

# 10

96. Jahrgang  
Oktober 2019, S. 9 – 20  
ISSN 0932-8351

**Hochmoselbrücke**  
(Sonderdruck)

# Bautechnik

**Zeitschrift für den gesamten Ingenieurbau**



## **Planung und Herstellung des Stahlüberbaus der Hochmoselbrücke**

Thomas Klähne  
Gabriel Kubieniec  
Mike Owusu-Yeboah  
Uwe Heiland



# Planung und Herstellung des Stahlüberbaus der Hochmoselbrücke

Die Hochmoselbrücke ist mit einer Bauhöhe über der Mosel von ca. 160 m, einer Gesamtlänge von ca. 1702 m und einer max. Einzelstützweite von ca. 210 m eine Großbrücke, die an die Planung und Bauausführung besondere Anforderungen stellte. Neben einer Reihe im normalen Großbrückenbau nicht üblicher technischer Fragestellungen war der komplizierte Einschubvorgang mit einer in Europa noch nicht überwundenen Einzelstützweite von ca. 210 m als freier Kragarm in technischer Hinsicht zu bewältigen.

Während der Detailanalyse zeigte sich, dass für die Dimensionierung des Tragwerks im Wesentlichen die Bauzustände bestimmungsmaßgebend wurden. Nur durch eine streng strukturierte Vorgehensweise in der Planung war eine wirtschaftliche Dimensionierung des Tragwerks unter den vorgegebenen Randbedingungen in einer knapp vorgegebenen Zeitspanne zu realisieren.

Im vorliegenden Beitrag wird über grundsätzliche Besonderheiten der Planung und Bauausführung berichtet.

**Keywords** Stahlbrücke; Überbau; Montage; Taktschieben

## Planning and construction of the steel superstructure of the Hochmosel bridge

With its construction height of 160 m, a total length of 1702 m and a length of single span up to 210 m the Hochmosel Bridge over the Mosel is a large-scale bridge which makes highest demands both on structural calculations and construction. In addition to a number of not typical technical problems regarding the design of large bridges the challenging incremental launching process with its in Europe unique length of single span as a free cantilever of 210 m had to be managed. As it turns out during the execution planning the different stages of construction were decisive for the structural calculation of the bridge. Under the given boundary conditions and the tight time-schedule an economical design of the structure was only possible by the strictly structured procedure of the planning. In this paper the basic special features of the planning and construction of the bridge will be reported.

**Keywords** steel bridge; superstructure; assembly; stepwise implemented assembly

## 1 Beschreibung des Bauwerks

### 1.1 Einführung

Über die Planung und Herstellung der Hochmoselbrücke wurde bereits ausreichend in [1] berichtet. Dieser Beitrag versteht sich als zusammenfassende Darstellung der Planung und Ausführung, in die nun auch weiterführende Erkenntnisse gegenüber [1] einfließen können, da das Bauwerk kurz vor seiner Fertigstellung steht.

Das Bauwerk überspannt im Zuge des Neubaus der B 50n bei Ürzig/Zeltingen das Moseltal in einer Höhe von etwa 160 m und hat bei einer Breite von 29,00 m eine Gesamtlänge von 1702,35 m. Es handelt sich um eine der größten Stahlbrückenneubauten der jüngeren Geschichte Deutschlands und ist Teil der Verbindung der belgischen/niederländischen Nordseehäfen mit dem Rhein-Main-Gebiet.

Die Hochmoselbrücke ist in ihrer Gestaltung und Konzeption an die im Jahr 1987 fertiggestellte Sauerthalbrücke [2] angelehnt, wobei die geometrischen Abmessungen der Sauerthalbrücke in etwa bei 70% der Hochmoselbrücke liegen.

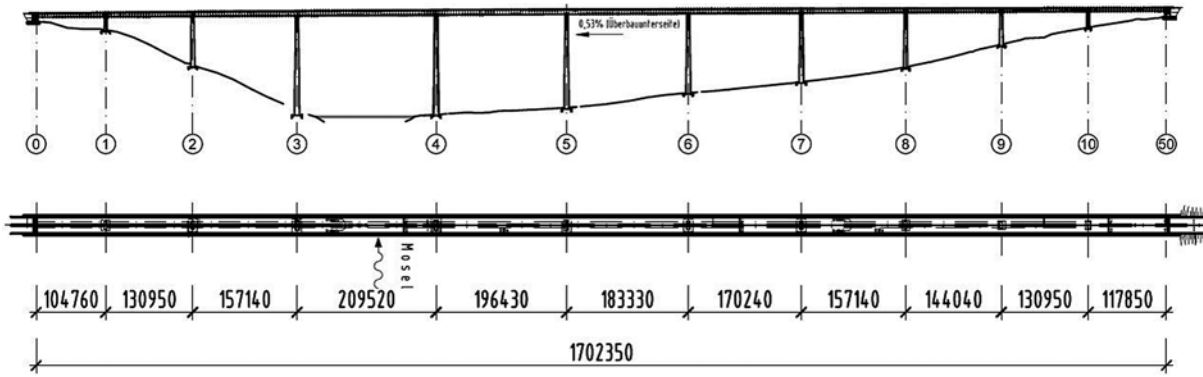
### 1.2 Unterbauten

Die Widerlager wurden als kastenförmige, zurückgesetzte Widerlager mit drei Geschossen und Wartungsgängen ausgebildet. Die Brückenpfeiler bestehen aus einzelligen Hohlquerschnitten aus Stahlbeton und variieren je nach Standort von 20,78 m in der Achse 1 bis 150,72 m in der Achse 4. Sämtliche Pfeiler und das westliche Widerlager sind auf Großbohrpfählen bis zu Durchmesser von 2,00 m gegründet; das östliche Widerlager ist flach gegründet.

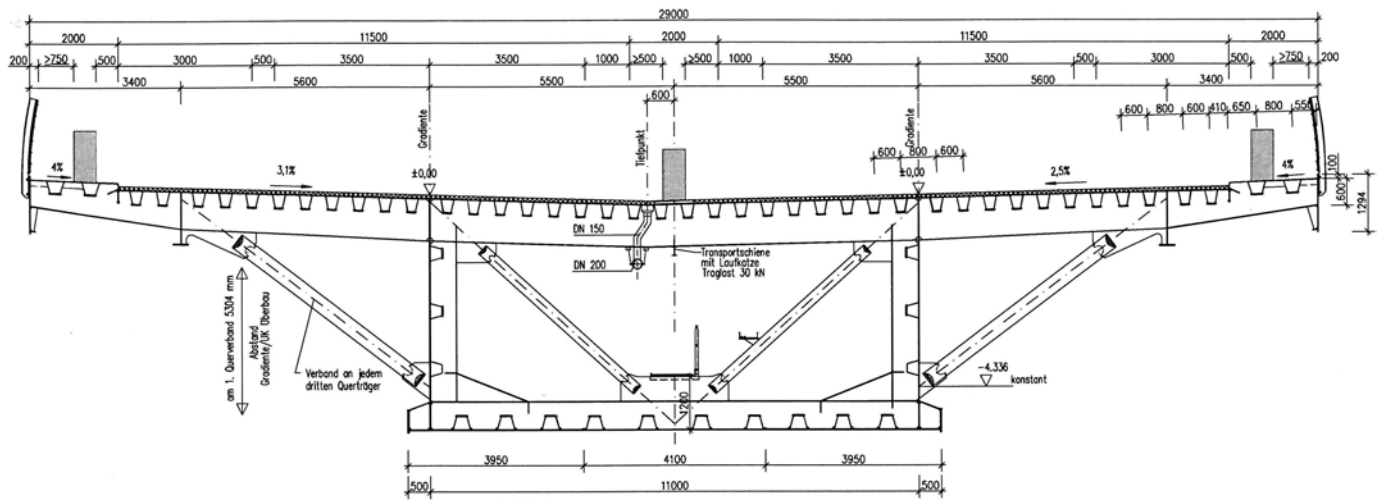
### 1.3 Überbau und Lagerung

Der einteilige Überbau wurde als über elf Felder durchlaufende, stählerne Balkenbrücke mit orthotroper Fahrbahnplatte konzipiert. Die Einzelstützweiten liegen zwischen 104,76 m und 209,52 m, die Bauhöhe ist entsprechend den Stützweiten von 5,268 m bis 7,780 m veränderlich (Bild 1).

Der Querschnitt ist ein 11,00 m breiter Hohlkasten mit beidseitig angeschlossenen Kragarmen von je 9,00 m Länge. Die Kragarme sind im Abstand von 5,60 m vom



**Bild 1** Ansicht und Draufsicht vom Gesamtbauwerk  
Elevation and top view of the whole structure



**Bild 2** Regelquerschnitt  
Typical cross-section

Hauptträgersteg durch je einen Sekundärlängsträger gestützt, welcher an jedem dritten Querrahmen durch Diagonalstreben gestützt wird (Bild 2).

Die Aussteifung des Hohlkastens erfolgt über die im Regelabstand von 4,365 m angeordneten Querrahmen. Zur Gewährleistung der Formtreue wird jeder dritte Querrahmen zusätzlich durch Diagonalverbände ausgesteift. Die Neigung der Diagonalstreben ist dabei konstant, der Eintrittspunkt in den Hohlkasten befindet sich immer 4,336 m unter Gradiente. Bei Querschnittshöhen bis ca. 5,90 m greift die äußere Diagonalstrebe etwa in der unteren Ecke des Hohlkastens an, bei größeren Querschnittshöhen wird die Diagonalstrebe im Kasteninneren fortgeführt. Zusätzlich werden Querrahmenverbände in den stütznahen Bereichen der Brücke angeordnet, die der Querschnittserhaltung des Kastenträgers dienen.

In den Stützachsen sind Doppelquerrahmen angeordnet, um die großen Lasten bei gleichzeitig auftretenden Verschiebungen der Lager ableiten zu können.

An den Überbauenden wurden im Verbund mit dem Stahltragwerk massive Endquerträger aus Stahlbeton angeordnet.

Für die Lagerung des Überbaus sind in allen Achsen stählerne Kalottenlager angeordnet. Die Lagerspreizung auf den Pfeilern beträgt 9,70 m und an den Widerlagern 19,00 m.

In den Achsen 0–2 und 7–50 gibt es jeweils ein querfestes und ein allseits bewegliches Lager. In den Pfeilerachsen 3–6 wurden jeweils ein allseits festes und ein allseits bewegliches Lager angeordnet (Tab. 1).

Die Festpunktverschiebung infolge der hohen Festpfeiler führt zu deutlichen Längsbewegungen des Überbaus. Um die Dilatation an den Fahrbahnübergängen zu beschränken, wurden Bewegungsbegrenzer an den Widerlagern mit einer Kapazität von  $\pm 550$  mm vorgesehen. Diese sind so justiert, dass der Überbau Längenänderungen infolge Temperatur zwängungsfrei umsetzen kann, darüber hinausgehende Bewegungen aber durch die beidseitig angeordneten zug- und druckfesten Bewegungsbegrenzer verhindert werden. Die Druckübertragung erfolgt durch ein bewehrtes Elastomerlager, die Zugkräfte werden durch  $2 \times 6$  Gewindestangen mit  $d = 90$  mm aufgenommen. Damit beträgt die max. Gesamtdilatation des Überbaus an den Widerlagern ca. 1100 mm, die durch wasserdichte



**Tab. 1** Angaben zur Lagerung  
Information to bearings

| Achse / Lagerreihe | 0       | 1      | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 50     |         |
|--------------------|---------|--------|---|---|---|---|---|---|---|---|----|--------|---------|
| 1                  | ↑ 19,00 | ↑ 9,70 |   |   |   |   |   |   |   |   |    | ↑ 9,70 | ↑ 19,00 |
| 2                  | ↓ 19,00 | ↓ 9,70 |   |   |   |   |   |   |   |   |    | ↓ 9,70 | ↓ 19,00 |

—○— Kalottenlager, fest    —○— Kalottenlager, querfest    —○— Kalottenlager, allseitig bew.    ▶ Bewegungsbegrenzer in Längsrichtung  
 Kraftaufnahme  $V_{x,d} = \pm 16,5 \text{ MN}$

Fahrbahnübergangskonstruktionen mit mehr als 15 Dichtprofilen aufgenommen wird.

## 1.4 Herstellung des Stahlüberbaus

Die Herstellung des Überbaus gliederte sich im Wesentlichen in folgende Schritte:

- Herstellung der Stahlbauteile in den Stahlbauwerkstätten Hannover und Lauterburg (SEH Engineering GmbH, Eiffage Construction Métallique),
- Vormontage zu fertigen Schüssen und Verschiebeinheiten sowie Herstellung des endgültigen Korrosionsschutzes im Verschiebekeller auf der Baustelle,
- Längsverschiebung in überhöhter Lage im Taktschiebverfahren unter Nutzung einer Pylonüberspannung mit einem 80 m hohen Pylon (erste vier Schüsse mit einer Länge von ca. 90 m ohne auskragende Bauteile, aber mit Windabweisern),
- Absenken des Überbaus auf Endhöhe, Komplettierung der Stahlkonstruktion, Betonieren der Endquerträger, Einbau der Lager und FÜK.

## 2 Ausführungstermine

Die Ausführungstermine waren folgende:

- Beginn Fertigung Stahlbau: Jan. 2013
- Beginn Stahlbaumontage: Apr. 2013
- Beginn Verschiebung: Okt. 2013
- Aufrichten Pylon: Juni 2015
- Verschiebung über Hauptspannweite: Nov. 2017
- Ende Verschiebung und Abbau Pylon: Aug. 2018
- Beginn Abstapeln: Jan. 2019
- Ende Abstapeln: Mai 2019
- Geplante Fertigstellung: 31. Okt. 2019

## 3 Besonderheiten der Bauausführung

### 3.1 Vormontage

Die Vormontage und der endgültige Korrosionsschutz erfolgten auf einem ca. 300 m langen Vormontageplatz hinter dem Widerlager Achse 50 auf der Hunsrückseite.

Der Brückenquerschnitt wurde entsprechend seiner Bauhöhe in zehn bzw. zwölf Bauteile mit den jeweiligen



**Bild 3** Vormontage  
Sub-assembly

Schusslängen mit Bauteilgewichten zwischen 20 und 100 t gegliedert und auf Zulagen auf dem Vormontageplatz verschweißt. Insgesamt wurden dabei 82 Schüsse erforderlich. Der Zusammenbau erfolgte derart, dass die Hauptträgerstege mit angrenzenden Obergurt- und Untergurtbauteilen liegend gefertigt, dann mit speziellen Kantvorrichtungen hochgekantet und durch die mittleren Bauteile geschlossen und nachfolgend die Kragarmteile montiert wurden (Bild 3).

### 3.2 Einschubvorgang

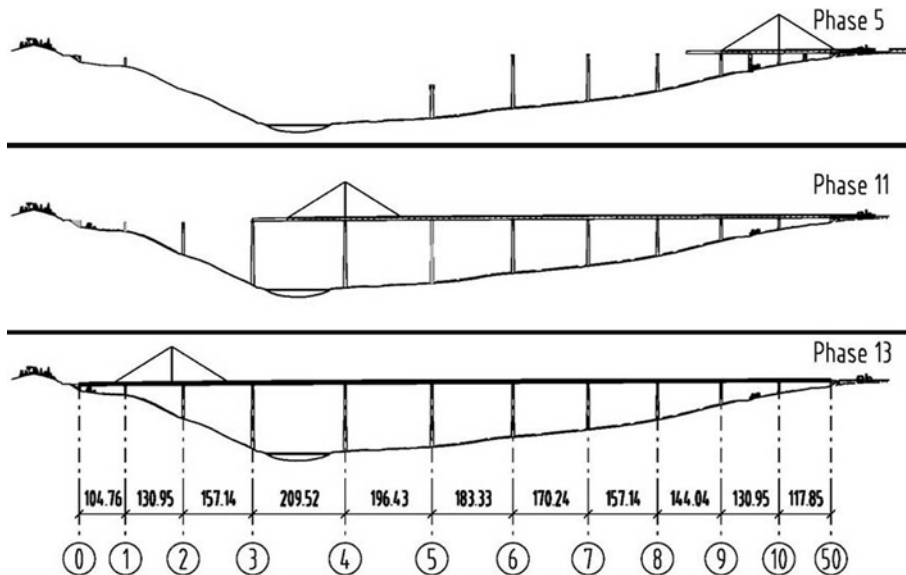
#### 3.2.1 Kurzbeschreibung

Nach Vorfertigung wurde der Überbau parallel zur Errichtung der Pfeiler in insgesamt 13 Verschiebungen in überhöhter Lage 2,30 m über Endlage in seinen endgültigen Zustand verschoben (Bild 4).

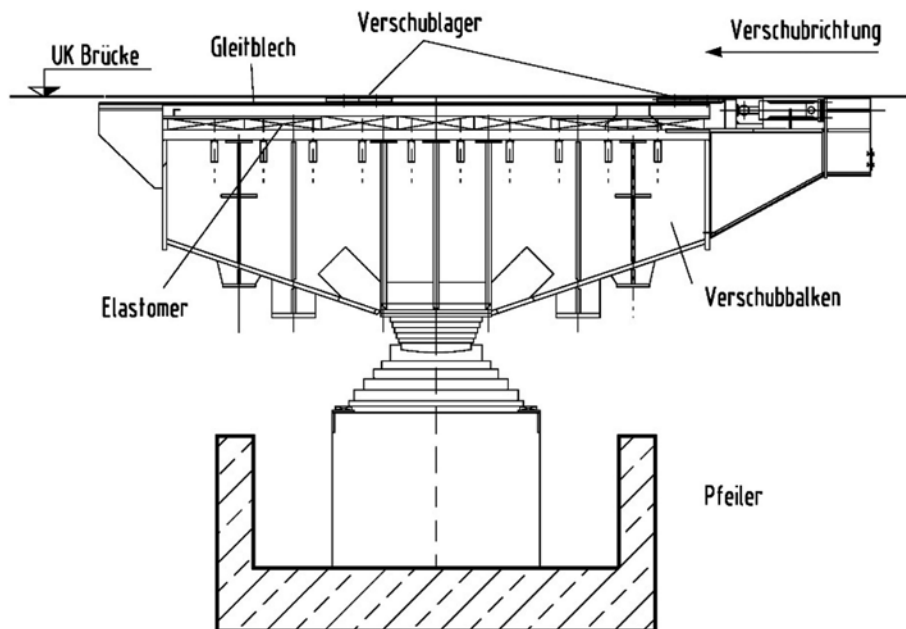
Um das während des Verschiebens auftretende Kragmoment des Überbaus zu reduzieren, wurden die ersten vier Schüsse (ca. 95,00 m) ohne Auskragungen montiert und zur Steuerung der Biegemomente ein nachstellbarer Pylon montiert.

Für den Verschiebung wurden folgende wesentliche wirtschaftliche und technische Randbedingungen formuliert:

- Begrenzung der max. Auflagerkräfte infolge Eigengewicht auf den Wippen,



**Bild 4** Verschubphasen  
Stages of sliding



**Bild 5** Wippen auf den Pfeilern  
Launching rockers on pillars

- Begrenzung der max. Kragarmverformung beim Erreichen eines Pfeilers von 2,30 m,
- Begrenzung der max. Nachstellkapazität an einer Wippe mit einer Höhe von 0,80 m,
- Begrenzung der max. Seilkräfte infolge Eigengewicht auf 22 000 kN.

Um diese Randbedingungen einzuhalten, standen Höhenachstellmöglichkeiten an den Wippen des Vormontageplatzes sowie am Pylon zur Verfügung.

### 3.2.2 Verschwippen und Verschwubprinzip

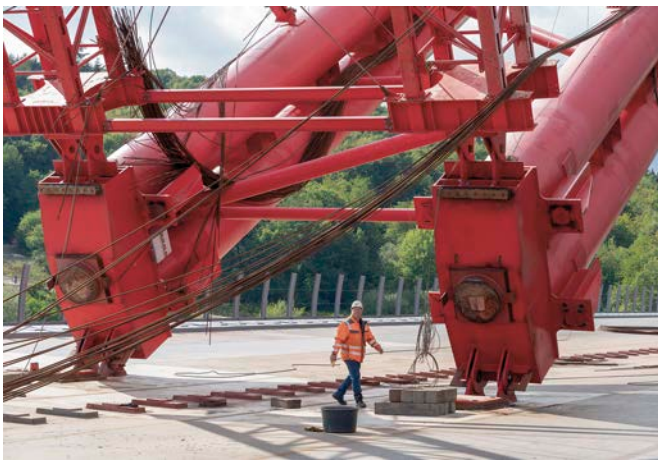
Der Verschwub erfolgte über 32 Wippen, die auf den zehn Pfeilern und dem Widerlager Achse 50 eine Länge von

5,00 m und auf dem Vormontageplatz eine Länge von 3,00 m aufwiesen.

Der Verschwub wurde an jeder Wippe dezentral gesteuert (Bild 5). Ein dezentrales Verschwubsystem wurde auch bei der Herstellung des Pont de Millau [3] verwendet. Dieses System verlangte jedoch, dass der Brückenquerschnitt im Bereich der Lasteinleitung aus dem Verschwubsystem auf die Belange des Verschwubsystems zu konstruieren und anzupassen war. Das war bei der Hochmoselbrücke selbstverständlich ausgeschlossen, und so wurde ein Verschwubsystem entwickelt, das für beliebige Querschnittsgeometrien (und damit auch für den relevanten Querschnitt) einsetzbar ist, und als Patent angemeldet [4]. Damit wurde sichergestellt, dass während des Verschwubs die auftretenden Reibungskräfte über den Wippen kurz-



**Bild 6** Pylonsystem, bestehend aus a) Hauptpylon (stehend) und b) Hilfspylon (liegend)  
Pylon system consisting of a) main pylon (vertical) and b) auxiliary pylon (horizontal)



**Bild 7** Pylonfuß beim Kippvorgang  
Pylon foot during tilting process



**Bild 8** Pylonkopf  
Pylon head

geschlossen und damit keine Horizontalkräfte auf die Pfeiler abgegeben wurden.

### 3.2.3 Pylon – Beschreibung des Systems und Wirkungsweise

Das Pylonsystem bestand aus dem in Achse 2 angeordneten, ca. 80 m hohen Pylon mit Pylonköpfen und -füßen sowie den Spannseilen mit den Abspannpunkten in den Achsen 1 und 3 (Bild 6).

Der Pylon bestand pro Seite aus jeweils zwei Rohren  $\varnothing 1626 \times 24$  (28) mm, die im Abstand von 2,0 m angeordnet und alle 4,0 m verbunden sowie in Querrichtung mit einem Verband ausgesteift waren. Den Fußpunkt des Pylons bildete ein Auflagerträger auf einem Linienkipplager (Bild 7). Am Kopf erfolgte die Verankerung der Abspannung aus Litzen mit einem Durchmesser von 15,7 mm (Bild 8). Die Verankerung der Abspannung in den Achsen 1 und 3 erfolgte an Spannstationen.

Während des Verschubs wurden die Pylonkraft und die zugehörigen Abspannkkräfte in den Spannseilen verän-

dert, um die Feldmomente und Stützmomente im Hauptträger in den vorgegebenen Grenzen zu halten. Dies erfolgte durch Anheben oder Absenken des Pylons am Fußpunkt mittels Pressen am Pylonfuß.

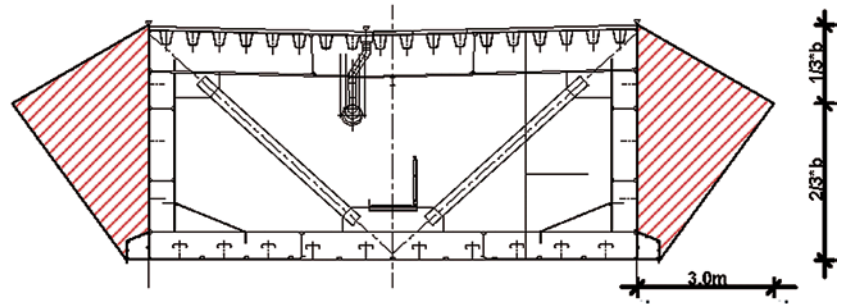
Während des gesamten Vorgangs kam es zu insgesamt 35 Nachstellaktionen.

### 3.2.4 Schwingungsprobleme des Brückenquerschnitts während des Einschubvorgangs

Der auf den vorderen 95 m vorhandene Querschnitt ohne seitliche Kragarme ist ein reiner Rechteckquerschnitt und auf Galloping anfällig. Es wurden daher Querschnittsveränderungen durch verschiedene Anbaumaßnahmen durch Berechnungen und Windkanalversuche untersucht [5].

Im Ergebnis der Untersuchungen wurde festgelegt, dass asymmetrische Vorsatzkeile über die gesamte Kragarmlänge zu montieren sind, um dabei bei unterschiedlichen Turbulenzen Gallopingeffekte zu unterbinden. Außerdem unterbinden diese Vorsatzkeile auch die Möglichkeit ver-





**Bild 9** Querschnitt mit unsymmetrischen Vorsatzkeilen (aus [5])  
Cross section with asymmetric wedges (from [5])

tikaler Resonanzschwingungen durch Wirbelerregung. In Bild 9 ist der Querschnitt zeichnerisch sowie auf der Baustelle gezeigt.

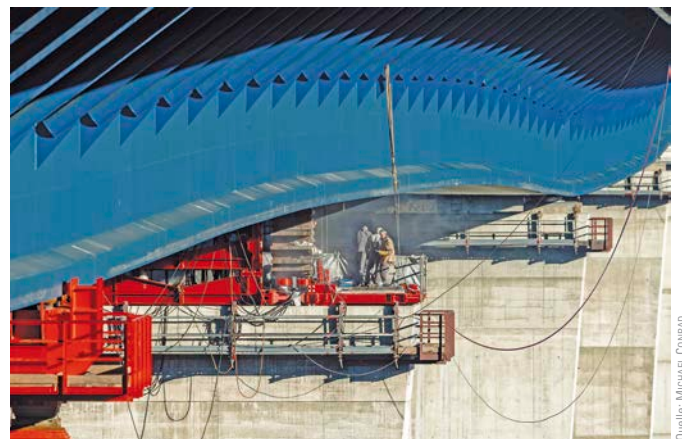
### 3.3 Abstapelvorgang

#### 3.3.1 Kurzbeschreibung

Nachdem der Überbau seine Endlage nach dem Einschub erreicht hatte, wurde er in fünf Hauptphasen abgesenkt. Das Absenken erfolgte in allen Auflagerachsen außer in der Achse 0 jeweils mit einem Hub von 2300 mm (Tab. 2).

Während des Absenkens hätte sich der Überbau ohne Querverfestigung an allen Unterstützungen aufgrund der Weichheit der Pfeiler unter Wind bis zu 1,0 m rechnerisch quer verformt. An den Unterstützungen, an denen der Überbau in der jeweiligen Phase nicht abgesenkt werden musste, bildeten die Horizontalführungen für den Verschiebung die Querverfestigerungen für den Überbau. An den übrigen Unterstützungen, an denen der Überbau abgesenkt wurde, mussten Hilfskonstruktionen die Funktion der Querverfestigung übernehmen (Bild 10).

Die Brückenlager wurden sukzessive mit den Absenkvorgängen eingebaut. In der Absenkphase 1 befanden sich die Längsfestpunkte des Überbaus an den Pfeilern in den Achsen 3, 6 und 50. In den weiteren Absenkphasen übernahmen die bereits eingebauten Brückenlager die Funktion der Festpunkte.



**Bild 10** Abstapelvorgang  
Destacking process

## 4 Ausführungsplanung Überbau

### 4.1 Endzustand

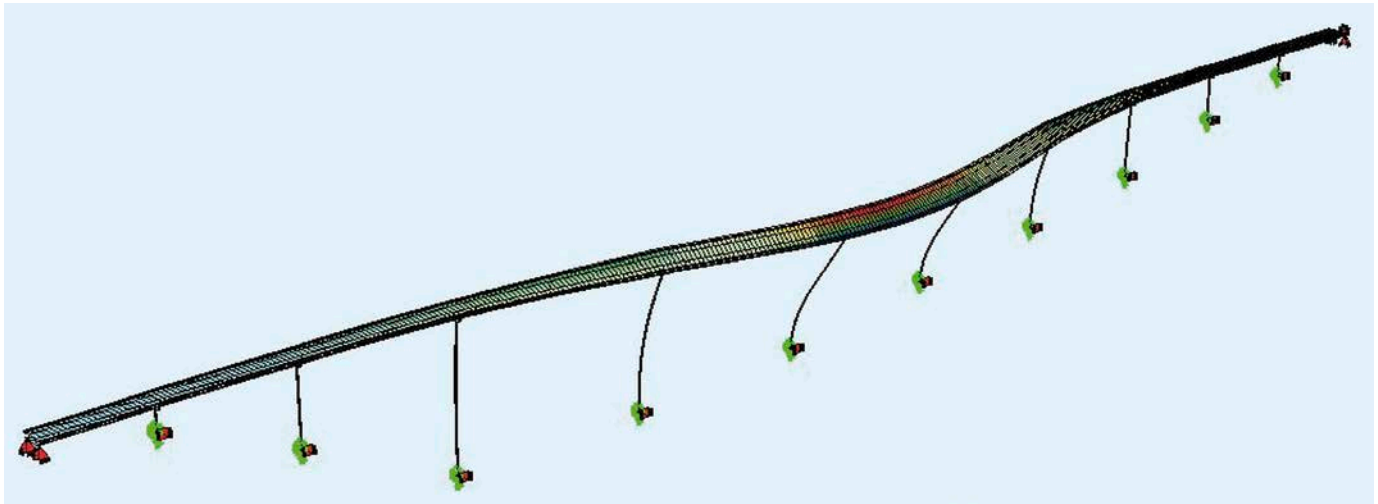
#### 4.1.1 Besonderheiten im Tragverhalten

Durch die elastische Kopplung des Überbaus in den Pfeilerachsen 3–6 mit den Unterbauten ergibt sich ein mit den Pfeilern gekoppeltes rahmenartiges System. Infolge der Elastizität der Pfeiler und ihrer Lagerung und der Anordnung von Bewegungslagern an den Enden des Überbaus ist dieses System zum einen elastisch in Brückenlängsrichtung und zum anderen liegt ein System veränderlicher Gliederung im Falle des Anschlages an die

**Tab. 2** Absenkphasen und Absenkmaße  
Lowering phases and measures of lowering

| Achse   |            | 0 | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    | 9    | 10   | 50   |
|---------|------------|---|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Phase 1 | $d_s$ [mm] |   |      |      |      | 2300 | 2300 |      |      |      |      |      |      |
| Phase 2 | $d_s$ [mm] |   |      |      | 2300 |      |      | 2300 |      |      |      |      |      |
| Phase 3 | $d_s$ [mm] |   | 2300 | 2300 |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
| Phase 4 | $d_s$ [mm] |   |      |      |      |      |      |      | 2300 | 2300 |      |      |      |
| Phase 5 | $d_s$ [mm] |   |      |      |      |      |      |      |      |      | 2300 | 2300 | 2300 |





**Bild 11** Gesamtmodell unter Windeinwirkung quer zur Brücke  
Wind effects on overall system transverse to bridge

Bewegungsbegrenzer vor. Durch diese Lagerung werden neben den Hauptbiegemomenten auch nennenswerte Normalkräfte im Überbau verursacht, die in der Bemessung zu berücksichtigen sind.

Weiter ist der Überbau durch Torsionsmomente bei einseitiger Verkehrsbelastung beansprucht, die sich in St. Venantscher und in Wölbkrafttorsion ausdrücken. Die Quersysteme sind hierbei sowohl für die Abtragung lokaler Lasten als auch für die Sicherung der Querschnittstreue und damit für die Reaktionslasten aus globaler Verdrehung zu bemessen.

#### 4.1.2 Einwirkungen

Die Einwirkungen wurden gemäß DIN-Fachbericht 101 [6] und ergänzend hierzu gemäß [7] berücksichtigt. Für die vertikalen Verkehrslasten wurde lediglich das Lastmodell LM 1 nach [6] angenommen, also nicht das derzeit gültige Lastmodell nach DIN EN 1991-2. Gegenüber [6] wurden folgende wesentliche Modifizierungen vorgenommen [7]:

- erhöhte horizontale Verkehrseinwirkungen (Bremsen/Anfahren mit  $Q_{lk} = 1500 \text{ kN}$ )
- erhöhte Windlasten (Komponenten  $w_x, w_z, m_T$ )
- zusätzliche Temperatureinwirkungen
- Ausbau und Heißeinbau von Asphalt (6 m × 25 m Fertiger, Temperaturfeld über 475 m)
- Erdbeben

#### 4.1.3 Modellbildung

Das globale Tragverhalten des Bauwerks wurde mit einem räumlichen Stabwerksmodell (Einstabmodell) untersucht, das neben dem Überbau auch die Pfeiler und Pfeilergründungen einschloss. Für den Überbau und die Pfeiler wurde je ein Stabzug gewählt, wobei die Stäbe mit den entsprechenden Querschnittseigenschaften in alle

Richtungen belegt wurden (Bild 11). Damit war es möglich, die Interaktionen zwischen Überbau und Unterbauten zutreffend abzubilden. Insbesondere konnten die Schnittgrößen unter Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung und der Abminderung der Steifigkeiten der Pfeiler gegenüber Zustand I realistisch ermittelt werden.

Die längsfeste Verbindung des Überbaus mit den vier höchsten Pfeilern führt zu einem in Brückenlängsrichtung nicht starr gelagerten System, mit dem alle Schnittgrößen berechnet wurden, deren zugehörige Verformungen nicht zur Überschreitung der Bewegungskapazitäten der Bewegungsbegrenzer von 550 mm führten. Für Beanspruchungen, die zur Überschreitung dieser Kapazitäten führen (wie z.B. horizontale Verkehrseinwirkungen (Bremsen/Anfahren), Windeinwirkungen in Brückenlängsrichtung), erfolgten zusätzliche Rechengänge mit in Längsrichtung fest gelagertem Überbau, bei denen neben Effekten der Lagerreibung auch Effekte aus Theorie II. Ordnung bei den Pfeilern zu berücksichtigen waren.

Die insgesamt 391 vorhandenen Quersysteme wurden gemäß Geometrie und Belastungssituation in insgesamt 45 Quersysteme klassifiziert und mittels Stabwerkmodellen bzw. FEM-Strukturen berechnet (Bild 12).

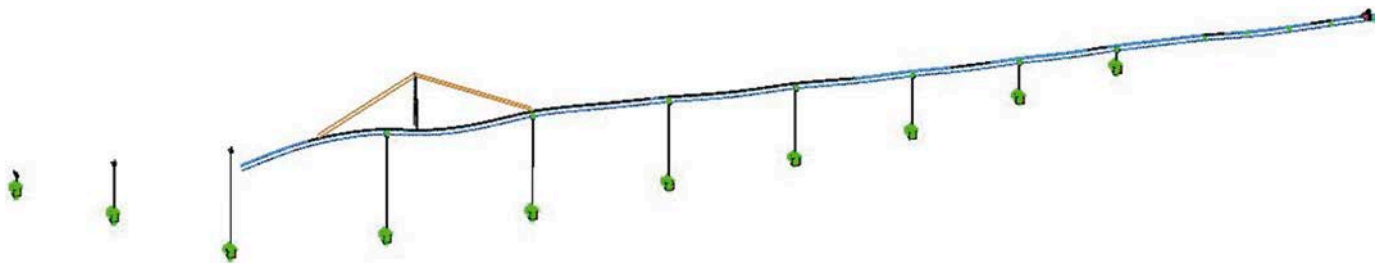
Die Belastung dieser Modelle ergab sich zum einen aus der maßgebenden lokalen Belastung, zum zweiten aus der Belastung zur Erzielung der Querschnittstreue und zum dritten aus den Stabilisierungskräften, bei denen die Querrahmen als Steifenauflager der Beulfelder dienen.

#### 4.1.4 Besonderheiten Nachweisführung

Die Bemessung der Längsbleche erfolgte zunächst im Grenzzustand der Tragfähigkeit an allen maßgebenden Stellen über die Vergleichsspannungsnachweise. Dies erfolgte einerseits für die Interaktion zwischen Längstragwirkung und Quertragwirkung und andererseits für die



**Bild 12** Modelle: a) Querverband und b) Auflagerquerrahmen  
Modelling of the a) transverse bracing and b) pier transverse system



**Bild 13** Visualisierung Gesamtmodell Montage/Verschub (verschobener Zustand)  
Visualisation of the overall model-assembly/sliding (state after sliding)

gemeinsame Tragwirkung aus globalem und lokalem Tragverhalten wie z. B. bei der orthotropen Fahrbahnplatte.

Danach erfolgten die Nachweise der Längsbleche gegen Beulen gemäß [8] auf der Grundlage der reduzierten Spannungen. Um die Anzahl der Nachweise zu reduzieren, wurden die 390 Querschnitte nach Geometrie und Spannungen klassifiziert und daraus die maßgebenden Querschnitte sortiert. Der Nachweis eines Querschnitts untergliederte sich in den Nachweis des Deckblechs, Nachweis der Stege und Nachweis des Bodenblechs. Hierbei wurden nacheinander der Nachweis der unausgesteiften Einzelfelder, der Nachweis der ausgesteiften Teilfelder, der Nachweis der Beulsteifen i. d. R. nach Theorie II. Ordnung und der Nachweis der Gesamtfelder durchgeführt.

Die Nachweise gegen Ermüdung gestalteten sich wegen der geringen Spannungsschwingbreiten für die Längsbleche unkompliziert und waren nicht bemessungsrelevant.

## 4.2 Bauzustand Einschieben

### 4.2.1 Einwirkungen für den Verschiebungsvorgang

Für den Einschubvorgang wurden folgende Einwirkungen angesetzt:

- ständige Einwirkungen (Eigenlasten des Überbaus, Pylons und der Abspannungen)
- Verkehrseinwirkungen:  $1 \text{ kN/m}^2$  für Haltezustände;  $0,5 \text{ kN/m}^2$  für Verschiebungszustände

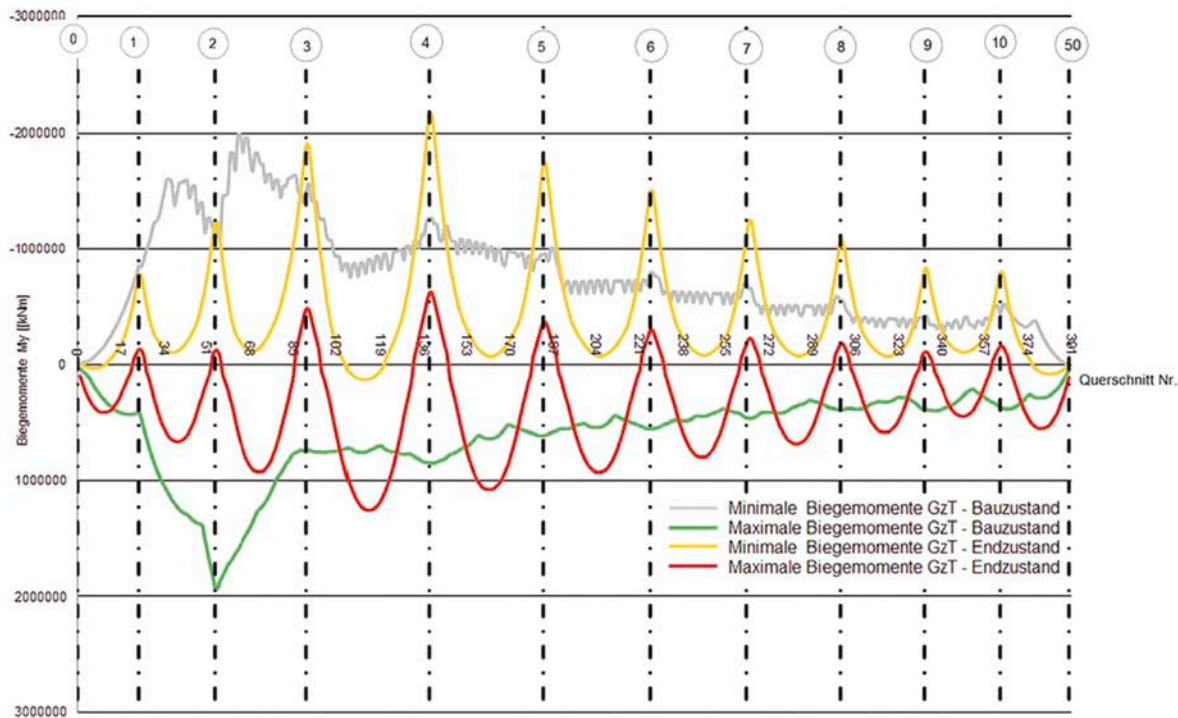
- Baugrundbewegungen
- Abtriebslasten aus Schiefstellung der Pfeiler
- Windeinwirkungen (Komponenten  $w_x, w_z, m_T$ )
- Temperatureinwirkungen
- Lagerreibung ( $\mu = 4\%$ )

### 4.2.2 Modellierung Gesamtsystem Bauzustand Einschieben

Die Berechnung des Überbaus in den Bauzuständen erfolgte an einem statischen Modell, das aus dem Gesamtmodell des Endzustands abgeleitet wurde (Bild 13).

Das verwendete Programmsystem SOFISTIK erlaubt es, Teile des Stabtragwerks um einen vorgegebenen Wert zu verschieben und dann das geometrisch modifizierte Modell erneut zu berechnen. Auf diese Weise wurden alle zu untersuchenden Verschiebungszustände berechnet. In dem Modell wurden die Vorverformungen des Überbaus durch seine spannungslose Werkstattdarstellung mit abgebildet, da infolge der nicht geraden Stabzüge beim Verschieben nennenswerte Schnittgrößen entstanden, die nicht zu vernachlässigen waren.

Der Überbau wurde programmintern in Schritten von  $13,095 \text{ m}$  (Abstand der Querverbände) vom Taktkeller hinter Achse 50 bis in seine Endlage geschoben. Das Gesamttragwerk wurde für die Ermittlung der Gesamtschnittgrößen rein linear nach Theorie I. Ordnung berechnet, da Effekte aus der Theorie II. Ordnung beim Gesamttragwerk ausschließlich für die Bemessung der Pfeiler von Bedeutung sind.



**Bild 14** Max. und min. Biegemomente im Bau- und Endzustand  
Max. and min. bending moments in the state of construction and final state

Die Überbaulager konnten im statischen Modell achsweise deaktiviert werden. Damit konnten besondere Situationen wie abhebende Lager oder nicht aufsetzende Lager an der Vorbauspitze simuliert werden. Das Umschalten der Lager erfolgte dabei manuell.

In dem statischen Modell wurden auch die Verschlager im Taktkeller sowie die zum Einsatz kommenden Montagebehelfe (Pylon mit Abspannungen) abgebildet. Die Behelfe wurden entsprechend ihrer tatsächlichen Geometrie als räumliche Stabtragwerke berücksichtigt, womit auch die Einzelstäbe der Pylone bzw. die Seilabspannungen bemessen werden konnten.

### 4.2.3 Besonderheiten Nachweisführung

#### Ergebnisse des Iterationsprozesses

Die Montageberechnungen erfolgten mehrfach und iterativ. Die Iteration begann mit einer der Ausschreibung beigefügten Startmaterialverteilung mit einer Stahlgüte S 355. Nach mind. acht Iterationen mit nachfolgender Verbesserung anhand der Vergleichsspannungsnachweise, also noch ohne weitergehende Beulbetrachtungen, ergaben sich Blechdicken der Bodenbleche von 120–150 mm im Bereich von ca. 180 m in unmittelbarer Umgebung der Achse 2. Es wurde dann die Entscheidung getroffen, im Bereich der Achsen 1–3 die Stahlgüte S 460 zu verwenden, womit sich die Blechdicken nach mehreren Iterationsschritten auf weniger als 80 mm reduzieren ließen.

Die Iterationsergebnisse zeigten zum einen, dass die Schnittkräfte aus der Montage in vielen Schnitten bemes-

sungsmaßgebend wurden und daher die Querschnittsabmessungen geändert und mit den neuen Querschnittsabmessungen eine erneute Schnittkraftberechnung erfolgen musste. Die Konvergenz stellte sich hierbei erst nach mehreren Berechnungsschritten ein.

Zum anderen mussten die unter Abschn. 3.2.1 genannten Randbedingungen eingehalten werden, die ebenfalls zu einem iterativen Berechnungsprozess führten. Während der Iteration wurden so die Pylonvorspannung und die Anhubmaße der Pressen auf dem Vormontageplatz ständig geändert, um die Schnittgrößen und Auflagerlasten im vorgegebenen Rahmen zu halten.

Zusätzlich kam es wegen der hohen rechnerischen Windbelastungen zu abhebenden Kräften von Lagern in mehreren Lagerachsen. Hierzu wurden die Berechnungen innerhalb der Iterationen an einem System veränderlicher Gliederung geführt, wobei im Moment des Abhebens das System derart geändert wurde, dass das Lager ausgeschaltet und mit dem neuen System für die noch offene Differenzbelastung weitergerechnet wurde. Abschließend wurden die Schnittgrößen und Auflagerkräfte beider Systeme superponiert.

#### Schnittkraftverteilungen, Auflagerkraftverteilungen

In Bild 14 sind die max. und min. Biegemomente im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Endzustand und die Umhüllende für die Bauzustände dargestellt. Im Bereich zwischen den Pfeilerachsen 1–3 zeigt sich der deutliche Einfluss der max. Auskragung des Überbaus im Bauzustand kurz vor Erreichen der Überbauspitze bei



Pfeilerachse 3. Die Auskragung beträgt ca. 209 m. Aber auch in den Abschnitten zwischen den Achsen 3–10 zeigt sich, dass durch den Vers Schub, bei dem jeder Querschnitt sowohl positive als auch negative Momente erfährt, Schnittkräfte entstehen, die größer sind als die Schnittkräfte im Endzustand.

### Interaktion Wippe/Überbau

Die Interaktion zwischen dem Überbau und der Vers Schubwippe wurde im Vorfeld anhand eines Faltwerkmodells aus FE-Flächenelementen studiert (Bild 15).

Die Untersuchungen wurden für Wippen mit 3,0 m Länge (Vormontageplatz) und 5,0 m Länge (Widerlager und Pfeiler), variablen Stegdicken und variablen Kompressionsmodulen der Elastomere in Abhängigkeit von der Temperatur geführt. Im Ergebnis zeigte sich, dass bei geringeren Überbausteifigkeiten (dünne Stege) und weichen Elastomeren die Lastverteilung über den Vers Schublagern nahezu konstant ist. Bei hohen Überbausteifigkeiten (dicken Stegen) und harten Elastomeren ist die max. Spannung ca. 30% höher als bei einer Gleichlast. Bei den langen Wippen ist dieser Effekt deutlich stärker ausgeprägt. Die Untersuchungsergebnisse wurden in der Spannungsberechnung durch Faktorisierung der Spannungen oberhalb der Wippen berücksichtigt.

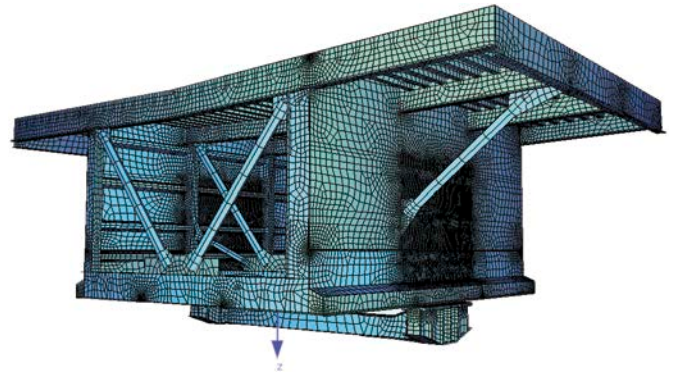
Um weitere Sicherheit zu den tatsächlichen Spannungsverläufen während des Vers Schubs zu erhalten, wurden baubegleitende Messungen für verschiedene Vers Schubzustände durchgeführt, bei denen Dehnungen im Lasteinleitungsbereich der Wippen und Querverformungen der belasteten Hauptträgerstege gemessen wurden [9]. Mit den gemessenen Querverformungen und daraus kalibrierten Eigenwertfiguren wurden zusätzliche Spannungsberechnungen nach Theorie II. Ordnung für die Stege geführt. Im Ergebnis der Berechnungen konnte nachgewiesen werden, dass die geführten Beulnachweise ausreichende Sicherheit für den Vers Schub bieten.

### Beulnachweise

In den Bauzuständen mussten neben den Spannungsnachweisen die Beulnachweise für alle Längsbleche geführt werden, wobei die Hauptträgerstege und die Untergurte infolge des Vers Schubs zusätzliche Beanspruchungen erfahren.

Die Nachweise wurden für alle Obergurte, Stege und Untergurte in folgenden Schritten geführt:

- (1) Angabe der maßgebenden Spannungswerte aus der ungünstigen LF-Kombination,
- (2) Nachweis der unausgesteiften Einzelfelder mit Berücksichtigung des knickstabähnlichen Verhaltens,
- (3) Nachweis der ausgesteiften Teilfelder mit Berücksichtigung des knickstabähnlichen Verhaltens,



**Bild 15** Faltwerkmodell Interaktion Wippe/Überbau  
Finite element shell model interaction rocker superstructure

- (4) Nachweis der Gesamtfelder durch Tragfähigkeitsnachweise der Querrahmen,
- (5) Stabilitätsnachweis der Steifen nach Theorie. II. Ordnung.

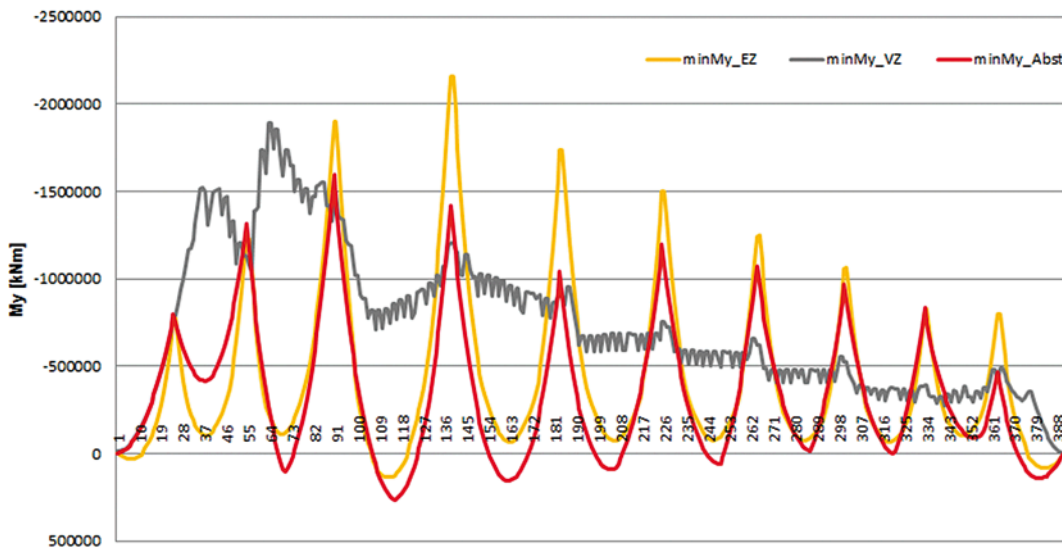
Die Nachweisführung aller Bleche der 390 Querschnitte erfolgte auf der Grundlage der linear-elastischen Beultheorie unter Berücksichtigung der abnehmenden Beulsicherheit bei zweiaxialer Druckbeanspruchung durch den Faktor  $V$  nach [10].

Als Besonderheiten für die Nachweisführung ergaben sich

- Einzel- und Teilfeldnachweise der Stege: Berücksichtigung von Zusatzmomenten infolge Blechdickensprüngen über die Steghöhe durch Erfassung der Zusatzquerspannungen mittels Dischinger-Faktor,
- Nachweisführung der Untergurte: Berücksichtigung der durch die vertikale Lasteinleitung in die Stege zusätzlich wirkenden Querdruckbeanspruchungen auf die Gurte, Berücksichtigung von Querdruck infolge Horizontalkraftführung beim Vers Schub,
- Berücksichtigung der auf die Beulsteifen wirkenden Querspannungen, Nachweis der Steifen auf Druck und Biegung nach Theorie II. Ordnung [8].

### Bemessung und Nachweisführung des Pylons und der Abspannungen

Im Gesamtmodell für die Montage wurde der Überbau mit der Hauptkonstruktion des Pylons abgebildet und die Schnittgrößenermittlung nach Theorie I. Ordnung durchgeführt. Da der Pylon als druckbeanspruchtes Bauteil allgemein nach Theorie II. Ordnung zu bemessen ist, wurde das Hauptsystem für die Berechnung nach Theorie II. Ordnung durch Ansatz der geometrischen Ersatzimperfectionen und durch Berücksichtigung des Seildurchhangs bei den Abspannseilen angepasst. Die Berücksichtigung des Seildurchhangs wurde durch die Variation des E-Moduls der Seile in Abhängigkeit von der Last vorgenommen und führt zur Verwendung des Tangentenmoduls  $E_t$  der Seile.



**Bild 16** Vergleich der min. Biegemomente im GZT  
Comparison of min. bending moments in ULS



**Bild 17** Verschubzustände a) kurz vor und b) nach der Ankunft des Bauwerks auf Eifelseite  
Sliding states a) shortly before and b) after arrival of the bridge on the Eifel side

Weitere wesentliche Besonderheiten bei der Berechnung waren:

- Ermittlung der Schnittgrößen und Bemessung für das Aufrichten und Absenken des Pylons an Systemen mit vier verschiedenen Neigungen des Pylons ( $0^\circ$ ;  $22,5^\circ$ ;  $45^\circ$ ;  $89^\circ$ ),
- Nachweis der Gestaltfestigkeit der Rohrverbindungen für den Anschluss der Bindebleche an das Rohr für die sechs Versagensformen nach DIN EN 1993-1-8, Kap. 7.2.2,
- Bemessung des Pylonfußes für die verschiedenen Arbeitsphasen (Aufrichten, Nachstellen mittels Pressen),
- Bemessung des Pylonkopfs und der Spannstationen.

### 4.3 Bauzustand Abstapeln

#### 4.3.1 Einwirkungen

Die Einwirkungen für den Abstapelprozess waren im Wesentlichen die gleichen wie für den Verschiebprozess im Haltezustand.

#### 4.3.2 Besonderheiten Nachweisführung

Durch das Absenken des Überbaus gemäß Tab. 2 wurden enorme Zwangsbiebeanspruchungen in den Überbau eingepreßt. In Bild 16 ist der Vergleich der min. Biegemomente aus dem Verschieb, den Abstapelvorgängen sowie aus dem Endzustand für den Überbau grafisch dargestellt. Es ist zu erkennen, dass das Abstapeln für die Achsen 2 und 9 bemessungsmaßgebend wurde.

In Längsrichtung war sicherzustellen, dass während des Abstapelprozesses die Grenzkopfverformungen der Pfeiler in Brückenlängsrichtung und damit deren Tragkapazität nicht überschritten werden. Diese Kopfverformungen sind im Endzustand durch die eingebauten Bewegungsbegrenzer an den Widerlagern auf  $\pm 550$  mm begrenzt.

Die Ermittlung der Pfeilerkopfverformungen erfolgte an einem ebenen Stabzug, der den Überbau abbildete. Die Pfeiler wurden durch Längsfedern abgebildet, welche die Steifigkeit der Pfeiler im Zustand II und nach Theorie II. Ordnung erhielten. Zusätzlich wurde die Reibung in den

Lagern als nichtlineares Verhalten in Zusammenspiel mit den Federn berücksichtigt. Durch diese Vorgehensweise wurden alle Pfeiler (nicht nur die Festpfeiler) für den Abtrag der Horizontalkräfte herangezogen und damit die Pfeilerkopfverformungen in den notwendigen Grenzen gehalten.

## 5 Zusammenfassung und wesentlich Beteiligte

Der Bau der Hochmoselbrücke ist ein herausragendes Großprojekt, welches hinsichtlich der planungstechnischen Anforderungen und der statisch konstruktiven und

montagetechnologischen Fragestellungen des Stahlbrückenbaus den Ingenieur herausforderte und damit auch eines der Projekte, welches für die Beteiligten ein Highlight ihres Berufslebens darstellt.

### Projektbeteiligte

|                                |  |
|--------------------------------|--|
| Auftraggeber:                  | LBM Trier  |
| Auftragnehmer:                 | Eiffel Deutschland Stahltechnologie GmbH, Porr Deutschland GmbH und Eiffage Construction Métallique Schüssler-Plan |
| Entwurfsverfasser:             | Klähne Beratende Ingenieure GmbH   |
| Ausführungsplaner Überbau:     | EHS Ingenieure GmbH  |
| Ausführungsplaner Unterbauten: | Prof. Dr.-Ing. HANSWILLE und   |
| Prüfingenieure:                | Dipl.-Ing. FUST  |

## Literatur

- [1] HAGEDORN, M.; HEILAND, U.; KLÄHNE, TH. (2015) *Die Hochmoselbrücke - Herstellung, Montage und Planung des Stahlüberbaus* in: *Stahlbau* 84, H. 2, S. 85–103.
- [2] RICHTER, K.; SCHMACKPEFFER, H. (1988) *Herstellung von LP-Blechen und deren Verwendung im Brückenbau* in: *Stahlbau* 57, H. 2, S. 33–38.
- [3] BUONOMO, M; ROOS, F.; SCHRÖTER, F. (2005) *Das große Viadukt von Millau - Stahlbau und Montage mit hochfesten Feinkornbaustählen* in: *Stahlbau* 74, H. 5, S. 313–318.
- [4] THAUERN, B. (2011) *Vorrichtung und Verfahren zum Verschieben einer Brücke*. Deutsche Patentanmeldung 102011054720.7 (unveröffentlicht).
- [5] NIEMANN, J. (2011) *Entwicklung aerodynamischer Stabilisierungsmaßnahmen zur Hochmoselquerung in kritischen Montagezuständen*. Niemann & Partner, Norden (unveröffentlicht).
- [6] DIN-Fachbericht 101 (2009) *Einwirkungen auf Brücken*. Berlin: Beuth Verlag GmbH. Ausgabe März 2009.
- [7] Landesbetrieb Mobilität Trier (2009) *Hochmoselübergang bei Ürzig/Zeltingen im Zuge der B50n, Ergänzende Festlegungen zu den Einwirkungen im End- und Bauzustand*. Stand 23. Dez. 2009.
- [8] DIN EN 1993-1-5 Eurocode 3 (1993) *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-5 - Plattenförmige Bauteile*. Berlin: Beuth. <https://doi.org/10.31030/2657054>
- [9] MANGERIG, I.; ZAPFE, O. (2015) *Hochmoselbrücke Messbericht für verschubbegleitende Messungen*. Mangerig & Zapfe, München.
- [10] BRAUN, B. (2010) *Stability of steel plates under combined loading*. Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart.

### Autoren

Dr.-Ing. Thomas Klähne  
KLÄHNE BUNG  
Beratende Ingenieure im Bauwesen GmbH  
Behrenstraße 29  
10117 Berlin  
post@kl-ing.de

Dr.-Ing. Gabriel Kubieniec  
KLÄHNE BUNG  
Beratende Ingenieure im Bauwesen GmbH  
Behrenstraße 29  
10117 Berlin  
post@kl-ing.de

Dipl.-Ing. Mike Owusu-Yeboah  
KLÄHNE BUNG  
Beratende Ingenieure im Bauwesen GmbH  
Behrenstraße 29  
10117 Berlin  
post@kl-ing.de

Dipl.-Ing. Uwe Heiland  
SEH Engineering GmbH  
Hackethalstraße 4  
30179 Hannover  
info@seh.eiffage.de





# UNSERE LEISTUNGEN IM BRÜCKENBAU

- Entwurfsplanung
- Ausführungsplanung
- Bautechnische Prüfung
- Sanierungsplanung
- Montageberechnungen
- Stahlbauüberwachung



Hochmoselübergang bei Zeltingen • Ausführungs- und Montageplanung Überbau



Fußgängerbrücke, Frankenberg • Ausführungs- und Montageplanung Bauwerk



Neckartalbrücke Heilbronn • Montageplanung Überbauten

KLÄHNE BUNG  
Beratende Ingenieure  
im Bauwesen GmbH

Behrenstraße 29  
10117 Berlin  
www.kl-ing.de

T +49 (0)30 275639-0  
F +49 (0)30 275639-11  
M post@kl-ing.de

**KLÄHNE**  
**BUNG**

BRÜCKENBAU • KONSTRUKTIVER INGENIEURBAU • SPEZIALTIEFBAU