Versagensart „Betonbruch“ nicht berücksichtigt. Es wird vorausgesetzt, dass sie durch eine Druckstrebe (z. B. bei einer Verankerung über dem Auflager) oder durch eine Rückhängebewehrung aus Bügeln (die beispielsweise im Kreuzungsbereich von Haupt- und angehängtem Nebenträger erforderlich ist) verhindert wird.

Die Auswertung der Ergebnisse der durchgeführten Versuche mit Stütze-Fundament-Verbindungen zeigen, dass bei den in den Versuchen vorliegenden Bedingungen Stütze-Fundament-Anschlüsse nach dem Modell für Verbunddübel bemessen werden können. Bevor jedoch dieses Ergebnis für alle Anschlüsse in die Praxis umgesetzt wird, sollten weitere Untersuchungen auch an anderen Verbindungen, z. B. an Balken-Stützen-Anschlüssen, durchgeführt werden.

Die unterschiedlichen Bemessungsergebnisse bei Verwendung der Modelle im Stahlbetonbau bzw. in der Befestigungstechnik sind für den Ingenieur in der Praxis nicht verständlich. Daher ist eine Harmonisierung der Bemessungsmodelle dringend erforderlich.

Danksagung

Die Forschungen am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart auf dem Gebiet der Befestigungstechnik werden seit über 17 Jahren durch die Fa. Adolf Würth GmbH & Co. KG finanziell unterstützt. Dafür möchte der Autor der Firma sehr herzlich danken, insbesondere jedoch Herrn Prof. Dr. h.c. mult. Reinhold Würth, der diese erfolgreiche Forschungskooperation initiiert und mit großem Interesse verfolgt hat.

Über den Autor

Rolf Eligehausen ist emeritierter Professor für Befestigungstechnik der Universität Stuttgart und Partner im Ingenieurbüro Eligehausen – Asmus – Hofmann. Er war bis 1999 Leiter der Abteilung Befestigungstechnik am Institut für Werkstoffe im Bauwesen. Rolf Eligehausen ist Vorsitzender der fib Task Group 2.9 „Design of Fastenings in Concrete and Masonry Structures“ und der Working Group 2 „Design of Fastenings for Use in Concrete“ von CEN/TC250/SC2 sowie Mitglied in zahlreichen nationalen und internationalen Sachverständigenausschüssen (u. a. fib Commission 2 „Design“, CEN/TC250/SC2 „Eurocode 2, Design of Concrete Structures“, ACI Committees 349 „Concrete Nuclear Structures“, 355 „Anchorage to Concrete“ und 408 „Development and Splices of Reinforcing Bars“). Er ist Verfasser oder Mitverfasser von mehr als 300 Aufsätzen über Themen in der Befestigungstechnik und im Stahlbetonbau sowie Koautor der Fachbücher „Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau“ und „Anchorage to Concrete Construction“.

Prof. Dr.-Ing. Rolf Eligehausen



Literatur

- AC308 (2015): Acceptance Criteria for Post-installed Adhesive Anchors in Concrete Elements. ICC Evaluation Service, 2015
- Bruckner, M. (2006): Anwendung von Ankerstäben in Rahmenecken, Rahmenendknoten und Stütze-Fundament-Verbindungen. Dissertation, Universität Stuttgart, 2006
- Carrato, P. (2015): Persönliche Kommunikation, Mai 2015
- CEN/TS 1992-4 (2009): Design of fastenings for use in concrete – Parts 4-1 to 4-5. Technical Specification. European Committee for Standardization (CEN), Brüssel, 2009
- Cook, R.A.; Kunz, J.; Fuchs, W.; Konz, R.C. (1998): Behavior and Design of Single Adhesive Anchors under Tensile Load in Uncracked Concrete. ACI Structural Journal, V. 95, No. 1, 1998, 9-26
- Eligehausen, R.; Cook, R.; Appl, J. (2006): Behavior and design of adhesive bonded anchors. ACI Structural Journal, November-December 2006, Vol. 103, No. 6, 822-83
- Eligehausen, R.; Mallée, R.; Silva, J. (2006): Anchorage in concrete construction. Ernst & Sohn, Berlin, 2006
- Eligehausen, R.; Mahrenholtz, C. (2014): Verankerung von eingemörtelten Bewehrungsstäben. Festschrift zum 60. Geburtstag von Dr.-Ing. J. Hegger, 2014, 231-244
- Eligehausen, R.; Mahrenholtz, C.; Pampanin, S.; Akguzel, U. (2014): Bridging the gap between design provisions for connections using anchorage or strut-and-tie models. ACI Special Publication 296, 1-16
- EN 1992-4 (2016): Design of fastenings for use in concrete, Version Jan. 2016 für Formal Vote
- EOTA (2006-1): ETAG 001 "Guideline for European Technical Approvals of Metal Anchors for Use in Concrete", Parts 1 – 6 and Annex A to C. European Organization for Technical Approvals, Brüssel, 2006
- EOTA (2006-2): Technical Report (TR) 023: Assessment of post-installed rebar connections". European Organisation for Technical Approvals, Brüssel, 2006
- EOTA (2010): Technical Report (TR) 029: Design of bonded anchors. European Organisation for Technical Approvals, Brüssel, 2010
- Eurocode 2 (2005): Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Deutsche Fassung von EN 1992-1-1:2004.
- Fichtner, S. (2011): Untersuchungen zum Tragverhalten von Gruppenbefestigungen unter Berücksichtigung der Ankerplattendicke und einer Mörtelschicht. Dissertation, Universität Stuttgart, 2011
- Fuchs, W.; Eligehausen, R.; Breen, J. (1995): Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete. ACI Structural Journal, January-February 1995, Vol. 92, No. 6, 73-94
- Hamad, B.; Hammoud, A.; Kunz, J. (2006): Evaluation of bond strength of bonded-in or post-installed reinforcement. ACI Structural Journal, March-April 2006, Vol. 103, No. 2, 207-218
- Herzog, M. (2008): Harmonization of design in reinforced concrete and fastening technology. Proceedings of the 7th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, Stuttgart, 2008
- Herzog, M. (2014): Beitrag zur Vereinheitlichung der Bemessung im Stahlbetonbau und in der Befestigungstechnik. Dissertation, Universität Stuttgart, 2014
- Idda, K. (1999): Verbundverhalten von Betonrippenstählen bei Querkraft. Dissertation, Universität Karlsruhe, 1999
- Kupfer, H.; Münger, F.; Kunz, J.; Jähig, A. (2003): Nachträglich verankerte gerade Bewehrungsstäbe bei Rahmenknoten. Bauingenieur, 2003, Volume 78
- Mahrenholtz, C.; Akguzel, U. (2012): Column-to-foundation connections under monotonic and cyclic loading, experimental studies. Test report E11/02-R/07, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, nicht veröffentlicht
- Mahrenholtz, C. (2012): Seismic bond model for concrete reinforcement and the application to column-to-foundation connections. Dissertation, Universität Stuttgart, 2012
- Mahrenholtz, C.; Akguzel, U.; Eligehausen, R.; Pampanin, S. (2014): New design methodology for seismic column-to-foundation anchorage connections. ACI Structural Journal, September/Okttober 2014, 1179-1189
- Mahrenholtz, C.; Eligehausen, R.; Reinhardt, H. W. (2015): Design of Post-installed Reinforcing Bars as End Anchorage or as Bounded Anchors. Engineering structures 100 (2015), 645–665
- Schlaich, J.; Schäfer, K.; Jennewein, M. (1987): Towards a consistent design of structural concrete. PCI Journal, May/June 1987, Vol. 32, No. 3, 74-150
- Simons, I. (2007): Verbundverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung. Dissertation, Universität Stuttgart, 2007
- Spieß, H. (2003): Tragverhalten und Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben. Dissertation, Universität Stuttgart
- Zhao, G.C. (1993): Tragverhalten von randfernen Kopfbolzenverankerungen bei Betonausbruch. Dissertation, Universität Stuttgart, 1993

DÜBELBEMESSUNG VERSTEHEN

Tragwerksplanerseminar Dübelbemessung

Die Dübelbemessung ist klar geregelt – dokumentiert in der ETAG 001 bzw. der DIN EN 1992. Die Hersteller liefern ansprechende Softwareprogramme mit vielen Eingabemöglichkeiten, die vermeintlich jeden Anwendungsfall abdecken können gleichzeitig aber über das enge Bemessungskonzept der Norm hinausgehen und den Ingenieur in die Verantwortung nehmen. Schon eine Verankerung in einem Beton C12/15 ist außerhalb des Regelwerks – die Baustelle verlangt jedoch nach Lösungen.

In dem Seminar „Dübelbemessung verstehen“ zeigen wir Ihnen die Grundlagen der Bemessung. Hier gilt der Grundsatz: Nur was per Hand hergeleitet wurde, kann auch hinterfragt werden. Dies gilt insbesondere für Fälle, die außerhalb der Bemessungsrichtlinien sind. Wir diskutieren, wie mit dem intelligenten Einsatz konstruktiver Maßnahmen wie der Anordnung und Ausbildung von Langlöchern, wirtschaftliche Lösungen geschaffen werden können, welche Produktgruppen sich für welche Anwendung anbieten oder welche Wünsche der Handwerker an ein Befestigungsdetail hat.

Durch einen ausgiebigen Praxisteil lernen Sie die Vorzüge und Eigenheiten der einzelnen Dübelssysteme kennen. Wir erklären die Wirkprinzipien der Produkte und worauf bei der Montage zu achten ist und verbauen sie im Beton. Schließlich werden in Auszugsversuchen die unterschiedlichen Versagensfälle greifbar.

Nach dem Seminar werden Sie in der Lage sein, ein Dübelbemessungsprogramm nicht nur zu bedienen, sondern die Ergebnisse deuten und geeignete Optimierungsmaßnahmen ergreifen können. Ziel ist es, dass Sie statisch einwandfreie Anschlusskonstruktionen planen können und gleichzeitig den Ansprüchen des Architekten und der Handwerker gerecht werden.



Seminarinhalt

- Dübelbemessung nach ETAG 001 bzw. DIN EN 1992
- Versagensarten auf Zug und Querkraft
- Optimierungsmöglichkeiten durch Dübelanordnung und Lastverteilung
- Montage der unterschiedlichen Dübelssysteme im Beton
- Auszugsversuche: Betonausbruch am Einzeldübel und in der Gruppe

Fortbildungspunkte

Mit dem Seminar können Fortbildungspunkte der verschiedenen Ingenieurkammern erworben werden. Für mehr Details hierzu senden Sie eine E-Mail an ingenieure@wuerth.com.

Seminargebühr: 50 Euro

Seminardauer: 9–16 Uhr

Veranstaltungsort	Datum
Hannover	19.10.2016
Stuttgart	04.11.2016
Köln	16.11.2016
München	24.11.2016
Leipzig	25.11.2016

Unter www.wuerth.de/ingenieure

finden Sie den Bereich Seminare. Hier können Sie sich schnell und einfach für einen der oben genannten Termine anmelden.

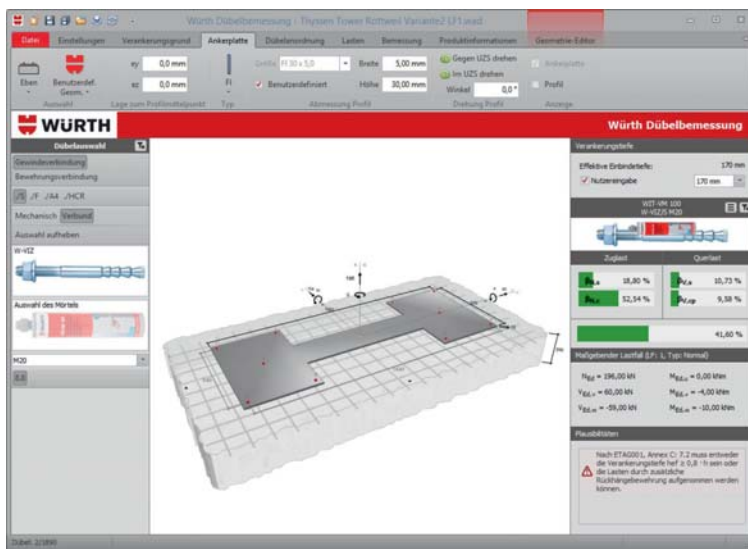
DÜBEL BEMESSEN LEICHT GEMACHT

Mehr Möglichkeiten in der Eingabe

Die neue Würth Dübelsoftware wurde unter der Vorgabe entwickelt, dem Nutzer maximale Möglichkeiten in der Lösungsfindung zu bieten und ihn gleichzeitig nur mit wirklich relevanten Fragen zu belasten. Entstanden ist ein sehr nutzerfreundliches Tool mit freier Eingabemöglichkeit der Ankerplattengeometrie und der Dübelpositionierung, einer freien Definitionsmöglichkeit des Verankerungsgrundes und der Eingabemöglichkeit von unendlich vielen Lastfällen.

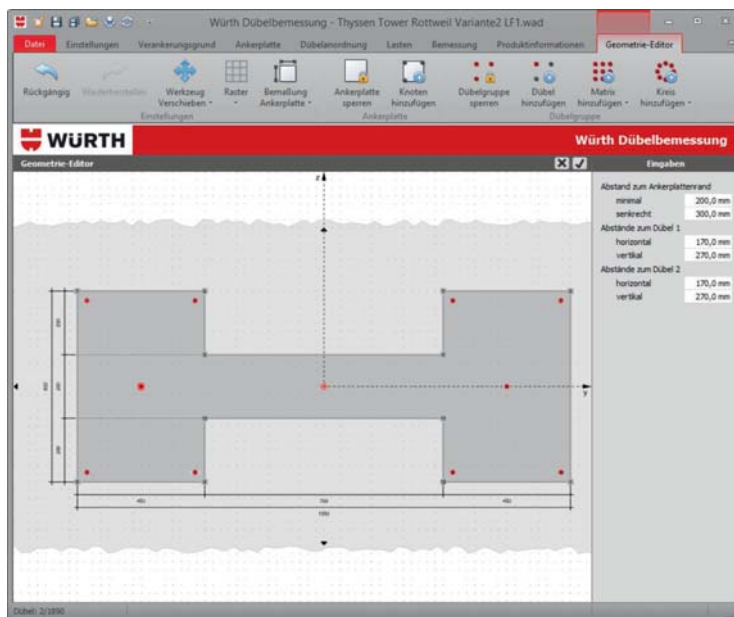
Freie Ankerplattengeometrie

Als Standard sind bereits eine Vielzahl an Ankerplatten-Geometrien, wie Rechteck, Kreis oder Achteck, hinterlegt. Mit dem Geometrie-Editor wird die Gestaltungsvielfalt des Bearbeiters grenzenlos. Per Mausklick können einer Ankerplatte weitere Eckpunkte hinzugefügt oder auf der Oberfläche verschoben werden. Dies kann auf Basis eines wählbaren Rasters erfolgen.



Freie Dübelpositionierung

Auch hier hat der Anwender mit 6er-, 8er- oder kreisförmigen Anordnungen bereits im Regelfall eine weite Bandbreite an Möglichkeiten. In der gleichen Oberfläche wie vorher gezeigt können Einzeldübel aber auch eine komplette Anker-Matrix auf die Ankerplatte verteilt werden. Bereits im Geometrie-Editor ist die Bemessung wählbar, die sich dann auch im Gesamtausdruck wiederfindet.



UNSERE SPEZIALISTEN FÜR DEN NACHTRÄGLICHEN BEWEHRUNGSANSCHLUSS

WIT PE 500



Zulassung

Europäische technische Zulassung für
nachträglichen Bewehrungsanschluss



Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung
für nachträglichen Bewehrungsanschluss



- Lange Verarbeitungszeiten
- auch für diamantgebohrte Bohrungen
- Bis 28 mm Durchmesser
- Verankerungslängen bis 2800 mm

WIT VM 250



Zulassung

Europäische technische Zulassung für
nachträglichen Bewehrungsanschluss



Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung
für nachträglichen Bewehrungsanschluss



- Schnelle Aushärtezeiten
- Bis -10°C Bauteiltemperatur
- Bis 25 mm Durchmesser
- Verankerungslängen bis 2000 mm