

Machbarkeitsuntersuchung zur Optimierung einer Netzwerkbogenbrücke mit Walzprofilen

Bearbeitet durch: BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG
Christoph-Rapparini-Bogen 25-27
80639 München

Im Auftrag von: ArcelorMittal Europe – Long Products
66, rue de Luxembourg
4221 Esch-sur-Alzette

Projektnummer: 2360

Bearbeiter: Simon Bottner

München, den 17.05.2022



Simon Bottner



Daniel Schäfer

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis	2
1 Einleitung	4
2 Tragkonzept der Netzwerkbogenbrücke	5
2.1 Tragkonzept	5
2.2 Optimierungsziele am Netzwerkbogen	6
2.3 Optimierungsparameter am Netzwerkbogen	7
2.3.1 Netzgeometrie	7
2.3.2 Hängeranzahl	8
2.3.3 Anpassung der Bogenform	8
2.3.4 Verhältnis Bogenstich zu Brückenlänge	8
2.3.5 Wahl des Bogenquerschnittes und des Querschnittsverlaufes	8
2.3.6 Wahl des Aussteifungsverbandes	10
2.3.7 Neigung der Bögen	11
2.4 Montage	12
2.4.1 Vershub der Brücke	12
2.4.2 Einheben der Brücke	12
2.4.3 Herstellen auf Montagegerüst	13
3 Geometrie	14
3.1 Randbedingungen	14
3.2 Geometrische Daten	14
3.3 Konstruktion	15
4 Zusammenfassung Entwurf mit Kastenquerschnitten	16
4.1 Ausbildung im Querschnitt	16
4.1.1 Fahrbahn	16
4.1.2 Querträger	17
4.1.3 Längsträger	17
4.1.4 Bogenträger	17
4.1.5 Aussteifung	17
4.2 Ausbildung im Längsschnitt	18
4.2.1 Anordnung des Hängernetzes	18
4.2.2 Hängeranschlüsse	18
5 Entwicklung des Entwurfs mit HL-Profilen	19
5.1 Bogenträger	19
5.1.1 Vorbemessung und Profilwahl	19
5.1.2 Stabilitätsnachweise Bogenträger	21
5.1.3 Anschlussausbildung	29
5.1.4 Ermüdung	32
5.1.5 Beulen	32

5.1.6	Aussteifung	33
5.2	Versteifungsträger	35
5.2.1	Profilwahl	35
5.2.2	Anschlussausbildung Querträger	37
5.2.3	Anschlussausbildung Hänger	38
5.2.4	Ermüdung	39
5.3	Querträger	41
5.3.1	Profilwahl	41
5.3.2	Anschlussausbildung an Längsträger	41
5.3.3	Regelquerschnitt	42
5.3.4	Nachweis Biegedrillknicken	44
5.3.5	Ermüdung	44
6	Optimierung Aussteifung der Bögen	45
6.1	Aussteifung Vierendeel-Träger (VE)	46
6.2	Aussteifung X-Verband (X2/Rautenverband)	47
6.3	K-Fachwerkverband (K2)	48
6.4	Zusammenfassung und Vergleich	49
7	Vergleich der Varianten	52
7.1	Mengen Entwurf mit Kastenquerschnitten	52
7.2	Mengen Entwurf mit Walzprofilen	54
7.3	Gegenüberstellung	56
8	Fazit	57
	Literaturverzeichnis	58

1 Einleitung

In den 1950er Jahren entwickelte Per Tveit die Bauweise der Stabbogen- und Nielsenbrücke weiter zur Netzwerkbogenbrücke. Diese Bauart wurde im Jahr 1963 in Norwegen zum ersten Mal angewendet [18]. In den darauffolgenden 40 Jahren wurden diese Brückentragwerke weltweit vielfach umgesetzt und sind als eigener Brückentyp in der Fachwelt bekannt. Dabei wurden hauptsächlich Bogenträger mit geschweißten Kastenquerschnitten verwendet. Diese Bauweise setzte sich auch bei Netzwerkbogenbrücken in Deutschland durch.

Im Jahr 2001 untersuchten Stephan Teich und Stefan Wendelin unter Anleitung von Per Tveit in einer Vergleichsrechnung die Anwendung des Europäischen Normenkonzeptes bei der Äkviksundbrücke in Norwegen [17]. In dieser wurde für die Bögen zum ersten Mal ein gewalztes Breitflansch-Stützenprofil HD 400x818 [17] unter Anwendung der Eurocodes untersucht. In den Jahren von 2007 – 2009 wurden in Polen vier Netzwerkbogenbrücken mit kaltgeformten HD-Profilen als Bogenquerschnitt realisiert [21]. Weitere Projekte folgten in den Jahren danach, unter anderem die erste Eisenbahnbrücke im Jahr 2018 [21].

In Kooperation mit dem Stahlhersteller ArcelorMittal und BPR Dr. Schäpertöns Consult soll in dieser Arbeit die Realisierbarkeit und Wirtschaftlichkeit dieser Bauweise unter Anwendung des deutschen Nationalen Anhangs untersucht werden.

Als Referenzprojekt wird ein 107,5 m weit spannender Netzwerkbogen aus geschweißten Kastenquerschnitten verwendet.

Dieser soll im Folgenden mit Bögen und Versteifungsträgern aus Walzprofilen entworfen, berechnet und nachgewiesen werden. Ziel ist es, in einer Gegenüberstellung die statischen und wirtschaftlichen Aspekte der beiden Bauweisen zu vergleichen. Dabei wird auf sich ergebende Änderungen bei den Hängeranschlüssen, der Materialwahl, den Stabilitätsnachweisen der Bogenträger und der Detailausbildung eingegangen.

Abschließend sollen weitere Optimierungsmöglichkeiten hinsichtlich Aussteifung der Bögen und Profilwahl der Bogenträger untersucht werden.

2 Tragkonzept der Netzwerkbogenbrücke

In diesem Kapitel wird eine Einleitung zur Bau- und Funktionsweise der Netzwerkbogenbrücke gegeben.

Dazu wird in Abschnitt 2.1 das Tragkonzept der Netzwerkbogenbrücke erklärt und mit dem einer Stabbogenbrücke verglichen.

Abschnitt 2.2 zählt die Optimierungsziele auf, die bei dem Entwurf einer Netzwerkbogenbrücke angestrebt werden sollen.

Als nächstes werden in Abschnitt 2.3 die maßgebenden geometrischen Parameter zum Erreichen der Optimierungsziele erläutert.

Zuletzt werden in Abschnitt 2.4 die typischen Montagearten genannt.

2.1 Tragkonzept

Unter einem Netzwerkbogen versteht man eine Stabbogenbrücke mit geneigten Hängern, bei denen sich die Hänger mindestens zweimal kreuzen.

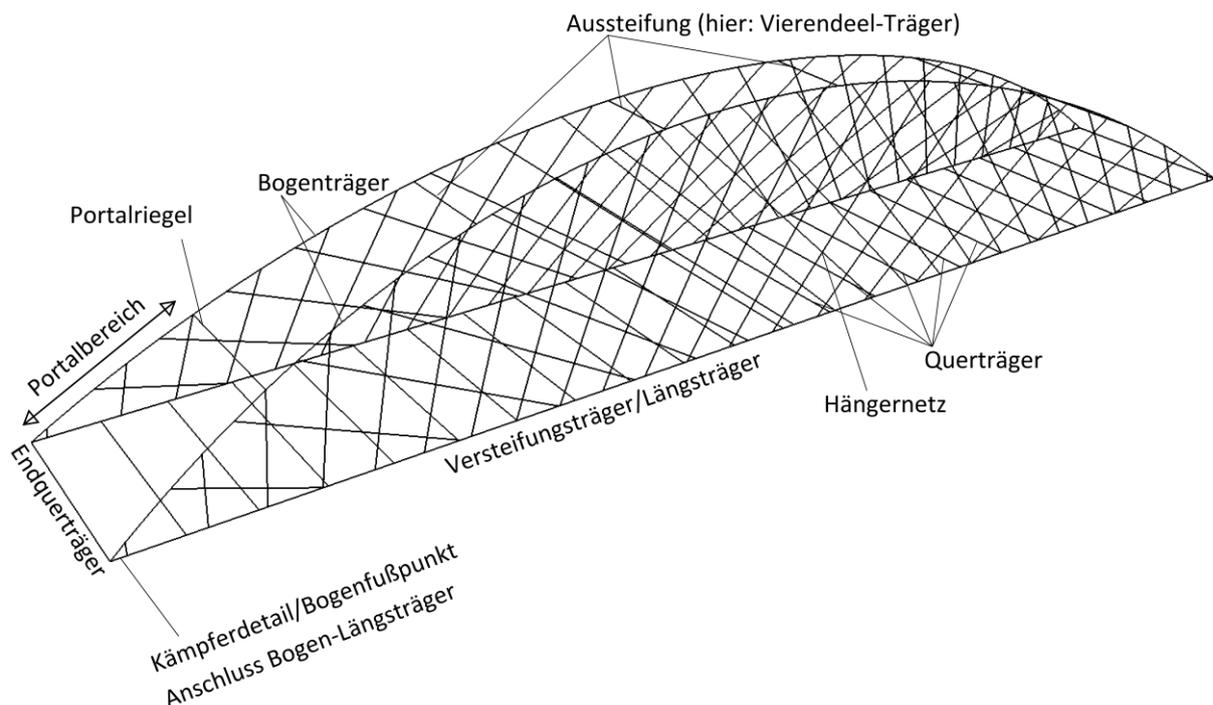


Abbildung 1: Bezeichnungen der Bauteile einer Netzwerkbogenbrücke

Der Bogen wird hauptsächlich durch Druckkräfte beansprucht, während der Versteifungsträger als Zugband wirkt. Die Hänger werden durch Zugkräfte beansprucht oder fallen bei Druck aus.

In Netzwerkbogenbrücken bildet das geneigte Hängernetz eine schubsteife Verbindung zwischen Bogen und Versteifungsträger. Dadurch werden die Biegemomente im Längsträger unter asymmetrischen Lasten im Vergleich zu der Bauweise der Stabbogenbrücke deutlich reduziert (siehe Abbildung 2).

Abbildung 3 zeigt den positiven Einfluss von geneigten Hängern auf die Verformung des Tragwerkes unter halbseitiger Belastung.

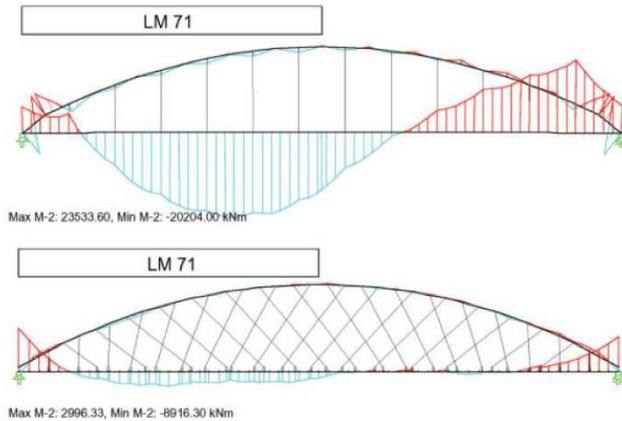


Abbildung 2: Vergleich der Biegemomente von Stabbogen (oben) und Netzwerkbogen (unten) unter halbseitiger Belastung [04]

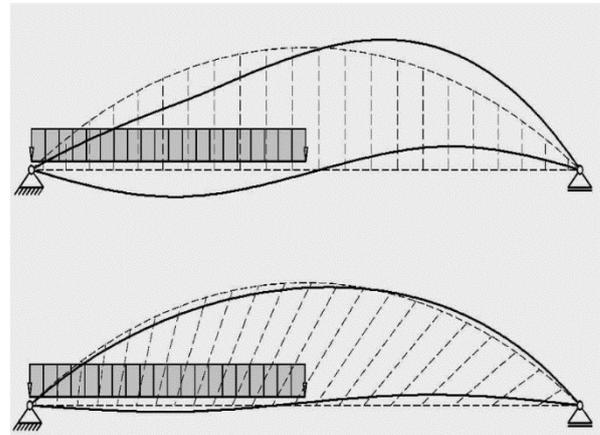


Abbildung 3: Funktionsweise vertikaler Hänger (oben) und geneigter Hänger (unten) [01]

Das Hängernetz wirkt nur so lange als schubsteifes Fachwerk, solange alle Hänger Zugkräfte erhalten. Bei steileren Neigungswinkeln kommt es zum Ausfall einzelner Hänger, wodurch sich deren Normalkraft auf die anliegenden Hänger aufteilt [13].

Das führt zwar nicht zu einem Versagen des Tragwerkes, jedoch erhöhen sich durch einen Hängerausfall die Biegemomente im Bogen- und Versteifungsträger.

Das Auftreten dieses Effektes kann durch die Anpassung des Verhältnisses Verkehrslast zu Eigengewicht, sowie durch eine Anpassung der Netzgeometrie vermieden werden.

2.2 Optimierungsziele am Netzwerkbogen

Folgende Kriterien sollten bei dem Entwurf eines Netzwerk Bogens berücksichtigt werden, um ein möglichst optimales System zu erhalten [16]:

- Reduzierung der Biegemomente im Bogen und Versteifungsträger
- Wahl der Netzgeometrie so, dass Hängerausfälle vermieden werden
- Wahl gleicher Hängerquerschnitte bei gleichmäßigem Ausnutzungsgrad der Hänger
- Minimierung der Hängerkräfte und damit der Querschnitte
- Minimierung der Spannungsschwingbreiten der Hänger
- Ästhetisches Erscheinungsbild

Da die gleichzeitige Erfüllung aller Kriterien aufgrund ihrer teils gegenläufigen Anforderungen nicht möglich ist, muss in einem iterativen Prozess die für jedes Projekt individuell beste Lösung gefunden werden.

2.3 Optimierungsparameter am Netzwerkbogen

In diesem Abschnitt werden Optimierungsparameter üblicher Ausführungsarten von Bauteilen von Netzwerkbogenbrücken aufgelistet.

Für eine weiterführende Untersuchung und Analyse dieser, ist Stephan Teichs „Beitrag zur Optimierung von Netzwerkbogenbrücken“ zu empfehlen [16].

2.3.1 Netzgeometrie

Die gewählte Netzgeometrie hat den größten Einfluss auf die Lasten der einzelnen Hänger. Um die Auswirkungen von Hängerausfällen zu minimieren, sollte eine für die Randbedingungen der Brücke passende Netzgeometrie gewählt werden. Folgende Arten der Hängernetzanordnung sind in der Literatur aufgeführt:

- Konstante Hängerneigung
- Gleichmäßig ansteigende/abfallende Hängerneigungen
- Konstante Abstände der Hängeranschlusspunkte in Versteifungsträgermitte
- Radiale Hängernetzanordnung

Da für das in dieser Arbeit untersuchte Bauwerk eine radiale Hängernetzanordnung festgelegt wurde (siehe Abbildung 5), wird diese im Weiteren beschrieben.

Die radiale Anordnung der Netzgeometrie wurde von Brunn/Schanack entwickelt und ist die Funktionsweise eines Stützlinienbogens, übertragen auf das Hängernetz. Durch die radiale Anordnung der resultierenden Lasten eines Hängerpaares können die Biegemomente im Bogen reduziert werden [01]. Die einzelnen Hängerneigungen werden durch die Eingabe des Kreuzungswinkels β in Abbildung 4 vorgegeben. Ein sinnvoller Bereich für Untersuchung zur Wahl des Kreuzungswinkels sind 30° – 55° [13].

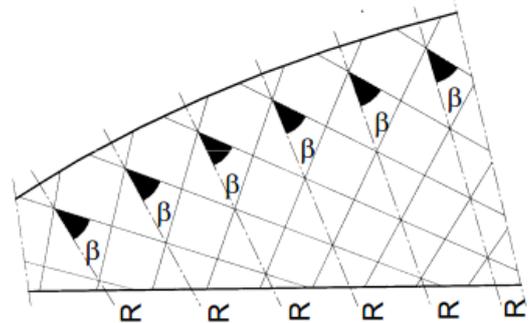


Abbildung 4: Radiale Hängernetzanordnung nach Brunn/Schanack [16]

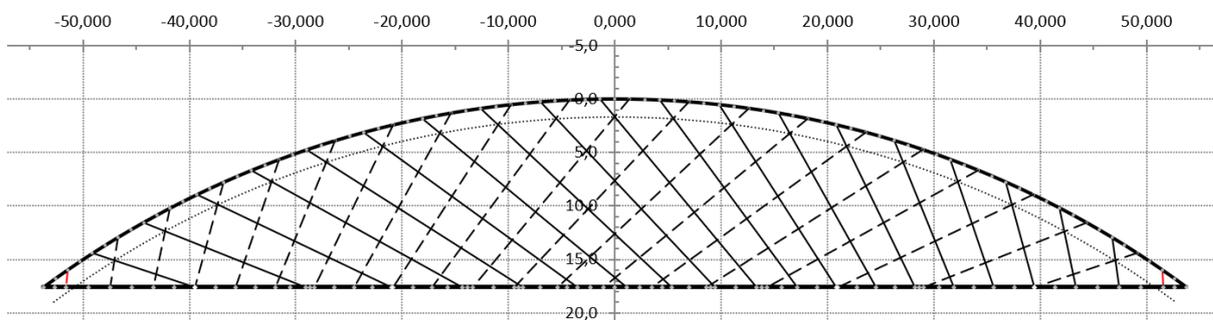


Abbildung 5: Radiale Hängernetzanordnung des untersuchten Netzwerkbogens

2.3.2 Hängeranzahl

Für eine Brücke mit einer Spannweite von 100 m ergibt sich nach Teich eine optimale Hängeranzahl von $n = 36 - 46$. Ein kleinerer Wert führt zu höheren Materialkosten aufgrund der notwendigen größeren Querschnitte für Bogen und Hänger. Eine höhere Hängeranzahl erhöht die Fertigungskosten aufgrund der großen Zahl der Anschlüsse [16].

Bei dem vorliegenden 107,5 m langen Netzwerkbogen wurde eine Hängeranzahl von $n = 38$ gewählt. Der jeweils erste und letzte Hänger am Bogenkämpfer in Abbildung 5 ergibt sich aus der mathematischen Generierung des Netzes und wird nicht in den Entwurf und das Rechenmodell übernommen.

2.3.3 Anpassung der Bogenform

Die gewählte Bogenform hat Einfluss auf die Krafteinleitung der Hänger in den Bogen und somit auf die Schnittgrößen im Bogenträger.

Übliche Bogenformen für Netzwerkbogenbrücken sind:

- Kreisbogen
- Bogen mit unterschiedlich konstant gekrümmten Radien
- Parabelbogen
- Ellipsenbogen

Bei einem kreisförmigen Bogen entspricht die Bogenform am ehesten der Stützlinie für radiale Belastung. Da der Bogenträger planmäßig auf Druck belastet ist, wirkt dieser Effekt günstig [16]. Aufgrund dessen, des geringeren Montageaufwandes und der ansprechenden Optik, wurde diese Bogenform für die Untersuchung verwendet.

2.3.4 Verhältnis Bogenstich zu Brückenlänge

Das Verhältnis Bogenstich zu Spannweite f/l wirkt sich maßgeblich auf die Schnittgrößen in dem Bogen, als auch auf das optische Erscheinungsbild des Bauwerkes aus [16]. Eine Vergrößerung des Bogenstiches führt dabei zu einer Verringerung der Schnittgrößen in dem Bogenträger. In der Praxis übliche f/l Verhältnisse für Netzwerkbogenbrücken bewegen sich zwischen 0,14 – 0,17 [16].

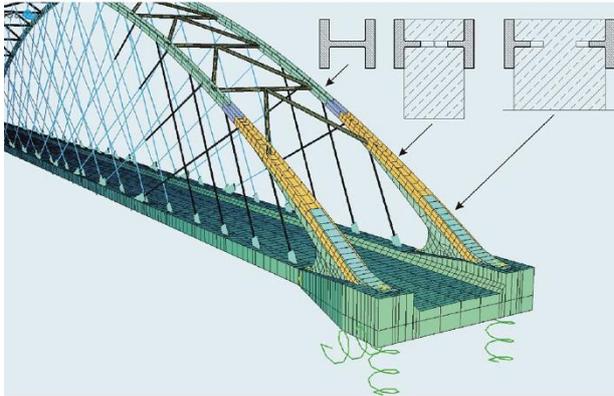
2.3.5 Wahl des Bogenquerschnittes und des Querschnittsverlaufes

Die Wahl des Bogenquerschnittes und dessen Steifigkeit besitzt Einfluss auf die Schnittgrößenverteilung des Tragwerkes.

Bereits in der Praxis verwendete Querschnitte:

- Geschweißte Kastenquerschnitte
- Runde Hohlquerschnitte
- Gewalzte I-Profile

Für Bögen aus geschweißten Kastenquerschnitten wird üblicherweise ein veränderlicher Verlauf gewählt, mit dem größten Querschnitt am Bogenfußpunkt und kleinsten am Scheitel. Dadurch kann Material gespart werden. Außerdem ergibt sich durch diese Maßnahme eine gleichmäßigere Spannungsauslastung im Bogen.



Für Bögen aus Walzprofilen wird hingegen ein konstanter Querschnittsverlauf für längere Abschnitte des Bogenträgers gewählt. Diese Limitierung der Bauweise stammt aus dem Herstellungsprozess. Eine bereits angewandte Ausführungsweise ist ein aufgeschnittenes, ausbetoniertes Walzprofil zur Verstärkung des Bogens im Portal- und Kämpferbereich (Abbildung 6).

Abbildung 6: Verstärkung des Bogenträgers im Portalbereich der Netzwerkbogenbrücke M1 [14]

2.3.6 Wahl des Aussteifungsverbandes

Die Wahl der Aussteifungsverbandes beeinflusst maßgeblich die Knicklängen des Bogenträgers aus der Ebene. Dies ist vor allem für die globalen und lokalen Stabilitätsnachweise des Bogens von Bedeutung. In diesem Abschnitt werden zunächst nur Aussteifungsverbände von Bögen mit einem Neigungswinkel von 0° gegeneinander betrachtet. Im darauffolgenden Abschnitt wird die Auswirkung der Neigung der Bögen auf die Stabilität untersucht.

Übliche Verbandsarten sind:

- Vierendeel-System (Abbildung 7)
- Rauten-Verband oder auch X-Verband (Abbildung 8)
- K-Verband (Abbildung 9)

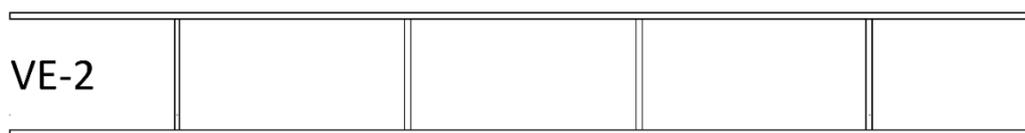
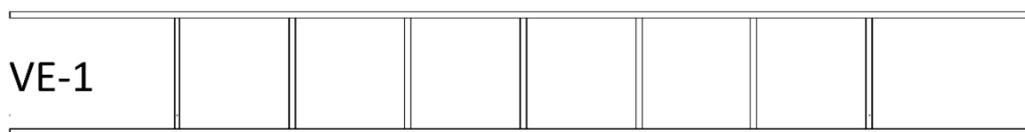


Abbildung 7: Varianten der Aussteifung mit Vierendeel-Systemen [16]

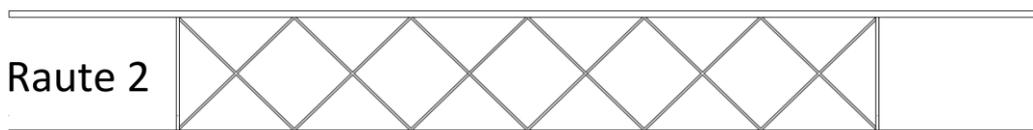
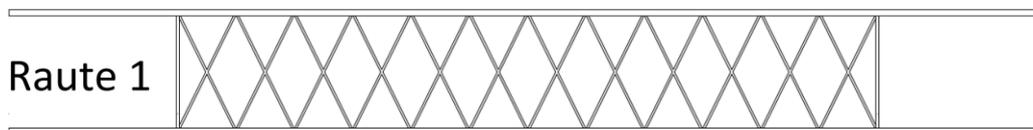


Abbildung 8: Varianten der Aussteifung mit Rautenverbänden [16]

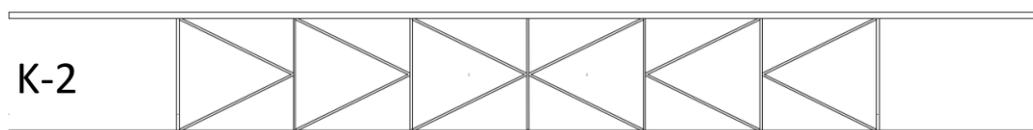
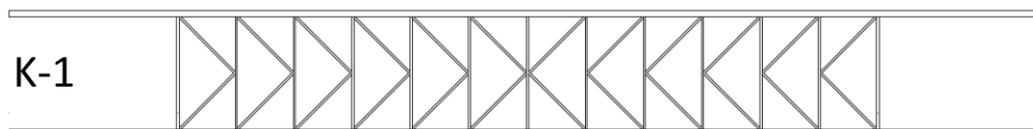


Abbildung 9: Varianten der Aussteifung mit K-Fachwerkverbänden [16]

Für die Fachwerkverbände mit kleinen Verbandsfeldern X-1 (Raute 1) und K-1 ergeben sich kaum Verbesserungen der Gesamtstabilität für Knicken aus der Ebene gegenüber den Varianten X-2 und K-2 [16]. Da die Varianten X-1 und K-1 zudem höhere Tonnagen und einen größeren Fertigungsaufwand zur Folge haben, werden sie nicht empfohlen.

Die Auswertung der Spannungsauslastung und der Knickeigenwerte identischer Brücken mit unterschiedlichen Aussteifungssystemen zeigt, dass Vierendeel-Systeme die größte Spannungsauslastung des Bogenträgers aufweisen. Grund dafür ist, dass diese die Lasten über Biegung und Querkräfte abtragen, während Fachwerksysteme über Normalkräfte wirken [16].

Die Fachwerksverbandart der Raute und des K-Verbandes weisen bei gleichen Abständen der Verbandsabstandspunkte annähernd identische Nutzungsgrade der Bogentragfähigkeit und Knickeigenformen auf [16].

2.3.7 Neigung der Bögen

Durch eine Neigung der Bogenträger gegeneinander lassen sich die Biegemomente M_z und damit auch die Spannungsauslastung in diesen reduzieren. Ein Neigungswinkel von 10-15° gegeneinander ist dabei üblich [16]. Wesentlich größere Neigungswinkel sind nicht möglich, da nach einem Berühren der Bögen am Scheitelpunkt keine Vergrößerung des Neigungswinkels erfolgen kann.

Die Spannungsauslastung eines Bogenträgers mit einem, wie in Abschnitt 2.3.6 beschriebenen Vierendeel-System, lässt sich durch eine schrittweise Vergrößerung der Bogenneigung um 5 % um jeweils 3 % – 6 % reduzieren [16].

Bei der maximalen möglichen Neigung kommt es zur Berührung der Bögen im Scheitel. Für diesen Fall wirkt eine starre Verbindung der Bögen im Scheitelbereich auch als Aussteifungssystem (siehe Abbildung 10).

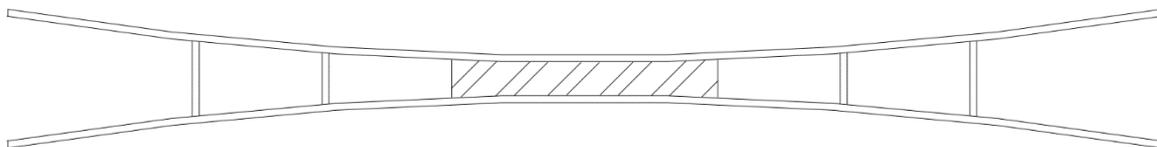


Abbildung 10: Aussteifung der Fehmarnsundbrücke: Verbindung beider Bögen durch eine Vollwand-Blechscheibe im Scheitelbereich [16]

2.4 Montage

2.4.1 Verschub der Brücke

Wie die Brücke über einem Gewässer errichtet, könnte nach folgendem Montagevorschlag vorgegangen werden. Das Stahltragwerk wird auf einem Vormontageplatz hergestellt. Anschließend wird der Überbau auf einer Verschubbahn und mit Hilfe eines Pontons eingeschoben (Abbildung 11).

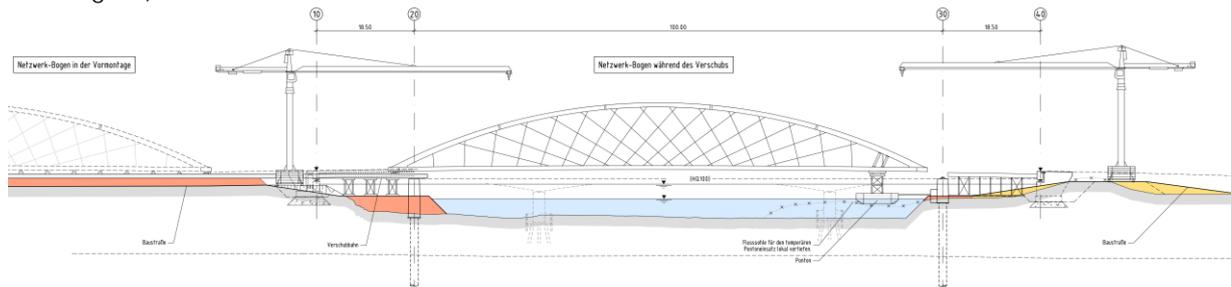


Abbildung 11: Montagekonzept

Da der Auflagerpunkt des Pontons nicht mit der Lagerachse im Endzustand übereinstimmt, sind Hilfsstützen im Tragwerk vorzusehen. Der Vershub ist in einer Montagestatik genauer zu untersuchen.

2.4.2 Einheben der Brücke

Eine Alternative zum Vershub ist das Einheben der Brücke mit zwei oder mehreren Mobilkränen. Die Brücke wird auf dem Vormontageplatz hergestellt und anschließend an beiden Widerlagern von Mobilkränen an- und in Endlage gehoben (siehe Abbildung 12). Bei Strombrücken können auch schwimmende Krane verwendet werden, wenn der Ausleger von Mobilkränen nicht ausreichend ist [18].



Abbildung 12: Einhub des Netzwerkbogens über die A9 bei Nürnberg [11]

2.4.3 Herstellen auf Montagegerüst

Die Herstellung auf einem Montagegerüst (siehe Abbildung 13) ist oftmals die einfachste Art der Montage. Je nach individuellen Randbedingungen des jeweiligen Projektes ist sie jedoch nicht immer möglich. Gerade bei einem Ersatzneubau ist die Stärke der Bauweise der Netzwerkbogenbrücke, dass durch ein Einschieben/Einheben geringe Sperrzeiten erzielt werden können.



Abbildung 13: Herstellen der Netzwerkbogenbrücke MS-15 auf einem Montagegerüst [20]

3 Geometrie

Im folgenden Kapitel werden die geometrischen Daten des Netzwerkbogens zusammengefasst.

3.1 Randbedingungen

Die Bogenbrücke spannt über eine Stützweite von 107,50 m.

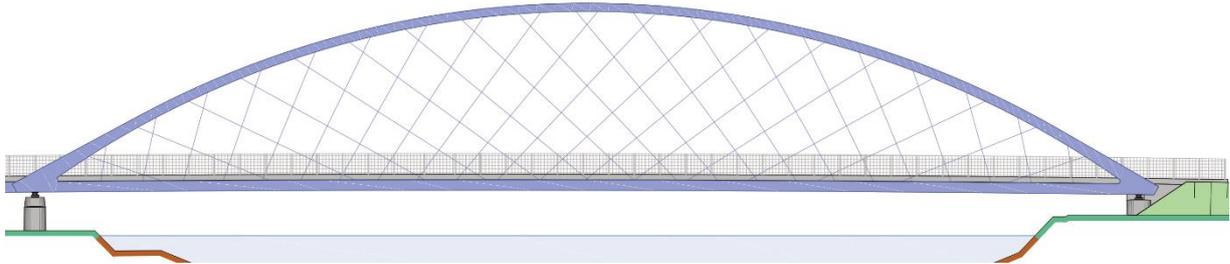


Abbildung 14: Ansicht des Netzwerkbogens

3.2 Geometrische Daten

Die Fahrbahnbreite beträgt 7,50 m, womit sich zwischen den Geländern aufgrund des Radweges eine Gesamtbreite von 12,80 m ergibt (siehe Abbildung 15)

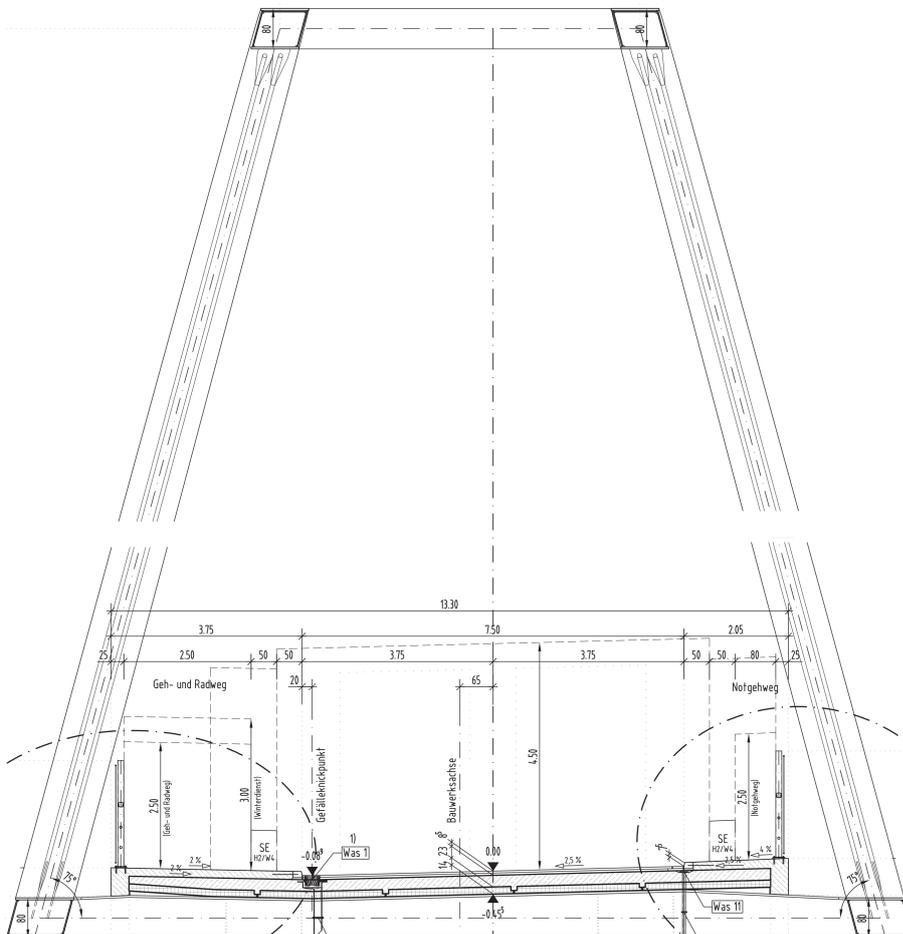


Abbildung 15: Regelquerschnitt des Netzwerkbogens mit geschweißten Kastenquerschnitten

3.3 Konstruktion

Die Bogenkonstruktion der Strombrücke ist als obenliegendes Tragwerk mit zwei um 15° nach innen geneigten Bogenebenen geplant. Ein stärker geneigter Bogen ist aufgrund des nötigen Lichtraumprofils der Geh- und Radwege nicht möglich (Abbildung 15).

Die Verbindung von Bogen und Längsträger erfolgt über die netzartig angeordneten Rundstähle (Hänger).

Die Bogenträger sind zunächst aus geschweißten Kastenquerschnitten geplant. Der Achsabstand beträgt 16,71 m am Bogenfußpunkt und 7,09 m am Bogenscheitel. Die Längsträger werden ebenfalls zunächst als geschweißte Kastenquerschnitte angenommen.

Im Abstand von jeweils 4,90 m spannen Querträger aus geschweißten Kastenquerschnitten zwischen den Längsträgern.

Die Fahrbahnplatte ist in Stahlbeton mit einer Stärke von 37 cm geplant. Sie spannt einachsig zwischen den Querträgern und besteht aus 14 cm starken Halbfertigteilen mit 23 cm Ortbetonergänzung.

4 Zusammenfassung Entwurf mit Kastenquerschnitten

In diesem Kapitel werden die statisch erforderlichen Bauteilabmessungen des Netzwerkbogens mit geschweißten Kastenquerschnitten zusammengefasst. Ebenfalls werden Entscheidungen zur Ausbildung der Netzanordnung und des generellen Designs erläutert.

4.1 Ausbildung im Querschnitt

Die nötigen Abmessungen für den Querschnitt werden durch die „RAL – Richtlinie für die Anlage von Landstraßen“ vorgegeben. In dieser sind die Lichtraumprofile für Straßen und Fußgängerwege angegeben.

Der neu geplante Geh- und Radweg hat eine Breite von 2,50 m. Die Fahrbahnbreite beträgt 7,50 m zwischen den Borden, wodurch sich eine Breite der Betonfahrbahn inklusive Notgehweg und Kappen von 13,30 m ergibt.

Zur Entwässerung ist ein Quergefälle von 2,5 % vorgesehen.

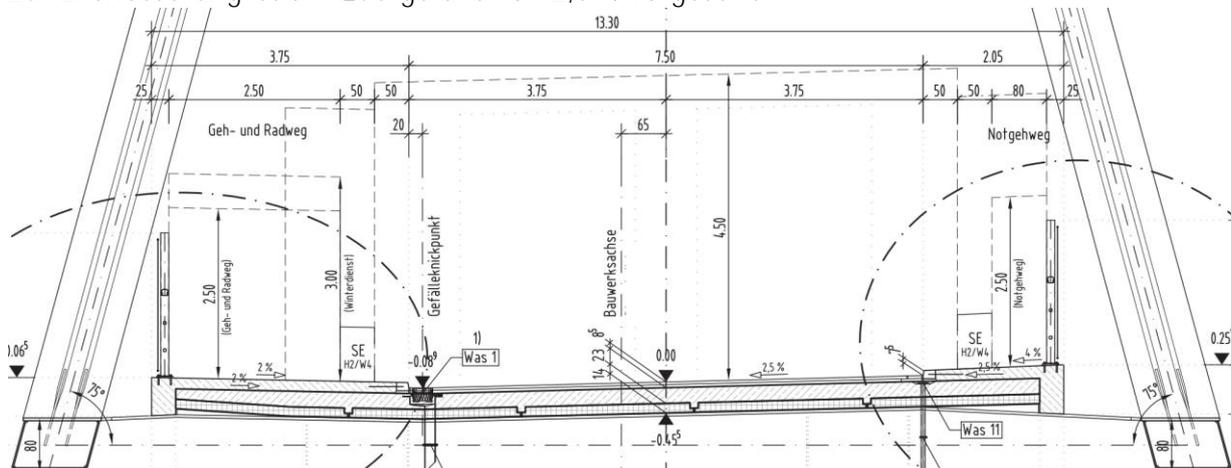


Abbildung 16: Abmessungen des Geh- und Radweges, des Notgehweges und der Fahrstreifen

4.1.1 Fahrbahn

Die einachsige zwischen den Querträgern spannde Betonfahrbahnplatte ist mit Kopfbolzendübeln auf den einzelnen Querträgern befestigt. Sie ist schlaff bewehrt und besitzt eine Dicke von $d = 37$ cm. Davon sind 14 cm für Halbfertigteile C50/60 und 23 cm für Ortbeton der Festigkeitsklasse C35/45 vorgesehen. Es besteht keine direkte Verbindung zwischen dem Versteifungsträger und der Betonfahrbahnplatte, sie sind jedoch indirekt über die Querträger verbunden.

4.1.2 Querträger

Die Querträger aus Hohlkastenprofilen sind im Abstand von jeweils ca. 4,90 m an die Versteifungsträger angeschweißt. Als mittlere Trägerhöhe wurden 800 mm mit einer konstanten Breite von 600 mm gewählt. Die Blechstärken betragen für den Obergurt 15 mm, den Untergurt 20 mm und die Stege 20 mm.

4.1.3 Längsträger

Die Trägerhöhe des Längsträgers orientiert sich mit 800 mm an der des Querträgers. Die Trägerbreite von 1100 mm entspricht der Breite des Bogenquerschnittes am Kämpfer. Die Blechstärken betragen für den Obergurt 20 mm, den Untergurt 20 mm und die Stege 25 mm.

4.1.4 Bogenträger

Aus dem für den Bogenträger maßgebenden Stabilitätsnachweis quer zur Bogenebene ergeben sich folgende Maße für das Hohlkastenprofil. Die Höhe und Breite sind am Kämpfer mit $b/h = 1100/1000$ mm maximal und werden linear zum Scheitel hin auf $b/h = 900/800$ mm verringert. Die Blechstärken bleiben konstant und betragen für den Obergurt 30 mm, den Untergurt 15 mm und die Stege 35 mm.

4.1.5 Aussteifung

Als Aussteifungssystem wurde eine Vierendeel-Aussteifung mit sechs biegesteif mit dem Bogenträger verschweißten Querriegeln gewählt. Diese Art der Aussteifung wurde aufgrund seiner optischen Klarheit einer Verbandsaussteifung vorgezogen. Die Blechdicken des 800 mm hohen und 800 mm breiten Trägers betragen für den Obergurt 20 mm, den Untergurt 12 mm und die Stege 20 mm.

4.2 Ausbildung im Längsschnitt

Als Bogenform ist ein Kreis mit einem Radius von $R = 91,3$ m geplant. Die Bogenhöhe zwischen Untergurt des Versteifungsträgers und Bogenscheitelpunkt beträgt $17,5$ m.

Mit der Länge der Strombrücke von $107,5$ m ergibt sich daraus ein Verhältnis Bogenstich zu Spannweite: $- = \frac{17,5}{107,5} = 0,163 = \sim 1/6,14$.

4.2.1 Anordnung des Hängernetzes

Die Geometrie des Hängernetzes wurde auf 38 Hänger je Bogenträger festgelegt. Die Hänger werden radial mit einem Kreuzungswinkel von $= 40^\circ$ angeordnet (siehe Kapitel 2.3.1).

Da an dem statischen System der Bogenbrücke kein Hänger ausfällt, entfällt auch der Knicknachweis eines druckbelasteten Hängers.

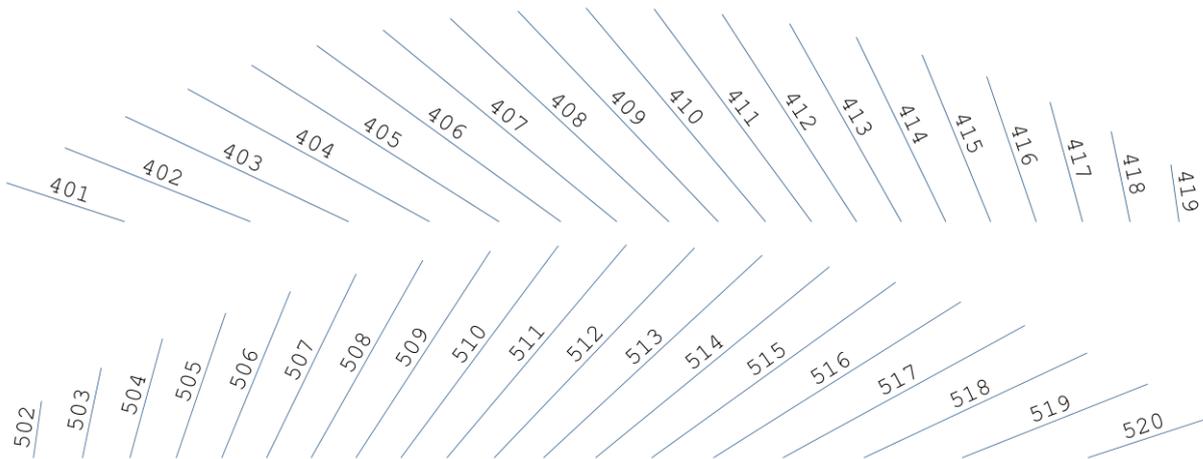


Abbildung 17: Programminterne Nummerierung der Hängerstäbe

Um den Ermüdungsnachweis gegen Regen-Wind-induzierte Schwingungen einzuhalten, ist ein sehr unwirtschaftlicher Hängerdurchmesser erforderlich. Um den Ermüdungsnachweis einzuhalten, ohne den Hängerdurchmesser zu vergrößern, sind Dämpfungmaßnahmen erforderlich.

4.2.2 Hängeranschlüsse

Hinsichtlich der Machbarkeit der Hängeranschlüsse werden Formen gemäß DIN EN 1993-2/NA Anhang NA.F betrachtet.

5 Entwicklung des Entwurfs mit HL-Profilen

In diesem Kapitel wird die Netzwerkbogenbrücke mit Walzprofilen der Stahlsorte HISTAR®460 entwickelt und nachgewiesen. Zudem werden Überlegungen zu Profilwahl und Detailausbildungen dokumentiert.

Für diese Berechnungen bleiben Netzgeometrie, Hängeranzahl, Neigung der Bögen, Bogenform, Verhältnis Bogenstich zu Brückenlänge und das Aussteifungssystem unverändert.

5.1 Bogenträger

Es wurden zunächst mögliche Profile für den Bogenträger untersucht. Für die Vorbemessung in Abschnitt 5.1.1 wurden die Ausnutzungsgrade des jeweiligen Bogenprofils mit Versteifungsträger, Aussteifung und Querträger aus Kastenprofilen ermittelt. Für die Nachweise in Abschnitt 5.1.2 wurde das Modell der Brücke mit folgenden Profilen berechnet:

- Bogenträger HL 920x787
- Aussteifung HL 920x344
- Versteifungsträger HL 920x491
- Querträger HL 920x344

5.1.1 Vorbemessung und Profilwahl

Nach Kenntnis des Autors, besitzen alle in Polen errichteten Netzwerkbogenbrücken mit Walzprofilen Bogenträger aus HD-Profilen. Deshalb wurden zunächst Profile der HD 400 Reihe für Knicken aus der Bogenebene untersucht (siehe Tabelle 1).

Der Bogenträger wurde dabei nach Abbildung 18 mit der starken Achse in globale y-Richtung eingebaut.

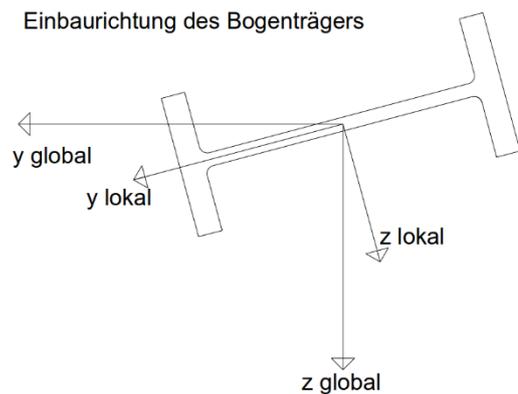


Abbildung 18: Einbaurichtung des Bogenträgers

Für die Vorbemessung wurde zunächst auf der sicheren Seite liegend Knicklinie c für den Nachweis der Stabilität aus der Bogenebene gewählt.

Bogenträger	Stahlgüte	Stahlquerschnittsfläche	Eigenform	Nachweis der Gesamtstabilität	Nachweis nach Theorie II. Ordnung	Anmerkung
Hohlkasten	S355	1163 cm ²	3,62	0,79	-	Am Bogenfußpunkt
Hohlkasten	S355	934 cm ²	3,74	0,94	0,93	Am Bogenscheitel
HD 400x990	HISTAR®460	1119 cm ²	1,54	1,07	1,20	-
HD 400x1086	HISTAR®460	1386 cm ²	~ 1,70	0,98	0,95	-
HD 400x1202	HISTAR®460	1529 cm ²	~ 1,80	0,90	0,82	-
HD 400x1299	HISTAR®460	1650 cm ²	1,99	0,83	0,7	-

Tabelle 1: Ausnutzungs- und Querschnittsvergleich ausgewählter Profile der HD 400 Reihe als Bogenträger. Nachweise für Knicken aus der Bogenebene mit KSL c.

Aus Tabelle 1 geht aus der nötigen Querschnittsfläche des Profils HD 400x1202 hervor, dass ein sehr großer Stahlquerschnitt erforderlich ist, um den Stabilitätsnachweis aus der Bogenebene zu erfüllen. Das liegt zum einen an dem geringeren Flächenträgheitsmoment I_y der gedrungenen Querschnitte, zum anderen an der großen Knicklänge der mit einem Vierendeel-System ausgesteiften Bogenbrücke.

Da Profile der HL 920 Reihe im Vergleich zu Profilen der HD 400 Reihe eine größere Bauhöhe und damit auch ein größeres Flächenträgheitsmoment I_y besitzen, wurden diese gewählt.

Bogenträger	Stahlgüte	Stahlquerschnittsfläche	Eigenform	Nachweis der Gesamtstabilität	Nachweis nach Theorie II. Ordnung	Anmerkung
Hohlkasten	S355	1163 cm ²	3,62	0,79	-	Am Bogenfußpunkt
Hohlkasten	S355	934 cm ²	3,74	0,94	0,93	Am Bogenscheitel
HL 920x656	HISTAR®460	835 cm ²	2,70	0,92	1,09	-
HL 920x656 mit Blech oben d=10	HISTAR®460	931 cm ²	3,14	0,79	0,83	-
HL 920x725	HISTAR®460	932 cm ²	2,90	0,85	1,01	-
HL 920x787	HISTAR®460	1002 cm ²	3,07	0,79	0,94	-
HL 920x970	HISTAR®460	1237 cm ²	3,55	0,67	0,78	-
HL 920x1377	HISTAR®460	1754 cm ²	4,37	0,51	0,60	-

Tabelle 2: Ausnutzungs- und Querschnittsvergleich ausgewählter Profile der HL 920-Reihe als Bogenträger. Nachweise für Knicken aus der Bogenebene mit KSL c.

Nach Tabelle 2 wurde als Bogenträger ein HL 920x787 Profil gewählt. Damit liegt die Querschnittsfläche des gewählten Walzprofils unter der durchschnittlichen Querschnittsfläche des veränderlichen Stahlhohlkastenquerschnitts von $A = 1093 \text{ cm}^2$.

Eine weitere Möglichkeit um Material einzusparen, wäre das Aufschweißen eines Bleches auf die Oberseite des HL-Profiles. Dadurch ließe sich die Querschnittsfläche weiter reduzieren. Diese Ausführungsvariante wurde auch bei dem Projekt der Brücke Pont d'Ambo geplant [10]. Zu überprüfen wäre die nötige Dicke des Deckbleches mit einem Beulnachweis. Da das Ziel dieser Arbeit der Entwurf einer Netzwerkbogenbrücke mit Walzprofilen ist, wurde diese Variante nicht weiter untersucht.

5.1.2 Stabilitätsnachweise Bogenträger

Knicken in Bogenebene

Bei Bogenträgern aus gewalzten I-Profilen resultiert, aus dem Bauschingereffekt [19], für die erste Eigenform beim Knicken des Bogens in der Ebene eine höhere Materialfestigkeit beim Ausknicken in Biegerichtung und eine geringere Materialfestigkeit beim Knicken entgegen der Biegerichtung.

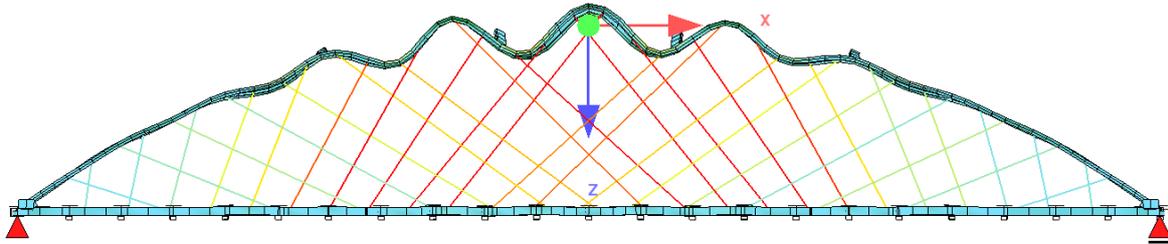


Abbildung 19: Niedrigste Knickeigenform für Knicken in Bogenebene (5. Knickeigenform $\lambda_5 = 4,73$)

Bei dem vorliegenden Modell mit Bogenträgern aus Walzprofilen der HL 920 Reihe tritt ein Stabilitätsversagen in Bogenebene erst im fünften Knickeigenwert $\lambda_5 = 4,73$ auf.

Für die Regelausführung mit geschweißten Kastenquerschnitten ist nach [16] der Knicknachweis in Bogenebene nicht maßgebend. Dieser Nachweis ist jedoch für die Bauweise der Bogenträger mit Walzprofilen aus zwei Gründen zu untersuchen.

Da die Walzprofile in der Bogenebene um ihre schwache z-Achse knicken, ist das Flächenträgheitsmoment I_z aufgrund ihrer geringen Breite erheblich geringer als bei geschweißten Kastenquerschnitten (siehe Abbildung 20). Zudem sind die Auswirkungen des Bauschingereffektes zu berücksichtigen.

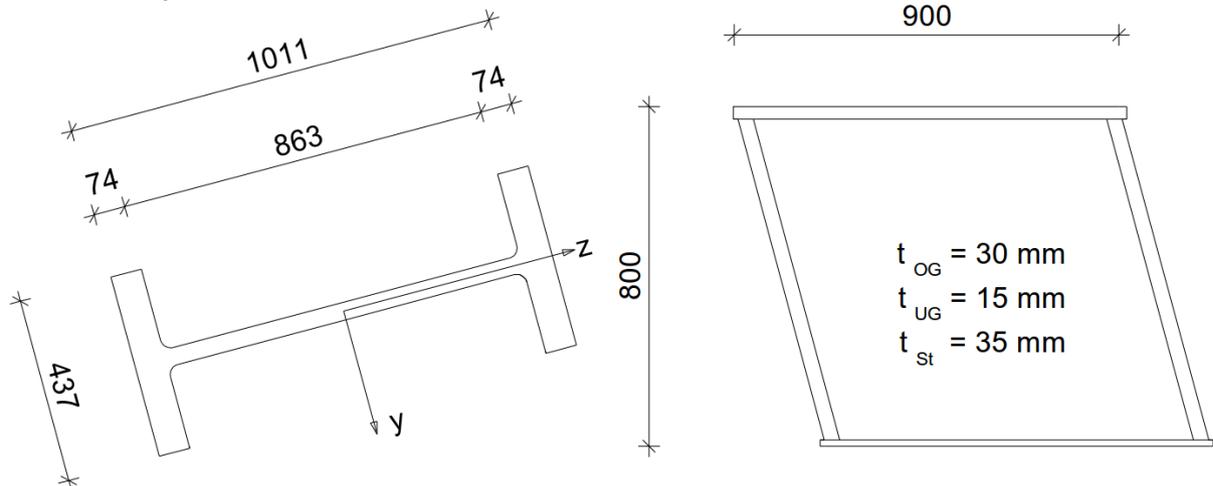


Abbildung 20: Vergleich der Bauhöhen eines HL 920x787 Walzprofils mit dem geschweißten Kastenquerschnitt

Nach Wissen des Autors existiert zum aktuellen Zeitpunkt keine Literatur, die für Knicken von kaltverformten Bogenträgern in Biegerichtung um die z-z Achse Bemessungsregeln vorschreibt. Die nach DIN EN 1993-1-1 zu wählende Knicklinie α ist nach La Poutré [06] jedoch stark auf der unsicheren Seite.

Deshalb wird für Knicken in Bogenebene bzw. um die z-Achse für die weitere Bemessung der Walzprofile KSL c angenommen.

Knicken aus der Bogenebene

Für das Knicken aus der Bogenebene wird nach DIN EN 1993-1-1 Tabelle 6.2 die Knickspannungslinie a angesetzt.

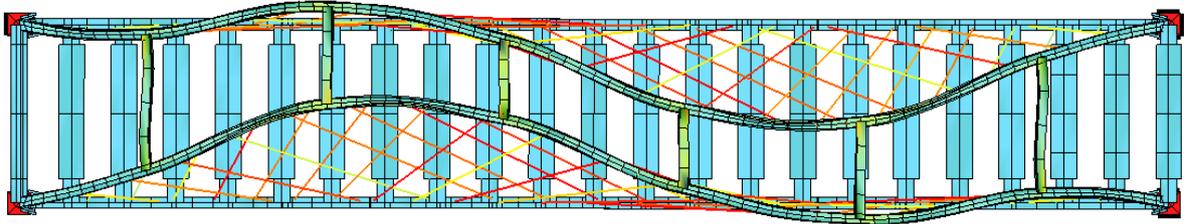


Abbildung 21: Niedrigste Knickeigenform für Knicken aus der Bogenebene ($\lambda_1 = 3,14$)

Da der Bogenträger keine plastische Vorverformung aus seiner Ebene aufweist, können für Breitflansch-Stützenprofile die Knicklinien nach Norm verwendet werden [15].

Im Folgenden werden die verschiedenen Arten der Nachweise für das gewählte Profil HL 920x787 kurz beschrieben.

5.1.2.1 Gesamtstabilität

Der Nachweis der Gesamtstabilität nach DIN EN 1993-1-1 wurde für den maßgebenden Lastfall am Bogenscheitel und am Bogenfußpunkt geführt. Es wurde KSL a verwendet.

Knicken aus der Bogenebene: Bogenfußpunkt

Zur Berechnung der Schlankheit für den maßgebenden Lastfall am Bogenfußpunkt wurde der niedrigste Knickeigenwert $\lambda_1 = 3,14$ mit der zugehörigen Normalkraft $N_{Ed} = 20672$ kN verwendet. Der umgerechnete Ausnutzungsgrad ergibt sich zu $\eta = 0,68$.

Knicken aus der Bogenebene: Bogenscheitel

Zur Berechnung der Schlankheit für den maßgebenden Lastfall am Bogenscheitel wurde der niedrigste Knickeigenwert $\lambda_1 = 3,04$ mit der zugehörigen Normalkraft $N_{Ed} = 21005$ kN verwendet. Der umgerechnete Ausnutzungsgrad ergibt sich zu $\eta = 0,69$.

5.1.2.2 Ersatzstabnachweise

Der Nachweis für Knicken in der Bogenebene wurde mit dem maßgebenden Lastfall am Bogenscheitel geführt. Für die niedrigste Eigenform für Knicken in Bogenebene ergibt sich eine Knicklänge am Scheitel von $l_{cr,5} = 8,80$ m (siehe Abbildung 22) mit einem dazugehörigen Knickeigenwert $\lambda_5 = 4,73$. Zunächst wird Knicklinie c verwendet und die Schlankheit mit verschiedenen Berechnungsverfahren ermittelt.

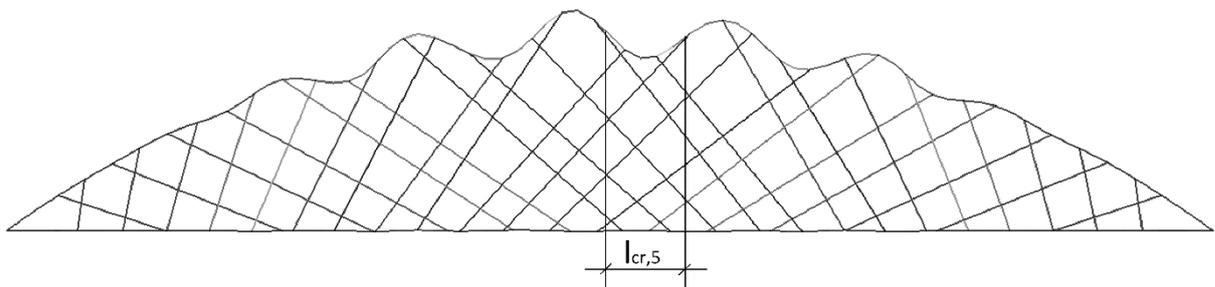


Abbildung 22: Abmessen der Knicklänge aus der Eigenform

Berechnung der Schlankheit über den Trägheitsradius

Für Knicken um die schwache Achse wird der Trägheitsradius i_z verwendet. Als Knicklänge wird überschlägig $l_{cr,5} = 8,80$ m (ausgemessen aus der maßgebenden Eigenform des Sofistik Modells) angesetzt.

$$= \frac{l_{cr}}{i_z} = 1,29$$

Es wird KSL c verwendet.

Mit der Schlankheit ergibt sich ein Ausnutzungsgrad $\lambda = 1,39 > 1,00$

Berechnung der Schlankheit über die Knicklast des Eulerstabes

Wenn die Schlankheit über die Knicklast eines Eulerstabes mit der Knicklänge $l_{cr,5} = 8,80$ m (ausgemessen aus der maßgebenden Eigenform des Sofistik Modells) berechnet wird, ergibt sich ein etwas günstigeres Ergebnis. Die Festigkeit f_y wurde nach [03] gewählt. Auf der sicheren Seite liegend wurde zur Ermittlung der Schlankheit die Bruttofläche des Querschnittes ohne Abminderungen der Freischnitte verwendet.

$$= \left(\frac{l_{cr}}{i_z} \right)^2 = 27648$$

$$= \frac{\sigma_{cr}}{f_y} = 1,27$$

Es wird KSL c verwendet.

Mit der Schlankheit ergibt sich ein Ausnutzungsgrad $\lambda = 1,36 > 1,00$

Berechnung der Schlankheit über die Knicklast nach Schanack

In einem 2009 erschienenen Artikel stellte Schanack eine analytische Methode zur Bestimmung der Knicklast und Knickform des Netzwerkbogens in seiner Ebene vor [12]. Diese wird im Folgenden angewendet, um die Annahme der Knicklänge von $l_{cr,5} = 8,80$ m am Bogenscheitel zu prüfen.

$$= 17389$$

$$= \frac{\sigma_{cr}}{f_y} = 1,61$$

Es wird KSL c verwendet.

Mit der Schlankheit ergibt sich ein Ausnutzungsgrad $\lambda = 1,51 > 1,00$

Damit ergibt sich eine ungünstigere Knicklast als bei den anderen Verfahren. Für die weitere Berechnungen wird die Knicklast nach Schanack verwendet.

Knicken in der Bogenebene mit KSL nach La Poutré

La Poutré kommt in der einzigen vorhandenen Literatur, zum Knicken von plastisch verformten Bogenträgern [06] zu dem Ergebnis, dass die Knicklinien nach DIN EN 1993-1-1 nicht anwendbar sind.

Untersuchungen La Poutré (2005)	Bogenträger des vorliegenden Netzwerk Bogens
Der Bogenträger knickt in der Ebene um seine starke Achse y-y	Der Bogenträger knickt in der Ebene um seine schwache Achse z-z
Die plastische Dehnung an der äußersten Faser liegt bei $\epsilon = 1,26 - 6,03 \%$	Die plastische Dehnung an der äußersten Faser ist auf $\epsilon < 1,0 \%$ begrenzt
Die Schlankheit der untersuchten Profile liegt zwischen $\lambda = 0,213 - 0,317$	Die Schlankheit des Profils HL 920x787 liegt je nach Berechnungsmethode zwischen $\lambda = 1,27 - 1,61$

Abbildung 23: Unterschiede der Versuche von La Poutré zu den Randbedingungen bei der Bemessung des vorliegenden Bogenträgers

Wie in Abbildung 23 zusammengefasst, sind diese Ergebnisse für den vorliegenden Fall nicht anwendbar.

Mangels besser passender Literatur wird der Nachweis zum Vergleich dennoch geführt. Dazu wird die vorgeschlagene Knicklinie auf der unsicheren Seite liegend, überschlägig extrapoliert (siehe Abbildung 24).

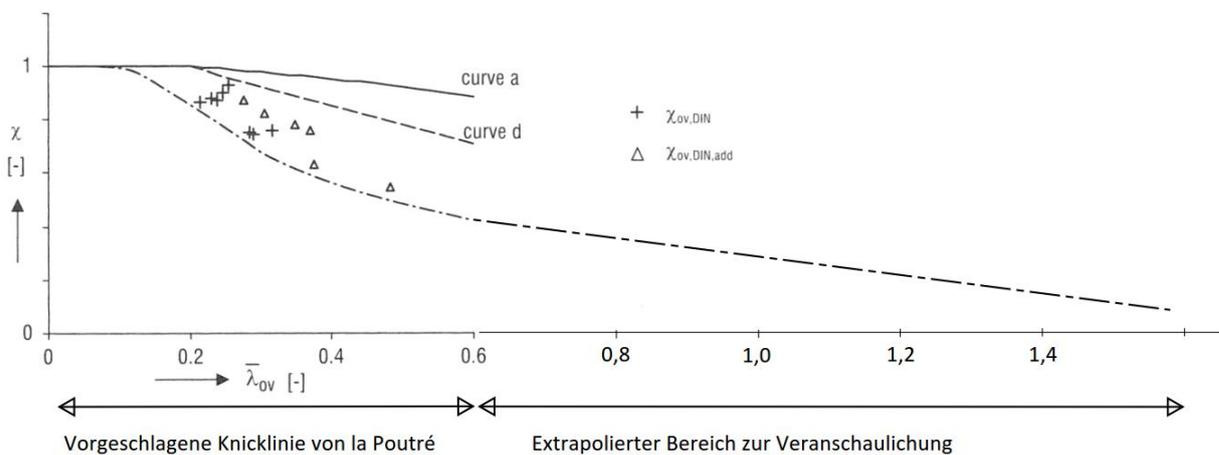


Abbildung 24: Vorschlag für KSL von La Poutré mit extrapoliertem Bereich zur Veranschaulichung [06]

$$\lambda_{ov} = 1,61$$

$$\lambda_{ov} = 1,61$$

Mit der Schlankheit ergibt sich aus Abbildung 24 ein Abminderungsfaktor $\chi = 0,10$. Daraus folgt ein Ausnutzungsgrad von $\eta = 5,46 > 1,00$ ().

5.1.2.3 Spannungsnachweise nach Theorie II. Ordnung

Für den Nachweis des Bogens im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Theorie II. Ordnung wird die maßgebende Eigenform als Imperfektion eingegeben und auf den Wert nach Norm skaliert.

Knicken in der Bogenebene: Bogenscheitel

Nach DIN EN 1993-2, Tabelle D.8 ist für Knicken in der Bogenebene bei KSL c die Amplitude der Imperfektion gleich $e_0 = l/400$.

Es wird nach Abbildung 22 die Länge der längsten Sinushalbwelle $l_{cr,5} = 8,80$ m verwendet. Daraus ergibt sich eine Amplitude $e_0 = 22$ mm

Für den Spannungsnachweis nach Theorie II. Ordnung ergibt sich eine maximale Auslastung im Flansch von $\eta = 0,86 < 1,00$ (). Der Nachweis für Knicken in der Bogenebene ist damit erfüllt.

Knicken aus der Bogenebene: Bogenfußpunkt

Nach DIN EN 1993-2 Tabelle D.9 ist für Knicken aus der Bogenebene bei KSL a die Amplitude der Imperfektion gleich $e_0 = l_1/300$.

Damit ergibt sich die anzusetzende Amplitude der Imperfektion zu $e_0 = 109,3$ mm.

Für den Spannungsnachweis nach Theorie II. Ordnung ergibt sich eine maximale Auslastung im Flansch von $\eta = 0,89 < 1,00$ ().

5.1.2.4 Weitere Ergebnisse aus dem Sofistik Modell

Im Folgenden werden ausgewählte Ergebnisse aus dem Sofistik Modell ohne Bewertung angegeben.

Kritische Normalkraft (kritische Knicklast!)

Im Folgenden wird die Systemknicklast infolge Systemversagen des Tragwerkes für verschiedene Lastfälle angegeben.

Knicken in Bogenebene (um z-z)

Maßgebender Lastfall am Bogenscheitel:

Normalkraft: $N_{z-z, \text{Bogenscheitel, Th.I.O., Ed}} = -21005$ kN

Knickeigenform: $\lambda_{\text{crit},5, \text{Bogenscheitel}} = 4,73$

kritische Normalkraft: $N_{\text{crit}, \text{Ed}} = -99354$ kN

Knicken aus der Bogenebene (um y-y)

Maßgebender Lastfall am Bogenfußpunkt:

Normalkraft: $N_{y-y, \text{Bogenfußpunkt, Th.I.O., Ed}} = -20672$ kN

Knickeigenform: $\lambda_{\text{crit},1, \text{Bogenfußpunkt}} = 3,14$

kritische Normalkraft: $N_{\text{crit}, \text{Ed}} = -64901$ kN

Maßgebender Lastfall am Bogenscheitel:

Normalkraft: $N_{y-y, \text{Bogenscheitel, Th.I.O., Ed}} = -21005$ kN

Knickeigenform: $\lambda_{\text{crit},1, \text{Bogenscheitel}} = 3,04$

kritische Normalkraft: $N_{\text{crit}, \text{Ed}} = -63855$ kN

Kritische SpannungKnicken in Bogenebene (um z-z)

Maßgebender Lastfall am Bogenscheitel:

Knickeigenform: $\text{crit}_{5,\text{Bogenscheitel}} = 4,73$

Flansch: (maximale Spannungen im GZT, nach Theorie I. Ordnung)

Normalspannung: $\max | \sigma_{Ed} | = 339 \text{ N/mm}^2$ Schubspannung: $\sigma_{Ed} = 51,4 \text{ N/mm}^2$ Vergleichsspannung: $\nu = 343 \text{ N/mm}^2$

Steg: (maximale Spannungen im GZT, nach Theorie I. Ordnung)

Normalspannung: $\max | \sigma_{Ed} | = 235 \text{ N/mm}^2$ Schubspannung: $\sigma_{Ed} = 32 \text{ N/mm}^2$ Vergleichsspannung: $\nu = 237 \text{ N/mm}^2$ maximale Spannung: $\max \nu = 343 \text{ N/mm}^2$ kritische Spannung: $\nu_{\text{crit},Ed} = \max \nu * \text{crit}_{5,\text{Bogenscheitel}} = 1622 \text{ N/mm}^2$ Knicken aus der Bogenebene (um y-y)

Maßgebender Lastfall am Bogenfußpunkt:

Knickeigenform: $\text{crit}_{1,\text{Bogenfußpunkt}} = 3,14$ maximale Spannung: $\max \nu = 343 \text{ N/mm}^2$ kritische Spannung: $\nu_{\text{crit},Ed} = \max \nu * \text{crit}_{1,\text{Bogenfußpunkt}} = 1077 \text{ N/mm}^2$

Maßgebender Lastfall am Bogenscheitel:

Knickeigenform: $\text{crit}_{1,\text{Bogenscheitel}} = 3,04$ maximale Spannung: $\max \nu = 343 \text{ N/mm}^2$ kritische Spannung: $\nu_{\text{crit},Ed} = \max \nu * \text{crit}_{1,\text{Bogenscheitel}} = 1043 \text{ N/mm}^2$

5.1.2.5 Fazit zu den Stabilitätsnachweisen des Bogens mit Ausnutzungsvergleich

Folgend werden die Ausnutzungsgrade der verschiedenen Nachweise gegenübergestellt und bewertet (siehe Tabelle 3).

maßgebender Lastfall	Knickspannungslinie	Ausnutzungsgrad	Anmerkung
Spannungsnachweis nach Theorie I. Ordnung (ohne Stabilität)			
GZT	-	0,75	-
Knicken aus der Bogenebene: Gesamtstabilität nach DIN EN 1993-1			
Bogenfußpunkt	KSL a	0,68	-
Bogenscheitel	KSL a	0,69	-
Bogenfußpunkt	KSL a	0,89	-
Knicken in der Bogenebene: Ersatzstabnachweis			
Bogenscheitel	KSL c	1,39	Berechnung der Schlankheit über den Trägheitsradius
Bogenscheitel	KSL c	1,36	Berechnung der Schlankheit über die Knicklast des Eulerstabes
Bogenscheitel	KSL c	1,51	Berechnung der Schlankheit über die Knicklast nach Schanack
Bogenscheitel	KSL La Poutré	5,46	Berechnung der Schlankheit über die Knicklast nach Schanack
Knicken in der Bogenebene: Spannungsnachweis nach Theorie II. Ordnung			
Bogenscheitel	KSL c	0,86	-

Tabelle 3: Ausnutzungsvergleich verschiedener Berechnungsverfahren der Stabilitätsnachweise des Bogenträgers HL 920x787

Der Nachweis für Knicken des Bogenträgers in der Bogenebene nach dem Ersatzstabverfahren wurde für kein Berechnungsverfahren erfüllt. Da der Nachweis für Knicken in der Bogenebene nach Theorie II. Ordnung erfüllt ist, wird auf eine Vergrößerung oder Verstärkung des Bogenprofils verzichtet. Für eine Ausführungsplanung wäre die Problematik der deutlich unterschiedlichen Ausnutzungsgrade bei unterschiedlichen Berechnungsverfahren weiter zu untersuchen.

Die Annahme der Knicklinie nach La Poutré liegt für den vorliegenden Fall stark auf der sicheren Seite (Abbildung 23), woraus sich eine sehr unwirtschaftliche Profilwahl ergeben würde. Aus diesem Grund werden diese Ergebnisse nicht weiter berücksichtigt. Sie werden hier jedoch aufgeführt um aufzuzeigen, dass weitere Untersuchungen zu diesem Thema benötigt werden.

Für den Nachweis der Gesamtstabilität bei Knicken aus der Ebene wurden in der Vorbemessung bei Verwendung von KSL c wesentlich höhere Ausnutzungsgrade ermittelt. Die Einstufung in KSL a für Knicken um die starke Achse führt dazu, dass der Nachweis der Gesamtstabilität nun günstiger als in Tabelle 2 ausfällt.

5.1.3 Anschlussausbildung

Detail Hängeranschluss an Bogen

Für den Hängeranschluss am Bogenträger wird eine Konstruktion ähnlich [07] gewählt. Das Anschlussblech wird aus einem Stück geschnitten, um eine möglichst kerbfreie Ausführung zu haben. Die Hänger werden auf der Baustelle mit dem Anschlussblech verschweißt.

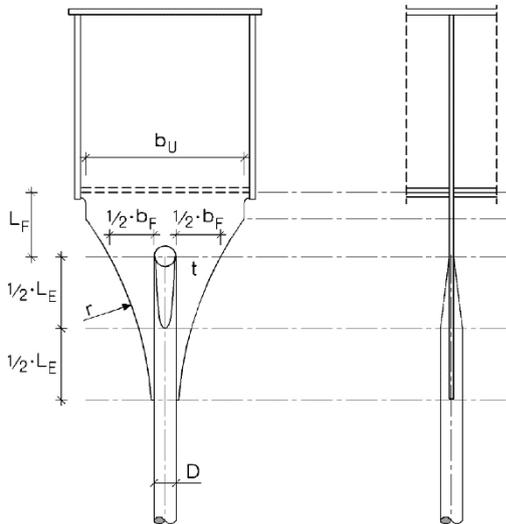


Abbildung 25: Regelausführung Hängeranschluss nach NA.F [07]

Bogenträger HL 920x787

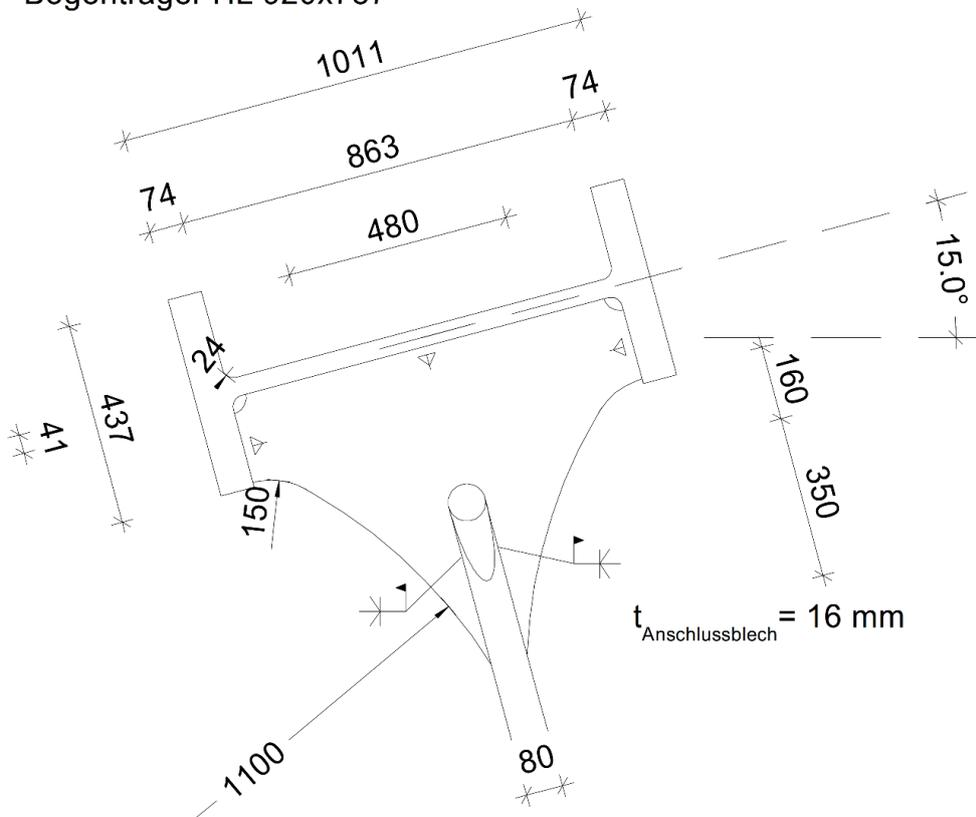
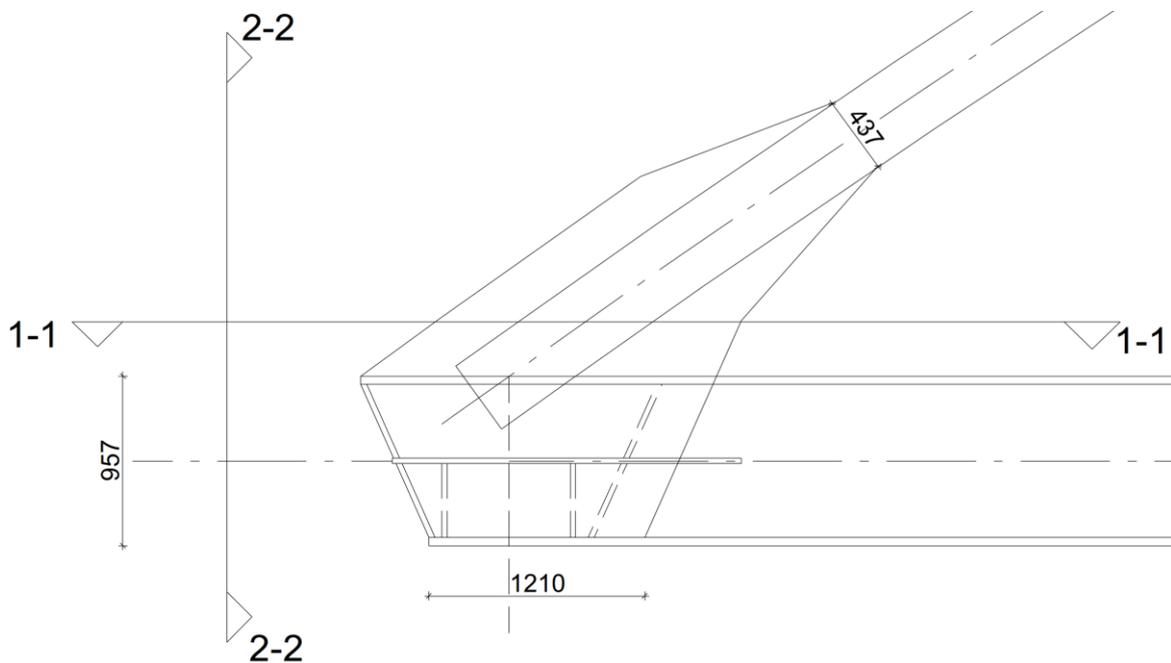


Abbildung 26: Vorschlag für Hängeranschluss an Bogenträger HL 920x787

Detail Bogenfußpunkt (Kämpferanschluss)

Für den Anschluss des Bogenfußpunktes an den Längsträger wurden drei Varianten ohne weitere Berechnungen untersucht.

Variante 1 zeigt den Anschluss des HL 920x787 Bogenträgers in Anlehnung an die Regelausführung nach [05] und ist in Abbildung 27 und 28 dargestellt. Hier treffen sich die Achsen des Bogens und des Auflagers an der Oberkante des Längsträgers. Die Kraft aus den Flanschen des Bogenträgers wird über angeschweißte Bleche ausgeleitet und in das Auflager eingeleitet. Um den gedrehten Bogenträger an den Längsträger anzuschließen, ist eine Breite von 1,318 m nötig (siehe Abbildung 28). Die Zugkräfte des Versteifungsträgers werden über den Obergurt, den Untergurt und die Längssteife in den Anschluss eingeleitet. Der Anschluss des Endquerträgers ist nach Abbildung 28 geometrisch möglich.



Schnitt 1-1

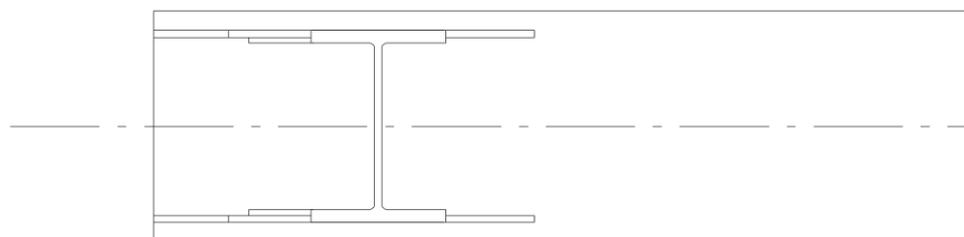


Abbildung 27: Kämpferdetail Vorschlag mit Achsenschnittpunkt an OK Längsträger, ohne Neigungswinkel des Bogens abgebildet

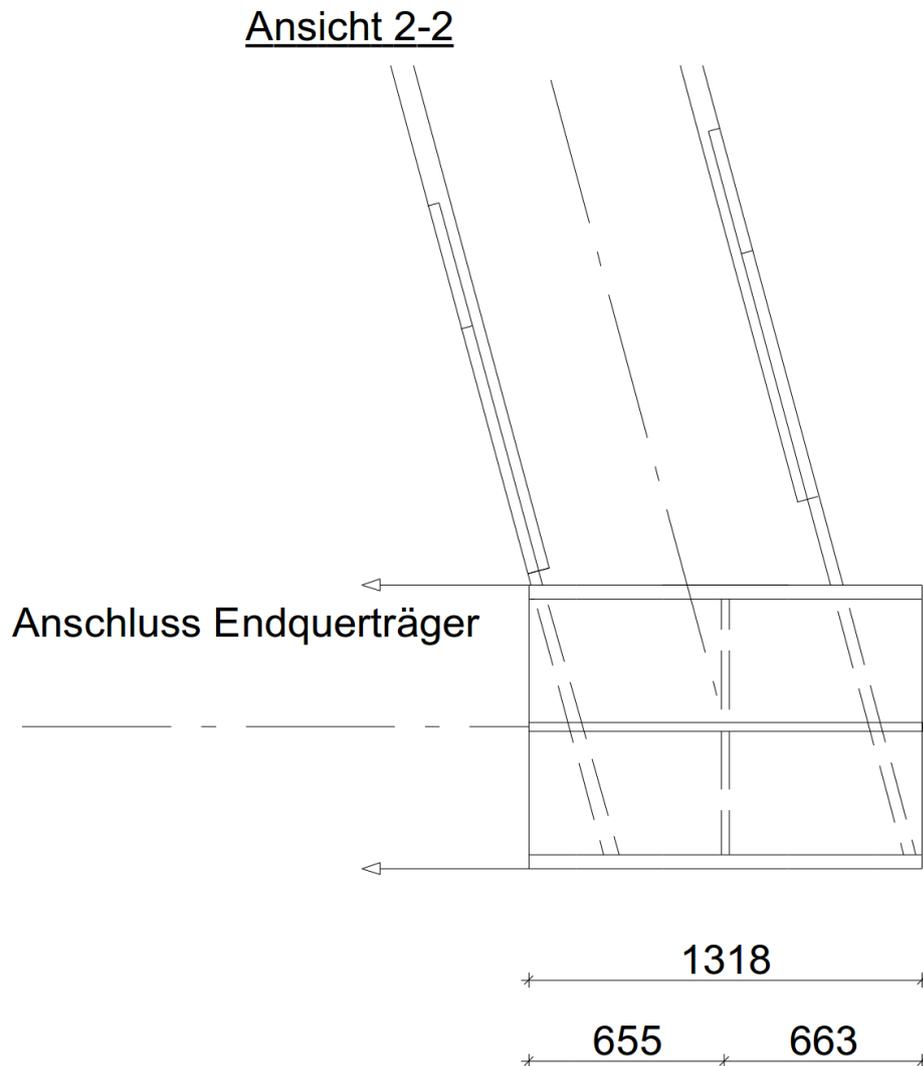


Abbildung 28: Kämpferdetail Vorschlag mit Achsenschnittpunkt an OK Längsträger, Ansicht 2-2

Für Variante 2 wird der Achsenschnittpunkt des Bogens und des Versteifungsträgers in der Lagerachse gewählt. Dadurch lässt sich die Normalkraft des Bogens direkt in das Lager einleiten.

In Variante 3 wird das Bogenprofil im Kämpferbereich in einen Kastenquerschnitt verändert. Der Anschluss erfolgt nach Regelausführung [05].

Die Kerbdetails der verschiedenen Anschlüsse wurden nicht untersucht. Alle vorgeschlagenen Varianten sind im Rahmen einer Ausführungsplanung nachzurechnen und nachzuweisen.

5.1.4 Ermüdung

Für den Ermüdungsnachweis des Bogens wurden folgende Kerbgruppen nach DIN EN 1993-1-9 gewählt:

Grundmaterial	KG 160	Tab 8.1 Bild 2
Querschweißnaht Steg (mit Dickenabminderung)	KG 81,9	Tab 8.3 Bild 8
Querschweißnaht Flansch (mit Dickenabminderung)	KG 72,9	Tab 8.3 Bild 8
Quersteifen	KG 71	Tab 8.4 Bild 7

Maßgebend sind damit für den oberen Flansch KG 71, für den unteren Flansch KG 71 und für den Steg KG 71.

Der Ermüdungsnachweis des Bogenträgers ist mit einer Ausnutzung von $\eta = 0,86 < 1,00$ erfüllt.

5.1.5 Beulen

Da der Bogenträger HL 920x787 in Querschnittsklasse 1 einzustufen ist, entfällt der Beulnachweis

5.1.6 Aussteifung

Für die Profilwahl des Aussteifungsträgers wurden zunächst die Auswirkungen verschiedener Träger auf die Stabilität des Gesamtsystems untersucht. Dazu wurden die kritischen Knickeigenwerte, die Ausnutzungsgrade der Gesamtstabilität und der Stahlquerschnitt der Aussteifung dargestellt. Die in Tabelle 4 ermittelten Werte wurden im Rahmen der Vorbemessung mit dem Bogenprofil HL 920x787 und der KSL c berechnet.

Aussteifung	Stahlgüte	Stahlquerschnittsfläche [cm ²]	Eigenform	Nachweis der Gesamtstabilität	Nachweis nach Theorie II. Ordnung	Anmerkung
Hohlkasten	S355	563	3,07	0,79	0,94	-
HL 920x344	S355	437	2,97	0,80	0,94	Abfluss Regenwasser nicht möglich
HL 920x344 mit Blech d=10	S355	478	3,05	0,79	0,94	-
HL 920x491 mit Blech d=10	S355	665	~ 3,20	0,77	0,92	Anschluss nicht möglich
HL 920x537 mit Blech d=10	S355	779	3,47	0,76	0,91	Anschluss nicht möglich
Rohrprofil D=406,4 t=60	S355	653	1,72	1,07	1,25	-

Tabelle 4: Vergleich verschiedener Stahlprofile als Vierendeel-System

Aus dem Aussteifungsvergleich geht hervor, dass Aussteifungsträger mit einem größeren Flächenträgheitsmoment I_y , sich positiv auf die Stabilität des Gesamtsystems auswirken.

Als gute Wahl stellt sich hier das Walzprofil HL 920x344 heraus. Es besitzt eine etwa gleiche Auswirkung auf die Stabilität des Gesamtsystems bei geringerer Querschnittsfläche als ein geschweißter Hohlkasten.

Um zu verhindern, dass sich in der Aussteifung Regenwasser sammelt, ist auf der Oberseite des HL 920x344 Trägers ein Blech $d = 10$ mm aufgeschweißt.

Der Beulnachweis des Deckbleches ist für eine Beulfeldlänge von 1,00 m erfüllt.

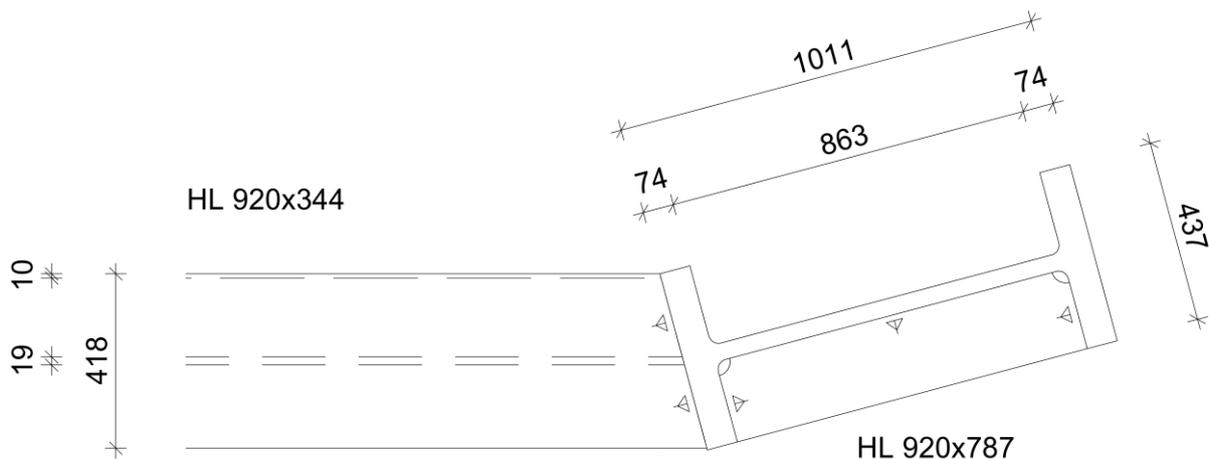


Abbildung 29: Maßstäblicher Anschluss der gewählten Aussteifung

Ein Problem stellt die Anschlusshöhe an den Bogenträger da. Wie in Abbildung 29 ersichtlich, ist der Anschluss bei einem HL 920x344 Profil an den Bogenträger bereits geometrisch am Limit. Der Anschluss eines größeren HL 920x491 Trägers als Aussteifung wäre somit ohne weiteres nicht durchführbar.

Da ein Vierendeel-Aussteifungssystem gewählt wurde, ist nachzuweisen, dass der Anschluss Momente, Querkräfte und Normalkräfte in den Bogen übertragen kann. Dazu wurde das Schubfeld des Anschlusses mit einer halben Steife auf der Unterseite des Bogenträgers nachgewiesen. Aus Gründen des Wasserabflusses und um Schmutzansammlungen zu vermeiden, wurde keine Steifenausbildung auf der Oberseite des Bogenträgers gewählt.

5.2 Versteifungsträger

Um ein wirtschaftliches Stahlprofil für den Längsträger zu wählen, ist die Betrachtung der Anschlusshöhe und des Ausnutzungsgrades der Querträgers nötig. Zunächst wurden unterschiedliche, zueinander passende Profilreihen für den Längs- und Querträger untersucht. Für diese Untersuchungen wurde das Modell der Brücke mit folgenden Profilen berechnet:

- Bogenträger HL 920x787
- Aussteifung HL 920x344

5.2.1 Profilwahl

Ausnutzungsgrade ohne Verstärkung

Zunächst wurden folgende Profile der HL 920 Reihe untersucht (Tabelle 5).

Längsträger	Stahlgüte	Stahlquerschnittsfläche	Spannungsnachweis η
Hohlkasten	S355	820 cm ²	1,01
HL 920x491	HISTAR®460	623 cm ²	>> 1,00
HL 920x588	HISTAR®460	748 cm ²	1,29
HL 920x656	HISTAR®460	835 cm ²	~ 1,00
HL 920x725	HISTAR®460	923 cm ²	0,90

Tabelle 5: Ausnutzungs- und Querschnittsvergleich ausgewählter Profile für den Versteifungsträger ohne Verstärkung

Bei der Betrachtung der Ausnutzungsgrade fällt auf, dass das Profil HL 920x656 bereits eine größere Querschnittsfläche besitzt als der geplante Hohlkastenquerschnitt.

Nach Analyse der Ausnutzungsgrade fällt auf, dass die maximalen Spannungen vor allem in den Auflagerbereichen des Längsträgers auftreten (siehe Abbildung 30).

Profil: HL 920x491 ohne Verstärkung im Auflagerbereich

Maximale Zugspannung im unteren Flansch des Walzprofils [MPa]

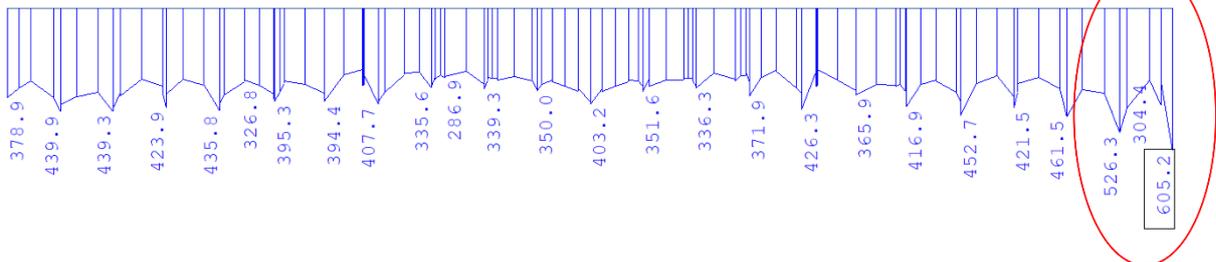


Abbildung 30: Zugspannungen im Längsträger HL 920x491 ohne Verstärkung

Aus diesem Grund wird im Auflagerbereich des Längsträgers ein geschweißtes I-Profil geplant, welches in den Walzträger übergeht.

Ausnutzungsgrade mit Verstärkung

Die Länge der eingegebenen Verstärkung wird in Abbildung 31 dargestellt. Das geschweißte I-Profil wird jeweils mit den gleichen Blechdicken des Walzprofils eingegeben. Die Profilhöhe bleibt ebenfalls mit der des Walzprofils identisch. Die Breite des Ober- und Untergurtes beträgt 1318 mm. Diese ist nötig, um den Bogenträger auf dem Längsträger anzuschließen.

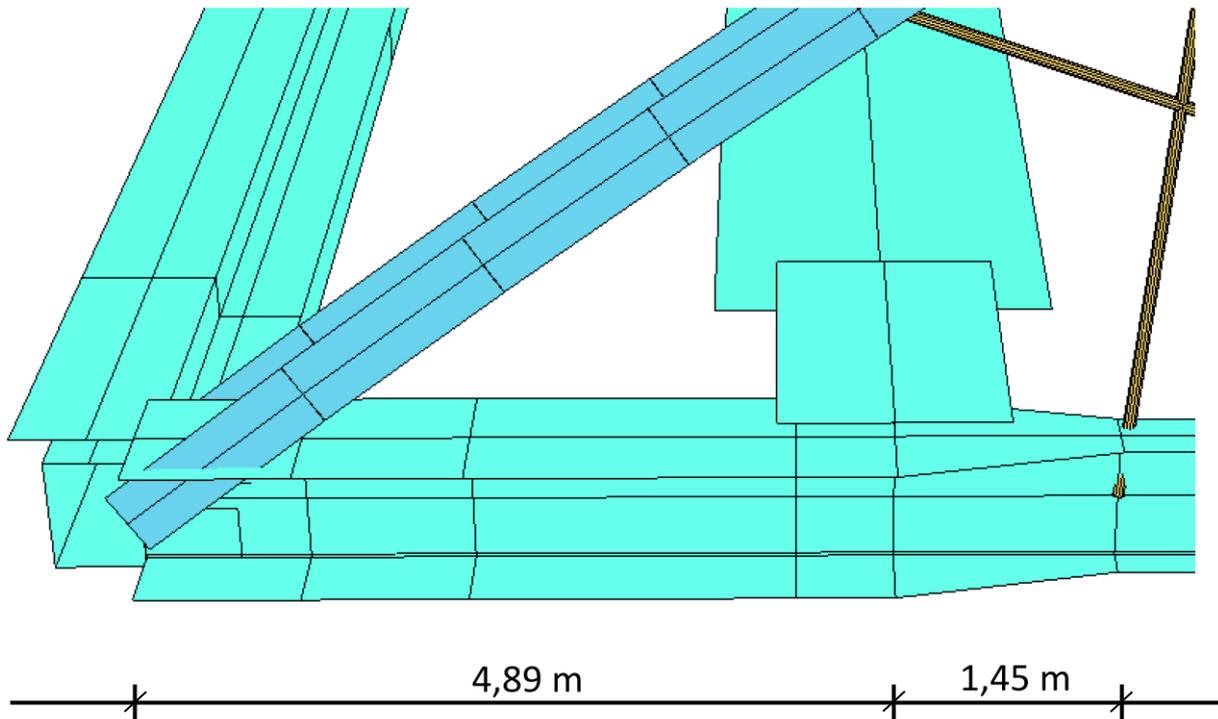


Abbildung 31: Länge der Verstärkung im Auflagerbereich

Mit der Verstärkung ergeben sich für den Längsträger die Ausnutzungsgrade nach Tabelle 6. Für die weitere Berechnung wird ein HL 920x491 Träger gewählt. Bei dem Profil HL 1100 R ergibt sich trotz größerer Querschnittsfläche und Profilhöhe aufgrund der geringen Flanschbreite, eine ungünstigere Ausnutzung als bei dem gewählten Profil der HL 920 Reihe.

Längsträger	Stahlgüte	Stahlquerschnittsfläche	Spannungsnachweis η
Hohlkasten	S355	820 cm ²	1,01
HL 1100 A	HISTAR®460	437 cm ²	1,35
HL 1100 M	HISTAR®460	551 cm ²	1,10
HL 1000x483	HISTAR®460	615 cm ²	1,01
HL 920x491	HISTAR®460	623 cm ²	0,96
HL 1100 R	HISTAR®460	635 cm ²	0,99
HL 1000x539	HISTAR®460	687 cm ²	~ 0,90

Tabelle 6: Ausnutzungs- und Querschnittsvergleich ausgewählter Profile für den Versteifungsträger mit Verstärkung im Auflagerbereich

Da der gewählte Versteifungsträger eine Flanschstärke $t_{fl} = 47 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$ besitzt, sind nach [20] keine Freischnitte für die Längsstöße vorzusehen. Damit ist der Nachweis des Längsträgers mit $\eta = 0,96 < 1,00$ erfüllt.

5.2.2 Anschlussausbildung Querträger

Um eine möglichst günstige Kerbgruppe für den Anschluss an den Querträger zu erzielen, ist an den Flanschen eine Ausrundung vorzusehen. Diese überbrückt auch den Dickenunterschied der Flansche der Quer- und Längsträger. Es wurde ein höhengleicher Querträger der gleichen Profilreihe HL 920 gewählt, um keine unzugänglichen Ecken zu erzeugen. Der Anschluss ist in Abbildung 32 dargestellt.

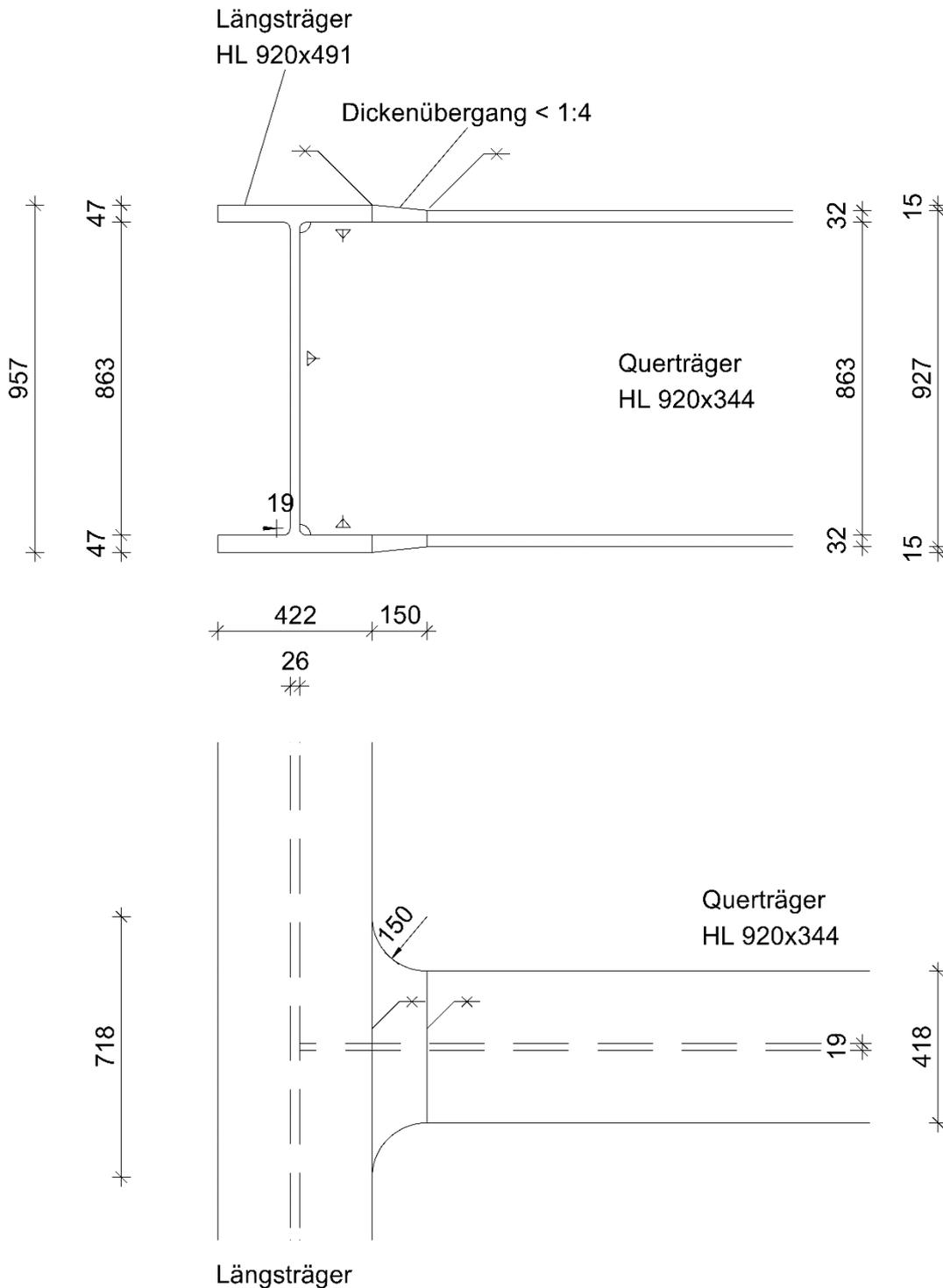


Abbildung 32: Anschluss Querträger an Längsträger

5.2.3 Anschlussausbildung Hänger

Für den Anschluss der Hänger an den Versteifungsträger wird in Anlehnung an Regelausführung III in [07] das Hängeranschlussblech quer auf dem Flansch des Längsträgers aufgeschweißt.

Die Hängerzugkräfte der angeschlossenen Hänger werden zunächst in den oberen Flansch und anschließend in die vertikale Steife eingeleitet. Aus diesem Grund ist ein zusätzlicher Nachweis des oberen Flansches des Längsträgers in Bereichen der Hängeranschlüsse nötig.

Ebenfalls zu beachten ist der Nachweis der Z-Güte des Versteifungsträgers, da dessen Flansch in Dickenrichtung auf Zug beansprucht ist. Eine Herstellung von Stahlprofilen der Stahlgüte HSTAR®460 mit der höchsten Z-Güte nach DIN EN 10164 ist nach Aussage von ArcelorMittal möglich.

Es wird die Verwendung von vertikalen Steifen vorgeschlagen, da geneigte Steifen sich aufgrund der nah zusammenliegenden Hängeranschlüsse an mehreren Stellen kreuzen würden (siehe Abbildung 33 links).

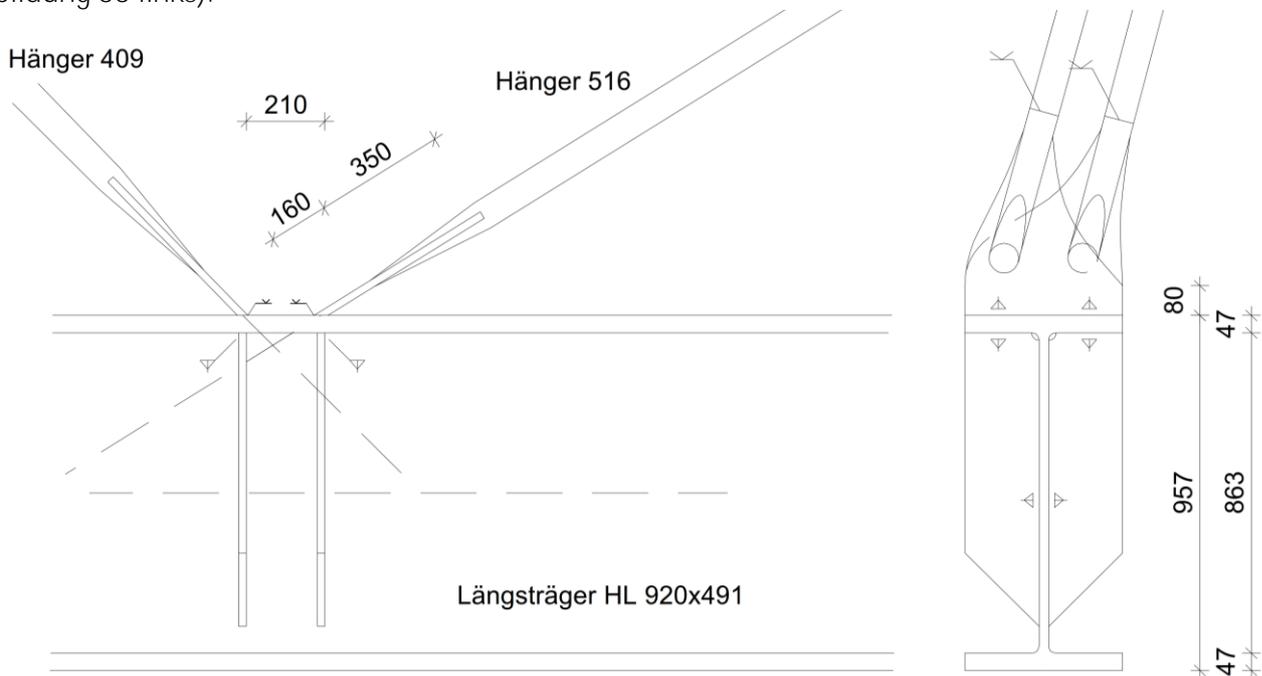


Abbildung 33: Ansicht Hänger und Steife (links) und Hängerknotenblech in unverzerrter Ansicht (rechts)

Die Geometrie der Hängeranschlussbleche in Abbildung 33 (rechts) ist frei gewählt und müsste in einer ausführlichen Untersuchung überprüft und optimiert werden. Da dies nicht Ziel dieser Arbeit ist, wird im Folgenden darauf verzichtet.

Damit ergeben sich nach deutscher Regelausführung sehr große Hängeranschlussbleche. Diese sind aufwendig herzustellen, teuer und passen optisch nicht recht zu der schlanken, optimierten Geometrie der Netzwerkbogenbrücke.

Eine Alternative dazu ist die Verwendung von Seilhängern mit Gabelkopfanschlüssen. Diese sind für Ermüdung in Deutschland zugelassen. Die Bauweise ist jedoch teurer als ein Hängernetz mit Rundstahlhängern.

Eine weitere Option, ist die Verwendung von Rundstahlhängern mit Gabelkopfanschlüssen. Diese werden im Ausland bereits verwendet, sind in Deutschland für Ermüdung noch nicht zugelassen.

5.2.4 Ermüdung

In dem Berechnungsmodell der Bogenbrücke werden zur Modellierung der Betonfahrbahnplatte Längsstäbe verwendet die nur berücksichtigt werden, wenn dadurch ungünstigere Ergebnisse auftreten.

Da das System mit Längsstäben im Zustand I bereits weicher als ein Plattenmodell wirkt, wird der Ermüdungsnachweis am Modell mit Längsstäben geführt.

Für den Ermüdungsnachweis des Versteifungsträgers wurden folgende Kerbgruppen nach DIN EN 1993-1-9 gewählt:

Grundmaterial	KG 160	Tab 8.1 Bild 2
Querschweißnaht Steg	KG 89	Tab 8.3 Bild 8
Querschweißnaht Flansch	KG 79	Tab 8.3 Bild 8
Quersteifen	KG 80	Tab 8.4 Bild 7
Hängeranschluss oberer Flansch	KG 56	Annahme
Übergang Verstärkung Steg	KG 89	Tab 8.3 Bild 8
Übergang Verstärkung Flansch	KG 79	Tab 8.3 Bild 8
Anschluss QT-VT	KG 90	Tab 8.4 Bild 4

Maßgebend ist damit für den unteren Flansch KG 79 und für den Steg KG 80. Für den oberen Flansch wurde die Kerbgruppe des Hängeranschlusses auf der sicheren Seite liegend zu KG 56 angenommen. Dafür ergeben sich folgende Ausnutzungsgrade.

Obergurt	= 1,04 > 1,00
Untergurt	= 0,69 < 1,00
Steg	= 0,63 < 1,00

Für den Obergurt ist der Ermüdungsnachweis mit KG 56 knapp nicht erfüllt. Nach Norm wäre theoretisch jedoch auch eine Einstufung nach KG 80 möglich. Damit wäre der Ermüdungsnachweis erfüllt. Für eine Ausführungsplanung müsste dieses Kerbdetail nochmal ausführlicher untersucht werden. In Abbildung 34 sind einige Überlegungen zur Wahl der Kerbgruppe dieses Anschlussdetails dargestellt.

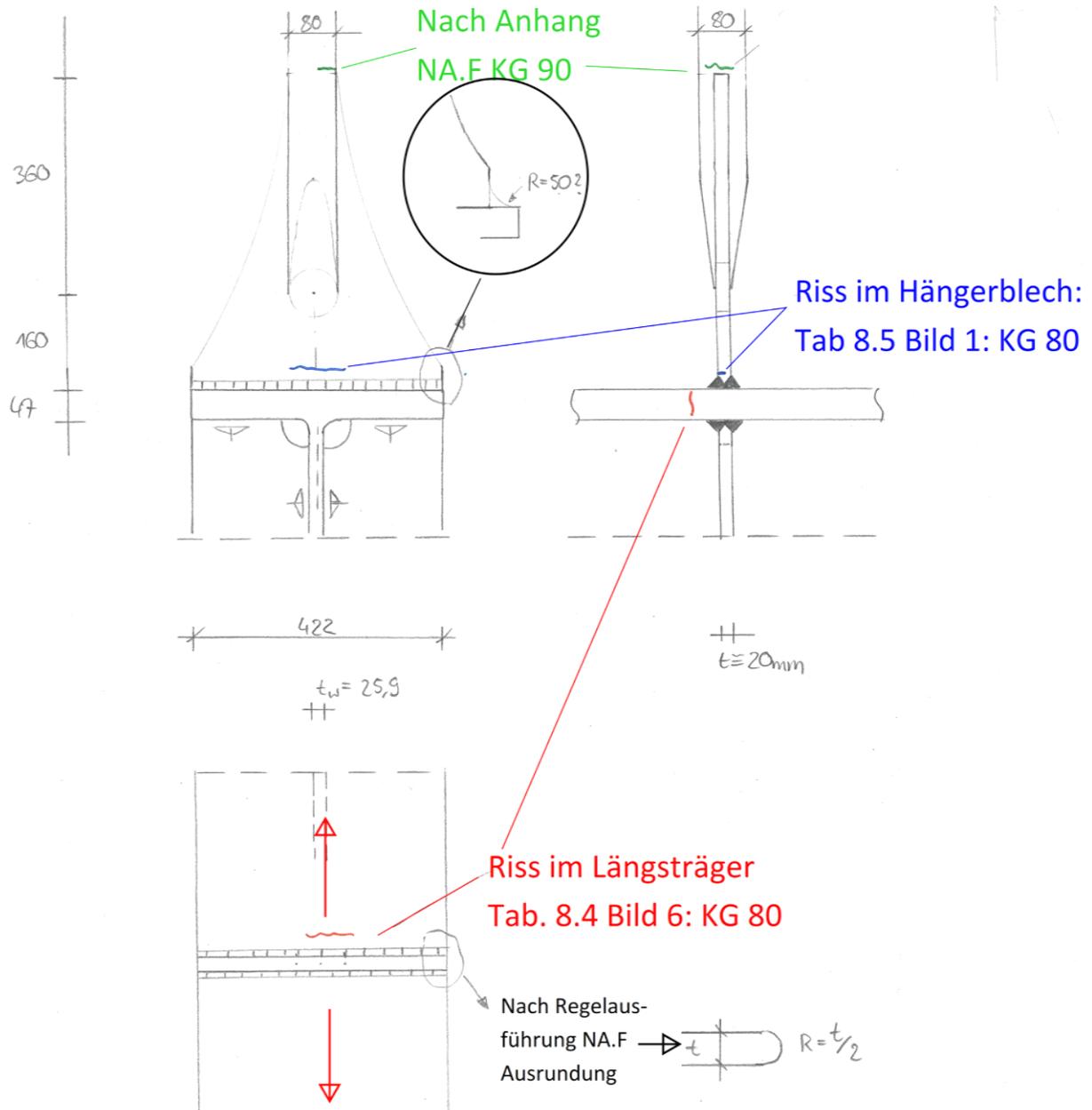


Abbildung 34: Überlegungen zu der Kerbgruppen des Hängeranschlusses auf den Versteifungsträger

5.3 Querträger

5.3.1 Profilwahl

Wie in Kapitel 5.2 beschrieben, wurde der Querträger zusammen mit der Profilreihe des Längsträgers gewählt. Dazu wurden die Profilreihen HL 920, HL 1000 und HL 1100 untersucht. Auch die Ausführung des Querträgers als HE 800x373 wurde geprüft, jedoch aufgrund des höheren Stahlverbrauchs gegenüber einem HL 920x344 und des komplizierten Anschlusses an den Längsträger wieder verworfen.

Bei der Ausführung des Längsträgers mit dem größten Profil der HL 1100 Reihe als HL 1100 R ist der Spannungsnachweis überschritten.

Das erste passende Profil der HL 1000 Reihe, HL 1000x539 besitzt bereits eine 10% größere Querschnittsfläche als das gewählte Profil HL 920x491. Dazu passend wird der Querträger als HL 920x344 geplant.

Versteifungsträger	Ausnutzung VT $\eta =$	zugehöriger Querträger	Querschnitts- fläche [cm ²]	Ausnutzung QT $\eta =$	Anmerkung
Hohlkasten	1,02	Hohlkasten	518	1,00	-
HL 920x491	0,96	HL 920x344	437	0,90	-
		HE 800x373	475	0,97	Unzugängliche Ecke beim Anschluss, aber theoretisch möglich
HL 1100 R	0,99	HL 1100 A	436	0,90	Nachweis des Längsträgers nicht erfüllt
		HL 920x344	437		Anschlusshöhen der Träger nicht kompatibel, nicht weiter untersucht
HL 1000x483	1,01	HL 1000 A	409		Nachweis des Längsträgers nicht erfüllt, nicht weiter untersucht
		HL 1000 B	437		
HL 1000x539	< 1,00	HL 1000 A	409		unwirtschaftlicher Längsträger, nicht weiter untersucht
		HL 1000 B	437		

Tabelle 7: Ausnutzungs- und Querschnittsvergleich ausgewählter Profile für den Querträger und verschiedene Längsträger

5.3.2 Anschlussausbildung an Längsträger

Siehe Abschnitt 5.2.2

5.3.3 Regelquerschnitt

Der neue Regelquerschnitt wird in Abbildung 37 dargestellt. Um das Quergefälle der Fahrbahn auszubilden, wird das Fertigteil auf dem Querträger aufgekeilt.

Es ist eine maximale Dicke der Aufkeilung von $d = 0,23$ m an der rechten Kappe nötig, um das Quergefälle auszubilden (siehe Abbildung 35).

Um den auszubildenden Keil möglichst klein zu halten, wäre auch eine Ausführung nach Abbildung 36 denkbar. Dabei wird der Querträger mit der gleichen Querneigung wie die Fahrbahn eingebaut und im Gefälleknickpunkt gestoßen.

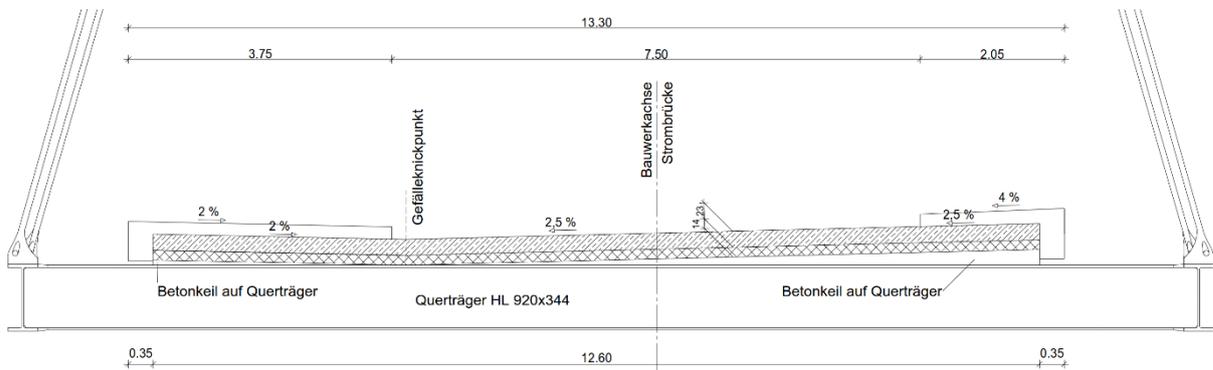


Abbildung 35: Ausführung des Quergefalles mit zwei Betonkeilen

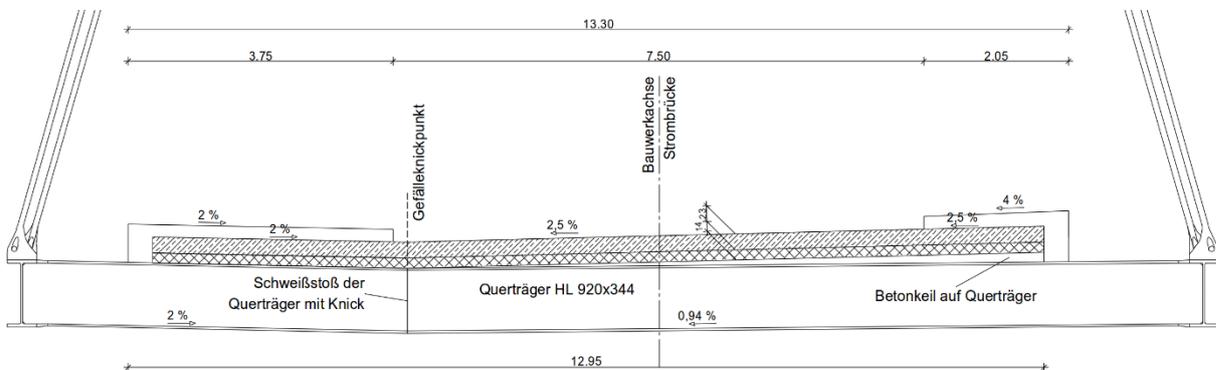


Abbildung 36: Ausführung des Quergefalles mit angewinkelten Querträgern und Stoß im Gefälleknickpunkt

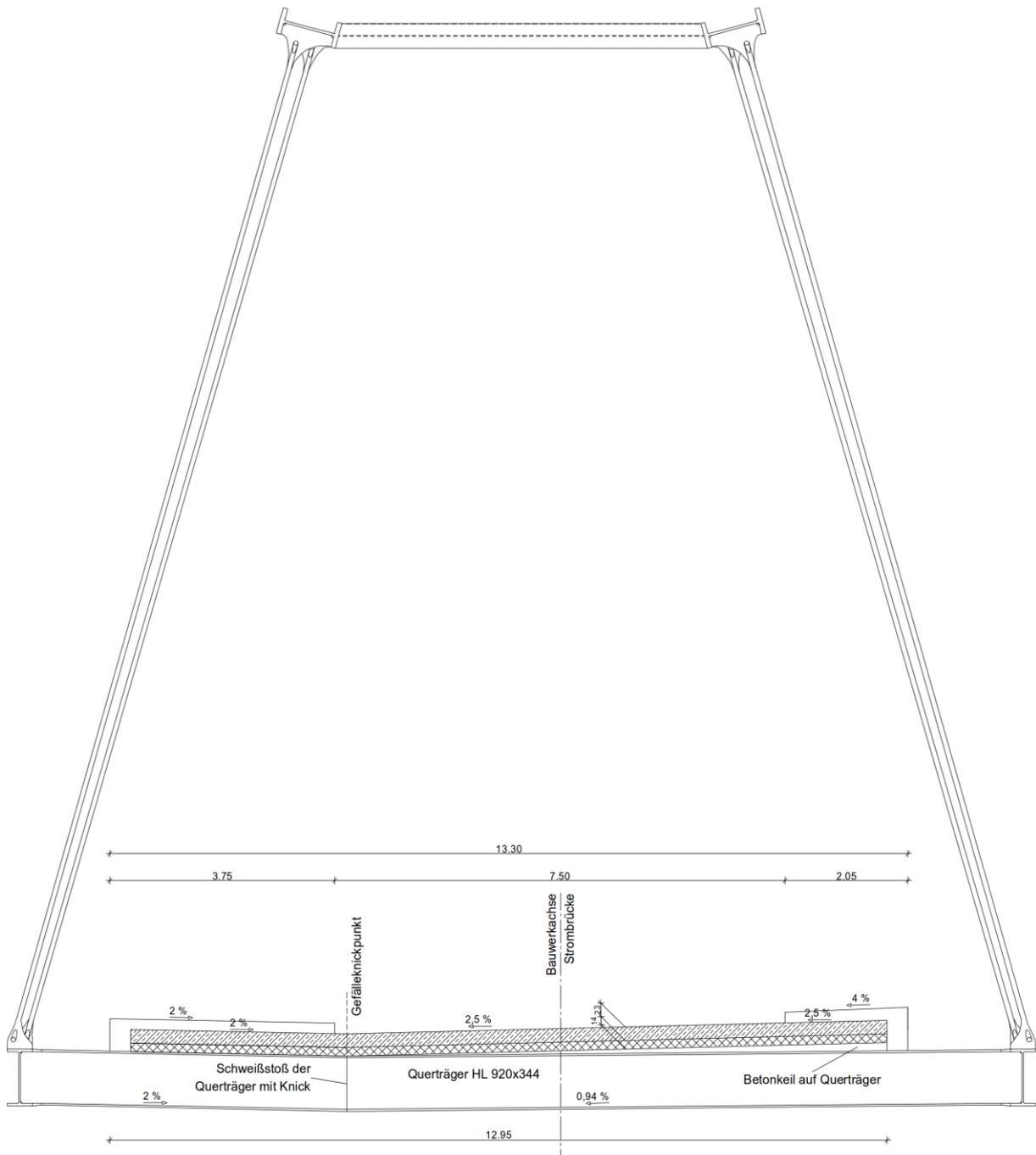


Abbildung 37: Regelquerschnitt

5.3.4 Nachweis Biegedrillknicken

Der Nachweis für Biegedrillknicken der Querträger ist für den Endzustand nicht zu führen, da die Querträger durch ihre Verbindung über Kopfbolzendübel von der Betonfahrbahn gehalten werden.

Im Bauzustand ist zu prüfen, ob für das Betonieren der Fahrbahnplatte Hilfsabstützungen der Querträger gegen Biegedrillknicken nötig sind.

5.3.5 Ermüdung

Für den Ermüdungsnachweis des Querträgers wurden folgende Kerbgruppen nach DIN EN 1993-1-9 gewählt:

Grundmaterial	KG 160	Tab 8.1 Bild 2
Kopfbolzendübel auf oberem Flansch	KG 80	Tab 8.4 Bild 9
Dickenübergang Anschluss an VT	KG 85	Tab 8.3 Bild 7
Ausrundung Anschluss an VT	KG 90	Tab 8.4 Bild 4
Anschluss QT-VT	KG 90	Tab 8.3 Bild 19

Der Ermüdungsnachweis wird jeweils am Anschluss und in Feldmitte geführt. Um eventuelle Biegedrillknickprobleme der Querträger im Bauzustand zu berücksichtigen, wurde in Feldmitte die Kerbgruppe für Quersteifen angesetzt.

Es ergeben sich folgende maßgebende Kerbgruppen und Ausnutzungsgrade:

Obergurt:

Feldmitte: Kerbfall 80 = 0,37

Anschluss: Kerbfall 90 = 0,20

Untergurt:

Feldmitte: Kerbfall 80 = 0,86

Anschluss: Kerbfall 90 = 0,16

Steg:

Feldmitte: Kerbfall 80 = 0,82

Anschluss: Kerbfall 90 = 0,03

Damit sind die Ermüdungsnachweise der Querträger erfüllt.

6 Optimierung Aussteifung der Bögen

Alle in Polen errichteten Netzwerkbogenbrücken mit Walzprofilen sind mit einem Aussteifungsverband, ähnlich Abbildung 8, Raute 2 oder Abbildung 9, K-2 ausgeführt.

Zur Vergleichbarkeit der Bauweisen wurde in den bisherigen Berechnungen dieser Arbeit zunächst das Vierendeel-Aussteifungssystem belassen. In diesem Kapitel werden die Spannungsauslastungen der Bogenträger HL 920x787 von drei verschiedenen Aussteifungssystemen untersucht:

- Vierendeel-Aussteifung VE (Kapitel 6.1)
- Rautenförmige Fachwerkaussteifung X2 (Kapitel 6.2)
- K-Fachwerk K2 (Kapitel 6.3)

In seinen Untersuchungen verschiedener Aussteifungsarten [16] kommt Teich zu dem Ergebnis, dass Bogenträger mit Vierendeel Aussteifungsverbänden VE-1 (siehe Abbildung 7) eine etwa 14-16 % höhere maximale Spannungsauslastung als Bogenträger mit K-Fachwerk- bzw. Rautenverbänden besitzen.

Ziel ist es zu überprüfen, ob eine ähnliche Verbesserung des Ausnutzungsgrades auch bei der vorliegenden Brücke mit Walzprofilen möglich ist.

6.1 Aussteifung Vierendeel-Träger (VE)

Zunächst werden die Ergebnisse der statischen Berechnung des vorliegenden Vierendeel-Systems zusammengefasst. Die Abstände der Aussteifungsträger im Grundriss betragen 16,7 m mit einem Abstand von 11,9 m im Portalbereich.

Bei den folgenden Abbildungen wird der maßgebende Lastfall am Bogenfußpunkt betrachtet.

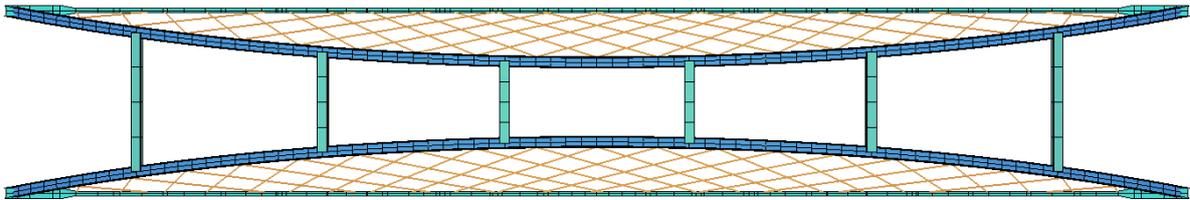


Abbildung 38: Aussteifung Vierendeel-Verband

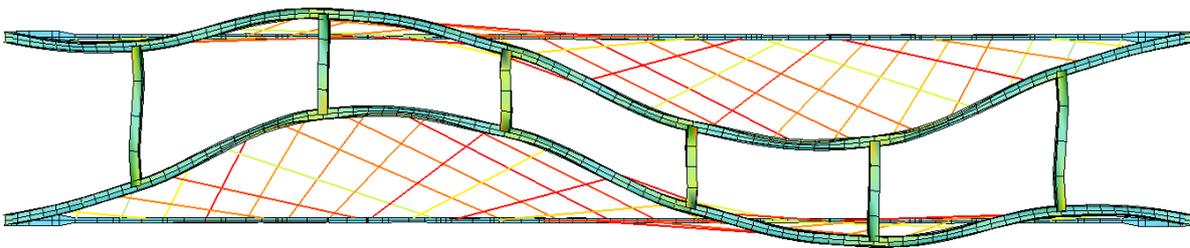


Abbildung 39: Niedrigste Knickeigenform $\lambda_1 = 3,14$: Knicken aus der Bogenebene

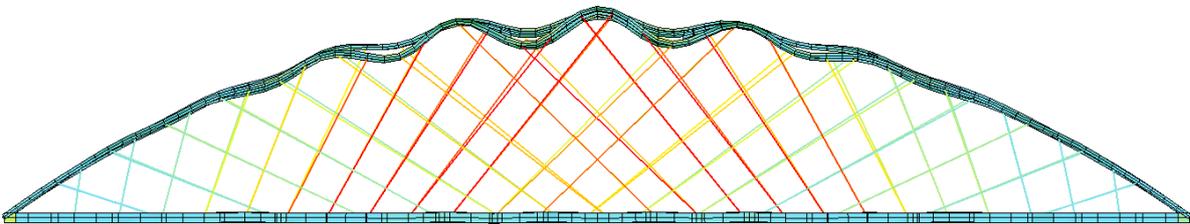


Abbildung 40: Niedrigste Knickeigenform für Knicken in der Bogenebene ($\lambda_5 = 4,92$)

Für die Wahl des Vierendeel-Trägers ist vor allem dessen Flächenträgheitsmoment I_y für die Gesamtstabilität des Bauwerks ausschlaggebend (siehe Kapitel 5.1.6, Tabelle 4).

Die maßgebende Knickeigenform für Knicken aus der Bogenebene ist die erste auftretende Knickeigenform. Für den Stabilitätsnachweis nach Theorie II. Ordnung wird diese Eigenform auf eine Amplitude der Imperfektion von $u = 109,3$ mm skaliert.

Es ergeben sich folgende Ausnutzungsgrade:

Spannungsnachweis $\sigma = 0,76$

Gesamtstabilität $\lambda = 0,69$

Stabilitätsnachweis nach Theorie II. Ordnung für Knicken aus der Bogenebene $\lambda = 0,89$

Stabilitätsnachweis nach Theorie II. Ordnung für Knicken in der Bogenebene $\lambda = 0,86$

6.2 Aussteifung X-Verband (X2/Rautenverband)

Die Abstände der Verbandsfelder im Grundriss betragen 10,8 m mit einem Abstand von 10,6 m im Portalbereich. Gegenüber dem Vierendeel-System wurde der Portalbereich aus geometrischen Gründen einen Knoten nach unten gesetzt. Das Lichtraumprofil ist dabei noch eingehalten.

Bei den folgenden Abbildungen wird der maßgebende Lastfall am Bogenfußpunkt betrachtet.

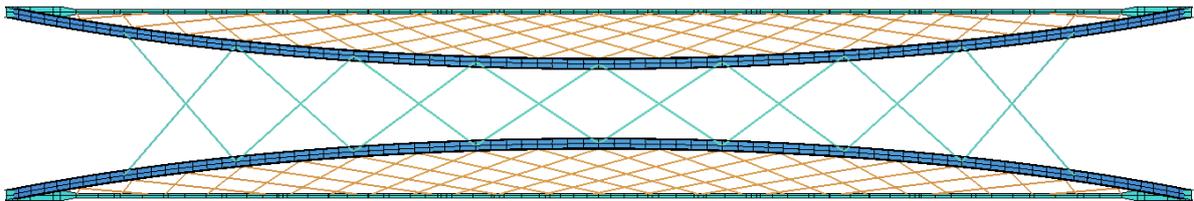


Abbildung 41: Aussteifung X-Verband

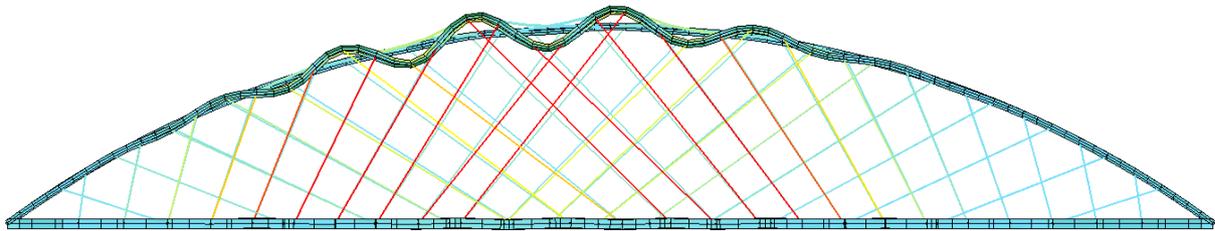


Abbildung 42: Niedrigste Knickeigenform $\nu_1 = 4,97$: Knicken in der Bogenebene

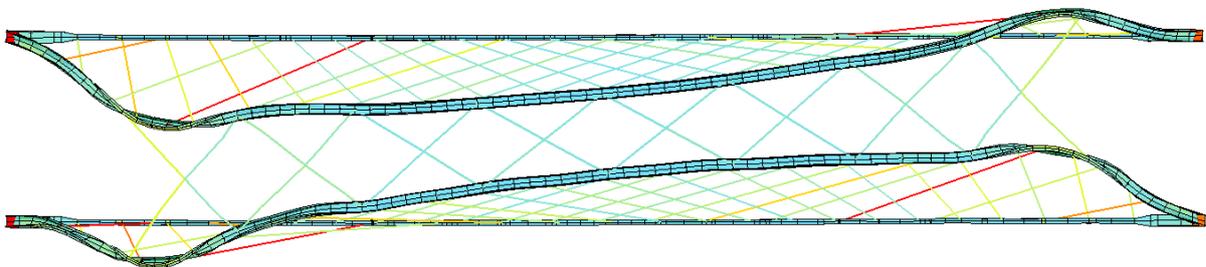


Abbildung 43: Niedrigste Knickeigenform für Knicken aus der Bogenebene ($\nu_{22} = 6,71$)

Als Profil wurde ein quadratisches Rechteckhohlprofil QRO 300x12,5 der Stahlsorte S355 gewählt. Auf eine Optimierung der einzelnen Verbandsstäbe je nach Belastung wird verzichtet.

Die maßgebende Knickeigenform für Knicken aus der Bogenebene ist die 22. auftretende Knickeigenform. Für den Stabilitätsnachweis nach Theorie II. Ordnung wird diese Eigenform auf eine Amplitude der Imperfektion von $u = 50,0$ mm skaliert.

Es ergeben sich folgende Ausnutzungsgrade für den Bogenträger:

Spannungsnachweis $\sigma = 0,75$

Gesamtstabilität $\sigma = 0,60$

Stabilitätsnachweis nach Theorie II. Ordnung für Knicken aus der Bogenebene $\sigma = 0,91$

Stabilitätsnachweis nach Theorie II. Ordnung für Knicken in der Bogenebene $\sigma = 0,86$

6.3 K-Fachwerkverband (K2)

Die Abstände der Verbandsfelder werden gleich dem X-Verband zu 10,8 m mit einem Abstand von 11,9 m im Portalbereich gewählt. Um zu verhindern, dass die mittlere Auskreuzung die gesamten Aussteifungslasten im Bogenscheitel übernimmt, wurde das Verbandsfeld im Scheitel geteilt. Für den Vergleich der Aussteifungsarten wurde diese Vereinfachung als ausreichend genau bewertet.

Bei den folgenden Abbildungen wird der maßgebende Lastfall am Bogenfußpunkt betrachtet.

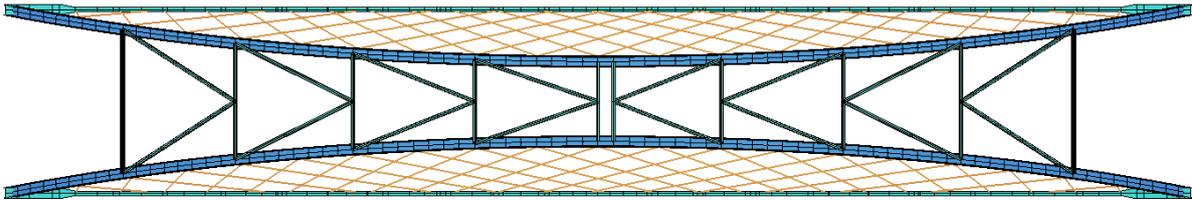


Abbildung 44: Aussteifung K-Verband

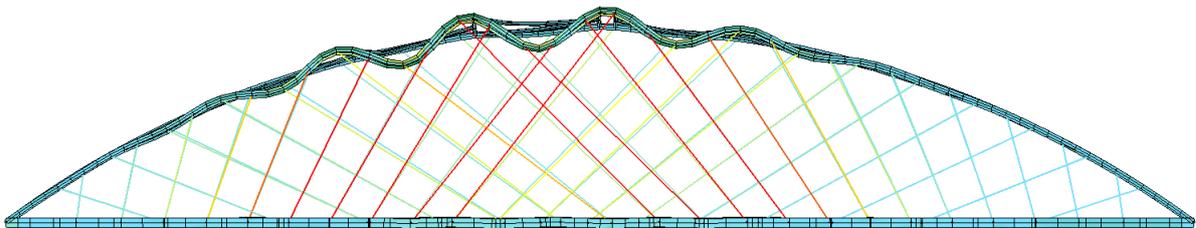


Abbildung 45: Niedrigste Knickeigenform $\lambda_1 = 4,72$: Knicken in der Bogenebene

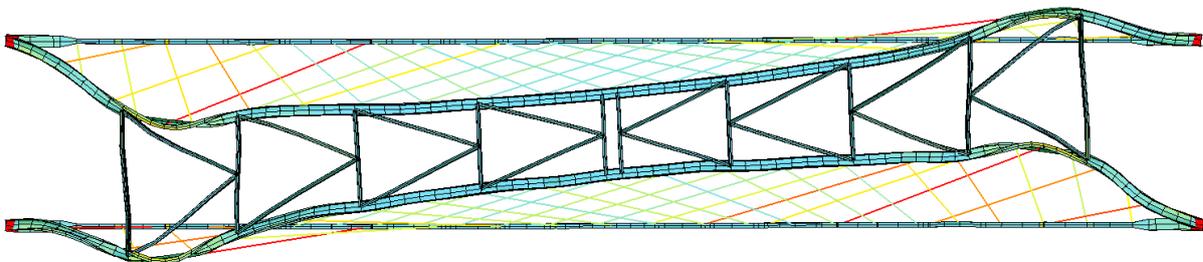


Abbildung 46: Niedrigste Knickeigenform für Knicken aus der Bogenebene ($\lambda_{21} = 6,60$)

Als Profil wurde ein quadratisches Rechteckhohlprofil QRO 300x12,5 der Stahlsorte S355 gewählt. Auf eine Optimierung der einzelnen Verbandsstäbe je nach Belastung wird verzichtet.

Die maßgebende Knickeigenform für Knicken aus der Bogenebene ist die 21. auftretende Knickeigenform. Für den Stabilitätsnachweis nach Theorie II. Ordnung wird diese Eigenform auf eine Amplitude der Imperfektion von $u = 53,3$ mm skaliert.

Es ergeben sich folgende Ausnutzungsgrade für den Bogenträger:

Spannungsnachweis $\sigma = 0,76$

Gesamtstabilität $\sigma = 0,60$

Stabilitätsnachweis nach Theorie II. Ordnung für Knicken aus der Bogenebene $\sigma = 0,89$

Stabilitätsnachweis nach Theorie II. Ordnung für Knicken in der Bogenebene $\sigma = 0,87$

6.4 Zusammenfassung und Vergleich

Die Ergebnisse der Berechnungen aus sind in den folgenden Tabellen zusammengefasst.

Aussteifungssystem	Stahlgüte	Aussteifungsprofil	Ausnutzungsgrad der Aussteifung	Querschnittsfläche [cm ²]	Länge des Verbandes (Achismaße) [lfm]	Gewicht der gesamten Aussteifung [to]
Vierendeel VE	S355	HL 920x344 mit Blech	-	530	58,7	24,5
X-Verband X2	S355	QRO 300x12,5	n = 0,79	142	233,9	26,2
K-Verband K2	S355	QRO 300x12,5	n = 0,49	142	284,2	31,8

Tabelle 8: Gegenüberstellung der Tonnagen der einzelnen Aussteifungssysteme

Die unterschiedlichen Ausnutzungsgrade der Fachwerkverbände stammen aus den maßgebenden Nachweisen. Für den X-Verband wird der Knicknachweis des längsten Stabes maßgebend. Wohingegen für den über Biegung aussteifenden K-Verband der Querschnittsnachweis in Feldmitte maßgebend wird. Auf eine Optimierung der einzelnen Aussteifungsstäbe wurde in dieser Arbeit verzichtet.

Für die Wahl des Vierendeel-Trägers ist vor allem dessen Flächenträgheitsmoment I_y für die Gesamtstabilität des Bauwerks ausschlaggebend (siehe Kapitel 5.1.6, Tabelle 4). Aus diesem Grund ist ein Vergleich der Ausnutzungsgrade dieser Aussteifungsart hinfällig. Aus dem Vergleich der Aussteifungen geht hervor, dass das gewählte Vierendeel-System bereits für die vorliegende Brücke gut geeignet ist. Die Wahl eines anderen Aussteifungssystems bringt hier keine Materialeinsparungen mit sich.

Bogenträger HL 920x787	Ausnutzungsgrade η des Bogenprofils		
	Vierendeel-System	X-Verband	K-Verband
Nachweise			
Spannungsnachweis Theorie I. Ordnung	0,76	0,75	0,76
Gesamtstabilität nach DIN EN 1993-1-1	0,69	0,60	0,60
Knicken in der Bogenebene nach Theorie II. Ordnung	0,86	0,86	0,87
Knicken aus der Bogenebene nach Theorie II. Ordnung	0,89	0,91	0,89

Tabelle 9: Ausnutzungsvergleich der Bogenträger bei unterschiedlichen Aussteifungssystemen

Für den Nachweis der Gesamtstabilität ist der Ausnutzungsgrad des Vierendeel-Systems analog zu den Ergebnissen von Teich 15% höher. Dieser Nachweis wird bei dem vorliegenden Bauwerk jedoch nicht maßgebend. Für die restlichen Nachweise ergibt sich für andere Aussteifungssysteme keine maßgebliche Veränderung des Ausnutzungsgrades des Bogenträgers.

Die in Polen errichteten Netzwerkbogenbrücken mit Walzprofilen besitzen allesamt Bogenträger der HD 400 Profilreihe und K-Fachwerkverbände als Aussteifungssystem. Die Geometrie des Tragwerks mit Walzprofilen wurde gegenüber der Variante mit Kastenprofilen möglichst wenig geändert, um einen möglichst aussagekräftigen Vergleich zu erhalten. Daher wurde auch auf eine Änderung des Vierendeel-Aussteifungssystems verzichtet.

Profile der HD 400 Reihe besitzen im Vergleich zu Profilen der HL 920 Reihe ein wesentlich geringeres Flächenträgheitsmoment I_y (maßgebend für Knicken aus der Bogenebene), dafür aber ein größeres Flächenträgheitsmoment I_z (maßgebend für Knicken in der Bogenebene).

Da der Vierendeel-Verband für Knicken aus der Bogenachse weich wirkt, wurden Bogenträger der HL 920-Reihe mit einem großen Trägheitsmoment I_y gegen diese Versagensform gewählt.

Interessant für eine weiterführende Betrachtung, wäre der Entwurf der Brücke mit HD-Profilen und einem passenden K- oder X-Aussteifungsverband.

Ob diese Variante jedoch Einsparungen der Tonnagen gegenüber dem Entwurf mit HL Profilen ermöglicht, ist aus zwei Gründen fraglich.

Erstens ist für Knicken aus der Bogenebene hauptsächlich die Länge des Portalbereichs maßgebend, welche sich auch durch die Wahl eines K- oder X-Verbandes nicht reduzieren lässt. Zum anderen ist das Flächenträgheitsmomente I_z (maßgebend für Knicken in der Bogenebene) der Profilreihe HD 400 nur etwa 30 % größer als bei Profilen der HL 920 Reihe.

Dass die Kombination der Profilreihe HD 400 mit einem K- oder X-Verband eine weitere signifikante Optimierung gegenüber der gewählten Variante ergibt, ist für die Anwendungsfall des gewählten Netzwerk Bogens unwahrscheinlich.

Abschließend wird eine Empfehlung zu der Vorgehensweise in einem Ablaufdiagramm in Abbildung 47 angegeben.

In folgendem Ablaufdiagramm wird dieser Zusammenhang ohne weitere Berechnungen aufgezeigt.

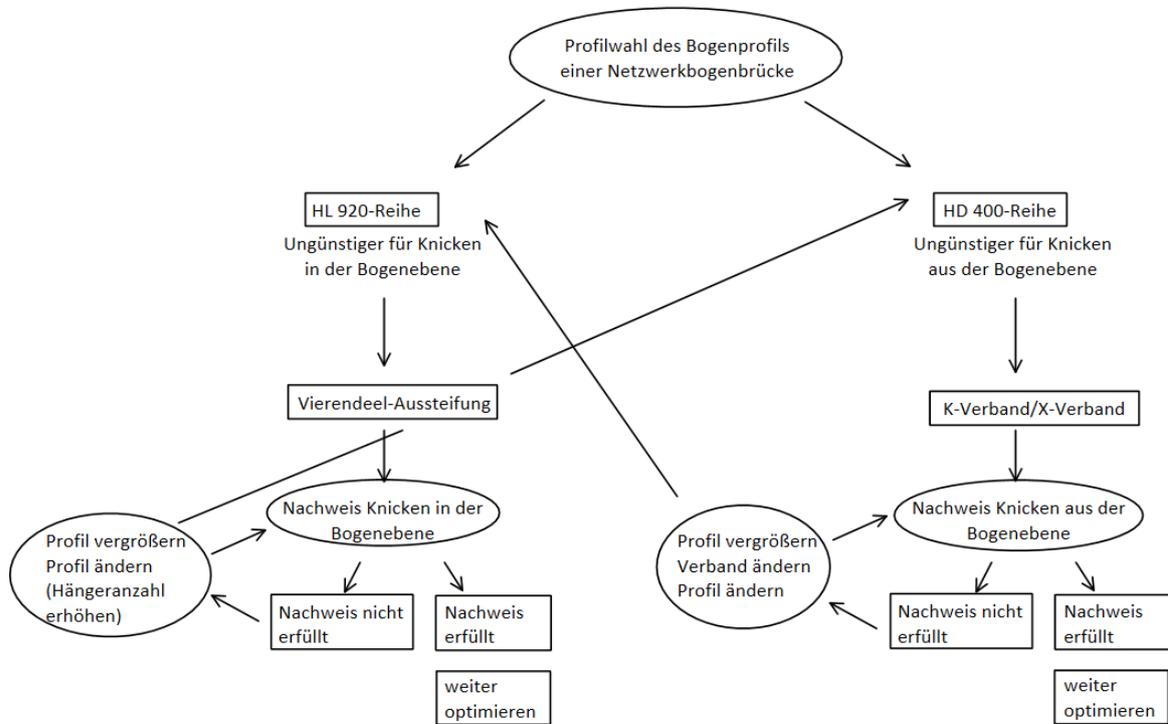


Abbildung 47: Empfehlung zur Vorgehensweise bei der Wahl des Bogenprofils und des Aussteifungsverbandes

7 Vergleich der Varianten

In diesem Kapitel werden die Tonnagen der tragenden Bauteile der berechneten Netzwerkbogenbrücken gegenübergestellt.

In einer Übersicht werden die maximalen Ausnutzungsgrade mit den Tonnagen der einzelnen Bauteile verglichen.

7.1 Mengen Entwurf mit Kastenquerschnitten

Für die Auflistung der Längen der einzelnen Profile werden die tatsächlichen Längen der jeweiligen Bauteile überschlägig ermittelt. Die Anschlussausbildung des Bogens an den Längsträger wird dabei nicht erfasst. Die Tonnagen sind ohne etwaige Zuschläge für Steifen und Querschotte ermittelt.

Für die Querschnittsfläche des Bogenträgers wurde das Mittel der vom Bogenfußpunkt zum Bogenscheitel veränderlichen Querschnittsfläche zu $A = 1093 \text{ cm}^2$ gewählt.

$$A_{\text{Fußpunkt-Scheitel-Fußpunkt}} = 1163,5 - 933,5 - 1163,5 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Berechnung Tonnagen Bestandsentwurf mit geschweißten Kastenquerschnitten				
Bauteil	Stahlgüte	Querschnittsfläche [cm ²]	tatsächliche Länge [lfm]	Gewicht [t]
Bogen	S355	1093	115	99,0
Aussteifung	S355	563	45	20,1
Längsträger	S355	820	215	138,8
Querträger	S355	527	343	142,3
			Summe Σ =	400,2

Tabelle 10: Tonnagen Entwurf mit geschweißten Hohlkastenquerschnitten

Um den unterschiedlichen Montageaufwand der Bauweisen aufzuzeigen und zu vergleichen, wird das Schweißvolumen für die Herstellung des Bogenträgers abgeschätzt. Dafür wurden folgende Annahmen getroffen:

Längsschweißnähte (Kehlnähte)

Schweißnahtdicke:

$$a_w = 6,5 \text{ mm}$$

Schweißnahtlängen:

$$L = 115 \text{ m}$$

Anzahl der Nähte:

$$n = 4 \text{ (4 Ecken des Hohlkastenträgers)}$$

Schweißvolumen:

$$V_{\text{längs,gesamt}} = 9717,5 \text{ cm}^3$$

Querstöße (V-Nähte)

Schweißnahtdicke:

$$a_{w,Obergurt} = 30 \text{ mm}$$

$$a_{w,Steg 1} = 35 \text{ mm}$$

$$a_{w,Steg 2} = 35 \text{ mm}$$

$$a_{w,Untergurt} = 25 \text{ mm}$$

Schweißnahtlängen:

$$L_{Obergurt/Untergurt} = 103,3 \text{ cm}$$

$$L_{Stege} = 93,3 \text{ cm}$$

Maximale Blechlänge 15 m

Anzahl Querstöße:

$$n = 115 \text{ m} / 15 \text{ m} = 10$$

Schweißvolumen:

$$V_{\text{quer,gesamt}} = 19305,9 \text{ cm}^3$$

Quersteifen Aussteifung (Doppelkehlnähte)

Schweißnahtdicke

$$a_w = 5 \text{ mm}$$

Schweißnahtlängen

$$L = 393,2 \text{ cm} \text{ (Umfang des Hohlkastenträgers)}$$

Anzahl Quersteifen

$$n = 12 \text{ (6 Vierendeel-Träger, pro Träger zwei Schotte)}$$

Schweißvolumen

$$V_{\text{Schotte,Aussteifung}} = 1179,6 \text{ cm}^3$$

Quersteifen Hängeranschlüsse (Doppelkehlnähte)

Schweißnahtdicke

$$a_w = 5 \text{ mm}$$

Schweißnahtlängen

$$L = 393,2 \text{ cm} \text{ (Umfang des Hohlkastenträgers)}$$

Anzahl Quersteifen

$$n = 38 \text{ (Hängeranzahl je Bogenträger)}$$

Schweißvolumen

$$V_{\text{Schotte,Hängeranschlüsse}} = 3735,4 \text{ cm}^3$$

Zusammengefasst ergibt sich damit für den geschweißten Kastenquerschnitt des Bogenträgers ein Schweißvolumen von $V = 33.938,4 \text{ cm}^3$.

Schweißnaht	Schweißvolumen [cm ³]
Längsnähte	9.717,5
Quernähte	19.305,9
Quersteifen Aussteifung	1.179,6
Quersteifen Hängeranschlüsse	3.735,4
Summe	33.938,4

Tabelle 11: Zusammenfassung der Schweißvolumina der Bogenträger aus geschweißten Kastenquerschnitten

7.2 Mengen Entwurf mit Walzprofilen

Für die Auflistung der Längen der einzelnen Profile werden die tatsächlichen Längen der jeweiligen Bauteile überschlägig ermittelt. Die Anschlussausbildung des Bogens an den Längsträger wird dabei nicht erfasst. Die Verstärkung des Längsträgers durch ein Schweißprofil wird berücksichtigt. Die Tonnagen sind ohne etwaige Zuschläge für Steifen und Querschotte ermittelt.

Berechnung Tonnagen Entwurf mit Walzprofilen				
Bauteil	Stahlgüte	Querschnittsfläche [cm ²]	tatsächliche Länge [lfm]	Gewicht [t]
Bogen	HISTAR®460	1002	115	90,8
Aussteifung	S355	478	45	17,1
Längsträger	HISTAR®460	623	204	100,1
Verstärkung	HISTAR®460	1164	11	10,3
Querträger	HISTAR®460	437	358	123,2
			Summe Σ =	341,4

Tabelle 12: Tonnagen Entwurf mit Walzprofilen

Für die Abschätzung des Schweißvolumens des Bogenträgers mit Walzprofilen werden folgende Annahmen getroffen:

Querstöße (DHV-Nähte, Ausbildung wie in [09])

Schweißnahtdicke: $a_{w,Flansch} = 26,13 \text{ mm}$

$a_{w,Steg} = 14,46 \text{ mm}$

Schweißnahtlängen: $L_{Flansch} = 43,7 \text{ cm}$

$L_{Steg} = 76,3 \text{ cm}$

Maximale Trägerlänge 18 m, übernommen aus [08]

Anzahl Querstöße: $n = 115 \text{ m} / 18 \text{ m} = 7 \rightarrow n = 8 \text{ gewählt}$

Schweißvolumen: $V_{quer,gesamt} = 12099,6 \text{ cm}^3$

Quersteifen Aussteifung (Doppelkehlnähte)

Schweißnahtdicke $a_w = 5 \text{ mm}$

Schweißnahtlängen $L_{Flansch} = 15,4 \text{ cm}$

$L_{Steg} = 81,5 \text{ cm}$

Anzahl Quersteifen $n = 12$ (6 Vierendeel-Träger, pro Träger zwei Schotte)

Schweißvolumen $V_{Schotte,Aussteifung} = 168,4 \text{ cm}^3$

Quersteifen Hängeranschlüsse (Doppelkehlnähte)

Schweißnahtdicke	$a_w = 5 \text{ mm}$
Schweißnahtlängen	$L_{\text{Flansch}} = 15,4 \text{ cm}$
	$L_{\text{Steg}} = 81,5 \text{ cm}$
Anzahl Quersteifen	$n = 38$ (Hängeranzahl je Bogenträger)
Schweißvolumen	$V_{\text{Schotte, Hängeranschlüsse}} = 533,1 \text{ cm}^3$

Zusammengefasst ergibt sich damit für die Ausführung des Bogenträgers als HL 920x787 ein Schweißvolumen von $V = 12801,1 \text{ cm}^3$.

Schweißnaht	Schweißvolumen [cm ³]
Quernähte	12099,6
Quersteifen Aussteifung	168,4
Quersteifen Hängeranschlüsse	533,1
Summe	12801,1

Tabelle 13: Zusammenfassung der Schweißvolumina der Bogenträger aus Walzprofilen

7.3 Gegenüberstellung

Im Folgenden werden die ermittelten Ausnutzungsgrade und Tonnagen gegenübergestellt.

Bauweise	Netzwerkbogenbrücke mit Hohlkastenquerschnitten			Netzwerkbogenbrücke mit Walzprofilen		
	Stahlgüte	Tonnage [to]	Ausnutzungsgrad [-]	Stahlgüte	Tonnage [to]	Ausnutzungsgrad [-]
Bogenträger	S355	99,0	0,94	HISTAR®460	90,8	0,89
Aussteifung	S355	20,1	-	S355	17,1	-
Längsträger	S355	138,8	0,98	HISTAR®460	110,4	0,96
Querträger	S355	142,3	1,00	HISTAR®460	123,2	0,97

Tabelle 14: Ausnutzungs- und Tonnagenvergleich der Bauweisen

Für die Wahl des Vierendeel-Trägers ist vor allem dessen Flächenträgheitsmoment I_y für die Gesamtstabilität des Bauwerks ausschlaggebend (siehe Kapitel 5.1.6, Tabelle 4). Aus diesem Grund ist ein Vergleich der Ausnutzungsgrade hinfällig.

Insgesamt ergeben sich damit folgende Gewichte der bemessenen Bauteile:

Netzwerkbogenbrücke mit Hohlkastenquerschnitten $G_{\text{Bauteile,Hohlkasten}} = 400 \text{ t}$

Netzwerkbogenbrücke mit Walzprofilen $G_{\text{Bauteile,Walzprofile}} = 341 \text{ t}$

Daraus ergibt sich ein Materialersparnis von 58,8 t oder umgerechnet eine Einsparung von 14,7 %.

Ebenfalls untersucht wurden Einsparungen bei Schweißarbeiten infolge der Verwendung von Walzprofilen gegenüber geschweißten Kastenquerschnitten. Dafür wurde jeweils das Schweißvolumen der verschiedenen Bogenträger abgeschätzt.

Folgende Schweißvolumina wurden ermittelt:

Bogenträger mit geschweißten Kastenquerschnitten $V_{\text{Bogen,Hohlkasten}} = 33.938 \text{ cm}^3$

Bogenträger mit Walzprofilen $V_{\text{Bogen,Walzprofile}} = 12801 \text{ cm}^3$

Es ergibt sich eine Einsparung von 21137 cm^3 Schweißvolumen für den Bogenträger. Das entspricht einer Reduktion von 62,3 % bei der Verwendung von Walzprofilen.

8 Fazit

Ziel der Untersuchung war es Realisierbarkeit und Wirtschaftlichkeit der Bauweise von Netzwerkbogenbrücken mit Walzprofilen zu untersuchen.

Dafür wurde zunächst ein Netzwerkbogen mit geschweißten Kastenquerschnitten entworfen und nachgewiesen.

Anschließend wurden für die Bogenträger, Aussteifungsriegel, Längsträger und Querträger Walzprofile gewählt und nachgewiesen.

Es wurden folgende Profile ermittelt:

- Bogenträger HL 920x787, Stahlgüte HISTAR®460
- Aussteifung HL 920x344, Stahlgüte S355
- Längsträger HL 920x491, Stahlgüte HISTAR®460
- Querträger HL 920x344, Stahlgüte HISTAR®460

In einer Gegenüberstellung wurde infolge der gewählten Profile ein Materialersparnis von 59 Tonnen gegenüber dem Entwurf mit Kastenprofilen ermittelt.

Für die Berechnung der kaltverformten Bogenträger wurden verschiedene Ansätze aus der Literatur untersucht und bei den Stabilitätsnachweisen verglichen. Dabei wurde festgestellt, dass für eine wirtschaftliche Bemessung der Bögen weitere Untersuchungen nötig sind.

Zudem wurden verschiedene Ausbildungsmöglichkeiten der Hängeranschlüsse untersucht und ohne weiterführende Berechnungen bewertet.

Als Optimierungsvorschlag für den Entwurf mit Walzprofilen, wurden zwei übliche Aussteifungsverbände untersucht und mit der gewählten Vierendeel-Aussteifung verglichen. Bei diesen Untersuchungen wurde keine maßgebliche Verbesserung des Ausnutzungsgrades der Bogenträger HL 920x787 erreicht.

Grund dafür sind die passend zu der Vierendeel-Aussteifung gewählten Bogenträger der Profilvereihe HL 920, welche bereits einen ausreichend großen Widerstand für Knicken aus der Ebene aufweisen und nicht zusätzlich mit einem Verband verstärkt werden müssen.

Als weitere Ausführungsvariante der Bauweise wären HD 400 Bogenträger mit einem Rauten- oder K-Fachwerkverband zu untersuchen.

Literaturverzeichnis

- [01] Brunn, B. & Schanack, F., Berechnung einer zweigleisigen Eisenbahn-Netzwerkboggenbrücke unter Einsatz des europäischen Normenkonzepts. Dresden, 2003
- [02] DIN EN 1993-1-9: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung, Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2010
- [03] ETA-10/0156: Langerzeugnisse aus HISTAR 355 / 355L und HISTAR 460 / 460L Thermomechanisch gewalzte Langerzeugnisse aus Stahl, Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik, 2015
- [04] Fink, J., Netzwerkbogenbrücken: Entwicklungen in Europa, 07.11.2012, Wien.
- [05] Geißler, K. Handbuch Brückenbau Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Bewertung und Ertüchtigung, Berlin, 2014
- [06] La Poutré D., Inelastic spatial stability of circular wide flange steel arches, Technische Universität Eindhoven, 2005
- [07] Leitfaden zum Anhang NA.F Bemessung von Hängern an Stabbogenbrücken der DIN EN 1993-2/NA:2014-10, Bundesanstalt für Straßenwesen, 2018
- [08] MOST MS-15: Segmenty dzwigarów lukowych, März 2017
- [09] Mostostal Krakow: Sposób ukosowania belek, 2017
- [10] Pont d'Ambo– RD6204 – PR16+130, 24.06.2021
- [11] Schäfer, D., Ringeisen L., Netzwerkbogen über die A 9 bei Nürnberg, **Brückenbau Construction & Engineering 21. Symposium Brückenbau in Leipzig**, Ausgabe 1/2 2021, (2021)
- [12] Schanack F., Berechnung der Knicklast in Bogenebene von Netzwerkbögen, **Bautechnik 86**, Heft 5, (2009)
- [13] Schmitt A., Optimierung der Hängergeometrie von Netzwerkbogenbrücken, München, 2018
- [14] Sek R., Pilijski B., Sobala D., Lorenc W., New type of composite arch element using composite dowels: application in railway network arch bridge, Stromberg, 2021
- [15] Spoorenberg, R.C., Snijder, H.H., Cajot, L.-G., Popa, N., Buckling curves for heavy wide flange QST columns based on statistical evaluation, **Journal of Constructional Steel Research 101**, (2014)
- [16] Teich, S. Beitrag zur Optimierung von Netzwerkbogenbrücken, Dresden, 2011
- [17] Teich, S., & Wendelin, S., Diplomarbeit Vergleichsrechnung einer Netzwerkbogenbrücke unter Einsatz des Europäischen Normenkonzeptes, Dresden, 2001
- [18] Tveit, P., The Network Arch. Bits of Manuscript in march 2014 after Lectures in 50+ Countries, Norwegen, 2014
- [19] Xiang, Y., Vlassak, J.J., Bauschinger effect in thin metal films, Cambridge, 2005
- [20] Zanon, R., Assad, M., Rademacher D., Lorenc W., Tied-arch bridges with jumbo shapes as arch member – state of the art and developments, 2020
- [21] Zanon, R., Matos, R., Rademacher, D., & Lorenc, W., Network Arch Bridges with rolled sections: Ideas for economic and durable detailing, **ce/papers** Volume 3, Issue 5-6, (09. März 2019)