Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 83 (1965)
Heft: 41

Artikel: Zur Anwendung der Bolzendübel: Vortrag
Autor: Schlaginhaufen, R.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-68276

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 16.09.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

ORGAN DES SCHWEIZERISCHEN INGENIEUR- UND ARCHITEKTEN-VEREINS S.I.A. UND DER GESELLSCHAFT EHEMALIGER STUDIERENDER DER EIDGENÖSSISCHEN TECHNISCHEN HOCHSCHULE G.E.P.

Zur Anwendung der Bolzendübel

DK 624.016.002

Von **R. Schlaginhaufen,** dipl. Bauing. ETH/S. I. A., Frauenfeld

Vortrag, gehalten am 16. Oktober 1964 an der ETH in Zürich anlässlich der Studientagung über aktuelle Ingenieurprobleme, durchgeführt von der S. I. A.-Fachgruppe der Ingenieure für Brückenbau und Hochbau[1])

Einleitung

Vor Jahresfrist[2]) habe ich auf die neuartigen Bolzendübel hingewiesen, mit deren Hilfe auf technisch bessere und zugleich billigere Weise als mit herkömmlichen Mitteln die schubsichere Verbindung zwischen einem Stahlträger und einer Betonplatte gelöst werden kann. Wiederholte Anfragen von Ingenieuren aus der Praxis um nähere Angaben für die Konstruktion und Berechnung dieser Dübel veranlassen mich, einige Erkenntnisse bekanntzugeben, die im Schosse der Technischen Kommission der Schweizer Stahlbau-Vereinigung aus den eingehenden Studien der ausländischen Untersuchungen [1, 2, 5, 6, 8–15] und den von ihr kürzlich an der EMPA durchgeführten Versuchen gewonnen wurden. Die vorliegenden Ergebnisse erheben keinen Anspruch auf vollständige Erforschung der Bolzendübel. Sie vermitteln aber soviel Einblick in deren Wirkungsweise und Tragvermögen, dass der Ingenieur in der Lage ist, dieses wirtschaftliche Verbundmittel auf dem Gebiet des Hochbaues zweckmässig einzusetzen.

Eine Anleitung für die elastische und plastische Berechnung von Verbundträgern ist gegenwärtig unter Mitwirkung von Prof. Dr. *B. Thürlimann* als Ergänzung zum Tabellenwerk «Verbund-Querschnitte im Hochbau», herausgegeben von der Schweizer Stahlbau-Vereinigung, in Arbeit. Darin wird ein Abschnitt der Bemessung der Dübel, insbesondere auch der Bolzendübel gewidmet sein.

Die *üblichen Bolzenformen* und die derzeit erhältlichen schweissbaren Dimensionen sind aus Bild 1 ersichtlich. Am gebräuchlichsten sind die Durchmesser $^1/_2''$, $^5/_8''$ und $^3/_4''$. Die Bolzen werden nach dem Prinzip der elektrischen Widerstandsschweissung mittels einer Pistole automatisch aufgeschweisst. Der Schweissprozess vollzieht sich im Bruchteil einer Sekunde unter Entwicklung sehr hoher Stromstärken von 1000 bis 3000 Ampère. Die Beeinflussung des Grundmaterials ist wegen der kurzzeitigen Wärmeeinwirkung geringer als bei einer Lichtbogenschweissung. Bei sauberer Oberfläche und richtiger Einstellung des Schweissgerätes wird der Bolzenquerschnitt vollständig durchgeschweisst. Eine mangelhafte Schweissung erkennt man am Aussehen oder beim Krummschlagen der Bolzen. Die einwandfreie Schweissverbindung hat stets eine höhere statische Festigkeit als das Grundmaterial des Bolzens [4]. Die Bolzenschweissgeräte arbeiten teils mit Wechselstrom (KSM, Koester und Peco) oder mit Gleichstrom (Philips). Das Philips-Verfahren verlangt sehr enge Toleranzen von 0,2 mm in der Bolzenlänge und dem Schaftdurchmesser und kann keine Bolzen mit überstehenden Teilen verschweissen. Kopfbolzen können bei diesem Verfahren durch Gewindebolzen mit Mutter ersetzt werden. Die Bolzenspitze braucht keine besondere Behandlung, so dass Bolzen für das Philips-Verfahren aus schweissbarem Material selbst hergestellt werden können. Im Gegensatz dazu haben die Bolzen für die Wechselstromgeräte eine mit Aluminium metallisierte Spitze oder bei KSM eine kleine Aluminiumkugel am Anschweissende. Sie bewirken ein gleichmässiges Zünden des Lichtbogens und haben eine desoxydierende Wirkung beim Abschmelzen. Diese Metallzusätze – bei KSM durch die Kugel genau dosiert – sind Fabrikationsgeheimnis und für eine einwandfreie Schweissung unerlässlich; man ist dadurch aber auf einen bestimmten Bolzenlieferanten angewiesen. Verschiedene Werkstätten haben sich für das Bolzenschweissen eingerichtet, wobei alle Gerätemarken vertreten sind. Ausschreibende Stellen sollen die Bolzen nur soweit festlegen, als es die Statik erfordert, die Wahl des Verfahrens aber dem Unternehmer überlassen, der für eine einwandfreie Ausführung einstehen muss.

Aus dem grossen Preisunterschied zwischen glatten Bolzen und Kopfbolzen, die zurzeit noch teurer sind als Schrauben gleicher Grösse, ergab sich sofort die Frage nach der *Notwendigkeit der Bolzenköpfe*. Diese sollen angeblich das Abheben der Betonplatte vom Stahlträger verhindern. Bei uns wurden bisher die Dübel im allgemeinen aus Profilabschnitten hergestellt und im Hochbau nur selten mit Verankerungseisen versehen, wie sie z. B. von den deutschen Normen DIN 4239 verlangt werden. Trotz der Wirkung der schrägen Hauptzugspannungen sind uns aber keine negativen Erfahrungen bekannt geworden. Man darf deshalb erwarten, dass im Fall der meistens von oben erfolgenden Lasteinleitung keine Köpfe an den Bolzendübeln notwendig sind. Im Fall einer Lasteinleitung unterhalb der Betonplatte, z. B. im Steg eines Trägers, zieht die Last den Träger von der Platte weg, und Bolzenköpfe scheinen in diesem Fall als Sicherung gegen Abheben zu dienen. Versuche zur Abklärung dieser Frage waren unseres Wissens noch keine unternommen worden. Die Technische Kommission der Schweizer Stahlbau-Vereinigung entschloss sich deshalb zur Durchführung eines Versuchsprogrammes, um festzustellen, ob bei statischer Belastung in Biegeträgern ein Bolzenkopf erforderlich ist und in welchen Fällen allenfalls darauf verzichtet werden kann. Ganz besonders interessierte dabei der Fall der Lasteinleitung im Steg eines Unterzuges.

Versuche der Schweizer Stahlbau-Vereinigung

Zur vergleichenden Beurteilung verschiedener Bolzenformen genügen im allgemeinen *Scherversuche*. Wir führten deshalb vorerst Vorversuche mit 4 Scherkörpern durch, die eine ähnliche Form hatten, wie diejenigen von Sattler [2] und der Amerikaner [8, 9, 10]. Es zeigte sich dabei, dass die Bruchlast der Verdübelung mit Kopf nur rd. 5 % höher liegt als ohne Kopf. Im weiteren waren die Verformungen vor Fliessbeginn bei einem Beton mit 225 kg/cm² Würfeldruckfestigkeit um 25–30 % grösser bei den Bolzen ohne Kopf. Bei den Probekörpern mit dem härteren Beton mit 400 kg/cm² Würfeldruckfestigkeit war jedoch kein Unterschied im Verhalten im genannten Bereich zu bemerken. Diese Resultate liessen noch keine endgültigen Schlüsse zu. Da der Spannungsverlauf in einem Biegeträger von demjenigen der Scherkörper grundsätzlich verschieden ist und vor allem auch der Einfluss des Lastangriffes unten abzuklären war, wurde an der Eidg. Materialprüfungsanstalt (EMPA) in Dübendorf ein *erstes Balkenversuchsprogramm* gemäss Bild 2 in Auftrag gegeben.

Im ganzen wurden 9 Versuchsträger aus PE 300, mit einer Betonplatte von 100 cm Breite und 10 cm Dicke und einer Trägerspannweite von 450 cm, angefertigt und geprüft. Bei den Abmessungen haben wir

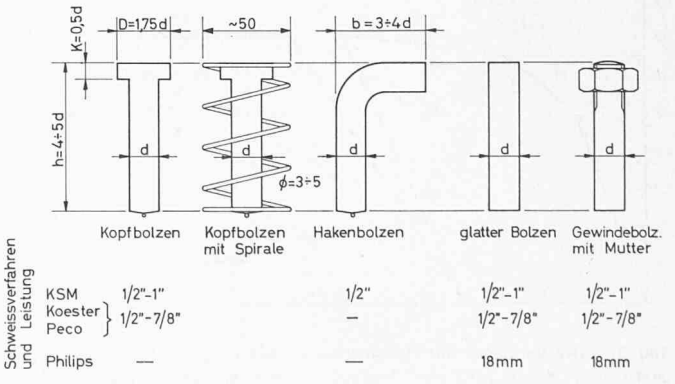
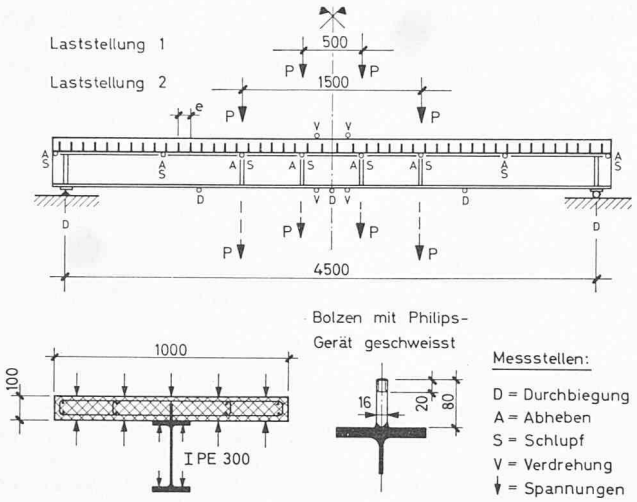


Bild 1. Uebliche Bolzenformen

[1]) Anmerkung: Die auf Personalmangel zurückzuführende Verzögerung in der Ausarbeitung des Berichtes der EMPA über die Versuche der Schweizer Stahlbau-Vereinigung hat die Veröffentlichung dieses Vortrages aufgehalten, da eine vorherige Überprüfung verschiedener Daten unumgänglich war.

[2]) SBZ 1964, H. 25, S. 437.



Balken Nr.	Last-angriff	Verdübelung	Bolzen-material
1 2	oben unten	für beide Laststellungen vollverdübelt, total 46 Bolzen, e = 100 mm: 14 Bolzen mit Mutter	σ_{br} = 4,05 t/cm²
3 4	oben unten	alle Bolzen mit Mutter	
5 6	oben unten	alle Bolzen ohne Mutter	
7 8	oben unten	alle Bolzen glatt, ohne Kopf	
9	oben	nur für Laststellung 1 vollverdübelt 36 Bolzen, glatt, ohne Kopf, e = 125 mm	σ_{br} = 4,05 t/cm²
Beton: W_{28} = 314 ÷ 353 kg cm², Prüfalter 28 ÷ 29 Tage, E_b = 235 000 ÷ 272 000 kg/cm²			

Bild 2. SSV-Versuche mit Bolzendübeln. Disposition der Versuchsträger

uns weitgehend an diejenigen der amerikanischen Versuche angelehnt. Je ein Trägerpaar war vorgesehen für Lastangriff oben und Lastangriff unten. Die 4 Trägerpaare der Balken Nr. 1–8 unterschieden sich durch die *Bolzenform:*

— alle Bolzen glatt, ohne Kopf und Gewinde
— alle Bolzen mit Gewinde, aber ohne Kopf
— alle Bolzen mit Gewinde und Kopf, letztere durch normale Muttern dargestellt
— alle Bolzen mit Gewinde, Muttern (Bolzenköpfe) jedoch nur im Bereich der Einzellasten.

Der Balken Nr. 9 wies eine schwächere Verdübelung mit glatten Bolzen ohne Kopf auf. Die Bolzen mit Durchmesser 16 mm wurden nach dem Philipsverfahren aufgeschweisst. Sie waren wie angegeben teilweise mit Gewinde versehen. Die Bolzenköpfe wurden durch Muttern ersetzt.

Die *Dimensionierung der Verdübelung* erfolgte derart, dass bei Laststellung 1 (siehe Bild 2) gleichzeitig mit dem Versagen des Verbundquerschnittes die Bruchlast der Bolzen erreicht werden sollte. Durch Wechsel auf Laststellung 2 bestand die Möglichkeit, die Bolzen grösseren Querkraftbelastungen auszusetzen und vor Erreichen des Bruchmomentes im Balken zum Bruch zu bringen. Die Bolzenfestigkeit war aber höher als erwartet, so dass die meisten Bolzen bis zum Versagen des Betons unbeschädigt blieben. Die Träger wurden mit Laststellung 1 bis etwas über die 1,2fache Nutzlast zehnmal belastet und entlastet, dann auf Laststellung 2 umgebaut, die 1,2fache Nutzlast wiederum zehnmal aufgebracht und die Belastung alsdann bis zum Bruch des Verbundträgers gesteigert. Bei Träger 3 und 4 wurden zusätzliche Laststellungen geprüft, die aber keine wichtigen Ergebnisse brachten und im folgenden nicht weiter behandelt werden sollen.

Als Sachbearbeiter der Kommission hat *S. Bryl*, dipl. Ing., die Versuche disponiert und die Verbindung zur Materialprüfanstalt hergestellt. Die Messungen an den Versuchskörpern erfolgten von März bis Mai 1964 an der EMPA unter der Leitung von *R. Sagelsdorff.*, dipl. Ing.

Für die weiteren Überlegungen ist es zweckmässig, folgende Begriffe zu definieren:

a) *Vollverdübelte Träger.* Darunter versteht man Verbundträger, bei welchen die Summe der Dübeltraglasten im Scherbereich (zwischen Auflager und maximalem Moment) grösser oder gleich der im Bruchzustand vorhandenen Betondruckkraft ist. Die Verdübelung ist in diesem Fall so stark, dass das volle Zusammenwirken von Beton und Stahl bis zum Erreichen des Bruchmomentes des Verbundträgers gewährleistet wird und nicht durch vorzeitiges Versagen der Bolzen gestört wird.

b) *Unterverdübelte Träger.* Bei diesen ist die Summe der Dübeltraglasten im Scherbereich kleiner als die Betondruckkraft im Bruchzustand. Die Dübel versagen, bevor das Bruchmoment des Verbundträgers erreicht wird.

Ob ein Balken voll- oder unterverdübelt ist, hängt einerseits von der Traglast der Verdübelung und andrerseits von der Laststellung ab. Grundsätzlich sollen Verbundträger vollverdübelt ausgeführt werden, um ein vorzeitiges Versagen des Verbundes durch Bolzenbruch zu vermeiden.

Die Versuche, deren vollständige Auswertung noch im Gang ist, ergeben folgende Feststellungen:

1. Bei der 1,6 bis 1,8fachen Nutzlast trat ein deutlich wahrnehmbares Knacken auf, das die *Überwindung der Haftung* zwischen Stahl und Beton anzeigt. In diesem Moment begannen die Verformungen stärker als die Laststeigerung anzuwachsen. Das bestätigt die ausländischen Feststellungen, wonach vorerst der Verbund durch die Haftung allein hergestellt wird und die Dübel erst bei einer gewissen Laststufe zum Tragen kommen.

2. *Schlupf und Abheben* der Betonplatte vom Stahlträger traten in messbarer Grösse (0,10 mm) gleichzeitig mit dem Knacken, aber unregelmässig und zufällig an verschiedenen Stellen auf. Es konnte keine Abhängigkeit von der Laststellung (oben oder unten) oder vom Momenten- bzw. Querkraftverlauf festgestellt werden. Dies dürfte mit der unterschiedlichen Betonstruktur und den ungleichen anfänglichen Anpressungen der Bolzen an den Beton zusammenhängen.

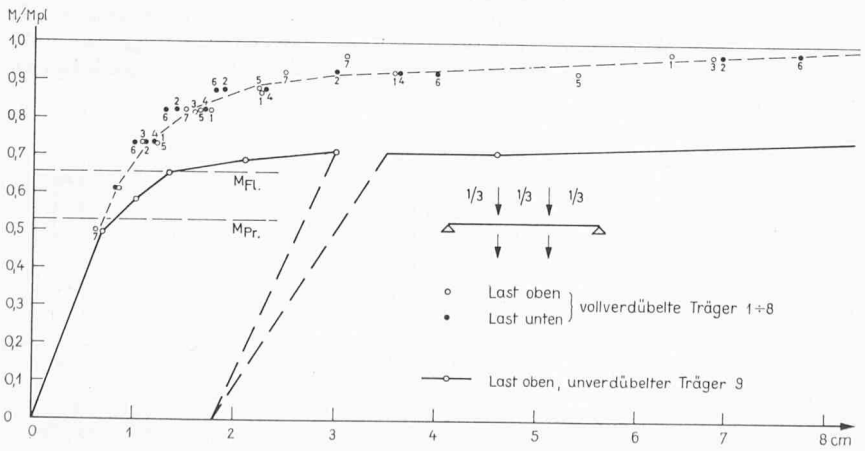


Bild 3. SSV-Versuche mit Bolzendübeln. Durchbiegung der Träger in Feldmitte. Die obere gestrichelte Kurve zeigt den Verlauf bei vollverdübelten Balken, die untere, ausgezogene den Verlauf bei einem unterverdübelten Träger

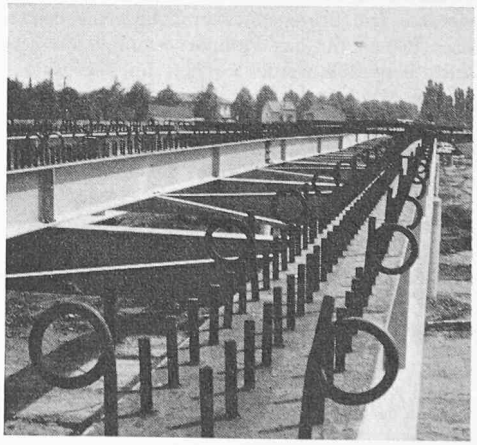


Bild 4. Verbundbrücken der Autobahnumfahrung von Mailand im Bau. Bolzendübel ohne Köpfe, nur wenige Ankerschlaufen

Wenn die Bolzen zu tragen beginnen, verformen sie sich; die stärker belasteten in grösserem Masse, und an diesen Stellen tritt ein erster, geringer Schlupf auf. Gleichzeitig mit dem Ausbiegen des Bolzens entsteht eine nach oben gerichtete Komponente, die das Abheben verursacht.

3. *Risse in der Betonplatte* sind in allen Fällen bei Erreichen der 1,8 bis 2fachen Nutzlast aufgetreten. Zuerst waren obere Längsrisse in der Bolzenflucht, dann untere Querrisse, und hierauf ein Anwachsen der Längsrisse zu beobachten. Die ersten Längsrisse sind durch grössere Ausgleichskräfte zwischen den einzelnen Dübeln zu erklären, die Querrisse durch das mit der Plastifizierung des Querschnittes verbundene Höherrücken der Nullinie. Dabei gelangt der untere Teil der Betonplatte in die Zugzone, wobei die Zugfestigkeit des Betons mit zunehmender Plastifizierung schliesslich überwunden wird.

4. Die *Durchbiegung* in Feldmitte (Bild 3) verlief bei einmaliger Belastung bis etwas über die 1,5fache Nutzlast hinaus nahezu linear, bei Entlastung streng linear. Es konnte kein systematischer Unterschied zwischen der Lage des Lastangriffpunktes (oben oder unten) oder zwischen den Bolzenformen festgestellt werden.

5. Der *Bruch* des Verbundträgers entstand in allen Fällen durch Betonzerstörung. Die Bruchlast betrug:

— bei Balken 1–8 die 2,2- bis 2,4fache Nutzlast
— bei Balken 9 die 1,8fache Nutzlast

Aus unseren Untersuchungen und den vergleichenden Studien der ausländischen Arbeiten können wir folgende, den entwerfenden Ingenieur interessierende *Ergebnisse* festhalten:

1. Die *Bolzenform* – mit oder ohne Kopf – ist bei *vollverdübelten* einfachen Balken ohne Einfluss auf Bruchmoment, Verformungen bis rd. 1,5fache Nutzlast, Schlupf und Abheben sowie Bolzenbruchlast.

2. Der *Ort des Lastangriffes* (oben oder unten) scheint bei vollverdübelten einfachen Balken keinen Einfluss auf das Verhalten des Trägers bis zum Bruch auszuüben.

3. Bei vollverdübelten einfachen Balken sind unabhängig vom Lastangriffspunkt *keine Bolzenköpfe* notwendig.

4. Die *Verformungen* der unterverdübelten Balken sind erheblich grösser als diejenigen der vollverdübelten Balken. Das abweichende Verhalten beginnt bereits im oberen Teil des elastischen Bereiches. Allein diese Tatsache ist ein wesentlicher Grund, grundsätzlich volle Verdübelung anzustreben.

Unsere Versuche haben gezeigt, dass unter gewissen Voraussetzungen – Vollverdübelung und einfache Balken – auf Bolzenköpfe verzichtet werden kann. Das Beispiel von Brücken der Autobahnumfahrung von Mailand (Bild 4) zeigt, dass man im Ausland zu ähnlichen Ergebnissen gekommen ist.

Tragfähigkeit und Bemessung der Bolzen

Unsere Versuche geben keinen direkten Aufschluss über die Bolzentraglasten. In dieser Beziehung sind wir vorläufig auf die Ergebnisse der ausländischen Untersuchungen angewiesen. Die *Verdübelung* kann auf zweierlei Arten versagen:

a) Durch Versagen des Bolzens. Als oberer Grenzwert der Bolzenbruchlast B_{br} kann die Zerreissfestigkeit des Bolzens angenommen werden. Die amerikanischen Versuche zeigen, dass nicht die Scherfestigkeit, sondern die Zugfestigkeit des Bolzens für dessen Bruchverhalten massgebend ist. Seine Tragfähigkeit wird durch den Bolzenquerschnitt F_B und die Festigkeit $ß_z$ des Bolzenmaterials bestimmt:

$$B_{br} = ß_z \cdot F_B$$

Bolzenform und Bolzenabstand sind ohne direkten Einfluss auf die Tragfähigkeit. Dieser Fall des Versagens tritt bei einer starken Betonplatte ein, wenn der Bolzen vor Überwindung der Betonfestigkeit versagt.

b) *Durch örtliches Versagen des Betons.* Ähnlich wie eine Schraubenverbindung durch Überwindung des Lochleibungsdruckes zerstört werden kann, ist auch ein Versagen des Verbundes durch örtliche Zerstörung des Betons durch den Anpressdruck des Bolzens möglich. Dieser Fall wird vor allem bei weichem Beton und starken, wenig nachgiebigen Bolzen eintreten. Von Einfluss sind die Betonqualität, die Quer- und Längsbewehrungen, allfällige Bewehrungsspiralen und die Bolzenabstände. Die Bolzenform dürfte im Bruchzustand nur noch einen geringen Einfluss haben.

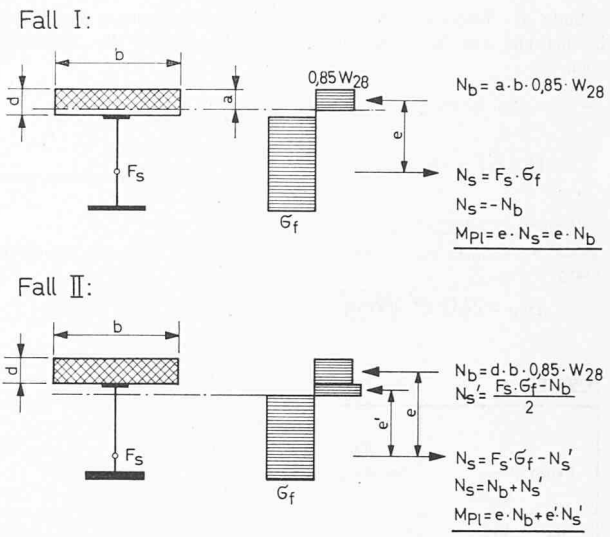


Bild 5. Berechnung des plastischen Momentes
Fall I: Nullinie liegt im Bruchzustand in der Betonplatte
Fall II: Nullinie liegt im Bruchzustand unterhalb der Betonplatte

Die Bruchlast lautet nach der von den Amerikanern aufgestellten und von Sattler bestätigten empirischen Formel:

$$B_{br} = 240 \cdot d^2 \cdot \sqrt{W_{28}}$$

d = Bolzendurchmesser in cm

W_{28} = Würfelfestigkeit des Betons nach 28 Tagen in kg/cm².

Bei zu geringem Bolzenabstand ist eine Spaltung der Betonplatte zwischen den Bolzen möglich. Daher ergäbe sich noch eine dritte Bedingung, die aber durch die konstruktive Forderung minimaler Bolzenabstände von mindestens 5mal Bolzendurchmesser erfüllt wird. Die Vergleichstabelle (Tabelle 1) gibt die Bolzentraglasten für verschiedene Bolzen- und Betonqualitäten an. Man erkennt daraus, dass für unsere Verhältnisse im allgemeinen die Bolzenqualität und nicht die Betonfestigkeit für die Bemessung massgebend wird.

Die Bolzenberechnung *vollverdübelter Träger* kann sehr einfach gestaltet werden, indem man vom plastischen Moment des Verbundquerschnittes ausgeht. Dieses entspricht dem Bruchmoment des vollverdübelten Trägers und lässt sich unter Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte eines rechteckigen Spannungsdiagrammes im Zug- und Druckbereich und bei Vernachlässigung der Betonzugspannungen leicht berechnen (Bild 5). Im einfachen Balken bestimmt sich die Anzahl der Schubdübel aus der Betondruckkraft N_b und kann zwischen der Stelle des maximalen Momentes und dem Auflager gleichmässig verteilt werden, auch wenn sich die Querkraft in diesem Bereich ändert. Daraus ergibt sich eine Vereinfachung gegenüber der herkömmlichen Berechnung mit Beschränkung auf das elastische Verhalten und mit der bekannten Aufteilung des Querkraftdreieckes in flächengleiche Teile. Gleichzeitig wird Vollverdübelung erreicht mit dem Vorteil geringerer Verformungen im elastischen, d. h. dem Arbeitsbereich. Amerikanische Vergleichsversuche mit gleichmässiger und dem Querkraftverlauf angepasster Dübelverteilung haben gezeigt, dass kein Unterschied im Verhalten besteht, da eine ganz geringe Deformation des Betons genügt, um einen Ausgleich der Kräfte herbeizuführen [9, 10, 11, 12].

Es stellt sich nun die Frage der *zulässigen Dübelbelastungen*. Wir wollen aber nicht nur die Sicherheit gegen Bruch kennen, sondern auch eine bestimmte Sicherheit gegen unzulässige Verformungen erreichen. Die in- und ausländischen Versuche zeigen, dass die Plastifizierung des Stahles und damit die grossen verbleibenden Verformungen bei 65–70% des rechnerischen Bruchmomentes beginnen (Bild 3). Mit einem Sicherheitsgrad von $\nu = 2{,}3$ gegen Bruch ist auch eine 1,5fache Sicherheit gegen Fliessen der Stahlträger-Unterkante gewährleistet und die von der S.I.A.-Norm Nr. 161 verlangte Sicherheit eingehalten. Für die *Bedürfnisse des Hochbaues*, wo Kriechen und Schwinden bei der Spannungsberechnung im allgemeinen nicht berücksichtigt zu werden brauchen, dürfte bei Vollverdübelung $\nu = 2{,}3$ *gegen Bruch* genügen.

In den USA (Specification for the design, fabrication and erection of structural steel for buildings, AISC 1963) wird die zulässige Bolzenbelastung B_{zul} mit einem Sicherheitsgrad von $\nu = 2{,}5$ bestimmt. Für die Ermittlung der erforderlichen Bolzenzahl wird die halbe Beton-

Tabelle 1. Tragfähigkeit der Bolzen bei verschiedenen Festigkeiten des Betons und des Bolzenmaterials. Gegenüberstellung der Versagens-Kriterien.

Versagen des Bolzens

$$B_{br} \leq F_B \cdot \beta_z$$

B_{br} = Tragfähigkeit des Bolzens
F_B = Bolzenquerschnitt
β_z = Zugfestigkeit des Bolzenmaterials

Oertliches Versagen des Bolzens

empirische Formeln für Bolzen bis ϕ 1" nach amerik. Versuchen, von Sattler bestätigt:

$$B_{br} = 240 \cdot d^2 \sqrt{W_{28}} \qquad h/d \geq 4$$

Vergleich:

Beton	W_{28} kg/cm²	Bolzendurchmesser in Zoll: 1/2" Der Beton versagt bei einer Bolzenlast von t	5/8" t	3/4" t	7/8" t
NB	160	4,9	7,75	11,0	15,0
	220	5,7	9,0	12,8	17,6
	280	6,45	10,1	14,4	19,8
HB	300	6,7	10,5	15,0	20,5
	380	7,5	11,9	16,9	23,1
BS	400	7,7	12,2	17,4	23,7
	450	8,2	12,8	18,4	25,1
Material		Die Bolzen versagen bei einer Last in t von maximal			
$\beta_z = 3{,}7$ t/cm²		4,7	7,3	10,5	14,4
$\beta_z = 4{,}5$ t/cm²		5,7	8,9	12,8	17,5
Nach USA-Normen (AISC 1963) zulässige Bolzenbelastung in t					
Beton	$W_{28} = 210$	2,31	3,63	5,21	7,06
	$W_{28} = 290$	2,67	4,17	6,02	8,15

Bestimmung der erforderlichen Bolzenzahl

$$n_{erf} = \frac{N_b}{\nu_1} \cdot \frac{\nu_2}{B_{br}}$$

USA $\nu_1 = 2$
$\nu_2 = 2{,}5$

druckkraft N_b durch B_{zul} dividiert. Die erforderliche Bolzenzahl ergibt sich damit zu

$$n_{erf} = \frac{N_b}{2} \cdot \frac{\nu}{B_{br}} = 1{,}25 \frac{N_b}{B_{br}},$$

somit 25% mehr, als sich aus dem Vergleich der Bruchlasten ergibt.

Für die Schweiz empfehlen wir mit $\nu = 2{,}3$ ein ähnliches Vorgehen bei voller Verdübelung. Damit kommen wir aber auf höhere Dübelkräfte, als *Sattler* für den österreichischen Normenentwurf über Verbundkonstruktionen angibt. Er beschreitet auch einen grundsätzlich anderen Weg, indem er sich nur auf die Berechnung im elastischen Bereich stützt. Sattler gibt eine sogenannte «Fliesslast» der Dübel an, mit welcher er jene Belastung bezeichnet, bei der das erste Abbiegen im Kraftverformungsdiagramm eintritt und das einer bleibenden Verformung von 0,08 mm entspricht. Diese «Fliesslast» hat mit dem Fliessen des Bolzenmaterials oder des Trägers nichts zu tun und ist keine charakteristische Eigenschaft des Dübels, sondern vielmehr ein durch Konvention festgelegter Punkt im Last-Verschiebungsdiagramm der Verdübelung und von der Stärke der Verdübelung und der Bolzenqualität abhängig. Gegen diese «Fliesslast» schlug Sattler eine zweifache Sicherheit vor, womit gegen Bruch eine 4 bis 5fache Sicherheit vorhanden ist. Diese Empfehlungen sind im österreichischen Normenentwurf für Brückenbauten vorgesehen. Für Hochbauten ist in Österreich eine 50%ige Erhöhung zugelassen. Sattler selbst bezeichnet diese Werte als bestimmt auf der sicheren Seite liegend. Es ist auch zu berücksichtigen, dass die Festlegungen in Österreich für die elastische Berechnungsmethode erfolgen, mit welcher keine Gewähr für volle Verdübelung geboten wird. Wir neigen vielmehr zur amerikanischen Berechnungsmethode auf Grundlage des plastischen Momentes mit den höher zulässigen Dübellasten, wobei mit Rücksicht auf die Verformungen Vollverdübelung angestrebt, wenn nicht gefordert werden soll.

Bei den unterverdübelten und Durchlauf-Trägern sind wir heute noch nicht in der Lage, uns zur Frage der Bemessung zu äussern. Durch weitere Versuche und vergleichende Überlegungen müssen hiefür erst die Grundlagen geschaffen werden.

Noch ein Wort zu den *Bewehrungsspiralen* (Wendeln), wie sie Sattler empfiehlt. Diese können die örtliche Betonfestigkeit und damit die Dübeltraglast sowie die Steifigkeit der Verbindung theoretisch erhöhen. Die Sattlerschen Versuche haben dies eindeutig gezeigt [2]. Man muss sich aber bewusst sein, dass diese günstigen Ergebnisse mit einem im Laboratorium mit aller Sorfalt hergestellten Beton erreicht wurden. Beim normalen Baustellenbetrieb, vor allem bei unseren mittleren und kleineren Baustellen des Hochbaues, ist damit zu rechnen, dass sich die Spiralen beim Einbringen des Betons aus ihrer theoretischen, zum Dübel konzentrischen Lage verschieben und sich Steine in der Spirale verklemmen. Nach unseren Normen erreicht die Korngrösse im Kies-Sandgemisch 30 mm. Wenn nicht sehr sorgfältig fibriert wird, können Kiesnester entstehen, welche die Betonfestigkeit gegen örtliche Pressungen herabsetzen. Der theoretische Vorteil der Spiralen dürfte damit bei den landläufigen Baumethoden aufgehoben werden. Der Vergleich der Bolzenbruch-Kriterien zeigt auch, dass bei normaler Bolzenqualität und den üblicherweise erreichbaren Betonfestigkeiten für das Versagen des Dübels bei allen Durchmessern ohnehin die Bolzenqualität massgebend ist. Wenn die Steifigkeit der Verdübelung erhöht werden soll, insbesondere bei unterverdübelten Balken, halten wir es für zweckmässiger, ein paar Bolzen mehr zu setzen und auf die Spiralen zu verzichten. In der Verbundbauweise ist der Stahlbauer bei der Ausführung auf die Zusammenarbeit mit dem Bauunternehmer angewiesen und trägt als Projektverfasser auch eine Verantwortung für die Gesamtkonstruktion. Auch aus diesen Gründen sollen die Stahlbauteile so ausgebildet werden, dass das Werk ohne besondere Vorkehrungen seitens des Bauunternehmers einwandfrei ausgeführt werden kann.

Literaturverzeichnis

[1] *K. Sattler*, Untersuchungen über Verbundträger für den Tunnelbau und für Hochbauten, «Der Bauingenieur», 1964, Nr. 1.

[2] *K. Sattler*, Betrachtungen über neuere Verdübelungen im Verbundbau, «Der Bauingenieur», 1962, Nr. 1 und 2.

[3] *K. Sattler*, Ergänzungen zu den Normen über Verbundkonstruktionen. Arbeitsausschuss für Verbundbau des Österreichischen Stahlbauverbandes, 1963.

[4] *K. Kunert*, Prüfung von Kopfbolzendübeln. «Der Bauingenieur», 1963, Nr. 9.

[5] *J. C. Chapman*, Composite construction in steel and concrete, the behaviour of composite beams, «The structural engineer», April 1964.

[6] *L. R. Creasy*, Composite construction, «The structural engineer», December 1964.

[7] British Standard Code of Practice, CP 117, Part I, 1965. Composite construction in structural steel and concrete.

[8] *Culver, C., Coston, R.*, Tests of composite beams with stud shear connectors, Fritz Engineering Laboratory Report No. 354.1, April 1959.

[9] *Culver, C., Zarzeczny, P. J., Driscoll, G. C.*, Composite design for buildings, Fritz Engineering Laboratory Report No. 279.2, Lehigh University, 1960.

[10] *Culver, C., Zarzeczny, P. J., Driscoll, G. C.*, Composite design for buildings, Fritz Engineering Laboratory Report No. 279.6, Lehigh University, 1961.

[11] *Slutter, R. G., Driscoll, G. C.*, Composite design for buildings, Fritz Engineering Laboratory Report No. 279.10. Lehigh University, 1962.

[12] *B. Thürlimann*, Composite Beams with stud shear connectors, Highway Research Board, Bulletin 174, 1958.

[13] *B. Thürlimann*, Fatigue and static strength of stud shear connectors. Lehigh University, 1958.

[14] *B. Thürlimann*, Fatigue and static strength of stud shear connectors. «Journal of the American Concrete Institute», Vol. 30, 1959.

[15] *Daniel C. King, Roger G. Slutter, George C. Driscoll, Jr.* Fatigue tests of composite beams. Fritz Engineering Laboratory Report No. 285.3. Lehigh University, 1962.

[16] American institute of steel construction. Specification for the design, fabrication and erection of structural steel for buildings. New York, 1963.

[17] American institute of steel construction. Commentary on the specification for the design, fabrication and erection of structural steel for buildings. New York, 1963.

Adresse des Verfassers: *R. Schlaginhaufen*, dipl. Bauing., Speicherstrasse 52, 8500 Frauenfeld.