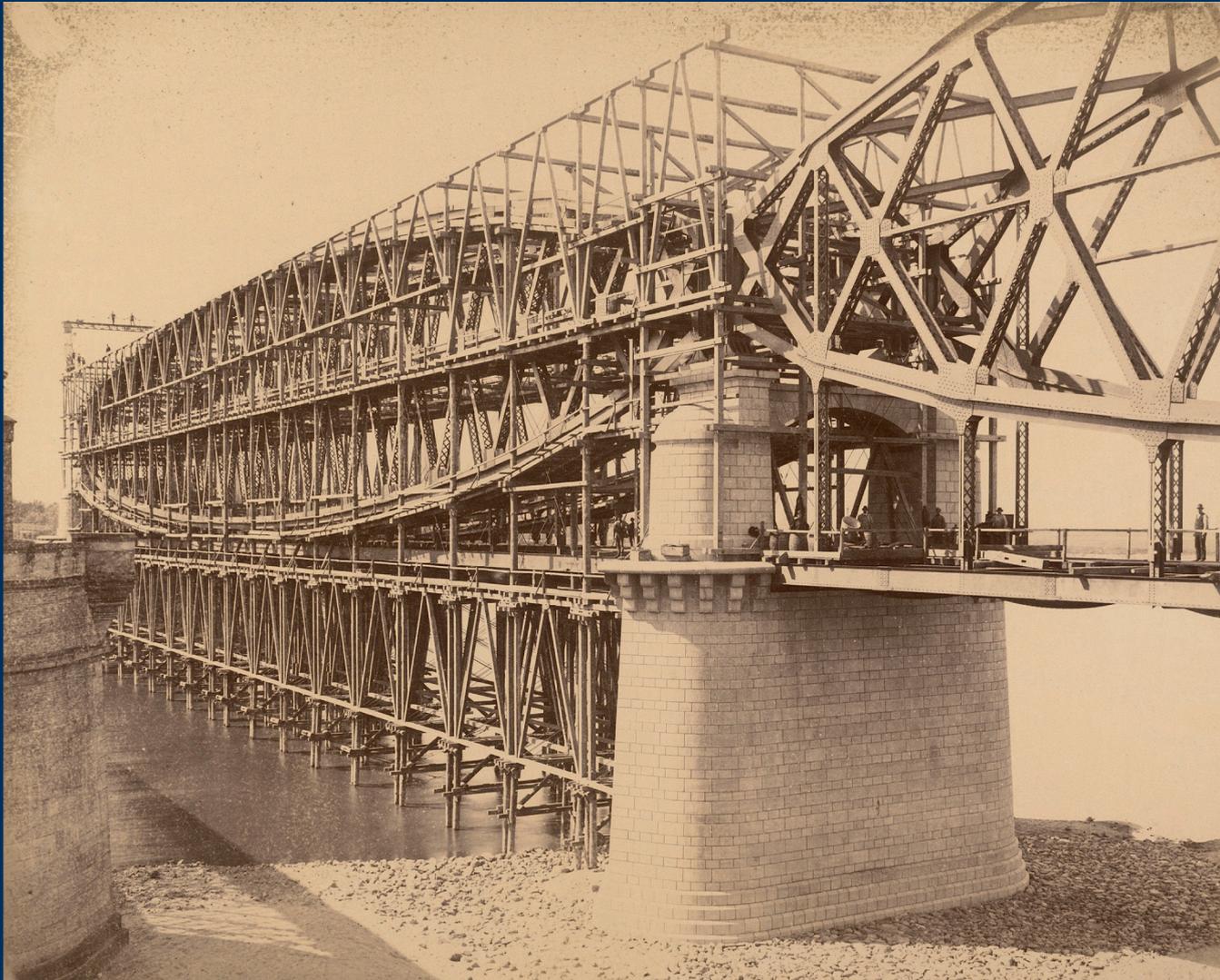




**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN Institut für Massivbau www.dbbs.tu-dresden.de



27. DRESDNER BRÜCKENBAUSYMPOSIUM

**PLANUNG, BAUAUSFÜHRUNG, INSTANDSETZUNG
UND ERTÜCHTIGUNG VON BRÜCKEN**

13./14. MÄRZ 2017

© 2017 Technische Universität Dresden

Alle Rechte vorbehalten.

Nachdruck, auch auszugsweise, nur mit schriftlicher Genehmigung des Herausgebers.

Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder sonstigen Kennzeichnungen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, dass diese von jedermann frei benutzt werden dürfen.

Vielmehr kann es sich auch dann um eingetragene Warenzeichen oder sonstige gesetzlich geschützte Kennzeichen handeln, wenn sie als solche nicht eigens markiert sind.

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach
Technische Universität Dresden
Institut für Massivbau
01062 Dresden

Redaktion: Silke Scheerer, Angela Heller

Layout: Ulrich van Stipriaan

Anzeigen: Harald Michler

Titelbild: Neue Weichselbrücke, Dirschau – Ansicht vor Fertigstellung 1891
Foto: Ferdinand Schwarz, Architekturmuseum der TU Berlin, Inv. Nr. BZ-F 14,025

Druck: addprint AG, Am Spitzberg 8a, 01728 Bannewitz / Possendorf

ISSN 1613-1169
ISBN 978-3-86780-510-0



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

Institut für Massivbau <http://massivbau.tu-dresden.de>

Tagungsband

27. Dresdner Brückenbausymposium

Institut für Massivbau
Freunde des Bauingenieurwesens e.V.
TUDIAS GmbH

13. und 14. März 2017

Inhalt

Herzlich willkommen zum 27. Dresdner Brückenbausymposium	9
<i>Prof. Dr.-Ing. habil. DEng/Auckland Hans Müller-Steinhagen</i>	
Verleihung der Wackerbarth-Medaille	11
<i>Prof. Dr.-Ing. Hubertus Milke</i>	
Laudatio	12
<i>Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach</i>	
Zu aktuellen Entwicklungen im Stahl- und Stahlverbundbrückenbau	
– Fokus: Korrosionsschutz	15
<i>TRDir Dr.-Ing. Gero Marzahn</i>	
Brücken in Lateinamerika – Technik und Geschichte	25
<i>Dr. Dirk Bühler</i>	
Das alte und das neue Ottendorfer Viadukt	43
<i>Prof. Dr.-Ing. Thomas Bösche, Dipl.-Ing. Elke Hering, Dr.-Ing. Dipl.-Wirt.-Ing. Jens Otto Dr.-Ing. Stephan Teich</i>	
Neubau einer „atmenden“ Stadtbahnbrücke in Düsseldorf	57
<i>Dipl.-Ing. Sonja Rode, Dipl.-Ing. Tobias Riebesehl, Dipl.-Ing. Thomas Neysters, Dipl.-Ing. Guido Herbrand</i>	
Sanierung der historischen Betonbogenbrücke in Naila	71
<i>Dipl.-Ing. Ammar Al-Jamous, Dipl.-Ing. Karsten Uhlig</i>	
Georg Christoph Mehtens (1843–1917): Protagonist des Stahlbrückenbaus im wilhelminischen Deutschland	81
<i>Dr.-Ing. Karl-Eugen Kurrer</i>	
Lebenslanger Korrosionsschutz – Pilotprojekt Stahlverbundbrücke	103
<i>Dr.-Ing. Stefan Franz</i>	
Interaktion zwischen Praxis und Forschung	
– Systematische Nachrechnung des Brückenbestands in Mecklenburg-Vorpommern	117
<i>Dipl.-Ing. Oliver Steinbock, Hon.-Prof. Dr.-Ing. habil. Olaf Mertzsch, Dr.-Ing. Torsten Hampel Dipl.-Ing. Nico Schmidt, Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach</i>	
Chemnitztalviadukt – Neubau versus Bestandserhaltung	131
<i>Univ.-Prof. Dr.-Ing. Richard Stroetmann, Dipl.-Ing. (FH) Lutz Buchmann, Dipl.-Ing. Toralf Zeißler Dipl.-Ing. Steffen Oertel</i>	
Verstärkung von Stahlbrücken in den Niederlanden	
– Einsatz von hochfestem Beton und zielgerichtete Tragwerksverstärkung	151
<i>M.Sc. Dimitri Tuinstra, Dr.-Ing. Markus Gabler</i>	
Neue Queensferry-Brücke in Schottland	
Herausforderungen bei der Planung und Montage	161
<i>Dipl.-Ing. Martin Romberg</i>	
Brückenbauexkursion 2016 – Hup Holland Hup	177
<i>Dipl.-Ing. Oliver Steinbock, Dipl.-Ing. Jakob Bochmann</i>	
Chronik des Brückenbaus	187
<i>Zusammengestellt von Dipl.-Ing. (FH) Sabine Wellner</i>	
Inserentenverzeichnis	208

Neue Queensferry-Brücke in Schottland Herausforderungen bei der Planung und Montage

Dipl.-Ing. Martin Romberg

Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart

Dieser Beitrag ist ein leicht erweiterter Zweitabdruck aus Bautechnik 94 (2017), Heft 2 mit freundlicher Genehmigung des Verlags Ernst & Sohn.

[1]. Verschiedene Studien führten in der Folge zu der Entscheidung und Vergabe eines Neubaus in Parallellage zur vorhandenen Brücke.

1 Einführung

Der Firth of Forth ist eine Flussmündung, welche die schottische Hauptstadt Edinburgh von der nördlich gelegenen Grafschaft Fife trennt. Die ersten Querungen über den Meeresarm befinden sich ca. 10 km westlich von Edinburgh und bestehen aus der historischen Eisenbahnbrücke aus dem Jahr 1890 und einer im Jahr 1964 fertiggestellten Hängebrücke (Bild 1), [1]. Die Hängebrücke ist ein Nadelöhr für den Straßenverkehr in den gesamten Norden Schottlands. Ihr Zustand hat sich im Lauf der Jahre vor allem durch den stetigen Zuwachs des Verkehrs immer weiter verschlechtert. Passierten nach der Fertigstellung noch 4 Millionen Fahrzeuge im Jahr die Brücke, so waren es in der jüngsten Vergangenheit ca. 24 Millionen, [1]. Das größte Problem sind ihre Haupttragseile, bei welchen sich während einer Inspektion im Jahre 2004 eine Verminderung der Tragfähigkeit aufgrund von Korrosionsschäden von ca. 10 % herausstellte,

2 Bauwerksbeschreibung

2.1 Allgemeines

Im Rahmen einer Machbarkeitsstudie wurden verschiedene Trassenverläufe untersucht, welche zu der gewählten Variante etwas westlich der vorhandenen Forth Road Bridge führten, [1]. Es wurden ebenfalls verschiedene Varianten von Pylon- und Überbauformen untersucht, [2], die zunächst davon ausgingen, dass die vorhandene Hängebrücke nicht in das weitere Verkehrskonzept eingebunden werden sollte. Diese konzentrierten sich auf eine Drei-Korridor-Variante bestehend aus zwei getrennten Richtungsfahrbahnen und einem Korridor für den öffentlichen Nahverkehr für Busse, Taxen und einer zukünftig geplanten Straßenbahn. Nachdem feststand, dass der öffentliche Nahverkehr auch in Zukunft auf der vorhandenen Brücke verbleiben soll, wurden verschiedenste Doppeldeckvarianten verworfen.



Bild 1 Die drei Brücken über den Firth of Forth zwischen North und South Queensferry

Foto: Forth Crossing Bridge Constructors (FCBC)

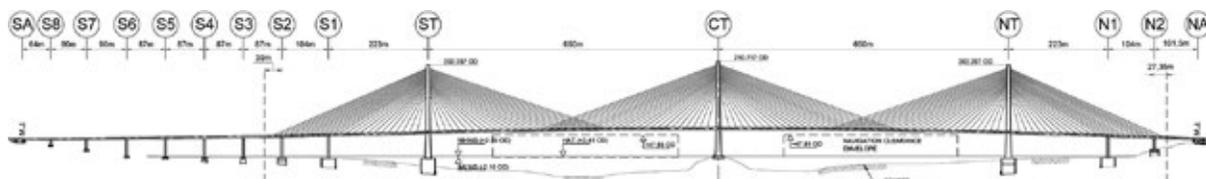


Bild 2 Längsansicht

Zeichnung: Forth Crossing Design Joint Venture (Forth Crossing DJV)

Auf Grund der vorhandenen Topographie mit dem in der Mitte des Firth of Forth gelegenen Felsen Beamer Rock lag eine Drei-Pylon-Schrägseilbrücke auf der Hand. Der vom Jacobs Arup Joint Venture erarbeitete Entwurf geht mit den beiden Hauptspanweiten von je 650 m auf die beiden erforderlichen Schiffahrtsöffnungen ein. Die Gesamtlänge der neuen Brücke inklusive der Vorlandbereiche beträgt ca. 2.640 m (Bild 2).

Zur Ausführung wurde das Design-and-Build-Verfahren gewählt. Die Auftragsvergabe erfolgte im April 2011 an das Joint Venture Forth Crossing Bridge Constructors (FCBC), bestehend aus den Baufirmen Hochtief, American Bridge, Dragados und Morrison Construction. Die Planung wurde vom Forth Crossing Design Joint Venture (Forth Crossing DJV), welches sich aus Leonhardt, Andrá und Partner, Rambøll und Sweco zusammensetzt, erarbeitet.

2.2 Versteifungskonzept

Eine große Herausforderung bei mehrfeldrigen Schrägseilbrücken ist immer die Stabilisierung des mittleren Pylons. Im Gegensatz zu Schrägseilbrücken mit einem oder zwei Pylonen wird der mittlere Pylon nicht durch Rückhalteseile stabilisiert, die in einem, durch Pfeiler versteiften, Seitenfeld verankert sind. Dieses Problem ist bekannt und wurde von Virlogeux [3] ausführlich beschrieben. Es gibt eine Anzahl von Konfigurationen, die zur Stabilisierung des mittleren Pylons verwendet

werden können. Die einfachsten sind ein sehr steifes Deck oder sehr steife Pylone. Andere Konfigurationen sind in Bild 3 in folgender Reihenfolge dargestellt:

- Ankerpfeiler vorsehen,
- Verbinden der Pylone am oberen Ende mit horizontalen Seilen,
- Geneigte Stabilisierungsseile von der Spitze der Pylone zum Knotenpunkt des Überbaus mit dem benachbarten Pylon,
- Sich in der Mitte der Öffnung überlappende Seile.

Um im Vergleich zu den vorhandenen Brücken nicht zu dominant zu wirken, wurde entschieden, den mittleren Pylon mit Schrägseilen zu stabilisieren, die sich auf einer Länge von einem Viertel der Hauptfelder überlappen (unterste Variante in Bild 3). So konnte sichergestellt werden, dass sowohl die Pylone als auch der Überbau relativ schlank ausgebildet werden konnten.

2.3 Lagerungskonzept

Der Überbau ist mit dem mittleren Pylon monolithisch verbunden. An den beiden äußeren Pylonen ist der Überbau, um zu große Zwangsbeanspruchungen aus Temperatur zu vermeiden, nur in Querrichtung mit Lagern auf beiden Seiten der

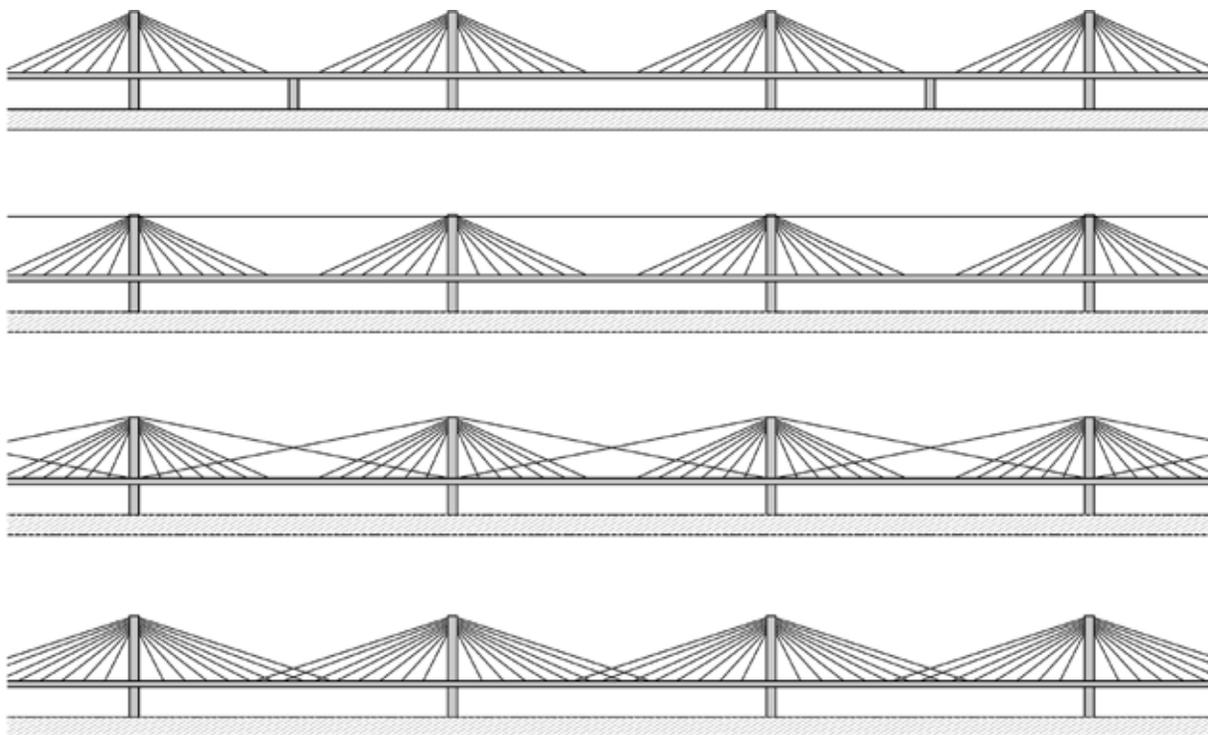


Bild 3 Versteifungskonzepte einer mehrfeldrigen Schrägseilbrücke

Zeichnung: Forth Crossing DJV

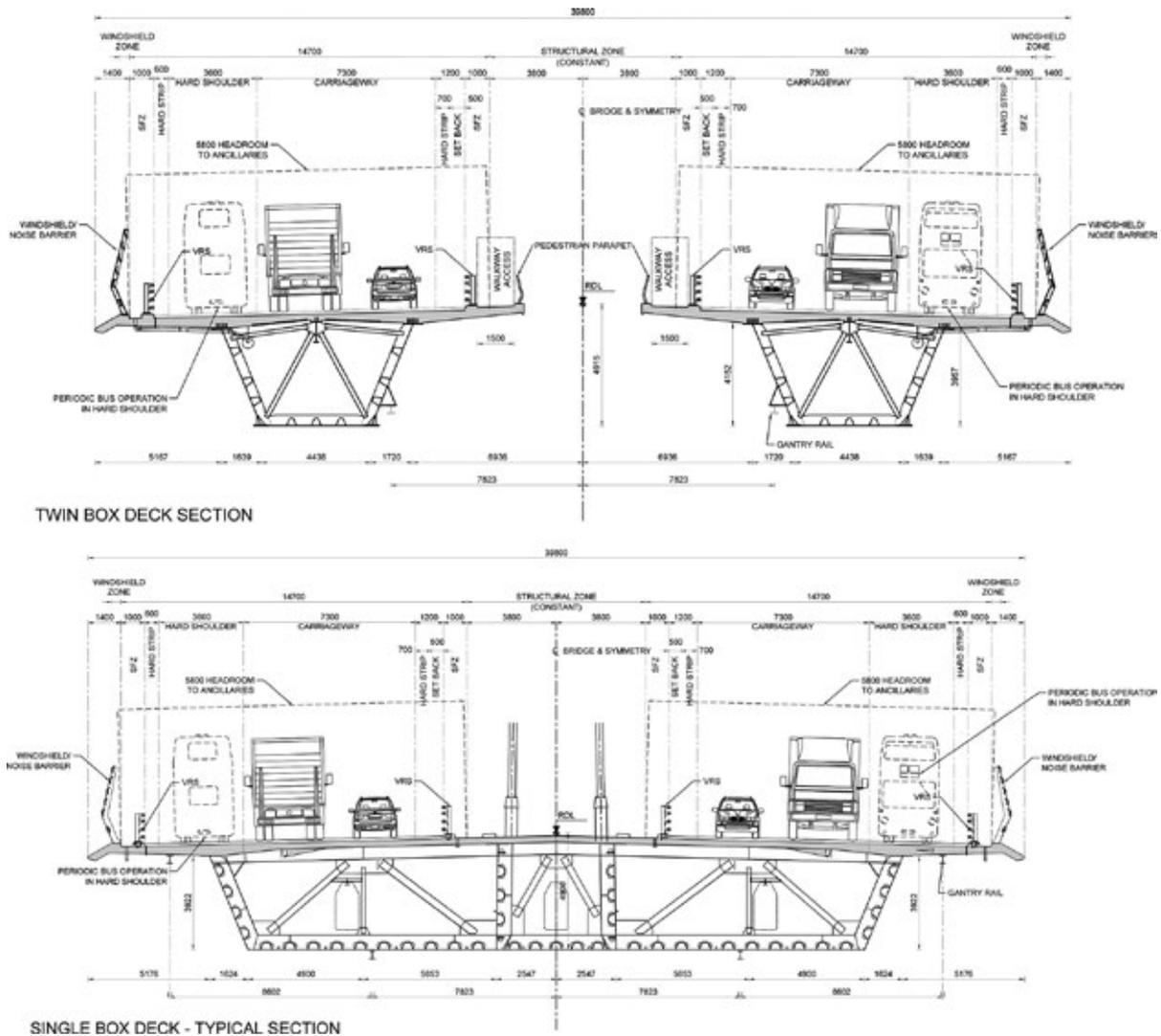


Bild 4 Überbauquerschnitte; oben: im Bereich der Vorlandbrücken, unten: im aufgehängten Bereich
Zeichnung: Forth Crossing DJV

Pylone gelagert. Diese Lager, welche im Vergleich zu einem normalen Brückenlager um 90 Grad auf die Seite gekippt sind, sind mit speziellen Tellerfedern ausgestattet, die ein Klaffen des jeweils nicht belasteten Lagers verhindern und somit einer Verschmutzung der Gleitfläche vorbeugen.

In allen Pfeilerachsen sind ein querfestes und ein frei bewegliches Lager vorgesehen. Besondere Bedeutung kommt dabei den beiden, von der Mitte der Brücke aus gesehen ersten Verankerungspfeilern S1 und N1 (Bild 2) zu. Da der Überbau an den seitlichen Pylonen nur schwimmend gelagert ist, haben die Pfeiler in diesen beiden Achsen jegliche Torsion, die sich aus exzentrischen Verkehrslaststellungen bzw. Wind zwischen dem mittleren Pylon bis hin zu den Verankerungspfeilern ergibt, abzutragen. Auf Grund dieser abzutragenden Torsionsmomente würden sich hier große abhebende Lagerkräfte ergeben. Um ein Klaffen dieser Lager zu verhindern, ist der Überbau mit insgesamt

sechs Rückhalteketten mit einer Vorspannkraft von je 102 MN in den Pfeiler runtergespannt. Die 40 m langen Seile mit je 124 Litzen sind am oberen Ende im Überbau und am unteren im Pfeiler verankert.

Im nicht seilverspannten Bereich, in welchem der Überbau mit zwei getrennten Boxen weitergeführt wird, sind ebenfalls ein querfestes und allseits bewegliches Lager pro Überbau und Pfeilerachse angeordnet.

Dehnfugen sind nur an den beiden Widerlagern vorgesehen, so dass es am südlichen Widerlager, welches 1.560 m vom Festpunkt entfernt liegt, zu einem Gesamtverschiebeweg von 2.270 mm kommt.

2.4 Überbau

Der Überbau im seilverspannten Bereich ist ein dreizelliger Verbundquerschnitt. Bei einer Gesamtbreite von 39,80 m und einer maximalen Breite der Stahlbox von 29 m ergeben sich auf beiden Seiten ca. 5 m lange Kragarme der Fahrbahnplatte. Die 250 mm dicke, quer vorgespannte Betonplatte ist im Anschnitt des Kragarms auf 460 mm verstärkt. Die Quervorspannung wurde in erster Linie erforderlich, um die sich aus der Mittelaufhängung ergebenden Zugspannungen im Beton zu überdrücken. Diese Forderung beruhte weniger auf den Nachweisen der Platte selbst, als darauf, dass sich ansonsten auf Grund des gerissenen Betons die Torsionssteifigkeit des

Überbaus erheblich reduziert hätte. Diese Steifigkeit ist aber erforderlich, um die Verdrehungen um die Überbauachse aus exzentrischem Verkehr zu begrenzen.

Die Fahrbahnplatte und die Stahlbox sind alle 4,05 m durch Querrahmen unterstützt. Diese tragen die Lasten zu den beiden außenliegenden und zu den durch die Seile gestützten inneren Stegen ab. Während die Seilverankerungen des mittleren Pylons auf der Innenseite dieser Stege liegen, sind die Seile der beiden äußeren Pylone auf der Außenseite der Stege verankert. Diese versetzte Anordnung ist auf Grund der sich überlappenden Seile erforderlich. Der knapp 10 m breite Bereich zwischen den beiden Fahrbahnen ist neben den

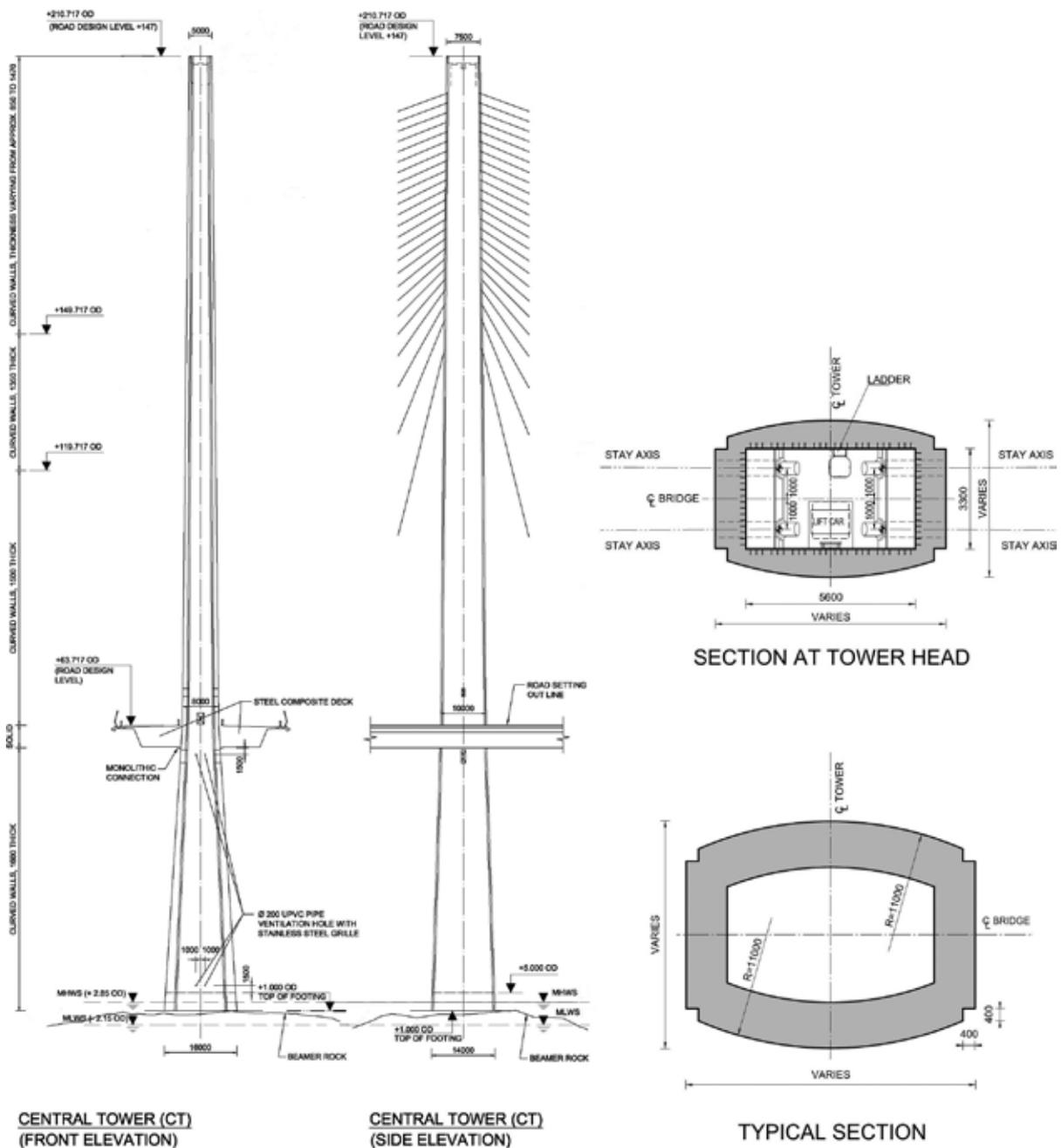


Bild 5 Ansichten und Pylonquerschnitte

Zeichnung: Forth Crossing DJV



Bild 6 Visualisierung der Seildämpfer

Visualisierung: Forth Crossing DJV

Seilverankerungen auch für die Verschneidung des Überbaus mit den Pylonen vorgesehen.

Der einteilige Überbau (unten in Bild 4) geht im nicht seilverspannten Bereich in zwei separate einzellige Querschnitte über (oben in Bild 4 dargestellt). Beide Querschnitte wurden so gestaltet, dass die von außen sichtbare Form genau gleich ist, um einen möglichst harmonischen Übergang zu erhalten.

Als weitere Besonderheit ist zu erwähnen, dass die Stöße der Trapezsteifen nicht, wie ansonsten in Zentraleuropa üblich, geschweißt wurden, sondern mit vorgespannten Laschenverbindungen verschraubt wurden.

2.5 Pylone

Die drei Pylone variieren in ihrer äußeren Geometrie lediglich unterhalb des Überbaus, um der unterschiedlichen Höhenlage der Fahrbahn Rechnung zu tragen. Das heißt, ihr Stahlbetonquerschnitt verjüngt sich von 14,00 m × 16,00 m an der Oberkante der Gründung auf 7,50 m × 5,00 m an der 210 m bzw. 202 m hohen Pylonspitze (Bild 5). Die Wandstärken variieren zwischen 1,50 m und 2,40 m unterhalb des Decks und zwischen 1,50 m und 0,85 m oberhalb der Fahrbahn.

Im oberen Bereich ist ein über Kopfbolzendübel im Verbund liegender Stahlhohlkasten zur Verankerung der Seile angeordnet. Als Besonderheit ist hier der durch Entfeuchtung garantierte Korrosionsschutz zu erwähnen, wie er auch im Überbau realisiert wird.

Eine besondere Herausforderung sowohl bei der Planung als auch bei der Ausführung war der monolithische Anschluss des mittleren Pylons an den Überbau. Die Rahmenecke musste für ein vom Überbau in den Pylon übertragenes Moment in Brückenebene von 1.430 MNm ausgelegt werden. Zusätzlich waren ein Überbautorsionsmoment von 1.000 MNm und ein Moment aus der Brückenebene von 450 MNm einzuleiten. Dies führte zu einer extrem hohen Konzentration von Bewehrung und zusätzlicher Vorspannung. Nicht nur die Beanspruchungen im Endzustand, sondern auch die Bauzustände wurden in fast jedem Bemessungsschnitt der Pylone maßgebend. So waren die maximalen Biegemomente an der Pylongründung in Brückenebene mit 6.000 MNm im Bau- und Endzustand in etwa gleich groß. Sind im Endzustand jedoch durch die sich übergreifenden Seile Umlagerungsmöglichkeiten innerhalb des Systems vorhanden, so waren diese für das statisch bestimmte System im Bauzustand nicht gegeben.

2.6 Seile

Die 288 Schrägseile werden, wie heutzutage im Großbrückenbau üblich, als siebendrahtige Parallellitzenbündel ausgeführt. Die geringste Litzenanzahl von 45 ergibt sich für die kurzen Seile am mittleren Pylon. Bei den beiden seitlichen Pylonen ergibt sich bei genau diesen Seilen die größte Litzenanzahl mit 109, da der Überbau hier nicht am Pylon vertikal gelagert ist.

Der Korrosionsschutz der Seile wird durch eine Verzinkung der Drähte, eine Polyethylenumman-

telung der Litzen und die Verpressung der darin befindlichen Hohlräume mit Wachs sichergestellt. Die Litzen sind zudem mit weißen Hüllrohren mit einem Durchmesser zwischen 200 mm und 315 mm vor äußeren Wettereinflüssen geschützt. Eine außenliegende Wendel in Helixform minimiert das Risiko von regen- und windinduzierten Schwingungen. Zusätzlich sind Dämpfer oberhalb der Fahrbahn angeordnet, für deren Dimensionierung harmonische Schwingungen des Überbaus infolge von Wirbelablösungen relevant sind (Bild 6). Bei der Dimensionierung der Dämpfer mussten die verhältnismäßig großen Verformungen der Seile relativ zum Überbau berücksichtigt werden, welche bei den sich überlappenden Seilen zu entsprechend großen Abmessungen führten.

2.7 Pfeiler

Für die Pfeiler wurde die V-Form mit einer oberen Zugstrebe gewählt. Im Bereich des einteiligen Überbaus ist auf jedem der beiden Stiele ein Lager angeordnet. Im Bereich der Vorlandbrücken sind dort jeweils zwei Lager mit einem Abstand von lediglich 2,75 m angeordnet. Die Spreizung ist gerade groß genug, um ein Abheben der Lager

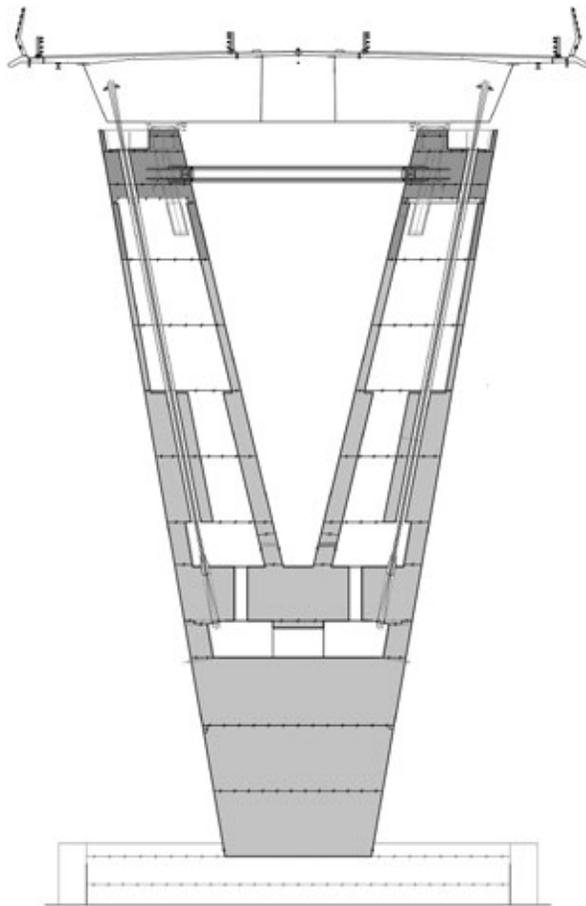


Bild 7 Schnitt durch einen Verankerungspfeiler
Zeichnung: Forth Crossing DJV



Bild 8 Herstellung der Pylone mit äußerer Kletterschalung und innenliegender Ankerbox

Foto: FCBC

zu verhindern. Wie schon erwähnt, sind in den beiden Verankerungspfeilern schräg verlaufende Spannglieder angeordnet (Bild 7).

3 Bauausführung

3.1 Gründungen

Alle Gründungen sind auf Felsen gegründete Flachgründungen. Für die beiden seitlichen Pylone und den ersten südlichen Verankerungspfeiler wurden dazu Absenkkästen mit einem Durchmesser von bis zu 30 m verwendet, da hier der tragfähige Fels erst in einer Tiefe von bis zu 40 m anstand. Alle anderen Gründungen wurden mit zum Teil teilverfertigtem Spundwandkästen ausgeführt.

Zur Herstellung der Gründungen waren umfangreiche Unterwasserbetonagen erforderlich. Für den südlichen Pylon wurden in einer kontinuierlichen Betonage über einen Zeitraum von 15 Tagen insgesamt 16.900 m³ Unterwasserbeton eingebracht. Jeglicher Materialtransport erfolgte mit Hilfe von Pontons vom ca. 3 km entfernten Hafen in Rosyth zu den im Wasser gelegenen Pylonen und Pfeilern. Zur Versorgung der Baustelle wurde ein eigenes Betonmischwerk aufgebaut.

3.2 Pylone

Die Pylone wurden unter Verwendung einer inneren und einer äußeren Kletterschalung in je 54 Schüssen von bis zu 4 m Höhe hergestellt. Es kam eine für dieses Projekt konstruierte Schalung zur Ausführung. Diese war flexibler und kostengünstiger als eine Systemschalung. Im oberen Be-

reich wurde die innere Kletterschalung durch die innenliegenden permanenten Ankerboxen ersetzt (Bild 8). Ein Großteil der Bewehrung wurde bereits im Hafen von Rosyth vorgefertigt und, wie die Ankerboxen, mit dem Turmdrehkran eingehoben. Die Vormontage der Bewehrung im Hafen erwies sich als sehr effizient, da hier unabhängig vom kritischen Pfad (im Hinblick auf die Zeitschiene) unter optimalen Bedingungen eine hervorragende Qualität erzielt wurde. Der Beton wurde mittels einer im Pylon befindlichen Steigleitung mit einem Druck von bis zu 200 bar in 200 m Höhe gepumpt. Es wurde ein sowohl farblich als auch qualitativ hervorragender Beton hergestellt, welcher sich auch im Bereich sehr konzentrierter Bewehrung noch leicht verdichten ließ und somit Kiesnester an der Oberfläche nicht auftraten.

3.3 Überbau

3.3.1 Startersegmente

Die Montage des Überbaus startete mit temporären Arbeitsplattformen an den drei Pylonen, welche mit einem Schwimmkran eingehoben wurden. Nach der Installation der Plattformen wurden auf diesen die ersten vier Startersegmente an jedem Pylon mit demselben Schwimmkran eingebaut (Bild 9). Die beiden

mittleren Segmente waren U-förmig, um die Pylone zu umschließen. Die zur Montage der weiteren Segmente erforderlichen Derricks wurden ebenfalls direkt mit eingehoben. Nachdem die Segmente in ihrer korrekten Werkstattform miteinander verschweißt bzw. verschraubt waren, wurde die Schalung zur Herstellung der Fahrbahnplatten errichtet.

Am mittleren Pylon, dem Längsfestpunkt des Überbaus, wurden die Stahlsegmente monolithisch mit dem Pylon verbunden, indem die Lücke mit Beton vergossen wurde, und vorgespannt. Anschließend wurden an allen drei Pylonen die Fahrbahnplatten in vier Abschnitten betoniert. Nach Einbringen der Quervorspannung an der Fahrbahnplatte wurden die Startersegmente mit den ersten Seilen von den Arbeitsplattformen gehoben. Durch die monolithische Verbindung am mittleren Pylon und den daraus resultierenden geringen Verformungen des Überbaus an den Kragarmspitzen mussten dort die Lagerpunkte auf der Arbeitsplattform zusätzlich durch Pressen freigesetzt werden. Bei den beiden äußeren Pylonen konnten die Segmente um bis zu 1,50 m mit den Seilen angehoben werden, um sie in die richtige Längsneigung zu rotieren und entsprechend genügend Lichtraum zur Arbeitsplattform zu erhalten.

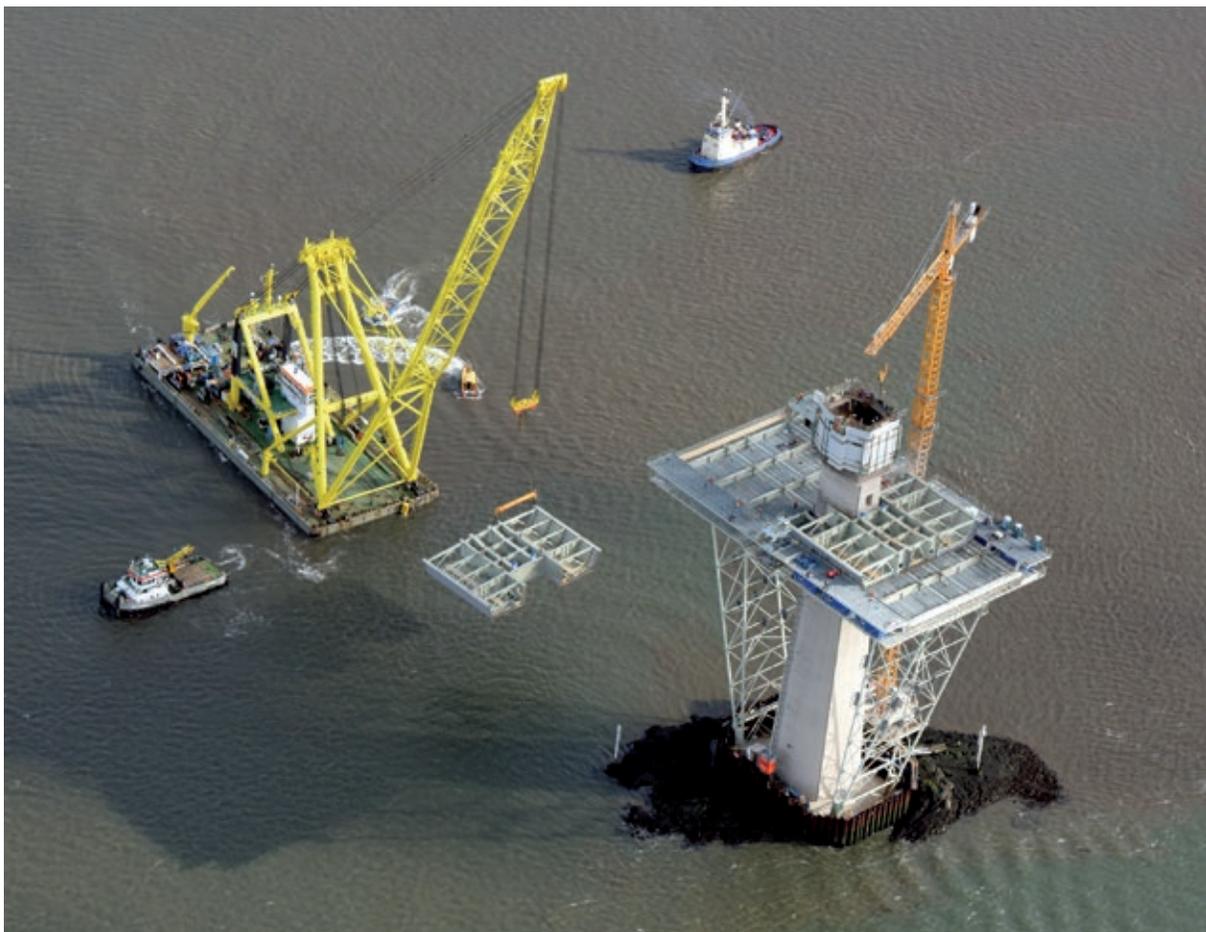


Bild 9 Einheben eines der Startersegmente

Foto: FCBC

3.3.2 Freivorbau

Nachdem die ca. 4.000 t schweren Startersegmente durch die Seile gestützt waren, wurden die bereits eingehobenen Derricks in Betrieb genommen, um mit der Freivorbau montage zu beginnen. Die ca. 720 t schweren Verbundsegmente mit einer Breite von 39,80 m und einer Länge von 16,20 m wurden im Hafen von Rosyth mit Hilfe von selbstangetriebenen Transportern auf Pontons verfahren und von dort an ihre vorgesehene Position verschifft. Dann wurden die Pontons an vier Stellen im Meeresgrund verankert. Nach der genauen Positionierung der Pontons wurden die Segmente mit zwei Litzenhebern auf ihre erforderliche Höhe von bis zu 62 m gehoben. Um ausreichend Platz für die sich übergreifende Schlaufenbewehrung zu schaffen (Bild 10), wurden die Segmente erst in ihrer endgültigen Höhe um ca. 80 cm längsverschoben und in ihre richtige Neigung rotiert.

Nach dem Ausrichten der Segmente und deren geometrischer Fixierung mittels der Laschenverbindungen an den Längssteifen wurde mit dem Schweißen der Obergurte begonnen (Bild 10). Nach gelungener Schweißnahtprüfung wurde dann die Fuge der Betonfahrbahn ausbetoniert. Parallel dazu erfolgte das Verschweißen der Stege und Bodenbleche in bis zu 2 m langen Streifen. In diesen Streifen wurden die zuvor temporär verschraubten Steifenverbindungen wieder geöffnet, um nach der Schweißnahtprüfung die endgültige Vorspannung auf die Laschenstöße aufzubringen. Es wurden jeweils nur die Laschenverbindungen an zwei benachbarten Stößen der Längssteifen geöffnet, um zum einen die Geometrie des Stoßes zu wahren und zum anderen die eingefrorenen Spannungen aus der parallel durchgeführten Seilmontage gering zu belassen. Da die Seilmont-



Bild 10 Montagestoß mit Laschenverbindungen unten und Betonierfuge oben Foto: FCBC

tage im Baufortschritt auf dem kritischen Pfad lag, wurden die Hüllrohre mit den beiden ersten Litzen bereits vor der Betonage der Fuge eingebaut. Um die eingefrorenen Spannungen gering zu halten, durften weitere Litzen jedoch erst eingebaut werden, nachdem der Beton eine gewisse Steifigkeit bzw. Festigkeit entwickelt hatte. Die Kräfte im Derrick mussten dann während der Seilmontage zu einer vorher definierten Seilkraft abgelassen werden, damit die Spannungen im Montagestoß gering blieben. Für jeden Schritt wurde festgelegt, wie viel Prozent des Schweiß- und Schraubstoßes zuvor fertiggestellt sein mussten.

Nach Installation aller Litzen wurden die Seile auf ihre Ziellänge nachgespannt. Parallel dazu wurde der Montagederrick zum Heben des nächsten Segmentes vorgefahren.

3.3.3 Kritische Bauzustände

Während der Montage wurden einige Zustände bemessungsrelevant für Pylone, Seile und Überbau. Nach dem Anheben der insgesamt 60 m langen Startersegmente durch die ersten Seilpaare wurde die darauffolgende Montage der ersten Freivorbausegmente bemessungsrelevant für die bis zu 109 Litzen starken Seile. Da diese bereits mit der maximal möglichen Litzenanzahl ausgestattet waren, mussten die zweiten Seilpaare in einer bestimmten Sequenz eingebaut werden, um die ersten Seile nicht zu überbeanspruchen. Durch die Installation nur eines der zweiten Seilpaare wäre die Kraft im ersten Seilpaar auf der anderen Pylonseite weiter angewachsen.

Die folgenden Segmente waren für die Seile und den Überbau, wie bei Schrägseilbrücken generell üblich, nicht bemessungsrelevant, da das Eigengewicht und die Verkehrsbelastungen im Bauzustand deutlich geringer als im Endzustand sind.

Das Gewicht der zehn mittleren Segmente im Hauptfeld wird im Endzustand sowohl von den während des Freivorbaus installierten Seilen als auch von den nach dem Lückenschluss installierten, sich überlappenden Seilen abgetragen. Da jedoch im Bauzustand zunächst das Gewicht nur von einem Seilpaar aufgenommen werden kann, war es erforderlich, die fünf längsten Seile eines jeden Kragarms auf eine wesentlich höhere Kraft als für den Endzustand erforderlich zu spannen.

Da ein Ablassen der individuellen Litzen auf Grund des Keilbisses im Ankerbereich nicht möglich ist, wurden die Ankerköpfe zunächst auf bis zu 600 mm dicke Stapel aus Futterblechen aufgesetzt, die dann zu einem späteren Zeitpunkt wieder entfernt wurden. Die Bemessung der Seile und die Anordnung der Futterbleche musste so



Bild 11 Mittlerer Pylon mit maximalen Kragarmen

Foto: FCBC

erfolgen, dass die Bauzustände nicht zu wesentlich größeren Spannungen im Überbau als im Endzustand führten. Hierfür waren mehrere Iterationsschritte zur Optimierung erforderlich.

Auch bei der Bemessung der Pylone musste ein besonderes Augenmerk auf die Bauzustände gerichtet werden. Sowohl beim mittleren Pylon als auch bei den beiden seitlichen Pylonen führten die Bauzustände mit den maximal freistehenden Kragarmen zu annähernd gleichen Beanspruchungen wie im Endzustand (Bild 11).

Zur Abschätzung der Windlasten in diesem Bauzustand wurden Gesamtmodelle im Windkanal getestet (Bild 12). Da die Eigenschwingzeiten des mittleren Pylons mit seinen beidseitigen Kragarmen von 322 m sowohl für Schwingungen in der Brückenebene als auch für Torsionsbelastungen des Pylons mit jeweils über 11 s berechnet worden waren, war hier mit extremen Resonanzschwingungen zu rechnen. Die durch die Wind-

kanalversuche gestützten Berechnungen ergaben maximale Verformungen am Ende des Überbaus von 0,9 m in horizontaler Richtung und 2,0 m in vertikaler Richtung mit dazugehörigen Biegemomenten von 1.920 MNm und Torsionsmomenten von 680 MNm im unteren Teil des Pylons.

Da die Biegemomente in der Brückenebene im Pylon von der Gründung bis zur Höhe des Überbaus fast konstant sind, der Querschnitt sich aber auf ca. 60 % verjüngt, waren vor allem die Querschnitte auf Höhe des Überbaus für die Pylone bemessungsrelevant. Um die Momente im Bauzustand an dieser Stelle zu reduzieren, wurden schräge Hilfsabspannungen zwischen der Gründung und dem Überbau angeordnet. Da die Windlasten im balancierten Zustand vom Pylon auch ohne Hilfsabspannung aufgenommen werden konnten, wurden die Hilfsabspannungen nur auf einer Seite zur Aufnahme der Zusatzmomente aus einer ungleichen Segmentanzahl der beiden Kragarme erforderlich. Die Hilfsabspannungen

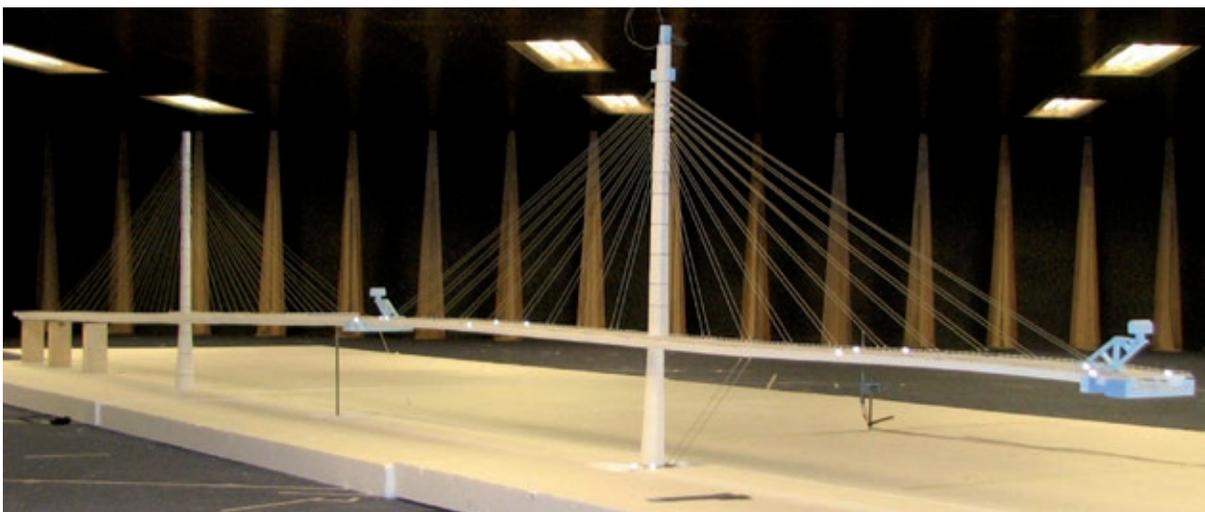


Bild 12 Kritischer Bauzustand im Windkanal

Foto: Forth Crossing DJV

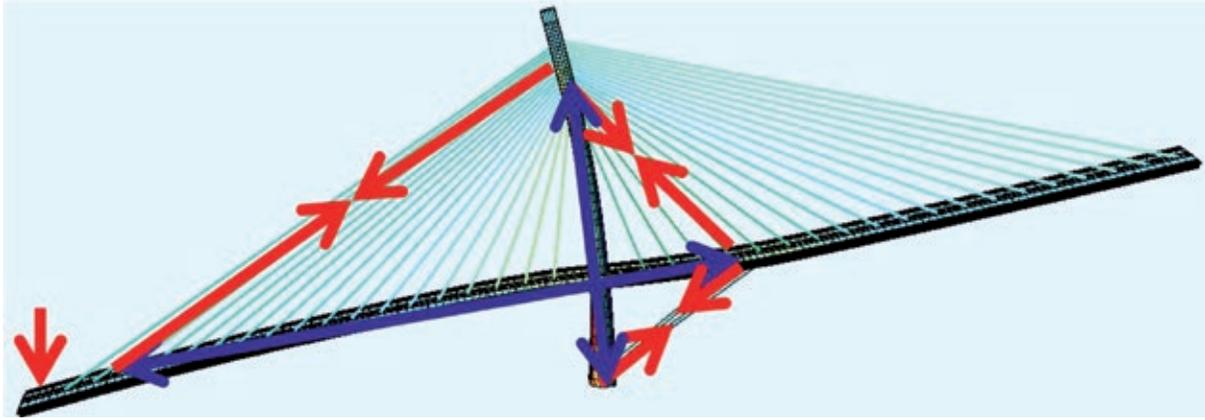


Bild 13 Kraftverlauf bei ungleichen Lasten im Freivorbau

Grafik: Forth Crossing DJV

übernehmen dabei in Kombination mit den normalen Seilen eine Art externe Vorspannung des Pylons (Bild 13).

Diese Vorspannung sorgte dafür, dass die Biegespannungen im Pylon auf einem Niveau verblieben, die ein Reißen des Betons auch bei maximalem Kragarm verhinderten. Dennoch verformten sich die Pylonspitze durch das Anheben des letzten ca. 700 t schweren Überbausegments am mittleren Pylon um ca. 1,50 m und der Überbaukragarm um ca. 3,50 m. Im Extremfall unter faktorisierten Lasten, Berücksichtigung des Reißens des Betons und von Effekten nach Theorie II. Ordnung hätte sogar mit Verformungen von bis zu 14 m an der Kragarmspitze gerechnet werden müssen.

Der mittlere Pylon mit seinen beiden 322 m langen Kragarmen wurde durch Guinness World Records zertifiziert.

3.3.4 Lückenschlüsse

Insgesamt waren bei der Überbaumontage sechs Lückenschlüsse vorzunehmen. Neben den beiden Schlusslücken im Hauptfeld und dem Anschließen der Hauptbrücke an die beiden eingeschobenen Vorlandbrücken mussten auf der Südseite auch die Lücken zu den ersten beiden Pfeilern geschlossen werden.

Um den Überbau im Freivorbau über die beiden Pfeiler hinweg zu montieren, wurde zunächst jeweils ein Segment mit dem Derrick auf dem Pfeiler abgesetzt. Dieses Segment konnte dann auf einer auf dem Pfeilerkopf angebrachten Hilfskonstruktion in Längsrichtung verfahren werden, um den notwendigen Platz für ein danach gehobenes Lückensegment zu schaffen (Bild 14). Nachdem dieses Segment, wie ein gewöhnliches Segment, an dem Kragarm angeschlossen wurde, konnte dann das Segment auf dem Pfeilerkopf verschoben werden, um es mit dem

Lückensegment zu verschweißen. Beim ersten Pfeiler konnte die korrekte Höhenlage des Überbaus sehr einfach über Ballast auf dem vorhandenen frei auskragenden Überbau erreicht werden. Beim zweiten Pfeiler musste der Überbau mittels hydraulischer Pressen um ca. 300 mm angehoben werden. Ein einfaches Ballastieren war hier auf Grund der Verbindung zum ersten Pfeiler nicht mehr möglich.

Zum Schließen der Lücke in den Hauptfeldern war neben der bereits erwähnten Überspannung der Seile ein Ballastieren des Überbaus erforderlich. Um die beiden Kragarmenden in die richtige Höhenlage zu bringen, waren bis zu 700 t Ballast erforderlich. Dieser Ballast wurde aus den Litzen der noch zu installierenden Seile gebildet. Zur temporären Verschlosserung der beiden Überbauten im Mittelfeld wurden 38 bis zu 75 mm Durchmesser starke Gewindestangen verwendet. Die erzielte Vorspannkraft von 8.000 t war erforderlich, um auch bei starkem Wind den Stoß so zu überdrücken, dass keine Verformungen zwischen den beiden Überbauten auftreten konnten, welche eine Schädigung der Schweißnähte zur Folge gehabt hätten. Nach erfolgtem Lückenschluss in den Mittelfeldern wurden dann parallel zur Montage der überlappenden Seile die zuvor installierten Seile wieder abgelassen. Hierzu war eine Presse mit einer Kapazität von 1.600 t erforderlich, die auf die Pressenstühle zur Entfernung der Futterbleche aufgebracht werden musste. Diese Operation erwies sich auf Grund des begrenzten Platzes im Pylon und der zu hebenden Gewichte als äußerst schwierig.

3.4 Montage- und Geometrieontrolle

Die Geometrieontrolle erfolgte in erster Linie durch den Einbau der Seile auf ihre Solllänge. Die Vor- und Nachteile dieser Methode im Vergleich zu der Methode, bei der in erster Linie die Seile

auf ihre Sollkräfte eingebaut werden, ist detailliert in [4] beschrieben.

Sämtliche Montagezustände wurden durch eine fortlaufende Vermessung der Überbau- und Py-longeometrien sowie der Messung der Seilkräfte überwacht. Nach der Installation eines jeden Seiles während des Freivorbaus wurden die Geometrien der Pylone und des Überbaus vermessen und die Kraft des neuen Seiles mittels hydraulischer Pressen gemessen. Da die beiden Überbaukragarme immer um einen halben Zyklus versetzt waren, diente dieselbe Vermessung am gegenüberliegenden Kragarm zur Kontrolle der Geometrie vor dem Seileinbau. Durch diesen Rhythmus wurden die Pylone immer abwechselnd im balancierten und unbalancierten Zustand überwacht.

Die Gewichte der Überbausegmente wurden mittels der hydraulischen Pressen auf den Montagederrickten kontrolliert. Die gemessenen Gewichte variierten im Vergleich zu den theoretisch ermittelten Gewichten um weniger als ein Prozent.

Die Werkstattform des Überbaus wurde durch eine Probemontage von bis zu 10 aneinandergereihten Segmenten bereits bei der Fabrikation der Segmente im chinesischen Werk kontrolliert. Die dort vormontierte Geometrie konnte auf Grund der geschraubten Steifenverbindungen und zu-

sätzlichen Marken auf dem Ober- und Untergurt des Stahlquerschnittes nach dem Hub des Segments leicht reproduziert werden. Zusätzlich wurde der Knickwinkel zum vorherigen Segment mittels einer Höhenvermessung kontrolliert.

Trotz der genauen Kontrolle der Geometrie, Gewichte und Seilkräfte stellte sich nach der Montage der ersten Segmente nicht die gewünschte Geometrie ein, da die Betonplatte nach dem Hub des dritten bzw. vierten Segmentes an allen sechs Kragarmen über eine Länge von ca. 50 m gerissen war. Zwar war schon bei der Montageberechnung ein mögliches Reißen der Betonfahrbahnplatte im Zustand eines auskragenden Segmentes untersucht und dieser Einfluss auch mit einer zusätzlichen Vertikalverformung von bis zu 200 mm quantifiziert worden, doch hatte man damit gerechnet, dass sich die Risse nach der Montage des entsprechenden Seils wieder schließen würden und der gewünschte Verformungszustand sich damit wieder einstellt. Dieses Verhalten stellte sich jedoch nicht ein: die Kräfte der auf Länge eingebauten Seile waren um bis zu 10 % höher als zuvor berechnet und der Überbau weiterhin um bis zu 250 mm tiefer. Es wurde beobachtet, dass sich die Risse nach dem Einbau der Seile nicht vollständig geschlossen hatten, obwohl die Betonplatte in diesem Zustand rechnerisch unter leichtem Druck stand. Es wurden zudem weitere Berechnungen durchgeführt, die den genauen zeitlichen Ablauf



Bild 14 Lückenschluss am Pfeiler S1

Foto: FCBC



Bild 15 Geometrie vor dem Schließen des Hauptfeldes

Foto: L. Kohler

der Montage und die damit verbundenen Kriecheffekte im Beton berücksichtigten. Da der Zeitraum von der Montage eines Segmentes bis zum Einbau des zugehörigen Seiles wesentlich länger dauerte als in den ursprünglichen Berechnungen angenommen, ergaben sich in diesen Zusatzbetrachtungen ebenfalls um bis zu 80 mm größere Verformungen.

Es zeigte sich, dass mit dem weiteren Baufortschritt zwar die Verformung der vordersten fünf Segmente deutlich von den Sollwerten abwich, sich aber in den danach folgenden Segmenten die gewünschte Höhenlage annähernd einstellte. Die Kontrolle der Seilkräfte am Ende des Freivorbaus zeigte ebenfalls, dass die Kräfte der kürzeren Seile innerhalb einer Montagetoleranz von 5 % lagen. Lediglich vereinzelt Seile, bei denen vermutlich die Vermessung der Ankerpunkte oder Seillängen nicht innerhalb der vorgegebenen Toleranzen lag, mussten noch einmal nachjustiert werden. Um die gewünschte Geometrie für die Lückenschlüsse des Überbaus zu erreichen, mussten die längsten Seile jedoch nachgespannt werden mit der Folge, dass die Kräfte deutlich über den Sollwerten lagen. Da für diese Seile auf Grund der Überlappung der Seile in der Mitte der Hauptöffnungen der Bauzustand maßgebend war, konnte eine Erhöhung der Kräfte für den Endzustand in Kauf genommen werden. Auf die im Überbau bemessungsrelevanten Druckspannungen im Bodenblech hatte dies zudem einen positiven Effekt. So konnte der Überbau in der Mitte der Hauptöffnungen mit der gewünschten Geometrie geschlossen werden. Die überlappenden Seile wurden nach dem Lückenschluss auf die erforderlichen Kräfte installiert.

Durch die Anordnung der Seile in der Mitte der Brücke war klar, dass mögliche Verdrehungen des Überbaus um die Längsachse während des Freivorbaus so gut wie gar nicht zu korrigieren waren. Hierfür wurde eine Korrekturmöglichkeit bei den Lückenschlüssen des Überbaus vorgesehen. Es stellte sich jedoch nach der Montage der ersten Segmente heraus, dass an fünf der sechs Kragarme diese Verdrehungen mit jedem Segment anwuchsen. Es wurde klar, dass, wenn dieser Trend anhalten würde, ein Schließen der Brücke innerhalb der Toleranzen unmöglich sein würde. Nach genaueren Recherchen stellte sich heraus, dass die Segmente vor dem Betonieren der Fahrbahnplatte nicht mit der erforderlichen Präzision positioniert worden waren. Da ein Verwölben des Stahltrags vor der Betonage der Fahrbahnplatte ohne große Kräfte möglich, der Querschnitt nach dem Betonieren aber sehr steif ist, wurde hier bereits bei der Vorfertigung eine Verwindung von bis zu 10 mm über die Länge eines Segmentes eingepreßt. Da zum Zeitpunkt dieser Feststellung schon zum Teil über die Hälfte der 18 Freivorbausegmente eines Kragarms betoniert waren, wurden den restlichen noch zu betonierenden Segmenten Verwindungen in der umgekehrten Richtung eingepreßt. So konnten die Lückenschlüsse mit einer minimalen Korrektur der Überbauverdrehungen durchgeführt werden.

Zur Einhaltung der horizontalen Geometrie wurden an ein paar ausgewählten Segmenten kleine Knicke im Grundriss vorgenommen. Dadurch konnte die maximale Abweichung von 60 mm am Ende der Kragarme einfach korrigiert werden.

Insgesamt konnte durch diese detaillierte und vorausschauende Geometrie- und Montagekontrolle

die Brücke innerhalb der vorgegebenen Toleranzen fertiggestellt werden.

4 Sonstige Herausforderungen

4.1 Wettereinflüsse

Als eine besondere Herausforderung stellten sich die Wetterbedingungen am Firth of Forth heraus. Nicht die besonders starken Winde, sondern die Kontinuität des Windes machten den geplanten Baufortschritt das eine oder andere Mal zunichte.

Insbesondere die Installation der Seile stellte sich als kritisch heraus, da zur im Mittel viertägigen Montage eines Seiles der Zugang zu den Seilöffnungen auf der Außenseite der Pylone in bis zu 200 m Höhe mittels an Seilen aufgehängten Körben erforderlich war (Bild 16). Im Bauzeitenplan war davon ausgegangen worden, dass im Mittel an jedem 4. Tag keine Seile montiert werden könnten. Tatsächlich betrug die Ausfallzeit in einigen Monaten jedoch mehr als 40 %, an denen die kritischen mittleren Windgeschwindigkeiten von 14 m/s überschritten wurden.

Als weniger kritisch erwies sich das Einheben der Überbausegmente, obwohl für das Anheben der Segmente von den Pontons eine Begrenzung der

Windgeschwindigkeit von nur 11 m/s galt. Da der ca. 60 m hohe Hub allerdings lediglich maximal vier Stunden dauerte und während des Hubvorgangs ein Limit von 14 m/s galt, war immer ein Wetterfenster ohne allzu große Verzögerungen zu finden.

4.2 Teamwork

Eine große Aufgabe bei der Umsetzung spielte neben den bereits erwähnten technischen Anforderungen die Bildung eines Teams. Da sowohl die vier beteiligten Baufirmen als auch die drei Planungsbüros aus unterschiedlichen Ländern stammten, musste die erforderliche gute Kommunikation zunächst etabliert werden. Da zum Beispiel die Montage der ersten Überbausegmente bereits begann, als der Pylon erst kurz oberhalb des Decks war, war eine gute Koordination zwischen dem Team, welches die Pylone herzustellen hatte, mit dem unterhalb arbeitenden Team des Überbaus erforderlich.

In Spitzenzeiten waren auf der Baustelle, zu welcher auch umfangreiche Arbeiten an den Zugangsstraßen gehörten, bis zu 1.200 Personen gleichzeitig beschäftigt. Diese Personen zu koordinieren und davon fast die Hälfte auf dem Wasserweg zu ihrem Arbeitsplatz zu befördern, erwies sich auch als große logistische Aufgabe (Bild 17).

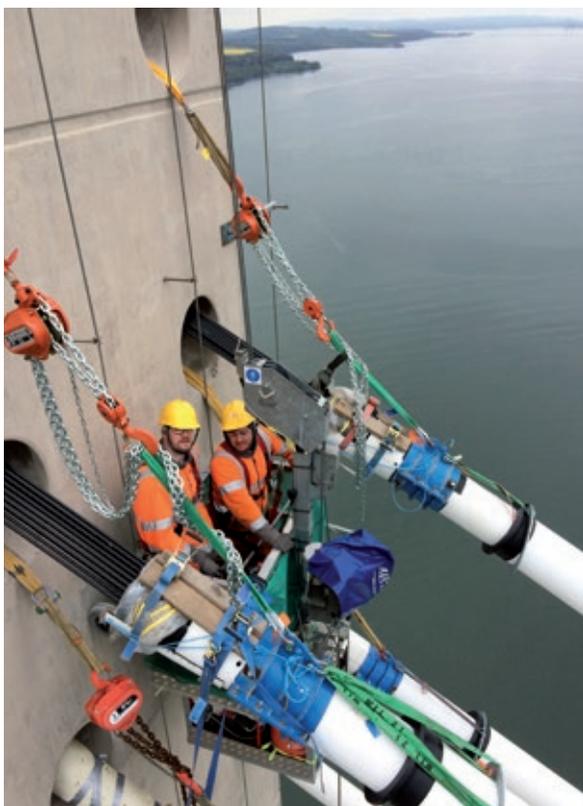


Bild 16 Montage der Seile

Foto: FCBC



Bild 17 Teamfoto bei der Fertigstellung des letzten Pylons

Foto: FCBC

5 Aussicht

Es ist geplant, die Brücke im Mai 2017 dem Verkehr zu übergeben. Nach Fertigstellung wird die atemberaubende Brückenkollektion aus drei verschiedenen Jahrhunderten mit so unterschiedlichen Tragsystemen einmalig auf der gesamten Welt sein.

Literatur

- [1] Climie, D.; Shackman, L.; Minto, B.: Forth Replacement Crossing – Project Background and Feasibility. In: Proc. of IABSE-IASS Symposium 2011: Taller, Longer, Lighter – Meeting growing demand with limited resources, 20.–23.9.2011 in London (Great Britain), paper no. 961, full paper on CD-ROM, 11 pages
- [2] Hussain, N.; Carter, M.; Kite, S.; Minto, B.: Forth Replacement Crossing – Concept Design. In: Proc. of IABSE-IASS Symposium 2011: Taller, Longer, Lighter – Meeting growing demand with limited resources, 20.–23.9.2011 in London (Great Britain), paper no. 963, full paper on CD-ROM, 11 pages
- [3] Virlogeux, M.: Bridges with Multiple Cable-Stayed Spans. Structural Engineering International 11 (2001), S. 61–82
- [4] Romberg, M.: Von der Ausführungsplanung bis zur Montage – Forth Replacement Crossing in Schottland. Brückenbau (2016) 1/2, S. 6–13

Projektbeteiligte

Bauherr:	Transport Scotland, Glasgow, Schottland
Entwurf:	Jacobs Arup Joint Venture, Edinburgh, Schottland
Ausführung:	Forth Crossing Bridge Constructors: Hochtief Solutions AG, Essen, Deutschland American Bridge International, Coraopolis, USA Dragados S. A., London, England Morrison Construction, Edinburgh, Schottland
Tragwerksplanung:	Forth Crossing Design Joint Venture: Leonhardt, André und Partner, Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart, Deutschland Rambøll Group A/S, Kopenhagen, Dänemark Rambøll UK Limited, Southampton, England Sweco UK, Leeds, England
Prüfung:	URS, Aecom, London, England