

## Integrales Bauwerk im Zuge der Schweizerischen Hauptstraße H 212 Brücke Chinegga als Teil der Umfahrung Stalden

■ ■ ■ von Wolfgang Linder

Für die Chineggabrücke konnte durch eine erneute Variantenstudie auf Basis eines Bauprojekts aus dem Jahr 2012 eine erhebliche Verbesserung des Tragwerkskonzepts erzielt werden. Die wesentlichen Vorteile der Konzeptänderung sind folgende:

- Durch die Zusammenfassung von zwei veranschlagten Viadukten zu einer einzigen Spannbetonbrücke konnten zwei Widerlager eingespart und durch ein sehr einfaches Auflager ersetzt werden.
- Wegen der integralen Bauweise entfallen sämtliche vier Fahrbahnübergänge und statt zwölf Brückenlagern ist nur noch eines notwendig.

Neben den Kostenvorteilen ergibt sich daraus ein robustes, unterhaltsarmes und dauerhaftes Bauwerk. Die ausschließliche Verwendung von Beton, welcher vor Ort verfügbar ist, ermöglichte kurze Transportwege. Das Brückenbauwerk kostet inklusive des imposanten Lehrgerüsts ca. 12 Mio. sFr., die Abrechnung wird unterhalb der Vergabesumme liegen. Das Bauprogramm wird eingehalten und die Brücke bis Ende Oktober 2019 fertiggestellt sein.



1 Chineggabrücke  
© SRP Ingenieur AG

### 1 Einleitung

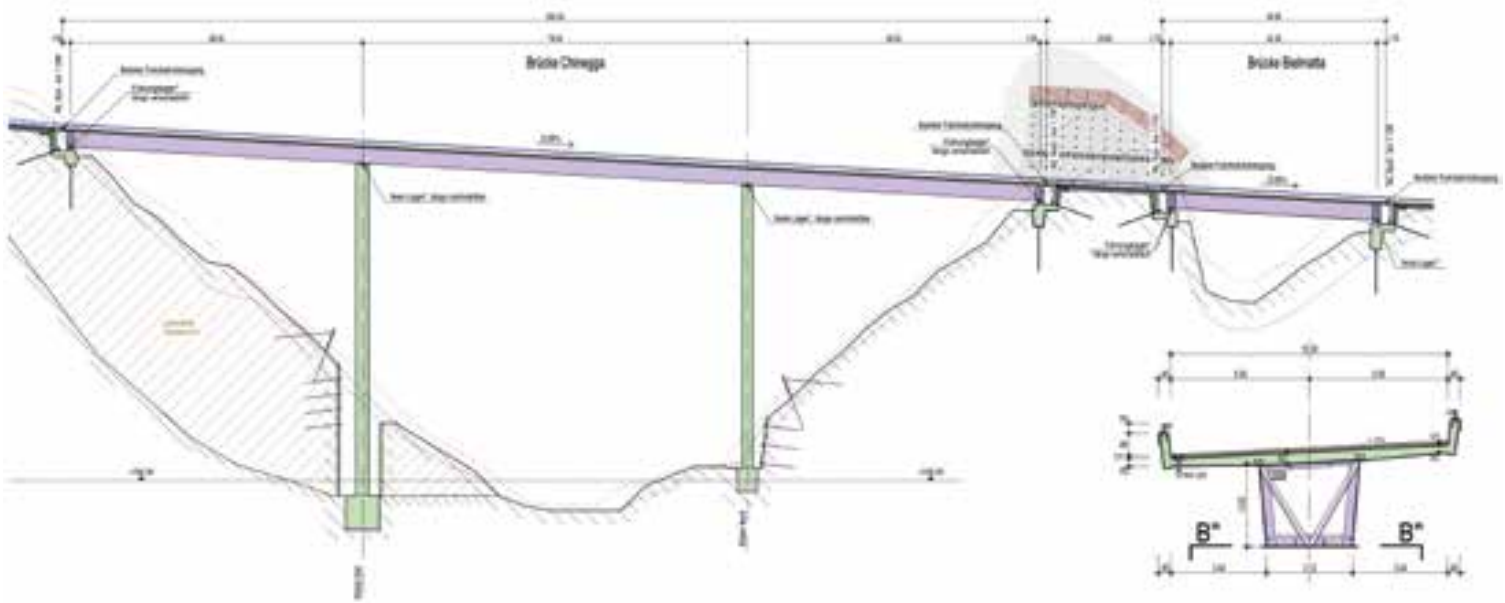
#### 1.1 Vorhaben, Auftrag

Die Schweizerische Hauptstraße H 212 Visp–Stalden–Saas-Grund durchquert heute das Siedlungsgebiet von Stalden. Aufgrund der großen Bedeutung des Tourismusverkehrs nach Saas-Fee und Zermatt werden insbesondere in der Hochsaison an Samstagen Spitzenbelastungen von 12.000 Kfz verzeichnet. Dadurch entstehen große Verkehrsbehinderungen und eine hohe Lärmbelastung entlang der Ortsdurchfahrt. Mit dem Bau einer 1,445 km langen Dorfumfahrung soll dieses Problem gelöst und Stalden vom Durchgangsverkehr befreit werden. Auf der Strecke sind sechs Brückenbauwerke und ein Tagbautunnel geplant. Damit die Arbeit auf verschiedene Planungsbüros und Bauunternehmungen aufgeteilt werden konnte, wurde die Umfahrung in fünf Bau Lose auf gegliedert.

Unsere Ingenieurgemeinschaft erhielt vom Kanton Wallis im April 2014 den Gesamtauftrag für die Projektierung, Ausschreibung und Realisierung des Loses 3.8, dessen wesentlicher Bestandteil die Überbrückung der Matter Vispa darstellt.



2 Umfahrung Stalden mit sechs Brücken und einem Tunnel  
© Dienststelle für Mobilität



3 Bauprojekt: Brücken Chingega und Bielmatta  
© Diggelmann und Partner AG

### 1.2 Grundlagen

Das Los 3.8 führt von der Abzweigung der Kantonsstraße, genannt Bielmatta, kurz vor dem Dorf Stalden über den tiefen Taleinschnitt der Matter Vispa zum südlichen Chingegahang. Die Trassierung der Strecke bildete ein separates Los und war den Planungsbüros für die Kunstbauwerke durch das genehmigte Auflageprojekt vorgegeben.

Im Bauprojekt waren bereits vertieft untersuchte Entwürfe für die zwei Brücken Bielmatta und Chingega samt einer Grobstatik enthalten, welche die Basis unseres Honorarangebots darstellten. Vorgesehen waren Stahl-Beton-Verbundbrücken, bestehend aus Stahlhohlkästen auf der Unterseite, welche über Kopfholzendübel mit der Betonfahrbahnplatte verbunden sind.

Das erste Bauwerk auf der Nordseite, die Brücke Bielmatta, war als Einfeldträger mit einer Spannweite von 42,30 m geplant. Nach einem 24 m langen Straßenabschnitt, auf der sogenannten Felsenase, folgte eine 199 m lange, dreifeldrige Brücke mit Spannweiten von 60 m, 79 m und 60 m. Es war beabsichtigt, die Chingega-Brücke mit den beiden Pfeilern schwimmend zu lagern. Der Hohlkasten sollte in Längs- und Querrichtung unverschieblich mit den Pfeilern verbunden und auf den Widerlagern längsverschieblich gelagert sein.

Es waren für beide Brücken zusammen vier Widerlager mit jeweils vier Brückenübergängen vorgesehen. Zusammen mit den Pfeilern wären insgesamt zwölf Brückenlager erforderlich gewesen. Die Chingega-Brücke sollte im Taktstiebbeverfahren erstellt werden. Das Konzept war vernünftig und realisierbar. Wir gingen davon aus, dass das Bauprojekt zügig zu verwirklichen sei.

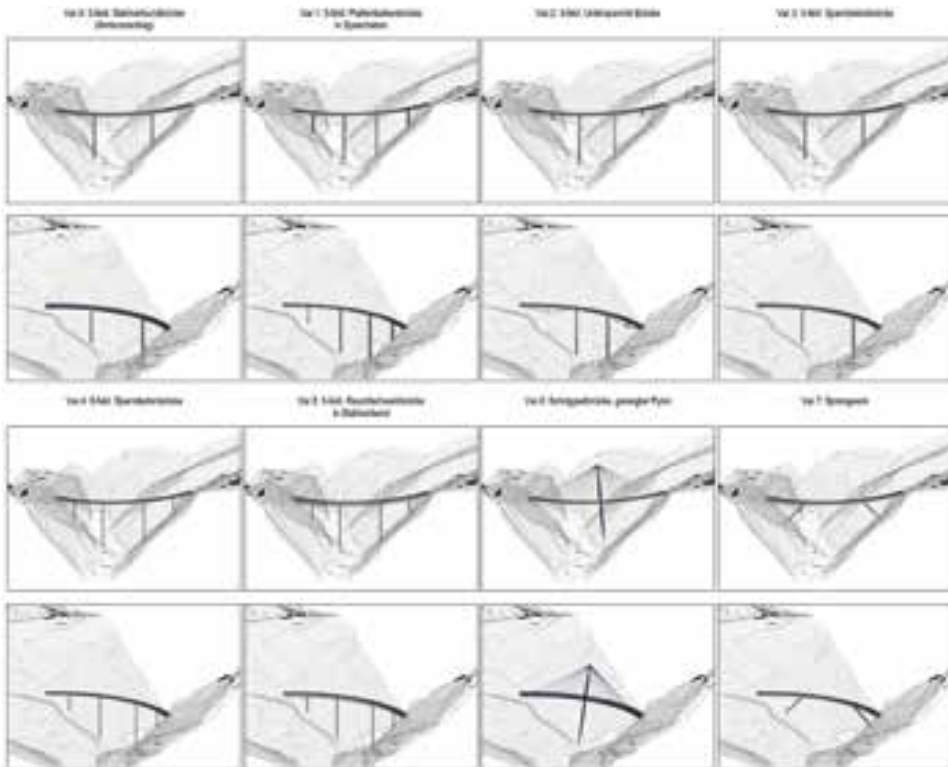
Der Großteil der künftigen Umfahrungsstraße befindet sich im Bereich einer mächtigen Moränendecke, welche an den Hängen der Vispa aufgeschlossen ist. Im Bereich der Brückenfundationen ist der Fels nicht oder nur von einer geringmächtigen Lockergesteinsbedeckung überlagert. Beim Festgestein handelt es sich um Metasedimente des Penninikums. Die Gesteine werden als vorwiegend karbonatführende Chlorit-Serizit-Albitgneise und -schiefer beschrieben.

In allen Brückenfundationen treten Kernabschnitte aus massivem, kompaktem Gestein auf, in Wechsellagerung mit stark zerklüfteten, frakturierten Bereichen. Das Gestein weist zudem stellenweise eine engständige Schieferung auf, was zu einer generellen Schwächung des Gesteinsverbands führt.

Als ein wesentliches Gefährdungsbild wurde die großräumige Stabilität des Felskopfes betrachtet, auf welchem das Zwischenaufleger der Brücke Chingega zu liegen kommt. Durch den Sprengabtrag für den Felseinschnitt bestand zudem das Risiko einer zusätzlichen Schwächung des Gesteinsverbands.

Oberhalb des Brückenpfeilers 1 ist der Hang stabil. Es musste wegen der Nähe zum Fluss und der damit verbundenen Kolk-Gefährdung darauf geachtet werden, dass der Pfeiler genügend tief fundiert wird. Beim Pfeiler 2 war die Hangstabilität unklar. Verschiedene Anzeichen weisen auf eine potentielle Kriechbewegung bis in eine maximale Tiefe von 3 m im Bereich des Brückenpfeilers hin.

Die beiden Widerlager werden direkt auf stabilem Fels fundiert.



4 Variantenstudie zur Brücke Chingga  
© SRP Ingenieur AG

## 2 Variantenstudie

Wir Tragwerksplaner waren nicht wenig überrascht, als uns der Bauherr anlässlich der Startsitzung eröffnete, dass er eine Überprüfung des bisherigen Brückenbaukonzeptes wünschte und mit Ausnahme der Linienführung neue Ideen und mögliche Varianten zu untersuchen und zu prüfen seien.

Betreffend Brückentyp wurde der Fächer an Alternativen vollständig geöffnet, das heißt, es sollte die im Auflageprojekt vorgeschlagene Stahlverbundbrücke hinterfragt werden: Innerhalb der Ingenieurgemeinschaft wurde quasi ein Projektwettbewerb gestartet. Alle drei beteiligten Planungsbüros waren gefordert, entsprechende Ideen zu entwickeln. Zunächst konzentrierte man sich auf die Überquerung des V-Tals. Es wurden sieben rudimentär entworfene und vorbemessene Brückenvarianten vorgeschlagen und bewertet.

In einer ersten Phase wurde der sogenannte Amtsentwurf aus dem Bauprojekt denkbaren Alternativen gegenübergestellt:

In einem weiteren Schritt wurde die Idee untersucht, die beiden Widerlager auf der Felsnase durch ein Zwischenauflager zu ersetzen und statt zweier nur noch eine einzige durchgehende Brücke zu realisieren.

Die nunmehr acht Varianten wurden zusammen mit dem Amtsentwurf einer Nutzwertanalyse unterzogen, wobei folgende Kriterien gewichtet in die Beurteilung eingingen:

- 30 % Ästhetik, Aussehen, Gestaltung, Integration in die Umgebung
- 30 % Kosten
- 10 % Realisierbarkeit, Bauverfahren, Bauzeit
- 20 % Dauerhaftigkeit, Unterhalt, Nachhaltigkeit, Robustheit
- 5 % Bewilligungskompatibilität
- 5 % Schutz vor Naturgefahren

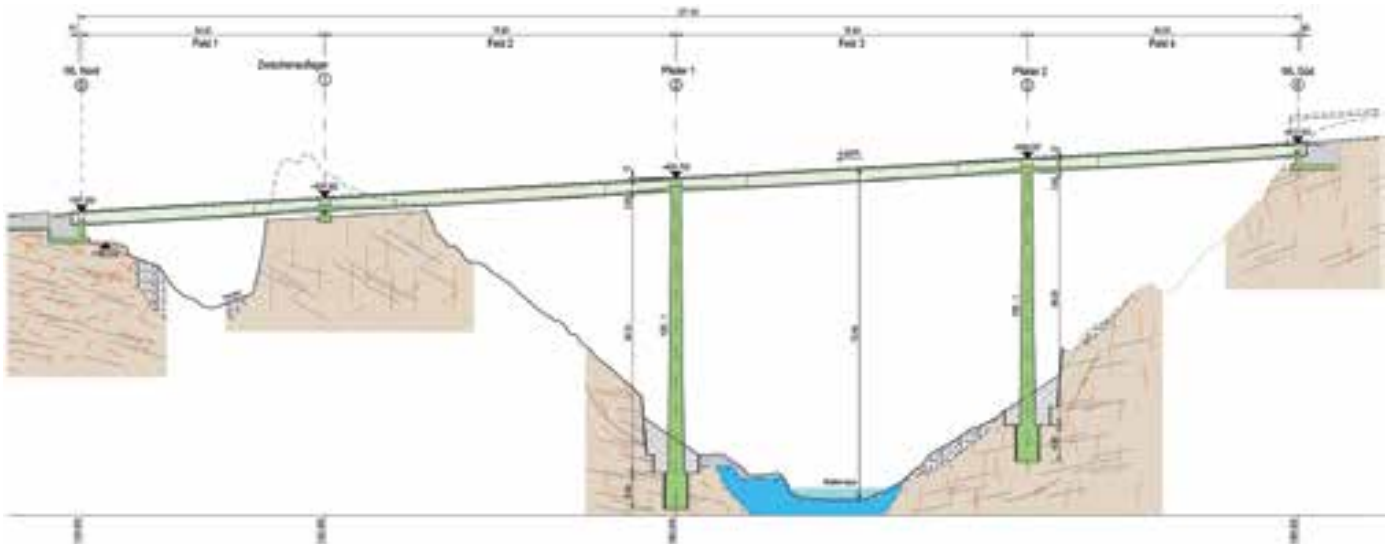
Die Bewertung erfolgte in einem Gremium aus sechs Vertretern der Bauherrschaft, dem Experten für Brückenbau, einem Architekten und drei Vertretern der Ingenieurgemeinschaft. In einem Bericht »Variantenstudie« vom September 2014 wurden die Kriterien quantitativ mit Punkten bewertet.

Nach einer Vorauswahl von drei Varianten wurde unter Berücksichtigung vertiefter Untersuchungen, insbesondere auch hinsichtlich der Kosten, die Bestvariante für den Brückenüberbau ausgewählt. Über die Pfeilerform konnte man sich zunächst nicht einigen. In einer weiteren Entwurfsphase wurde sie in ästhetischer und funktionaler Hinsicht betrachtet. Der Architekt fertigte zu diesem Zweck zehn Modelle an.

Untersucht wurden kreisrunde, ovale und polygonale Querschnitte, auch die Grundrissabmessungen wurden über die Pfeilerhöhe variiert. Aufgezeichnet und in einfachen Modellen dargestellt wurden Pfeiler mit konstantem Querschnitt oder sich nach oben verjüngendem Querschnitt (konische Form), wobei im obersten Bereich zudem ein konstanter oder ein sich wieder öffnender Querschnitt miteinbezogen wurde.



5 Untersuchung verschiedener Pfeilerformen  
© Eduard Imhof/SRP Ingenieur AG



6 Längsschnitt mit Geologie der Ausführungsvariante  
© SRP Ingenieur AG/Rovina & Partner AG

### 3 Konzept der Chineggabrücke

#### 3.1 Gesamttragwerk

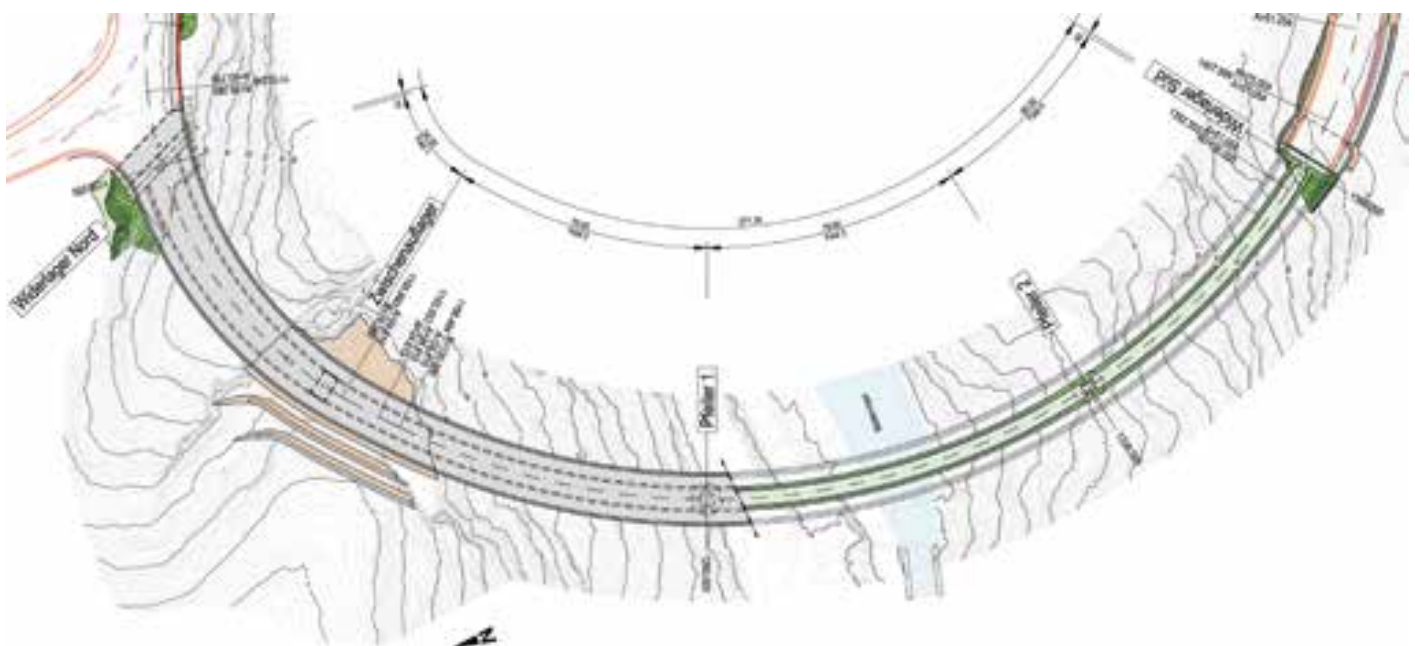
##### (Form, Modell, Lagerung)

Als beste Variante stellte sich eine einzige durchgehende Brücke über vier Felder heraus. Für die Materialisierung wurde statt einer Stahlverbundlösung eine reine Spannbetonkonzeption gewählt: Sie ist kostengünstiger, und es entfallen die Übergänge zwischen Beton und Stahl. Bei den Unterbauten fiel die Wahl auf einfache, schlanke und schlichte Rundpfeiler. Damit sollte die gewünschte Zurückhaltung in dieser atemberaubenden Landschaft unterstrichen werden.

Die Brücke hat eine Länge von 271 m und überquert den gesamten Taleinschnitt mit  $\leq 73,40$  m Höhe über dem Talgrund. Die vierfeldrige Brücke gliedert sich in Spannweiten von 54 m, 78 m, 78 m und 60 m.

Sie steigt von Nord nach Süd mit einer nahezu konstanten mittleren Neigung von 5,60 % an. Über die gesamte Brückenlänge ergibt sich so ein Anstieg um ca. 15 m.

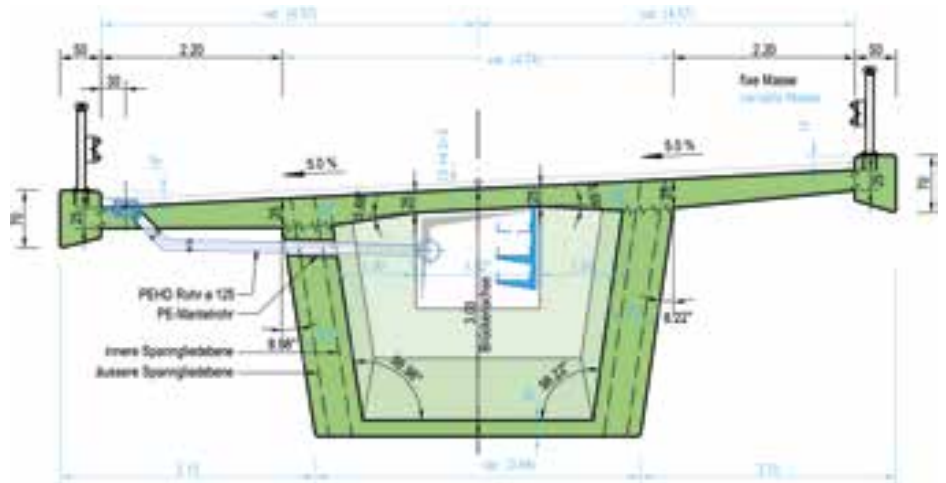
Der Grundriss weist über den Hauptspannweiten eine langgezogene Kurve mit einem konstanten Radius von 135 m auf. Im ersten Feld nach dem Widerlager Nord ist der Radius mit 75 m deutlich kleiner, dies zur Anpassung an die bestehende Verkehrsführung.



7 Situation der Ausführungsvariante  
© SRP Ingenieur AG

## 3.2 Überbau

Der Überbau besteht aus einem Stahlbetonhohlkasten, welcher in der Brückenachse eine konstante Höhe von 3 m aufweist. Die gevoutete Fahrbahnplatte hat eine minimale Dicke von 25 cm. Die Konsolplattenauskrägung ist konstant 2,70 m breit, ihre Dicke variiert von 35 cm beim Steg auf 25 cm beim Konsolkopf. Die Gesamtbreite der zweispurigen Fahrbahnplatte misst 10,14 m. Durch die Aufweitung beim Widerlager Nord auf drei Spuren wächst die Breite der Brücke auf ca. 13,10 m an. Die Stegdicken betragen im Feldquerschnitt je 60 cm und steigen im Bereich der Stützen kontinuierlich auf 85 cm an. Die Dicke der unteren Kastenplatte ändert sich von 20 cm im Feld auf 95 cm im Bereich der Druckplatte bei den Stützen.

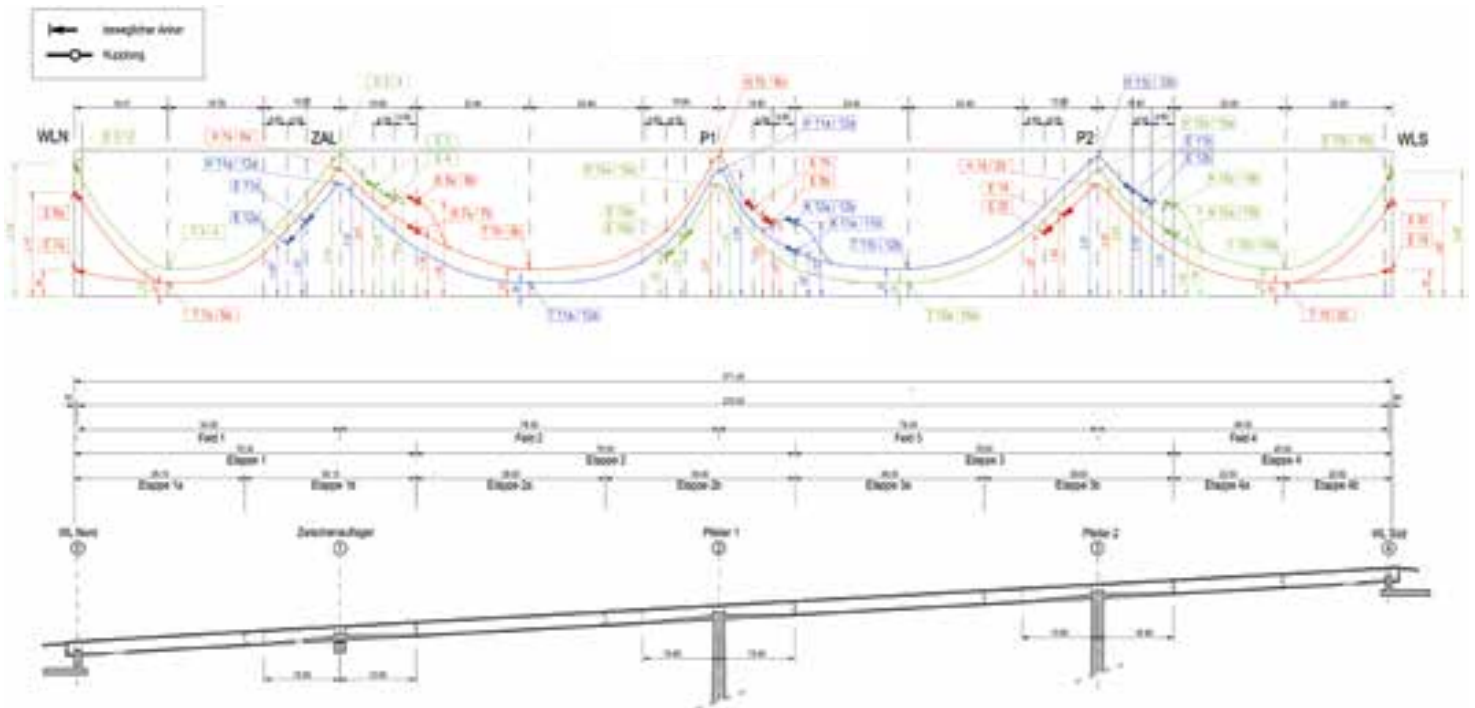


8 Normalquerschnitt  
© SRP Ingenieur AG

Über den Pfeilern und dem Zwischenauflager wurde der Betonkasten mit einem 2,50 m dicken Querträger mit einer Durchgangsöffnung von 1,20 m x 1,50 m für Werkleitungen und Unterhalt ausgestattet.

In Querrichtung ist die Fahrbahnplatte konstant um 5 % geneigt, während die untere Platte horizontal verläuft. Dies führt zu variablen Höhen der beiden Stege.

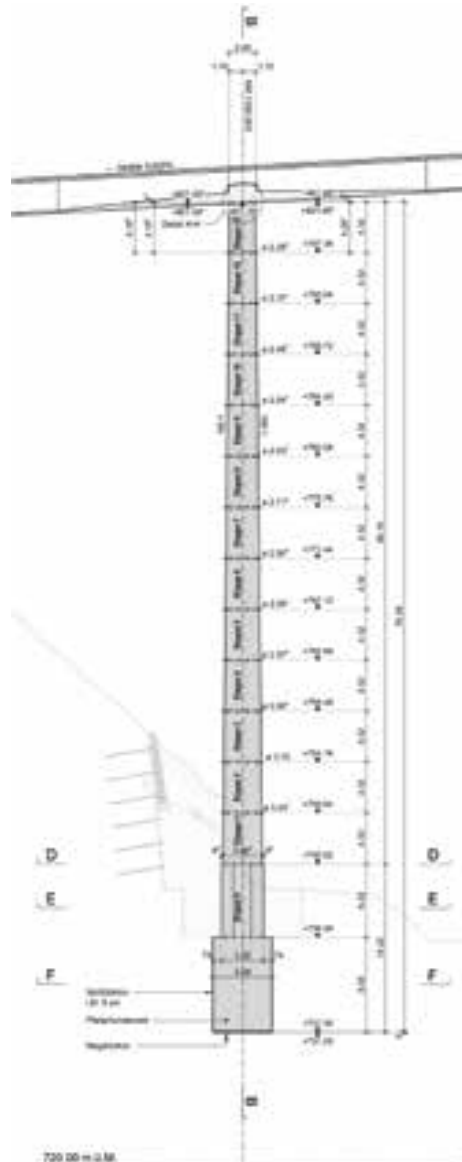
Die Brücke ist längsvorgespannt. Für die Vorspannung werden neundrätige Litzen Spannglieder im Verbund, Kategorie b, verwendet. Basierend auf dem Betoniervorgang und um die Kabellänge zu begrenzen, wurde die Vorspannung in fünf Spanngliedgruppen aufgeteilt. Jede dieser Gruppen besteht aus 2 x 2 Kabeln mit jeweils 27 Litzen, und jedes dieser Kabel hat eine maximale Vorspannkraft von 5.270 kN.



9 10 Etappierung und Vorspannkonzzept  
© SRP Ingenieur AG

Die Kabel haben in Anlehnung an das Biegemoment einen nahezu parabol-förmigen Verlauf. Bei den Stützen werden pro Seite zwei Kabel überlappt. Im Stützbereich sind somit pro Steg sechs und im Feldbereich 2 x 4 Kabel vorhanden. Über den Stützen beträgt die Vorspannkraft aller Kabel ca. 63 MN, was der Masse von ungefähr 105 Lokomotiven à 60 t entspricht.

In der Arbeitsfuge am Ende jeder Betonieretappe laufen pro Steg immer zwei Kabel durch, und zwei werden gekoppelt. Dies hat den Vorteil, dass jeweils zwei Kabel an der Koppelstelle durchlaufen und nur zwei gekoppelt werden müssen. Die gewählte Spannliedführung lässt es zu, dass bei jeder Etappe nach dem Betonieren des Trogquerschnittes zur Entlastung des Lehrgerüsts eine teilweise Vorspannung aufgebracht werden konnte. Nach dem Betonieren der Fahrbahnplatte werden die 2 x 4 Kabel bei den Koppel-fugen und den Spann-Nischen voll vorge-spannt, so dass die elastischen Verkür-zungen aus der Vorspannung nicht über die gesamte Brückenlänge aufaddiert werden.



11 Pfeiler 1: Etappierung  
© BG Ingénieurs SA / SRP Ingenieur AG



12 Pfeiler 1 mit Kletterschalung und Treppenturm  
© Wolfgang Linder

### 3.3 Pfeiler und Brunnengründungen

Die beiden bis 62,30 m hohen Rundpfeiler haben eine leicht konische Form mit einem Anzug von 100:1. Der Durchmesser bei der Einspannung in den Überbau beträgt 2,20 m und wächst bis zum Fundament auf maximal 3,44 m (Pfeiler 1) an. Die Pfeiler sind auch im Schachtfundament voll eingespannt.

Die Brunnengründungen verfügen über einen Durchmesser von 5 m, wurden 8 m tief in den gesunden Fels eingebunden und vollständig ausbetoniert. Der Vor-aushub bis zum Felshorizont wurde mit einer bis zu 15 m hohen vernagelten Spritzbetonwand permanent gesichert.

Die Pfeiler weisen am Fuß, bei der Einspannung in den Schacht, eine maximale Normalkraft von 32,70 MN auf. Dies führt im Beton zu einer mittleren Druckspannung von 3,50 N/mm<sup>2</sup>. Am Pfeilerkopf ist die mittlere Druckspannung mit 5,80 N/mm<sup>2</sup> zwar höher, aber noch immer deutlich tiefer, als der Beton dies zulassen würde. Die Pfeiler sind damit nicht ausgenutzt und hätten schlanker oder innen hohl gebaut werden können.

## 3.4 Widerlager

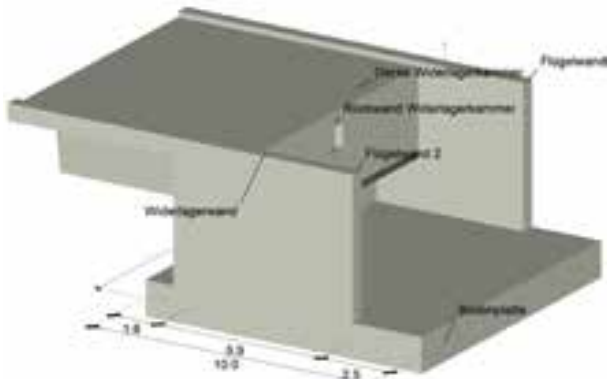
Die beiden Widerlager Nord und Süd sind konzeptionell identisch. Die Auflagerkräfte werden über Flachfundationen auf die wenige Meter unter dem Terrain liegende Felsoberfläche geleitet, wobei der Brückenüberbau mit dem Widerlager monolithisch verbunden ist. Die Fundamentabmessungen und die Erdauflast wurden so groß gewählt, dass auch die gesamten Reaktionskräfte aus den Hori-

zontalbeanspruchungen, Wind- und Erdbelastungen, einschließlich der Zwangsschnittgrößen über Sohlreibung in den Baugrund eingetragen werden können. Auf Anker wurde bewusst verzichtet.

Hinter dem Endquerträger, der gleichzeitig die Widerlagerwand darstellt, ist ein begehbare Kontrollraum als Zugang zum Brückenhohlkasten angeordnet.

Die dahinterliegende Schleppplatte ist ebenfalls fugenlos mit der Brückenplatte verbunden.

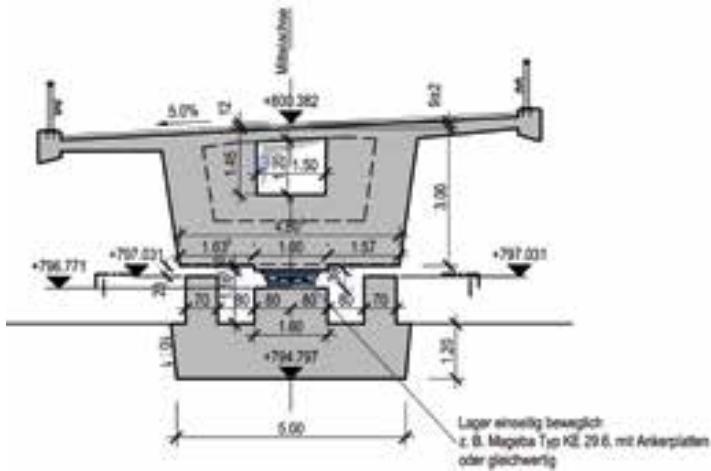
Das um eine Fahrspur breitere Widerlager Nord verläuft zur besseren Anpassung an das Gelände mit einer Schiefe von 60° gegenüber der Brückenachse.



13 Statisches Modell des Widerlagers Süd  
© SRP Ingenieur AG



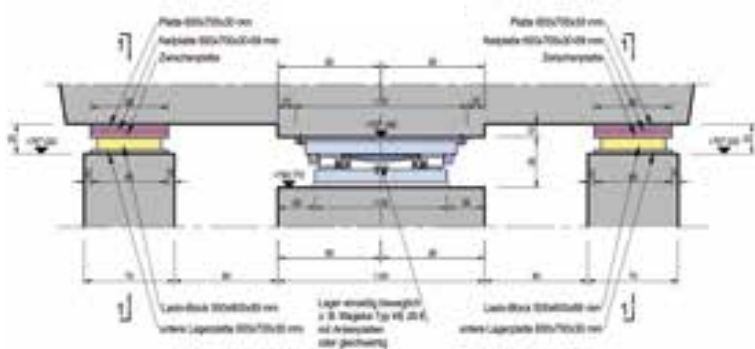
14 Widerlager Nord mit Querträger-Anschlussbewehrung  
© Wolfgang Linder



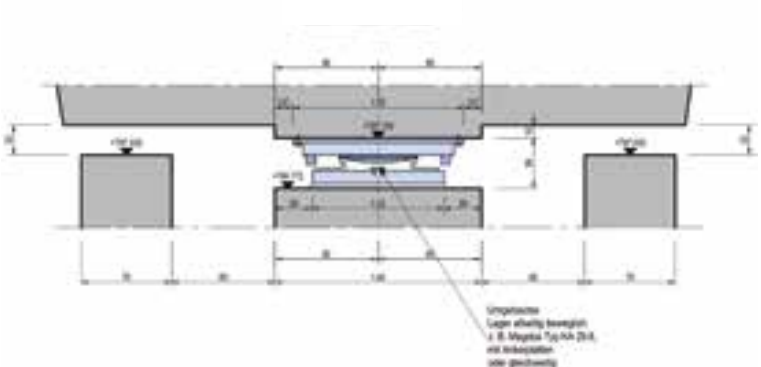
15 Querschnitt beim Zwischenauflager  
© SRP Ingenieur AG



16 Bewehrung des Zwischenauflagers  
© Wolfgang Linder



17 Neoprenlager zur Torsionssicherung und seitlich gehaltenes Topflager  
© SRP Ingenieur AG



18 Allseitig verschiebliches Topflager im Endzustand  
© SRP Ingenieur AG

Sorte	BE1	BE2	BE3	BE4	BE5	BE6
Beauftragungen (nicht abschließend)	Fundamente	Pfeiler	Widerlager, Zwischenauflager, Longarinen	untere Kastenträfte, Stege, Fahrbahnplatte	Konsolkopf, Fugebündel der Widerlager und Widerlagerwand, Stützmauer Nord, Futtermauer Süd	Schwäche unter den Pfeilern
Risikoklasse R	3	3	3	3	3	3
Umgebungs-kategorie U	3	2	2	2	3	2
Präventions-kategorie P	3	2	2	2	3	2
Grundlegende Anforderungen						
Übereinstimmung	Normalbeton nach SN EN 206-2013	Normalbeton nach SN EN 206-2013	Normalbeton nach SN EN 206-2013	Normalbeton nach SN EN 206-2013	Normalbeton nach SN EN 206-2013	Normalbeton nach SN EN 206-2013
Druckfestigkeitsklasse	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30
Expositions-kategorie	XC4 XD1	XC4 XD1 XF2	XC4 XD1 XF2	XC4 XD1 XF2	XC4 XD3 XF4	XC2
Nennwert des Größtkorns	D <sub>max</sub> 32	D <sub>max</sub> 32	D <sub>max</sub> 32	D <sub>max</sub> 32	D <sub>max</sub> 32	D <sub>max</sub> 63
Klasse des Chloridgehalts	Cl 0,1	Cl 0,1	Cl 0,1	Cl 0,1	Cl 0,1	Cl 0,1
Konsistenz-kategorie	C3	C2	C3	C3	C3	C2
Erläuterungen						
Maximaler w/z-Wert bzw. w/z <sub>max</sub> -Wert	0,50	0,50	0,50	0,45	0,45	0,65
Mindestzementgehalt	300	300	300	300	340	freigestellt
Gesteinskörnungen		Gesteinskörnung nach EN 12620 mit ausreichendem Frost- bzw. Frost-Taumittelalterstand	Gesteinskörnung nach EN 12620 mit ausreichendem Frost- bzw. Frost-Taumittelalterstand	Gesteinskörnung nach EN 12620 mit ausreichendem Frost- bzw. Frost-Taumittelalterstand	Gesteinskörnung nach EN 12620 mit ausreichendem Frost- bzw. Frost-Taumittelalterstand	
Zusätzliche Anforderungen						
AAR-Beständigkeit	AAR-P3	AAR-P2	AAR-P2	AAR-P2	AAR-P3	AAR-P2
Frostausfallwiderstand		mittel	mittel	mittel	hoch	
Anforderungen Zement		Zement mit niedriger Hydratationswärme <270J/g	Zement mit niedriger Hydratationswärme <270J/g	Zement mit niedriger Hydratationswärme <270J/g		Zement mit sehr niedriger Hydratationswärme <220J/g
weitere zusätzliche Anforderungen						Massbeton

19 Betonsorten  
© SRP Ingenieur AG

### 3.5 Zwischenaufleger

Die Felsnase bildet quasi einen natürlichen Pfeiler. Die Brücke ist über ein all-seits bewegliches Kalottenlager auf einem flachgegründeten Betonsockel auf Fels abgestellt.

Die beiden seitlich angeordneten Sockel dienten während des Bauvorgangs einer torsionssteifen Lagerung. Das Kalottenlager war bis zur Fertigstellung der letzten Betonieretappe und dem Zusammenschluss mit dem Widerlager Süd in Quer-richtung zur Stabilisierung gegen Windkräfte blockiert.

Die Lastenleitung geschieht im Zentrum der Plattform des Felseinschnittes, welcher durch den Felsabtrag zuvor entlastet wurde. Der teils zerklüftete Fels kann die Lagerreaktionen problemlos aufnehmen.

## 4 Materialisierung

### 4.1 Beton

Der Beton ist Hauptbestandteil des Bauwerks. Insgesamt wurden neun Betonsorten definiert und den Bauteilen zugeordnet, die sechs wichtigsten sind in Bild 19 dargestellt.

Besonderer Wert wurde auf die AAR-Beständigkeit des Betons gelegt, gefordert waren die Präventionsklassen P 2 und P 3. Wegen der teils massigen Bauteile wurde fast ausnahmslos Zement mit niedriger und sehr niedriger Hydratationswärme verlangt. Der Brückenüberbau wurde mit einer Festigkeitsklasse C35/45 dimensioniert. Der verwendete Beton mit 370 kg/m<sup>3</sup> Zement CEM III/B L-LH/SR übertraf die geforderte Festigkeit mit einem Mittelwert um 55 N/mm<sup>2</sup> deutlich. Bereits nach sieben Tagen konnte jeweils die volle Vorspannkraft aufgebracht werden. Obwohl der Beton die Konsistenz-kategorie F 5 aufwies und durchaus pumpbar gewesen wäre, entschied sich der Bauunternehmer zum Einbau mit Krankübeln.

### 4.2 Betonstahl

Weil die Brücke gegen Erdbeben als nicht duktiler Bauwerk bemessen wurde, konnte fast ausnahmslos Betonstahl B 500B verwendet werden. Lediglich bei den Konsolköpfen wurde zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit für die Bügel ein nichtrostender Stahl, Werkstoffnummer 1.4003, mit 50 mm Betondeckung eingebaut. Bis zum normalen Betonstahl der Längsbewehrung beträgt damit die Betondeckung nominal 60 mm.

### 4.3 Vorspannung

Das verwendete Litzenspannsystem im Verbund der Kategorie b mit der Stahlqualität Y1860S7 15/7 wird durch ein PT Plus-Kunststoffhüllrohr zusätzlich gegen Korrosion geschützt. Wegen der vorhandenen Platzverhältnisse konnten statt Gussspannköpfen normale Ankerplatten mit Abmessungen 420 mm x 420 mm x 60 mm zum Einsatz kommen. Aus Gründen der Vereinfachung wurden alle 20 Kabel als Typ 27 06 (27 Litzen pro Kabel) ausgeführt. Um beidseitig vorspannen zu können, wurden für alle Spannköpfe bewegliche Anker verwendet.



## 4.4 Belag

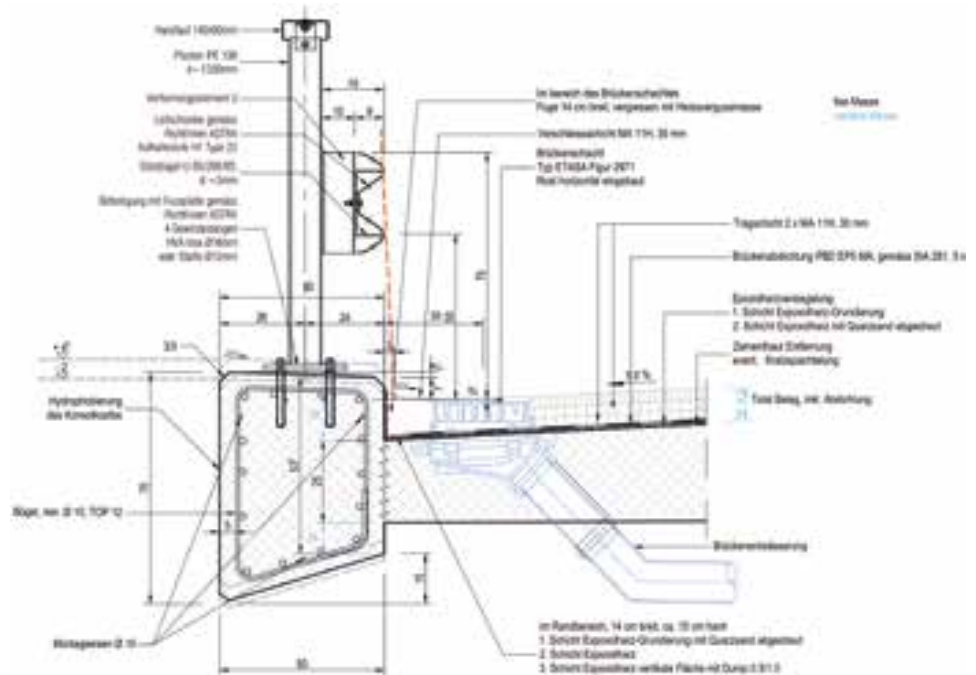
Auf die durch Kugelstrahlen und Epoxidharz vorbehandelte Fahrbahnplatte folgt eine Polymerbitumendichtungsbahn EP5.0 MA. Auf Vorschlag der ausführenden Unternehmung wurden nicht wie üblich zwei, sondern drei Gussasphaltschichten in planmäßigen Dicken von 2 x 30 mm und 35 mm eingebaut. Verwendet wird für alle Schichten die Qualität MA 11H. Die ersten beiden Schichten dienen dem Toleranzausgleich, während die Verschleißschicht mit einer konstanten Dicke aufgebracht werden muss.

## 5 Ausschreibung und Vergabe

Zur Vermeidung von Widersprüchen wurde die Ausschreibung der Brücke innerhalb der Ingenieurgemeinschaft ausschließlich durch das federführende Büro durchgeführt. Unterstützend wirkte der spätere Bauleiter des Kantons mit. Das Dossier der Ausschreibung umfasste 30 Beilagen und enthielt bereits Ausführungspläne (Schalung, Bewehrung und Vorspannung) einer kompletten Etappe des Brückenüberbaus.

Die Ausschreibung wurde im Dezember 2016 über die SIMAP-Plattform lanciert. Bis 23. Februar 2017 wurden sieben Angebote eingereicht, die alle gültig waren. Für das ausgeschriebene Bauverfahren mit Lehrgerüst wurde keine Variante angeboten.

Die sechs günstigsten Angebote lagen innerhalb einer Bandbreite von 15 %, lediglich eines war höher. Die Auswertung der Qualität und Leistungsfähigkeit der Angebote hatte zum Ergebnis, dass die preislich günstigste Offerte von einer etablierten und guten Unternehmung abgegeben wurde, welche dann auch den Auftrag für 12 Mio. sFr. erhielt.



20 Detail der Brückenplatte  
© SRP Ingenieur AG

Eine kürzlich durchgeführte Endkostenprognose weist darauf hin, dass unter der Vergabesumme abgerechnet werden kann.

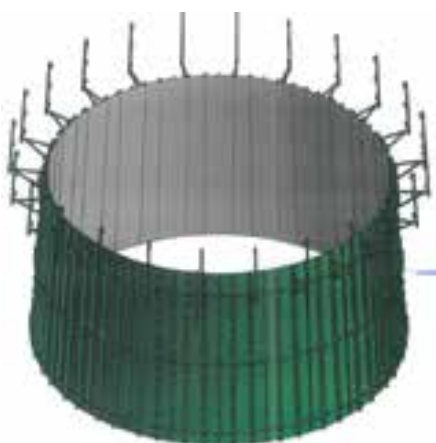
Das Baulos 3.8 beinhaltet neben der Brücke auch den vorgängig ausgeführten Felseinschnitt beim Zwischenaufleger und Steinschlagschutzmaßnahmen sowie den T-Knotenanschluss beim Widerlager Nord, welcher voraussichtlich erst in den Jahren 2022–23 realisiert werden wird. Die gesamten Baukosten des Loses 3.8 werden einschließlich Nebenkosten und Honoraren auf 15,20 Mio. sFr. geschätzt.

## 6 Realisierung

Die Erschließung der Baustelle erfolgte von Norden her über die angrenzende Hauptstraße. Der Widerlagerbereich konnte direkt von dieser Straße aus angeeignet werden. Der Talgrund wurde über einen bestehenden Weg mit einem Gefälle  $\leq 24\%$  angefahren. Von dort aus konnte direkt die Baustelle für den Pfeiler 1 erreicht werden. Für den Zugang zum Pfeiler 2 wurde eine Hilfsbrücke über die Vispa erstellt. Das Widerlager Süd wurde über eine neuangelegte Baustraße angebunden, welche ebenfalls ein Gefälle  $\leq 24\%$  aufweist. Die Erschließung des Zwischenauflegers, der Baustellen für die Lehrgerüstfundationen und der beiden Pfeiler erfolgte über zwei Hochbaukräne mit einer Ausladung von 75 m und Hakenhöhen bis 82 m.

Der kleinere Kran wurde nach der Fertigstellung der zweiten Etappe des Überbaus vom Widerlager Nord zum Widerlager Süd verschoben.

Die beiden konischen Pfeiler wurden etappenweise parallel mit einer runden Stahlkletterschalung erstellt, wie sie auch für große Windräder zur Energieerzeugung zum Einsatz kommt.



21 Segment-Kletterschalung für konische Rundpfeiler  
© Ulrich Imboden AG



22 Bewehrungsrost am Pfeilerkopf  
© Wolfgang Linder



23 Lehrgerüst in Bauphase 2  
© Thomas Andenmatten

Eine besondere Herausforderung war der Bau des Lehrgerüstes. Wegen der steilen Talflanken mussten sechs teilweise auf Mikropfählen gegründete Lehrgerüstfundamente und frei stehende Türme unter schwierigsten Bedingungen errichtet werden. Die je zwei Gerüsttürme neben

den Pfeilern konnten auf der Schachtgründung abgestellt und mit den Pfeilern gekoppelt werden. Auf Traversen an den Turmspitzen wurden Fachwerkträger verlegt, welche über Schifthölzer den in Querrichtung horizontalen Schalboden aufnahmen.

Die Kosten für das Lehrgerüst betragen rund ein Fünftel der gesamten Baukosten. Der Materialaufwand für die teilweise mehrfach eingesetzten Stahlbauteile betrug ca. 1.100 t.



24 Lehrgerüst in Bauphase 3  
© Thomas Andenmatten



25 Querträgerbewehrung über Pfeiler 1  
© Wolfgang Linder

Als Überbauschalung dienen vorgefertigte Elemente, welche auf dem Schalboden abgestellt und ausgerichtet wurden. Pro Etappe wurde ohne Unterbruch zunächst der U-förmige Trog betoniert und teilweise vorgespannt. Ein paar Wochen später folgte die Fahrbahnplatte. Anschließend wurde die Etappe voll vorgespannt.



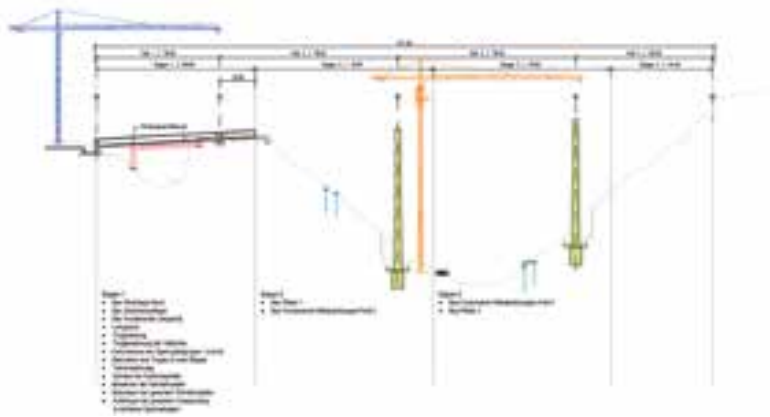
26 Trogbewehrung mit den Spann-Nischen  
© Wolfgang Linder



27 Montage der Spannliedkopplung in Feld 4  
© Wolfgang Linder



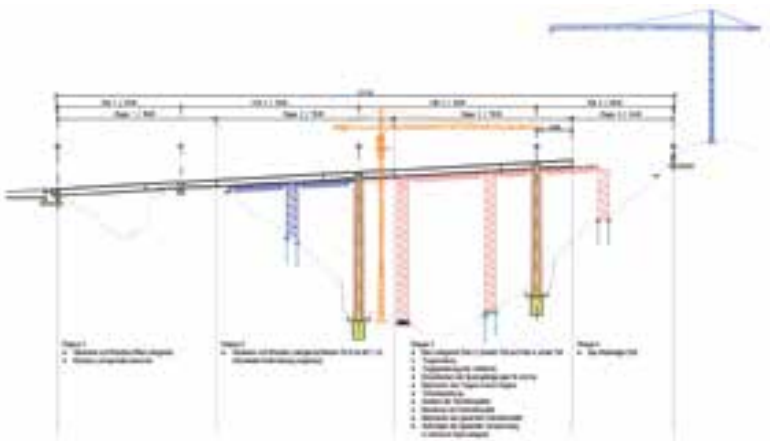
28 Betonieren der Fahrbahnplatte in Etappe 2  
© Oriana Cordaro



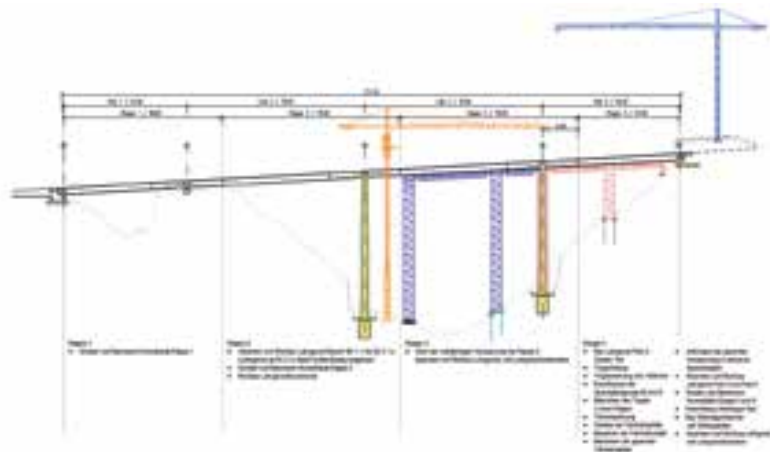
**29** Bauphase 1: August 2017 bis Juni 2018  
© SRP Ingenieur AG/Van Randen LGB AG



**30** Bauphase 2: Mai 2018 bis Oktober 2018  
© SRP Ingenieur AG/Van Randen LGB AG



**31** Bauphase 3: August 2018 bis April 2019  
© SRP Ingenieur AG/Van Randen LGB AG

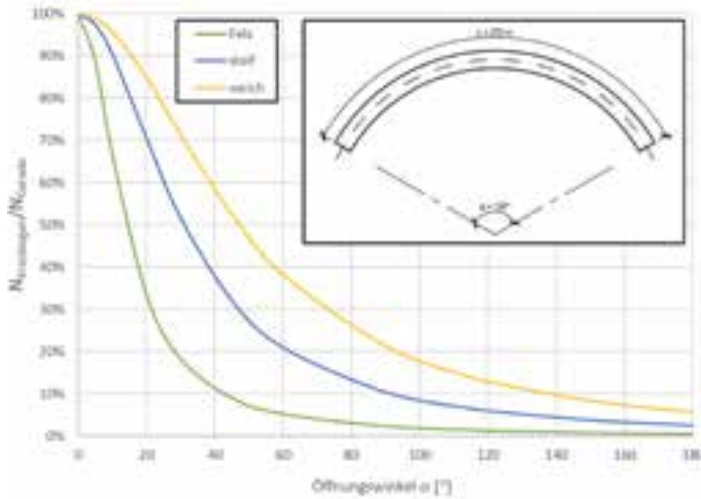


**32** Bauphase 4: März 2019 bis August 2019  
© SRP Ingenieur AG/Van Randen LGB AG

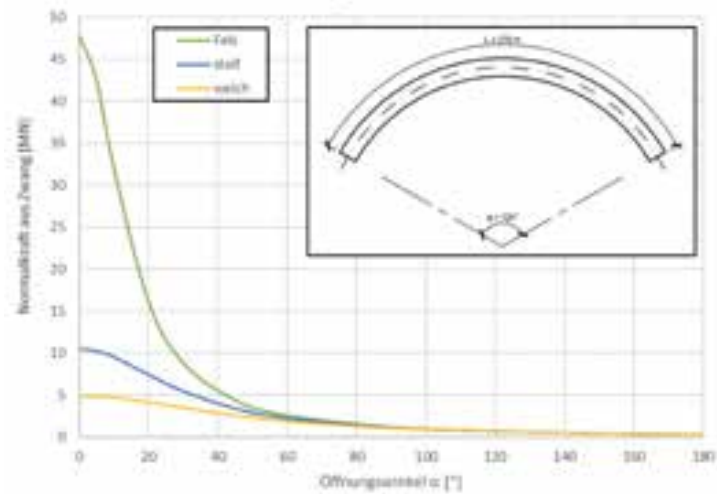
Die Herstellung des Überbaus wurde in vier Etappen von Nord nach Süd ausgeführt. Die erste Etappe entspricht der Spannweite des Feldes plus einem 15,60 m langen Kragarm. Die nächsten beiden Etappen sind 78 m lang, und für die letzte Etappe bleiben noch 44,4 m. Der Etappenstoß liegt damit ungefähr im Fünftelstpunkt der Hauptspannweiten. Die letzte und vierte Etappe ist um die Kragarmlänge kürzer als die Feldspannweite.

Entsprechend den Vorspann- und Bauphasen wurde der eigentliche Brückenbau in vier sich überschneidende Bauphasen eingeteilt.

Die Abdichtungsarbeiten und der Gussasphaltbelag werden parallel zum Rückbau und zu den sonstigen Fertigstellungsarbeiten bis Anfang November 2019 ausgeführt.



**33** Abbau der Zwangsnormalkraft mit zunehmendem Öffnungswinkel  
© SRP Ingenieur AG



**34** Bezogene Zwangsnormalkraft in Abhängigkeit vom Öffnungswinkel  
© SRP Ingenieur AG

## 7 Besonderheiten des Tragwerkskonzepts

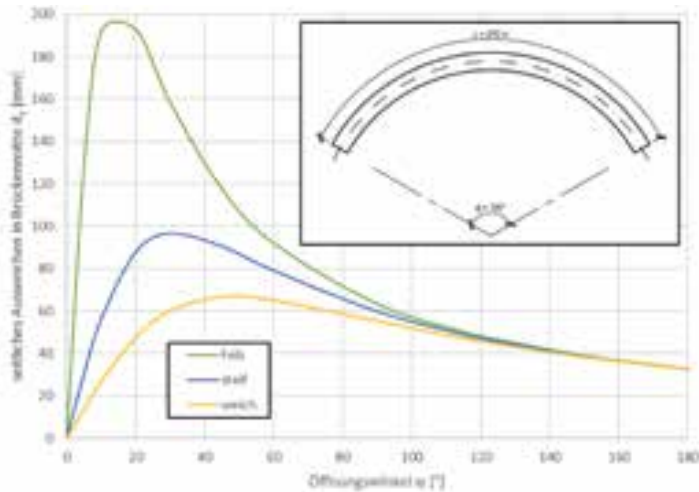
Es wird eine integrale Brücke realisiert. Das heißt, die beiden Pfeiler und die beiden Widerlager werden monolithisch, also ohne Lager und ohne Fahrbahnübergänge, fugenlos zusammenbetoniert. Lediglich beim Zwischenauflager wurde ein allseitig frei bewegliches Lager eingebaut.

Bei einer Brückenlänge von 271 m ist die integrale Bauweise selten. Die entscheidende Rolle spielt dabei der Öffnungswinkel des Kreisbogens im Grundriss. Eine gerade Brücke, Öffnungswinkel  $\alpha = 0^\circ$ , erzeugt wegen der behinderten Verformung Zwangsbeanspruchungen im Überbau. In Bild 33 dargestellt ist die Normalkraft in der Brückenachse. Je steifer die Widerlager gegründet sind, desto größer ist diese Normalkraft. Bei einer Gründung auf Fels ist die Nachgiebigkeit

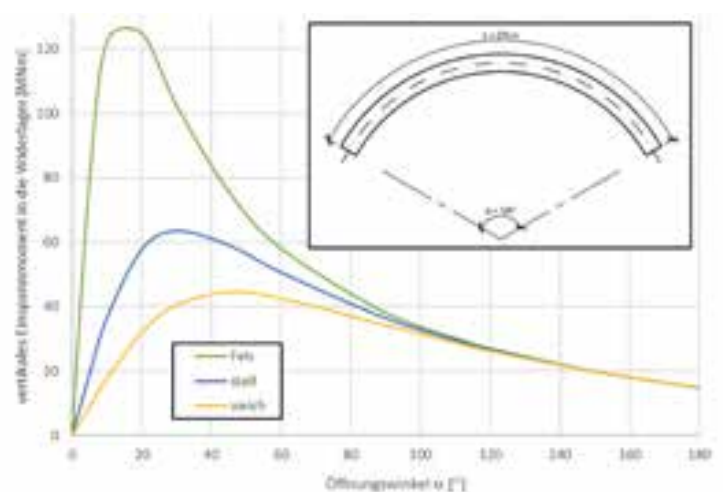
der Widerlager so klein, dass sich die Normalkraft praktisch nur aus der Steifigkeit des Überbaus ergibt. Bei einer Brücke mit 270 m Länge sind solche Kräfte bzw. die resultierenden Verformungen nicht beherrschbar. Mit zunehmendem Öffnungswinkel kann die Brücke seitlich ausweichen, und die Normalkraft aus Zwangsbeanspruchungen nimmt rasant ab. Bei Gründungen auf Fels ist jene Abnahme deutlich stärker ausgeprägt als bei nachgiebigem Baugrund.

Der Einfluss der Gründungssteifigkeit nimmt also mit zunehmendem Öffnungswinkel ab. Bereits bei einem Öffnungswinkel um  $60^\circ$  ist die Normalkraft fast unabhängig von der Gründungssteifigkeit. Bei einem Öffnungswinkel von  $120^\circ$  ist die Normalkraft nominal praktisch unabhängig davon und gut beherrschbar.

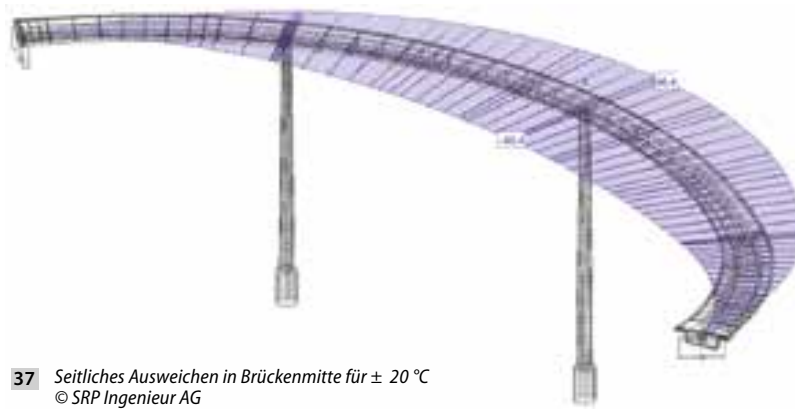
Das Ausweichen der Brücke in Querrichtung  $d_y$  erzeugt im Überbau Biegemomente  $M_z$  um die Vertikalachse. Das Einspannmoment in die Widerlager versucht diese um die Vertikalachse zu drehen. Bei kleinen Öffnungswinkeln und Lagerung auf Fels ist eine derartige Beanspruchung mit vernünftigen Mitteln ebenfalls nicht lösbar. Bei einem Öffnungswinkel um  $60^\circ$  zeigt sich noch eine deutliche Abhängigkeit von der Gründungssteifigkeit. Bei einem Öffnungswinkel von  $120^\circ$  reduziert sich das Einspannmoment nochmals deutlich und ist nun auch nahezu unabhängig von der Gründung.



**35** Seitliches Ausweichen in Brückenmitte in Abhängigkeit vom Öffnungswinkel  
© SRP Ingenieur AG



**36** Vertikales Einspannmoment in den Widerlagern in Abhängigkeit vom Öffnungswinkel  
© SRP Ingenieur AG

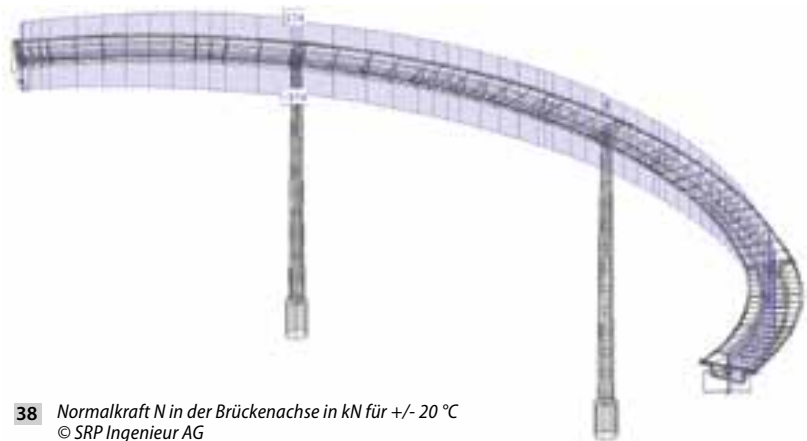


37 Seitliches Ausweichen in Brückenmitte für  $\pm 20\text{ °C}$   
© SRP Ingenieur AG

Die Chineggabücke weist einen Öffnungswinkel des Kreissegmentes von ungefähr einem Drittelskreis (ca.  $120^\circ$ ) auf. Damit herrschen nahezu ideale Voraussetzungen für die Realisierung einer integralen Brücke. Diese Chance wurde genutzt.

Neben dem theoretischen Hintergrund werden im Folgenden die Schnittgrößen und die seitliche Verformung der Chineggabücke für die normative Temperatureinwirkung von  $\pm 20\text{ °C}$  dargestellt.

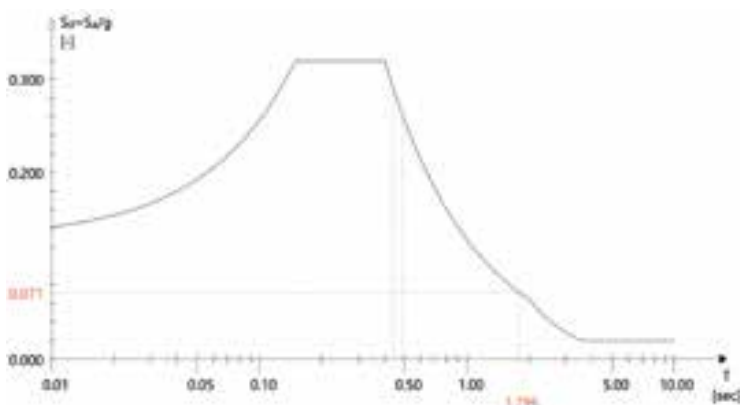
Die maximalen Verformungen in Querrichtung, welche ungefähr in Brückenmitte auftreten und im Bereich von  $\pm 4,60\text{ cm}$  liegen, verursachen nur unwesentliche Zwangsbeanspruchungen. Die hohen runden Pfeiler und der 270 m lange Bogen des Brückenüberbaus sind vergleichsweise weiche und nachgiebige Bauteile. Diese »Weichheit« des Brückenüberbaus in horizontaler Richtung wurde bewusst durch das allseitig bewegliche Lager auf dem Zwischenaufleger gesteigert. Damit bleiben die Erdbebenkräfte vergleichsweise klein, und die horizontalen Windkräfte werden einer Bogenbrücke gleich in die Widerlager abgetragen.



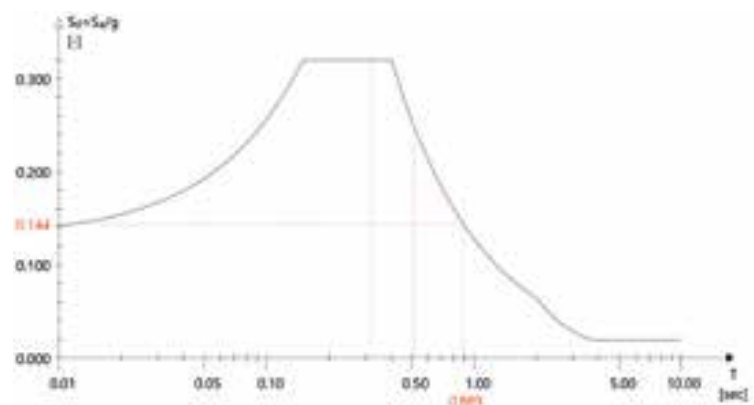
38 Normalkraft  $N$  in der Brückenachse in kN für  $\pm 20\text{ °C}$   
© SRP Ingenieur AG



39 Biegemoment  $M_z$  um die Vertikalachse für  $\pm 20\text{ °C}$   
© SRP Ingenieur AG



40 Maßgebende Schwingungsdauer 1,80 s in Längsrichtung  
mit einer Bemessungsbeschleunigung von 0,071 g  
© SRP Ingenieur AG



41 Maßgebende Schwingungsdauer 0,89 s in Querrichtung  
mit einer Bemessungsbeschleunigung von 0,144 g  
© SRP Ingenieur AG



42 »Horizontale« Bogenbrücke im August 2019  
© David Bumann

Eine weitere Besonderheit der Brücke ist die Punktlagerung. Wegen der Krümmung des Bauwerks könnte es bereits auf drei Punkten statisch stabil gelagert werden. Bei einer geraden Brücke wäre das nicht möglich. Letztendlich wurde die Brücke bei den Widerlagern für alle sechs Freiheitsgrade fest eingespannt und auf quasi drei Punkten, den beiden Stützen und dem Zwischenauflager, statisch überbestimmt gelagert. Nicht zuletzt um der

Punktlagerung Ausdruck zu verschaffen, wurden filigrane runde Stützen gewählt, welche im Endzustand selbst als Pendelstützen noch einen stabilen Gleichgewichtszustand der Brücke gewährleisten würden.

Das Bauwerk verhält sich damit in horizontaler Richtung wie eine an den Widerlagern eingespannte Bogenbrücke. Betrachtet man sie von oben, wird einem dies bewusst.

So gesehen erhält das Brückendorf Stalden neben anderen wegweisenden und bereits vorhandenen Bogenbrücken von Alexandre Sarrasin und Ulrich Ruffiner eine weitere Bogenbrücke, welche aber nicht vertikal, sondern nun erstmals horizontal ausgerichtet ist.

In Sichtweite der Chineggabücke befindet sich die 1544–1545 erstellte und in Stalden damit älteste erhaltene »Chibrigga« welche schon damals in integraler Bauweise erstellt wurde. Ob die neue Chineggabücke eine ähnliche Robustheit und Dauerhaftigkeit aufweisen wird, muss die Zukunft zeigen.

**Autor:**  
Wolfgang Linder  
Dipl.-Bau-Ing. TH/SIA  
SRP Ingenieur AG,  
Brig, Schweiz



43 1545 fertiggestellte Chibrigga von Ulrich Ruffiner  
© Wolfgang Linder

# BPR

Dr. Schäpertöns Consult

# SRP

Schneider + Partner

#### Bauherrschaft

Departement für Mobilität,  
Raumentwicklung und Umwelt,  
Dienststelle für Mobilität, Kreis 1 – Oberwallis,  
Brig-Glis, Schweiz  
Projektleiter: Christoph Grand  
Oberbauleitung: Gaston Roth

#### Entwurf, Tragwerks- und Ausführungsplanung

Ingenieurgemeinschaft SRP-PRA-BG:  
SRP Ingenieur AG, Brig, Schweiz (Federführung)  
PRA Ingénieurs Conseils SA, Sion, Schweiz (Partner)  
BG Ingénieurs Conseils SA, Lausanne, Schweiz (Partner)  
Tragwerkskonzept und IG-Gesamtleiter:  
Wolfgang Linder  
Örtlicher Bauleiter: Christophe Carron

#### Prüfingenieur

Walter Maag, Chur, Schweiz

#### Geologie

Rovina & Partner AG, Varen, Schweiz

#### Verkehrsplanung

Planax AG, Visp, Schweiz

#### Vermessung

Rudaz + Partner AG, Visp, Schweiz

#### Umweltgutachten und Baubegleitung

Pronat AG, Brig, Schweiz  
Forsting Plus AG, Brig, Schweiz

#### Gestaltung

Eduard Imhof, Luzern, Schweiz

#### Hauptunternehmer und Betonlieferant

Ulrich Imboden AG, Visp, Schweiz  
Projektleiter: Renato Schmid  
Bauführerin: Sandra Imboden  
Polier: Philipp Zenhäusern

#### Lehrgerüstbau

Van Randen – LGB AG, Adliswil, Schweiz

#### Vorspannung

Stahlton AG, Tafers, Schweiz

#### Brückenabdichtung

Plasco AG, Niedergesteln, Schweiz

#### Brückenlager

Mageba SA, Bülach, Schweiz

#### Gussasphaltbelag

Aeschlimann AG, Zofingen, Schweiz

#### Brückenentwässerung

Rowatec AG, Volketswil, Schweiz

#### Leitschranken

Walo Bertschinger AG, Dietikon, Schweiz

#### Baugrubensicherung

Moix & Zorzi SA, Sion, Schweiz

[www.bpr-consult.com](http://www.bpr-consult.com)

[www.srp-consult.de](http://www.srp-consult.de)

polis Award 2018  
mit Atelier Loidl

Foto: Leonard Grosch

