

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 125/126 (1945)
Heft: 4

Artikel: Der Verbundträger
Autor: Albrecht, Alfr.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-83594>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 01.04.2025

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

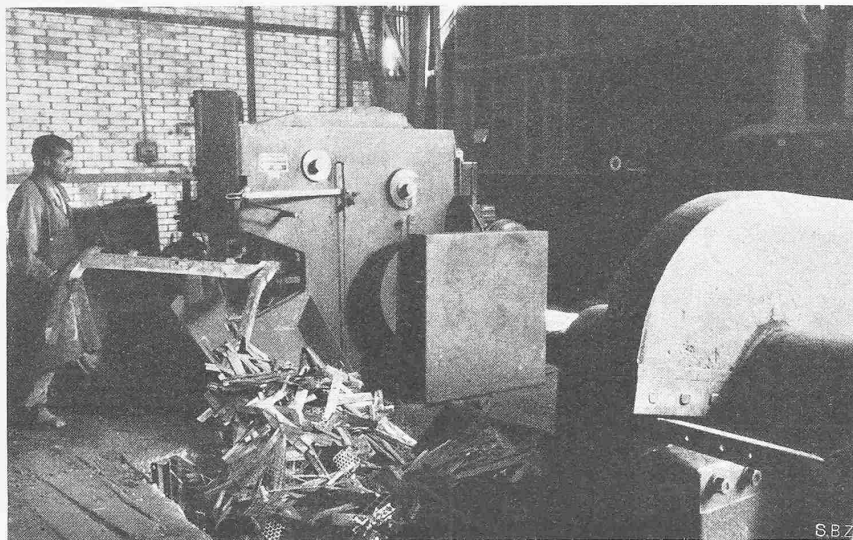


Abb. 3. Schrott-Schere

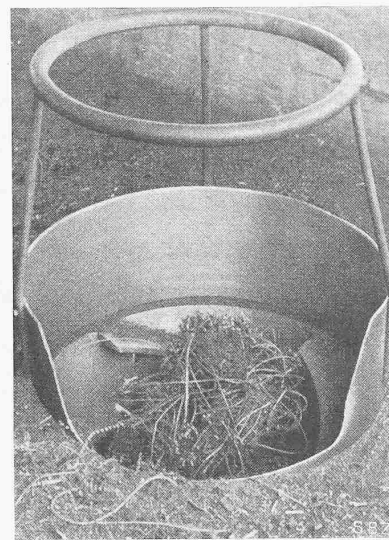


Abb. 4. Spänebrecher-Fülltrichter

Schweiz überhaupt nie an eine Verwendung gedacht hatte. Wie manche Schuttgrube und Schutthalde wurden in den letzten Jahren von allem Alteisen gesäubert, das im Lauf der Zeit hinweggeworfen wurde, um es der Industrie zuzuführen.

Um den Leichtschrott ofengerecht zu gestalten, bedarf es besonderer Presseanlagen. Büchsen, Bleche und Drähte u. dgl., ohne vorheriges Zusammenpressen im Elektroofen schmelzen zu wollen, wäre unrationell. Das Material nimmt im Verhältnis zu seinem Gewicht ein viel zu grosses Volumen ein, als dass es rationell eingeschmolzen werden könnte. Ein Nach-Chargieren, d. h. Nachfüllen, mit seinen grossen Verlusten an Wärme und Zeit wäre unvermeidlich. Um nun das Volumengewicht dieses Materials zu erhöhen, erstellte man in der Schweiz, wie im Ausland schon vor Jahren, besondere Pressen. In diesen wird der Leichtschrott zu Paketen von 50 bis 150 kg zusammengepresst, deren spez. Gewicht zwischen 1,5 und 2,5 schwankt. Solche Pakete eignen sich ohne weiteres als Beigabe zum Chargieren (Abb. 1 und 2). Vor dem Pressen jedoch sind dem Leichtschrott alle, das Schmelzgut schädigende Beigaben wie z. B. blei- und zinnhaltige Teile zu entnehmen. Zu den letztgenannten gehören z. B. Konservbüchsen aus verzinnem Blech. Diese werden nicht nur gesammelt des schädlichen Einflusses beim Giessprozess wegen, sondern in erster Linie auch zur Zinngewinnung. Alle Konservendosen und zinnhaltigen Teile müssen nach behördlicher Verordnung nach Altstetten gesandt werden, wo sie auf elektrolytischem Wege entzint werden. Erst nach diesem Prozess dürfen sie den Stahlwerken zum Einschmelzen überlassen werden.

Der Schwertschrott kann, sofern die Stücke nicht zu lang sind, direkt im Ofen eingeschmolzen werden. Was eine Länge von über rd. 30 cm aufweist, muss vorher zerkleinert werden. Dies geschieht wenn möglich mit Hilfe von Scheren (Abb. 3), oder aber wenn die Querschnitte zu gross sind, mit dem Schneidbrenner. Dies gilt natürlich auch für Teile aus Stahl, wie Federn u. dgl., die wegen ihrer Härte nicht mit einer Schere zerkleinert werden können. Nicht ofengerechte Gusstücke werden mit dem Vorschlaghammer oder mit dem Fallgewicht zerschlagen. Es gibt nun allerdings Maschinenteile aus Gusseisen, die weder auf diese noch auf jene Art zerschlagen werden können. Solche müssen mit dem elektrischen Brenner zerkleinert werden. Es liegt nun auf der Hand, dass besonders das Zerkleinern des Schrottes mit dem Schneidbrenner oder mit dem elektr. Lichtbogen die Altmaterial-Aufbereitung ausserordentlich verteuert. Es muss deshalb darauf geachtet werden, das Material maschinell zu zerkleinern, das heisst also, zu scheren und nur zum Brenner zu greifen, wenn es absolut notwendig ist.

Ebenfalls aus Gründen der Volumgewichts-Erhöhung müssen lange Drehspäne vor dem Einsetzen zerkleinert werden. Dies geschieht in besondern Spänebrechern. Diese arbeiten nach dem Prinzip einer Kaffeemühle. Ein mit Messern versehener, rotierender Körper zerdrückt und zerkleinert die oben in den Füllschacht geworfenen Späne. Durch das Brechen der Späne kann ihr Volumgewicht um ein Vielfaches erhöht werden (Abb. 4).

Die Schrott-Sammlung und -Aufbereitung wie wir sie heute haben, erleichtert der Schweiz auf dem Gebiet der Eisenversorgung in diesen Kriegsjahren weitgehend ihre Abhängigkeit vom

Ausland. Sie verschafft dadurch auch einer grossen Zahl von Arbeitern Beschäftigung. Allein ihrer 200 000 sind direkt abhängig von der Versorgung des Landes mit Eisen. Dazu kommen noch Tausende von Berufsarbeitern, die indirekt davon Nutzen ziehen, dass wir mit diesem so eminent wichtigen Rohstoff versorgt sind.
D. Kaufmann, Gerlafingen

Der Verbundträger

Von Obering. ALFR. ALBRECHT, Buss A.-G., Basel (Schluss von S. 33)

Das Widerstandsmoment des Verbundträgers

Da die Betonplatte des Verbundträgers grundsätzlich eine Verstärkung im Druckgurt des Stahlträgers in Form einer Beton-Lamelle ist, wächst ihre verstärkende Wirkung mit ihrer Stärke und Breite, sowie mit ihrem Abstand vom Stahlträger. Für die Zunahme des Widerstandsmomentes des Verbundträgers lassen sich, wie im Stahlbau, Profiltabellen aufstellen auf Grund bestimmter Profilkategorien, z. B. für I NP und Breitflanschträger (DIN, DIE, DIR) ohne und mit Lamellenverstärkung, deren Betonplatte verschiedene Breite, Stärke und verschiedenen Ab-

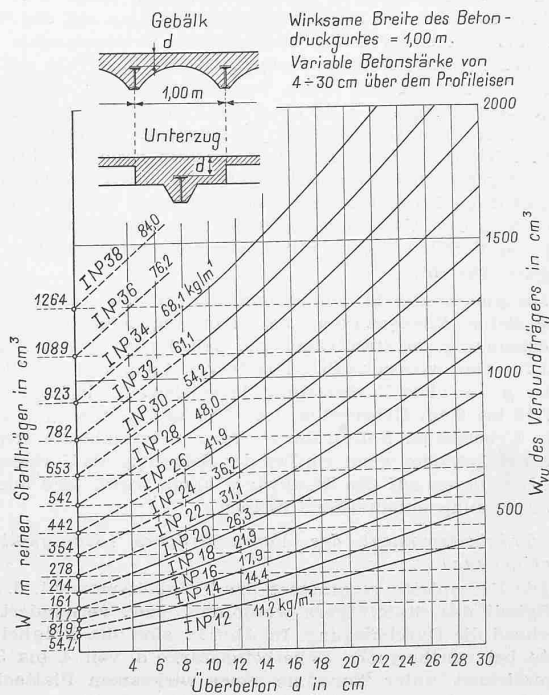


Abb. 17. Widerstandsmomente von Verbundträgern mit I NP-Trägern bei zunehmender Stärke des Überbetons und $n = 10$. Plattenstärke $p \geq x$

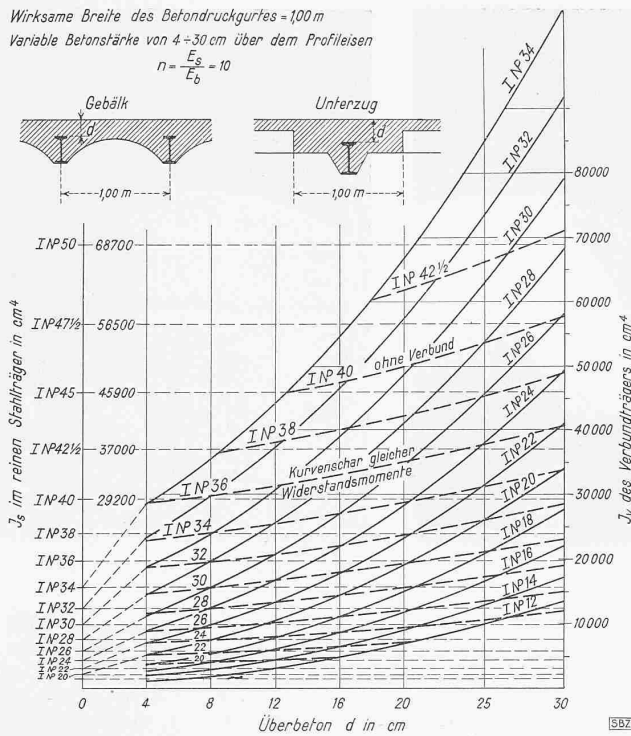


Abb. 18. Trägheitsmomente von Verbundträgern mit I NP-Trägern bei zunehmender Stärke des Ueberbetons; $p \geq x$

stand vom Stahlträger aufweist. Diese Tabellen erleichtern dem Praktiker die Anwendung des Verbundträgers ganz wesentlich und schaffen ferner die Möglichkeit, rasch verschiedene Varianten miteinander zu vergleichen.

Abb. 17 stellt beispielsweise die Zunahme des Widerstandsmomentes von Verbundträgern mit Armierung aus I NP-Trägern ohne Lamellen dar. Dabei ist vorausgesetzt eine wirksame Betonbreite von 1,0 m und eine Plattenstärke $p \geq x$, sowie $n = 10$. Die Vergrößerung des Widerstandsmomentes nimmt darnach, mit Vergrößerung der Ueberbetonstärke, bei kleineren Profilen verhältnismässig rascher zu als bei grossen Profilen. Aus Abb. 17 geht ferner in anschaulicher Weise hervor, dass für ein bestimmtes erforderliches Widerstandsmoment verschiedene Varianten von Stahlträgerprofilen in Betracht kommen, dargestellt durch die Schnittpunkte der betreffenden Horizontalen mit den Widerstandsmomentenkurven der verschiedenen Verbundprofile. Z. B. kann ein Stahlträger ohne Verbund im Profil I NP 34 mit $W = 923 \text{ cm}^3$ ersetzt werden durch Verbundträger mit einer Stahlträger-Armierung von I NP 32, $d = 3,8 \text{ cm}$ usw. bis I NP 22, $d = 24,6 \text{ cm}$. Weitere Ersatzprofile im Verbund für das erwähnte Profil I NP 34 ergeben sich z. B. mittels Breitflanschträgern, ferner durch Lamellenverstärkungen oder durch Träger, die aus verschiedenen Profilen zusammengesetzt sind, sodass insgesamt eine sehr grosse Variationsmöglichkeit für die Stahlträgerarmierung von Verbundträgern mit bestimmter erforderlicher Tragfähigkeit besteht.

Die gleichzeitig in den Verbundträgern der Abb. 17 auftretende Beton-Randspannung bei einer angenommenen unteren Randspannung im Stahlträger von 1400 kg/cm^2 mit $n = 10$ beträgt für eine wirksame Betonbreite von 1,0 m und eine Plattenstärke $p \geq x$ ohne Vorbelastung beispielsweise $48,3 \text{ kg/cm}^2$ für I NP 12 bei 6 cm Ueberbeton, und $70,9 \text{ kg/cm}^2$ für I NP 34 mit 16 cm Ueberbeton. Sofern die wirksame Plattenbreite mehr als 1,0 m beträgt, oder wenn ein Teil der Belastung als Vorbelastung beim Betonieren auf den Stahlträger allein wirkt, wird auch die Betonspannung entsprechend kleiner.

Das Trägheitsmoment des Verbundträgers (Steifigkeit und Durchbiegung)

Die Betonplatte vergrössert das Trägheitsmoment, d. h. die Steifigkeit des Stahlträgers wesentlich, bzw. vermindert entsprechend die Durchbiegung. In Abb. 18 sind die Trägheitsmomente bei zunehmender Ueberbetonstärke d von 4 bis 30 cm aufgezeichnet unter Annahme einer wirksamen Plattenbreite von 1,0 m und einer Plattenstärke über dem Stahlträger $p \geq x$. Als Ordinaten sind aufgetragen die Trägheitsmomente des reinen Stahlträgers ohne Verbund von I NP 12 bis I NP 50 und als

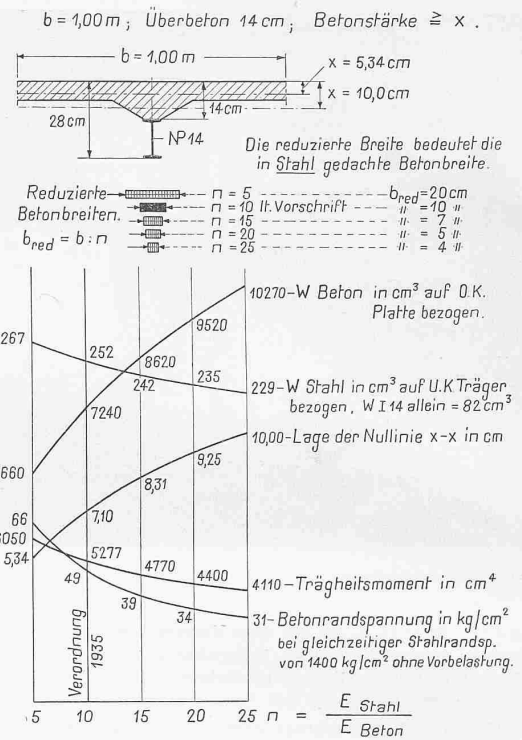


Abb. 19. Querschnittswerte des Verbundträgers mit I NP 14 für variables n

Abzissen die Ueberbetonstärken d . Die Trägheitsmomente der Verbundträger gleicher Widerstandsmomente sind miteinander verbunden zu einer zweiten, flacheren Kurvenschar.

Abb. 18 ergibt in diesem Falle für den Ersatz des Stahlträgers I NP 34 mit $J = 15700 \text{ cm}^4$ durch Verbundträger gleichen Trägheitsmomentes d. h. gleicher Steifigkeit oder Durchbiegung bei Annahme von $n = 10$ und $b = 1,0 \text{ m}$ eine Stahlträgerarmierung von I NP 28, $d = 5 \text{ cm}$, usw. bis I NP 18, $d = 20,5 \text{ cm}$. Der Vergleich mit den Ersatzprofilen gleichen Widerstandsmomentes zeigt, dass bei gleicher Verbundträgerhöhe der Ersatz des Trägheitsmomentes eine wesentlich kleinere Stahlträgerarmierung erfordert. Aus Abb. 18 geht ferner hervor, dass für Verbundträger gleichen Widerstandsmomentes $W_{u, v}$, d. h. gleicher Stahl-Randspannung die Trägheitsmomente mit kleinerem Stahlträger, dafür aber mit entsprechend grösserer Ueberbetonstärke grösser sind als für höhere Stahlträger mit geringerer Ueberbetonstärke. Die Kurvenschar gleicher Widerstandsmomente steigt somit mit zunehmendem Ueberbeton d .

Wie erwähnt, beziehen sich diese Vergleiche der Widerstands- und Trägheitsmomente auf den vorschriftsgemässen Wert $n = 10$. Aus Messungen am fertigen Bauwerk, wie auch aus den vorstehend beschriebenen Versuchen an der EMPA 1942 bis 43 hat sich für n der Wert 5 bis 6 ergeben, d. h. das Widerstandsmoment auf Stahlträgerunterkante bezogen und das Trägheitsmoment werden in Wirklichkeit grösser und die Stahl-Spannungen, sowie die Durchbiegung somit entsprechend kleiner, indem die als Verstärkungslamelle wirkende Betonplatte nicht nur mit $1/10$ ihrer Breite mitwirkt, sondern mit $1/5$ bis $1/6$ derselben (Abb. 19).

Stahlverbrauch des Verbundträgers im Vergleich zum Stahlträger gleicher Tragfähigkeit ohne Verbund

Der Verbundträger erfordert ein kleineres Stahlgewicht als ein Stahlträger ohne Verbund mit gleicher Tragfähigkeit, weil durch die Betonplatte, wie vorstehend ausgeführt, eine Vergrößerung des Widerstandsmomentes und damit der Tragfähigkeit auf Biegung entsteht. Die Abnahme des Stahlgewichtes hängt von verschiedenen Faktoren ab und zwar: a) Stärke des Ueberbetons d , d. h. Abstand von Oberkante Stahlträger bis Oberkante Betonplatte und Stärke p derselben. Lage der Nulllinie zur Betonplatte; b) Wirksame Breite b der Betonplatte; c) Querschnittausbildung der Stahlträger-Armierung und Schwerpunktlage derselben gegenüber Oberkante Betonplatte; Stahlträger-Querschnitt symmetrisch oder unsymmetrisch; d) Uebertragung der Last im Betonierungszustand (Stahlträger und Betonplatte) auf den Stahlträger allein oder auf den Verbundträger mit oder ohne Vorbelastung.

Tabelle VI: Vergleichsbeispiele betr. Stahlverbrauch

1 a) Stahlträger I NP 38 ohne Verbund, $W_s = 1262 \text{ cm}^3$, Stahlgewicht = 84,0 kg/m'
1 b) Verbundträger I NP 28, Ueberbeton $d = 21 \text{ cm}$, Plattenstärke $p \geq 15 \text{ cm}$, $W_{vu} = 1290 \text{ cm}^3$, Stahlgewicht inkl. Schubsicherung und Voutenarmierung = 48,0 + 7,2 = 55,2 kg/m'
Gewichtverminderung 34,3 % = 28,8 kg/m'
Betonrandspannung bei Stahlrandsp. 1400 kg/cm ² = 64,6 kg/cm ²
Trägerhöhe: Stahlträger 38 cm + 5 cm Ueberbeton = 43 cm
Verbundträger 28 cm + 21 cm = 49 cm
Vergrößerung der Trägerhöhe = 6 cm
2 a) Stahlträger I NP 22 ohne Verbund, $W_s = 278 \text{ cm}^3$, Stahlgewicht = 31,1 kg/m'
2 b) Verbundträger I NP 14, Ueberbeton $d = 16 \text{ cm}$, Plattenstärke $p \geq 8 \text{ cm}$, $W_{vu} = 284 \text{ cm}^3$, Stahlgewicht inkl. Schubsicherung und Voutenarmierung = 14,4 + 2,9 = 17,3 kg/m'
Gewichtverminderung 44,3 % = 13,8 kg/m'
Betonrandspannung bei Stahlrandsp. 1400 kg/cm ² = 46,2 kg/cm ²
Trägerhöhe: Stahlträger 22 cm + 4 cm Ueberbeton = 26 cm
Verbundträger 14 cm + 16 cm „ = 30 cm
Vergrößerung der Trägerhöhe = 4 cm

Der Einfluss der Stärke des Ueberbetons d auf das Stahlträgerprofil des Verbundträgers geht aus dem bereits erwähnten Graphikon Abb. 17 hervor, das für symmetrische, unverstärkte I NP-Träger eine konstante wirksame Betonbreite b von 1,0 m und eine Plattenstärke $p \geq x$, ohne Vorbelastung, voraussetzt.

Tabelle VI, die dem Graphikon Abb. 17 entnommen ist, gibt einen Gewichtvergleich zwischen Stahlträgern I NP 38 und 22 ohne Verbund und Träger mit Verbund gleichen Widerstandsmomentes (wirksame Plattenbreite 1,0 m). Die Schubsicherungen und Voutenarmierungen sind in den Vergleichsgewichten der Tabelle VI mit einem Zuschlag von 15 bis 20 % des Stahlträgergewichtes berücksichtigt (mittlerer Erfahrungswert). In Sonderfällen besonders grosser Querkräfte bzw. hoher Vouten wird der Gewichtanteil der Schubsicherungen bzw. der Voutenarmierungen entsprechend grösser. Ist für die Bemessung des reinen Stahlträgers die Durchbiegung, d. h. das Trägheitsmoment massgebend, so wird die Stahlersparnis des Verbundträgers gleicher Durchbiegung grösser als vorstehend ausgewiesen.

Die Berechnung der Dübel

Für die Schubsicherungen wurde in Abb. 2 eine Anzahl verschiedener schweizerischer Ausführungen in schlaffer und steifer Ausbildung gezeigt. Ihre Berechnung erfolgt grundsätzlich gleich derjenigen des Lamellenanschlusses in einem Blechträger, d. h. nach der Beziehung (Abb. 20):

$$L = Q \left(\frac{S}{J} \right) = \frac{Q}{y_v} = \frac{Q}{y} \left(1 - \frac{n J_s}{J_v} \right)$$

Die Längsschubkraft L pro Längeneinheit hängt somit ausser von der Querkraft ab vom Hebelarm der inneren Kräfte y_v des Verbundträgers, der seinerseits abhängig ist von der Schwerpunktlage des Stahlträgers, sowie vom Anteil J_s des Stahlträgers im J_v des Verbundträgers. Die auf eine Schubsicherung, bei einem Abstand t , entfallende Schubkraft P beträgt:

$$P = Lt = Q \frac{t}{y_v}$$

Werden steif aufgeschweisste Schubdübel vorgesehen im Sinne der an der EMPA 1942/43 ausgeführten statischen und dynamischen Versuche, so hat deren Bemessung für Verbundträger im Hochbau (statische Belastung, keine Ermüdung, Haupt- und Zusatzlasten) zu erfolgen unter Beachtung folgender zulässiger Werte und Richtlinien:

Betonpressung zwischen Platte und Dübel:
Für normalen Beton $w\beta d = 220 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_{BD \text{ zul}} = 125 \text{ kg/cm}^2$
Für hochwertigen Beton $w\beta d = 300 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_{BD \text{ zul}} = 170 \text{ kg/cm}^2$.
Bei Rückverankerung der Dübel mittels Zugarmierungen kann bei entsprechender Bemessung derselben (\varnothing min 8 mm) eine Entlastung der Betonpressung von 25 % angenommen werden. Schweißanschluss des Dübels: $\tau_{SN \text{ zul}} \leq 750 \text{ kg/cm}^2$. Wenn die Dübelhöhe klein gehalten wird (8 bis 10 cm) und die Dübellänge mindestens gleich ist der Dübelhöhe, so ist die Anschlussschweißung nur auf Abscheren gemäss den obigen Werten zu bemessen, indem Versuche 1944 an der EMPA ergeben haben, dass der Hebelarm a der Kraft P sehr klein ist. Schubspannung im Dübelsteg: $\tau_{\text{zul}} = 0,6 \sigma_{\text{zul}}$.

Die entsprechenden Werte für den Brückenbau gehen hervor aus Tabelle S. 33.

Verstärkung vorhandener Stahlträger mit der Verbundbauweise

Bereits vor etwa 25 Jahren wurden erstmals Fahrbahnteile, bewusst mittels der Verbundbauweise verstärkt, oft im Zusammenhang mit dem Ersatz eines Zoresbelages durch eine Eisenbetonplatte. Durch diese statische Verbindung des Stahlträgers mit der Eisenbetonplatte kann eine Verbesserung in mehrfacher Hinsicht erreicht werden und zwar:

- a) Spannungsverminderung im Stahlträger, d. h. Vermeidung oder weitgehende Verminderung von zusätzlichen Verstärkungen in Stahl;
- b) Herabsetzung der Durchbiegung des Stahlträgers und damit, im Falle von Längsträgern, eine grössere Verteilung von Einzellasten im Quersinne, wodurch eine entsprechende Entlastung dieser Träger erreicht wird;
- c) Verminderung der Stützen-Senkungen in der Eisenbetonplatte der Fahrbahn, wodurch die daraus entstehenden zusätzlichen Spannungen in der Betonplatte entsprechend geringer ausfallen. Die Verbundbauweise wirkt sich somit auch in der Bemessung der Betonplatte günstig aus.

Praktische Beispiele

Zur Erläuterung der vorstehenden, mehr theoretischen Gesichtspunkte seien nachstehend drei Beispiele von ausgeführten schweizerischen Bauwerken mit Verbundträgern mitgeteilt. Die beiden ersten beziehen sich auf Hochbauten, die im Jahre 1941 bzw. 1944 ausgeführt wurden, während für das dritte Beispiel die Verstärkung der Quaibrücke in Zürich im Jahre 1932 gewählt wurde.

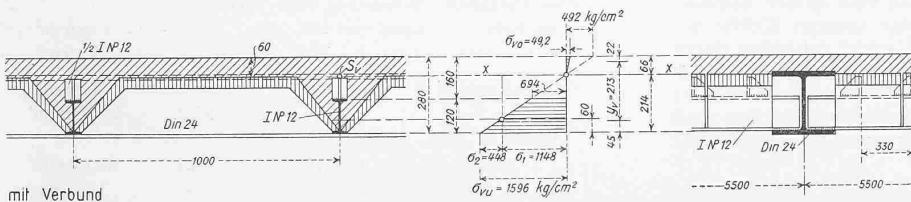


Abb. 21 (Erstes Beispiel, Ausführung). Stahlträger mit Verbund, symmetrisch ohne Vorbelastung
Ständige Last 420 kg/m², Nutzlast 500 kg/m², Feldmoment $M_{\text{max}} = 3,47 \text{ mt}$

$J_v = 46\,550 \text{ cm}^4$, $\frac{10 J_s}{J_v} = 0,070$, $W_{vu} = 2180 \text{ cm}^3$, $W_{vo} = 7060 \text{ cm}^3$
Schubsicherung: $\frac{1}{2}$ I NP 10, $h = 8 \text{ cm}$, $t_{\text{min}} = 33 \text{ cm}$
 $Q_{\text{max}} = 2,53 \text{ t}$, $y_v = \frac{J_v}{S} = 21,3 \text{ cm}$, P pro Dübel = 3,92 t, $\sigma_b = 98 \text{ kg/cm}^2$
Schubspannung im Stahlträgersteg $\tau = 470 \text{ kg/cm}^2$

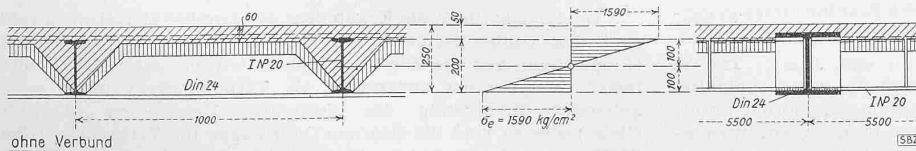


Abb. 22 (zum Vergleich). Stahlträger ohne Verbund
Ständige Last 400 kg/m², Nutzlast 500 kg/m², Feldmoment $M_{\text{tot}} = 3,40 \text{ mt}$,
 $J = 2140 \text{ cm}^4$, $W = 214 \text{ cm}^3$

Gewichtvergleich: Ohne Verbund I NP 20 $g = 26,3 \text{ kg/m}'$
Mit Verbund I NP 12 = 11,2 kg/m'
Schubsicherungen und Voutenarmierung = 2,2 kg/m' = 13,4 kg/m'
Stahlersparnis 49 % = 12,9 kg/m'

Vergleich der Trägheitsmomente: $\frac{J_{\text{Verbund}}}{J_{\text{ohne Verbund}}} = 2,18$

Im ersten Beispiel (Abb. 21 und 22) sind die *Deckengebälke* im Abstand von 1,0 m und 5,5 m Spannweite frei aufliegend, mit einer Totlast von 0,92 t/m² und einem Moment von 3,5 mt als Verbundträger ausgeführt. Eisenbetonhourdis bilden die Schalung und zugleich das querspannte Tragelement. Sofern die Schalung wieder verwendet wird, ist die Platte entsprechend zu armerieren. Die Tragarmierung des 28 cm hohen Gebälkes besteht aus I NP 12 mit aufgeschweissten Schubdübeln im Minimalabstand, am Auflager, von 33 cm.

Die Gewichte der Dübel und der zusätzlichen Voutenarmierung betragen rd. je 10% der Stahlträgerarmierung. Der Verbundträger benötigt gegenüber dem reinen Stahlträger gleicher Randspannung ein um 49% kleineres Stahlgewicht und besitzt eine um 54% kleinere Durchbiegung. Hierbei ist vorausgesetzt, dass während dem Betonieren und Abbinden der Träger zwei Zwischen-Unterstützungen erhält, was im Hochbau in der Regel leicht und mit geringen Kosten möglich ist. Dadurch entfällt auch das Eigengewicht der Decke auf den Verbundträger. — Die grosse Spannungsreserve im Beton gegenüber der zulässigen Spannung ermöglicht später, bei Vergrößerung der Belastung, eine Verstärkung des Verbundträgers in einfacher Weise durch Aufschweissen einer unteren Stahl-Lamelle im Bereich der grössten Biegemomente.

Das zweite Beispiel (Abb. 23 und 24) umfasst *kontinuierliche Rahmen-Riegel* über zwei Felder von je 10,26 m Spannweite im Abstand von 4,0 m, als 0,54 m hohe Verbundträger ausgebildet, für den Wiederaufbau einer abgebrannten, 60 m langen Dachkonstruktion in Holz. Die Belastung ist gleichmässig verteilt mit zusätzlichen Einzellasten aus dem Dachstuhl. Ueber die Träger ist eine Eisenbetonplatte von 12 cm Stärke gespannt, die gleichzeitig als Druckgurt der Verbundträger wirkt. Im Feld mit $M = 22,6$ mt besteht die Stahlträgerarmierung aus Profil I NP 24, unsymmetrisch ausgebildet durch eine untere Lamelle, zwecks Vergrößerung des Hebelarmes der inneren Kräfte y_v . Ueber der Pendelstütze mit $M = 28,7$ mt wirkt der unten durch zwei Lamellen verstärkte Stahlträger I NP 24 zusammen mit der Zugarmierung aus Isteg-Stahl der Betonplatte, wobei der Beton unberücksichtigt bleibt. Die aufgeschweissten Schubdübel bestehen aus 1/2 I NP 22 im Minimalabstand von 25 cm und einer Belastung von max. 10,2 t.

Der Vergleich mit einem reinen Stahlträger, ebenfalls mit Lamellen über den Stützen und im Feld, ergibt für den Verbundträger eine Verminderung des Stahlbedarfs um 41%, d. h. 7% mehr als im ersten Beispiel der Tabelle VI (S. 39). Diese Verbesserung der Stahlausnutzung rührt her einerseits vom *unsymmetrischen* Stahlträgerquerschnitt und andererseits von der grösseren Stärke des Ueberbetons. Die Durchbiegung ist gegenüber dem reinen Stahlträger um 49% kleiner.

Durch die Unterstützung beim Betonieren des Trägers an zwei Punkten pro Feld wurde auch das Eigengewicht des Verbundträgers auf denselben übertragen. *Ohne* diese provisorische Unterstützung würde die Verminderung des Stahlbedarfes gegenüber dem reinen Stahlträger von 41% auf rd. 30% zurückgehen.

Die als drittes Beispiel gewählte, in den Jahren 1883/84 erbaute eiserne Quaibrücke in Zürich (Abb. 25) wurde im Jahre 1929 einer statischen Nachrechnung und Belastungsprobe unterzogen, veranlasst durch die seit dem Bau eingetretene wesentliche Zunahme der Nutzlasten. Die Probelastung mit vier Strassenbahn- und vier Lastwagen im Gesamtgewicht von 120 t hatte in der Hauptsache zur Folge (Abb. 26): die Ausführung einer neuen Eisenbetonplatte mit neuen Zwischen-Längsträgern an Stelle des alten Zoresbelages, das Einbetonieren der Hauptträger-Obergurte zwecks Verbindung derselben mit der Eisenbetonplatte zu Verbundträgern, und die Verstärkung der Hauptträger über den Pfeilern.

Nach dem Umbau im Jahre 1932 erfolgte eine zweite Belastungsprobe mit sechs Strassenbahn- und vier Lastwagen im Gesamtgewicht von 236 t. Obschon sich die für den Vergleich

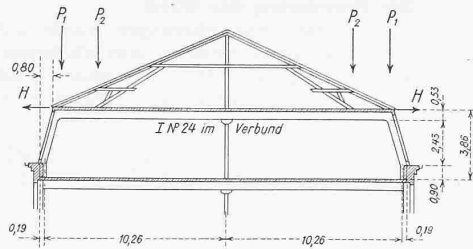


Abb. 23. Industriegeräude (Baujahr 1944); Kontinuierliche Rahmen-Unterzüge im Dachstock. Gebäudelänge 60 m, Ständige und Nutzlast $q = 3,45$ t/m', Einzellasten $P_1 = 2,8$ t, $P_2 = 4,3$ t, $H = 6,5$ t

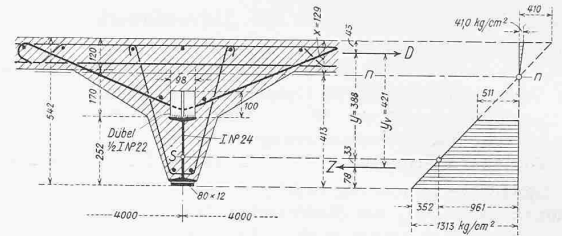


Abb. 24 a. Querschnitt und Spannungsdiagramm des Verbundträgers im Feld, ohne Vorbelastung, $n = 10$.
 $M_{max} = + 22,6$ mt, $J_s = 5510$ cm⁴
 $b = 16 \cdot 0,12 + 0,11 = 2,03$ m
 $J_v = 709 400$ cm⁴ $\frac{10 \cdot J_s}{J_v} = 0,078$
 $W_{v o} = 55 000$ cm³ $W_{v u} = 17 200$ cm³
 $M_1 = 22,6 \cdot (1 - 0,078) = 20,84$ mt
 $Z = D = \frac{20,84}{38,8} = 53,6$ t $\sigma_1 = \frac{53,6}{55,7} = 961$ kg/cm²
 $M_2 = 0,078 \cdot 22,6 = 1,76$ mt; $\sigma_2 = \frac{176 000}{501} = 352$ kg/cm²
 Schubsicherung: $Q_{max} = 17,1$ t; $\frac{J_v}{S} = y_v = 42,1$ cm;
 $t_{min} = 25$ cm; P pro Dübel $= 17,1 \cdot \frac{25,0}{42,1} = 10,2$ t,
 $\frac{1}{2}$ I NP 22, $F = 98$ cm²; $\sigma_b = 104$ kg/cm²

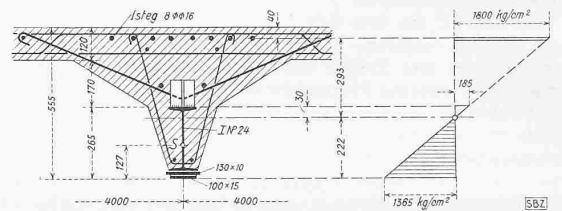


Abb. 24 b. Querschnitt und Spannungsdiagramm des Verbundträgers über Stütze: $M_{max} = - 28,7$ mt, $W_o = 1595$ cm³, $W_u = 2100$ cm³ ohne Berücksichtigung des Betons
 Zum Vergleich: Bemessung ohne Verbund I NP 38
 Im Feld Lam. — 130 · 12; $\sigma_{vorh} = 1280$ kg/cm²
 Ueber Stütze Lam. — 130 · 24; $\sigma_{vorh} = 1245$ kg/cm²
 Gewichtsvergleich: ohne Verb. mit Verb.
 Im Feld 95,2 39,3 kg/m'
 Lamellen bzw. Rundeisen
 für Kontin. und Vouten 6,1 17,1 kg/m'
 Schubsicherung — 3,2 kg/m'
 101,3 59,6 kg/m'
 Stahlersparnis = 41,7 kg/m' oder 41%
 Vergleich der Trägheitsmomente $\frac{J_{Verbund}}{J_{ohne Verbund}} = 1,97$

massgebende Probelastung der Brücke gegenüber der Belastungsprobe vom Jahre 1929 um rd. 40% erhöhte, nahmen die gemessenen mittleren Zug-Randspannungen im Scheitel der eisernen Gleisträger der linken Endöffnung um 18% ab.

Im Bericht über die Ergebnisse der zweiten Belastungsprobe nach dem Umbau ist hierüber folgendes enthalten: «Die eisernen Hauptträger und die Eisenbetonplatte wirken unter den Probelasten vollkommen zusammen als Verbundträger unter weitgehender Mitwirkung des Aufbaues (Ueberbeton, Asphalt, Gleis); ebenso sind die eisernen Querträger im Verbund mit der Platte anzunehmen, indem sie sich an der Verteilung einer Einzellast beteiligen, obschon die Eisenbetonplatte mit ihnen nicht unmittelbar verbunden ist.»

Schon bei den Spannungsmessungen im Jahre 1929 kam eine gewisse, ursprünglich beim Bau nicht beabsichtigte Mitwirkung des Füllbetons mit den eisernen Hauptträgern zum Ausdruck infolge Haftung an den Zoresisen. Bei der umgebauten Brücke ist diese Verbundwirkung durch die schubsichere Verbindung der Betonplatte mit den Hauptträgern mittels durchgesteckten Rundeisen in der Voutenpartie in einwandfreier Weise geschaffen worden.

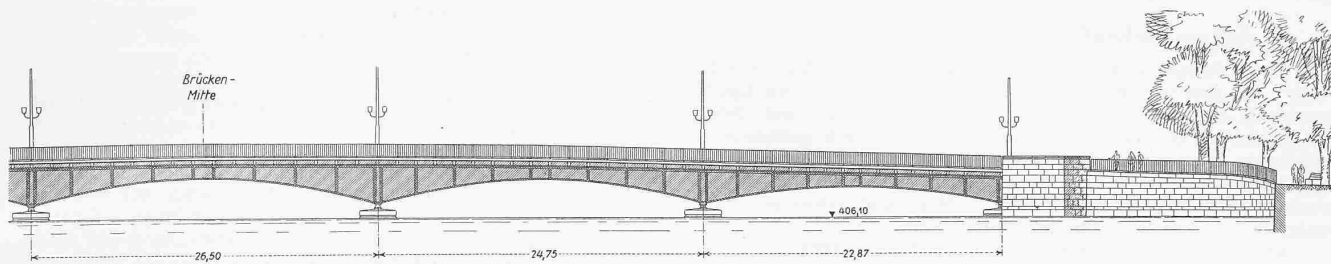


Abb. 25. Quaibrücke in Zürich, Ansicht des neuen Hauptträgers, Masstab 1:500

Zusammenfassung

Berechnung und Bemessung. Der Verbundträger, bestehend aus einem Stahlträger mit einer den Druckgurt bildenden Betonplatte, wird als homogener Querschnitt unter Berücksichtigung der Verhältniszahl $n = E_s : E_b$ nach den Regeln der Statik berechnet und bemessen.

Schubsicherungen. Sofern die Haftung nicht ausreicht zur Schub-Uebertragung, ist das Zusammenwirken von Betonplatte und Stahlträger zu gewährleisten durch Schubsicherungen, die in den letzten Jahren vorwiegend als aufgeschweisste steife Profileisendübel ausgeführt wurden. Ueber die Wirkungsweise dieser Dübel liegen die Ergebnisse umfangreicher statischer und dynamischer, an der EMPA 1942/43 durchgeführter Versuche vor, woraus sich, ausser der Beachtung der zulässigen Spannungen nach Tabelle V (S. 33) folgende Grundsätze für die Ausführung ergeben: Dübelhöhe klein, nicht über 8 bis 10 cm; Dübellänge mindestens gleich der Dübelhöhe; Dübelabstand im Bereich der grössten Querkraften 2 bis 3 mal der Betonstärke über Stahlträger; zulässige Dübelbelastung höchstens 15 t; hochwertiger vibrierter Beton ist zu empfehlen und ist für dynamische Beanspruchung Bedingung; ausreichende Armierung der Vouten mit Bügeln, besonders bei hohen Vouten; Rückverankerung der Dübel mittels durchgesteckten Rundstahls \varnothing min 8 mm bei dynamischer Beanspruchung; Anschluss-Schweissung für dynamisch beanspruchte Dübel nicht unter 8 mm mit kerbmilder Oberfläche und ohne scharfe Einbrandkerben.

Stahlersparnis. Die Betonplatte des Verbundträgers verstärkt oder ersetzt die Druckgurtung des Stahlträgers, weshalb dieser einen entsprechend geringeren Querschnitt erfordert. Die dadurch entstehende Verminderung des Stahlbedarfes gegenüber einem reinen Stahlträger mit gleicher Stahlbeanspruchung bzw. gleicher Tragfähigkeit ist sehr verschieden. Sie kann bis 50% erreichen und hängt vor allem ab von der Stärke und der Lage der Betonplatte in Bezug auf den Stahlträger. Die Stahlverminderung ist bei leichteren Trägern verhältnismässig grösser als bei schwereren. Ferner vergrössert sich die Wirtschaftlichkeit des Verbundträgers, wenn auch die ständige Last auf ihn übertragen wird durch Unterstüzung an ein bis zwei Punkten pro Feld während dem Betonieren und Abbinden.

Unsymmetrische Trägers Ausbildung. Die Stahlersparnis kann gesteigert werden durch unsymmetrische Ausbildung des Stahlträgers mit starkem Zugflansch und leichterem Druckflansch.

Vorbelastung. Ist der Stahlträger während des Aufbringens des Betons und dessen Abbindens frei gespannt, so erzeugt das Eigengewicht des Verbundträgers unter den Gebrauchslasten im Stahlträger eine Vorbelastung (Spannung). Andererseits besteht die Möglichkeit, spannungsvermindernde Vorbelastungen zu erzeugen durch künstliche Deformation des Stahlträgers im entlastenden Sinne (z. B. durch Stützensenkungen, Expansivbeton, usw.).

Durchbiegung. Der Verbundträger besitzt gegenüber dem Stahlträger gleicher Tragfähigkeit bzw. Stahl-Randspannung ein wesentlich grösseres Trägheitsmoment; somit weist er eine entsprechend kleinere Durchbiegung auf.

Verstärkung. Sofern die zulässige Betonpressung nicht ausgenutzt ist, was in der Regel bei Verbundträgern mit Vorbelastung der Fall ist, kann der Träger später in einfacher Weise verstärkt werden durch Aufbringen von Lamellen auf den untern Flansch. Ebenso lassen sich vorhandene Stahlträger mittels einer Betonplatte im Druckgurt und durch Ausführung von Schubsicherungen wirksam und wirtschaftlich verstärken.

Betonspannungen. Mit zunehmender Breite und Stärke der Betonplatte verringert sich die Betonrandspannung, während die

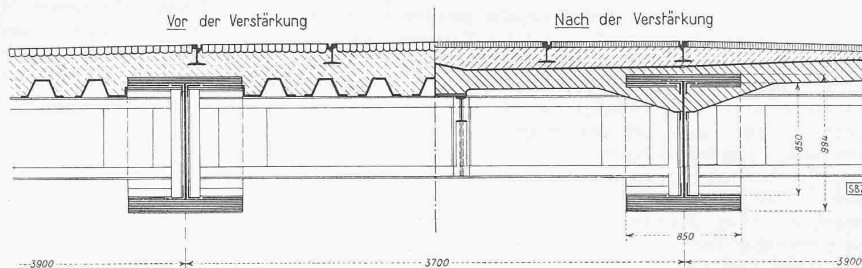


Abb. 26. Verstärkung der Quaibrücke Zürich im Jahre 1932. Querschnitt 1:50 im Bogenscheitel der Endöffnung, Gleis-Hauptträger

Stahlträgerrandspannung wesentlich langsamer abnimmt. Diese Reduktion der Betonspannung erfolgt ebenfalls bei zunehmender Vorbelastung, weil die letztgenannte beim Betonieren auf den Stahlträger allein entfällt und somit keine Betonspannung erzeugt.

Kontinuierliche Verbundträger. Für die kontinuierlichen Verbundträger werden zur Aufnahme der negativen Stützmomente zusätzliche Zugarmierungen vorgesehen und die Druckzone des Stahlträgers kann, wie für die positiven Momente, durch eine Betonlamelle verstärkt bzw. entlastet werden.

Montage. Der Verbundträger ermöglicht die Ausführung grosser Spannweiten ohne Rüstungen und seine Verwendung als Schalungsträger der Betonplatte. Die einfache Montage der Stahlträger-Armierung des Verbundträgers ergibt eine kurze Bauzeit, unabhängig von der Witterung.

Fachwerkarmerung. Der vorstehende Bericht, der eine Vollwandträger-Armierung des Verbundträgers voraussetzt, gilt sinngemäss auch für eine Armierung in Fachwerk, worüber in der Schweiz ebenfalls eine Anzahl bemerkenswerter Ausführungen vorhanden sind.

LITERATUR

- über vollwandige Biegungsträger in der Verbundbauweise
- L. Cambournac: «Poutrelles en acier enrobées de béton». IVBH, Abhandlungen Bd. 1, 1932.
- G. v. Kazinczy: «Profilträger, kombiniert mit Beton, auf Biegung beansprucht.» IVBH, Kongress Paris, Schlussbericht, 1932.
- F. Stüssi: «Profilträger, kombiniert mit Beton, auf Biegung beansprucht.» Versuche, ausgeführt im Auftrage der Technischen Kommission des Verbandes schweizerischer Brückenbau- und Stahlhochbau-Unternehmungen (TK-VSB), IVBH, Kongress Paris, Schlussbericht, 1932.
- H. Wolf: «Stahlskelett und Eisenbeton als kombinierte Bauweise.» Beton und Eisen, Berlin, 1932.
- M. L. Baes: «Poutrelles métalliques enrobées» et «Calcul des poutrelles métalliques enrobées.» Ossature métallique, Bruxelles, 1933.
- F. Campus: «Charpente métallique rivée et enrobée de l'Institut de Chimie et de Métallurgie de l'Université de Liège.» Revue universelle des Mines, de la Métallurgie et des Travaux publics, Liège, 1933.
- IVBH, Kongress Paris, Schlussbericht, 1932.
- M. Ros: «Les constructions acier-béton, système Alpha.» Ossature métallique, Bruxelles, 1934.
- A. Voellmy: «Eisen-Beton-Verbundkonstruktionen Alpha.» Schweizerische Bauzeitung, Zürich, 1934.
- Séguénot: «L'Acier enrobé», publié par l'OTUA (Office Technique pour l'Utilisation de l'Acier), Paris, 1934.
- M. Blévoit: «Hourdis de planchers métalliques.» L'Entreprise française, Paris, 1935.
- G. Gruening: «Versuche zur Bestimmung der Verbundwirkung von Eisenbeton- und Massivdecken mit darin einbetonierten Walzträgern bei schwingenden Beanspruchungen.» Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Berlin, 1937.
- M. V. Forestier: «Les constructions en poutrelles enrobées.» Les poutrelles H. Paris, 1938. — «Calcul et exécution des constructions des poutrelles enrobées.» Paris, 1939.
- J. Krabitz: «Verbund zwischen vollwandigen Stahlträgern und darüberliegender Fahrbahnplatte aus Eisenbeton durch Bügel.» Erzherzog-Johann-Brücke im Bad Aussee.» Beton und Eisen, Berlin, 1938.
- F. Leonhardt: «Brücken aus einbetonierten Stahlträgern.» Die Bautechnik, Berlin, 1940.
- Maier-Leibnitz: «Versuche über das Zusammenwirken von I-Trägern mit Eisenbetondecken.» Die Bautechnik, Berlin, 1941.
- K. Miesch: «Neuzeitliche Fragen im Stahlbau: Tragfähigkeit von Stahlträgern und Verbundträgern.» Die Bautechnik, Berlin, 1942.
- M. Ros und A. Albrecht: «Träger in Verbundbauweise.» EMPA-Bericht Nr. 149, 1944.