

Geratalbrücke Ichershausen

Dr.-Ing. Manfred Keuser
BUNG GmbH, Beratende Ingenieure, Heidelberg
Dipl.-Ing. Hans Kremser
Hermann Kirchner GmbH & Co. KG, Bad Hersfeld

1 Aufgabenstellung

Die Neubaustrecke Ebensfeld-Erfurt ist Bestandteil des Verkehrsprojektes Deutsche Einheit Schiene Nr. 8, welche von Nürnberg über Bamberg, Ebensfeld, Traßdorf und Ichershausen nach Erfurt und dann weiter über Leipzig/Halle nach Berlin führt. Etwa ab 25 km südlich von Erfurt verläuft die Neubaustrecke bis kurz vor die Tore der Landeshauptstadt in Bündelung mit der ebenfalls neu zu bauenden Bundesautobahn A 71 Erfurt-Schweinfurt, die zum Verkehrsprojekt Deutsche Einheit Nr. 16 gehört. Nördlich von Ichershausen treten beide Trassen in das Geratal ein. Sie queren den Fluß, folgen dem ziemlich eben verlaufenden Talboden und umfahren die Kläranlage Ichershausen. Kurz vor der Querung der BAB A4 Dresden-Eisenach kreuzen sich Bahn- und Autobahntrasse in einem schiefen Schnitt (Bild 1).

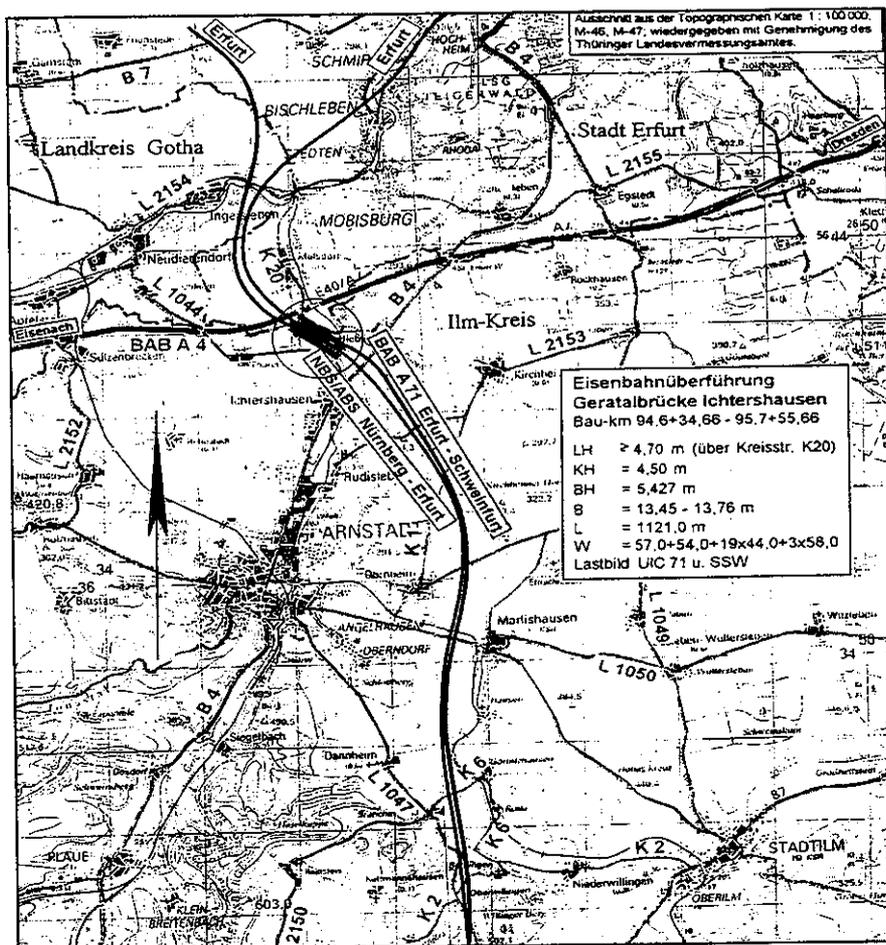


Bild 1 Bündelungstrasse NBS/BAB A 71 südlich Erfurt

Die Bahntrasse liegt dort etwa 19 m über der Autobahn, die ihrerseits mit einem Brückenbauwerk für die K20 zwischen Ichtershausen und Molsdorf überquert wird. Die sich kreuzenden Autobahntrassen bilden das Autobahnkreuz Erfurt, dessen östliche Verbindungsrampe ebenfalls von der Bahntrasse gequert wird. Zur Überführung der DB über die Gera, den daran anschließenden Talboden mit der neuen Bundesautobahn A 71, der Kreisstraße K 20 und der östlichen Verbindungsrampe des Autobahnkreuzes Erfurt ist der Bau einer Eisenbahnbrücke mit einer Länge von 1.121 m erforderlich.

Der Gleisabstand ist für die gesamte Neubaustrecke auf 4,50 m festgelegt. Als Regeloberbau ist die Feste Fahrbahn vorgesehen.

2 Bauwerksentwurf

2.1 Statisches System und Überbauquerschnitt

Der Entwurf ist in enger Anlehnung an die Rahmenplanung für Talbrücken verfaßt. Der Überbau ist als mehrteiliges Tragwerk, also als Einfeld-Gliederkette mit insgesamt 24 Feldern bei durchgehend geschweißten Schienen, d. h. ohne Schienenauszüge entworfen. 19 Felder weisen den Regelachsabstand von 44,00 m auf. Aufgrund der Topographie und der gekreuzten Verkehrswege sind in den Widerlagerbereichen Abweichungen vom Regelachsabstand erforderlich. Im Anschluß an das südliche Widerlager ergibt sich über der Gera ein Achsabstand für das erste Feld von 57 m mit einem anschließenden Feld von 54 m. Am nördlichen Widerlager sind über der BAB A71 und der östlichen Verbindungsrampe des Erfurter Autobahnkreuzes 3 Felder mit einem Achsabstand von 58 m erforderlich (Bild 2).

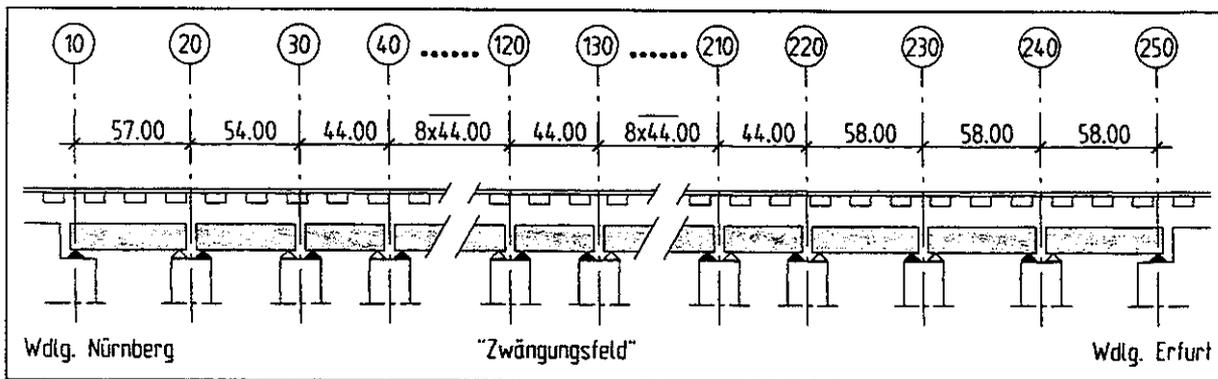


Bild 2 Feldweiten und Lagerungssystem

Mit 4,50 m ist die Konstruktionshöhe des gegenüber der Rahmenplanung optimierten Querschnittes auf die großen Feldweiten abgestimmt und wird auch in den 44-m-Feldern beibehalten. Die Regelquerschnittsbreite ist gegenüber der Rahmenplanung von 14,30 m auf 13,45 m reduziert, wobei sich die Reduktionen aus dem um 20 cm geringeren Gleisabstand und aus der Dezimierung der Kabelkanalbreite ergeben (Bild 3).

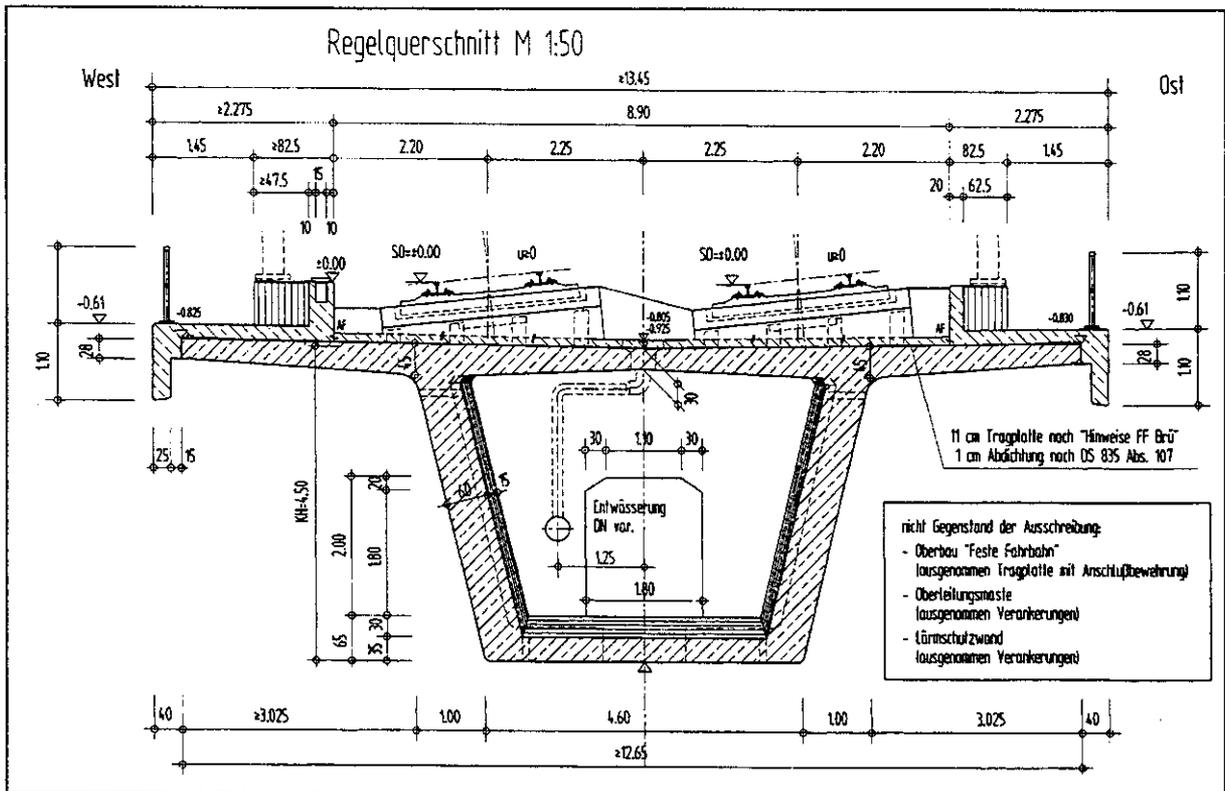


Bild 3 Überbauquerschnitt

Die Wandstärken der Stege sowie der Boden- und Fahrbahnplatte des einzelligen Hohlkastenquerschnittes entsprechen denen der Rahmenplanung. Boden- und Fahrbahnplattenbreite betragen 4,60 bzw. 6,60 m und sind gegenüber der Rahmenplanung jeweils um 40 cm reduziert. Die Zugänglichkeit des Querschnittes und der Pfeilerköpfe entspricht dem Konzept der Rahmenplanung. Die Überbauten sind in Längsrichtung voll und in Querrichtung beschränkt vorzuspannen. Hierbei ist die Längsvorspannung auf die Einhaltung der vertikalen Verformungen bei Brücken mit Fester Fahrbahn nach dem Anforderungskatalog zum Bau der Festen Fahrbahn abzustimmen.

Die Querschnittsoberfläche ist mit einer 1 cm starken Dichtung gemäß DS 835 versehen. Über der Dichtung ist eine 11 cm starke Tragplatte einschließlich der Anschlußbewehrung für die Feste Fahrbahn angeordnet. Die Elemente „Betonhöcker und Oberbauplatte“, der Festen Fahrbahn gehören jedoch nicht zu den ausgeschriebenen Leistungen.

Auf der Westseite ist die Montagemöglichkeit einer 2 m hohen Lärmschutzwand auf eine Länge von ca. 865 m vorzusehen. Die Wand selbst ist nicht Gegenstand der ausgeschriebenen Leistung.

2.2 Lagerung und Fahrbahnübergänge

Zur möglichst direkten Abtragung der horizontalen Längskräfte in den Baugrund bei möglichst geringen horizontalen Unterbauverformungen sind die Endfelder jeweils auf den Widerlagern fest aufgelagert. Die folgenden Überbauten weisen dann den Rhythmus fest/beweglich auf, so daß sich etwa in Brückenmitte ein Zwangsfeld mit beidseitig festen Lagern zwischen den Pfeilerachsen 120 bis 130 ergibt.

Jeder Pfeilerkopf weist somit vier Lagerkörper auf, wovon ein Lagerpaar längs beweglich, das andere längs fest ist. Die horizontalen Querkräfte werden auf jedem Pfeiler jeweils über das allseitig feste und das einseitig längsbewegliche Lager abgetragen. Alle Lager müssen unter Betrieb auswechselbar sein. Für das Auswechseln der längsfesten Lager ist nachzuweisen, daß die horizontalen Längskräfte über die Schiene auf die Festpunkte der benachbarten Brückenfelder übertragen werden.

Als Übergänge zwischen den Überbauten sind wasserdichte Konstruktionen mit einer Dilatation von 70 bis 104 mm, je nach Feldweite, im Entwurf vorgesehen.

2.3 Gründung

Die geplante Neubaustrecke liegt im gesamten Bauabschnitt 2.4 im Thüringer Becken, das aus Gesteinen des Mesozoikum besteht. Im Bauwerksbereich wird der tiefere Untergrund von Ton-/Schluffsteinen mit kalkigen Einschaltungen des Oberen Muschelkalk gebildet und im Bereich des südlichen Widerlagers auch mit Sandsteineinlagen des Unteren Keuper. Der obere Bereich dieser Ton-/Schluffsteine wird zersetzt und entfestigt angetroffen (Schicht 3 und 4). Der leicht angewitterte untere Bereich (Schicht 5) erweist sich hingegen als tragfähig. Der Untergrund wird von Deck- und Auelehm sowie von Fluß- und Terrassenkies in unterschiedlicher Mächtigkeit überdeckt (Bild 4).

Bemessungsblatt: Pfeiler, Achse 30 und 40

m unter GOK	vereinfachtes geologisches Profil mit Schichtnummer	zulässiger Spitzendruck zul. σ_s [MN/m ²]	zulässige Mantelreibung zul. τ_m [MN/m ²]	horizontale Bettungsziffer* k_h [MN/m ³]
ca. 237 m ü. NN = Geländehöhe				
	Decklehm / Auelehm ①		Pfahlkopfplatte	
	Fluß- / Terrassenkies ②	▽ ca. UK		
	Tst./Ust. zersetzt ③	—	0,04	0-40 (linear)
5				
10	Ton- / Schluffstein mit Kst-Lagen, entfestigt ④	—	0,08	40-100 (linear)
15				
20	Ton- / Schluffstein mit Kst-Bänken, angewittert ⑤	1,5	0,20	200
25				
Bemerkungen : * Nachweis von σ_h über E_p mit $\gamma \geq 2,0$ Setzungen : $s \leq 15$ cm Pfahlsteifigkeit : $k_{pf} = \frac{N}{s}$				

Bild 4 Baugrundverhältnisse

Der Baugrund wurde durch 27 Kernbohrungen mit einer Teufe von bis zu 30 m sowie durch 27 Sondierungen mit der schweren Rammsonde in den Jahren 1993 und 1994 erkundet. Zwei Erkundungsbohrungen wurden als Grundwassermessstellen ausgebaut. Das Grundwasser wurde im Talsohlenbereich zwischen rd. 1,2 und 2,5 m Tiefe unter Geländeoberkante angetroffen. Danach liegt der Grundwasserspiegel annähernd auf dem Niveau des Gerawasserstandes, bzw. knapp darunter.

Da wegen der inhomogenen Zusammensetzung der oberen Schichten Nr. 3 und 4 und deren unterschiedlicher Mächtigkeit bei Gründung in diesen Schichten große Differenzsetzungen zu erwarten gewesen wären, empfiehlt das Baugrundgutachten eine durchgängige Tiefgründung der Pfeiler und Widerlager mit Einbindung in Schicht Nr. 5. Entsprechend sieht der Entwurf eine Tiefgründung auf Großbohrpfählen mit einem Durchmesser von 1,50 m mit Einbindung in den tragfähigen Untergrund vor. Wegen des anstehenden Grundwassers wird im Entwurf eine Umspundung aller Baugruben mit offener Restwasserhaltung vorgesehen. Lediglich die Baugruben für die Widerlager und den letzten nördlichen Pfeiler können gemäß Entwurfsvorgabe mit einer Neigung von 1:1,5 frei geböscht hergestellt werden.

Laut Baugrundgutachten ist am Widerlager Nord eine Dammvorschüttung oder eine Tragfähigkeitserhöhung des Untergrundes mit Rüttelstopfsäulen erforderlich, um negative Mantelreibungen aus der später vorgenommenen Dammschüttung zu vermeiden.

2.4 Ausschreibung

Aufgrund des soeben beschriebenen Entwurfes mit Planunterlagen, Leistungsbeschreibung und entsprechenden Gutachten wurde die Geratalbrücke im März 1997 funktional nach dem Gesamtgewerkeverfahren, d. h. ohne detailliertes Leistungsverzeichnis und ohne Massenangaben, ausgeschrieben. Die Ausschreibung wurde im Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaften und im Bundesausschreibungsblatt veröffentlicht.

3 Angebotsbearbeitung und Entwurfsoptimierung

Die später zur Arbeitsgemeinschaft zusammengeschlossenen Firmen Kirchner Bad Hersfeld und Wayss & Freytag AG, NL Erfurt erarbeiteten als Bietergemeinschaft ein gemeinsames Angebot aus. Hierbei wurde das Ingenieurbüro BUNG, Beratende Ingenieure, Heidelberg für die technische Planung herangezogen. In einer statischen Vorberechnung wurden die konstruktiven Massen ermittelt.

Zur Vereinfachung wurden die beiden ersten Feldweiten am südlichen Widerlager von 57 m + 54 m auf 58 m + 53 m abgeändert, wodurch sich nurmehr drei, statt vier unterschiedliche Feldweiten ergaben, nämlich 4 Felder mit 58 m, 19 Felder mit 44 m und ein Feld mit 53 m. Durch die Verlängerung des südlichen Endfeldes rückt der Pfeiler am Geraufer um einen Meter weiter vom Uferrand ab. Örtliche Untersuchungen ergaben, daß dieser Pfeiler in dieser Lage nicht mehr in den Hochwasserbereich fällt, weshalb auf eine Umspundung des Fundamentes als Schutz gegen Auskolkung verzichtet werden konnte.

Auch bei allen anderen Gründungskörpern wurde aufgrund örtlicher Erhebungen bereits im Angebot auf eine Umspundung verzichtet und eine offene Restwasserhaltung einkalkuliert. Lediglich für Achse 220 war eine Umspundung vorzusehen, da diese Pfeilerachse in den für die A 71 bereits geschütteten Damm fällt.

Im wesentlichen jedoch wurde die im Entwurf vorgesehene Bohrpfahlgründung optimiert. Durch Vergrößerung der Einbindelängen in die tragfähige Ton-/Schluffsteinschicht, in welcher eine Mantelreibung von $\tau_m = 0,20 \text{ MN/m}^2$ zulässig ist, konnte die zulässige Gebrauchslast für den Einzelpfahl erhöht und damit die Anzahl der Pfähle sowie die Größe der Rostplatten reduziert werden (Bild 5).

Außerdem wurden die Bohrpfähle zur Verringerung der Pfahlkopfmomente mit 10:1 und die Eckpfähle mit 8:1 geneigt. Hierdurch reduziert sich die Biegebeanspruchung der Pfähle, so daß die Pfähle unter den Pfeilern fast ausschließlich nur eine Mindestbewehrung erfordern. Gleichzeitig kompensiert die Schrägstellung der Pfähle den durch die Verringerung der Pfahlabstände eingetretenen Steifigkeitsverlust.

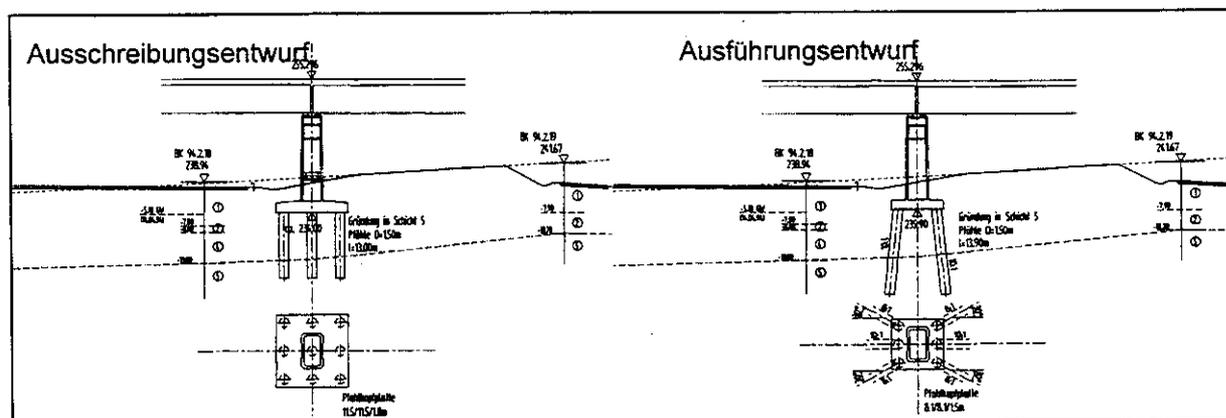


Bild 5 Optimierung der Pfahlgründung

In einer vorgezogenen Schienenspannungsberechnung wurde nachgewiesen, daß die gegenüber dem Entwurf veränderten Unterbausteifigkeiten hoch genug sind, um die zulässige zusätzliche Schienenspannung mit 92 N/mm^2 einzuhalten.

4 Tragwerksplanung

4.1 Berechnung der zusätzlichen Schienenspannungen

Die aus den unterschiedlichen Verschiebungen zwischen Schiene und Brückentragwerk resultierenden zusätzlichen Schienenspannungen wurden unter UIC-Lasten und unter dem Lastenzug SSW für zweigleisigen Betrieb ermittelt, wobei auch berücksichtigt wurde, daß zeitweilig ein Gleis ausgebaut werden kann. Wegen Fester Fahrbahn war nur der Durchschubwiderstand gem. DS 804 Bild 44a zugrunde zu legen. Unter der Voraussetzung, daß die Feste Fahrbahn auch im anschließenden Dammbereich einen ausreichend großen Querverschiebewiderstand besitzt, darf dabei die zulässige zusätzliche Schienenspannung mit 92 N/mm^2 für Druck- und Zugspannungen angesetzt werden (Bild 6).

Die maximalen zusätzlichen Schienenspannungen infolge Temperatur und Bremsen mit Anfahren ergaben sich im zweigleisigen System unter UIC-Belastung. Erwartungsgemäß traten die Extremwerte an den Nachbarachsen der Widerlager und an den Zwängungsfeldachsen auf und lagen mit $86,54 \text{ N/mm}^2$ unter dem zulässigen Wert.

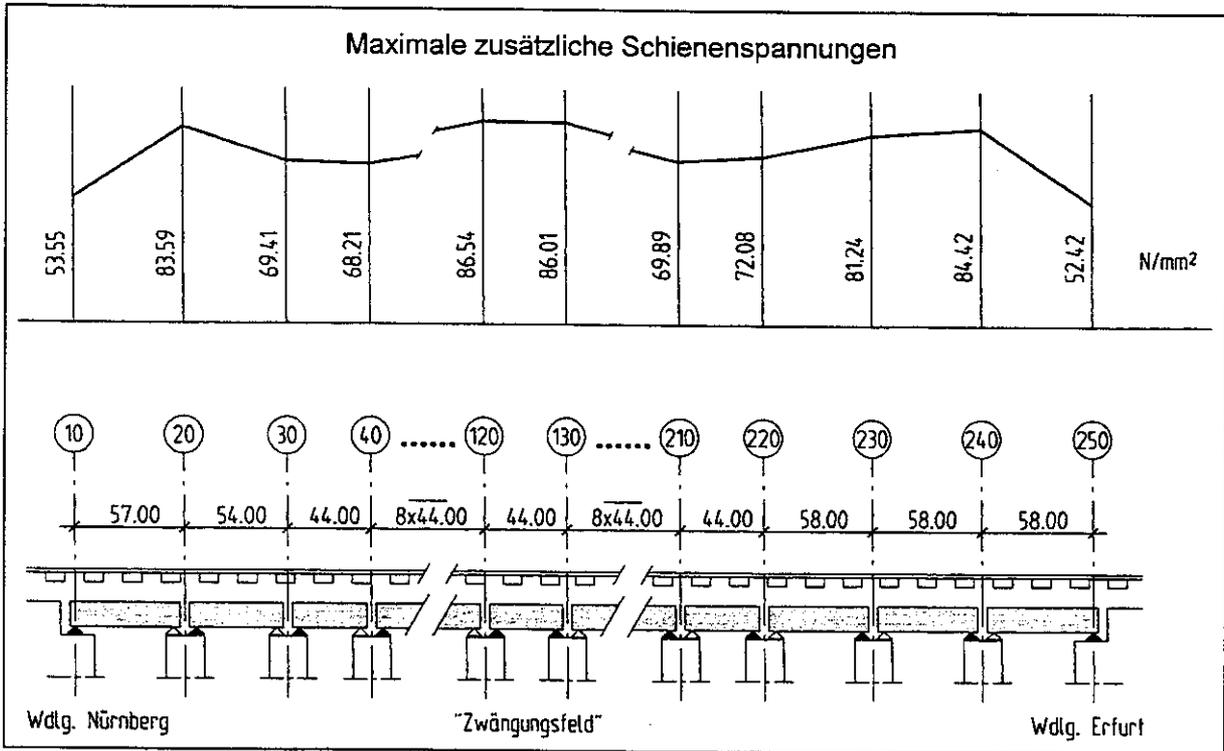


Bild 6 Maximale zusätzliche Schienenspannungen

4.2 Vorspannung der Überbauten

Die Überbauten der 58 m-Felder werden in Längsrichtung mit 35 Kabeln vom Typ B+BL 19 mit einer Spannkraft von jeweils 2.590 kN vorgespannt. Die wegen Fester Fahrbahn begrenzten Verformungswerte für die Hochwölbung der Überbauten aus Kriechen und Schwinden liegen in diesen Feldern mit 11,2 mm nur knapp unter dem zulässigen Grenzwert von $L/5000$, dem eine Verformung von 11,4 mm entspricht, so daß diese Verformungsbedingung gerade eben nicht maßgebend für die Dimensionierung der Vorspannung wird und die Extremlagen der Spannkabel voll ausgenutzt werden konnten.

In Querrichtung werden die Fahrbahnplatten mit Kabeln vom Typ B+BL 4 vorgespannt. Die Spannkabel haben eine Spannkraft von 545 kN/Kabel und liegen im Abstand von 65 cm.

Die Überbauten werden in einem Vorschubgerät hergestellt, wie es in ähnlicher Form beim Bau der Rombachtalbrücke auf der Neubaustrecke Hannover-Würzburg verwendet worden ist. Es besteht aus einem Spannbetontrog, dessen Vorbauschnabel aus einem Spannbetonteil und einer stählernen Vorbauspitze besteht.

Innerhalb des Troges wird der Querschnitt in zwei Abschnitten hergestellt, deren horizontale Betonierfuge zwischen den Stegen und der Fahrbahnplatte des Überbaues liegt. Der statische Nachweis ergab, daß der zuerst hergestellte Teilquerschnitt des Überbaues wegen der hohen Steifigkeit des Spannbetontroges nur eine geringe Belastung aus dem Aufbringen der Fahrbahnplatte erhält, so daß dieser Montagelastfall im Hinblick auf die statisch erforderliche schlaufe Bewehrung nicht durchschlägt.

4.3 Unterbauten

Über die Berechnung der Pfahlgründung wurde bereits berichtet. Es bleibt nachzutragen, daß durch Verlängerung der Pfähle mit einem Durchmesser von 1,50 m eine Gebrauchslast von 9,0 MN/Pfahl erreicht wurde, um die Gründung wirkungsvoll zu optimieren.

Durch das Herstellungsverfahren des Überbaues bedingt werden die für einen Lagerwechsel erforderlichen Pressen auch zum Absenken des frisch hergestellten Überbaues benötigt, der ja in überhöhter Lage betoniert und nach Vorfahrt der Rüstung auf die dann erst einzubauenden Brückenlager abgesenkt wird. Zur sicheren Aufstellung der Pressen bot die im Entwurf vorgesehene Pfeilerkopfabmessung in Längsrichtung zu wenig Platz.

Deshalb wurde die seitliche Pfeilerprofilierung nicht, wie im Entwurf vorgesehen, bis zur Stützenoberkante durchgezogen. Sie läuft jetzt bei 2,0 m unterhalb der Pfeilerkopfoberkante aus, wodurch am Kopf selbst insgesamt 30 cm mehr zur Anordnung der Pressen zur Verfügung stehen.

5 Bauausführung

Unter Berücksichtigung der örtlichen Rahmenbedingungen und unter Abwägung aller wirtschaftlichen Aspekte entschied sich die ARGE Geratalbrücke Ichtershausen, bestehend aus den Firmen Hermann Kirchner Hoch- und Ingenieurbau und Wayss + Freytag AG unter der technischen Federführung der Firma Kirchner, die Überbauten mit Hilfe einer Spannbetonvorschubrüstung, die alle Stützweiten frei überspannt, herzustellen.

5.1 Die Konstruktionselemente der Spannbetonvorschubrüstung

Siehe Bilder 7, 8, 9, 10.

Der Betontrog, als Hauptelement, wurde als offenes Profil mit nach außen angeordneten oberen Gurtplatten und massiven, über die ganze Gerüstellänge konstant durchlaufenden Untergurtbalken konzipiert. Die oberen Gurtplatten mit veränderlicher Höhe von $d = 35$ bis 45 cm gehen in die gegenüber der vertikalen mit 4:1 geneigten, 45 cm starken Stege über. Die Untergurtbalken werden mit einer Höhe von $h = 1,35$ m und einer Breite von ca. $2,0$ m ausgeführt.

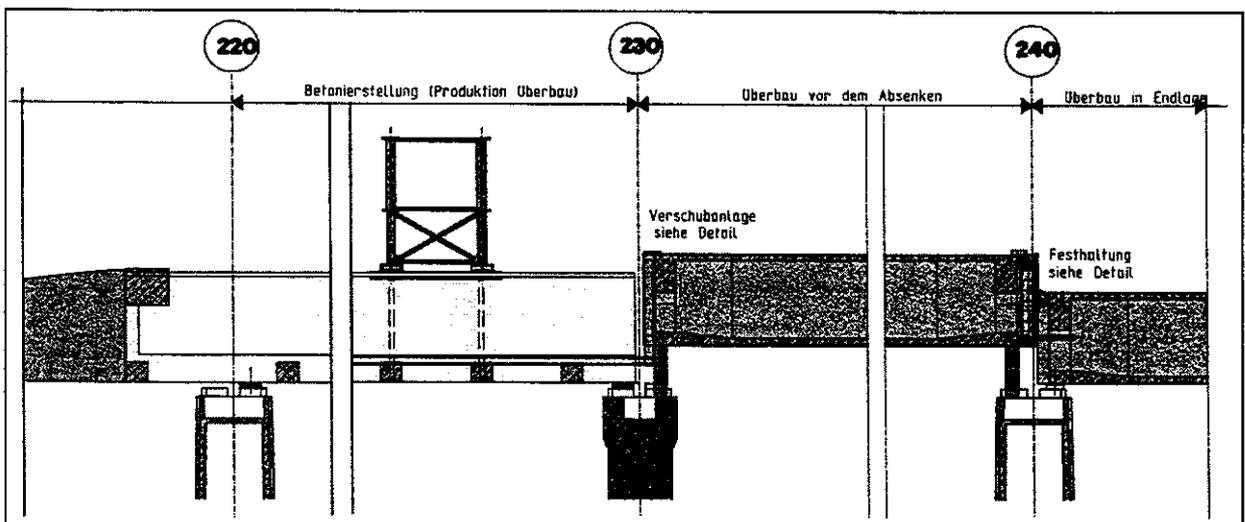


Bild 7 Längsschnitt Vorschubgrüst

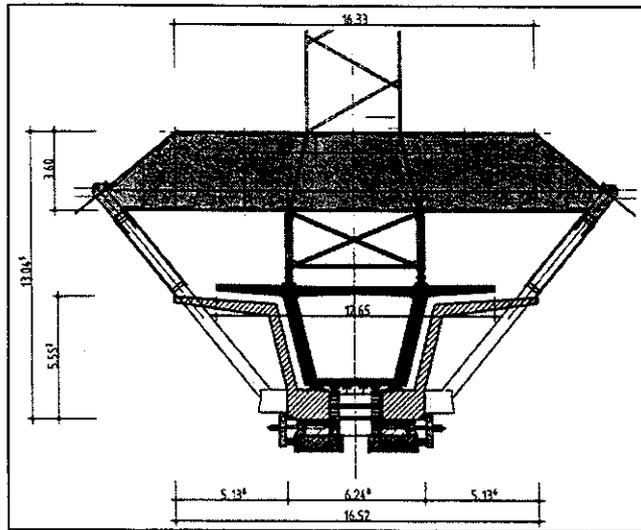


Bild 8 Querschnitt Vorschubgerüst

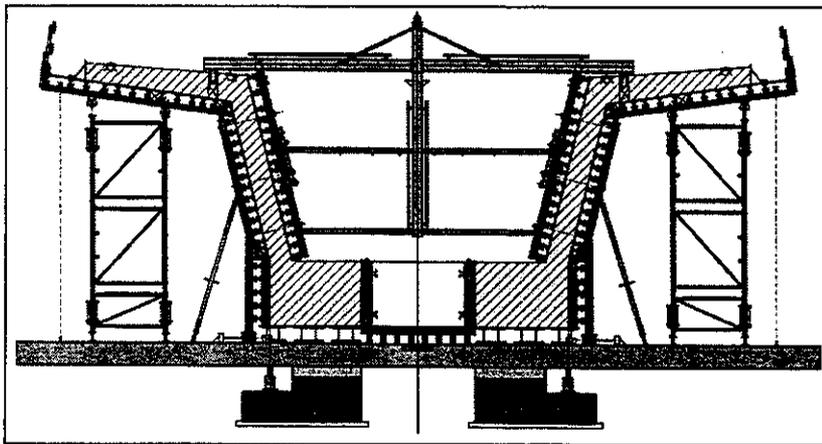


Bild 9 Regelquerschnitt Vorschubschalung

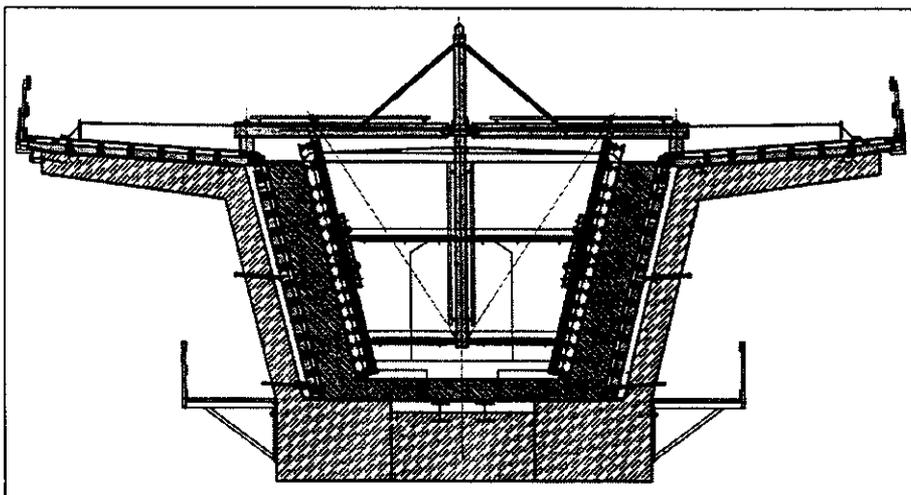


Bild 10 Regelquerschnitt Überbauschalung

In Querrichtung wird das offene Profil durch vier verschiedene Elemente stabilisiert:

1. Schlaff bewehrte Querträger im Abstand von ca. 4,00 m mit den Abmessungen 1,00/1,20 zwischen den Untergurtbalken;
2. vorgespannte Querträger (3 x 1.600 kN Spannglieder) je Träger im Bereich der hinteren Aufhängung des Gerüsts;
3. vorgespannter Querträger mit $b/h = 2,50/1,80$ (vorgespannt mit 10 x 1.000 kN Spannkraft) im vordersten oberen Bereich des Troges. Dieser Querträger leitet gleichzeitig die Obergurtdruckkraft des Vorbauschnabels über Horizontalbiegung in die Stege der Vorschubrüstung ein;
4. senkrecht zur Längsrichtung angeordnete Betonsegel (Wände) am Ende der Rüstung zwischen Gurtplatten und Stegen bzw. Untergurtbalken zur Reduzierung der Profilverformung an dieser Stelle. Die Querträger zwischen den Untergurtbalken werden durch zwei HEB 300, durchlaufend über die gesamte Rüstungslänge, verbunden. Sie dienen zum einen zur Aufnahme der Bodenplattenschalung für den Überbau, zum anderen werden sie als Druckstäbe für den Vorschub der Betonrüstung genutzt. Auf den Oberseiten der Untergurtbalken werden nach dem Betonieren Gleitbahnen aus 15 mm Stahlblech mit aufgeklebtem, poliertem Edelstahlblech hergestellt.

Taktschiebelager

Die Vertikallasten der Rüstung werden über die unteren Taktschiebelager direkt auf die endgültigen Lagersockel abgetragen. Bedingt durch die Verschubzustände wird das vordere Lagerpaar mit je 15 MN beansprucht (volles Gerüstgewicht + halber Überbau), das hintere Lagerpaar mit je 9 MN (halbes Gerüst + halber Überbau). Jeder Pfeilerkopf im Bereich der Vorschubrüstung ist mit jeweils 4 Verschiebelagern belegt. Sie werden jeweils nach einem Vorschubvorgang auf die nächsten Pfeiler umgesetzt. Zwischen Überbauunterkante und Oberkante Gerüstfuß wird in Vorschubrichtung vorne je Seite ein oberes Taktschiebelager eingebaut. Die Anordnung der unteren und oberen Taktschiebelager direkt übereinander ermöglicht das Herausziehen der Rüstung unter dem Überbau im Schubladenprinzip bei einer direkten Lastabtragung in die Lagersockel.

Oberwagen

Der sogenannte Oberwagen dient als hintere Gerüstaufhängung in der ersten Phase des Vorschubes der Betonrüstung. Er besteht aus zwei Stahlvollwandträgern, ausgefacht durch Verbände, mit einer Konstruktionshöhe von ca. 3,50 m. Die Abstützung erfolgt über vier Stahlstützen auf eine Stahlgleitbahn, die auf dem fertiggestellten Überbau verlegt wird.

Die Aufhängung des Gerüsts an den Oberwagen ist durch vier nach außen schräg gestellte Zugglieder vorgesehen. Die Betonrechteckquerschnitte (Abmessungen = 60/80 cm) werden mit je 2 x 2.590 kN Spanngliedern vorgespannt und über ein Stahlkopfteil mit dem Oberwagen verschweißt.

Vorbauschnabel

Der Vorbauschnabel, bestehend aus zwei Stahlvollwandträgern, verbunden durch Verbände, wird je Steg oben mit 4 Suspanspanngliedern IV (Spannkraft 1.132 kN) und mit 10 Spanngliedern an den vorderen Teil des Betontroges angespannt. Die Spurweite beträgt 4,02 m.

Die maximale Konstruktionshöhe ergibt sich am Betonteil mit 5,50 m, und die Länge des Schnabels beträgt 36,0 m. An der Schnabelspitze befindet sich eine Schnabelhubvorrichtung, die Differenzhöhen aus Durchbiegungen bis zu 20 cm ausgleichen kann.

Seitenführungen und Hydraulik

Die Stabilisierung der Rüstung in Querrichtung und die Aufnahme der Windkräfte erfolgt über seitlich an die Pfeiler angespannte Stahlkonstruktionen. Der Ausschalvorgang des fertiggestellten Überbaues wird durch Anheben mittels Hydraulik durchgeführt. Vier Pressen mit einer Hubkraft von je 5.100 kN, installiert im Bereich der Endquerträger, ermöglichen das Anheben des Überbaues einschließlich des Gerüstgewichtes (*Bild 11*).

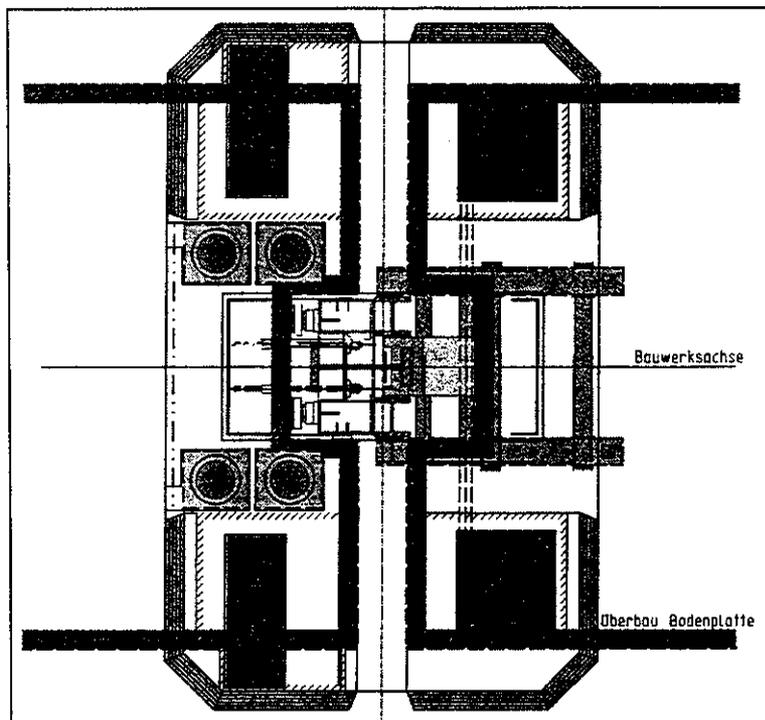


Bild 11 Grundriß Pfeilerkopf

Verschubanlage

Der Vershub der Rüstung erfolgt mit Hilfe von vier horizontal installierten, doppelwirkenden Hubzylindern (Hub 1.600 mm, Hubkraft 4 x 800 kN). Die Kraft auf die Rüstung wird durch zwei hydraulische Klemmköpfe mit je 900 kN Klemmkraft übertragen. Die Klemmung erfolgt an den oberen Flanschen der über die ganze Rüstungslänge durchlaufenden HEB 300. Die Verschubanlage (*Bild 12*) stützt sich – die maximal erforderliche Vershubkraft beträgt 1.600 kN – am gerade fertiggestellten, sich in Hochlage befindenden Überbau ab. Der Druckkontakt zwischen den Horizontalpressen und dem Überbau wird durch eine horizontal angeordnete Stahltraverse hergestellt. In dieser Stahlkonstruktion ist gleichzeitig eine Seitenführung integriert, um eine Relativverschiebung zwischen Rüstung und Überbau während des Vershubes zu verhindern.

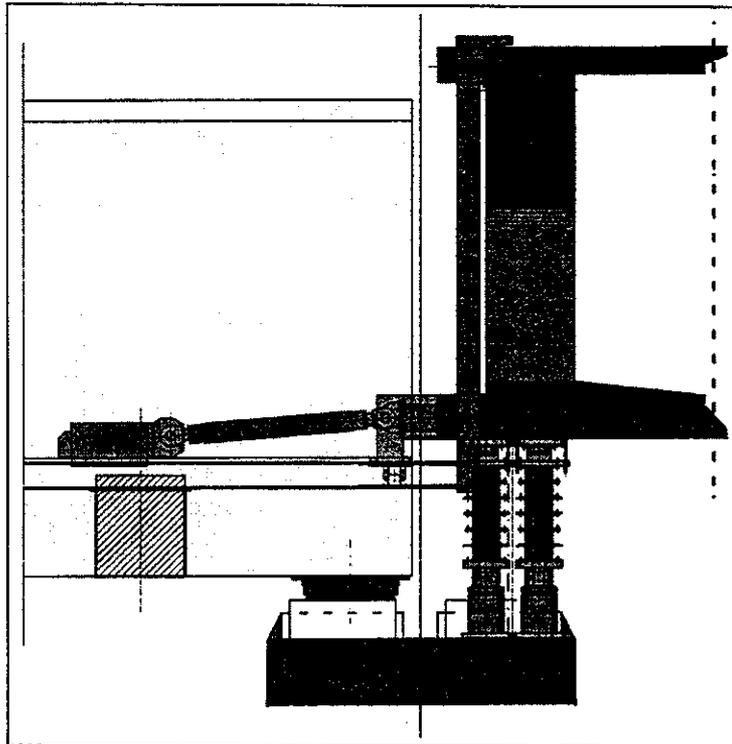


Bild 12 Detail Vorschubanlage

Die Schubkraft selbst wird durch den sich in Hochlage befindenden Überbau durchgeleitet und über ein Stahldruckstück am hinteren Ende an den nächsten Überbau abgegeben. Dessen endgültige feste Lager sind in der Lage, die Horizontalkraft aufzunehmen.

5.2 Verformungen der Spannbetonvorschubrüstung

Die Brauchbarkeit eines Gerüsts wird durch zwei Kriterien bestimmt: Zum einen muß die Standsicherheit gewährleistet sein, zum anderen muß das Verformungsverhalten eine maßgenaue Herstellung der Überbauten erlauben.

Der Vorteil einer Rüstung in Spannbeton besteht gegenüber Stahlvorschubrüstungen darin, daß die Durchbiegungen in Längsrichtung im Verhältnis gering sind. Umgekehrt ist eine Nachstellmöglichkeit der Schalung bei Betonrüstungen mit sehr hohem Aufwand verbunden (Bilder 13, 14).

In unserem Falle haben die Durchbiegungsberechnungen trotz unterschiedlicher Stützweiten ergeben, daß unter Berücksichtigung von Eigengewicht der Rüstung plus Betonierlast in Verbindung mit der Rückverformung der Überbauten im Lastfall $g_1 + g_2 + V + S + K$ bei $t = \infty$ eine Überhöhung der Überbauten von ca. 10 mm erzielt wird; d. h. die Rüstung kann gerade hergestellt werden.

Die maximalen Durchbiegungen der Rüstung in Längsrichtung im 58 m-Feld betragen

unter Eigengewicht	25 mm,
zusätzlich unter Betonierlast	35 mm.

Die maximale Profilverformung (unter voller Betonierlast) beträgt in Feldmitte ca. 12 mm (am oberen Eckpunkt Steg-Kragarm).

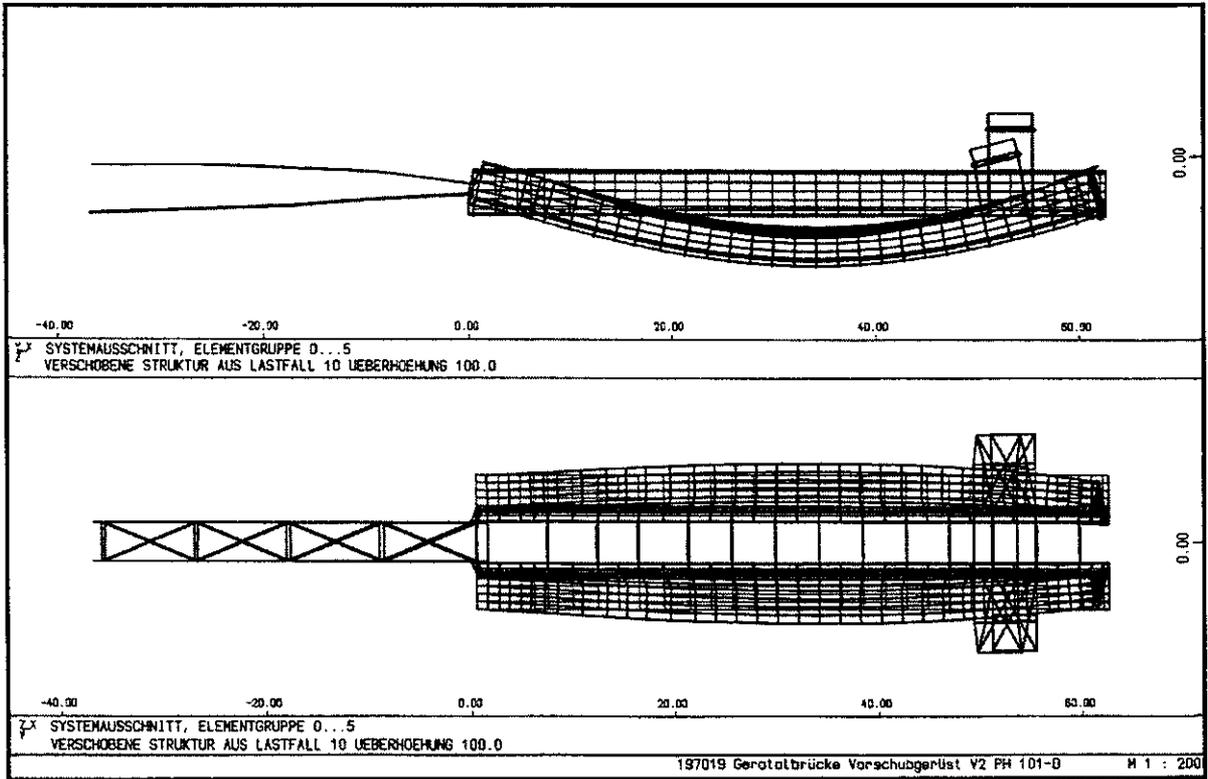


Bild 13 Verformung der Spannbetonvorschubrüstung

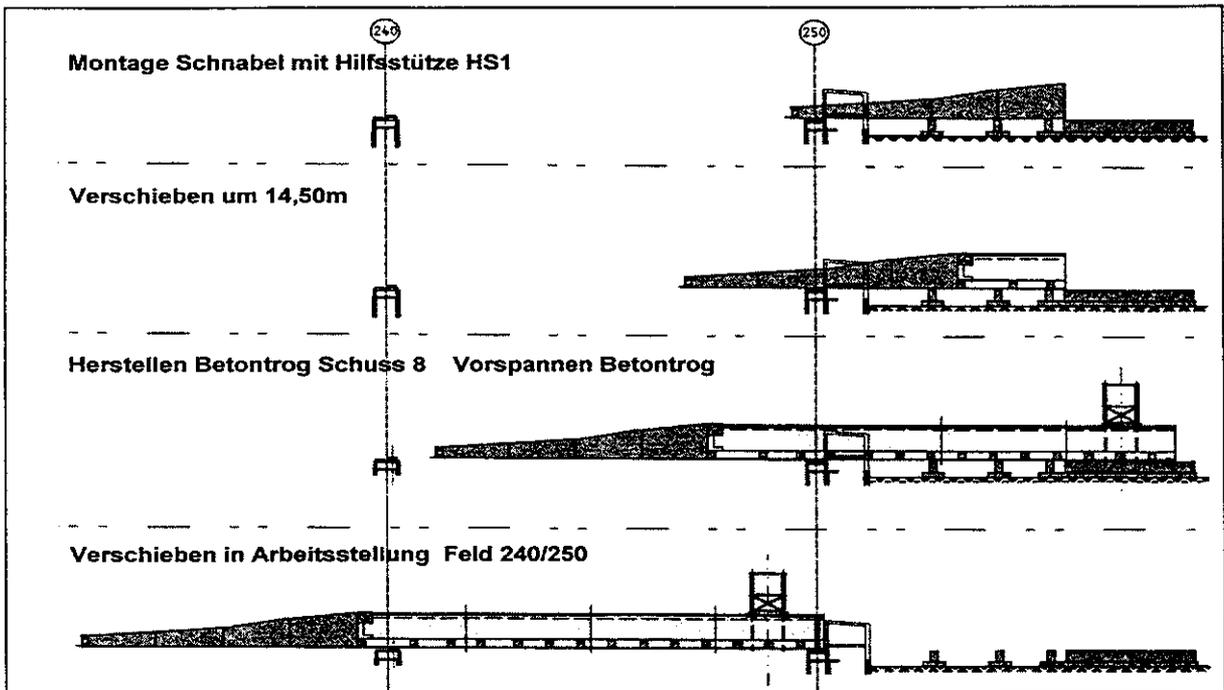


Bild 14 Herstellung Vorschubrüstung

5.3 Herstellung der Überbauten

Der Überbau wird in zwei Abschnitten betoniert. Obwohl der vorab hergestellte Teilquerschnitt des Überbaues entsprechend der Steifigkeitsverhältnisse ca. 20 % des Betoniergewichtes übernimmt, wurde die Rüstung für die volle Betonierlast ausgelegt.

Die Schnittgrößen und Verformungen wurden mit Hilfe eines Finiten-Elementprogrammes ermittelt. Der Betontrog wird in Längsrichtung teilweise vorgespannt. Die Vorspannung wurde nach folgenden Kriterien festgelegt:

- Im 58 m-Feld unter Eigengewicht des Vorschubgerüsts und Schalungslasten (ohne Betoniergewicht des Überbaues) treten näherungsweise keine Zugspannungen in Längsrichtung unter Gebrauchslasten auf (volle Vorspannung). Die Beanspruchung aus dieser LF-Kombination entspricht etwa der halben Beanspruchung aus Volllast.
- Beim Vorfahren werden aus äußeren Lasten die auftretenden Zugspannungen an der Oberseite des Trogs zur Hälfte überdrückt.

Aufgrund dieser Kriterien ergibt sich eine nahezu zentrische Vorspannung. Die Beanspruchungen, die nicht durch die teilweise Vorspannung abgedeckt sind, werden von schlaffer Bewehrung aufgenommen.

Mit dieser Vorspannung befindet sich beim Betonieren des Überbaus der Betontrog des Vorschubgerüsts in folgenden Steifigkeitszuständen:

- **58 m-Felder:**
Vorhandene Zugspannungen an der Unterseite des VSG sind größer als die Reißspannung → d. h. der Querschnitt geht bereichsweise in den Zustand II über.
- **53 m Felder:**
Vorhandene Zugspannungen an der Unterseite des VSG sind kleiner als die Reißspannung → näherungsweise Zustand I.
- **44 m Felder:**
Keine Zugspannungen an der Unterseite des VSG → Zustand I.

Unter Berücksichtigung des vollen Überbaugewichtes ergab sich die Längsvorspannung unter Beachtung der erwähnten Bemessungskriterien zu 44 Spannglieder mit je 1.635 kN Spannkraft.

Der Betontrog wird in Beton B 55 ausgeführt.

5.4 Der Verschubvorgang

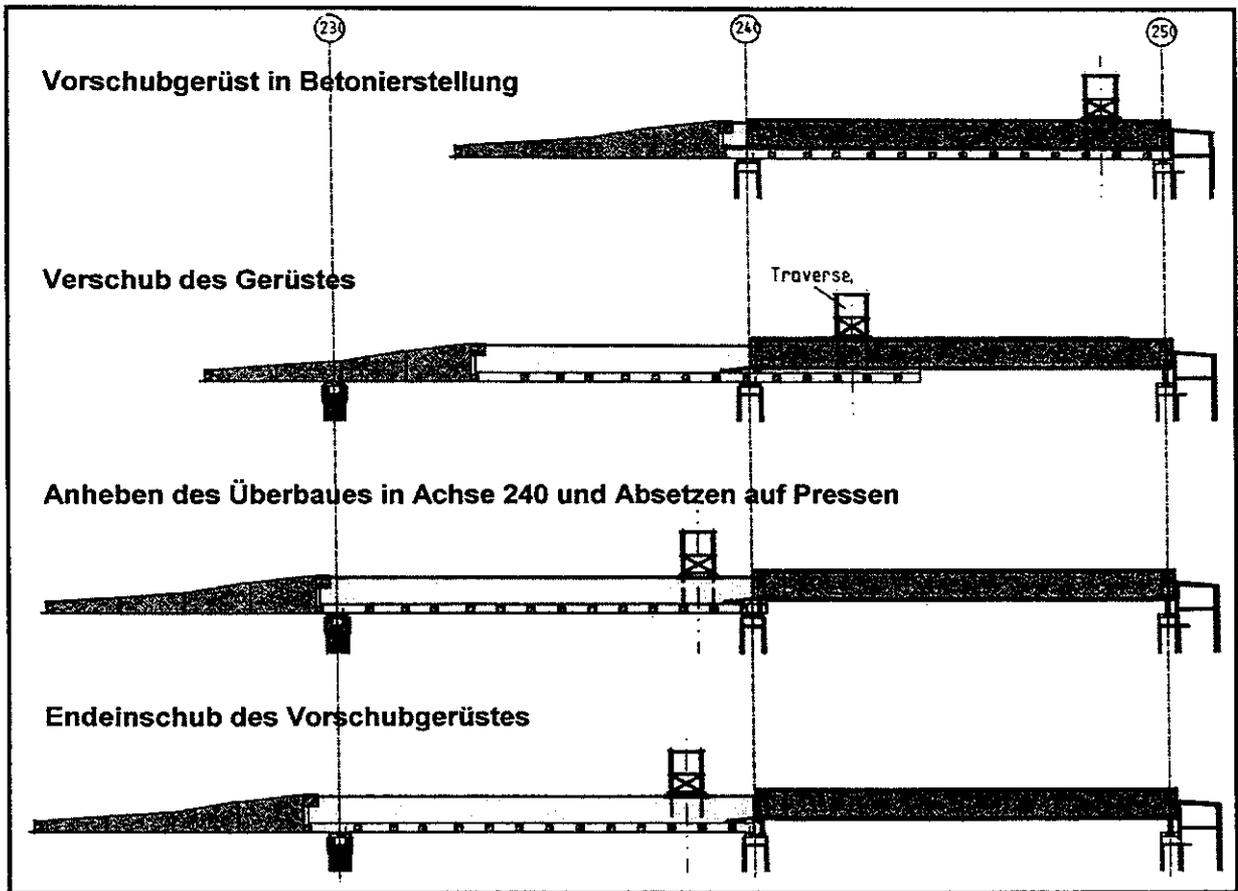


Bild 15 Herstellung der Überbauten

Nachdem der Überbau in der Rüstung hergestellt wurde, beginnt der Verschubvorgang in folgender Reihenfolge (Bild 15):

Phase 1

- Einbau der Gleitbahn auf dem Überbau
- Montage der hinteren Führungsschiene
- Anheben des Überbaues vorne und Einbau der oberen Taktschiebelager zwischen Gerüstfuß und Unterkante Überbau
- Einbau der Verschubanlage
- Anheben des Überbaues hinten, bis über Druckkontakt die Stahlverse die Vorschubrüstung vom hinteren Lager freisetzt und damit die Aufhängung hinten gewährleistet ist;

Phase 2

- Verschub der Rüstung, bis die hintere Auskragung der Rüstung nur noch ca. 23 m beträgt
- Freisetzen der Stahltraverse;

Phase 3

- Vers Schub bis ca. 1,50 vor Verlassen des Überbaues
- Anheben des Überbaues vorne und damit Freisetzen der oberen Taktschiebelager
- Überbau ruht auf Pressen;

Phase 4

- Endeinschub bei gleichzeitigem Umsetzen von dem vorderen auf das hintere Taktschiebelager;

Phase 5

- Einbau der vorderen Führungsschiene
- Ausbau der Verschanlage;

Phase 6

- Herstellung des neuen Überbaues bei gleichzeitigem Ablassen des vorher hergestellten Überbaues.

Es ist beabsichtigt, den Überbau des 44 m-Feldes (19 Stück von 24 Überbauten) im 14-Tage-Rhythmus herzustellen.

6 Schlußbemerkung

Trotz des hohen Gewichtes der Betonvorschubrüstung ergaben sich für die Unterbauten keine ungünstigeren Bemessungsschnittgrößen gegenüber dem Endzustand. Lediglich für die Überbauten ergab sich für den Lastfall „Überfahrt“ beim Bruchsicherheitsnachweis ein geringer Stahlmehrerbrauch, da die Spannglieder des Überbaues zu diesem Zeitpunkt noch nicht verpresst sind.

Die bisherigen Erfahrungen in der Bauausführung bestätigt unsere Auffassung, unter den gegebenen Randbedingungen eine wirtschaftliche Lösung gefunden zu haben.

Projektbeteiligte:
siehe nächste Seite.

PROJEKTBETEILIGTE

Bauherr:	Planungsgesellschaft Bahnbau Deutsche Einheit mbH (PBDE) Projektzentrum Erfurt im Auftrag der Deutschen Bahn AG
Entwurfsbearbeitung:	Obermeyer Planen + Beraten München
Bodengutachter:	Trischler und Partner Darmstadt
Eisenbahntechnische Prüfung:	Eisenbahnbundesamt (EBA) Außenstelle Erfurt
Prüfingenieur:	Prof. Dr.-Ing. Albert Krebs Darmstadt
Bauausführung:	ARGE Geratalbrücke Ichtershausen H. Kirchner, GmbH & Co. KG Bad Hersfeld Wayss und Freytag AG, Ndl. Erfurt
Tragwerksplanung:	BUNG GmbH, Beratende Ingenieure Heidelberg
Planung der Vorschubrüstung:	Wayss u. Freytag AG, Ndl. Frankfurt/Main
Örtl. Bauüberwachung:	Örtliches Realisierungszentrum (ÖRZ) Arnstadt

