

Verstärkung der West Gate Bridge, Melbourne

Peter Onken, Wiebke vom Berg; bow ingenieure, Braunschweig
Uwe Neubauer; iBMB, Braunschweig

Bei der Verstärkung der West Gate Bridge im australischen Melbourne werden neben angeklebten Kohlefaserlamellen zur Biegezugverstärkung erstmalig in großem Umfang auch Kohlefaserverbundwerkstoffe zur Vergrößerung der Torsionstragfähigkeit eines Spannbeton-Hohlkastenquerschnitts eingesetzt. Erforderlich wurde diese Maßnahme durch die Anordnung einer zusätzlichen Einfädelspur auf der in den 70er Jahren errichteten Brücke über den Yarra River. Nach den Planungen der Straßen- und Brückenbaubehörde des Staates Victoria sollte die West Gate Bridge zunächst mit Hilfe externer Vorspannung und angeklebten Stahllaschen verstärkt werden. Im Rahmen der Ausschreibung zeigte sich jedoch, dass eine Verstärkung mit Kohlefaserverbundwerkstoffen erheblich wirtschaftlicher ist. Obwohl aufgeklebte Bewehrung aus Kohlefaserverbundwerkstoffen zur Verstärkung von Brückenbauwerken in Australien bisher kaum angewendet wurde, konnte der Auftraggeber sowohl von der Machbarkeit als auch von den technischen und wirtschaftlichen Vorteilen des Sondervorschlages überzeugt werden. Die Maßnahme wird derzeit mit deutscher Unterstützung realisiert.



Bild 1 West Gate Bridge in Melbourne

1 Hintergrund

Die weltweit größte Brückenverstärkung mit nachträglich geklebter Bewehrung aus Kohlefaser-verbundwerkstoffen (CFRP – Carbon Fibre Reinforced Polymer) wird derzeit in Australien realisiert. In Melbourne wird im Auftrag von *VicRoads*, der Straßen- und Brückenbaubehörde des Staates Victoria, ein Teilstück der fast 2.600 m langen West Gate Bridge (Bild 1) mit ca. 45.000 m CFK-Lamellen und 10.000 m² unidirektionalen CF-Laminaten (Sheets) verstärkt. Notwendig wurde diese Maßnahme durch die geplante Verlängerung der Einfädelspur im Bereich der westlich des Yarra Rivers gelegenen Vorlandbrücke. Dadurch sollen zukünftig lange Staus zur Auffahrt der West Gate Bridge vermieden werden, die sich bisher alltäglich während der Rush-hour bilden.

Untersuchungen im Vorfeld ergaben, dass die erhöhte Verkehrsbelastung nicht ohne eine Verstärkung des Überbaus der Spannbetonbrücke aufnehmbar ist [1]. Nach dem im Sommer 2000 vorgelegten Amtsentwurf sollte die Verstärkung mit Hilfe externer Vorspannung sowie angeklebten Stahllaschen und eingeschlitzter Bewehrung erfolgen. Im Rahmen der Ausschreibung setzte sich jedoch ein von der *BBR* Schweiz und *bow ingenieure* Braunschweig erarbeiteter Sondervorschlag durch, der vorsah, die angeklebten Stahllaschen und die eingeschlitzte Bewehrung durch Kohlefaserverbundwerkstoffe zu ersetzen. Im Frühjahr 2001 wurde ein Konsortium unter Führung der australischen Firma *Abigroup* mit der Ausführung der Verstärkungsmaßnahme beauftragt.

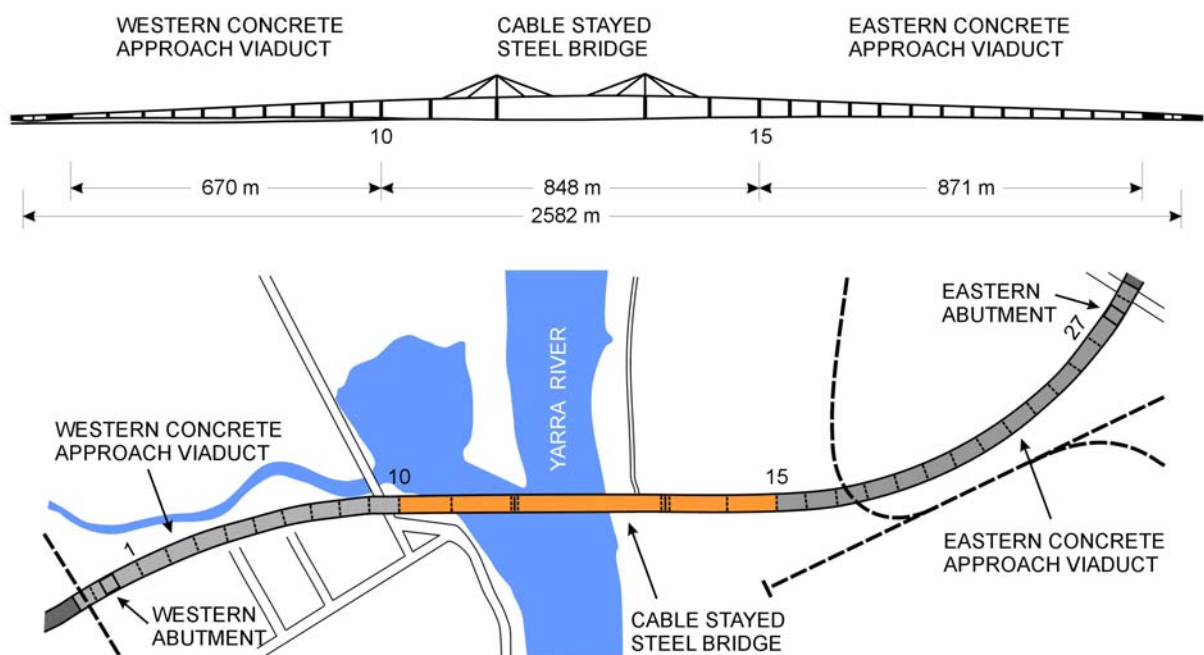


Bild 2 Längsansicht und Lageplan der West Gate Bridge

2 Zur Geschichte der West Gate Bridge

Die West Gate Bridge wurde in den 60er Jahren des letzten Jahrhunderts geplant, um den stark industrialisierten Stadtteil Williamstown an das Hafen- und Stadtgebiet von Melbourne anzubinden. Der Entwurf stammte von dem renommierten Londoner Büro *Freemant, Fox and Partners* und war zum damaligen Zeitpunkt die größte schrägseilverspannte Hohlkastenbrücke der Welt. Er sah eine S-förmige Querung des Yarra Rivers vor, die sich im Grundriss in drei unterschiedliche Abschnitte unterteilt (Bild 2). Die Überbauten der westlichen und östlichen Vorlandbrücken wurde als durchlaufender vorgespannter Hohlkastenquerschnitt in Segmentbauweise hergestellt (Bild 3a). Das mittlere Teilstück, die ca. 850 m lange Strombrücke, wurde als mehrzelliger geschweißter Stahlquerschnitt ausgeführt (Bild 3b). Die Brücke erreichte bereits beim Bau im Jahre 1970 eine traurige Berühmtheit, als eins der stählernen Überbau-segmente bei der Montage versagte und in den Yarra River stürzte [2]. Dies war der größte Unfall in der Baugeschichte Australiens, 35 Bauleute fanden bei dem Einsturz den Tod.

Es dauerte viele Jahre bis die Brücke schließlich vollendet werden konnte. Der Stahlüberbau wurde auf Empfehlung der Untersuchungskommission nach dem Einsturz vollständig überarbeitet [3]. Weiterhin wurde Prof. Roik, damals noch an der TU Berlin, als unabhängiger Prüfingenieur nach deutschem Muster bestellt. Schließlich konnte die West Gate Bridge 1978, zehneinhalb Jahre nach Baubeginn, dem Verkehr übergeben werden. Heute ist sie mit ca. 150.000 Fahrzeugen täglich eine der wichtigsten und größten Verkehrsadern in Melbourne.

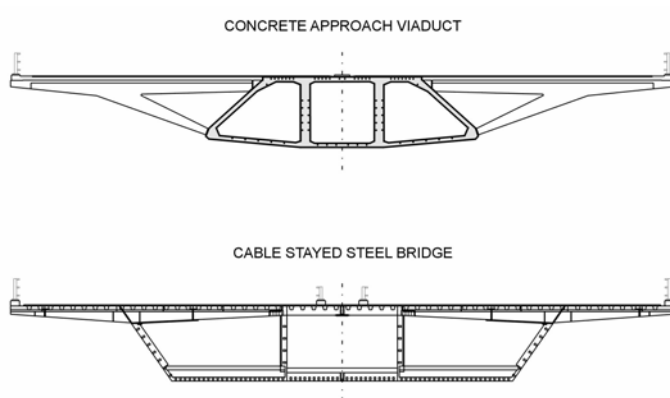


Bild 3 Querschnitte der Überbauten



Bild 4 Untersicht des Hohlkastenquerschnitts mit auskragenden Querträgern

3 Konstruktion des Überbaus

Die Überbauten der beiden Vorlandbrücken bestehen aus einem 3-zelligen Spannbeton-Hohlkastenquerschnitt mit einer weit auskragenden Fahrbahnplatte (Bild 4). Die mittlere Spannweite der Überbauten beträgt etwa 67 m. Wegen der großen Spannweiten in Längs- und Quer- richtung, der stark ansteigenden Höhe der Brücke über Gelände und der großen Krümmung im Grundriss entschied man sich für eine Herstellung in Segmentbauweise. Die einzelnen Hohlkastensegmente mit einer Höhe von ca. 3,90 m und die rahmenartigen Querträger wurden in einer Feldfabrik vorgefertigt. Um auf der Baustelle gänzlich auf Schalung verzichten zu können, wurden für die Fahrbahnplatte zwischen den Querträgern ca. 10 cm (4 inch) starke Elementdecken verlegt. Die Verbindung zu einer durchlaufenden Fahrbahnplatte erfolgte mit einer ca. 7,5 cm (3 inch) dicken Ortbetonschicht. Bild 5 zeigt schematisch die Konstruktion und Herstellung des Überbaus. Der Überbau ist jeweils unterhalb der Stege auf den wandartigen Stütz- Pfeilern gelagert.

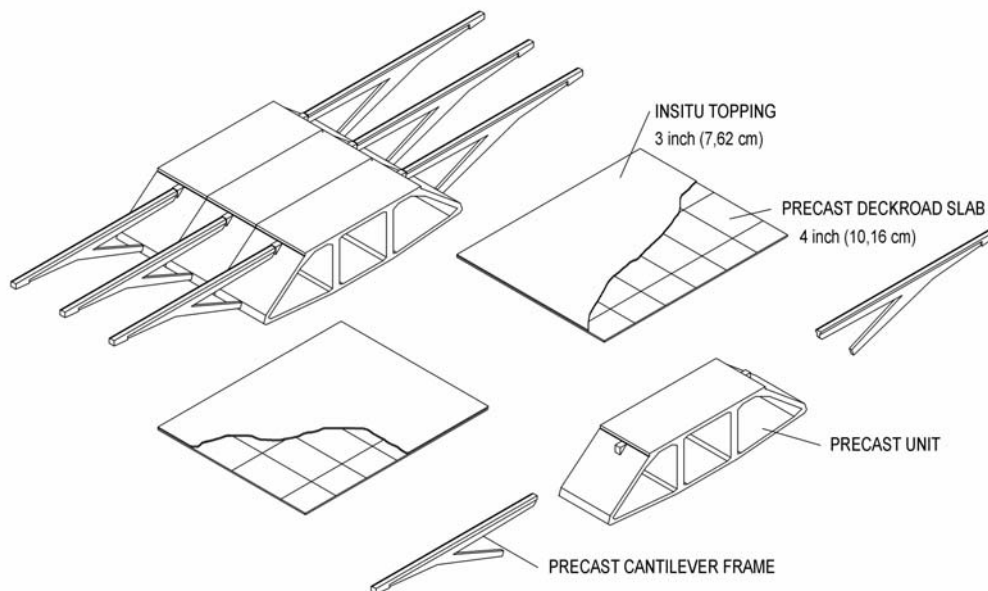


Bild 5 Konstruktion der Spannbeton-Vorlandbrücke

Für die Längsvorspannung des Überbaus wurden beim Bau der Brücke LitzenSpannglieder mit einer maximalen Spannkraft von 2.500 kN verwendet. Die Hohlkastensegmente sind in Brückenlängsrichtung ausschließlich über Vorspannung miteinander verbunden, es gibt keine durchgehende schlaffe Bewehrung. In den Stegen wurden jeweils 10 Spannglieder angeordnet, die in den Viertelpunkten gekoppelt sind. Weitere 28 Spannglieder wurden in der Deck- und Bodenplatte des Hohlkastenquerschnitts verlegt. Sie sind entsprechend dem Momentenverlauf gestaffelt und im Innern des Hohlkastens über Ankerblöcke verankert.

Die Verbindung der auskragenden Querträger mit dem Hohlkasten erfolgte im oberen Anschlusspunkt jeweils mit Hilfe einzelner durchlaufender Spannglieder, die an den Stirnseiten der Träger verankert wurden. Auf eine weitere Quervorspannung des Überbaus im Deckbereich wurde verzichtet. Der untere Anschlusspunkt der Querträger konnte aufgrund der hohen Druckkräfte als Kontaktstoß ohne Anschlussbewehrung ausgeführt werden.

4 Geplante Neuaufteilung der Fahrspuren

Der Brückenquerschnitt ist zur Zeit in vier Fahrspuren je Richtung aufgeteilt. Zusätzlich verfügt jede Richtung noch über eine Standspur (Emergency Lane). Je nach Verkehrsaufkommen lässt sich die Fahrtrichtung der inneren Fahrspuren wechseln. Dennoch kommt es zu verkehrsstarken Zeiten regelmäßig zu langen Rückstaus auf der Williamstown Road, die den West Gate Freeway unmittelbar vor dem westlichen Widerlager der Brücke kreuzt, da die Auffahrt Richtung Osten nur über eine sehr kurze Einfädelspur verfügt. Von der zuständigen Straßen- und Brückenbaubehörde *VicRoads* wurde deshalb der Vorschlag erarbeitet, eine verlängerte Beschleunigungsspur im Bereich der ca. 650 m langen westlichen Vorlandbrücke zu schaffen, um das Einfädeln zu erleichtern.

Nach den Vorstellungen von *VicRoads* sollen die Fahrspuren in östlicher Richtung neu aufgeteilt werden. Statt der bisherigen vier Fahrspuren und einer ca. 2,50 m breiten Standspur soll die massive Vorlandbrücke zukünftig auf ihrer gesamten Länge vier Fahrspuren und eine zusätzliche ca. 2,90 m breite Beschleunigungsspur aufweisen (Bild 6). Die Breite der vier Fahrspuren wird auf 3,20 m verringert. Die Aufteilung der Gegenfahrbahn in westlicher Richtung bleibt unverändert.

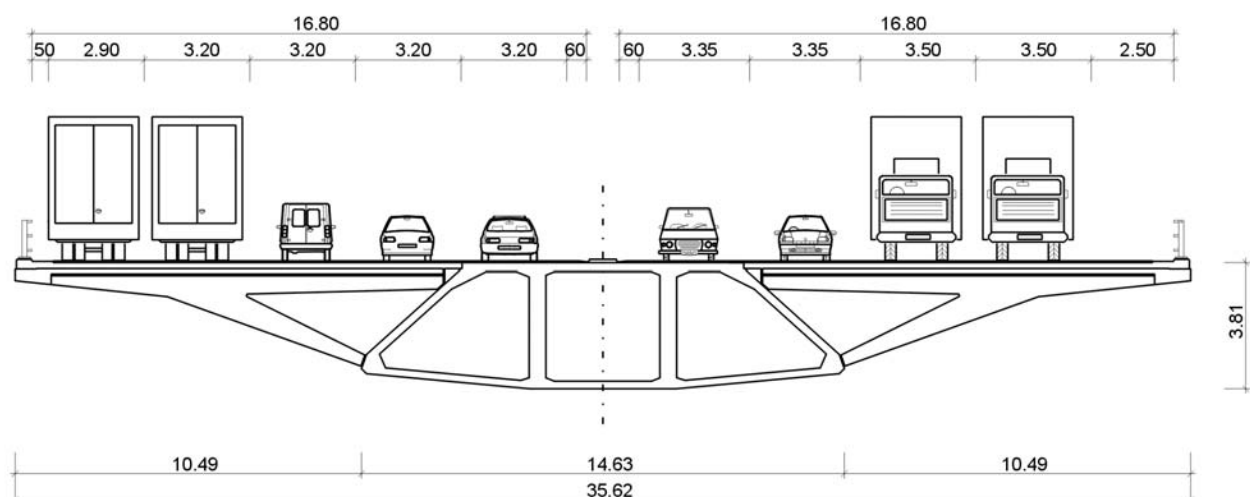


Bild 6 Zukünftige Anordnung der Fahrspuren

5 Statische Voruntersuchungen und geplante Verstärkungen

Erste Untersuchungen ergaben, dass die neue Aufteilung der Fahrspuren zu einer zusätzlichen Belastung des massiven Brückenquerschnitts führen wird. Hinzu kommt, dass sich nach den australischen Brückenbauvorschriften die Lastannahmen aufgrund der zunehmenden Verkehrsbelastung seit den 60er Jahren vergrößert haben. Bei der Planung der West Gate Bridge in den 60iger Jahren wurden die Lastannahmen der NAASRA Highway Bridge Design Specifications von 1965 [4] zugrunde gelegt. Zudem erfolgten die Berechnungen zum damaligen Zeitpunkt unter Gebrauchslasten nach dem Prinzip der zulässigen Spannungen (working stress format). Nach den derzeit gültigen australischen Beton- und Brückenbaunormen sind die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) unter Berücksichtigung von Teilsicher-

heitsbeiwerten für die Last- und Widerstandsseite zu führen. Schwierigkeiten bereitete auch die Einschätzung der vorhandenen Spannkraft.

Die veränderten Lastannahmen und die vorgesehene Anordnung einer zusätzlichen Fahrspur waren Anlass für *VicRoads*, die Tragsicherheit der West Gate Bridge sowie mögliche Verstärkungsmaßnahmen untersuchen zu lassen. In einem ersten Untersuchungsbericht [5] kamen die beauftragten Ingenieure von *Hardcastle & Richards* zu dem Ergebnis, dass die Tragfähigkeit einzelner Bauteile nach den gegenwärtigen Bestimmungen [6], [7], [9] nicht ausreichend ist. Im einzelnen wurde dabei auf folgende Problempunkte hingewiesen:

- Die Tragsicherheit der Fahrbahnplatte und der auskragenden Querträger ist nach den aktuellen Belastungsansätzen nicht gewährleistet.
- Wegen starker Relaxation der Spannglieder ist mit höheren Spannkraftverlusten zu rechnen als ursprünglich angenommen. Die vorhandenen Spannkräfte müssen gegenüber den Angaben von *Leonhardt* [8] um etwa 10 Prozent abgemindert werden.
- Der Gesamtquerschnitt weist zwar eine ausreichende Biegetragfähigkeit im ULS auf, aufgrund des Spannkraftverlustes werden aber für die neuen Verkehrslastansätze die zulässigen Spannungen im Gebrauchszustand überschritten.
- Besonders kritisch wird die Torsions- und Quertragfähigkeit des Hohlkastenquerschnitts eingestuft. Für ungünstige Lastverhältnisse wird die rechnerische Tragfähigkeit einiger Segmente um bis zu 67 % überschritten.

Anzumerken ist dabei, dass sich die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite für den Nachweis der Tragsicherheit (ULS) nach den Bestimmungen der Australian State Road Authorities, kurz AUSTROADS [7] genannt, stark von den Ansätzen anderer nationaler Bestimmungen unterscheiden. Für ständige Lasten (dead loads) beträgt der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{DL} = 1,2$ und für Verkehrslasten (live loads) $\gamma_{LL} = 2,0$. Die Gewichtung der Verkehrslasten ist damit wesentlich höher als nach europäischen Bestimmungen.

In einer weitergehenden Untersuchung [1] wurden Vorschläge zur Verstärkung der Brücke erarbeitet und die zugehörigen Kosten untersucht. Als Ergebnis dieser Untersuchung wurden folgende Verstärkungsmaßnahmen empfohlen:

- Verstärkt werden sollte nur der nördliche Teil der Fahrbahnplatte mit der zusätzlichen Fahrspur sowie die zugehörigen auskragenden Querträger. Als geeignete Verstärkungsmaßnahme wurden angeklebte Stahllaschen vorgeschlagen. Zur Verminderung der Rißbildung in der Deckschicht sollten an der Oberseite der Fahrbahnplatte jeweils über den Querträgern korrosionsgeschützte Bewehrungsstäbe in Schlitze eingebracht und vergossen werden.
- Zum Ausgleich des Spannkraftverlustes in Brückenlängsrichtung sollte der Hohlkastenquerschnitt eine zusätzliche zentrische Vorspannung erhalten.
- Zur Aufnahme der erhöhten Torsions- und Schubbeanspruchung werden ebenfalls geklebte Stahllaschen empfohlen, die an den Eckpunkten des Hohlkastenquerschnitts durch geeignete konstruktive Maßnahmen (Schweißung o.ä.) verbunden werden sollten.

Auf Grundlage dieser Untersuchungen und Empfehlungen wurde Ende des Jahres 2000 die Verstärkung der West Gate Bridge ausgeschrieben.

6 Sondervorschlag – Verstärkung mit Kohlefaserverbundwerkstoffen

Im Rahmen der Ausschreibung wurde von der BBR Systems Ltd. Zürich ein Sondervorschlag erarbeitet, der anstelle der geplanten Stahllaschenverstärkung den Einsatz von Kohlefaserverbundwerkstoffen vorsah. Aufgrund der einfacheren Anwendung von CFK-Lamellen bzw. CFK-Lamine (unidirektionale Gelege aus Kohlenstofffasern) erwies sich diese Variante als besonders kostengünstig. Auch hinsichtlich der Dauerhaftigkeit sind Faserverbundwerkstoffe zu bevorzugen. Anders als bei Stahllaschen kann bei Verwendung von CFK auf Korrosionsschutzmaßnahmen verzichtet werden.

Der Sondervorschlag sah im einzelnen folgende Verstärkungsmaßnahmen vor:

- Torsions- und Schubverstärkung des Hohlkastenquerschnitts mit CFK-Lamellen und CF-Laminaten.
- Verstärkung der durchlaufenden Fahrbahnplatte im Bereich der auskragenden Querträger durch angeklebte CFK-Lamellen (Feldbereich) und durch in Schlitze eingeklebte CFK-Lamellen (Stützbereich).
- Biegezugverstärkung der auskragenden Querträger (cantilever frame) mit CFK-Lamellen und Verstärkung der Druckzone mit Stahllaschen.
- Biegezugverstärkung des Hohlkastenquerschnitts im Bereich der Segmentfugen zur Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit.

Unabhängig davon sollte die Brücke in Längsrichtung, wie in der Ausschreibung gefordert, eine externe Vorspannung im Innern der Hohlkastenquerschnitts erhalten.

Da Brückenverstärkungen mit angeklebter Bewehrung aus Faserverbundwerkstoffen abgesehen von einigen untergeordneten Projekten in Australien bisher kaum bekannt sind und der Auftraggeber über keine Erfahrung in der Anwendung dieser Technologie verfügte, wurde Prof. Karbhari von der University of California San Diego als Berater hinzugezogen. Nach längeren Verhandlungen gelang es *BBR* mit Unterstützung von *bow ingenieure* aus Braunschweig die Bedenken des Auftraggebers gegen eine Verstärkung mit Kohlefaserverbundwerkstoffen auszuräumen.

Im Frühjahr 2001 wurde ein Konsortium, bestehend aus den australischen Firmen *Abigroup* und *Savcor*, einer australischen Partnerfirma von *BBR* Zürich, mit der Planung und Durchführung der Verstärkungsarbeiten beauftragt. Die technische Bearbeitung vergab das Konsortium an das Ingenieurunternehmen *URS* aus Melbourne. Mit der Bemessung und Detaillierung der geklebten Kohlefaserbewehrung wurde das Ingenieurbüro *bow ingenieure* aus Braunschweig beauftragt. Da die Einschaltung eines Prüfengeieurs bei Brückenbauwerken in Australien seit dem Einsturz der West Gate Bridge in den 70iger Jahren obligatorisch ist, wurde das Ingenieurbüro *Hyder* aus Melbourne mit Prüfung der Verstärkungsmaßnahme betraut. Als Berater des Prüfengeieurs für die Beurteilung der FRP Verstärkungen konnte zusätzlich Prof. Rostásy von der TU Braunschweig gewonnen werden.

7 Bemessungskonzept

Aufbauend auf die vorangegangenen Untersuchungen [1, 5] wurde zunächst ein Bemessungskonzept [10] für die Verstärkung erarbeitet. Dieser *Design Brief* erläutert in Grundzügen die geplanten Maßnahmen und stellt Lastansätze, Materialdaten und Bemessungsgrundlagen zusammen. Da in Australien für die Anwendung geklebter Bewehrung aus Faserverbundwerkstoffen bisher keine Bemessungsvorschriften existieren, wurde seitens *bow ingenieure* vorgeschlagen, auf die neue britische Richtlinie Technical Report No. 55 [11] zurückzugreifen. Die erst im Frühjahr 2001 in der Concrete Society erschienene TR 55 regelt die Anwendung und Bemessung geklebter Bewehrung aus Kohlenstoff-, Aramid- und Glasfasern für die Verstärkung von Betonbauteilen. Die Richtlinie wurde auf Basis der britischen Stahlbetonbaunormen BS 8110 und BS 5400 entwickelt.

Bei Anwendungsfällen, die durch die britische Richtlinie nicht abgedeckt werden, sollten zusätzlich andere nationale Vorschriften, insbesondere auch deutsche Richtlinien [12], [13], [14] zu Rate gezogen werden. Dieser Vorschlag fand sowohl die Zustimmung des Auftraggebers *VicRoads* als auch des ausführenden Konsortiums.

Schwierigkeiten bereiteten dabei die z.T. erheblichen Unterschiede in den Sicherheitskonzepten der einzelnen nationalen Vorschriften. Nach den Vorgaben des Auftraggebers *VicRoads* sollten die AUSTROADS Bestimmungen die Grundlage für alle Berechnungen und Nachweise bilden. Die australischen Bemessungsvorschriften für Stahl- und Spannbetonbauteile orientieren sich im wesentlichen am Sicherheitskonzept des American Concrete Institute (ACI), dem ein einheitlicher Teilsicherheitsbeiwert (strength reduction factor ϕ) für den Tragwiderstand zugrunde liegt. Je nach Normalkraftanteil im Querschnitt variiert der Reduktionsfaktor ϕ zwischen 0,8 bei reiner Biegung oder Biegung mit Längszugkraft und 0,6 für überdrückte Querschnitte.

Die britische Richtlinie TR 55 [11] folgt dem Sicherheitskonzept des British Standard. Vergleichbar mit EC 2 wird der Bemessungswert für den Tragwiderstand nach BS 8110 unter Berücksichtigung differenzierter Teilsicherheitsbeiwerte für die unterschiedlichen Baustoffe ermittelt.

Im Gegensatz dazu basieren die deutschen Richtlinien für das Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung [12], [13], [14] auf DIN 1045 (07/88), die im Vergleich zur internationalen Normung noch mit einem globalen Sicherheitsbeiwert arbeitet. Inzwischen wurden auch erste Ansätze für die Anpassung der Richtlinien an das neuen Normenkonzept der DIN 1045-1 entwickelt [14], [15]. Die Tabelle 1 gibt einen Überblick über die verschiedenen Sicherheitskonzepte der verwendeten Normen und Richtlinien.

In Abstimmung mit dem Auftraggeber wurde letztlich vereinbart, dass die statischen Berechnungen und Nachweise nach den AUSTROADS Bestimmungen und unter Beachtung der geforderten Grenzdehnungen in der TR 55 bzw. der deutschen Richtlinien durchgeführt werden sollten. Die für den Nachweis der geklebten Bewehrung verwendeten Bemessungshilfen und –programme [16] wurden dafür an die australischen Vorschriften angepasst.

Norm	Einwirkungen		Tragwiderstand						
	ständig	veränderlich	Beton	Stahl	kohlefaserverstärkter Kunststoff (CFRP)				Richtlinie
					Zugfestigkeit	E-Modul	Grenzdehnung		
	γ_G	γ_Q	γ_c	γ_s			γ_f	γ_E	aufgeklebt $\epsilon_{f,lim}$
BS 8110	1,4	1,6	1,5	1,15	1,54 ÷ 1,96 ¹⁾	1,1	6 ÷ 8 ‰ ²⁾	–	TR 55 [11]
DIN 1045-1	1,35	1,5	1,5	1,15	1,2 ³⁾	–	? 0,5 · ϵ_{fk}	0,8 · ϵ_{fk} / γ_f	[12, 13, 14]
DIN 1045 (7/88)	1,75		–	–	–	–	? 0,5 · ϵ_{fk}	0,8 · ϵ_{fk}	[12, 13, 14]
Austrorads	1,2	2,0	strength reduction faktor $\phi = 0,6 \div 0,8$ ($\phi \sim 1/\gamma$)						–

¹⁾ $\gamma_f = \gamma_{mf} \cdot \gamma_{mm}$; abhängig von FRP-Produkt

²⁾ bei reiner Schubbeanspruchung 4 ‰

³⁾ bisher nur für eingeschlitzte Lamellen

Tabelle 1 Vergleich der Teilsicherheitsbeiwerte und Grenzdehnungen für Biegezugverstärkung mit CFK-Systemen

8 Verwendete CFK Produkte

Lieferant der verwendeten CFK-Lamellen und unidirektionalen CF-Laminats ist *BBR Systems Ltd*, Zürich. Die CFK-Produkte wurden in den S&P Werken in Eisenstadt (A) und Schwyz (CH) produziert und gemäß ISO 9000 geprüft. Bei der Verstärkung der West Gate Bridge wurden ausschließlich die drei in der Tabelle 2 aufgelisteten CFK-Produkte eingesetzt. In Deutschland sind die BBR Lamellen CFL 165 als S&P Lamellen CFK 150/2000 bauaufsichtlich zugelassen.

Typ	Querschnitt [mm]	E-Modul [Mpa]	$\epsilon_{u,k}$ [%]	$f_{u,k}$ [Mpa]
Lamelle CFL 165	120 / 1,4	165.000	1,4	2500 - 3000
Lamelle CFL 165	10 / 1,4	165.000	1,4	2500 – 3000
Laminat CFS 240	300 / 0,176	240.000	1,55	3800

Tabelle 2 CFK-Produkte – mechanische Eigenschaften

Wunsch des ausführenden Konsortiums war es, für alle Verstärkungsmaßnahmen möglichst einheitliche CFK-Produkte und Querschnitte zu verwenden, um die Handhabung auf der Baustelle zu erleichtern und um Verwechslungen zu vermeiden. Da die Produktion der ca. 45 km CFK-Lamellen und mehr als 10.000 m² CF-Laminats sowie der Transport nach Melbourne mehrere Monate in Anspruch nehmen würden, musste im Vorfeld der eigentlichen Bemessung eine Vordimensionierung durchgeführt werden, um die richtige Lamellengröße und die zu erwartende Produktionsmenge festzulegen. Aus wirtschaftlicher Sicht sind breitere Lamellen mit großer Querschnittsfläche wegen des geringeren Arbeitsaufwands auf der Baustelle zu bevorzugen. Voraussetzung für deren Einsatz ist jedoch, dass bei der Bemessung nicht die Höchstabstände der jeweiligen Bemessungsvorschrift maßgebend werden und dass die vergleichsweise hohen Lamellenkräfte ausreichend verankerbar sind. In dieser Hinsicht erwiesen sich Lamellen mit einer Breite von 120 mm bei der Verstärkung der West Gate Bridge als besonders geeignet.

Wegen der geringen Betonüberdeckung der oberen Bewehrung der Deckplatte werden für die in Schlitze eingebrachten Lamellen lediglich Querschnitte mit einer Höhe von 10 mm eingesetzt. Zur Vergrößerung der Querschnittsfläche und zur Verringerung der Anzahl der herzustellenden Schlitze werden zwei Lamellen mit einer Dicke von 1,4 mm je Schlitz eingebaut.

9 Verstärkung des Brückenquerschnitts

9.1 Verstärkungsmaßnahmen mit CFK

Die notwendigen Verstärkungsmaßnahmen wurden bereits in den Abschnitten 5 und 6 beschrieben. Neben diesen grundlegenden Maßnahmen zur Tragfähigkeitserhöhung mussten im Rahmen der Planung noch zahlreiche weitere Aufgaben und Details gelöst werden. Diese reichen von dem Problem der Lasteinleitung der zusätzlichen externen Vorspannung bis zur Verstärkung der Leitprofile für die Fahrbahnbegrenzung. Da es sich hierbei um übliche Maßnahmen handelt, wie sie bei Brückenverstärkungen und –instandsetzungen häufig vorkommen, soll nachfolgend auf deren Darstellung verzichtet und ausschließlich die Verstärkung mit Kohlefaserverbundwerkstoffen näher betrachtet werden. Bild 7 gibt einen Überblick über die einzelnen Verstärkungsdetails.

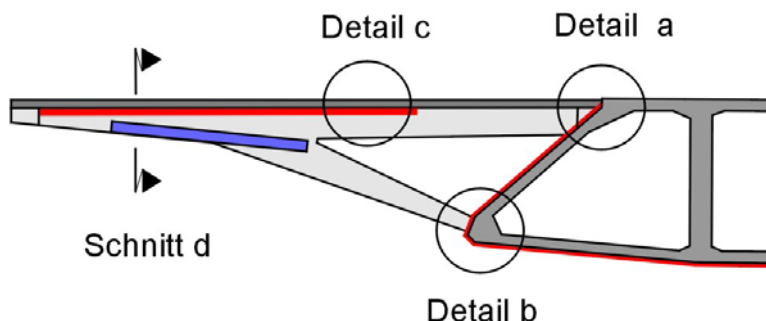


Bild 7 Übersicht der Verstärkungsdetails

9.2 Beanspruchung des Hohlkastenquerschnitts

Wie aus Bild 5 ersichtlich, besteht das Rückgrat der Brücke aus einem 3-zelligen dünnwandigen Spannbeton-Hohlkastenquerschnitt. Da die westliche Vorlandbrücke über die gesamte Länge bis zum Übergang in die schräge seilverspannte Strombrücke eine gekrümmte Grundrisslage aufweist, erhält der Überbau bereits aus ständigen Lasten eine planmäßige Torsionsbeanspruchung. Die zukünftige Umwandlung der bisherigen Standspur in eine zusätzliche Beschleunigungs- bzw. Fahrspur bewirkt, dass der Brückenquerschnitt eine erhöhte Torsionsbeanspruchung infolge der einseitig zunehmenden Verkehrsbelastung erfährt. Zu

berücksichtigen ist dabei, dass die Vorlandbrücke im Grundriss eine Rechtskurve beschreibt (vergl. Bild 2) und die äußeren Fahrspuren mit dem erhöhten Schwerlastverkehr wegen des Linksverkehrs in Australien einen besonders weiten Abstand zur Drehachse des Brückenquerschnitts bilden. Insbesondere die Hohlkastensegmente im auflagnahen Bereich weisen wegen dieser zusätzlichen Beanspruchung eine unzureichende Torsions- und Schubtragfähigkeit auf.

Die rechnerische Untersuchung des Brückenquerschnitts erbrachte folgende Ergebnisse: Trotz erhöhter Verkehrsbelastung weist die Deckplatte des Hohlkastens aufgrund des stärkeren Querschnitts (10 ½ bis 14 ½ inch) und der vorhandenen Bewehrung einen ausreichenden Torsionswiderstand auf. Eine Verstärkung ist somit nicht erforderlich. Dagegen muss die knapp 23 cm (9 inch) dicke Bodenplatte auf der gesamten Länge verstärkt werden. Eine Verstärkung der seitlichen Zellenwände ist nur an den besonders hoch beanspruchten Segmenten in unmittelbarer Nähe der Auflager (Stützpfiler) erforderlich, da die Zellenwände in Richtung Feldmitte wegen der abnehmenden Torsion- und Querkraftbeanspruchung eine ausreichende Tragfähigkeit aufweisen (Bild 8). Außerdem zeigen die Berechnungsergebnisse, dass die äußeren Zellenwände im Vergleich zu den inneren vertikalen Stegen nur eine geringe Querkraft aufzunehmen haben.

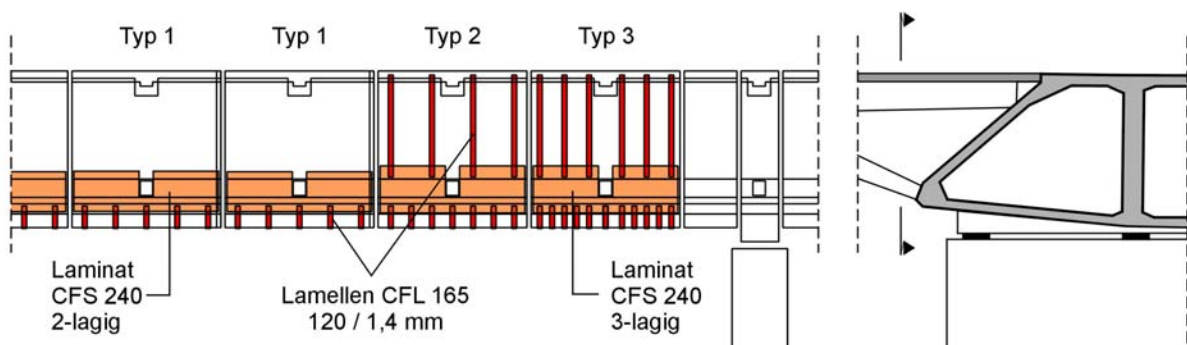


Bild 8 Torsionsverstärkung des Überbaus

9.3 Maßnahmen zur Torsionsverstärkung

Beim Nachweis der Torsionsbeanspruchung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) wurde für die äußeren Wände des mehrzelligen Hohlkastenquerschnitts ein räumliches Fachwerkmodell zugrunde gelegt, bei dem die Druckkräfte durch den Beton und die auftretenden Zugkräfte von der inneren und der zusätzlich angeklebten Bewehrung aus Kohlefaserverbundwerkstoffen aufgenommen werden. Für die Torsionsverstärkung wurden aufgeklebte CFK-Lamellen gewählt, die quer zur Spannrichtung des Überbaus angeordnet und in den Übergangsbereichen kraftschlüssig verbunden bzw. verankert werden. Dadurch wird ein geschlossener Torsionskörper gebildet. Zwar wären bi- oder auch unidirektionale CF-Lamine wegen ihrer rissverteilenden Wirkung einerseits und aufgrund der höheren Verbundtragfähigkeit andererseits besser zur Aufnahme der Torsionsbeanspruchung geeignet, im vorliegenden Fall wurde jedoch aus wirtschaftlichen Gründen auf deren Anwendung verzichtet. Der Aufwand für die vollflächige Untergrundvorbereitung wäre bei der Wahl von CF-Laminaten um ein Vielfaches höher gewesen.

Aufgrund der Fachwerkanalogie erfahren die angeklebten CFK-Lamellen bei Torsion eine konstante Zugkraft über die gesamte Lamellenlänge. Für den Nachweis der Lamellen wurden die Bestimmungen der britischen Richtlinie TR 55 [11] zugrunde gelegt. Danach ist die Dehnung der Lamellen bei Schub- bzw. Torsionsbeanspruchung im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf 4 ‰ zu begrenzen. Durch den Ansatz dieser vergleichsweise geringen Lamellengrenzdehnung soll eine Lamellenentkoppelung infolge Verbundversagen entlang der gesamten Klebefuge verhindert werden. Dennoch lässt die reduzierte Grenzdehnung die Anrechnung des vorhandenen Betonstahls bis zur Fließgrenze zu. Es bedeutet aber auch, dass die Lamelle im Vergleich zur charakteristischen Bruchdehnung (vergl. Tabelle 2) noch nicht einmal zu 30 Prozent ausgenutzt werden kann.

9.4 Übertragung und Verankerung der Lamellenkräfte

9.4.1 Verbundtragfähigkeit von angeklebten Kohlefaserverbundwerkstoffen

Ein grundsätzliches Problem bei der Verstärkung mit angeklebter Bewehrung ist die begrenzte Verbundtragfähigkeit. Dies gilt sowohl für angeklebte Stahllaschen als auch für Faserverbundwerkstoffe. Im Gegensatz zu eingeschlitzten Lamellen, die sich ähnlich wie einbetonierte Betonstähle aufgrund des wachsenden Reibungsverbundes mit zunehmender Verankerungslänge l_V bis zur Bruchkraft der Lamelle verankern lassen, wächst die Verbundbruchkraft von aufgeklebten CFK Lamellen oder Sheets ab einer bestimmten Verankerungslänge $l_{V,max}$ nicht mehr an. In Abhängigkeit vom jeweiligen Verstärkungssystem lässt sich die charakteristische Verbundtragfähigkeit $F_{V,k}$ nach den Richtlinien des Institutes für Bautechnik [12, 13] mit den folgenden Beziehungen beschreiben:

- aufgeklebte CFK-Lamellen:

$$l_V \geq l_{V,max} : F_{V,k,max} = 0,5 \cdot b_L \cdot k_b \cdot k_T \cdot \sqrt{E_L \cdot t_L \cdot f_{ctm}} \quad (1a)$$

$$l_V < l_{V,max} : F_{V,k} = F_{V,k,max} \cdot \frac{l_V}{l_{V,max}} \left(2 - \frac{l_V}{l_{V,max}} \right) \quad (1b)$$

$$l_{V,max} = 0,7 \cdot \sqrt{\frac{E_L \cdot t_L}{f_{ctm}}} \quad (1c)$$

- in Schlitze eingebrachte CFK-Lamellen:

$$l_V \leq 115 \text{ mm} : F_{V,k} = b_L \cdot \tau_{K,k} \cdot \sqrt[4]{a_r} \cdot l_V \cdot (0,4 - 0,0015 \cdot l_V) \quad (2a)$$

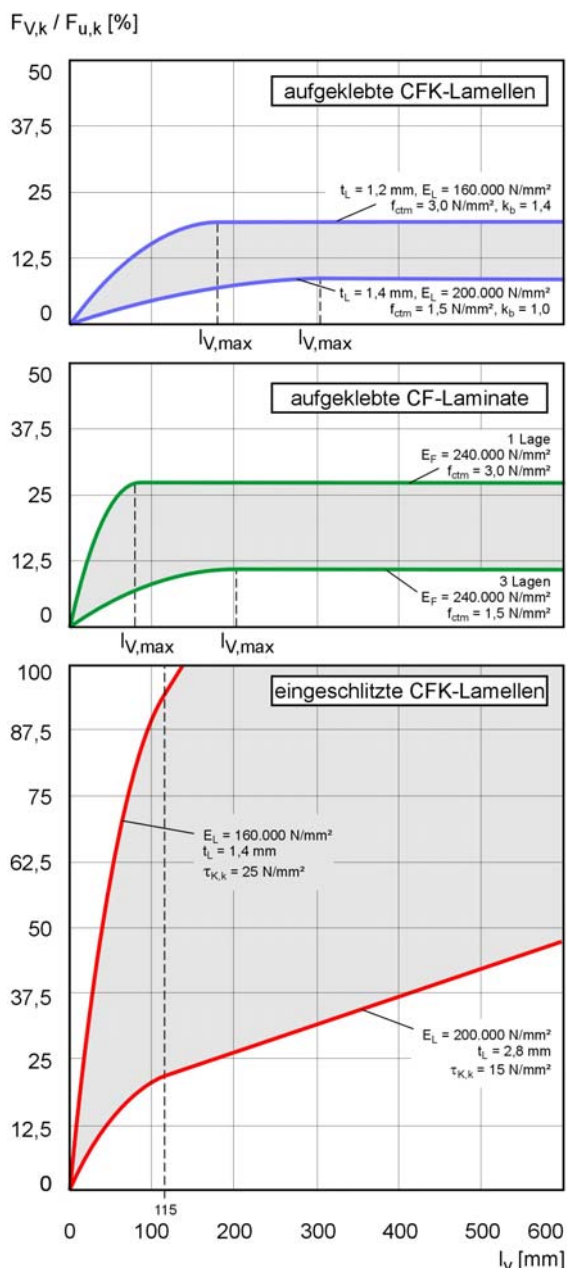
$$l_V > 115 \text{ mm} : F_{V,k} = b_L \cdot \tau_{K,k} \cdot \sqrt[4]{a_r} \cdot \left(26,2 + 0,065 \cdot \tanh\left(\frac{a_r}{70}\right) \cdot (l_V - 115) \right) \quad (2b)$$

- aufgeklebte CF-Laminat:

In Deutschland existiert bislang nur eine Richtlinie die sich auf einen bestimmten CF-Laminat-Typen bezieht [14]. Für CF-Laminat kann allgemein zur Berechnung von $F_{V,k,max}$ und $l_{V,max}$ in den Gln. (1a-c) die Dicke t_L durch $n_L \cdot t_L$ ersetzt werden. Hierbei ist n_L die Anzahl der Laminatlagen und t_L die Dicke des Einzellaminates.

In den Gln. (1a-c) und (2a-b) bedeuten:

- $l_{V,max}$ zur max. Verbundbruchkraft $F_{V,k,max}$ gehörige Verankerungslänge in mm
 b_L Lamellen- bzw. Laminatstreifenbreite in mm
 t_L Lamellen- bzw. Laminatdicke in mm
 E_L Elastizitätsmodul der CF-Materials in N/mm^2
 f_{ctm} Rechenwert der Oberflächenzugfestigkeit des Betons in N/mm^2 ,
 Gültigkeitsbereich: $1,5 N/mm^2 \leq f_{ctm} \leq 3,0 N/mm^2$.
 k_b Breitenbeiwert gemäß Richtlinie
 k_T Temperaturbeiwert zur Berücksichtigung von Temperaturschwankungen
 $\tau_{K,k}$ rechnerische Schubtragfähigkeit des Epoxidharzklebers in N/mm^2
 a_r Abstand der Lamellenachse zum freien Bauteilrand, $a_r \leq 150$ mm



Die unterschiedlichen Ansätze für die Verbundtragfähigkeit $F_{V,k}$, bezogen auf die charakteristische Bruchkraft $F_{u,k}$ des jeweiligen CFK-Systems, sind in Bild 9 in Abhängigkeit von der Verankerungslänge l_v dargestellt. Der schraffierte Bereich kennzeichnet dabei den baupraktisch relevanten Bereich für handelsübliche CFK-Lamellen bzw. CF-Laminat. Während die Verbundbruchkraft aufgeklebter Bewehrung im wesentlichen von der Oberflächenzugfestigkeit f_{ctm} und somit letztlich von der Qualität der Betondeckungsschicht abhängt, wird die Verbundtragfähigkeit von in Schlitze eingeklebten Lamellen überwiegend von der Schubtragfähigkeit $\tau_{K,k}$ des Epoxidharzklebers beeinflusst. Die Grafik macht deutlich, dass insbesondere die Verbundtragfähigkeit aufgeklebter Lamellen sehr schnell erschöpft ist ($F_{V,k,max} \leq 0,18 F_{u,k}$). Auch die britische Richtlinie TR 55 [11] verweist in diesem Zusammenhang auf die Formulierung der Verbundbruchkraft Gl. (1a) nach Rostásy/Neubauer [17]. Das Verbundverhalten der angeklebten Faser-verbundwerkstoffe war Grundlage für die Detailausbildung an den Übergangspunkten des Hohlkastens und den Verankerungspunkten der CFK-Lamellen.

Bild 9 Verbundtragfähigkeit unterschiedlicher CFK-Systeme

9.4.2 Anschluss der CFK-Lamellen an die Fahrbahnplatte (Detail a)

Im oberen Anschlusspunkt der seitlichen Zellenwand an die Fahrbahnplatte muss die Lamellenkraft infolge Torsion in voller Höhe im Beton verankert werden, um die Schubkraftübertragung mit der innenliegenden Bewehrung der Deckplatte des Hohlkastens zu gewährleisten. Hierfür wurde ein Anschluss mit eingeschlizten Lamellen gewählt, der, wie bereits erwähnt, wegen der erhöhten Verbundtragfähigkeit eine Verankerung bis zur maximal zulässigen Lamellenkraft ermöglicht (Bild 10). Da die britische Richtlinie TR 55 [11] eingeschlitzte CFK-Lamellen bisher nicht berücksichtigt, wurde für den Nachweis der Verankerung auf die Bemessungsregeln der deutschen Richtlinie [13] Gl. (2a-b) zurückgegriffen. Unter Berücksichtigung der Scherfestigkeit des verwendeten Epoxidharzklebers wurden die eingeschlitzten CFK-Lamellen mit einer Mindestlänge von 150 mm in der Deckplatte verankert. Der geometrisch schwierige Anschluss der Fertigteildeckenplatte an den Hohlkastenquerschnitt ließ Zweifel an der einwandfreien Verdichtungsqualität der Ortbetondeckschicht aufkommen, so dass auf Hinweis des Prüfsachverständigen die effektive Verankerungslänge erst ab der Einbindung in den Fertigteilbeton der Hohlkastensegmente rechnerisch berücksichtigt wurde [18].

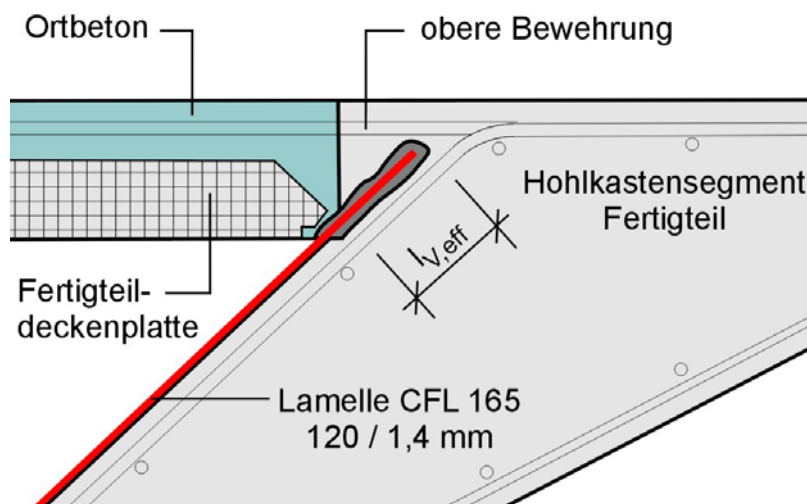


Bild 10 Detailausbildung des oberen Anschlusspunktes (Detail a)

9.4.3 Ausbildung des unteren Eckbereichs (Detail b)

Im Übergangspunkt der Bodenplatte an die geneigte äußere Zellenwand der Hohlkasten-segmente muss die Lamellenkraft um die Ecke herumgeführt und bei Segmenten, an denen eine seitliche Verstärkung nicht erforderlich ist, ausreichend verankert werden. Trotz der geringen Lamellenzugkraft infolge der reduzierten Grenzdehnung von 4 ‰ ist in beiden Fällen eine Verankerung über die maximale Verbundbruchkraft $F_{V,k,max}$ nicht möglich. Daher werden zur Weiterleitung der Torsionskräfte sowie zur Verstärkung des unteren Eckbereiches zusätzlich unidirektionale CF-Lamine eingesetzt. Infolge der Torsionsbeanspruchung ist im ungünstigsten Fall davon auszugehen, dass der erste Einzelriss im Übergangsbereich zwischen der vergleichsweise dünnen Bodenplatte und der gevouteten Ecke der Hohlkastensegmente auftritt. Zunächst wurde daran gedacht, die Verbundbruchkraft durch eine Aufdoppelung der Lamellen im Verankerungsbereich ($t_L = 2 \times 1,4 \text{ mm}$, vergl. Gl. (1a)) und durch die Anordnung weiterer kurzer Lamellen zu vergrößern. Durch eine auf Vorschlag des Prüfsingenieurs veränderte Anordnung der CF-Lamine in diesem Bereich, die gleichzeitig auch die CFK-Lamellen übergreifen, lässt sich die Lamellendehnung örtlich soweit vermindern, dass eine ausreichende Verankerung auch ohne Zwischenlamellen nachgewiesen werden konnte. Bild 11 zeigt detailliert die Ausführung der Verstärkungsmaßnahme im unteren Eckbereich des Hohlkastens.

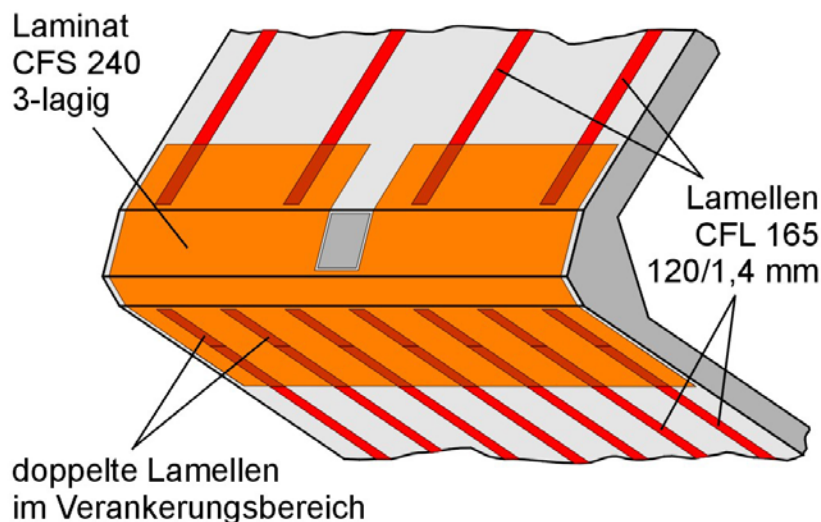


Bild 11 Detailausbildung der Verankerung an der Unterkante des Hohlkastens (Detail b)

9.5 Biegezugverstärkung der Fahrbahnplatte (Detail c)

Zusätzlich zur Torsions- und Schubverstärkung des Hohlkastens ist eine Biegezugverstärkung der Fahrbahnplatte im auskragenden Bereich des Brückenquerschnitts erforderlich. Während zur Vergrößerung des aufnehmbaren Feldmoments unterseitig angeklebte CFK-Lamellen gewählt wurden, werden im Stützbereich über den Querträgern eingeschlitze Lamellen verwendet (Bild 12). Letztere sollen die in der Vergangenheit aufgetretenen Rissbreiten an der Oberseite der Fahrbahnplatte reduzieren und somit zusätzlich zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit beitragen.

Die Bemessung der CFK-Lamellen erfolgte nach den Bestimmungen der Britischen Richtlinie TR 55 [11]. Gemäß Tabelle 1 wurde für die Biegezugverstärkung eine Lamellengrenzdehnung von 8 ‰ zugrunde gelegt. An Stellen hoher kombinierter Biege- und Schubbeanspruchung empfiehlt die TR 55 eine Reduzierung der Grenzdehnung auf 6 ‰. Bei der Verstärkung der Stützmomente wurde von australischer Seite auf diese Forderung zurückgegriffen, obwohl eine entsprechende Abminderung für eingeschlitze Lamellen nach den Ausführungen in Abschnitt 9.4.1 nicht erforderlich gewesen wäre.

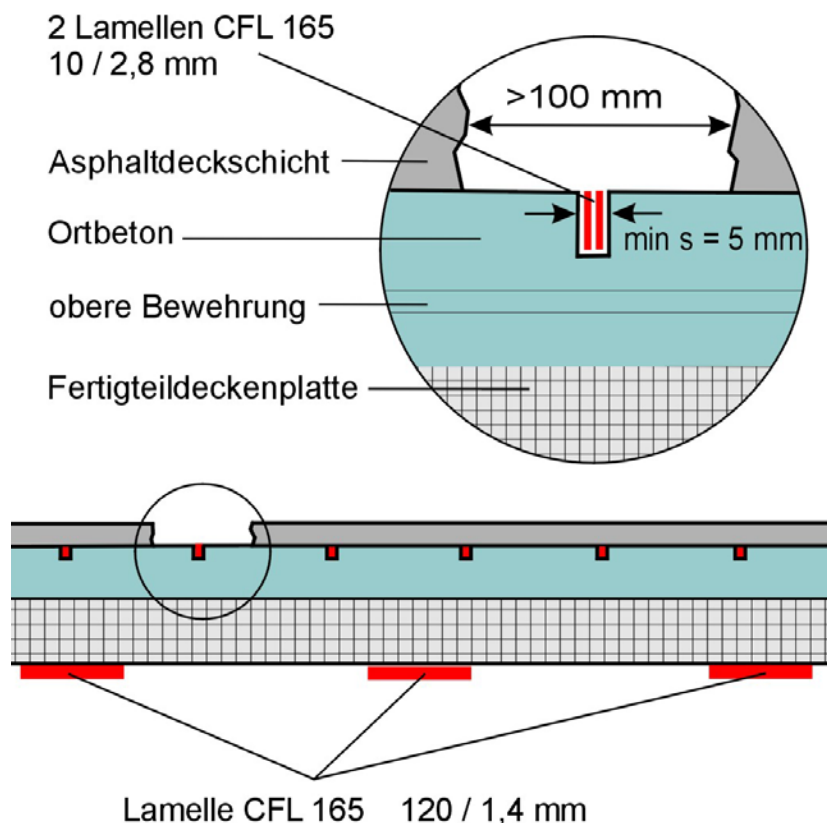


Bild 12 Biegezugverstärkung der Fahrbahnplatte (Detail c)

9.6 Verstärkung der Kragträger (Detail d)

Die weit auskragenden Fahrbahnträger erfahren durch die Vergrößerung der Verkehrslast und durch die Erweiterung der Einfädelspur eine erhöhte Stützmomentenbeanspruchung über der geneigten Druckstrebe. Da die vergleichsweise schmale Betondruckzone der vorgespannten Kragträger im Stützbereich bereits weitgehend ausgenutzt ist, ist eine Steigerung der Tragfähigkeit nur durch eine Verstärkung der Druckzone bzw. durch eine Vergrößerung der Druckzonenhöhe (Verringerung der Dehnungen auf der Zugseite) möglich. Unter Berücksichtigung der ausgelagerten Zugbewehrung in der Fahrbahnplatte wäre ein Nachweis nach EC 2 auch ohne eine Druckzonerverstärkung möglich gewesen. Gemäß den australischen Bemessungsvorschriften [7] führt jedoch der Reduktionsfaktor ϕ des Tragwiderstandes bei überdrückten Querschnitten zu einer so starken Abminderung, dass neben der Verstärkung der Biegezugzone mit CFK-Lamellen auch eine Verstärkung der Druckzone mit angeklebten Stahllaschen erforderlich wurde (Bild 7 und 13). Um ein Ausknicken der druckbeanspruchten Stahllaschen im Gebrauchszustand zu vermeiden – die Stahllaschen erreichen bereits weit vor der Grenzdehnung des Betons (n. AUSTRROADS [7]: $\epsilon_{c,lim} = 3,0\text{‰}$) die Streckgrenze – wurden die Laschen durch Bolzen zusätzlich gesichert.

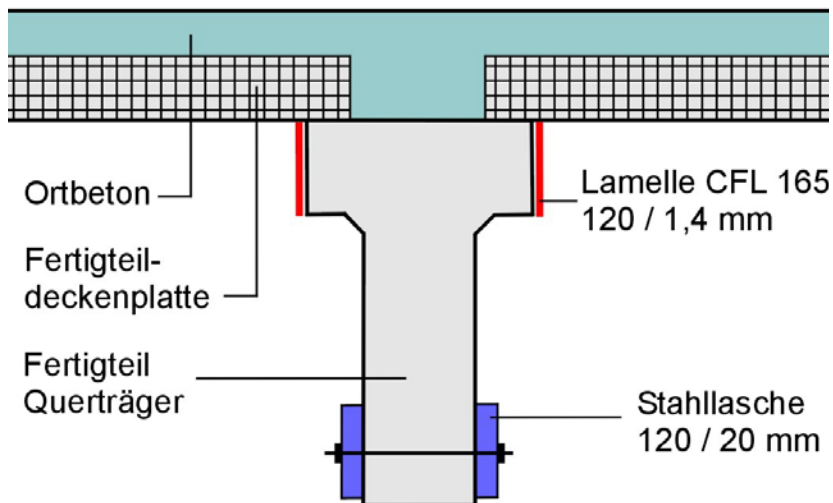


Bild 13 Biegeverstärkung der Kragträger (Detail d)

10 Ausführung und offene Probleme

Mit der Ausführung der Verstärkungsarbeiten wurde Ende 2001 begonnen. Der Ausführungszeitraum für die ca. 10 Mio. DM teure Maßnahme wird nach den derzeitigen Planungen etwa 6 Monate betragen. Bereits während der Planungsphase wurden zahlreiche Probeapplikationen mit den verschiedenen CFK-Systemen am Bauwerk durchgeführt, um einerseits geeignete Anwendungsverfahren zu erproben und um andererseits das Baustellenpersonal im Umgang mit den Materialien zu schulen. Bei diesen Arbeiten zeigte sich, dass der Beton der Fertigteile von ausgesprochen guter Qualität ist. Die Haftzugwerte lagen deutlich über dem Höchstwert der deutschen Richtlinie, so dass bei den Verankerungsnachweisen eine Oberflächenhaftzugfestigkeit von $3,0\text{ N/mm}^2$ angesetzt werden konnte. Parallel zu den ersten Versuchen wurde für

Applikation von der Unterseite der Brücke ein abgehängtes Fahrgerüst entwickelt, das es erlaubt, alle Maßnahmen von einer durchgehenden Bühne aus durchzuführen (Bild 14).

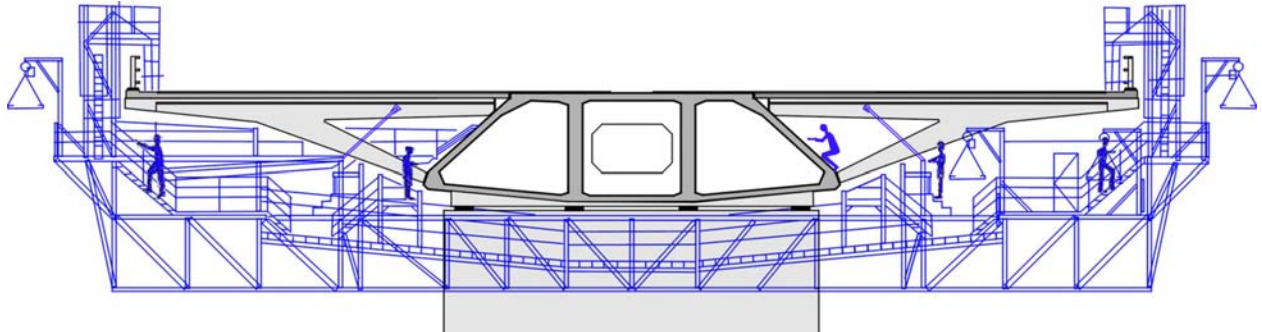


Bild 14 Konstruktion des abgehängten Fahrgerüsts

Die Bilder 15 und 16 zeigen erste Aufnahmen von der Ausführung des ersten Brückenfeldes. In Bild 15 ist die Verstärkung der seitlichen Zellenwände sowie die untere Eckausbildung mit den CF-Laminaten zu erkennen. Das Herstellen der Schlitze für die Lamellenverankerung in der oberen Fahrbahnplatte (vergl. Bild 10) erfolgte mit Hilfe einer Kettenfräse, die speziell für diese Aufgabe entwickelt wurde. Von der Biegeverstärkung der Fahrbahnplatte und der Kragträger standen bis Redaktionsschluss noch keine Aufnahmen zur Verfügung.



Bild 15 Verankerung der CFK-Lamellen mit CF-Laminaten (Seitenwände)



Bild 16 Verstärkte Bodenplatte (Untersicht)

Bild 16 zeigt die fertige Torsionsverstärkung der Bodenplatte des Hohlkastens. Die CFK-Lamellen wurden in voller Länge von Kante zu Kante unter die Bodenplatte geklebt. Im Bereich der Winkeländerung der Bodenplatte von ca. 5 Grad wurde die Kante leicht ausgerundet und die Lamellen während der Erhärtung zusätzlich durch angedübelte Stahllaschen gesichert.

Neben zahlreichen ausführungstechnischen Aspekten mussten auch Fragen zur Temperaturbeständigkeit der verwendeten Epoxidharzkleber und zur UV-Beständigkeit der Beschichtungssysteme geklärt werden. Obwohl Kohlefasersysteme und Epoxidharzkleber gegenüber vielen Umwelteinflüssen als besonders dauerhaft einzustufen sind, können sich sowohl Feuchtigkeits-

und Temperatureinflüsse als auch intensive UV-Strahlung nachteilig auf das Verbundverhalten der geklebten Bewehrung auswirken. Die Lamellen erhalten daher vorsorglich als UV-Schutz eine Beschichtung.

Auch der Einfluss der Temperaturerhöhung infolge Sonneneinstrahlung auf die unter der Asphaltdeckschicht in Schlitze im Beton eingebrachten CFK-Lamellen (Bild 12) war Gegenstand intensiver Untersuchungen und Überlegungen. Um eine ausreichende Verbundtragfähigkeit der eingeschlitzten Lamellen auch bei hohen Umgebungstemperaturen zu gewährleisten, soll, so die Forderung des Prüfsachverständigen [18], die Glasübergangstemperatur des verwendeten Epoxidharzklebers mindestens 5 K höher liegen als die maximale Betontemperatur. Schwierigkeiten bereitet dabei die Einschätzung der Oberflächentemperatur der Betonfahrbahn unterhalb der Asphaltdecke. Da weder für die West Gate Bridge noch für vergleichbare Brückenbauwerke im südlichen Victoria verwertbare Temperaturmessungen vorliegen, wird derzeit versucht, die Temperaturbeanspruchung über instationäre Finite Element Berechnungen zu ermitteln. Die oberseitige Verstärkung der Fahrbahnplatte wird daher erst nach Abschluss der unterseitigen Verstärkungsmaßnahmen durchgeführt.

11 Zusammenfassung

Durch die geplante Verlängerung der Einfädelspur auf der westlichen Vorlandbrücke der West Gate Bridge müssen die Überbauten der Spannbetonbrücke nachträglich verstärkt werden. Im Rahmen der Ausschreibung setzte sich ein von der Firma *BBR Systems Ltd.* Zürich propagierter Sondervorschlag durch, der eine Ausführung der Verstärkungsmaßnahmen mit Kohlefaser-verbundwerkstoffen vorsieht. Gegenüber Anwendungen in der Vergangenheit, bei denen CFK-Lamellen und CF-Laminat überwiegend zur Biegezugverstärkung von Stahlbetonbauteilen eingesetzt wurden, werden bei der West Gate Bridge erstmalig in großem Umfang Faser-verbundwerkstoffe zur Vergrößerung der Torsionstragfähigkeit verwendet.

Der Hohlkastenquerschnitt wird dreiseitig mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkt. Ein besonderes Problem ist dabei die Kraftübertragung an den Längskanten des Überbaus. In diesen Punkten muss die gesamte Lamellenkraft umgelenkt bzw. verankert werden. Hierfür werden zusätzlich CF-Laminat eingesetzt. Im oberen Anschlussbereich der seitlichen Zellenwand werden die Lamellenenden in den Beton der Fahrbahnplatte eingeschlitzt und verklebt, um eine bessere Verankerung zu ermöglichen.

Wegen erhöhter Verkehrslasten wird die Fahrbahnplatte in Teilbereichen mit CFK-Lamellen verstärkt. Während zur Vergrößerung des aufnehmbaren Feldmoments unterseitig angeklebte CFK-Lamellen gewählt wurden, werden im Stützbereich über den Querträgern eingeschlitzte Lamellen verwendet.

Da für geklebte Bewehrung aus Faserverbundwerkstoffen in Australien bisher keine Anwendungsrichtlinien und Bemessungsvorschriften existieren, wird bei diesem Projekt auf die seit kurzem erschienene britische Richtlinie Technical Report No. 55 zurückgegriffen. Neben der TR 55 werden insbesondere auch deutsche Richtlinien und Zulassungen für die Bemessung und Ausführung herangezogen. Die weltweit größte Verstärkungsmaßnahme mit geklebter Bewehrung aus Faserverbundwerkstoffen wird derzeit von einem australischen Konsortium ausgeführt.

Literatur

- [1] Report West Gate Bridge Concrete Approach Spans, Western Approach with 5 lanes Eastbound, Costing of Strengthening Options. Hardcastle & Richards, July 2000.
- [2] Hitchings, W.: West Gate. Outback Press Pty Ltd, Collingwood, Australia 1979.
- [3] Toakley, A.R.: Redesign of West Gate Bridge. Road Construction Authority Victoria, Australia, Jan. 1986.
- [4] National Association of Australian State Road Authorities, Highway Bridge Design Specifications 1965. (NAASRA)
- [5] Report West Gate Bridge Concrete Approach Spans, Vehicular Loading Assessment. Hardcastle & Richards, Feb. 2000.
- [6] Austroads Bridge Assessment Group Guidelines for Bridge Load Capacity Assessment, Nov. 1997. (BAG Guidelines)
- [7] Austroads Bridge Design Code. Austroads Publication No. AP-15.1 (2) (5), Sydney 1992. (AUSTROADS)
- [8] Lower Yarra Bridge, Report No. 3, Design Check of Approach Viaduct Superstructure. Fritz Leonhardt, Dec. 1971.
- [9] VicRoads Bridge Manual Technical Note 99/001 on Austroads project 'Economics of Higher Bridge Design Loadings'. Draft 1999.
- [10] Design Brief – West Gate Bridge. URS / bow ingenieure, Sept. 2001.
- [11] Technical Report No. 55, Design Guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials. The Concrete Society, UK, 2001.
- [12] Richtlinie für das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von unidirektionalen kohlenstofffaserverstärkten Kunststofflamellen (CFK-Lamellen). DIBt, Fassung Sept. 1998.
- [13] Richtlinie für das Verstärken von Betonbauteilen durch Einkleben von unidirektionalen kohlenstofffaserverstärkten Kunststofflamellen (CFK Lamellen) in Schlitze im Beton (Eingeschlitzt verklebte CFK Lamellen). DIBt, Fassung März 2001.
- [14] Richtlinie für das Verstärken von Betonbauteilen durch Auflaminieren von unidirektionalen Kohlenstofffaserlaminaten (CFK Laminate). DIBt, Fassung Okt. 1999.
- [15] Onken, P.; vom Berg, W.: Biegezugverstärkung mit CFK-Lamellen – Neues Bemessungsmodell nach EC 2 und DIN 1045-1. Beton- und Stahlbetonbau 96, 2/2001, S. 61 – 70.
- [16] FRP Lamella – Bemessungsprogramm zur Biegezugverstärkung mit FRP – Materialien. Version ACI 2.0/2001. bow ingenieure, Braunschweig.
- [17] Neubauer, U.; Rostásy, F.S.: Design aspects of concrete structures strengthened with externally bonded CFRP plates. Concrete and Composites, Proceedings of 7th International Conference on Structural Faults and Repair, 1997, Vol. 2, pp 109 – 108. ECS Publications, Edinburgh.
- [18] Rostásy, F.S.; Neubauer, U.: Proof Engineering Report of Externally Bonded Reinforcement Applications for the Strengthening of the Western Approach Spans of the West Gate Bridge, Melbourne. Braunschweig, Sept. 2001

zu den Autoren



Peter Onken
Beratender Ingenieur / VBI
bow ingenieure
Breite Straße 15
D-38100 Braunschweig



Wiebke vom Berg
Leiterin Software-Entwicklung
bow ingenieure
Friesenweg 5.2
D-22763 Hamburg



Dr.-Ing. Uwe Neubauer
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
TU Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-38106 Braunschweig