

**Zeitschrift:** Schweizer Ingenieur und Architekt  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 112 (1994)  
**Heft:** 26

**Artikel:** CFK-Lamellen im Bauwesen: Verstärkung von Tragwerken aus Beton  
**Autor:** Deuring, Martin  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-78473>

### **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:** 18.04.2026

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

# CFK-Lamellen im Bauwesen

## Verstärkung von Tragwerken aus Beton

**Eine nachträgliche Verstärkung eines Tragwerkes drängt sich auf, wenn dessen Tragsicherheit und/oder Gebrauchstauglichkeit unter den vereinbarten Nutzungszuständen nicht mehr gewährleistet ist. Dank intensiver Forschungs- und Entwicklungsarbeiten an der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Forschungsanstalt EMPA in Dübendorf ist es heute möglich, geklebte Bewehrungen mittels hochfester Lamellen aus kohlenstoffaserverstärkten Kunststoffen (CFK) auszuführen.**

Für ein Tragwerk aus Stahlbeton wird im allgemeinen eine Lebensdauer von 80 bis 100 Jahren vorausgesetzt. Es soll

VON MARTIN DEURING,  
DÜBENDORF

dabei den verschiedensten Anforderungen genügen, die bei der Projektierung nicht immer alle bereits bekannt sind. Veränderte Ansprüche sowie Schäden oder Ausführungsfehler können dazu führen, dass einzelne Tragwerke und/oder Steifigkeiten zu erhöhen sind, falls ein Tragwerk weiterhin genutzt werden soll.

Verschiedenste Methoden von Verstärkungsmassnahmen wie Einlegen von schlaffem oder gespanntem Stahl, Anbringen von aussenliegender Spannbe- wehrung, geklebte Bewehrung, Vergrösserung des Betonquerschnittes mit oder ohne zusätzlicher Bewehrung (Beton gespritzt, konventionell eingebracht oder als vorgefertigtes Bauteil verklebt) usw. stehen zur Verfügung. Dabei muss unterschieden werden, ob druck-, zug- oder schubbeanspruchte Zonen zu verstärken sind und ob die Massnahmen bezüglich der Tragsicherheit, der Gebrauchstauglichkeit und/oder Ermüdungssicherheit erforderlich sind. Es ist Aufgabe des Ingenieurs, für sein sanierungsbedürftiges Objekt die ideale Verstärkungsmethode zu finden.

Im vorliegenden Artikel wird auf die geklebte Bewehrung mit CFK-Lamellen und die entsprechenden Bemessungsverfahren eingegangen.

### Geklebte CFK-Bewehrung

Seit 1967 kann der Biege- und Torsionswiderstand bestehender Stahlbetontragwerke durch Aufkleben von Stahl- oder CFK-Lamellen (in der Regel Stahl Fe E 235) nachträglich erhöht werden. Heute liegen Erfahrungswerte und Bemessungstabellen [1] vor und die geklebte Bewehrung mit Stahl- lamellen wird zum «Stand der Technik» gezählt. Doch weist die Methode nebst vielen positiven Eigenschaften auch einige Nachteile auf (Bild 1). Dank intensiver Forschungs- und Entwicklungsarbeiten an der EMPA Dübendorf ist es heute möglich, den schweren Stahl durch leichte Faserverbundwerkstoffe zu ersetzen [2, 3, 4, 5]. Hochfeste CFK-Lamellen sind in beliebiger Länge erhältlich und als Rollen transportierbar. Stahl- lamellen können durch Unterrostungen ausfallen, CFK-Lamellen dagegen korrodieren nicht.

### Mechanische Eigenschaften von CFK-Lamellen

CFK-Lamellen, eine Kombination von Kohlenstoffasern und einer Epoxid-

harzmatrix, weisen in Faserrichtung eine sehr hohe Festigkeit und Steifigkeit sowie ein hervorragendes Ermüdungsverhalten auf. Die Rohdichte ist sehr gering. Entsprechend der Beanspruchungsrichtung sind alle Fasern in Längsrichtung eingelegt, die Lamellen sind somit unidirektional aufgebaut. Die Festigkeiten quer zur Faserrichtung sowie die Schubfestigkeiten sind niedrig. Die mechanischen Eigenschaften in Längsrichtung werden vor allem durch den Fasertyp und den Faservolumen- gehalt bestimmt. Je nach Anwendung können hochfeste Fasern mit Zugfestigkeiten bis zu 7000 N/mm<sup>2</sup> oder hochmodulige Fasern mit E-Moduln > 600 000 N/mm<sup>2</sup> eingesetzt werden. Für die nachträgliche Verstärkung von Stahlbeton werden zurzeit vor allem Lamellen mit Fasern T300 und T700 (Toray Industries, Japan) verwendet. In Bild 2 sind die Spannungs-Dehnungs- Diagramme dieser Lamellen im Vergleich zu dem des Stahls Fe E 235 dargestellt.

### Applikation von gespannten CFK-Lamellen

In ausgewiesenen Fällen kann es vorteilhaft sein, die CFK-Lamellen gespannt aufzukleben. In [4] wird aufgezeigt, dass die Gebrauchstauglichkeit des zu verstärkenden Tragwerks durch die Spannkraft verbessert wird. Diese entlastet die Stahlbewehrung und reduziert die Rissbreiten und die Durchbiegungen. Zusätzlich wird die Tragsicherheit erhöht, indem gegenseitige vertikale Verschiebungen von Rissufern behindert werden. Dadurch wird die Abschergefahr der Lamelle infolge von Umlenkkraften reduziert.

Die Vorgehensweise der Applikation einer gespannten Lamelle ist in Bild 3 schematisch dargestellt. Nach der Vorbehandlung von Lamellen- und Betonoberflächen wird die CFK-Lamelle (1 in Bild 3) über spezielle Spannlaschen mit der Kraft  $P_0$  gespannt. Unmittelbar vor dem Anpressen der Lamelle an das Tragwerk wird der Klebstoff (2) aufgetragen. Nach dem Aushärten werden die Krafteinleitungszonen mit Anpressplatten (3) versehen, um die grossen Kräfte von der Lamelle in den Beton einzuleiten. Durch eine Anpresskraft senkrecht auf die Lamellenoberfläche wird die Schubfestigkeit des Betons erhöht und beim Auftreten von Horizontalrissen durch eine wirksame Verzahnung die Lamelle weiterhin erfolgreich am Tragwerk verankert. Schliesslich wird die Spannkraft  $P_0$  abgelassen.

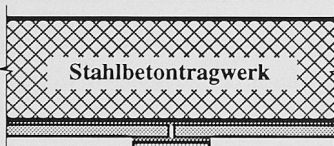
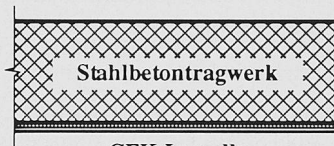
	
<b>Stahllamellen</b>	<b>CFK-Lamelle</b>
begrenzte Lieferlängen (Stösse erforderlich)	beliebige Lieferlängen
korrosionsanfällig	korrosionsbeständig
mittlere Festigkeit	sehr hohe Festigkeit
schwer	leicht
genügendes Ermüdungsverhalten	ausgezeichnetes Ermüdungsverhalten

Bild 1. Vorteile von CFK-Lamellen gegenüber Stahllamellen für die geklebte Bewehrung

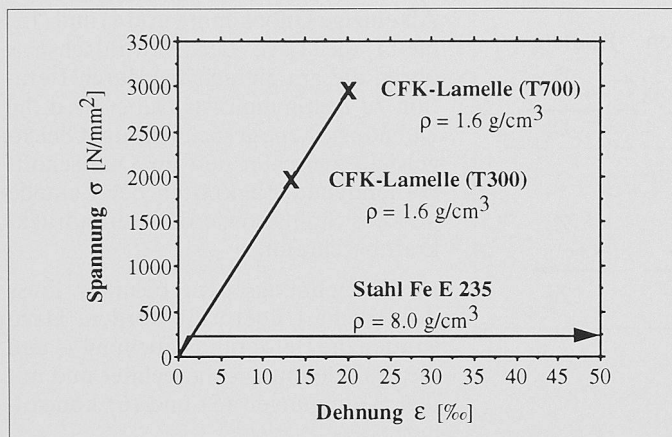


Bild 2. Spannungs-Dehnungs-Diagramme von CFK-Lamellen mit Fasern T300 und T700 (Faservolumengehalt ≈ 70 %) im Vergleich zum Stahl Fe E 235

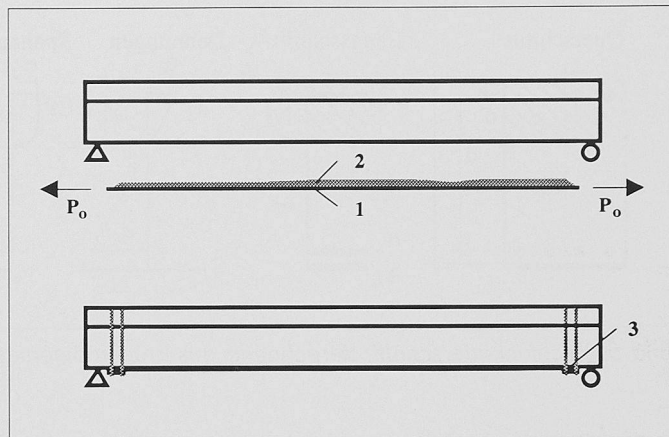


Bild 3. Vorgehensweise für die Applikation einer gespannten CFK-Lamelle

Verschiedene Methoden, wie in der Praxis gespannte Lamellen appliziert werden können, sind in [4] beschrieben.

**Brucharten**

Ein nachträglich verstärkter Träger kann an verschiedenen Orten versagen. Bild 4 zeigt den Längsschnitt eines konventionell bewehrten Trägers, der auf der Zugseite mit einer CFK-Lamelle verstärkt ist. Die dargestellten Schädigungen können zu einem umgehenden Ausfall des Bauteils führen oder aber im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit negative Auswirkungen haben.

An der EMPA werden seit 1985 systematisch Versuche an nachträglich mit CFK-Lamellen verstärkten Trägern unter statischer und schwingender Beanspruchung bei unterschiedlichen klimatischen Bedingungen durchgeführt [4, 5]. Das Verhalten von 56 verstärkten Biegeträgern mit Spannweiten von 2 m, 6 m und 7 m zeigt, dass folgende Brucharten eintreten können:

- Bruch der CFK-Lamelle (1 in Bild 4) beim Erreichen der Lamellenzugfestigkeit ( $\sigma_L = \sigma_{L,u}$ ).
- Versagen der Betondruckzone (2), wenn die maximale Betonstauchung erreicht wird ( $\epsilon_c \leq -3.5 \text{ ‰}$ ).
- Überschreiten der Fließdehnung ( $\epsilon_s \geq \epsilon_{s,y}$ ) in den Bewehrungsstäben (3) oder Erreichen deren Ermüdungsfestigkeit ( $\Delta\sigma_s = \Delta\sigma_{s,fat}$ ).
- Ausfall der CFK-Lamelle (4) aufgrund eines vertikalen Versatzes an der Trägerunterseite. Lokale Unebenheiten wegen ungenügender Betonvorbehandlung oder gegenseitige Verschiebungen von Rissufern infolge von Schubkräften bewirken eine Umlenkung der Lamelle. Daraus resultieren grosse Zugspannungen senkrecht zur Lamelle. Wird die Zugfestigkeit im Beton überschritten, bil-

det sich darin ein horizontaler Riss aus und die Lamelle schert auf der ganzen Länge ab.

Ein Versagen der Klebschicht hat sich bis anhin bei Raumtemperatur nie eingestellt. In der Regel resultiert, insbesondere als Sekundärbruch, ein Versagen im Beton und an der Lamelle bleiben mehrere Zentimeter Beton haften.

**Berechnung des Biegewaterstandes**

Ein konventionell bewehrter Träger wird in der Regel so bemessen, dass ein Betonbruch während des Stahlfließens eintritt. Diese «duktilen» Bruchart kündigt sich durch grosse Risse und Verformungen an. Der Biegewaterstand kann mit einfachen Gleichgewichtsüberlegungen berechnet werden, durch Kontrolle des Bewehrungsgehaltes werden unerwünschte, «spröde» Brucharten ausgeschlossen.

Der Bruchwiderstand eines mit einer CFK-Lamelle verstärkten Querschnittes

kannt nicht auf dieselbe Art berechnet werden. Im Zugversuch zeigt die CFK-Lamelle bis zum Bruch ein nahezu linear-elastisches Verhalten (Bild 2). Der Werkstoff weist keine plastische Verformungsreserve auf. Daher wird der grösste Biegewaterstand dann erreicht, wenn ein Lamellenbruch während des Stahlfließens und vor Betonbruch eintritt. Jedoch können auch andere Kombinationen eintreten, die aber zu einem geringeren Biegewaterstand führen. Die Bruchart kann insbesondere durch den Lamellenquerschnitt und bei einer gespannten Lamelle durch die Spannkraft beeinflusst werden [4].

Nachfolgend wird die Berechnung des Biegewaterstandes eines Rechteckquerschnittes dargestellt. Dabei werden folgende, auch für konventionelle Stahlbetonquerschnitte gültigen Annahmen vorausgesetzt [6]:

- Die idealisierten Spannungs-Dehnungs-Diagramme für Beton und Stahl gemäss der Norm SIA 162 (1989) sind gültig

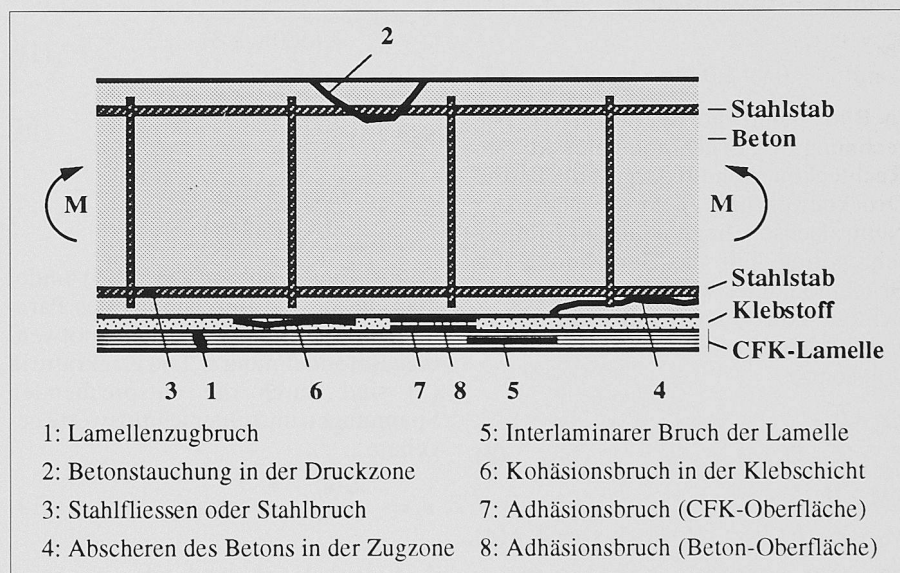


Bild 4. Längsschnitt eines verstärkten Trägers: Brucharten

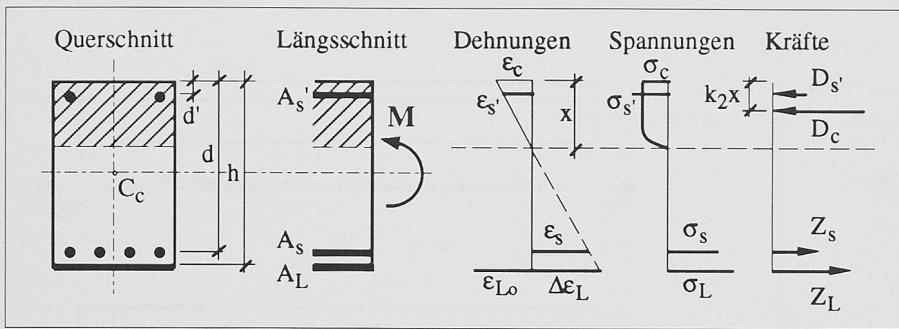


Bild 5. Rechteckquerschnitt: Berechnung des Bruchmomentes

- Die Betonzugkraft wird vernachlässigt, das heisst, der Beton trägt in der Zugzone nicht mit.
- Die Dehnungen sind über die Querschnittshöhe proportional zum Abstand zur Neutralachse verteilt (Ebenbleiben des Querschnittes für mittlere Dehnungen).
- Über die Lage des Risselementes bleiben die Lage der Kräfte sowie der Neutralachse konstant und die Betonrandstauchungen entsprechen den mittleren Dehnungen.

Die Lamelle wird als Widerstand in Rechnung gestellt, wobei deren Gesamtzugkraft aufgrund einer allfälligen Vordehnung und der im Bruchzustand vorhandenen Zusatzdehnung berechnet wird.

Die Dehnungsebenen werden mit mittleren Dehnungen berechnet, während die Lamellen- und Stahlzugkräfte für die Beschreibung der Gleichgewichtsbedingungen den maximalen Dehnungen entsprechen. Infolge äusserer Einwirkungen werden die Verhältnisse der maximalen zu den mittleren Dehnungen mit den Verbundkoeffizienten  $\kappa_L$  für die Lamelle und  $\kappa_S$  für den Stahl beschrieben.

$$\Delta\epsilon_{Lm} = \kappa_L \Delta\epsilon_{Lmax} \quad \text{mit } \kappa_L = 0.65 - 0.8 \text{ für } \sigma_{Lmax} = \sigma_{Lu} \quad (1)$$

$$\epsilon_{sm} = \kappa_S \epsilon_{smax} \quad \text{mit } \kappa_S = 0.9 - 1.0 \text{ für } \sigma_{smax} \geq f_{sy} \quad (2)$$

In Bild 5 sind die Kräfte für die Berechnung des Bruchmomentes  $M_R$  am Rechteckquerschnitt dargestellt. Da die Druckbewehrung  $A_s$  in der Nähe der Neutralachse  $x$  liegt, ist deren Einfluss sehr gering. Für die Berechnung des Bruchmomentes wird sie nicht berücksichtigt. Am Querschnitt müssen folgende Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sein:

$$\Sigma Z = 0: \quad Z_L + Z_S - D_c = 0 \quad (3)$$

$$\Sigma M = 0: \quad M_R - Z_L (h - k_2 x) - Z_S (d - k_2 x) = 0 \quad (4)$$

Die mittleren Dehnungen beim Bruch sind wie folgt gegeben:

$$\text{Beton: } \epsilon_c = -\frac{\Delta\epsilon_L}{h-x} x + \epsilon_{c_0} \quad \text{wobei: } \epsilon_c \geq -3.5\text{‰} \quad (5)$$

$$\text{Stahl: } \epsilon_s = \frac{\Delta\epsilon_L}{h-x} (d-x) + \epsilon_{s_0} \quad \text{wobei: } \epsilon_{sy} \leq \epsilon_{smax} = \frac{\epsilon_s}{\kappa_S} \leq \epsilon_g \quad (6)$$

$$\text{Lamelle: } \epsilon_L = \epsilon_{L_0} + \Delta\epsilon_L \quad \text{wobei: } \epsilon_{L_0} + \Delta\epsilon_{Lmax} = \epsilon_{Lu} \quad (7)$$

$$\text{d.f.: } \Delta\epsilon_L = \kappa_L \Delta\epsilon_{Lmax} = \kappa_L (\epsilon_{Lu} - \epsilon_{L_0}) \quad (8)$$

Die Anteile  $\epsilon_{c_0}$  und  $\epsilon_{s_0}$  berücksichtigen allfällige Dehnungen, die bereits vor dem Anbringen der Lamelle vorhanden sind. Eine Vordehnung der Lamelle infolge der Spannkraft wird zum Zeitpunkt  $t = 0$  mit  $\epsilon_{L_0}$  berücksichtigt.

Die Betondruckkraft  $D_c$  in (3) wird mit dem Spannungs-Dehnungs-Diagramm nach der Norm SIA 162 (1989) berechnet. Die beiden Parameter  $k_1$  und  $k_2$  für die Grösse und Lage von  $D_c$  werden mit (10) bis (13) bestimmt [6].

$$D_c = k_1 b x f_c \quad \text{für } \epsilon_c \geq -2\text{‰} \quad (9)$$

$$k_1 = -\frac{1000}{6} (500\epsilon_c^2 + 3\epsilon_c) \quad (10)$$

$$k_2 = 1 - \frac{750\epsilon_c + 4}{2(500\epsilon_c + 3)} \quad (11)$$

$$\text{für } -2\text{‰} \geq \epsilon_c \geq -3.5\text{‰}: \quad k_1 = 1 + \frac{1}{1500\epsilon_c} \quad (12)$$

$$k_2 = 1 - \frac{0.5 - (3 \cdot 10^6 \epsilon_c^2)^{-1}}{1 + (1500\epsilon_c)^{-1}} \quad (13)$$

Durch Einsetzen von (8) in (5) findet man die für die Berechnung des Parameters  $k_1$  nach (10) oder (12) notwendige Betondehnung  $\epsilon_c$ . Die Zugkräfte in (3) sind durch die entsprechenden Spannungen und Querschnittswerte gegeben.

$$\epsilon_c = -\frac{\kappa_L (\epsilon_{Lu} - \epsilon_{L_0})}{h-x} x + \epsilon_{c_0} \quad (14)$$

$$A_L f_{Lu} + A_s f_{sy} - k_1 b x f_c = 0 \quad \text{mit } k_1 \text{ nach (10) oder (12)} \quad (15)$$

Als einzige Unbekannte in (14) und (15) bleibt die Lage der Neutralachse  $x$  übrig, die am einfachsten durch Iteration zu bestimmen ist. Dabei wird die Dehnungsebene gesucht, die das Gleichgewicht zwischen den im Querschnitt vorhandenen Zugkräften der Lamelle und des Stahls sowie der Betondruckkraft beschreibt.

Ist die Dehnungsebene bekannt, muss die Bruchart überprüft werden. Dazu werden die Betonrandstauchung  $\epsilon_c$  und die Stahldehnung  $\epsilon_s$  berechnet und mit den Bedingungen (5) und (6) kontrolliert.

Nun lässt sich durch Umformen der zweiten Gleichgewichtsbedingung (4) das Bruchmoment  $M_R$  ermitteln.

$$M_R = A_L f_{Lu} (h - k_2 x) + A_s f_{sy} (d - k_2 x) \quad \text{mit } k_2 \text{ nach (11) oder (13)} \quad (16)$$

## Spannungs- und Verformungsberechnungen

Die CFK-Lamelle bewirkt nicht nur eine Verstärkung, sondern durch die Erhöhung des Trägheitsmomentes auch eine Versteifung eines Querschnittes. Wird die CFK-Lamelle gespannt angebracht, wird dieser Effekt noch verstärkt. Diese Versteifung führt zu geringeren Stahlspannungen und reduzierten Verformungen sowie kleineren Rissbreiten. Letztere werden zudem durch die guten Verbundeigenschaften der aufgeklebten CFK-Lamelle mit dem Beton positiv beeinflusst.

Die Resultate der obenerwähnten Versuche bestätigen die Annahme, dass die von Bernoulli-Navier eingeführte Hypothese vom Ebenbleiben ursprünglich ebener Querschnitte für mittlere Dehnungen in nicht schubbeanspruchten Zonen auch für nachträglich mit CFK-Lamellen verstärkte Zonen gültig ist [4]. Somit können Spannungs- und Verformungsberechnungen mit den üblichen Methoden durchgeführt werden. Einzige müssen die bekannten Zustände I und II, Beton ungerissen und in der Zugzone vollkommen gerissen, für Abschätzungen von Grenzwerten erweitert werden. In [4] wird der Zustand III eingeführt, der dadurch gekennzeichnet ist, dass die Stahlstäbe die Fließdehnungen überschritten haben. Analog zum Rissmoment  $M_r$  kann das Fließmoment  $M_y$ , das den Übergang vom Zustand II in den Zustand III beschreibt, eingeführt werden. Nach Überschreiten von  $M_y$  können die Stahlspannungen nicht mehr vergrössert werden ( $\sigma_s = f_{sy}$ ). Die Dehnungen, Verformungen und Rissbreiten nehmen im Zustand III überproportional zu.

**Literatur**

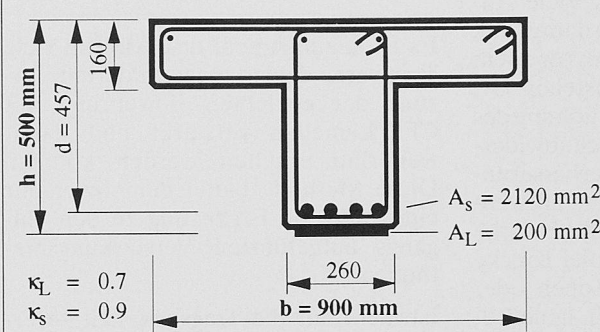
- [1] Ladner M., Pralong J., Weder Ch.: Geklebte Bewehrung: Bemessung und Erfahrungen, EMPA-Bericht Nr. 116/5, 1990
- [2] Meier U.: Brückensanierung mit Hochleistungsfaserverbundwerkstoffen, Material und Technik Nr. 4, 1987
- [3] Meier U.: Carbon Fiber-Reinforced Polymers: Modern Materials in Bridge Engineering, Structural Engineering International No 1, 1992
- [4] Deuring M.: Verstärken von Stahlbeton mit gespannten Faserverbundwerkstoffen, EMPA-Forschungsbericht Nr. 224, 1993
- [5] Kaiser H.: Bewehren von Stahlbeton mit kohlenstofffaserverstärkten Epoxidharzen, Diss. ETH Nr. 8918, 1989
- [6] Bachmann H.: Stahlbeton I, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Abteilung für Bauingenieurwesen, 1991
- [7] Meier U., Deuring M., Meier H., Schwegler G.: Strengthening of structures with CFRP Laminates: Research and applications in Switzerland, Advanced composite materials in bridges an structures, 1st International Conference, Sherbrooke, Canada, 1992

**Sicherheitskonzept, Bemessung und Ausführung**

Im Hinblick auf die Sicherheit sind verschiedene Gefahren und Gefahrenkombinationen zu berücksichtigen. Für ein nachträglich verstärktes Tragwerk sind nachfolgend die relevanten Gefahren aufgeführt.

- Ausser Kontrolle geraten von Projektierungs-, Bau- und Nutzungsvorgängen
- Anprallende Fahrzeuge, abstürzende Körper
- Einwirkungen der klimatischen Umwelt
- Zeit- und lastgeschichtliche Beeinträchtigungen
- Unterlassungen, Fehlhandlungen, Fehler und Missverständnisse in der Planungs-, Projektierungs-, Ausführungs- und Nutzungsphase

Daraus folgt, dass während der Nutzung die nachträgliche Verstärkung aus verschiedenen Gründen versagen kann. Es ist daher zu gewährleisten, aus welchem Grund auch immer eine Lamelle ausfällt, dass die Folgeschäden abschätzbar bleiben und daraus kein Sicherheitsrisiko entsteht. Daher soll ein nachträglich verstärktes Tragwerk unter den vereinbarten Nutzungszuständen nach einem Lamellenausfall noch einen Gesamtsicherheitsfaktor von  $\gamma \approx 1.2$  aufweisen.

**Geometrie**

$$\kappa_L = 0.7$$

$$\kappa_S = 0.9$$

**Biege widerstand**

Neutralachse:

$$x = 94 \text{ mm}$$

Dehnungen:

$$\epsilon_c = -1.10 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_s = 4.26 \text{ ‰}$$

$$\Delta\epsilon_L = 4.76 \text{ ‰}$$

Bruchmoment:

$$M_R = 691 \text{ kNm}$$

Bruchart: Lamellenbruch während des Stahlfließens

vor Betonbruch

Neutralachse: In der Platte

**Baustoffe (Mittelwerte)**

Bewehrungsstahl:

$$f_{yk} = 560 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_{sy} = 2.86 \text{ ‰}$$

CFK-Lamelle:

$$\sigma_{Lu} = 2'000 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_{Lu} = 13.6 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{Lo} = 6.8 \text{ ‰}$$

Beton:

$$f_{c,nom} = 42 \text{ N/mm}^2$$

**Versuchswert**

Maximales Moment:

$$M_{max} = 682 \text{ kNm}$$

**Verstärkungsfaktor**

$$M_R^{verst.}/M_R^{unverst.} \approx 1.3$$

**Berechnungsbeispiel**

Der Zustandserfassung eines zu verstärkenden Tragwerks muss ebenfalls die notwendige Beachtung geschenkt werden. Sowohl die Abmessungen und die Qualitäten der vorhandenen Baustoffe als auch die klimatischen Umgebungsbedingungen sind festzuhalten. Der Temperaturbereich, dem die Verstärkungslamelle ausgesetzt sein wird, ist bei jeder Art von geklebter Bewehrung von Bedeutung. Die meisten kalt-aushärtenden Epoxidharzklebstoffe zeigen bereits bei Temperaturen, die bei extremen Sonneneinstrahlungen eintreten können, einen Abfall des Schubmoduls und damit eine erhebliche Reduktion der Schubfestigkeit.

Die CFK-Lamelle verfügt über keine plastische Verformungsreserve. Dies muss bei der Berechnung berücksichtigt werden, ansonsten der Tragwiderstand überschätzt werden kann. Zudem wird die Ausbildung eines plastischen Gelenkes im Bereich der Verstärkungslamelle nur beschränkt möglich sein. Für bestehende Tragwerke ist dies kaum ein Nachteil. Der Ingenieur kann durch entsprechende Wahl des Verstärkungsgrades in den massgebenden Schnitten dennoch die Traglast des Gesamtsystems optimieren.

Ein Biegeversagen eines konventionellen Stahlbetontragwerkes wird in der Regel durch grosse Verformungen und klaffende Risse angekündigt. Eine Vorwarnung für einen bevorstehenden Lamellenbruch eines nachträglich verstärkten Tragwerkes muss auf eine andere Art bewerkstelligt werden. Bei der Lamellenfabrikation könnten einzelne Faserstränge eingebettet werden, deren Bruchdehnung mindestens 10 % geringer ist als die der übrigen Fasern. Damit

wäre ein bevorstehender Lamellenbruch akustisch und visuell wahrnehmbar.

Die minimalen Anforderungen bezüglich der Dauerhaftigkeit werden in der Norm SIA 162 (1989) geregelt. Unter anderem müssen die Verformungen und Rissbreiten beschränkt bleiben. Daraus folgt, dass ein nachträglich verstärktes Tragwerk im Gebrauch den Zustand II nicht überschreiten soll. Eine entsprechende Kontrolle kann über eine Beschränkung der Stahlspannungen der Zugbewehrung erfolgen oder es ist der Nachweis zu führen, dass im Gebrauchszustand das FlieBmoment  $M_y$  nicht erreicht wird.

Genügende Beachtung ist auch den Ausführungsarbeiten zu schenken. Damit die beschriebene Methode erfolgreich eingesetzt werden kann, muss der Unternehmer unter anderem die Vorbehandlung der Baustoffe sowie den Umgang mit Klebstoffen beherrschen und der Qualitätssicherung einen hohen Stellenwert einräumen.

**Anwendungen**

Im Jahr 1991 wird die Ibachbrücke bei Luzern durch Aufkleben von 3 schlaffen CFK-Lamellen verstärkt [7]. Damit wird das Verfahren weltweit erstmals ausserhalb der Labors eingesetzt (SIA Nr. 32/1991). Nachfolgend gelangt diese Verstärkungsmethode bei mehreren Hochbauten (z.B. Rathaus Gossau SG, Migros Steinacker in Uzwil, Parkhaus in Flims usw.) durch die Firma Stahlton AG, 8034 Zürich, zur Anwendung. 1992 werden zwei Querträger der histori-

schen Holzbrücke bei Sins mit schlaffen CFK-Lamellen versteift [7]. Viele Anfragen bei der EMPA deuten darauf hin, dass diverse weitere Projekte, vor allem zu verstärkende Brücken, anstehen. Oft sind jedoch nicht nur eine Erhöhung des Biege-, sondern auch des Schubwiderstandes erforderlich und Verbesserungen der Gebrauchstauglichkeit notwendig. Zudem verlangen geometrische Verhältnisse, wie zum Beispiel Knicke in den zu verstärkenden Zonen oder knappe Verankerungslängen, neue Lösungen.

## Ausblick

Es ist anzunehmen, dass künftig viele Tragwerke dank der geschilderten Vorzüge der geklebten Bewehrung mit CFK-Lamellen verstärkt und damit weiterhin erhalten werden können. Diese Methode bietet dem Ingenieur eine sinnvolle Ergänzung zu den eingangs aufgeführten Verstärkungsmethoden.

Ist nicht nur die Tragsicherheit zu erhöhen, sondern auch die Gebrauchs-

tauglichkeit zu verbessern, kann das nachträgliche Vorspannen von Tragwerken mittels gespannt aufgeklebter CFK-Lamellen sehr sinnvoll sein. Die Umsetzung dieser Anwendung wird, da die Ausführung heute noch kompliziert ist, jedoch noch etwas Zeit in Anspruch nehmen.

Adresse des Verfassers: M. Deuring, Dr. sc. techn., dipl. Ing. ETH/SIA, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt EMPA, 8600 Dübendorf; seit 1. Feb. 1994: Walt + Galmarini, Ingenieure AG, Englischviertelstrasse 24, 8032 Zürich.

## Wettbewerbe

### Viaduc de Lully FR

La Direction des travaux publics du canton de Fribourg, représentée par le Bureau des autoroutes (BAR) et en accord avec l'Office fédéral des routes, a ouvert en décembre 1992 un mandat-concours à trois groupements d'ingénieurs civils pour l'établissement de l'avant-projet d'un viaduc permettant à la N1 d'enjamber le vallon situé à proximité du village de Lully, en mettant particulièrement l'accent sur l'intégration de la future construction dans le site rural intact ainsi que sur la préservation des zones humides naturelles sises sous l'ouvrage.

Le jury constate d'une part que les 3 projets présentés sont bien étudiés et constituent de bonnes solutions sur le plan technique, d'autre part que les deux projets en béton sont en définitive très similaires et sont moins satisfaisants du point de vue de l'esthétique et de l'intégration dans le site, que le projet de structure mixte.

Sur la base des critères énoncés au chapitre 4 du présent rapport, le jury établit le classement suivant:

*1<sup>er</sup> rang:* Dr Hans G. Dauner, DIC Ingénieur conseil (bureau pilote), Aigle. Devaud & Associés SA, Ingénieurs civils dipl. EPF/SIA, Fribourg

*2<sup>e</sup> rang:* J.C.A.-Ingénieurs Civils Associés SA (bureau pilote), Fribourg; GVH Tramelan SA Ingénieurs civils dipl. EPF/SIA Tramelan

*3<sup>e</sup> rang:* Schindelholz & Dénériaz SA, succursale de Fribourg (bureau pilote), Villars-sur-Glâne; KBM Bureau d'ingénieurs civils SA, Sion.

Le jury recommande:

- de garder le projet du groupement III comme seul projet et de lui attribuer le mandat pour la poursuite des études
- de demander aux auteurs du projet de procéder à sa mise au point en tenant compte des remarques formulées par le jury et ceci d'entente avec les experts désignés par le Maître de l'œuvre.

*Le jury:* M. Donzel, Chef de section des ponts, OFR; P. Chr. Aasheim, Ingénieur dipl. NTH, Vevey; D.J. Bänziger, Ingénieur dipl. EPF, Zurich; J.C. Bersier, Ingénieur en chef

adjoint, BAR; G. Decrey, Ingénieur dipl. EPF, Fribourg; H. Frey, Ingénieur dipl. EPF, Lausanne; CH. Passer, Architecte SIA, Fribourg; A. Piller, Dr ès sc Ingénieur en chef, BAR; W. Schuler, Ingénieur des ponts, OFR; D. Wery, Ingénieur des ponts, BAR.

### Schulanlage in der Compogna, Thuis GR

Die Gemeinde Thuis veranstaltete einen Projektwettbewerb unter zwölf eingeladenen Architekten für eine neue Schulanlage in der Compogna. Ergebnis:

*1. Preis (15 000 Fr. mit Antrag zur Weiterbearbeitung):* D. Jüngling und A. Hagmann, Chur; Mitarbeiter: H. Cafilisch, U. Meng, A. Jörg, E. K. Tharandt

*2. Preis (11 000 Fr.):* V. Bearth & A. Deplazes, Chur; Mitarbeiterin: M. Guyan

*3. Preis (9000 Fr.):* J. Häusler & L. Cathomen, Chur

Fachpreisrichter waren Annette Gigon, Zürich, Ueli Marbach, Zürich, Peter Quarrella, St. Gallen, Beate Schnitter, Zürich, Walter Walch, Vaduz, Ersatz.

### Wohnüberbauung Micafil-Areal in Zürich

Die Direktion Hochbau und Liegenschaften PTT, Bausektion Ost, Zürich, sowie die SBB Kreisdirektion III, Zürich, veranstalteten einen Projektwettbewerb unter neun eingeladenen Architekten für eine Wohnüberbauung im Sinne des genossenschaftlichen Wohnungsbaues auf dem Micafil-Areal in Zürich. Ein Projekt musste wegen schwerwiegender Verletzung von Programmbestimmungen von der Preiserteilung ausgeschlossen werden. Ergebnis:

*1. Rang, Ankauf (16 000 Fr.):* Gundula Zach + Michel Zünd, Zürich; Mitarbeit: Roger Moos, Sibylle Burkhardt; Landschaftsplanung: Felix Guhl

*2. Rang, 1. Preis (20 000 Fr.):* Ueli Zbinden, Zürich; Mitarbeit: Markus Wassmer, Karin Bucher, Margreth Blumer, Ivana Vallarsa

*3. Rang, 2. Preis (19 000 Fr.):* Roland Frei + Lisa Ehrensperger, Zürich; Statik: Heyer, Kaufmann, Snozzi, Bauingenieure AG, Alex Heyer

*4. Rang, 3. Preis (13 000 Fr.):* Ivana Calovic + Corinna Wydler, Zürich; Landschaftsarchitekten: Sibylle Aubort Raderschall, Jessica Gilbert, Roland Raderschall, Meilen; Immobilienberatung: Hans A. Muther, Zürich

*5. Rang, 4. Preis (12 000 Fr.):* Florian Eidenbenz + Gerold Löwensberg, Zürich; Mitarbeit: Albin Hässig, Elisabeth Müller, Helga Villalaz; Landschaftsarchitekt: Guido Hager, Zürich; Mitarbeit: Patrick Altermatt

Das Preisgericht empfahl den Veranstaltern, die Verfasser der drei erstprämiierten Projekte zu einer Überarbeitung einzuladen. Fachpreisrichter waren Adrian Meyer, Baden, Hans R. Rüegg, Stadtbaumeister, Zürich, Albert Rigendinger, Zürich, Martin Spühler, Zürich, Jacqueline Fosco-Oppenheim, Scherz, Walter Vetsch, Zürich.

### Internationaler Wettbewerb für Kunstkeramik

Die Stadtverwaltung von Faenza (I) veranstaltet einen internationalen Wettbewerb für Kunstkeramik. Der Wettbewerb wird damit bereits zum 49. Male durchgeführt. Mit ihm soll eine Beitrag zur Suche nach neuen Themen, Techniken und Materialien geleistet werden. Der Wettbewerb steht einzelnen Künstlern, Gruppen, Körperschaften usw. offen. Jeder Teilnehmer darf höchstens drei Werke unterbreiten.

Die *Anmeldung* muss mit einem Lebenslauf sowie Dossiers des Künstlers (u.a. je drei Dias der Werke) versehen sein. Die Anmeldungen müssen bis zum *26. November 1994* vorliegen.

Die Jury sorgt für die Auswahl und trifft den Entscheid für die Auswahl der Werke zum Wettbewerb. Die Teilnahme am Wettbewerb wird den Künstlern umgehend per Post mitgeteilt. Die zugelassenen Werke müssen bis spätestens dem *25. April 1995* beim Veranstalter eintreffen. Es werden alle Werke den Künstlern zurückgesandt. Die Beurteilung erfolgt im Herbst 1995.

Es werden Geldpreise sowie ein Ehrenpreis des Präsidenten der Republik, ein Preis der Region Emilia Romagna sowie weitere Preise von Ministerien, Körperschaften usw. ausgerichtet.

*Adresse des Sekretariates* (Informationen, Bezug der Anmeldeformulare): Concorso Internazionale della Ceramica d'Arte, Faenza, Via Risorgimento 3, 48018 Faenza, Italien (Tel. 0546/621 11 11; Fax 0546/ 621 554)