

# Die Haseltalbrücke im Zuge der BAB A3, Frankfurt – Nürnberg

Dipl.-Ing. E. Seemann,  
Autobahndirektion Nordbayern,  
Dienststelle Würzburg

## Einleitung

Da das Ende der Haseltalbrücke abzusehen ist und bereits mit den Planungen für einen Neubau begonnen wurde, kann man den Vortrag mit: „Lebenslauf eines Bauwerkes“ untertiteln. Es sollen die Vorüberlegungen zur Planung, der Bau der Brücke und sämtliche Instandsetzungsmaßnahmen dargestellt werden. Das jetzige Bauwerk kann auf Dauer die Beanspruchung aus der Verkehrsbelastung nicht mehr ertragen und muss durch einen Neubau ersetzt werden.

## Lage im Straßennetz

Die Haseltalbrücke befindet sich im Zuge der BAB A3 Frankfurt – Nürnberg rund 5 km östlich der Tank- und Rastanlage Spessart.

## Vorstellung des Brückenbauwerkes (Bild 1)

Die Haseltalbrücke wurde in den Jahren 1959 bis 1961 als orthotrope Platte mit einem ästhetisch ansprechenden geschwungenen Überbau erbaut.

Die Brücke ist 660,40 m lang, besitzt 7 Felder mit Stützweiten von 76,20 m, 5 x 101,60 m und einem wiederum 76,20 m weit gespannten Endfeld. Die gesamte Bauwerkslänge beträgt einschl. der Widerlager 720 m. Das Bauwerk ist in der Draufsicht in einen Radius von 2.000 m gekrümmt und besitzt einen Wannenhalmmesser von 20.000 m.

Die Fahrbahntafel ist 29,30 m breit und nimmt die beiden Richtungsfahrbahnen mit jeweils 2 Fahrstreifen und dem Seitenstreifen auf. Das Bauwerk überspannt das Haseltal in einer maximalen Höhe von rund 70 m. Die Pfeiler sind kreisrunde Hohl Pfeiler mit einem Durchmesser von 6 m und einer Wandstärke von 50 cm. Die Pfeiler sind auf dem anstehenden Sandstein flach gegründet. Die WL sind hangseitig offen, so dass sich kein Erddruck aufbauen kann.

## Ausschreibung

Der Überbau wurde im Verwaltungsentwurf als durchlaufendes Stahlfachwerk mit 2 Hauptträgern in einem Abstand von 19 m und einer orthotropen Fahrbahnplatte ausgeschrieben. Gleichzeitig musste das Bauwerk als zwei durch eine Mittelfuge getrennte Überbauten angeboten werden.

Es war den anbietenden Firmen freigestellt, Sonderentwürfe in Stahl oder Spannbeton dem Angebot zu Grunde zu legen. Auch durfte von den vorgegebenen Stützweiten abgewichen werden.

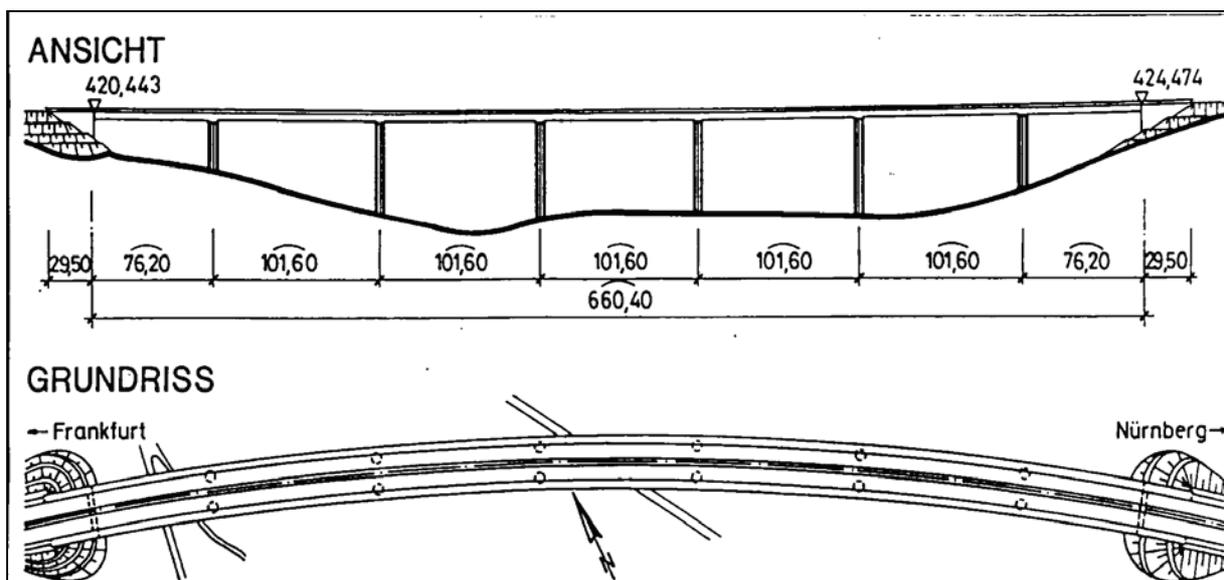


Bild 1

Mit Rücksicht auf die Größe des Bauwerkes und die geforderten Fertigstellungstermine war in der Ausschreibung vorgegeben, dass sich nur Bietergemeinschaften aus mindestens 3 Unternehmen beteiligen durften, wobei eine Firma als Hauptunternehmer auftreten sollte. Die federführende Firma musste entsprechende Referenzen im Stahlbrückenbau vorlegen.

Die Submission des Bauwerkes im Februar 1959 brachte 30 Angebote, davon 16 nach dem Amtsvorschlag, 7 Sondervorschläge mit Stahlüberbauten und 7 Angebote mit Spannbetonkonstruktionen. Die Angebotspreise lagen zwischen rd. 13 Mio. DM und rd. 20 Mio. DM.

### **Sondervorschlag der Fa. Hein, Lehmann**

Den Zuschlag erhielt die Bietergemeinschaft (BG) Hein, Lehmann & Co. aus Düsseldorf, mit Unterstützung der Firmen Noell & Co., Würzburg sowie der Fa. Seibert aus Aschaffenburg auf einen Sondervorschlag. Die Gründung und die Unterbauten wurden von den Firmen Züblin AG und Huta AG als weitere Beteiligte der BG hergestellt.

Der Stahlüberbau besteht aus den

- beiden vollwandigen Hauptträgern in 18,526 m Abstand voneinander, mit einer parabelförmig zur Brückenmitte hin ansteigenden Steghöhe von anfangs 3,70 m auf 5,0 m

und der im

- Haupttragsystem mitwirkenden orthotropen (orthogonal anisotropen) Fahrbahnplatte (Sie besteht aus dem Fahrbahnblech mit den V-förmigen Längsrippen im lichten Abstand von 30 cm und den vollwandigen Querträgern im Abstand von 2,31 m. Die Querträger kragen beidseitig 5,387 m über die Hauptträger hinaus.)

sowie

- den Lager- und Querverbänden zur Stabilisierung der Untergurte der Hauptträger und zur Ableitung der Horizontalkräfte (Wind, Querschub) in die Lager.

An sämtlichen Lagerpunkten sind vertikale Fachwerkverbände unterhalb der Querträger angeordnet. Weiterhin sind Zwischenverbände in den Feldbereichen mit Abständen von 9,24 m, 18,48 m und 27,72 m vorhanden. Die Zwischenverbände stellen keine Unterstützung

der Fahrbahnplatte dar, sondern dienen zur Stabilisierung der Hauptträger.

Beeindruckend sind die ausgeführten Blechstärken:

- Fahrbahntafel 12 mm
- Längsrippen 6 mm
- Querträger 8 mm – 10 mm
- Hauptträger 10 mm – 16 mm

Deshalb besaß die Haseltalbrücke seinerzeit den leichtesten Stahlüberbau mit einem Flächengewicht von nur 248 kg/m<sup>2</sup>.

Die leichte Stahlkonstruktion hat zur Folge, dass jede Fahrzeugüberfahrt das Bauwerk zu Schwingungen anregt; diese Schwingungen (Doppelspannungsamplituden) führten dazu, dass der Stahl und vor allem die Schweißverbindungen ermüdeten. Im Ergebnis führte dies zu Rissen, auf deren Ursachen und Folgen später noch eingegangen wird.

Die Brücke wurde überwiegend in der Stahlgüte MSt 52-3 hergestellt. Bei den Queraussteifungen sowie bei Teilen der Längsaussteifung wurde MSt 37-2 eingesetzt.

### **Überbauerstellung im Freivorbau:**

Der Überbau wurde in 32 Abschnitten hergestellt, wobei die Feldlängen zwischen 20 m bis 24 m variierten. Die Vormontage erfolgte am WL Nürnberg. Jeweils eine vorgefertigte Überbauhälfte wurde über den bereits montierten Brückenabschnitt ans Überbauende in Richtung Frankfurt verbracht, dort mit einem Kran in Position gehoben und mit dem auskragenden Brückenteil verbunden. Zur Abminderung der Kragmomente sind Hilfsunterstützungen eingesetzt worden.

Mit den Bauarbeiten wurde am 02. Mai 1959 begonnen. Die Richtungsfahrbahn Nürnberg wurde fristgerecht am 01. September 1961 dem Verkehr übergeben. Die Verkehrsübergabe der Richtungsfahrbahn Frankfurt folgte am 27. Oktober 1961.

### **Bauablauf, Besonderheiten beim Bau**

Schon während des Baues traten immer wieder Probleme wegen der Verformungen infolge der Temperatur auf. Die Überbaulänge wurde während der Montage zweimal mit Passstücken ausgeglichen (verlängert), trotzdem musste am WL Frankfurt die Auflagerachse und die Kammerwand sowie der Fahrbahn-

übergang angeglichen werden. Die Bohrungen an den Schraub- und Nietverbindungen stimmten nicht immer überein, so dass die Bohrungen aufgerieben und Verbindungsteile mit stärkeren Durchmessern eingesetzt werden mussten.

## Prüfungen während der Bauausführung

### Güteprüfungen:

Das Walzmaterial und die Stahlkonstruktion wurden in den Werken durch die Bundesbahn abgenommen. Eine Schweißnahtprüfung war besonders für die Aufdopplungen an den Hauptträger-Untergurten verlangt worden, weil dort die höchsten Spannungen auftreten. Dies wurde mittels Röntgenaufnahmen der Schweißnähte von Stahlbauanstalten (LGA Bayern) kontrolliert. Weitere Prüfungen der Schweißnähte sind durch Röntgenaufnahmen der Schweißnähte während der Montage erfolgt, die anschließend gesichtet und ausgewertet wurden. Zum Bauende wurde in einem großen Überbaufeld ein Belastungsversuch durchgeführt, wobei eine Last mit schwer beladenen Lkw in Höhe von 80% des maximal zulässigen Feldmomentes aufgebracht wurde. Anschließend sind die Schweißnähte an den Untergurt-Aufdopplungen nochmals stichprobenartig einer Magnetprüfung unterzogen worden.

## Bauwerkszustand zum Gewährleistungsende

In der Ausschreibung war bereits festgelegt worden, dass für den Stahlüberbau und die Gussaspalt-Schutzschicht eine Gewährleistungsdauer von 10 Jahren zu leisten ist. Zum Gewährleistungsende 1971 wurden folgende Mängel festgestellt:

- Verschleißschäden an den Fahrbahnübergängen
- Schweißnahttrisse an den V-Steifen (Fensterstöße), an den Querträgeranschlüssen und an den Querträgeruntergurten, Abrisse der Beulsteifen an den Konsolträgern
- Undichte Stellen an den Straßenabläufen und an der Entwässerungsrinne
- Undichtigkeiten an der Mittelkappe
- Fehlstellen an der Beschichtung

- Blasenbildung und starke Fugenausbildung im Gussasphalt.

Die gerügten Mängel wurden vom Hauptunternehmer beseitigt.

## Bauwerksprüfung 1983

Im Jahre 1983 wurde erstmals eine Brückenhauptprüfung durchgeführt (obwohl die entsprechende Vorschrift, die DIN 1076, bereits seit 1956 eingeführt war). Die Umsetzung der DIN 1076 bei der ABD Dienststelle Würzburg, die damals nur die Aufgaben einer Bauleitung wahrnahm, erfolgte erst anfangs der achtziger Jahre. Möglicherweise wurde damals die Bedeutung der Bauwerksprüfung unterschätzt.

Es wurde bei der Sichtprüfung zahlreiche, zum Großteil systematische Schweißnahttrisse festgestellt. Man hat die Risse - eingeteilt nach neun verschiedenen Kategorien - aufgelistet und in einer Grundrisszeichnung eingetragen. Man war sich darüber im Klaren, dass man bei einer aufwändigeren Prüfung, z. B. mit dem Farbeindringverfahren oder der Magnetpulverprüfung weitere Risse festgestellt hätte.

Die festgestellten Schweißnahttrisse lassen sich fünf verschiedenen Bereichen zuordnen:

- Kehlnaht zwischen Querträgerflansch und Steg der Außensteife des Hauptträgers
- Kehlnaht zwischen QT-Flansch und Flansch der Außensteife des Hauptträgers
- Kehlnaht zwischen Querträgerflansch und Innensteife des Hauptträgers
- Halsnaht zwischen Querträgersteg und -flansch an der Außenseite
- Stumpfnähte an den Längsrippen (Anschluss an QT- und Fensterstöße).

## Gutachten zu den Schadensursachen (Bild 2)

Wegen der augenscheinlichen Häufung der Risse an bestimmten Stellen des Tragwerkes vermutete man systematische Schwächen in der Konstruktion. Um herauszufinden, was die Ursache der Rissbildung ist und in wieweit das Bauwerk durch die Risse gefährdet war, wurde Prof. Nather, der damalige Ordinarius für Stahlbau an der TU München beauftragt, ein entsprechendes Gutachten zu erstellen.

Herr Prof. Nather hat die Brücke nachgerechnet, hat Materialproben entnehmen lassen und

es wurden Schwingungsmessungen zur Bestimmung der Eigenfrequenz des Bauwerkes durchgeführt.

Das Ergebnis der Untersuchungen ergab, dass der Überbau insgesamt zu weich konstruiert war. Im Wesentlichen wurden fünf Ursachen für die Rissbildung herausgefunden:

- Ein Modellfehler in der stat. Berechnung führte zu einer ungenügenden Ausbildung der Verbindung der Stegblechsteifen an den Querträgerflansch. Die orthotrope Platte und die Hauptträgersteifen bilden einen Rahmen. Dort müssen die Biegemomente aufgenommen werden. Eine elastische Einspannung wurde nicht berücksichtigt, sondern der Anschluss erfolgte nur konstruktiv.

Berechnung ebenfalls nicht berücksichtigt worden. Man darf sie vernachlässigen, wenn die Unverformbarkeit des Querschnittes gewährleistet ist, z. B. durch engliegende Zwischenverbände. Diese Vorgabe ist bei der Weichheit der Haseltalbrücke nicht gegeben.

- Die Häufung der Schadstellen im Bereich der Außenquersteifen besonders am südlichen Hauptträger wird im Gutachten damit erklärt, dass die Spannungen aus Temperaturunterschieden zwischen Außen- und Innenrand des Untergurtes dieses Hauptträgers sowie zwischen Fahrbahntafel und Hauptträgerstegen zu den Schweißnahtissen führten.

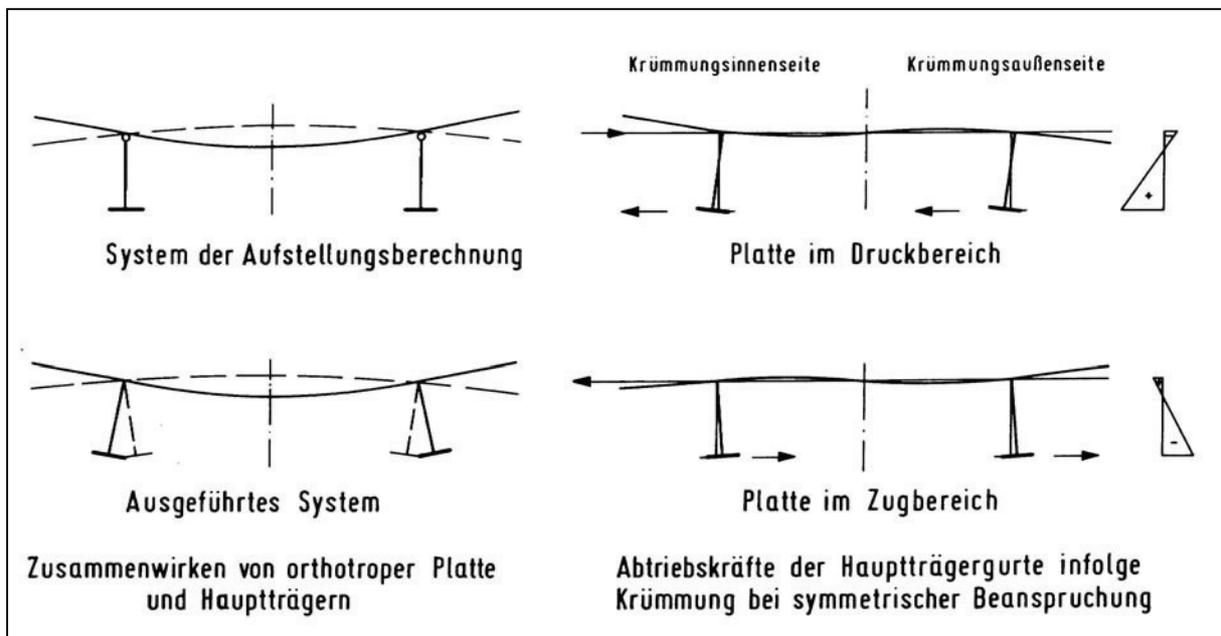


Bild 2

- Die gleiche Ursache führt zu den Rissen in den Halsnähten zwischen Querträgersteg und Querträgerflansch.
- Die Abtriebskräfte aus der waagrecht Krümmung der Hauptträgeruntergurte wirken, je nachdem, ob der Untergurt auf Zug oder auf Druck beansprucht wird, in Richtung zum Krümmungsmittelpunkt oder entgegengesetzt. Da Zwischenverbände zur Aufnahme der Abtriebskräfte bzw. zur Formhaltung des Profils nur in Abständen von 27,72 m bzw. 18,48 m vorhanden sind, treten Biegemomente auf, welche die Schweißnahtverbindung zwischen den Hauptträgersteifen und den Querträgerflanschen auf Biegung beanspruchen. Diese Beanspruchungen sind in der stat.

- Die Risse an den Stumpfstoßen der Längsrippen dürften überwiegend durch Dauerbrüche infolge mangelhafter Schweißnahtausbildung herrühren.
- Der überwiegende Teil der gesamten Überbaukonstruktion (Hauptträger, Querträger, Längsrippen) wurde nur für 95% der Gebrauchslasten bemessen. Die Bemessung erfolgte nach der DIN 1072 Lastannahmen für Straßenbrücken aus dem Jahre 1937 (!) und zusätzlich nach der BE = Berechnungsvorschriften für Eisenbahnbrücken aus dem Jahre 1956. Man war damals sicher der Meinung, dass man nach der neueren BE die bessere Brücke bauen würde.

Besonders diese Annahme hat sich in diesem Punkte nicht nur nicht bestätigt, sondern es ist das Gegenteil eingetreten. Wir wissen heute, dass die Verkehrsmengen stetig anwachsen und dass auch die zulässigen Achslasten weiter erhöht werden. Es wurde bei einer Auswertung der Verkehrsbelastung auf dieser Strecke festgestellt, dass es keine Seltenheit ist, wenn sich 3-5-achsige Lkw mit 42 und mehr Tonnen in einem Querschnitt begegnen oder dass trotz eines Überholverbotes für Lkw und eines angeordneten Abstandes von 100 m Überholvorgänge stattfinden.

Um eine Vorstellung über die Größenordnung der Schwingungsbelastung zu bekommen, wurde die Anzahl der Lkw-Überfahrten 1984 näherungsweise auf die damalige Lebensdauer hochgerechnet. In den 23 Jahren haben mehr als 50 Mio. Lkw die Brücke überfahren und zu Schwingungen angeregt und somit zu den festgestellten Schäden beigetragen.

Das Bauwerk war also rechnerisch überbelastet, mit steigender Tendenz und besaß eine Reihe von konstruktiven Schwachstellen.

Als Sofortmaßnahme wurde eine Überprüfung der Schweißnahttrisse auf Veränderungen veranlasst. Weiterhin wurde ein Überholverbot für Lkw über 12 t Gesamtgewicht, ein Halteverbot auf dem Seitenstreifen und Einschränkungen für Schwerlasttransporte angeordnet.

### **Gutachten zur Bauwerksinstandsetzung**

Man entschloss sich, nachdem das Gutachten vorlag, umgehend die Schäden am Überbau und die Schadensursachen zu beseitigen. Herr Prof. Nather hat hierfür ein Instandsetzungskonzept ausgearbeitet, das sich durch folgende Besonderheiten auszeichnete:

- Zur Versteifung der Rahmenecke Fahrbahnplatte-Hauptträger sollten im Abstand von 9,24 m Schrägstreben vom Hauptträgeruntergurt zur auskragenden Fahrbahnplatte angeordnet werden.
- Zur Aufnahme der Abtriebskräfte und zur Aussteifung der Hauptträger sollte in der Untergurtebene ein horizontaler Fachwerkverband eingezogen werden.
- Zur Aussteifung der sehr weichen Fahrbahnplatte und zur Unterstützung der QT sollte mittig zwischen den Hauptträgern ein zusätzlicher Fachwerkträger eingebaut werden, um so mehrere Querträger an der

Lastabtragung der Verkehrslastenlasten zu beteiligen. Man erwartete auch einen Abbau der starken Schwingungen der Fahrbahnplatte, mit dem Ergebnis die Lebensdauer der Brücke, insbesondere der Schweißnahtverbindungen zu verlängern.

Mit der Bauwerksinstandsetzung sollte auf Wunsch der Obersten Bayrischen Baubehörde die Konstruktion auf die Brückenklasse 60/30 verstärkt werden und bei der Bauwerksinstandsetzung sollte der Verkehr so wenig als möglich eingeschränkt werden. Dies wurde mit der großen Bedeutung der Verkehrsachse A3 begründet.

Die Bauteile zur Verstärkung sollten sämtlich mit Schraubverbindungen an der Altkonstruktion ausgeführt werden, weil man der Meinung war, dass keine vollwertigen Schweißverbindungen unter Verkehr ausgeführt werden könnten.

### **Ausschreibung und Vergabe der BW-Instandsetzung**

Nach den Vorgaben von Prof. Nather wurden die Ausschreibungsunterlagen 1984 erstellt. Im Entwurf waren auch die einzelnen Arbeitsschritte festgelegt. In den Ausschreibungsbedingungen waren auch Belastungsmodelle für zusätzlich geforderte Betriebsfestigkeitsnachweise der Fahrbahnkonstruktion und der neu einzubauenden Teile vorgegeben.

Als wirtschaftlichstes Angebot wurde ein Sondervorschlag von der Bietergemeinschaft Hein, Lehmann – Dillinger Stahlbau – Noell abgegeben.

Die Verbindungen und die Instandsetzung der Risse waren in diesem SV entgegen der Ausschreibung mit Schweißen vorgesehen. Deshalb wurden vor Auftragsvergabe Schweißversuche an Proben am Bauwerk unter Verkehrseinwirkungen durchgeführt. Nachdem die Proben mit positivem Ergebnis untersucht waren, wurde den Schweißverbindungen unter Auflagen zugestimmt.

### Ausgeführter Sondervorschlag (Bild 3)

Im Juli 1985 wurde mit der Vorabsanierung der außenliegenden Rahmenecken begonnen. Die biegesteife Einbindung der HT-Quersteifen wurde durch das Einschweißen von Rahmensteifen hergestellt. Dabei wurden auch die vorhandenen Schweißnahttrisse saniert. Das Hauptmerkmal der Verstärkungsmaßnahme sind zwei lastverteilende Fachwerks-Längsträger etwa in den Drittelpunkten zwischen den Hauptträgern. Die Lasteinleitung erfolgte an den V-Steifen durch halbhohe überstülpte Manschetten. Nach kurzer Zeit stellte man fest, dass am Anschluss der Manschette im QT-Blech neue Risse auftraten.

handenen Querverbände wurden umgebaut und in das System integriert. Durch die Ausbildung von zwei neuen Längsträgern konnte auch relativ einfach der Brückenbesichtigungswagen an deren Untergurten befestigt werden, welcher in der alten Konstruktion auf den Untergurten der HT fuhr. Die Verstärkung der Konstruktion und die Instandsetzung der Schweißnahttrisse erfolgten im Zeitraum Juni 1985 bis März 1988.

Nach Abschluss der Ertüchtigungsmaßnahmen war man der Meinung, die Brücke würde den kommenden Verkehrsbelastungen bis mind. zum Jahre 2020 gewachsen sein.

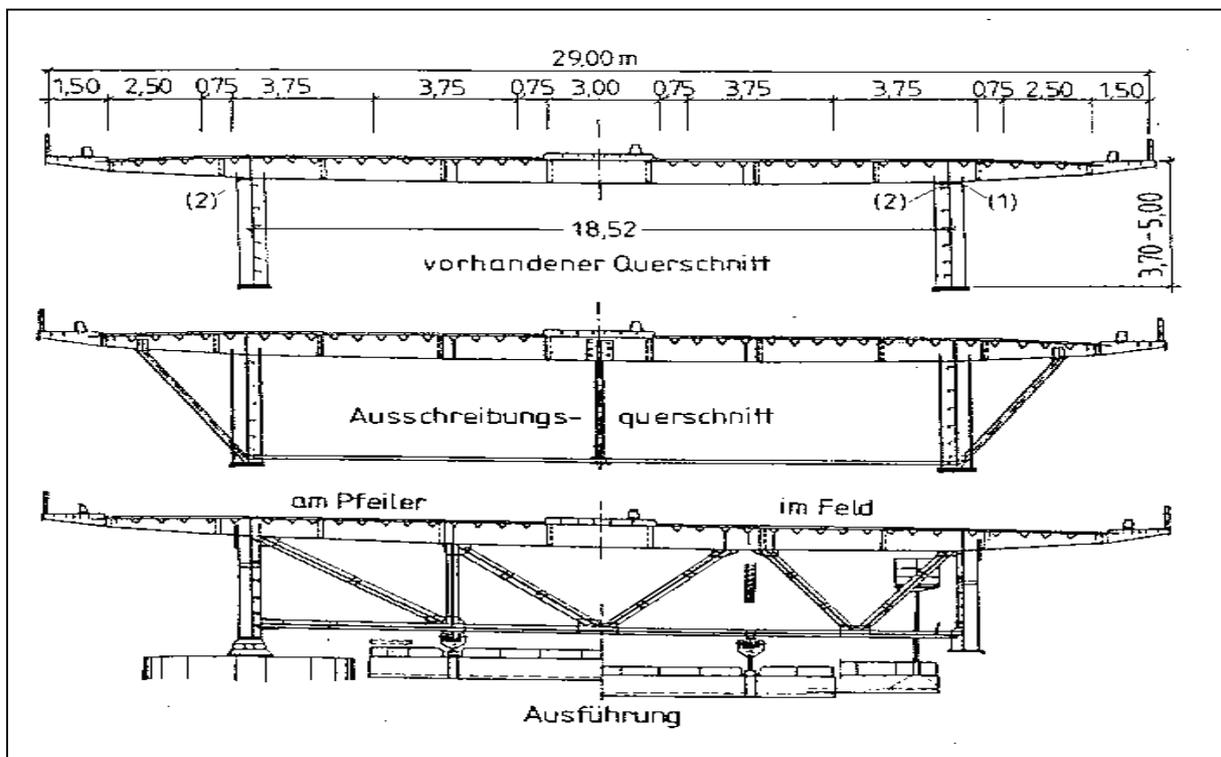


Bild 3

Ursache war nicht ein Schweißfehler, sondern es bildeten sich so genannte Terrassenbrüche aus, die durch den Herstellungsvorgang des QT-Steges durch zeilenförmige Sulfideinschlüsse im Stahlgefüge begründet waren. Der Stahl entsprach trotz allem den damaligen Güteanforderungen. Es musste daher der Lasteinleitungspunkt anders konstruiert werden. Dies gelang, indem man beidseitig Kopfplatten mit HV-Verbindungen an den Querträgern angeschraubte. Zur Lagesicherung der Untergurte der HT wurden an jedem vierten Querträger Querverbände ausgebildet, was zu einer regelmäßigen Aussteifung im Abstand von 9,24 m führte. Die an diesen Stellen vor-

### Belagserneuerungen

Am Ende der Gewährleistung und danach immer wieder musste der Fahrbelag geflickt und teilweise ausgebessert werden. Im Jahre 1988 wurde deshalb für beide Richtungen getrennt, eine Erneuerung der Abdichtung und des Belages ausgeschrieben. Dazu wurden statische Berechnungen wegen der Überbauverformung beim Belagsabtrag, für den Wärmeeintrag beim Einbau der Gussasphalt-Schutzschicht und für die Lager- und Pfeilerbeanspruchung in Querrichtung angestellt. Der erste Bauabschnitt (Richtungsfahrbahn Nürnberg) erfolgte von April bis Juli 1988, zwei Wochen später folgte die Richtungsfahrbahn Frankfurt. Durch einen frühen

Wintereinbruch im November d. J. litt die Qualität der Ausführung trotz Einsatz eines großen Schutzzeltes. Im gleichen Zeitraum April bis November 1988 wurden die Übergangskonstruktionen und die Abdichtungen auf beiden Widerlagern erneuert, sowie auch Betoninstandsetzungen an den Leitwänden durchgeführt.

### **Instandsetzung der Unterbauten**

Im Jahre 1989 wurde eine Betoninstandsetzung der Pfeiler und der Widerlager beauftragt. Betonfehlstellen wurden aufgeholt und Risse verpresst. In den begehbaren Pfeilern wurden die Leitern nach den gültigen Sicherheitsvorschriften umgerüstet.

### **Erneuerung des Korrosionsschutzes**

Durch den Einbau der zusätzlichen Hauptträger- und Querverbände war es wirtschaftlicher, am gesamten Überbau den Korrosionsschutz jetzt zu erneuern. Der alte Beschichtungsaufbau bestand aus zwei Grundbeschichtungen Bleimennige und zwei Deckbeschichtungen aus Eisenglimmer mit Aluminiumpulver. Weil Bleimennige als umweltschädlich eingestuft ist, wurden Strahlschuttanalysen in Auftrag gegeben. Als weitere Umweltschutz-Auflagen waren vorab als sog. „Nullproben“ Boden- und Wasseranalysen sowie Untersuchungen an Fichtennadeln auf Blei- und Zinkgehalt durchzuführen. Während und einige Zeit nach der Baumaßnahme war diese Beprobung als Beweissicherung durchzuführen. Für die Ausschreibung wurden auch statische Berechnungen zum Nachweis der Tragfähigkeit der Brücke unter Einwirkung der Arbeitsgerüste in Auftrag gegeben. Es ergab sich eine maximale Gerüstlänge von rd. 160 m.

Auf Grundlage der DIN 55928, Teil 5 wurde das neue Korrosionsschutzsystem mit folgendem Aufbau gewählt:

Grundbeschichtung:	Epoxidharz Zinkstaub
Kantenschutz:	EP-Zinkphosphat
1. + 2. Deckbeschichtung:	EP-Eisenglimmer
3. Deckbeschichtung:	PU-Harz- Eisenglimmer
Gesamtschichtdicke:	390 µm

Der Strahlschutt wurde zusammen mit der Altbeschichtung durch Einschmelzen im Hochofen verwertet.

Im Zuge der Beschichtungsarbeiten wurden die Pressenansatzpunkte für Lagerwechsel verstärkt und zwischenzeitlich eingetretene Schadstellen an den Schweißnähten beseitigt. Zusätzlich wurden auch die Entwässerungseinrichtungen erneuert oder umgebaut. Die Arbeiten wurden im Zeitraum April 1994 bis Oktober 1997 durchgeführt, wobei eine Anstrichfläche von rd. 78.000 m<sup>2</sup> beschichtet wurde.

### **Weitere Instandsetzungsarbeiten**

Weitere Instandsetzungen wurden durch Nutzung, Verschleiß oder auch durch größere Belastung erforderlich, auf die aber nicht weiter eingegangen wird. Erneuerung der Brückengeländer, Instandsetzung der Leiteinrichtungen, Austausch der Rollenlager auf den Widerlagern durch Kalottengleitlager. Wiederholt mussten die Fahrbahnbeläge instand gesetzt werden, ebenso die Fahrbahnübergänge.

### **Belagserneuerung, Teil 2**

Wie bereits oben erwähnt, fand der Einbau der Abdichtung auf der Richtungsfahrbahn Frankfurt im Jahre 1988 unter sehr schlechten Witterungsbedingungen statt, mit der Folge, dass jährlich Reparaturarbeiten am Belag vorgenommen werden mussten, verbunden mit entsprechenden Verkehrseinschränkungen. Als der Zustand nicht mehr gehalten werden konnte, wurde im Jahre 2001 eine Abdichtungs- und Belagserneuerung der beiden Fahrstreifen ausgeschrieben und beauftragt. Dabei konnte auf frühere Untersuchungen und Nachrechnungen zurückgegriffen werden. Es wurde in der Ausschreibung z. B. vorgegeben, mit welcher Einbaugeschwindigkeit der Gussasphalt maximal aufgebracht werden durfte. Es konnte aber auch nicht verhindert werden, dass an einigen Stellen das Deckblech beim Abfräsen des Belages beschädigt wurde, obwohl die Abtragstiefe auf 3 cm eingestellt war. Einigen Aufwand bedurfte es beim Abtrag der Abdichtungsschicht. Sie wurde mit einer Schneide abgeschabt und anschließend höchstdruckwassergestrahlt. Erst mit zweimaligem Kugelstrahlen im Kreuzgang war eine reine Stahloberfläche für die Neuabdichtung erreicht worden.

## Schweißnahttrisse an den V-Steifen

Bei einer turnusmäßigen Bauwerksprüfung Anfang 2002 wurden überraschend viele neue Schweißnahttrisse an den V-Steifen festgestellt. Stellenweise verzweigten sich die Risse in das Blech der Steifen selbst oder an einer Stelle sogar in das Deckblech. Herr Prof. Albrecht, Ordinarius für Stahlbau an der TU München wurde in die Prüfung mit eingeschaltet. Der Verlauf der einzelnen Risse wurde dokumentiert und in einen Übersichtsplan eingetragen (zu den bereits vorherigen Instandsetzungen). Es zeigte sich, dass ausgehend von den schlecht geschweißten Fensterstößen, die ausgebessert waren, eine Häufung neben diesen Bereichen auftrat. Der Grund wurde darin gesehen, dass in eine einmal abgerissene und wieder angeschweißte Steife die ursprünglichen Schnittgrößen nicht mehr zurückkehren. Die abgewanderten Schnittgrößenanteile führen dort zu höheren Beanspruchungen, was dann beschleunigt zu weiteren Ermüdungsrissen führt. Durch die Schnittgrößenumlagerung aus der Gesamttragwirkung infolge der angerissenen Steifen können bzw. müssen sich neue lokale Tragsysteme ausbilden, welche dann auch das Grundmaterial hochgradig beanspruchen. Wenn es dort zu einer Rissbildung kommt, können Haupttragglieder gefährdet werden, welche von einem viel größerem Verkehrslastbereich beeinflusst werden und dies kann zu besonders gefährlichen Versagensszenarien führen. Als Sofortmaßnahme wurde der Schwerlastverkehr von der Brücke verbannt und es wurde umgehend die Instandsetzung der Schweißnahttrisse ausgeschrieben. Die Arbeiten wurden im Winter 2002/2003 nachts und an den Wochenenden unter Verkehrseinschränkungen durchgeführt. Im weiteren wurde eine jährliche Sonderprüfung veranlasst, mit dem Ergebnis, dass zur Zeit wieder an über 80 V-Steifen die Schweißnähte erneuert und die Anschlüsse an den Querträgern verstärkt werden.

Im Jahre 2002 wurde Vertretern des BMVBW im Rahmen einer Bereisung das Bauwerk mit seinen Schwächen vorgestellt. Ergebnis der Besprechung war, umgehend mit der Planung eines Ersatzneubaues zu beginnen. Die neue Brücke soll gleich für den sechsstreifigen Ausbau der BAB A3 ausgelegt und auch vorab gebaut werden.

Davon wird dann an anderer Stelle berichtet werden