

2

112. Jahrgang
Februar 2017, S. 116 -124
ISSN 0005-9900
A 1740

Sonderdruck

Beton- und Stahlbetonbau



Neubau einer integralen Spannbetonbrücke

Maximilian Fuchs
Gregor Blank
Andreas Schneider
Florian Paukner

Neubau einer integralen Spannbetonbrücke

Der Neubau des Überführungsbauwerks BW 03 über die B20 im Zuge des dreistreifigen Ausbaus der Bundesstraße im Abschnitt Burghausen – Marktl am Inn stellte eine spannende Ingenieuraufgabe dar. Der gestalterische Anspruch und die vielfältigen Anforderungen aus Nutzung und Trassierung der sich kreuzenden Verkehrswege erforderten eine unkonventionelle Entwurfslösung. Der Beitrag beschreibt den Entwurf, die Konstruktion und die Ausführung der aufgelösten Rahmenbrücke als integrale Spannbetonkonstruktion.

An integral post-tensioned concrete bridge

The new overcrossing BW 03 over highway B20 near Burghausen was a challenging engineering task. The creative demands, traffic requirements of crossing roads and highways as well as demands of future use lead to an unconventional solution.

This article describes layout, design and construction of an unraveled frame bridge as an integral post-tensioned concrete bridge.

1 Einführung

Die parallel zur Landesgrenze verlaufende Bundesstraße B20 stellt die wesentliche Nord-Süd-Verbindung im östlichen Oberbayern dar. Die Verkehrsbelastung mit 13 500 Fahrzeugen in 24 Stunden (DTV) bei einem Schwerverkehrsanteil von 13,3% ist entsprechend hoch. Durch die Funktion als Zubringer zwischen dem Industriestandort Burghausen und der Bundesautobahn A94 wird die Verkehrsbelastung mit dem weiteren Ausbau der BAB A94 kontinuierlich ansteigen. Infolgedessen wird die Bundesstraße gegenwärtig im Abschnitt Burghausen – Marktl am Inn dreistreifig ausgebaut. Hierbei sind auch mehrere Brückenbauwerke zu ersetzen bzw. neu zu errichten.

Dem Überführungsbauwerk (BW 03) einer Gemeindeverbindungsstraße bei Schützing wurde dabei besonderes Augenmerk zuteil, da es sich aufgrund der gestreckten Linienführung der B20 und der vergleichsweise eintönigen ebenen Geografie um ein weithin sichtbares, markantes Bauwerk handelt. Der Wunsch des Bauherrn war daher, ein ästhetisches, sich in die landschaftliche Umgebung gut integrierendes Überführungsbauwerk zu entwerfen und umzusetzen (Bild 1).

Die Aufgabenstellung für die planenden Ingenieure und Konstrukteure bestand darin, eine gestalterisch ansprechende Konstruktion in exponierter Lage zu entwickeln, die zudem alle Anforderungen an ein modernes, hinsichtlich laufender Instandhaltung und Unterhaltskosten wirtschaftliches Brückenbauwerk erfüllt. Gleichzeitig mussten zahlreiche Randbedingungen, die sich aus der Verkehrsführung im Bau- als auch im Endzustand bzw. der Trassierung ergaben, berücksichtigt werden. Daher war bereits in der frühen Entwurfsphase eine intensive Zusammenarbeit zwischen Planer, Bauherr und Prüfingenieur erforderlich und für die vorliegende Aufgabenstellung sehr zielführend.



Bild 1 Brücke BW03 über B20 nach Fertigstellung, noch ohne seitliche Rampen und Dämme
Overcrossing bridge BW03 over highway B20 after finishing, still with formwork

2 Randbedingungen

2.1 Verkehrliche Randbedingungen

Um für den dreistreifigen Ausbau der Bundesstraße B20 genügend Raum zu schaffen, waren neben einem ausreichenden Lichtraumprofil (Höhe > 4,70 m) auch eine Breite von 12,5 m für den eigentlichen zu unterführenden Straßenquerschnitt, 6,5 m für einen sich im Brückenbereich befindlichen Bypass und 3,0 m Sicherheitsstreifen zuzüglich entsprechend Raum für die erforderliche Straßenentwässerung vorzusehen. In Summe waren folglich knapp 26 m stützenfrei zu überspannen, damit auch für einen evtl. später zu realisierenden vierstreifigen Ausbau keine Zwangspunkte geschaffen werden (Bild 2).

Die überführte Gemeindeverbindungsstraße verläuft im Bereich des Brückenbauwerks in einem Kreisbogen mit

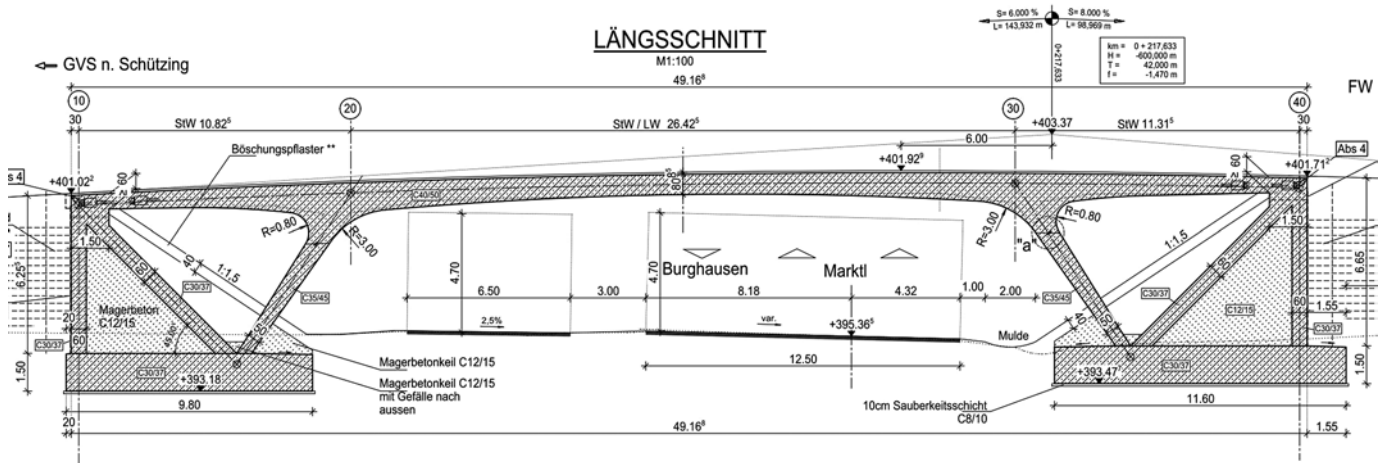


Bild 2 Längsschnitt mit Darstellung des Lichtraumprofils der unterführten B20
Longitudinal section with minimum clearance outline of highway B20



Bild 3 Draufsicht des Verkehrsknotenpunkts GVS/B20 bei Schützing
Top view of traffic crossing road/highway B20 near Schützing

Radius $R = 210$ m. Zudem kommt der Hochpunkt der Kuppe außermittig auf dem Bauwerk zu liegen. Östlich des Bauwerks grenzt unmittelbar eine Straßenkreuzung der Gemeindeverbindungsstraßen an, sodass die hierfür erforderliche Aufweitung des Straßenquerschnitts bereits auf der Brücke beginnen muss. Diese Straßenkreuzung stellt eine Bypass-Lösung für die auf der B20 regelmäßig durchgeführten überhohen Schwertransporte dar, für die die lichte Durchfahrtshöhe unter dem Brückenbauwerk von 4,70 m meist nicht ausreichend ist. Eine Erhöhung des gesamten Brückenbauwerks war nicht möglich, da die hierfür erforderlichen Flächen für eine Dammschüttung aufgrund der Lage im Bannwald nicht zur Verfügung standen. Die komplexe Ausgestaltung und Anordnung des Verkehrsknotenpunkts ist Bild 3 zu entnehmen. Neben diesen komplexen geometrischen Randbedingungen muss dem Verkehrsteilnehmer zudem während der Fahrt unter dem Bauwerk die Sicht in alle Richtungen möglichst ungehindert möglich sein.

2.2 Gestalterische Vorgaben

Wie eingangs beschrieben war es der Wunsch des Bauherrn, aufgrund der exponierten Lage des Überführungsbauwerks dieses ansprechend zu gestalten. Aus den oben genannten Gründen sollte das Hauptfeld ohne Zwischenpfeiler überspannt werden. Zudem war eine in der Seitenansicht möglichst transparent wirkende Erscheinung gewünscht.

3 Konstruktiver Entwurf und Besonderheiten

3.1 Grundgedanke

Hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit bei Bau und Unterhalt war bezüglich der Materialwahl eine massive Konstruktion zu bevorzugen. Aufgrund der nur sehr begrenzt zur Verfügung stehenden Bauhöhe für den Überbauquerschnitt war eine schlanke Lösung in Stahlbeton nur mit einer rahmenartigen Konstruktion möglich. Die oben beschriebenen Randbedingungen führten in Summe zu dem Grundgedanken einer aufgelösten Konstruktion ohne massive, scheibenartigen Bauteile in der seitlichen Ansicht. Der „klassische“ Schrägstielrahmen mit hohen Flügeln wurde daher durch ein aufgelöstes Dreieck erweitert und somit um zwei Randfelder ergänzt. Um die Transparenz weiter zu erhöhen, wurden sich nach unten hin verjüngende Schrägstiele gewählt. Die große gewünschte Mittelöffnung bedingte zudem den Einsatz einer Vorspannung für den Brückenüberbau. Die Gesamtlänge des entwickelten Bauwerks ergab sich so zu ca. 49 m.

Zuvor wurden im Zuge der Vorentwurfsplanung verschiedene Varianten hinsichtlich Bauform, System und Material untersucht (vgl. Auswahl in Bild 4). Planer und Bauherr haben sich auf Basis der gemeinsam erarbeiteten technischen und wirtschaftlichen Beurteilung der verschiedenen Varianten und Untervarianten schließlich für den skizzierten Grundgedanken einer aufgelösten Rah-

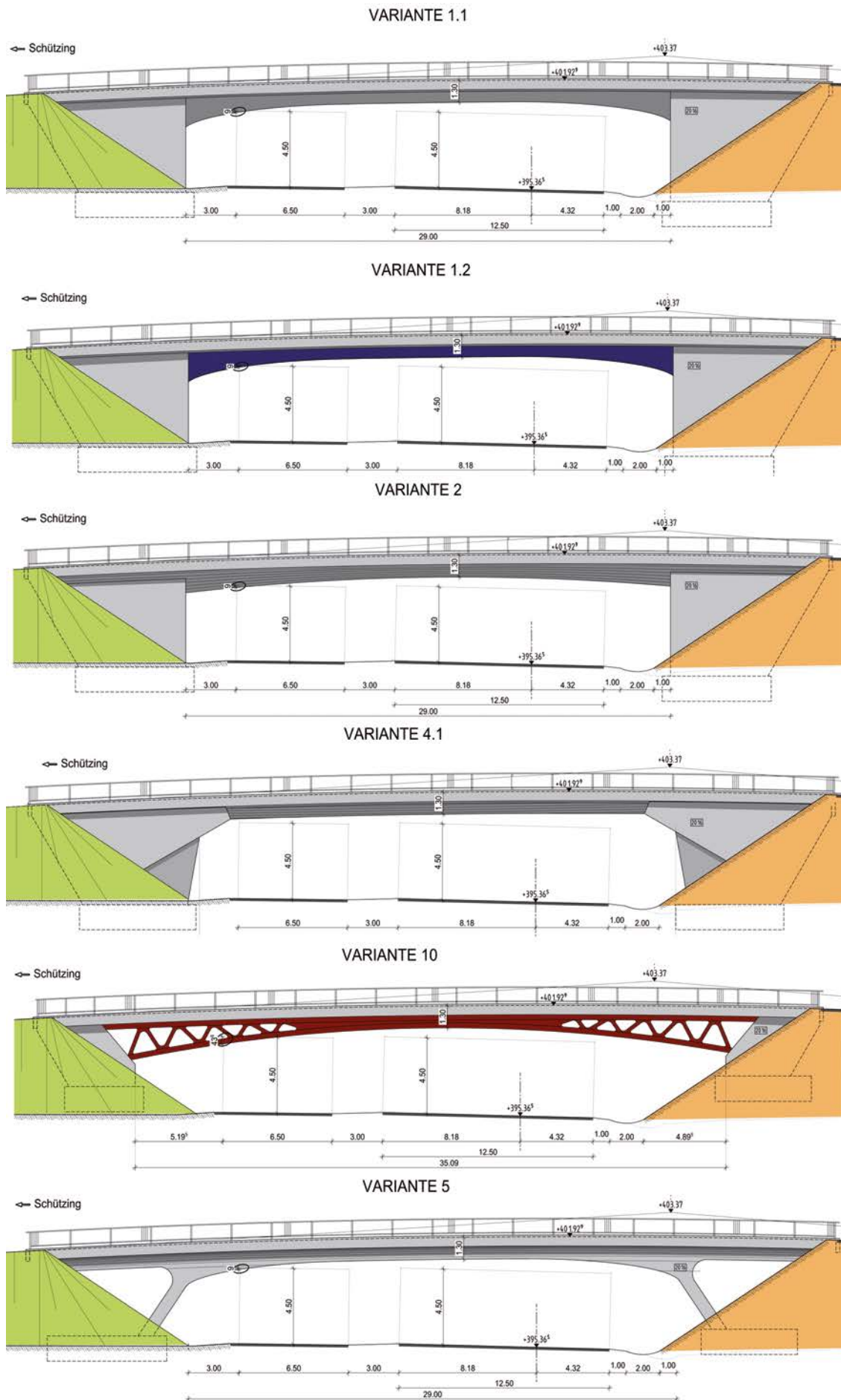


Bild 4 Varianten im Zuge der Vorentwurfsplanung (Auswahl mit gewählter Lösung Variante 5)
Variations during first draft phase (selection with chosen solution no. 5)

menkonstruktion in Spannbetonbauweise entschieden (Variante 5).

3.2 Entwicklung und Optimierung der Geometrie

Neben den geometrischen Randbedingungen ist für ein integrales Bauwerk v.a. der anstehende Baugrund entwerfsbestimmend. Im vorliegenden Fall steht oberflächennah für eine Bauwerksgründung optimaler Kies in dichter Lagerung an. Nachdem die aufgelöste Rahmenkonstruktion als Vorzugsvariante ausgewählt war, wurden im Weiteren hierfür verschiedene statische Systeme untersucht, mit welchen die angestrebte Geometrie hinsichtlich Robustheit und Wirtschaftlichkeit bestmöglich umgesetzt werden konnte.

1. rechnerische Variante:

Üblicherweise kommen Schrägstielrahmen bei tiefen Straßeneinschnitten vorzugsweise mit anstehendem felsigen Baugrund zur Anwendung. Dadurch können die Schrägstiele sehr steif ausgebildet werden, womit sich die Biegemomentenverteilung im Überbau (Rahmenriegel) maßgeblich beeinflussen lässt. Die ersten rechnerischen Untersuchungen zeigten jedoch schnell, dass im vorliegenden Fall der aktivierbare passive Erddruck einer ober-

flächennahen Flachgründung der Schrägpfeiler nicht die geforderte Steifigkeit generieren würde (vgl. FE-Modell in Bild 5). Auch der zusätzliche Ansatz von Sohlreibungswiderstand konnte aufgrund der geringen Eigenlast der Konstruktion nicht die erforderliche Robustheit des statischen Systems gewährleisten.

Das Verhältnis der Feldmomente zu den Stützmomenten im Überbau ließ mit einer üblichen Spanngliedführung bzw. üblichen Vorspanngraden den Dekompressionsnachweis nicht gelingen. Zudem war aus planerischer Sicht die Herstellung der angrenzenden Verkehrsflächen und die Hinterfüllung der mit dieser Variante verbundenen kompakten Widerlager problematisch.

Dieser erste Ansatz zeigte, dass der Horizontalwiderstand der Fundamente für die weiteren Entwurfsvarianten bestimmend sein würde.

2. rechnerische Variante:

Nachdem die Tieferlegung der Fundamente und der damit einhergehende Bodenaushub umgangen werden sollten, wurde in einer zweiten rechnerischen Variante versucht, die vorhandenen Horizontallasten in den Schrägpfeilerfundamenten zu reduzieren. Dies gelang, indem die Überbauenden mit der Gründung der Schrägpfeiler kurz-

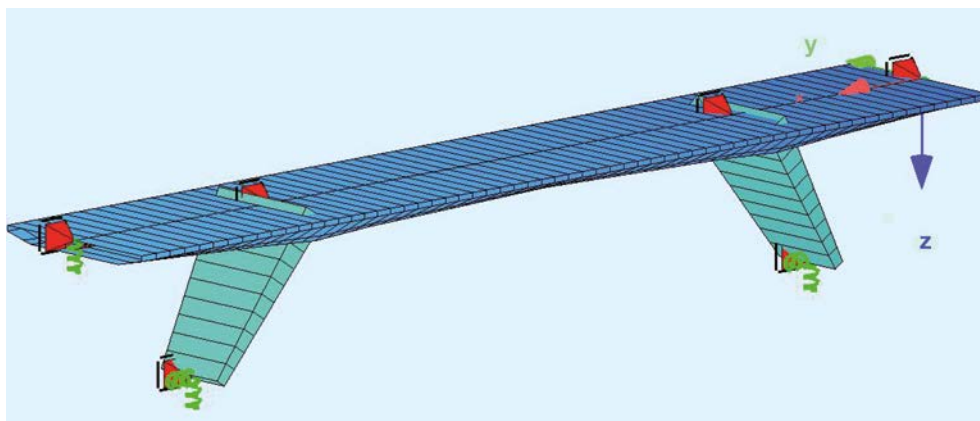


Bild 5 FE-Modell der ersten rechnerischen Variante
Finite element model of first calculation version

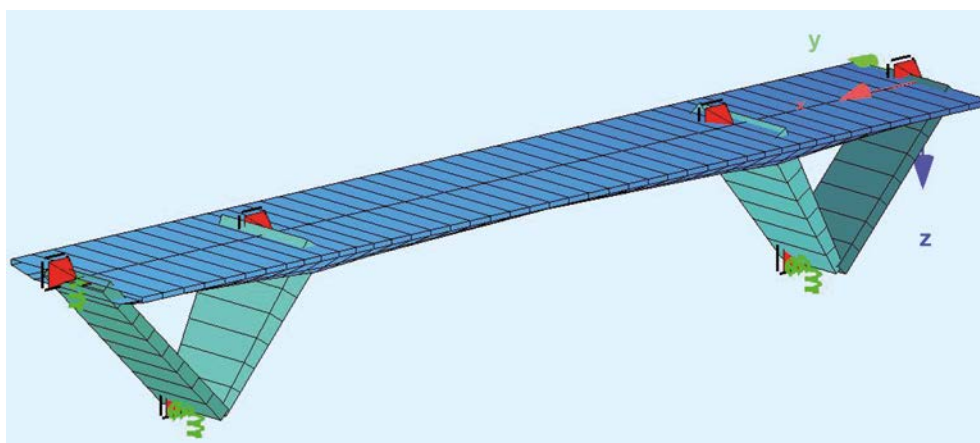


Bild 6 FE-Modell der zweiten rechnerischen Variante mit Rückverankerung
Finite element model of second calculation version with rear anchoring

geschlossen und gleichzeitig die Überbauenden in vertikaler Richtung rückverankert wurden (z. B. mittels Mikropfählen oder geotechnischen Ankern). Die dadurch aktivierte Normalkraft in den widerlagerseitigen Schrägstielen reduziert die resultierende Horizontallast in den Fundamenten. Die Ausbildung einer ausreichend steifen Rückverankerung, welche den horizontalen Verformungen der Widerlager standhält und zudem dauerhaft funktioniert, wurde jedoch als problematisch angesehen.

3. rechnerische Variante:

In der schließlich zur Ausführung gekommenen finalen Entwurfsvariante wurde die Rückverankerung der Widerlager durch eine massive Widerlagerwand ersetzt (vgl. Bild 7). Die Flachgründung der Pfeilerfundamente wurde bis unter die Widerlagerwände verlängert. Dadurch entstanden zwei Dreiecke pro Widerlager, welche ein Höchstmaß an Steifigkeit gewährleisten. Zudem konnte durch die zusätzliche Betonkubatur der Nachweis der Horizontalkraftabtragung allein über Reibung in der Sohlfuge infolge Konstruktionseigengewicht nachgewiesen werden, wodurch die Robustheit des Bauwerks sichergestellt ist. Auf eine Variation der Bettung in horizontaler Richtung konnte daher im weiteren Berechnungsverlauf verzichtet werden. Lediglich die Variation der Baugrundparameter in vertikaler Richtung wurde untersucht. Der Einfluss der vertikalen Bettung ist jedoch im Vergleich zur Horizontalbettung grundsätzlich deutlich geringer.

Ein weiterer Vorteil dieser Variante bestand darin, dass die vertikale Widerlagerwand in Achse 40 beliebig an die Erfordernisse der dahinter angeordneten, parallel zur B20 verlaufenden Straße angepasst werden konnte. Um eine möglichst effiziente Bauausführung zu ermöglichen, wurden bereits im Zuge der Entwurfsphase mehrfach die geometrischen Bedingungen der Schrägstiele und insbe-

sondere der Knotenpunkte angepasst. Die final gefundene Lösung ist in den Bildern 2 und 7 dargestellt.

3.3 Wahl der Vorspannung

Der Entwurf der Spanngliedgeometrie und des Vorspanngrades unterliegt beim vorliegenden Bauwerk, welches mehrfach statisch unbestimmt ist, einer Vielzahl an Einflussparametern. Die Beherrschung der statisch unbestimmten Vorspannung durch Variation der Steifigkeiten der einzelnen Brückenbauteile stand dabei im Mittelpunkt der rechnerischen Untersuchungen. Ziel war es, die Querschnitte so zu wählen, dass der statisch unbestimmte Anteil der Vorspannung im Mittelfeld möglichst eliminiert werden konnte. Dies gelingt durch eine relativ gestreckte Vorspannlinie, welche den Überbau an den Einspannstellen wenig verkrümmt. Starke Umlenkungen waren daher zu vermeiden.

Problematisch war dieser Ansatz v. a. für den Dekompressionsnachweis in den Drittelpunkten des Mittelfelds. Die einwirkenden Biegemomente, welche Zug an der Unterseite des Überbaus hervorrufen, klingen vom Maximalwert in Feldmitte hin zu den Pfeilerknotenpunkten nur sehr langsam ab. Insbesondere die Zwangslastfälle aus Temperatur und Setzung liefern hierbei maßgebende Anteile in der nachweisrelevanten quasiständigen Bemessungskombination. Gleichzeitig ist die entgegengerichtete Belastung aus der statisch bestimmten Vorspannung in diesen Bereichen gering, da die Spannglieder relativ zügig in den oberen Bereich des Querschnitts gezogen werden müssen, um die zuvor beschriebene Überbauverkrümmung an den Pfeilerstützpunkten zu umgehen. Außerdem galt dem Dekompressionsnachweis am Verschneidungspunkt Überbau/Schrägpfeiler in Richtung der Endfelder besondere Aufmerksamkeit, da in diesen Bereichen die

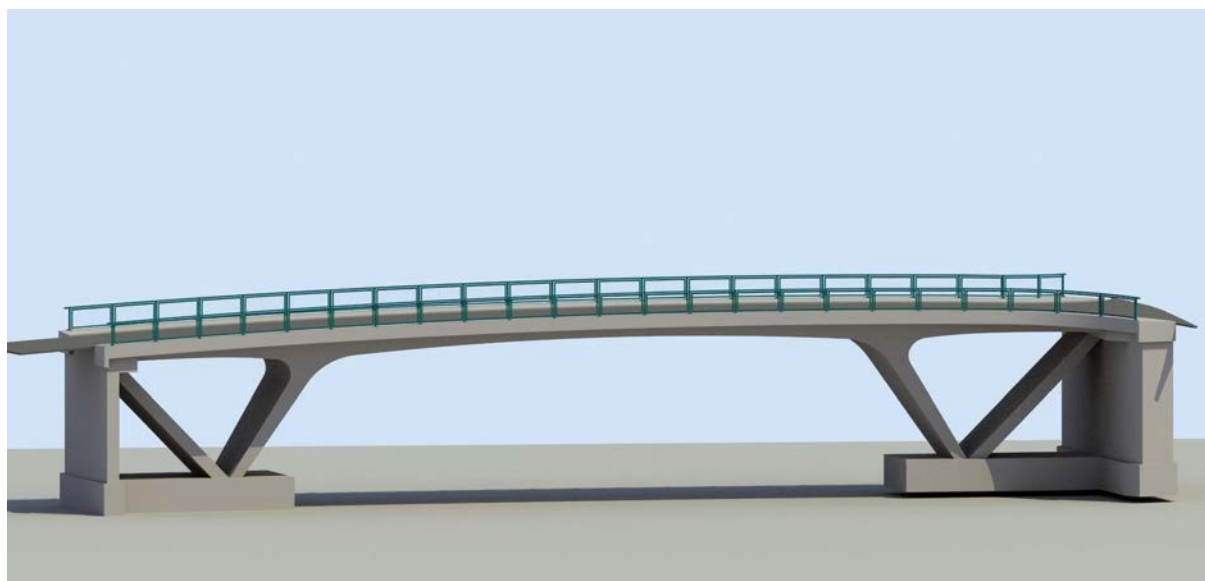


Bild 7 3D-Modell der finalen Variante mit massiven Widerlagerwänden
3D-model of final version with rigid abutment walls

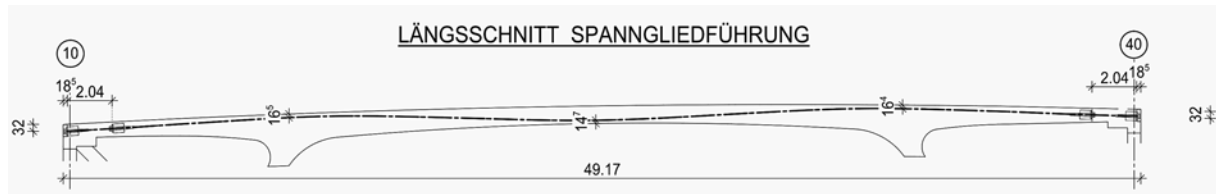


Bild 8 Spanngliedführung im Aufriss (Regellängsschnitt)
Layout of post-tensioning (elevation)

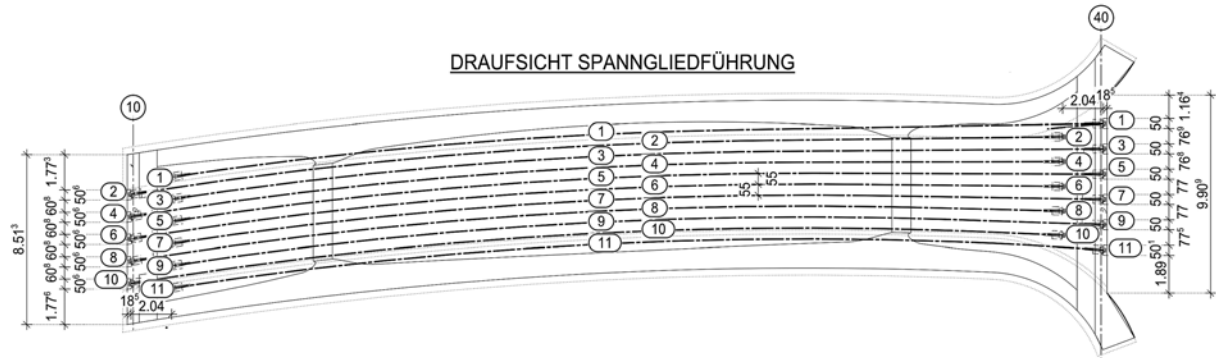


Bild 9 Spanngliedführung in der Draufsicht
Layout of post-tensioning (top view)

statisch unbestimmte Wirkung der Vorspannung für den Nachweis ungünstig wirkt.

Um trotz Unwägbarkeiten hinsichtlich der Bettung durch den Boden und veränderlicher Steifigkeiten des Materials (z.B. durch Rissbildung) über den gesamten Lebenszyklus des Bauwerks hinweg die Gebrauchstauglichkeit sicherstellen zu können, wurde ein relativ hoher Vorspanngrad gewählt ($\sigma_{\text{zentrisch}} = 7,2 \text{ MPa}$). Dies wurde durch den Einsatz von elf Spanngliedern vom Typ VBT-KI 19M 150 1860 erreicht. Dabei handelt es sich um klassische Litzenspannglieder mit je 19 Litzen à 150 mm^2 unter Verwendung des höherfesten Spannstahls der Güte St 1660/1860. Bedingt durch den hohen Vorspanngrad ergaben sich auch vergleichsweise große zeitabhängige Verluste in der Größenordnung von etwa 20 %.

Bei der Wahl der Vorspanngeometrie waren auch ausführungstechnische Belange wie beispielsweise die Einbaubarkeit vorgespannter und schlaffer Bewehrung in den Knotenpunkten Überbau/Schrägpfeiler bzw. Überbau/Widerlagerwand/überschütteter Schrägpfeiler zu berücksichtigen. Infolgedessen wurden die Festanker aller Spannglieder um ca. 2,0 m ausgehend von Achse 10 bzw. 40 in die Randfelder verschoben. Damit konnte der hochbewehrte Rahmeneckbereich an den Überbauenden, wo zusätzlich der überschüttete Schrägpfeiler anschließt, entlastet und eine baupraktische Bewehrungsführung ermöglicht werden. Die final gewählte Spanngliedführung ist in den Bildern 8 und 9 dargestellt.

3.4 Ausbildung der Bauwerksenden

Hinsichtlich der Einwirkungen wurde das Brückenbauwerk für das modifizierte Lastmodell 1 auf Basis des EC1

incl. zugehörigem nationalen Anwendungsdokument [1] ausgelegt (Verkehrslastmodell LMM). Die Bemessung erfolgte auf Basis des EC2 incl. zugehörigem nationalen Anwendungsdokument [2] und unter Verwendung der Vorgaben der ZTV-ING [3].

In Absprache mit dem Bauherrn wurde für das Bauwerk abweichend von den Empfehlungen der Richtlinie Integrale Brücken in [5] und [6] ein Bauwerksabschluss gemäß RIZ-Ing Abs 4 [4] gewählt. Hierbei ist zu erwähnen, dass das Bauwerk erst ein Jahr nach Herstellung in Betrieb genommen wird. Bis dahin können die Verformungen aus Kriechen, Schwinden und Relaxation weitestgehend abklingen. Erst danach werden die Dammschüttung und der Straßenbelag der überführten Gemeindeverbindungsstraße eingebaut.

Bei in der Zukunft gegebenenfalls auftretenden Schäden in der Übergangsfuge infolge Temperaturverformungen des Bauwerks kann aufgrund der untergeordneten Verkehrsbedeutung der überführten Straße problemlos eine kostengünstige Instandsetzung während einer Vollsperrung der GVS durchgeführt werden. Aufgrund dieser Wirtschaftlichkeitsüberlegungen ist bei der gewählten Gesamtlänge des Bauwerks aus Sicht der Verfasser ein Verzicht auf eine Schleppplatte gerade noch möglich.

4 Umsetzung und Bauausführung

4.1 Traggerüst und Schalung

Die Ausschreibung des Bauwerks war so gestaltet, dass der Auftragnehmer das Traggerüst und die Art der Schalung selbst wählen konnte. Die bauausführende Firma entschied sich für eine abschnittsweise Herstellung in



Bild 10 Überbauschalung auf fertiggestelltem, bodengestütztem Traggerüst
Superstructure formwork on finished, fully supported falsework



Bild 12 Blick in die Überbauschalung mit Anschlussbewehrung des vorab hergestellten Schrägstiels
Superstructure formwork with connecting reinforcement of first built slanting shaft



Bild 11 Schalarbeiten an der Überbauschalung mittels Stecksystem und anschließender Beplankung
Formwork on superstructure with a plug-in-plug-system and future covering

Form einer Vorabherstellung der Widerlagerwände und der Schrägstiele sowie der anschließenden Herstellung des Rahmenriegels über die gesamte Bauwerkslänge in einem Stück unter Verwendung eines bodengestützten Traggerüsts (Bild 10).

Die komplexe Schalung wurde mit Scheiben aus Spanplatten hergestellt, welche mit CNC-gesteuerter Schneidetechnik exakt nach den Schalplänen im Werk hergestellt werden konnten. Auf der Baustelle wurden diese nach dem Steckprinzip ineinandergestellt (Bild 11) und anschließend mit den gehobelten, gespundeten Schalbrettern beplankt. Bild 12 bietet einen Blick in die Überbauschalung mit Anschlussbewehrung des vorab hergestellten östlichen Schrägstiels.

Vier Tage nach Betonage des Überbaus wurde eine Teilvorspannung von 50% aufgebracht. Die Vorspannung wurde so ausgelegt, dass der Nachweis der Dekompression unter den Lastfällen Eigengewicht und Ausbaulasten

im Bauzustand geführt werden konnte ($t = 0$). Somit konnte das hinsichtlich der Vorhaltung kostenintensive Traggerüst zeitnah abgebaut werden. Nach 30 Tagen erfolgte die Vollvorspannung, wodurch die Kriech- und Schwindverluste bis zu diesem Zeitpunkt zurückgestellt werden konnten.

4.2 Knotenausbildung

Der in der gesamten Konstruktion aufwendigste und maßgebliche Detailpunkt war die Ausbildung der Knoten Rahmenriegel/Schrägstiel bzw. Rahmenriegel/überschütteter Schrägstiel/Widerlagerwand. Bei Ersterem war die Anschlussbewehrung aus den Stielen für öffnende und schließende Biegemomente bereits in der Planung so zu konstruieren, dass diese nicht nur baupraktisch einbaubar war, sondern auch mit der Riegelbewehrung in ausreichendem Maße gestoßen werden konnte und zudem genügend Platz zum Durchfädeln der Spannbewehrung und zur Sicherstellung ausreichend großer Rüttelgassen für die Betonage des Riegels zur Verfügung stand.

Der Knoten Rahmenriegel/überschütteter Schrägstiel/Widerlagerwand war ungleich aufwendiger zu konstruieren, da hier zusätzlich zu den oben beschriebenen Anforderungen an Platz und Sicherstellung ausreichender Übergreifungslängen der Anschlussbewehrung auch die Verankerung der Spannglieder sicherzustellen war und zudem drei Querschnitte im Knotenpunkt zusammenzuführen waren. Ferner war das Abschlussprofil nach Abs. 4 gemäß [4] geometrisch unterzubringen. Durch die Verwendung von Schraubanschlüssen konnte eine schalungstechnische Optimierung für die Widerlagerwand erzielt und zudem der darauffolgende Einbau der Überbaubewehrung erleichtert werden. Bild 13 stellt diesen Detailpunkt zeichnerisch dar. Die so konstruierte Rahmenecke hat sich im Zuge der Umsetzung auf der Baustelle als gut ausführbar erwiesen.

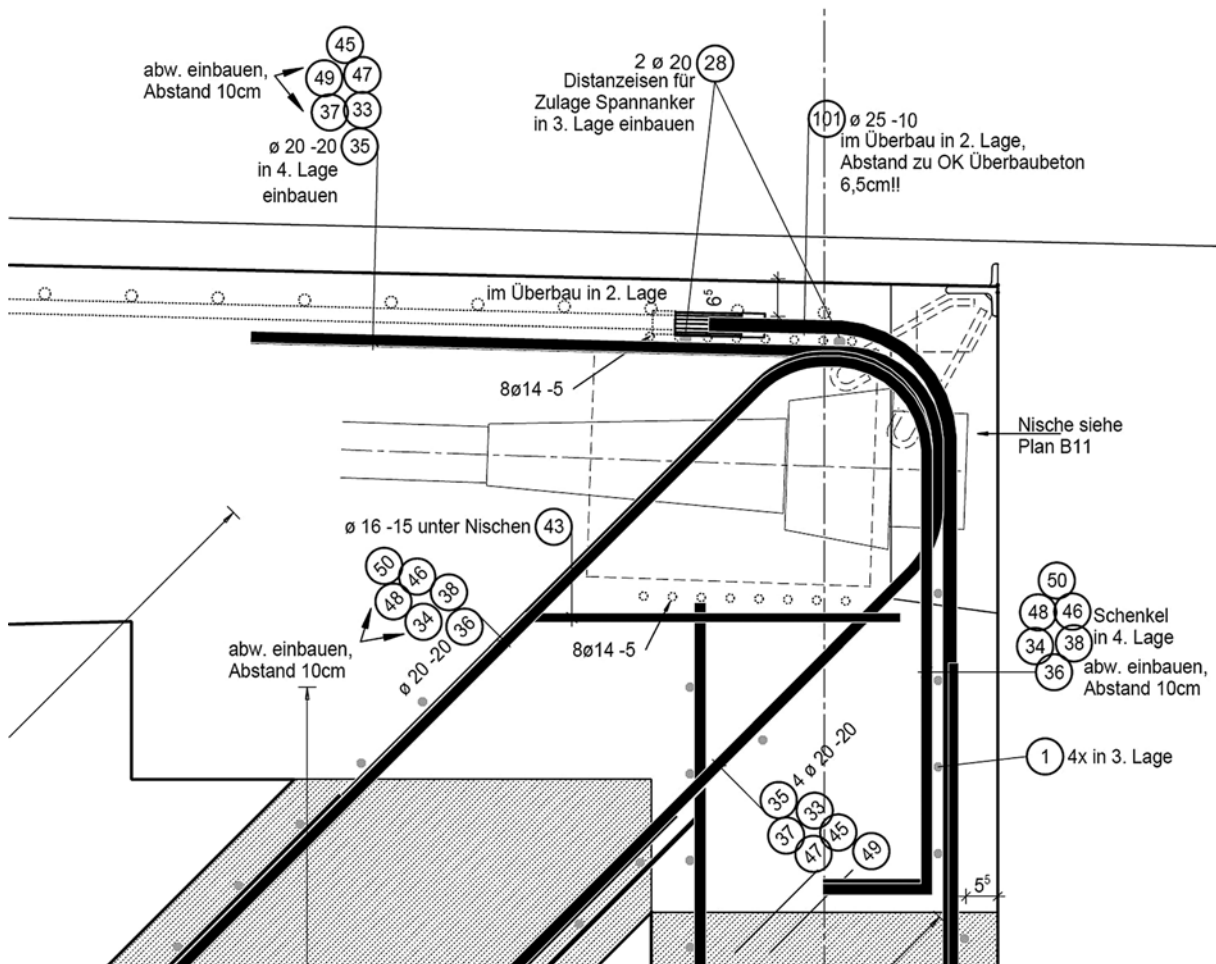


Bild 13 Knotenausbildung Rahmenriegel/überschütteter Schrägstiel/Widerlagerwand (Auszug aus Bewehrungsplan)
Node superstructure/slanting shaft/abutment wall (extract of reinforcing drawing)

5 Zusammenfassung

Der Neubau des Überführungsbauwerks BW 03 einer Gemeindeverbindungsstraße über die Bundesstraße B20 im Zuge des dreistreifigen Ausbaus dieser im Abschnitt Burghausen – Marktl am Inn in Oberbayern stellte aufgrund vielfältiger Anforderungen aus gestalterischem Anspruch, Bau und Nutzung und des daraus resultierenden Entwurfs eine spannende Ingenieuraufgabe für alle am Bau Beteiligten dar (Tab. 1). Im vorliegenden Beitrag wurde gezeigt, dass durch enge Zusammenarbeit zwischen Planer, Bauherr und Prüfenieur bereits in den

frühen Leistungsphasen der Vorentwurfs- und Entwurfsplanung zielgerichtet eine optimale Lösung für die Bauaufgabe gefunden werden kann. Ergebnis dieser konstruktiven Zusammenarbeit ist eine gestalterisch ansprechende und wirtschaftlich optimierte Spannbetonbrücke, die zudem modernste Anforderungen an Dauerhaftigkeit und geringen Instandhaltungsaufwand verbunden mit geringen Unterhaltskosten in sich vereint (Bild 14).

Tab. 1 Projektbeteiligte
Participants

Bauherr	Freistaat Bayern, vertreten durch das Staatliche Bauamt Traunstein
Objekt- und Tragwerksplanung	Haumann & Fuchs Ingenieure AG, Traunstein
Bauausführung	Max Aicher Bau GmbH & Co. KG, Freilassing
Prüfenieur	Prof. Dr.-Ing. JÜRGEN FEIX, München



Bild 14 Untersicht des fertiggestellten Bauwerks mit Kappenschalung
Finished bridge with late formwork

Literatur

- [1] DIN EN 1991-2 Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: *Verkehrslasten auf Brücken incl. NA zu DIN EN 1991-2*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Dezember 2010.
- [2] Handbuch Eurocode 2 Betonbau, Band 2: *Brücken, Bemessung nach DIN EN 1992-2*. Vom DIN autorisierte Fassung, 1. Auflage, Beuth Verlag Berlin, 2013.
- [3] ZTV-ING: *Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten*. Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, Dezember 2014.
- [4] RiZ-ING: *Richtzeichnungen für Ingenieurbauten*. Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, Dezember 2015.
- [5] GLITSCH, W.: *Richtlinie Integrale Bauwerke*. Seminar „Brückenausstattung, Brückenstandards – Theorie und Anwendung“, VSVI Hessen, Friedberg/Hessen, März 2014.
- [6] BERGER, D.; GRAUBNER, C.-A.; PELKE, E.; ZINK, M.: *Besonderheiten bei Entwurf und Bemessung integraler Betonbrücken*. Beton- und Stahlbetonbau 99 (2004), Heft 4, S. 295–303.



Gregor Blank
Haumann & Fuchs Ingenieure AG
Sonntagshornstraße 4
83278 Traunstein
blank@haumann-fuchs.de



Andreas Schneider, M.Sc.
HFS Ingenieure Regensburg GmbH
vormals Haumann & Fuchs Ingenieure AG
Frankenstraße 9
93059 Regensburg
schneider@hfs-ing.de

Autoren



Dr.-Ing. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Maximilian Fuchs
Haumann & Fuchs Ingenieure AG
Sonntagshornstraße 4
83278 Traunstein
mfuchs@haumann-fuchs.de



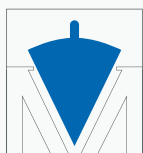
Dipl.-Ing. Florian Paukner
Staatliches Bauamt Traunstein
Rosenheimer Straße 7
83278 Traunstein
florian.paukner@stbats.bayern.de



DAS UNTERNEHMEN

Wir sind eine Unternehmensgruppe mit ca. 125 Mitarbeitern im südostbayerischen Raum und im angrenzenden Salzburger Land. Unsere Ingenieurunternehmen sind seit 1977 auf dem Gebiet des Hoch- und Ingenieurbaus als Objekt- und Tragwerksplaner für private und öffentliche Bauherren regional und über-regional tätig.

Neben Leistungen im Bereich der Gebäude- und Tragwerksplanung erbringen wir umfassende Planungsleistungen im Brücken-, Industrie- und Gewerbebau sowie spezielle Leistungen aus dem Bereich Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen.

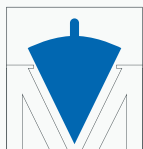


Wir suchen eine (n)

**BAUINGENIEUR (IN)
MASSIVBRÜCKEN**

Qualifikation

- Mehrjährige Berufserfahrung
- Kenntnisse im Spannbetonbau



Wir suchen eine (n)

**BAUINGENIEUR (IN)
STAHLBAU**

Qualifikation

- Mehrjährige Berufserfahrung

Wir bieten Ihnen interessante Projekte mit verantwortungsvollen Aufgaben, eine leistungsgerechte Vergütung, einen Arbeitsplatz mit modernster Ausstattung und ein motivierendes und angenehmes Arbeitsklima in einer der schönsten Regionen Deutschlands!

Wenn Sie an der Übernahme von verantwortungsvollen Aufgaben interessiert sind, würden wir uns über Ihre Bewerbung freuen!

Bitte richten Sie Ihre aussagekräftige
Bewerbung via E-Mail oder postalisch an:

HAUMANN & FUCHS INGENIEURE AG

z. Hd. Herrn Dr. Maximilian Fuchs

Sonntagshornstraße 4 | 83278 Traunstein

T. 0861/98 88 80 | personal@haumann-fuchs.de

www.haumann-fuchs.de