



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

INSTITUT FÜR
TRAGWERKE UND BAUSTOFFE

Diplomarbeit

Zum Thema:

Berechnung und Konstruktion einer stählernen Eisenbahn-Stabbogenbrücke mit Netzwerkhängern

Bearbeiter:

Uwe Steimann

Betreut durch:

Prof. Dr.-Ing. habil. Wolfgang Graße

Doz. em. Dr.-Ing. Per Tveit

In Kooperation mit dem Agder University College in Grimstad, Norwegen



September 2002

EHRENWÖRTLICHE ERKLÄRUNG

Ich erkläre hiermit ehrenwörtlich, dass ich die vorliegende Arbeit selbständig und nur unter Verwendung der jeweils angegebenen Literatur angefertigt habe.

Die Arbeit wurde bisher keiner anderen Prüfungsbehörde vorgelegt und auch noch nicht veröffentlicht.

Ich bin mir bewusst, dass eine unwahre Erklärung rechtliche Folgen haben wird.

Grimstad, den

Uwe Steimann

DANKSAGUNG

Mein besonderer Dank gilt

Herrn Doz. em. Dr.-Ing. Per Tveit

und

Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Wolfgang Graße

für die hervorragende Betreuung

und Zusammenarbeit.

INHALTSVERZEICHNIS

1. EINLEITUNG UND ERKENNTNISINTERESSE DER ARBEIT	6
2. ALLGEMEINE BETRACHTUNGEN ZUM NETZWERKBOGEN ..	7
3. ENTWURF DER NETZWERKBOGENBRÜCKE	11
3.1 AUSBILDUNG IM QUERSCHNITT	11
3.1.1 <i>Fahrbahn in Spannbetonbauweise</i>	12
3.1.2 <i>Fahrbahn in geschweißter Stahlbauweise</i>	13
3.1.3 <i>Bogenquerschnitt</i>	15
3.1.4 <i>Windverband und Portalriegel</i>	16
3.2 AUSBILDUNG IM LÄNGSSCHNITT	18
3.2.1 <i>Kriterien für die optimale Hängeranordnung</i>	18
3.2.2 <i>Hängeranordnung für die Variante mit Betonfahrbahn</i>	22
3.2.3 <i>Hängeranordnung für die Variante mit Stahlfahrbahn</i>	23
4. BERECHNUNG UND NACHWEISFÜHRUNG	25
4.1 BOGEN UND WINDPORTAL.....	25
4.1.1 <i>Stabilitätsversagen unter symmetrischer Volllast</i>	26
4.1.2 <i>Stabilitätsversagen bei halbseitiger Belastung</i>	27
4.1.3 <i>Ermüdungsfestigkeit</i>	28
4.2 HÄNGERBEFESTIGUNG AM BOGEN.....	28
4.2.1 <i>Kreisquerschnitt mit geschraubtem Anschluss</i>	29
4.2.2 <i>Rechteckquerschnitt mit geschweißtem Anschluss</i>	30
4.3 HÄNGERBEFESTIGUNG AM BETONUNTERGURT	32
4.4 HÄNGERBEFESTIGUNG AM VERSTEIFUNGSTRÄGER	33
4.5 FAHRBAHNPLATTE AUS BETON.....	33
4.6 ORTHOTROPE FAHRBAHNPLATTE	38
4.7 LAGERUNG DER BRÜCKE.....	39
5. MONTAGE DER BRÜCKE.....	41
6. TRAGWERKSVERFORMUNGEN.....	43
7. VERGLEICH DES MATERIALVERBRAUCHES	44
8. ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK.....	47

ABBILDUNGSVERZEICHNIS	49
TABELLENVERZEICHNIS	50
LITERATURVERZEICHNIS	51
NORMENVERZEICHNIS	53

ANHANG A - LASTANNAHMEN

ANHANG B - VORBEMESSUNG

ANHANG C - FEM - BERECHNUNG

ANHANG D - NACHWEISE FÜR NETZWERKBOGENBRÜCKE
MIT BETONFAHRBAHN

ANHANG E - NACHWEISE DER STAHLFAHRBAHN

1. Einleitung und Erkenntnisinteresse der Arbeit

Bereits in den sechziger Jahren des vorigen Jahrhunderts wurde mit den norwegischen Straßenbrücken in Steinkjer (1963, 80m) und Bolstadstraumen (1964, 84m), sowie mit der kombinierten Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Fehmarnsund (1963, 248m) das Konstruktionsprinzip der Netzwerkbogenbrücke angewendet. Obwohl das Tragverhalten dieses Brückentyps viele Vorteile aufweist, wurden in den folgenden Jahren keine europäischen Projekte dieser Art verwirklicht. In Japan jedoch wurde die Idee mit der Aki-Brücke (1968, 110m) aufgegriffen und es entstanden in den folgenden Jahren viele Brücken dieser Art. Mit dem Bau der weltweit größten Netzwerkbogenbrücke, der Shinamadera-Bridge (1991, 254m), erreichte diese Entwicklung ihren vorläufigen Höhepunkt.

Diese Arbeit möchte einen Beitrag zur Renaissance dieses Brückentyps in Europa leisten. Dazu beschäftigt sie sich mit der Fragestellung, ob die Anwendung von Netzwerkbogenbrücken für zweigleisige Eisenbahnstrecken sinnvoll ist. Der Schwerpunkt liegt dabei auf einem Vergleich der Fahrbahnausführung in Spannbeton- und Stahlbauweise. Weiterhin wird nach konstruktiven Lösungen gesucht, die der im Verhältnis zu Straßenbrücken hohen Ermüdungsbeanspruchung gerecht werden.

Für diese Untersuchungen, wird exemplarisch eine über 100 Meter spannende zweigleisige Brücke entworfen und berechnet. Da es sich dabei nicht um ein konkretes Bauvorhaben handelt, ist es möglich, die Bemessung ausschließlich nach dem Europäischen Normenkonzept durchzuführen. Dadurch können die gewonnenen Erkenntnisse in vielen Ländern als Grundlage für die Entwurfsarbeit von Eisenbahn – Netzwerkbogenbrücken verwendet werden, was wiederum zu einer Ausweitung der möglichen Anwendungsgebiete und damit zur Popularisierung dieses Brückentyps in Europa beitragen kann.

Durch die Bearbeitung in Norwegen war es möglich, die überaus wertvollen Erfahrungen des Herrn Doz. em. Dr.-Ing. Per Tveit und die norwegische Herangehensweise an Ingenieuraufgaben in diese Arbeit einfließen zu lassen.

2. Allgemeine Betrachtungen zum Netzbogen

Dem Tragverhalten nach kann die Netzbogenbrücke in die Gruppe der Bögen mit Zugband eingeordnet werden. Im Unterschied zu den weit verbreiteten Stabbogenbrücken mit vertikalen Hängern werden Bogen und Zugband jedoch durch geneigte Hänger verbunden. Diese Hänger sind derart entgegengesetzt geneigt, dass sie sich untereinander mindestens zweimal kreuzen. Weiterhin werden wesentlich mehr Hänger angeordnet, sodass die Abstände zwischen den Hängerbefestigungen am Bogen und am Untergurt wesentlich kleiner als bei einer klassischen Stabbogenbrücke sind.

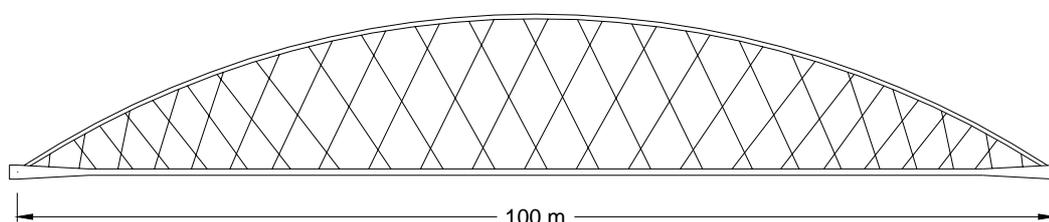


Abbildung 1: Netzbogenbrücke

Die Netzbogenbrücke zeichnet sich durch Vorteile in der Lastabtragung, dem Verformungsverhalten und einer daraus resultierenden Kostenersparnis aus. Im Folgenden werden diese Punkte näher dargelegt.

VERFORMUNGSVERHALTEN

Das vorteilhafte Verformungsverhalten des Netzbogens wird im Vergleich zum Stabbogen deutlich. Während letzterer bei einer gleichmäßig verteilten Last (z.B. Eigengewicht) nur geringe Durchbiegungen erleidet, kommt es bei seiner halbseitigen Belastung zu sehr großen Verformungen (vgl. Abb. 2, a und b). Diese großen Durchbiegungen können entstehen, weil sich der Bogen durch ein seitliches Ausweichen der Lastaufnahme entzieht. Wie die Einflusslinie für die Stabbogenbrücke in Abbildung 3 zeigt, resultieren daraus sehr große Biegemomente im Untergurt.

Wird nun das seitliche Ausweichen des Bogens durch geneigte Hänger verhindert, kann sich dieser der Lastaufnahme nicht mehr entziehen. Die Durchbiegung des Untergurtes wird dadurch sehr stark vermindert (vgl. Abb. 2, c) und gleichzeitig gehen die in ihm wirkenden Biegemomente zurück (vgl. Abb. 3). Dadurch ist es möglich, dass Netzbogenbrücken wesentlich schlanker als klassische

Stabbogenbrücken ausgeführt werden können und gleichzeitig geringere Verformungen erleiden.

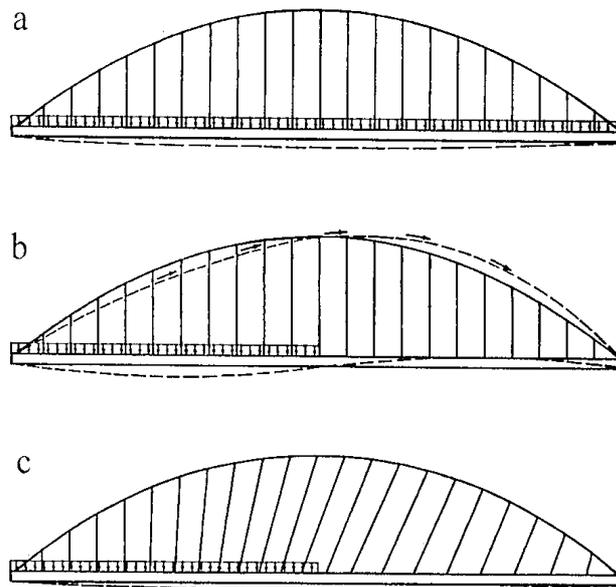


Abbildung 2: Verformungsverhalten bei verschiedenen Hängergeometrien; Quelle: [6] Fig. 26

TRAGVERHALTEN

Durch die geneigten und fein verteilten Hänger werden sogar Einzellasten auf einen größeren, von der Hängerneigung abhängigen Bogenbereich verteilt. Dies führt zu einer Reduktion der Biegemomente im Bogen.

Besonders deutlich werden die Biegemomente im Untergurt verringert, was durch den im Verhältnis zum Bogen wesentlich weicheren Untergurt und die geringeren Abstände zwischen den Hängerbefestigungspunkten erklärt werden kann.

Dieser Vorteil des Netzwerkbogens wird durch einen Vergleich seiner Biegemoment-Einflusslinien mit denen am klassischen Stabbogen deutlich (vgl. Abb. 3).

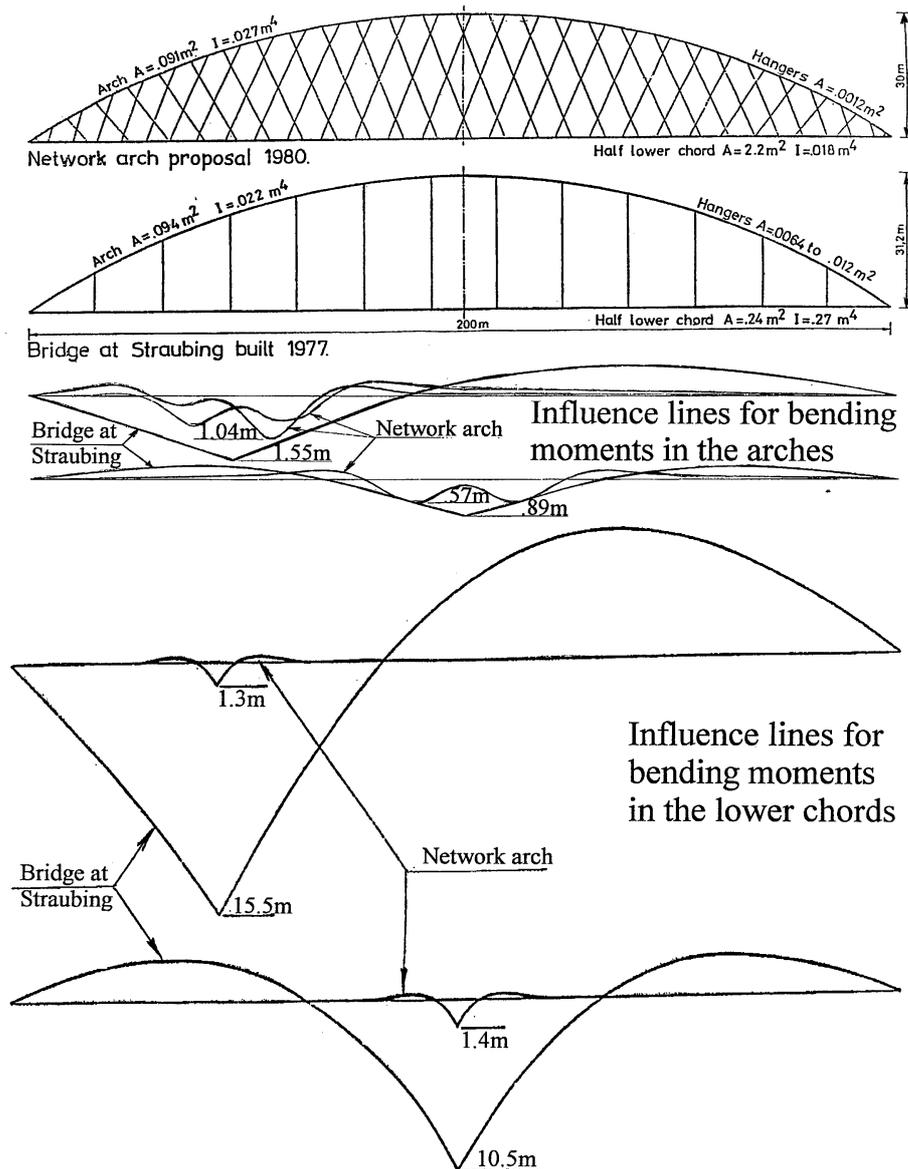


Abbildung 3: Biegemoment-Einflusslinien von Netzwerkbogen und Stabbogen; Quelle: [6] Fig. 24

Weitere, sehr umfangreiche Untersuchungen zum Tragverhalten dieses Brückentyps findet man in den Arbeiten von *Tveit, P.* [6] und *Teich, S.; Wendelin S.* [5].

BAUKOSTEN

Durch die oben beschriebene Reduktion der Biegemomente im Bogen und im Untergurt können diese Bauteile wesentlich schlanker und damit natürlich auch leichter ausgeführt werden. Dies führt in erster Linie zu geringeren Errichtungskosten. Weiterhin sinken die Unterhaltungskosten des Bauwerkes, da die zu konservierenden Flächen kleiner sind.

GESTALTERISCHE MÖGLICHKEITEN

Die möglichen schlanken Querschnitte von Bogen und Fahrbahn führen in Verbindung mit dem kaum wahrzunehmenden Hängernetz zu einem äußerst transparenten Tragwerk (vgl. Abb. 4). Deshalb kann die Netzwerkbogenbrücke als eine Vorzugsvariante angesehen werden, wenn der Brückenneubau ein bestehendes städtebauliches Umfeld oder eine Landschaft so wenig wie möglich beeinflussen soll.



Abbildung 4: Bolstadstraumenbrücke in Norwegen, Spannweite 84m, Entwurf: Per Tveit

Angesichts der vielen genannten Vorteile der Netzwerkbogenbrücken erscheint es sehr verwunderlich, warum diese Bauweise bisher relativ unbekannt und selten verwirklicht worden ist. Eine Erklärung dafür mag in der hohen statischen Unbestimmtheit des Tragwerkes liegen, was aufwendige Computer-Berechnungen erfordert. Da letzteres jedoch in der heutigen Zeit kein Problem mehr darstellt, ist damit zu rechnen, dass diese Bauweise wiederholt zur Anwendung kommen wird. Genau dafür einige Anreizpunkte zu liefern, liegt im Interesse der vorliegenden Arbeit. Daher wird in den folgenden Kapiteln die exemplarische Herangehensweise zum Entwurf, der Berechnung und den daraus resultierenden Ergebnissen vorgestellt.

3. Entwurf der Netzwerkbogenbrücke

In diesem Kapitel wird ausgehend von den Anforderungen des Eisenbahnverkehrs die notwendige Brückengeometrie bestimmt. Weiterhin werden die statisch erforderlichen Bauteilabmessungen anhand von Näherungsverfahren ermittelt. Die zugehörigen Berechnungen sind im *Anhang B – Vorbemessung* enthalten

Die den Brückenquerschnitt bestimmenden Forderungen werden der Brückenbaunorm der Deutschen Bahn, der *DS 804* entnommen. Trotzdem sind die Ergebnisse dieser Arbeit auch in anderen europäischen Ländern gültig, da die maßgebenden Forderungen an das Eisenbahn - Lichtraumprofil einheitlich geregelt sind.

3.1 Ausbildung im Querschnitt

Die Gestaltung im Querschnitt wird vor allem durch die Vorgaben für das freizuhaltende Lichtraumprofil bestimmt. Unter der Annahme, dass die hier untersuchte Brücke Teil einer Neubaustrecke wird, kam das Lichtraumprofil nach *DS 804, Bild 51* zur Anwendung.

Weiterhin wird in *DS 804, Abs. 314* gefordert, dass beiderseits der Gleise Dienstgehwege mit einer jeweiligen Breite von 75 cm anzuordnen sind. Dies führt zu der in Abbildung 5 dargestellten Anordnung der Lichtraumprofile und zu einer Fahrbahnstützweite von 11,45 m.

Im Rahmen einer Vorbemessung werden die erforderlichen Konstruktionshöhen der Fahrbahn in Spannbeton- und Stahlbauweise bestimmt.

Auf diesen Fahrbahnkonstruktionen wird das Gleisbett in Schotterbauweise verlegt. Nach *DS 804, Abs. 307* beträgt der Abstand zwischen Oberkante Schiene und Oberkante Fahrbahnkonstruktion 70 cm.

Für die Entwässerung der Fahrbahn wird ein Quergefälle von 1,5 Prozent vorgesehen. Damit die daraus resultierenden Bauhöhenverluste nicht zu groß werden, befindet sich auf jeder Querschnittshälfte ein Tiefpunkt mit Abläufen. Von da kann das Regenwasser entweder über eine Längsleitung oder direkt über Tropftüllen weggeleitet werden.

3.1.1 Fahrbahn in Spannbetonbauweise

Im Rahmen der Vorbemessung wird die erforderliche Dicke der in Querrichtung vorgespannten Fahrbahnplatte aus Beton C50/60 ermittelt (vgl. Kap. B-1). Die Vorspannung wird dabei so gewählt, dass nach Abzug der Spannkraftverluste aus Kriechen, Schwinden und Relaxation die im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit auftretenden Zugspannungen unter der rechnerischen Zugfestigkeit des Betons bleiben. Dies gewährleistet zum einen, dass keine Risse im Beton entstehen und die Spannglieder vor schädlichem Wasserzutritt geschützt werden. Zum anderen wird damit sichergestellt, dass keine Steifigkeitsänderungen gegenüber dem linear-elastischen FEM-Modell (vgl. Kap. C-2.1) durch gerissene Beton-Zugzonen auftreten.

Für die Quervorspannung mit nachträglichem Verbund kommen Stabspannglieder DYWIDAG Gewi 36D mit einem Durchmesser von 36 mm zur Anwendung. Sie werden annähernd parabelförmig mit einem Achsabstand von 18 cm in der Fahrbahnplatte verlegt (vgl. Abb. 5), sodass neben der Normalkraft aus Vorspannung auch ein Biegemoment entsteht. Dieses wirkt den Querbiegemomenten aus Eigengewicht und Verkehr entgegen.

Da der Untergurt die durch den Bogenschub hervorgerufenen Zugkräfte aufnehmen muss, ist weiterhin seine Längsvorspannung erforderlich. Deshalb werden auf jeder Querschnittsseite sechs Litzenspannglieder DYWIDAG AS6827 unterhalb der Dienstgehewege eingelegt. Weil nur sehr kleine Längsbiegemomente aus Verkehrs- und Eigengewichtsbelastung erwartet werden (vgl. Kap. 2.1), erfolgt die Vorbemessung der Spannglieder ausschließlich für die aufzunehmende Zugkraft. Auch ist deshalb die Ausführung eines Versteifungsträgers nicht erforderlich. Die Plattendicke in diesem Bereich wird so gewählt, dass die erforderliche Betondeckung der zentrisch eingelegten Längsspannglieder eingehalten ist. In Kapitel B-3 wird die Vorspannkraft für nachträglichen Verbund so bestimmt, dass nach Abzug der Spannkraftverluste der gesamte Untergurt im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit überdrückt bleibt. Der gewählte Fahrbahnquerschnitt in Brückenmitte ist in Abbildung 5 dargestellt.

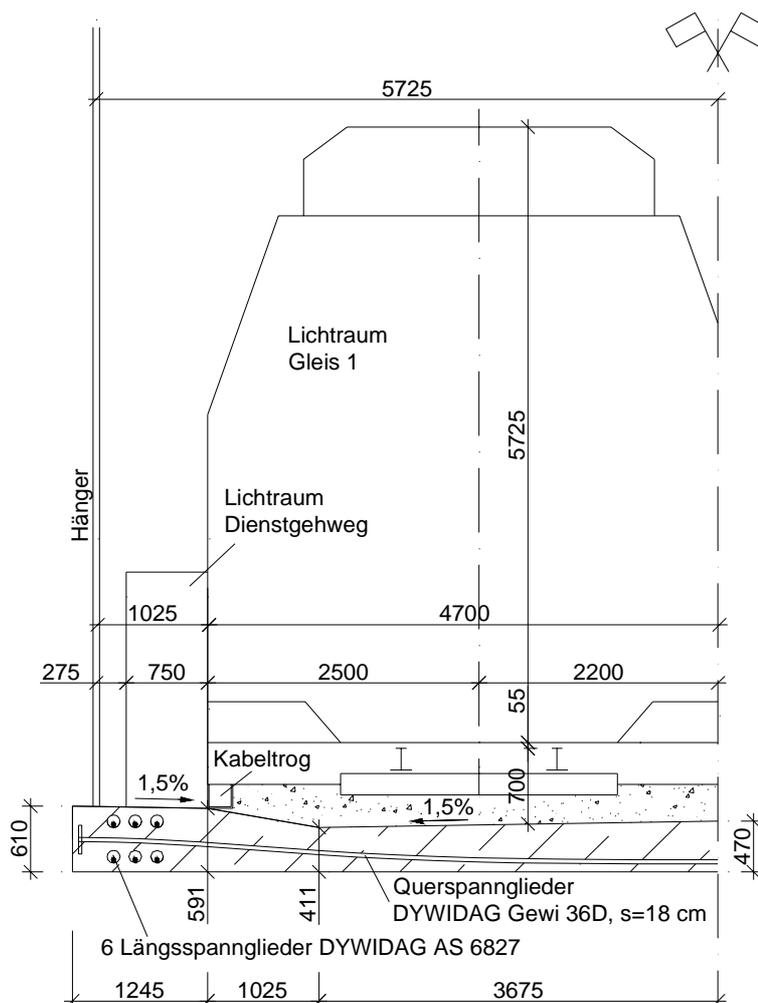


Abbildung 5: Querschnittsausbildung der Betonfahrbahn

3.1.2 Fahrbahn in geschweißter Stahlbauweise

Diese Fahrbahnvariante besteht aus einer orthotropen Platte in geschweißter Ausführung. Das 24 mm starke Fahrbahnblech wird in Längsrichtung durch 30 aufgeschweißte Blechrippen versteift und trägt seine Lasten auf die Querträger ab. Die Querträger wiederum spannen zwischen den in Bogenebene befindlichen Versteifungsträgern.

Weil die unmittelbar belasteten Bauteile wie Fahrbahnblech, Längsrippen und Querträger einer hohen Ermüdungsbeanspruchung ausgesetzt sind, erscheint es nicht sinnvoll, diese aus höherfesten Feinkornbaustählen zu fertigen. Für sie wird daher Baustahl S235 verwendet. Die Versteifungsträger hingegen werden aus dem Feinkornbaustahl S355 hergestellt. Die Ausbildung einzelner Detailpunkte dieser Fahrbahn erfolgt nach der Richtzeichnung *STB11 der DS 804*.

3.1.3 Bogenquerschnitt

Aufgrund des erwähnten fachwerkartigen Tragverhaltens sind die Biegemomente des Bogens in Bogenebene verhältnismäßig klein. Für die Dimensionierung des Bogenquerschnittes ist daher die Normalkraftbeanspruchung maßgebend und es können sehr schlanke, gedrungene Querschnitte gewählt werden. Die Vorbemessung erfolgt für die im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu erwartende Druckkraft, die mit einer Überschlagsformel nach *Tveit, P. [1]* zu 27,5 MN ermittelt wird.

GESCHWEIßTER KASTEN ODER BREITFLANSCHPROFIL?

Tveit, P. verwendete für die Åkvikundbrücke gewalzte Breitflanschprofile (vgl. [6] S.10). Da die Knicklängen des Bogens aus der Bogenebene wesentlich größer als die in der Bogenebene sind, drehte er das Profil so, dass dessen starke Achse der Biegung aus der Bogenebene entgegenwirkt.

Die Herstellung des Bogens aus Walzprofilen ist zweifelsohne preiswerter als die alternative Ausbildung mit einem geschweißten Kastenquerschnitt. Es müssen keine aufwendigen Schweißarbeiten durchgeführt werden und die Bogenform kann durch kalte Umformverfahren erreicht werden. Deshalb wird zunächst auch für diese Brücke ein Breitflanschprofil als Bogenquerschnitt gewählt.

Erste Berechnungen zeigen jedoch, dass selbst das stärkste Profil aus dem Programm des Stahlherstellers ARBED (W 360x410x1086) für die Ausbildung der Bögen im Bereich des Portalrahmens nicht ausreicht, da u. a. das Lichtraumprofil im Vergleich zu Straßenbrücken höher ist. Somit sind die Stiele der Portalrahmen länger und die infolge Wind und Stabilität auftretenden Biegemomente aus der Bogenebene steigen stark an. Die Bögen werden deshalb im Bereich der Portalrahmen als geschweißte Kastenquerschnitte ausgeführt. Da die größten Biegemomente am Bogenfußpunkt auftreten, ist es möglich, seine Abmessungen nach oben kontinuierlich zu verjüngen.

Im mittleren Bereich des Bogens kann ein Breitflanschprofil oder der fortgeführte Kastenquerschnitt verwendet werden. Die Entscheidung darüber sollte nach Wirtschaftlichkeitskriterien und ästhetischen Anforderungen getroffen werden. Da die Art der Ausführung bei gleichen Querschnittswerten keine Auswirkungen auf das restliche Tragwerk hat, wird in dieser Arbeit ein Breitflanschprofil (W360x410x818) gewählt. Dadurch ist es möglich, die Ausbildung der Hängeranschlüsse am Kastenquerschnitt und am Breitflanschprofil zu untersuchen. Letzteres hat für eingleisige Brücken oder solche mit geringer Spannweite besondere Bedeutung, da

dort auch die Portalstiele mit einem Breitflanschprofil ausgeführt werden können. Aus ästhetischen Gründen sollte in der Praxis ein Querschnittstyp für den gesamten Bogen gewählt werden.

Die verwendeten Querschnitte sind in den *Abbildungen C-4 und C-5* dargestellt.

AUSWAHL DES MATERIALS

Aufgrund der bereits erwähnten guten elastischen Stützung der Bögen durch die Hänger wird das Knicken einzelner Bogenabschnitte in Bogenebene nicht maßgebend. Es erscheint daher sinnvoll, für den hauptsächlich auf Normalkraft beanspruchten Bogen einen hochfesten Stahl zu verwenden.

Ausgewählt wurde die Stahlsorte S460 ML. Dieser thermomechanisch gewalzte Stahl erhält seine hohe Festigkeit trotz geringster Legierungsgehalte durch eine kombinierte Walz- und Wärmebehandlung. Er zeichnet sich weiterhin durch eine sehr hohe Reinheit aus und ist deshalb auch bei großen Blechdicken sehr gut schweißgeeignet. Dieser Stahl ist für die Anwendung in Regionen mit besonders tiefen Temperaturen geeignet, da er im Lieferzustand eine garantierte Kerbschlagarbeit von 27 Joule bei -50° Celsius besitzt. Bei der Wahl eines Breitflanschprofils für den Bogen, muss mit einem Zähigkeitsverlust infolge der durchgeführten Kaltverformung gerechnet werden. Angesichts der hohen Ausgangszähigkeit dürfte dies jedoch nicht zur Unterschreitung der üblicherweise geforderten Zähigkeit führen.

Es sollte unbedingt beachtet werden, dass dieser Stahl keiner Warmverformung unterzogen wird. Durch Kristallerholung und Rekristallisation würde dabei die Festigkeit des Stahles aufgehoben. Was durch eine Wärmebehandlung allein nicht wieder rückgängig gemacht werden kann.

3.1.4 Windverband und Portalriegel

Als Windverband wird ein Rautenfachwerk zwischen den beiden Bögen vorgesehen, dessen Stäbe aus gewalzten quadratischen Hohlprofilen 200x12,5 gefertigt werden. Für die Bemessung der einzelnen Stäbe ist der Stabilitätsnachweis maßgebend, deshalb wird Baustahl S235 verwendet.

Aus ästhetischen Gründen übernehmen vier Fachwerkstäbe die Funktion des Portalriegels. Da diese Stäbe hauptsächlich Normalkräfte erhalten, können sie relativ

schlank ausgebildet werden. Sie fügen sich deshalb sehr gut in den restlichen Windverband ein.

Die abschließenden unteren Stäbe werden so geneigt, dass sie aus der Queransicht gesehen rechtwinklig auf die Innenkante des Portalstieles treffen (vgl. Abb. 7).

Als Querschnitt für die vier Stäbe wird ein aus S235 geschweißter quadratischer Kasten 300x12,5 gewählt.

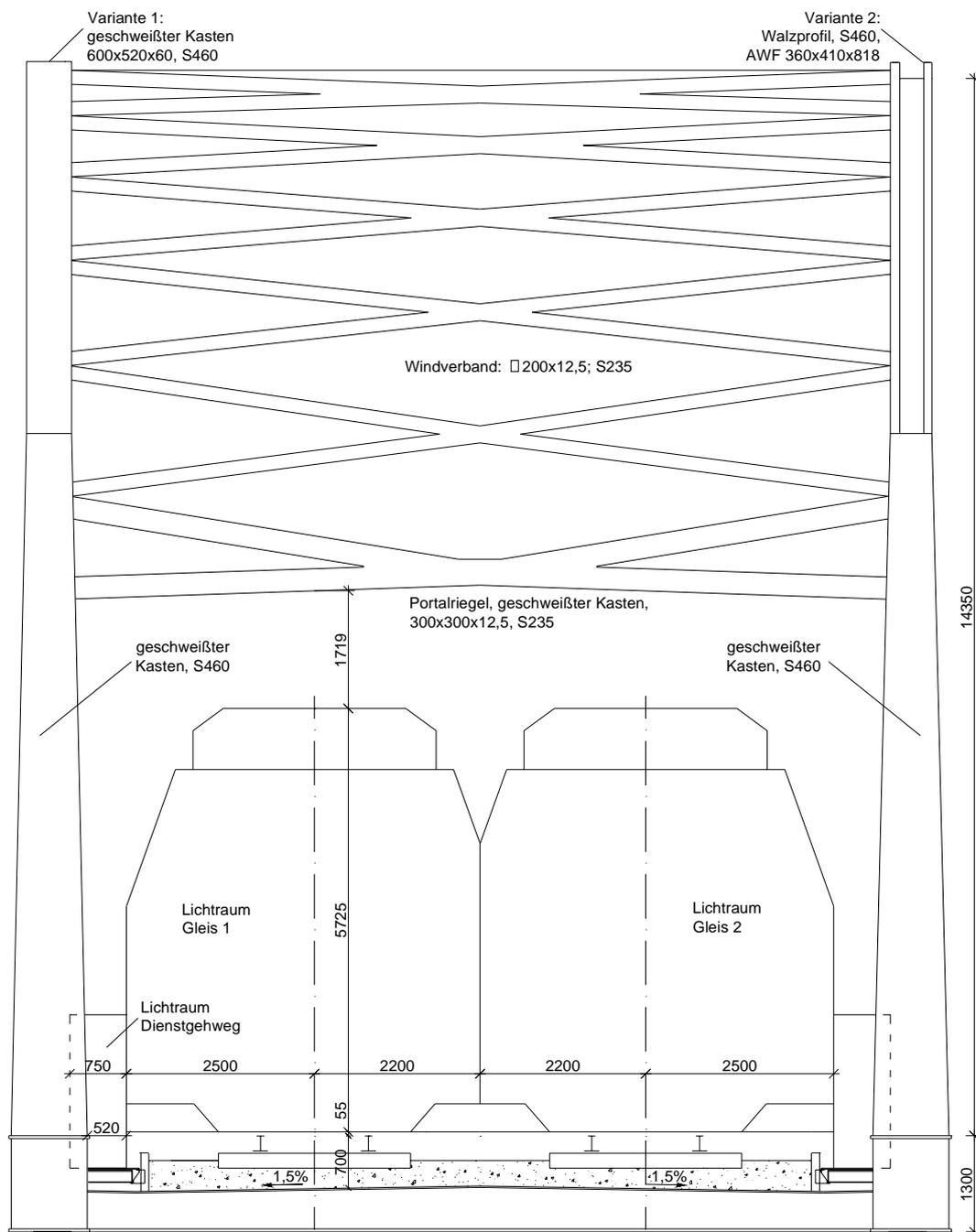


Abbildung 7: Queransicht der Brücke

3.2 Ausbildung im Längsschnitt

Der mittige Stich zwischen Bogen und Untergurt wird zu $15/100$ der Spannweite, also zu 15 m gewählt. Neben diesem Maß wird der Tragwerksentwurf in Brückenlängsrichtung wesentlich von der Wahl eines optimalen Hängernetzes bestimmt. Denn die Anzahl der Hänger und damit die Abstände zwischen den Hängerbefestigungspunkten beeinflussen die Größe der in Bogen und Untergurt auftretenden Biegemomente erheblich. Weiterhin beeinflusst die Neigung der Hänger die Empfindlichkeit des Tragwerkes gegen Hängerausfall. Daher wird im Folgenden nach den Eigenschaften einer optimalen Hängeranordnung bei Netzbogenbrücken gesucht, bevor die daraus gewonnenen Erkenntnisse auf die Brückenvarianten mit Beton- und Stahlfahrbahn übertragen werden.

3.2.1 Kriterien für die optimale Hängeranordnung

Das gewählte Hängernetz sollte folgende Kriterien erfüllen:

- Minimierung der Biegemomente in den Gurten, besonders im Bogen
- Ausreichender Widerstand des Tragwerkes gegen Hängerausfall
- Gleichmäßige Maximalkraft-Auslastung der verschiedenen Hänger
- Ästhetisches Erscheinungsbild

Im Folgenden wird auf die Verfahren eingegangen, mit denen man die einzelnen Punkte erreichen kann. Doch soll bereits im Voraus erwähnt werden, dass die Erfüllung aller Kriterien in einem Tragwerk unmöglich ist, da sich die Erfüllungsmechanismen zum Teil zuwiderlaufen. Es kommt vielmehr darauf an, die einzelnen Punkte gegeneinander abzuwägen und einen Kompromiss zu finden.

MINIMIERUNG DER BIEGEMOMENTE IM BOGEN

Um bei einer möglichst geringen Hängeranzahl den Bogen annähernd kontinuierlich gegen ein Ausweichen in der Bogenebene zu halten, sollten die Hänger möglichst in gleichen Abständen am Bogen befestigt werden. Weiterhin ist es günstig, an einem solchen Befestigungspunkt jeweils nur einen Hänger anzubringen, da so bei minimaler Hängeranzahl die Anzahl der Stützstellen des Bogens maximal wird. Dies vereinfacht zugleich die Detailausbildung des Hängeranschlusspunktes. Zudem haben *Teich und Wendelin [5] S.18* gezeigt, dass steiler geneigte Hänger kleinere Biegemomente im Bogen bewirken.

MINIMIERUNG DER BIEGEMOMENTE IM UNTERGURT

Wie im Bogen werden auch im Untergurt die Biegemomente minimal, wenn die vorhandenen Hänger in gleichen Abständen jeweils einzeln am Untergurt befestigt werden.

WIDERSTAND GEGEN HÄNGERAUSFALL

Die Hängerkraft-Einflusslinien der Äkviksundbrücke zeigen (vgl. Abb. 10), dass für jeden Hänger ein Einflussbereich mit negativem Vorzeichen existiert. Das heißt, bei einer Laststellung in diesem Bereich würden Druckkräfte im betreffenden Hänger entstehen. Da dieser aufgrund seiner Schlankheit natürlich nicht in der Lage ist, Druckkräfte aufzunehmen, entzieht er sich der Lastaufnahme. Die Druckkraft muss sich sowohl im Untergurt als auch im Bogen seitlich auf andere primär zugbeanspruchte Hänger verteilen. Diese Querverteilung ruft relativ große Biegemomente und Vertikalverformungen im Untergurt und im Bogen hervor (vgl. Abb. 8).

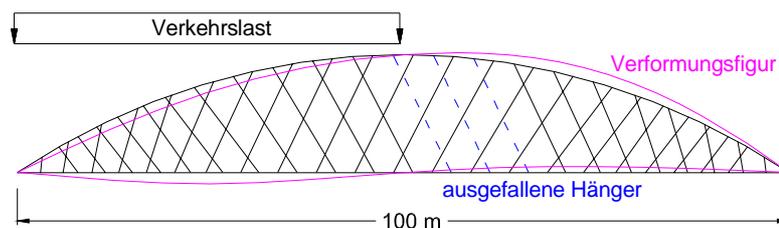


Abbildung 8: Hängerausfall infolge halbseitiger Verkehrsbelastung

Die Einflusslinien in Abbildung 10 zeigen, dass bei jedem Hänger die Einflussfläche positiven Vorzeichens größer ist als die mit negativem Vorzeichen. Hieraus kann gefolgert werden, dass gleichmäßig verteilte Lasten wie z. B. das Fahrbahneigengewicht immer Zug in den Hängern erzeugen. Es fällt nur dann ein Hänger aus, wenn die Druckkraft infolge einer teilweisen Verkehrsbelastung nicht durch die Zugkraft aus einer gleichmäßig verteilten Last (Eigengewicht) kompensiert werden kann. Das Verhältnis von Verkehrsbelastung zu Eigengewicht ist also für den Widerstand gegen Hängerausfall von zentraler Bedeutung.

Weiterhin haben Untersuchungen durch *Tveit [1]* gezeigt, dass sich das Verhältnis von positiver zu negativer Einflussfläche eines Hängers mit zunehmender Neigung gegen die Vertikale erhöht. Daraus kann gefolgert werden, dass bei einer Vergrößerung der Hängerneigung der Widerstand gegen den Hängerausfall steigt.

Um größere Bewegungen zwischen den Hängern und unerwünschte Knickerscheinungen zu vermeiden, sollte kein Hängerausfall im Grenzzustand der

Gebrauchstauglichkeit erfolgen. Mit den beschriebenen Erkenntnissen hat man die Mittel in der Hand, bei gleichbleibender Hängeranzahl deren Ausfall im gewünschten Umfang zu verhindern: Entweder man erhöht ihre Neigung und/oder das Verhältnis von Fahrbahneigengewicht zu Verkehrslast durch das Aufbringen einer zusätzlichen Eigengewichtslast.

Als Ergebnis seiner Untersuchungen zu dieser Problematik veröffentlichte *Tveit [1]* Diagramme, mit deren Hilfe man die Tendenz zum Hängerausfall abschätzen kann. In Abbildung 9 ist ein solches Diagramm für das in dieser Arbeit gewählte Verhältnis von Bogenstich zu Spannweite dargestellt.

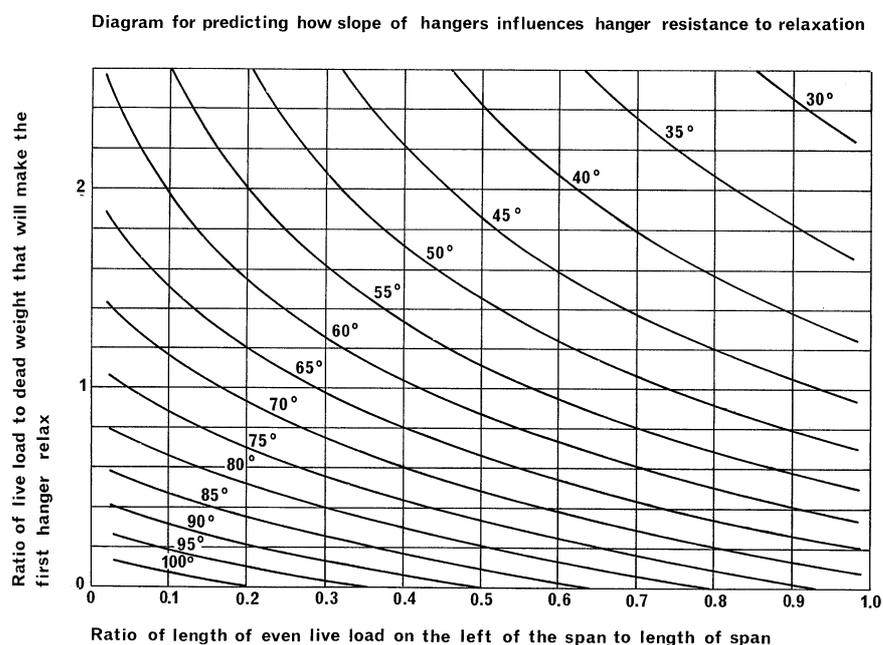


Abbildung 9: Hängerausfall in Abhängigkeit von der Hängerneigung für einen Bogenstich von 15/100 der Spannweite; Quelle: [1] Fig. 12

GLEICHMÄßIGE MAXIMALKRAFT-AUSLASTUNG

Die Wahl von gleichmäßigen Befestigungsabständen der Hänger an Bogen und Untergurt führt zu geringeren Maximalkräften der Hänger in der Nähe der Bogenfußpunkte gegenüber denen in Brückenmitte. Dieser Effekt kann durch ein Erhöhen des Abstandes zwischen den Hängerbefestigungspunkten am Bogenfußpunkt ausgeglichen werden.

Im Sinne einer möglichst niedrigen Hängerkraft sollten alle Hänger so steil wie möglich angeordnet werden. Wählt man den Hängerausfall als Kriterium für die maximale Steilheit, dann ergeben sich mit Abbildung 9 in Abhängigkeit von der Lage des Hängers unterschiedliche Hängerneigungen.

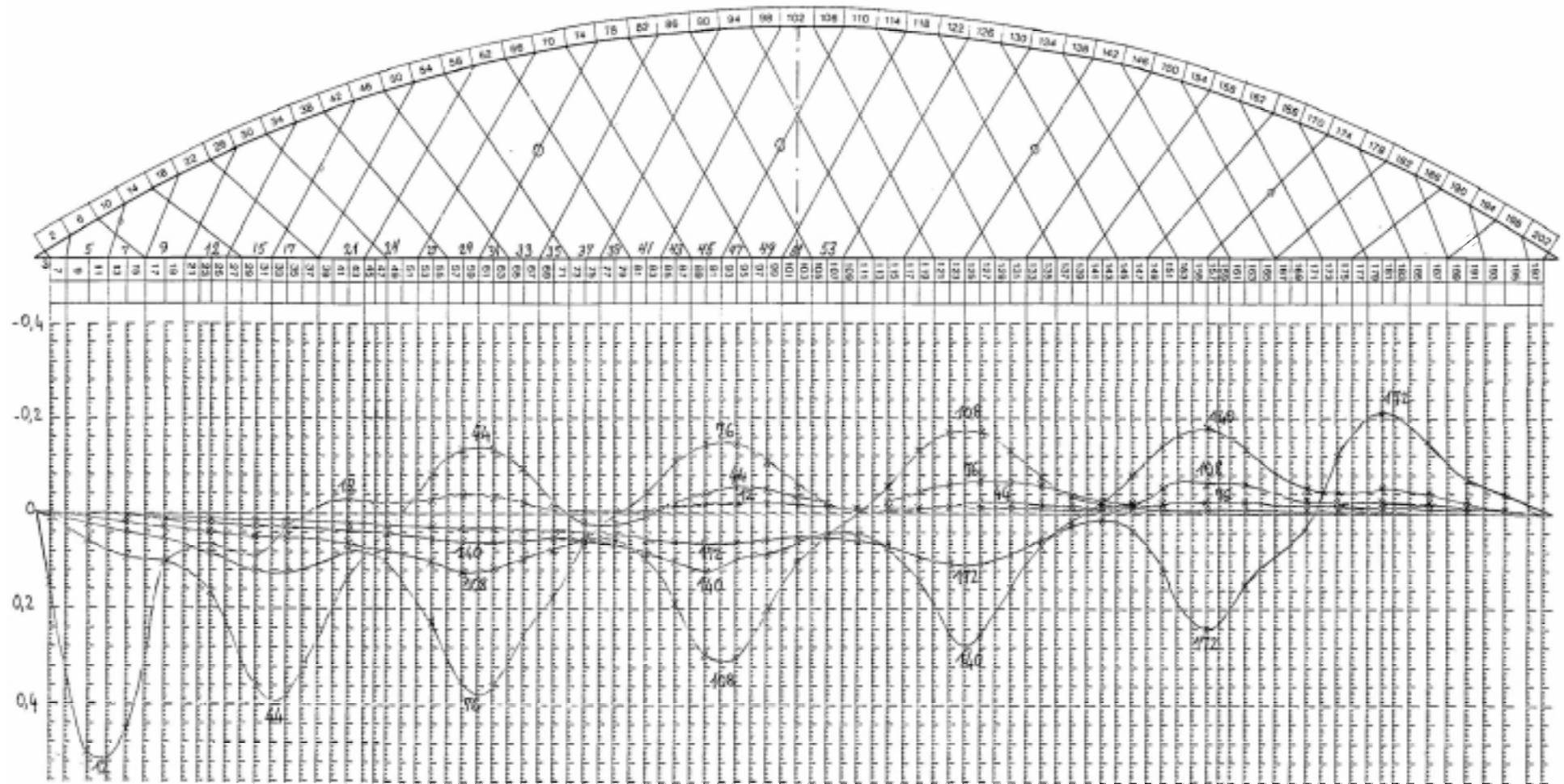


Abbildung 10: Hängerkraft-Einflusslinien für Äkviksund - Netzwerkbogen I; Quelle: [6] Fig. 83

3.2.2 Hängeranordnung für die Variante mit Betonfahrbahn

Damit der Bogen ausreichend kontinuierlich gestützt wird und die in ihm auftretenden Biegemomente klein bleiben wird der Abstand der Hängerbefestigungspunkte am Bogen zu 2,60 m gewählt. Dies führt zu 39 Hängern je Bogenebene.

In einem zweiten Schritt werden die maximalen Hängerneigungen so bestimmt, dass im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit kein Hängerausfall eintritt. Dies geschieht unter Verwendung des Diagramms in Abbildung 9 für ein Verhältnis der Verkehrs- zu Eigenlasten von 0,7 (vgl. Kap. B-2.1). Die sich ergebenden Hängerneigungen variieren zwischen 83° und 52° jeweils an den entgegengesetzten Überbauenden.

Werden nun die gleichen Abstände der Hängerbefestigungen am Bogen konsequent mit den erhaltenen Neigungen kombiniert, führt dies zu unregelmäßigen Abständen zwischen den Hängerbefestigungspunkten am Untergurt. Dies stellt für den Betonuntergurt kein Problem dar. Da zunächst geplant war, die gleiche Hängeranordnung für beide Fahrbahnvarianten zu verwenden, wurden die Neigungen der Hänger leicht korrigiert und ihre Anzahl auf 44 je Bogenebene erhöht. Dies führt zu relativ gleichmäßigen Abständen der Befestigungspunkte am Untergurt und erleichtert damit das anschließen der orthotropen Stahlfahrbahn.

Die gewählte Hängeranordnung und die zugehörigen Knotenkoordinaten können der *Abbildung C-8* und den *Tabellen C-1 und C-2* entnommen werden. Die sich ergebende Längsansicht ist in *Abbildung 11* dargestellt.

Zur Kontrolle dieser Geometrie werden für alle Hänger Einflusslinien aufgestellt und die Laststellungen untersucht, die im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu jeweils extremalen Hängerkräften führen (vgl. Kap. C-2.3.1). Das Ergebnis bestätigt die Aussagen des Diagramms in *Abbildung 9* und damit die Untersuchungen von *Tveit, P. [1]*. Selbst bei jeweils ungünstigster Stellung der Gebrauchslasten findet kein Hängerausfall statt.

Weiterhin ergibt ein Vergleich der Hängerkräfte im Grenzzustand der Tragfähigkeit, dass die Maximalkräfte aller Hänger im Durchschnitt nur 15 Prozent unter der größten Einzelkraft liegen. Die Auslastung des Hängermaterials ist also bei gleicher Querschnittsfläche relativ hoch.

3.2.3 Hängeranordnung für die Variante mit Stahlfahrbahn

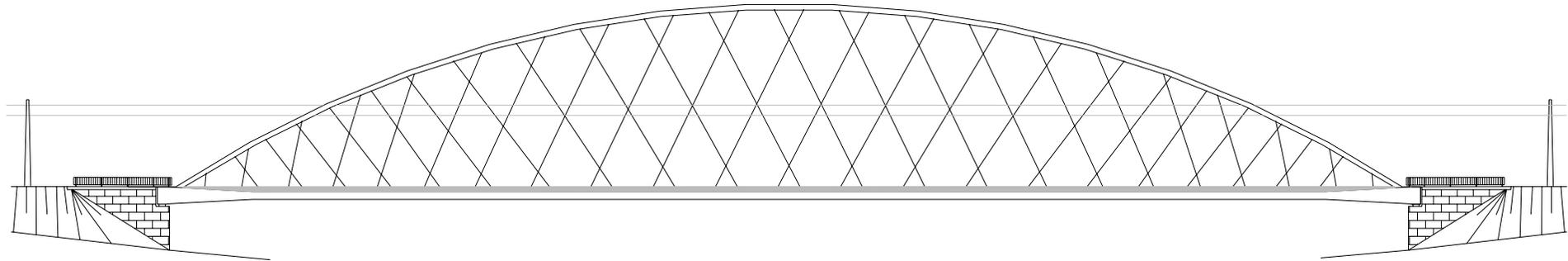
In einem ersten Rechenschritt wird die im letzten Kapitel beschriebene Hängeranordnung für diese Variante übernommen. Die Querträger der Fahrbahn werden dabei so angeordnet, dass sie an den Hängerbefestigungspunkten anschließen.

Nach Ermittlung der Einflusslinien für alle Hänger werden wie zuvor die Laststellungen untersucht, die jeweils die minimale Hängerkraft liefern (vgl. Kap. C-3.3.1). Das Ergebnis ist nicht zufriedenstellend, da es nahezu für jeden Hänger eine Laststellung gibt, bei der es zu seinem Ausfall infolge einer Druckbeanspruchung kommt.

Dies kann durch das größere Verhältnis von Verkehrs- zu Eigenlasten, aber auch mit einer schlechteren Längsverteilung der Lasten durch die orthotrope Fahrbahnplatte erklärt werden.

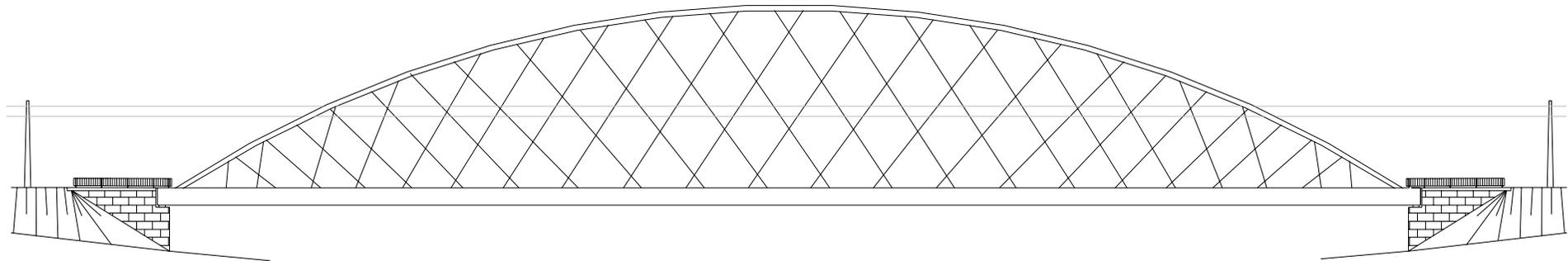
Dieses Problem kann entweder durch eine Erhöhung des Eigengewichtes oder durch eine stärkere Neigung der Hänger beseitigt werden. Da ersteres zweifelsohne nicht die wirtschaftlichere Lösung ist, werden die Hänger so stark geneigt, dass nach *Abbildung 9* nicht mit einem Hängerausfall im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu rechnen ist. Die sich daraus ergebende Hängergeometrie mit nunmehr 42 Hängern ist in *Abbildung C-71* dargestellt. Die weiteren Untersuchungen zeigen, dass bei dieser Hängeranordnung unter Gebrauchslasten keine Hänger ausfallen und die durchschnittliche Auslastung im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei 85 Prozent der größten Einzelkraft liegt (vgl. *Tab. C-15*). Eine weitere Erhöhung dieser Auslastung kann durch die Wahl von gleichen Hängerabständen am Bogen erreicht werden.

Ein Vergleich der beiden Hängeranordnungen ergibt, dass das maximale Kraftspiel aus Verkehr in den stärker geneigten Hängern 10 Prozent geringer als bei der steileren Hängergeometrie ist (vgl. *Tab. C-14 und C-15*). Gleichzeitig steigt die maximale Hängerkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit aber nur geringfügig an. Mit einem leicht flacheren Hängerverlauf wird also neben einer Erhöhung des Widerstandes gegen den Hängerausfall auch die Verminderung der Ermüdungsbeanspruchung in den Hängern erreicht! Gleichzeitig werden jedoch die Beanspruchungen aus Biegung und Normalkraft erhöht.



Netzwerkbogenbrücke
mit Betonfahrbahn

Spannweite: 100 m
Gleise: 2



Netzwerkbogenbrücke
mit Stahlfahrbahn

Spannweite: 100 m
Gleise: 2

Abbildung 11: Längsansichten

4. Berechnung und Nachweisführung

Die statische Untersuchung beider Brückenvarianten wird mit Hilfe eines dreidimensionalen FEM – Modells nach Theorie II. Ordnung durchgeführt. Dies ermöglicht die Berücksichtigung eines eventuell eintretenden Hängerausfalles. Weiterhin wird das Tragverhalten der Brücke sehr realitätsnah erfasst, weil die nicht unwesentlichen Dehnungen der Hänger und die daraus resultierenden Lastumlagerungen beachtet werden.

Genaue Angaben zum Aufbau des FEM - Modells können den *Kapiteln C-2.1 und C-3.1* entnommen werden.

Die anschließende Bemessung erfolgt für alle wesentlichen Bauteile unter den jeweils maßgebenden Laststellungen. Die Lastannahmen und die Nachweisführung werden nach den Regeln des Eurocodes durchgeführt.

In diesem Kapitel werden lediglich die wichtigsten Nachweise mit den daraus resultierenden Ergebnissen und Schlussfolgerungen beschrieben. Die detaillierten Berechnungen können den *Anhängen C und E* entnommen werden.

4.1 Bogen und Windportal

Die Bemessung der Bögen wird durch ein Stabilitätsproblem gekennzeichnet. Um den Versagenszustand des Tragwerkes möglichst realistisch zu ermitteln, wird die Schnittgrößenermittlung an einem nach der ersten Eigenform vorverformten Tragwerk durchgeführt. Dieser Vorgehensweise liegt die Erkenntnis zu Grunde, dass die erste Eigenform den energieärmsten Nachbarzustand des Tragsystems darstellt und damit mit der maßgebenden Knickfigur identisch ist.

Aufgrund der schwereren Betonfahrbahn sind die Beanspruchungen in Bogen und Windportal dieser Brückenvariante höher als bei der mit einer Stahlfahrbahn. Während sich die Biegemomente aus der Bogenebene nur geringfügig unterscheiden, ist die bemessungsbestimmende maximale Druckkraft 16 Prozent höher.

Auf der sicheren Seite liegend, werden die Querschnittsnachweise nur für die Variante mit Betonfahrbahn geführt.

4.1.1 Stabilitätsversagen unter symmetrischer Vollast

AUSWEICHEN AUS DER BOGENEBENE

Die Eigenformermittlung wird für die Brücke unter Eigengewichtsbelastung durchgeführt. Die sich dabei ergebende erste Eigenform beschreibt bei beiden Brückenvarianten ein Ausweichen der Portalrahmen aus der Bogenebene (vgl. Kap. C-2.2.1, C-3.2.1) mit einer zugehörigen Eigenfrequenz von 1,6 Hz. Diese starke Ähnlichkeit kann damit erklärt werden, dass bei beiden das Bogentragwerk identisch ist.

Für die Schnittgrößenermittlung wird diese Eigenform als Vorverformung angesetzt. Sie wird dazu mit einem Faktor derart vergrößert, dass die maximale Horizontalverschiebung in Brückenmitte gleich $L/500=0,2$ m ist. Gleichzeitig werden beide Gleise auf der gesamten Brückenlänge belastet und eine Windbeanspruchung in Richtung der Imperfektion angenommen. Dies führt zu den maßgebenden Schnittgrößen für die Bemessung von Windverband und Windportal.

AUSWEICHEN IN DER BOGENEBENE

Ein symmetrisches Ausweichen in Bogenebene in Form einer Sinus-Halbwellen zeigt die zweite Eigenform unter Eigengewicht. Die sich daraus ergebende Knickfigur ist für die Bemessung nicht maßgebend, da die Brücke vor Erreichen der notwendigen Knicklast bereits nach der ersten Eigenform aus der Bogenebene ausweicht.

Trotzdem ist dieses Ergebnis sehr interessant, da diese Form nicht mit der in der Vorbemessung nach *Tveit, P. [6]* angenommenen Knickfigur in Bogenebene übereinstimmt (vgl. Kap. B-2.4).

Eine weitergehende Eigenformermittlung an der Brücke mit Betonfahrbahn zeigt, dass erst die 19. Eigenform dieser aus mehreren Sinuswellen bestehenden Knickfigur ähnelt (vgl. Abb. C-17). Die in der Vorbemessung gewählte Knickfigur ist damit zwar theoretisch möglich, aber nicht maßgebend. Um diese Aussage zu unterstreichen, werden in Kapitel C-2.4.7 jeweils die 2. und die 19. Eigenform auf ein sinnvolles Maß skaliert und als Vorverformung auf das Tragwerk aufgesetzt.

Ein Vergleich der jeweils infolge Eigengewicht und voller UIC-Belastung ermittelten Schnittgrößen zeigt, dass bei einer Vorverformung nach der zweiten Eigenform die Biegemomente in der Bogenebene generell größere Werte annehmen. Im mittleren Drittel sind sie sogar 30 Prozent größer als unter einem nach der 19. Eigenform

vorverformten Tragwerk. Damit wird bewiesen, dass die maßgebende Knickfigur in Bogenebene die Form einer Sinus-Halbwellen hat.

4.1.2 Stabilitätsversagen bei halbseitiger Belastung

Infolge einer halbseitigen Belastung beider Gleise fallen in Brückenmitte vier Hänger aus (vgl. Abb. C-30, C-94). Da dies die Steifigkeiten in Bogenebene sehr stark verringert, muss der eintretende Zustand auf Stabilitätsversagen untersucht werden.

Um die dafür maßgebende Knickfigur zu erhalten, werden die ausfallenden Hänger aus dem Modell gelöscht und eine Eigenformermittlung durchgeführt. Dabei wirken die im Grenzzustand der Tragfähigkeit vorhandenen Lasten, da wie zuvor gezeigt, im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit kein Hängerausfall erfolgt.

Die erhaltene erste Eigenform beschreibt bei beiden Fahrbahnvarianten ein antimetrisches Ausweichen in Bogenebene (vgl. Abb. C-19, C-81). Obwohl sich die Form bei beiden Varianten sehr stark ähnelt, unterscheiden sich die zugehörigen Eigenfrequenzen deutlich. Mit der Betonfahrbahn beträgt sie 0,87 Hz und mit der Stahlfahrbahn 1,34 Hz. Dies kann mit den unterschiedlichen Massen beider Fahrbahnen erklärt werden.

Als Imperfektion für die Schnittgrößenermittlung wird diese Eigenform so vergrößert, dass die maximale Vertikalverformung einer „Halbwelle“ gleich $L/300=0,33$ m ist (vgl. Kap A-4.2.2).

Dies führt zu so großen Biegemomenten im mittleren Bogendrittel, dass trotz einer wesentlich geringeren Normalkraft die Spannungsauslastung im Bogenquerschnitt maximal wird (vgl. Kap. D-1.1). Die halbseitige Laststellung ist somit annähernd für die Bemessung des Bogens maßgebend (vgl. Abb. C-24). Untersuchungen von Tveit, P. [6] haben gezeigt, dass halbseitige Laststellungen die einige Meter über die Brückenmitte hinausreichen geringfügig ungünstiger wirken. Da die Unterschiede nur sehr gering sind und daher keinen Einfluss auf die Wahl des Bogenquerschnitts haben, wurde die absolut ungünstigste Laststellung im Rahmen dieser Arbeit nicht ermittelt.

Ebenfalls führt der Lastfall Halblast zur maximalen Hängerkraft (vgl. Abb. C-33). Diese beträgt beim Netzbogen mit Betonfahrbahn 1383 kN und bei dem mit Stahlfahrbahn 1212 kN.

4.1.3 Ermüdungsfestigkeit

Die größte Ermüdungsbeanspruchung tritt bei der Bogenausführung als Breitflanschprofil auf. Aufgrund der starken Gurte und der Geometrie der Profile können die einzelnen Bogensegmente nicht miteinander verschweißt werden. Diese Verbindungen müssen daher als Stirnplattenstoß ausgeführt werden (vgl. Abb. 12).

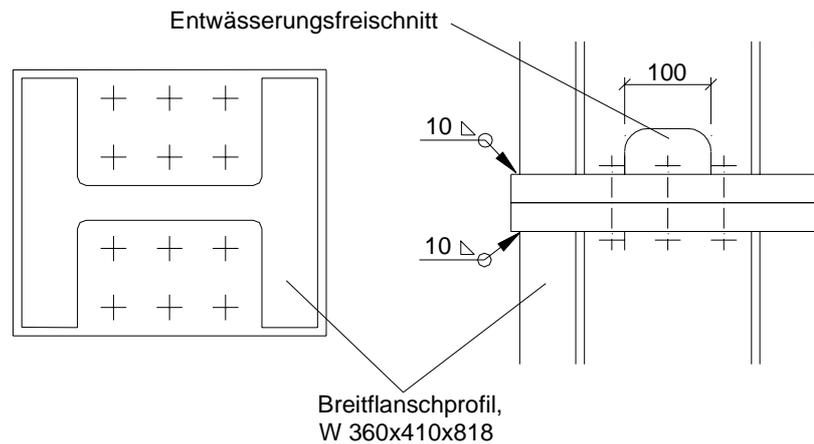


Abbildung 12: Breitflanschprofil - Stoßausbildung

Damit das Regenwasser aus dem oberen Profil ablaufen kann, erhält dessen Steg einen Entwässerungsfreischnitt. Dieser sollte aufgrund der Verstopfungsgefahr durch eingewehtes Laub o.ä. relativ großzügig bemessen sein, was aber zu einer unerwünschten Schwächung des Querschnittes an dieser Stelle führt.

Die Druckkraft im Bogenprofil wird über Kontakt-Pressung auf das mit einer Kehlnaht angeschweißte Stirnblech übertragen. Diese Kehlnaht ist ein sehr ungünstiges Ermüdungsdetail, was in Verbindung mit der Querschnittsschwächung durch den Freischnitt zu einer Auslastung der Ermüdungsfestigkeit von 99 Prozent führt (vgl. Kap. D-1.14).

4.2 Hängerbefestigung am Bogen

Die Hänger werden wie der Bogen auch aus dem hochfesten Stahl S460 ML gefertigt. Dies führt bei einer maximalen Zugkraft von 1383 kN aus der Laststellung „Hängerausfall bei Halblast“ zu einem erforderlichen Querschnitt von rund 40 cm².

Dies allein ist jedoch nicht bemessungsrelevant. Wie die folgenden Kapitel zeigen werden, hat die konstruktive Ausbildung der Befestigung am Bogen und am

Untergurt aufgrund der hohen Ermüdungsbeanspruchung einen entscheidenden Einfluss auf die Querschnittswahl.

4.2.1 Kreisquerschnitt mit geschraubtem Anschluss

Zunächst wird die mögliche Anwendung von 70 mm starken, runden Hängestangen in Verbindung mit einem geschraubten Anschluss nach *Teich S., Wendelin S. [5]* untersucht (vgl. *Abb. 13*).

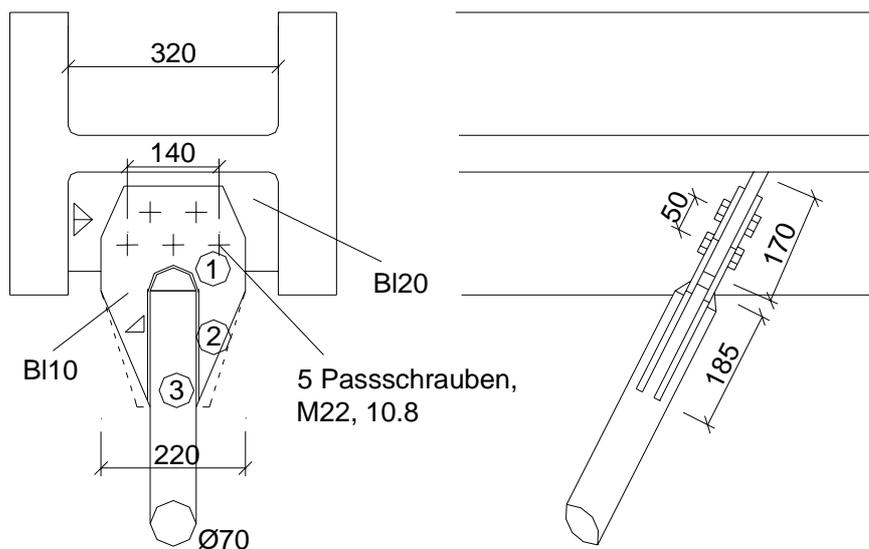


Abbildung 13: Anschluss der runden Hänger am Bogen

Der Hänger wird mittels zweier angeschweißter Laschen an einem in das H-Profil oder den Kasten geschweißten Blech angeschraubt. Die Laschen werden nach dem Anschweißen der Hänger so geschliffen, dass ein kontinuierlicher Spannungsübergang stattfinden kann. Die Geometrie der Laschen vor dem Schleifen ist durch die gestrichelte Linie in *Abbildung 13* ersichtlich.

Weiterhin sind in dieser Darstellung die auf ihre Ermüdungsfestigkeit untersuchten Punkte 1, 2 und 3 gekennzeichnet. Die Ermüdungsnachweise werden mit den in *ENV 1993-2, Anhang L* zur Verfügung gestellten Kerbfalltabellen geführt.

Als das kritischste Detail, erweist sich der Punkt 3. Das für diesen Punkt aus den Kerbfalltabellen (*ENV 1993-2, Anhang L*) entnommene Kerbdetail geht von einem rechtwinkligen angeschweißten Blech aus. Das bezüglich der Ermüdungsfestigkeit günstige Verschleifen der Laschen kann daher nicht berücksichtigt und der Nachweis nicht erbracht werden (vgl. *Kap. D-3.1.4*).

Um diese Konstruktion mit dem tabellierten Kerbdetail nachweisen zu können, müsste die Querschnittsfläche um 150 Prozent und damit der Hängerdurchmesser auf 110 mm erhöht werden! Dies ist weder wirtschaftlich noch optisch zu vertreten.

Als Alternative bietet sich eine Untersuchung der Ermüdungsfestigkeit mit Hilfe lokaler Bezugsspannungen nach *Kap. 9.5.3 in ENV 1993-2* an. Es könnte so vorgegangen werden, dass mit Hilfe von FEM - Berechnungen die im Schweißnahtübergang vorhandenen Spannungen aus einer statischen Last für die ungeschliffene und die geschliffene Ausführung dieses Details ermittelt werden.

Um das Verhältnis dieser Spannungen könnte dann das zulässige Spannungsspiel des tabellierten Kerbdetails erhöht werden.

Ob dies allerdings zu der nötigen Erhöhung um 150 Prozent führt, ist stark zu bezweifeln. Diese Art der Hängerbefestigung wird daher verworfen.

4.2.2 Rechteckquerschnitt mit geschweißtem Anschluss

Eine bezüglich ihrer Ermüdungsfestigkeit günstigere Ausbildung des Hängeran schlusspunktes setzt die Wahl eines Vierkantquerschnittes voraus.

Mit einem Hängerquerschnitt von 55x80 mm kann die Befestigung am Bogen nach Abbildung 14 bzw. 15 ausgeführt werden. Diese Konstruktionsvariante wird von der Deutschen Bahn für Stabbogenbrücken vorgeschlagen (*vgl. DS804, RiZei. STB20*).

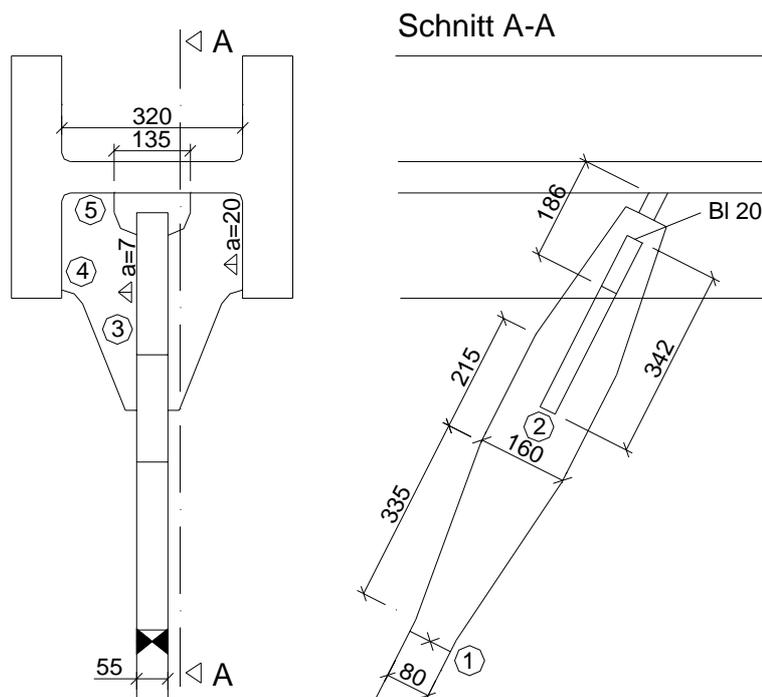


Abbildung 14: Anschluss des Vierkanthängers am Breitflanschprofil

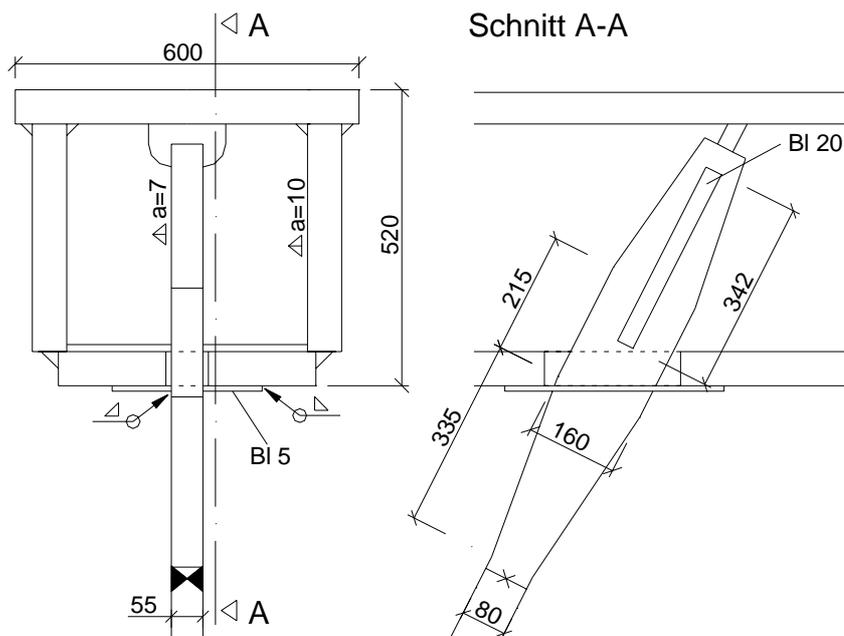


Abbildung 15: Anschluss des Vierkanthängers am Kasten

Damit keine Feuchtigkeit in das Kastenprofil eindringen kann, wird der Freischnitt der Hängerdurchführung mit einem aufgeschweißten Blech verschlossen.

In *Kapitel D-3.2* wird die Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit des Anschlusses am Breitflanschprofil nachgewiesen. Maßgebend werden die Nachweise der Ermüdungsfestigkeit in den Punkten 1 und 2, die jeweils eine Auslastung von 100 Prozent aufweisen. Diese Anschlusskonstruktion kann daher verwendet werden.

Da die Befestigung am Kasten ganz analog erfolgt, wird sie nicht gesondert untersucht.

4.3 Hängerbefestigung am Betonuntergurt

Die Verankerung im Betonuntergurt erfolgt über ein Lasteinleitungsblech an der Unterseite der Fahrbahnplatte und über acht auf den verbreiterten Hänger aufgeschweißte Kopfbolzendübel. In Abbildung 16 ist die gewählte Konstruktion dargestellt.

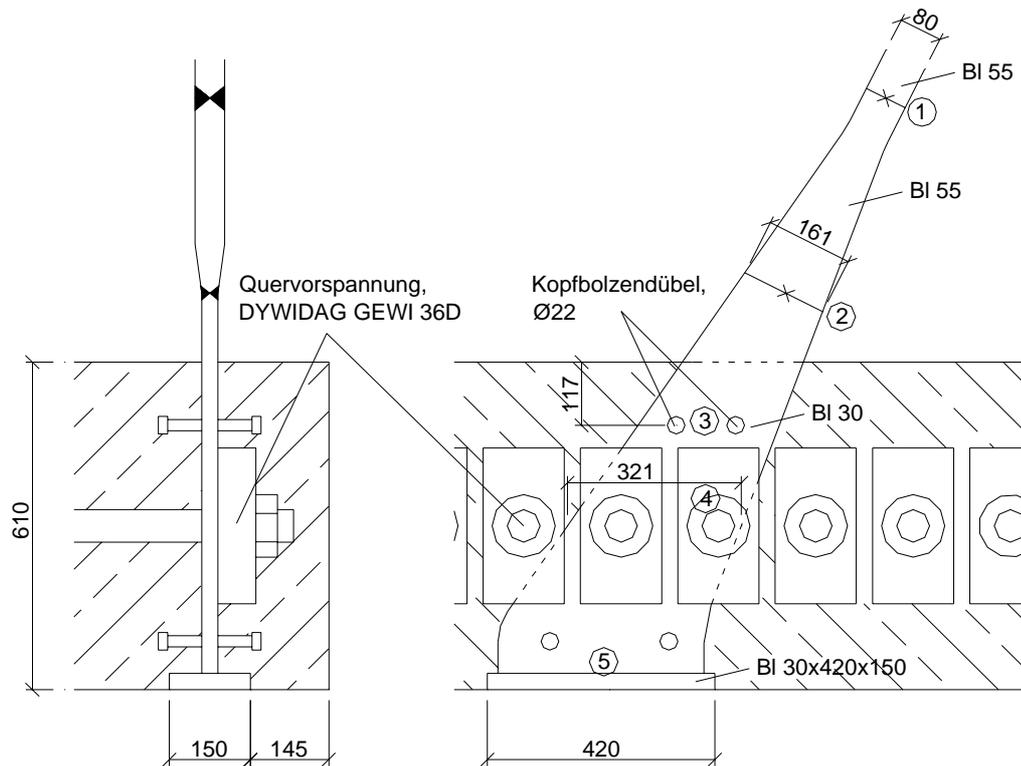


Abbildung 16: Hängerbefestigung am Betonuntergurt

Die Verankerungsplatten der Fahrbahn-Quervorspannung stützen sich gegen das verbreiterte Hängerblech ab, in welches Löcher zur Durchführung der Hüllrohre gebohrt werden.

Durch die Quervorspannung wird ein sehr großer Teil der Hängerkraft über Reibung in den Untergurt eingeleitet. Dies wird in den Nachweisen jedoch nicht berücksichtigt (vgl. Kap. D-3), weil ein gleichzeitiges Zusammenwirken verschiedener Verbundmechanismen erst nach entsprechenden Versuchen angesetzt werden darf (vgl. EDIN 18800-5, Kap. 5.7.5). Mit solchen Versuchen könnte die Anzahl der notwendigen Kopfbolzen eventuell verringert werden.

Für den Nachweis der Ermüdungsfestigkeit wird die Kerbwirkung im Punkt 1 maßgebend (vgl. Kap. D-3.2).

4.4 Hängerbefestigung am Versteifungsträger

Dieser Anschlusspunkt wird nach der Richtzeichnung *STB20* aus der *DS 804* ausgeführt (vgl. Abb. 17). Die durchgeführten Nachweise der Tragfähigkeit und der Ermüdungsfestigkeit können dem *Kapitel E-5* entnommen werden.

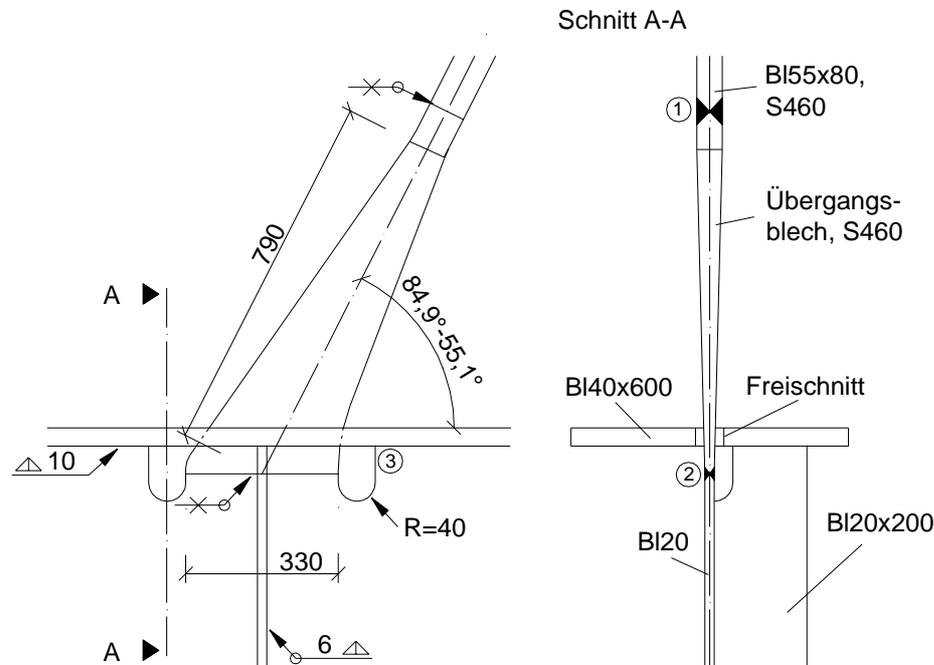


Abbildung 17: Hängerbefestigung am Versteifungsträger

4.5 Fahrbahnplatte aus Beton

Für die Bemessung der Fahrbahnplatte aus Beton C50/60 ist eine zweigleisige Belastung auf voller Brückenlänge maßgebend. Dabei treten die maximalen Biegemomente in Längs- und Querrichtung unter den Achslasten des UIC-Lastbildes in Brückenmitte auf (vgl. *Kap. C-2.4.3*). Die Biegebemessung wird daher ausschließlich in Brückenmitte durchgeführt. In Querrichtung werden zwei Stellen betrachtet, zum einen der Ort der maximalen Biegemomente unter der Gleisachse und zum anderen die Stelle mit der geringsten Plattendicke. Letztere wird für die Zulage von schlaffer Bewehrung maßgebend, da die Querspannglieder an dieser Stelle fast in Querschnittsmitte liegen und dadurch nicht berücksichtigt werden können (vgl. *Kap. D-5.1*).

Weiterhin wird eine Hängerverankerungsstelle in Brückenmitte mit einem verfeinerten FEM – Modell näher untersucht. Anhand der damit ermittelten genauen Momenten- und Querkraftverteilung (vgl. *Kap. C-2.4.3*) wird die Bemessung in Bogenebene durchgeführt.

Eine Zulage von schlaffer Biegebewehrung ist jedoch nicht erforderlich, da die Stahlfläche der Längsspannglieder für die Aufnahme der Biegemomente ausreicht. Um die Querkräfte aus der eingeleiteten Hängerkraft aufnehmen zu können ist eine vierschnittige Verbügelung in diesem Bereich erforderlich (vgl. Kap. D-5.4).

Die in der Fahrbahnplatte notwendige Bewehrung aus BST 500S kann der Abbildung 18 entnommen werden.

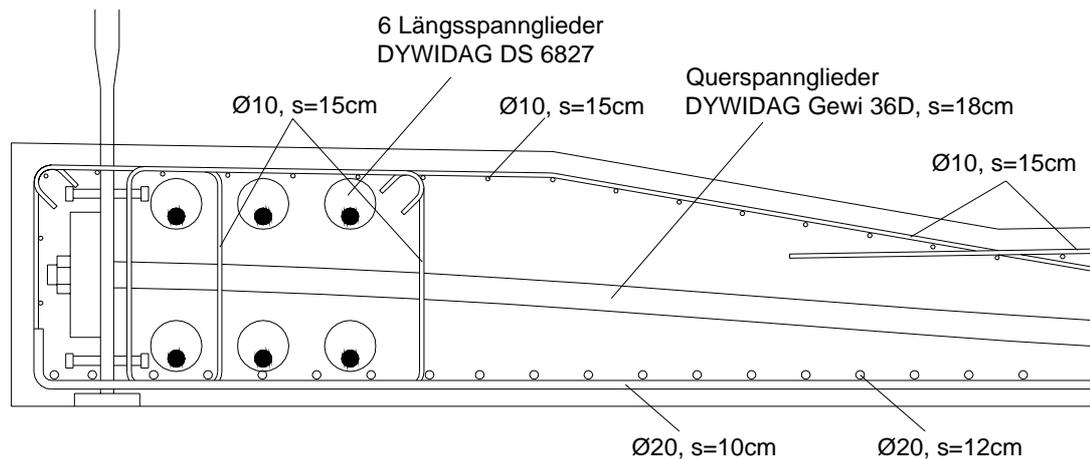


Abbildung 18: Bewehrung in der Fahrbahnplatte

Eine unter Gebrauchslasten durchgeführte Spannungsermittlung zeigt, dass die in der Fahrbahnplatte auftretenden Zugspannungen unter der zulässigen Zugfestigkeit bleiben (vgl. Kap. D-8.2). Dies führt zu einer hohen Dauerhaftigkeit der Fahrbahnplatte, da nicht mit einer Rissbildung zu rechnen ist.

BOGENFUßPUNKT UND ENDQUERTRÄGER

Da im Bogenfußpunkt neben dem Bogen auch die Längs- und Querspannglieder verankert werden und zudem die Auflagerung der Brücke erfolgt, ist er der komplizierteste Detailpunkt des gesamten Bauwerkes.

Der auftretende Bogenschub wird unmittelbar in die Längsspannglieder geleitet. Deshalb werden diese in ihrer horizontalen und vertikalen Lage so verzogen, dass sie symmetrisch zur Bogenachse auf die senkrechte Verankerungsplatte am Bogenfußpunkt treffen (vgl. Abb. 19).

Damit die Spannglieder trotzdem immer eine ausreichende Betondeckung aufweisen und die Einspannung des Bogens im Beton möglich ist, werden die Abmessungen des Untergurtes 5 m vor dem Bogenfußpunkt beginnend kontinuierlich erhöht. Die entstehende trichterförmige Aufweitung ist in der Abbildung 19 dargestellt.

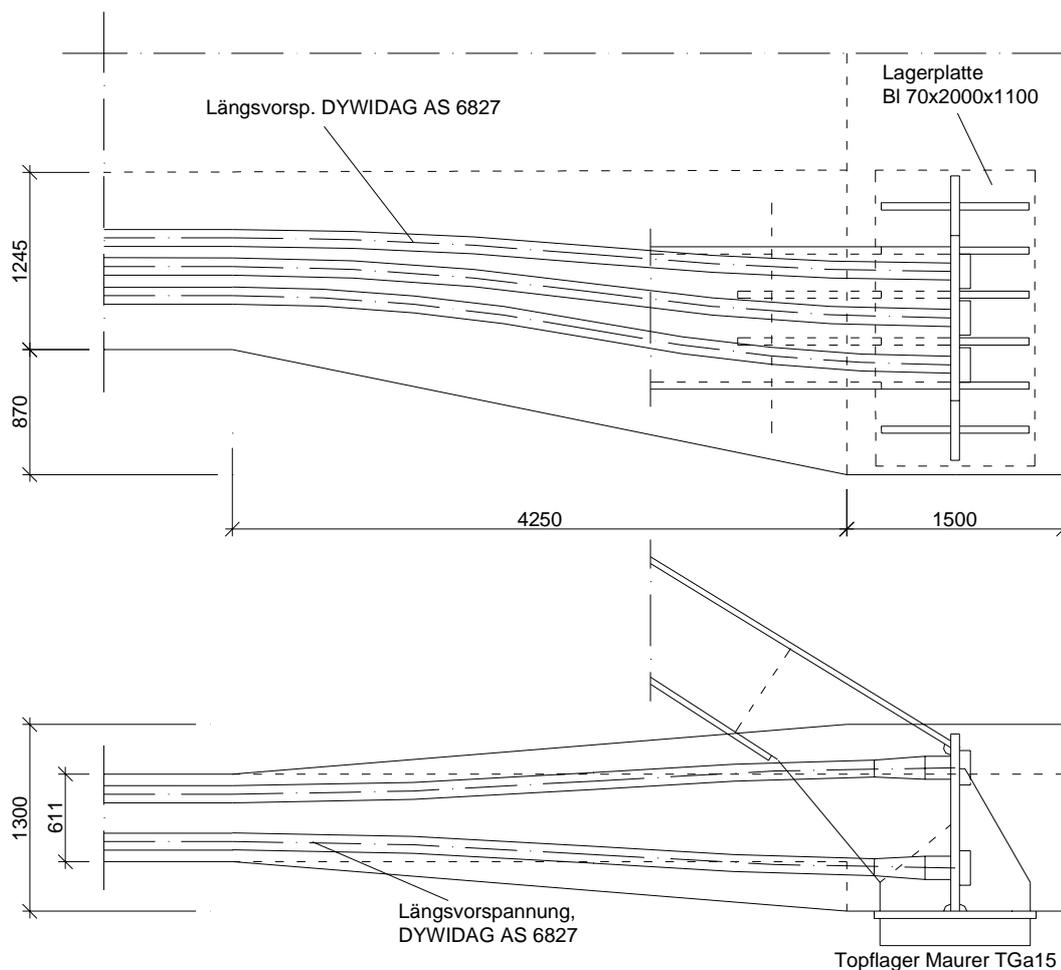


Abbildung 19: Längsspanngliedverziehung am Bogenfußpunkt

Die Verankerung der Längsspannglieder erfolgt an der senkrechten, 60 mm starken Verankerungsplatte in Lagerachse. In diese Platte werden Löcher geschnitten, sodass runde DYWIDAG – Verankerungsscheiben eingesetzt werden können. In diesen Scheiben befinden sich konische Bohrungen, in denen die einzelnen Litzen verkeilt werden (vgl. Abb. D-4). Da die zulässigen Betonpressungen hinter der Verankerungsplatte eingehalten sind, wird auf die nach der Spanngliedzulassung erforderliche Bewehrung verzichtet (vgl. Kap. D-4.4). Im weiteren Spanngliedverlauf müssen Bügel zur Aufnahme der Spaltzugkräfte und der Umlenkkräfte infolge der Spanngliedverziehung angeordnet werden.

Um einen geometrischen Konflikt mit den Längsspanngliedern zu vermeiden, wird das untere Blech des Bogenquerschnittes entfernt und durch zwei vertikale Bleche ersetzt. Diese Bleche werden so im nun unten offenen Kasten angeordnet, dass zwischen ihnen ausreichend Platz für die Längsspannglieder vorhanden ist (vgl. Abb. 19, 20).

Der mit Blechen verstärkte Kastenquerschnitt wird mit Kehlnähten an der Verankerungsplatte und am Lagerblech angeschweißt. Während die Horizontalkraft des Bogens direkt in die Spannglieder geleitet wird, übertragen die angeschweißten vertikalen Bleche und die Verankerungsplatte die Vertikalkomponente zur Lagerplatte.

Unter diesem 70 mm starken Blech befinden sich zwei Topflager, die zum einen die vertikalen Kräfte aufnehmen und zum anderen den Bogenfußpunkt gegen eine Verdrehung aus der Bogenebene einspannen. In Abbildung 20 ist die konstruktive Ausbildung des Bogenfußpunktes dargestellt.

Die gewählte Konstruktion wurde auf der sicheren Seite liegend so bemessen, dass die Stahlkonstruktion allein in der Lage ist die vertikalen Bogenkräfte und die Biegemomente zur Lagerplatte zu leiten. Eine schwer zu bestimmende Lastaufnahme des Betons über Pressung und Reibung wird vernachlässigt. Die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Ermüdungsfestigkeit können dem *Kapitel D-4* entnommen werden.

Die 70 mm starke Lagerplatte wird auf Biegung infolge der Auflagerkraft aus Eigengewicht ebenfalls unter Vernachlässigung des stützenden Betons bemessen (vgl. *Kap. D-4*). Damit wird der Bauzustand vor dem Erhärten des eingebrachten Betons berücksichtigt.

Aufgrund der Einspannung der Bogenfußpunkte sind die vorhandenen Biegemomente und Durchbiegungen des Endquerträgers relativ klein. Infolge der Lastausbreitung der Längsvorspannung erhält er jedoch große Zugspannung. Damit die im Gebrauchszustand auftretenden Zugspannungen unter der Betonzugfestigkeit bleiben, wird der Endquerträger in Querrichtung vorgespannt. Die gewählten Abmessungen und die Lage der Spannglieder im Endquerträger können den *Abbildungen D-6 und D-7* entnommen werden.

Die Auswirkungen der Vorspannung und die daraus resultierenden Spannungsverteilungen im Endquerträger werden im *Kapitel C-2.5* ausführlich beschrieben.

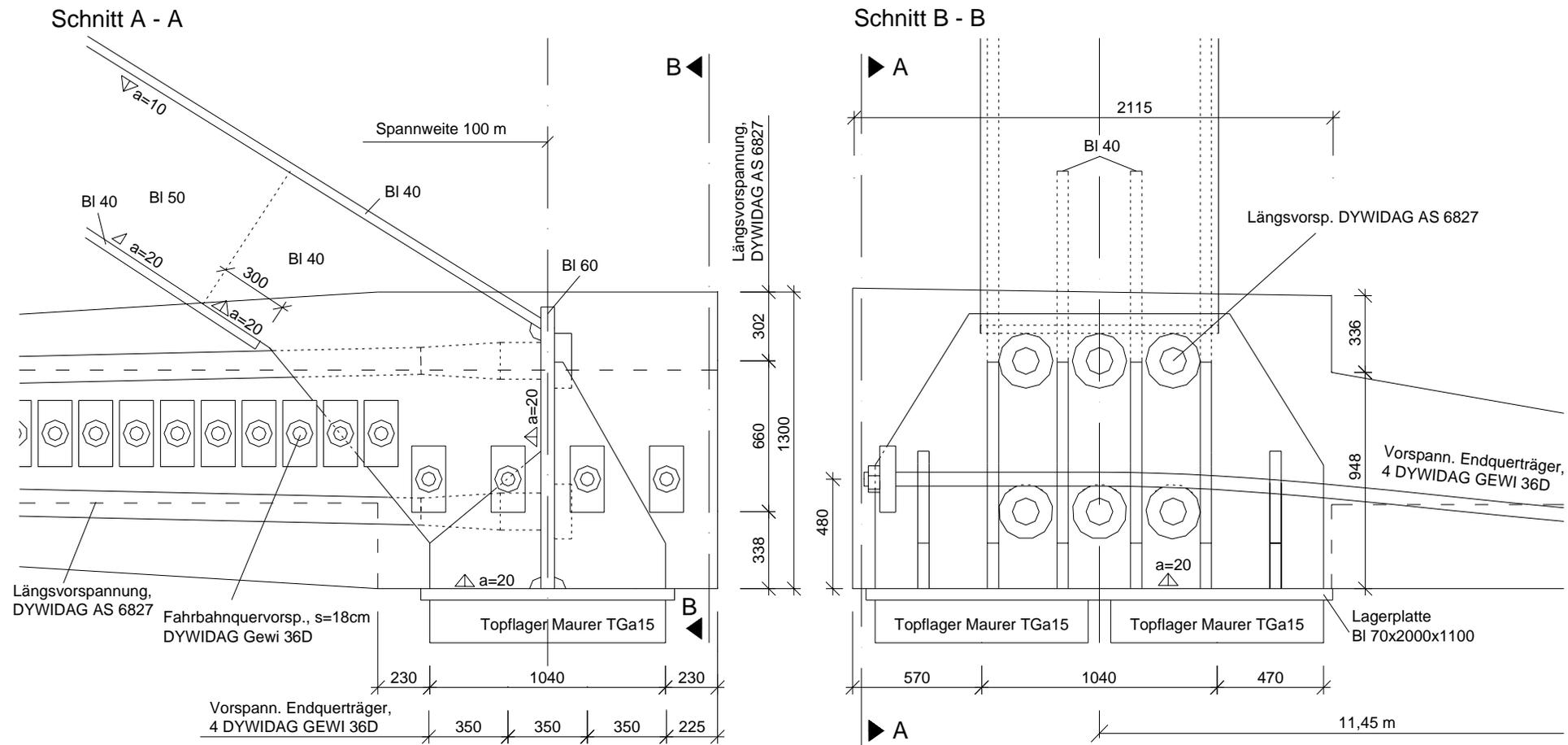


Abbildung 20: Bogenfußpunkt, Ausführung bei Betonfahrbahn

4.6 Orthotrope Fahrbahnplatte

FAHRBAHNBLECH, LÄNGSRIPPEN UND QUERTRÄGER

Anhand der ermittelten Einflusslinien werden die maximalen Schnittgrößen in den Fahrbahnbauteilen Längsrippe, Querträger und Endquerträger bestimmt (vgl. Kap. C-3.3). Die größten Biegemomente in den Längsrippen und Querträgern treten in Brückenmitte auf, weil dort der Achsabstand der Querträger mit 2,5 m am größten ist.

Eine anschließende Nachweisführung zeigt, dass sowohl die Längsrippen als auch die Querträger bezüglich ihrer Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit relativ hoch ausgelastet sind. Die höchste Ermüdungsbeanspruchung erfährt das Fahrbahnblech über der Querträgermitte (vgl. Kap. E-3 und E-4).

VERSTEIFUNGSTRÄGER

Die Beanspruchung des Versteifungsträgers wird durch die Zugbandfunktion des Untergurtes bestimmt. Im Verhältnis zu den daraus auftretenden Normalkräften sind die Biegemomente relativ gering. Für die Bemessung wird eine Stellung der Verkehrslasten über die gesamte Brückenlänge maßgebend, da daraus die größte Normalkraft entsteht (vgl. Kap. E-2).

Die höchste Ermüdungsbeanspruchung wird durch die Unterbrechung der Flankenkehlnähte am Obergurt im Bereich der Hängerbefestigung hervorgerufen (Punkt 3 in Abb. 17, vgl. Kap. E-2.1.3).

Für die konstruktive Durchbildung des Bogenfußpunktes ist es erforderlich, den Versteifungsträger in diesem Bereich als Kasten auszuführen (vgl. Abb. 21). Dies erweist sich auch für die Aufnahme von Biegemomenten in der Fahrbahnebene, die im Versteifungsträger nahe des Bogenfußpunktes auftreten, als günstig.

Die Höhe dieser Momente kann durch die Modellierung der Fahrbahnplatte als Trägerrost erklärt werden. Da die Scheibentragwirkung des Fahrbahnblechs nicht im Modell berücksichtigt wird, müssen der Endquerträger und die ersten Querträger den Bogenschub über Biegung auf die Längsrippen und das Fahrbahnblech verteilen. Durch den biegesteifen Anschluss der Querträger an den Versteifungsträger, treten in diesem Biegemomente aus der Bogenebene auf. In der Realität werden sie wesentlich geringer sein, da das Fahrbahnblech diese Kräfte über seine

Scheibentragwirkung verteilt. Das Ausmaß der Verringerung ist jedoch schwer zu bestimmen, daher werden die Nachweise für die ungünstigen Schnittgrößen am Trägerrostmodell geführt.

BOGENFUßPUNKT UND ENDQUERTRÄGER

Im Bogenfußpunkt treffen die Kastenquerschnitte des Bogens, des Versteifungsträgers sowie des Endquerträgers aufeinander (vgl. Abb. 21).

Aufgrund der beschriebenen Querverteilung des Bogenschubs treten im Endquerträger so große Biegemomente in Fahrbahnebene auf, dass dieser als Kasten ausgeführt werden muss. Die Biegebemessung wird am Bogenfußpunkt durchgeführt da dort die Biegemomente um beide Achsen ihren Maximalwert annehmen (vgl. Kap. E-5).

Die Detailpunkte des Bogenfußpunktes werden aufgrund des beschränkten Umfangs dieser Arbeit nicht bemessen. Unter Berücksichtigung der am Bogenfußpunkt der Brückenvariante mit Betonfahrbahn durchgeführten Berechnungen wird eine konstruktive Ausbildung nach Abbildung 21 vorgeschlagen.

4.7 Lagerung der Brücke

Die Netzbogenbrücke wird statisch bestimmt gelagert. Dazu werden in jedem Bogenfußpunkt zwei Topflager angeordnet. Diese spannen den Bogen und den Endquerträger gegen eine Verdrehung aus der Bogenebene ein, was sich für deren Bemessung und das Stabilitätsverhalten der Brücke vorteilhaft auswirkt.

Das gewählte Lagerschema kann der Abbildung C-13 entnommen werden. Die Lager werden für die maximalen Auflagerreaktionen infolge der vollen Belastung auf beiden Gleisen und einer Stellung der Einzellasten am betrachteten Überbauende bemessen. Dabei tritt eine maximale Lagerkraft von 14,3 MN und eine maximale Längsverschiebungen von 93 mm auf.

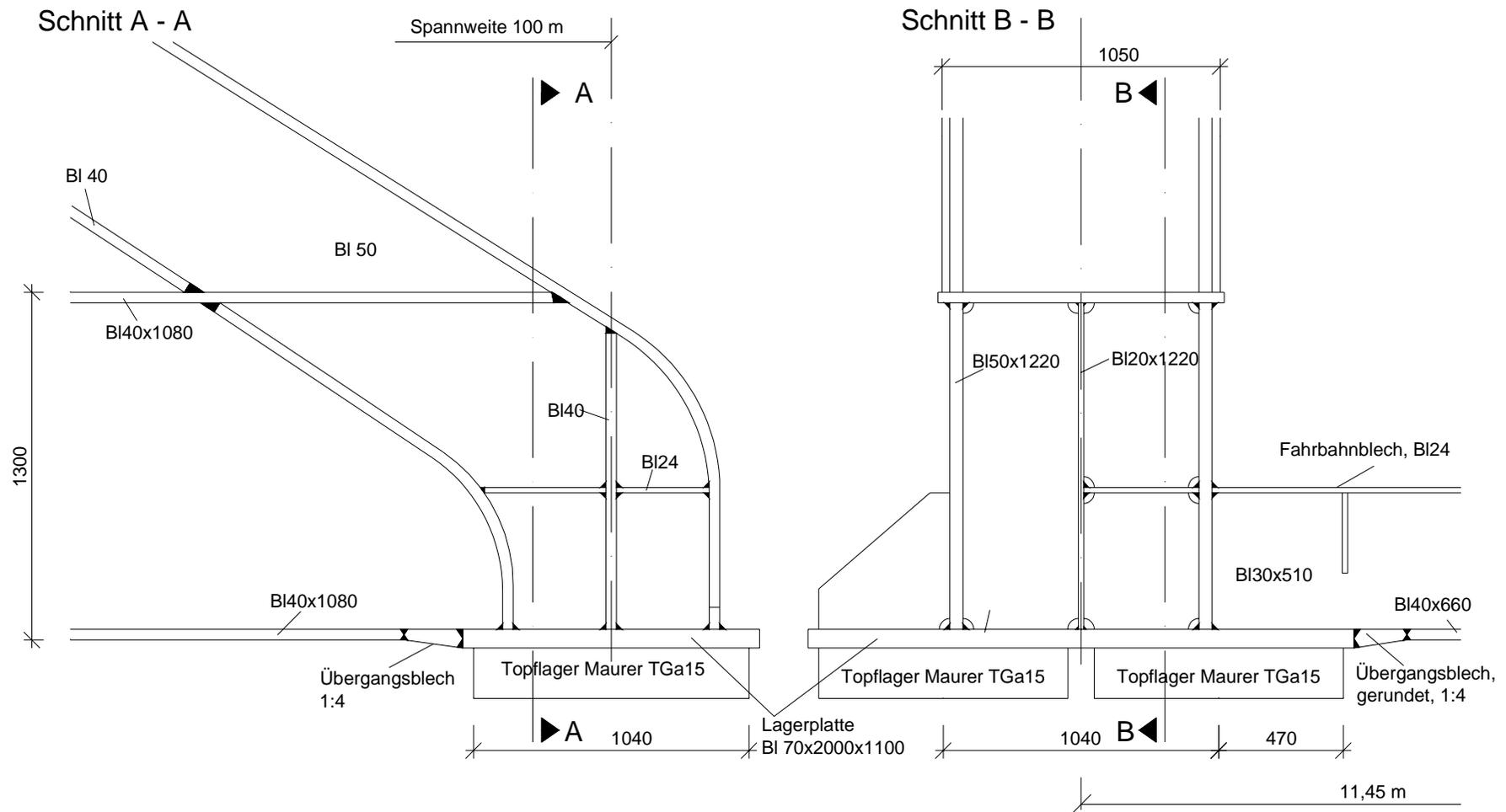


Abbildung 21: Bogenfußpunkt, Ausführung bei Stahlfahrbahn

5. Montage der Brücke

In Abhängigkeit von den örtlichen Gegebenheiten, der Verfügbarkeit von Hubtechnik und der Masse der Konstruktion unterscheiden sich die anzuwendenden Montageverfahren erheblich. Im Folgenden kann daher nur auf einige grundsätzliche Überlegungen eingegangen werden.

Die Fertigung des Stahltragwerkes sollte in möglichst großen Einheiten in den Werkshallen des beauftragten Stahlbaubetriebes durchgeführt werden. Denn nur dort kann ein wirtschaftlicher und qualitätsgerechter Fertigungsprozess durch die Nutzung von Maschinen mit möglichst hohem Automatisierungsgrad und durch die Unabhängigkeit von Witterungseinflüssen erfolgen.

Je nach den Transportbedingungen zum Brückenstandort kann die Größe der im Werk gefertigten Segmente zwischen relativ kleinen Einheiten und dem gesamten Brückentragwerk schwanken. So könnte zum Beispiel der Überbau einer Fjordquerung in Norwegen komplett in den Hallen einer Werft gefertigt und anschließend auf Pontons zum Brückenstandort geschleppt werden (vgl. Abb. 22).



Abbildung 22: Transport der Shinhamadera-Bridge, Japan, 1991, Spannweite: 254 m

Für eine Talbrücke im Inland ist dagegen oft nur der Transport von kleinen Segmenten auf der Straße möglich. In diesem Fall ist es am wirtschaftlichsten, das Bogentragwerk mit Hängern und Untergurt auf einem Montagegerüst in der Nähe des späteren Standortes zu montieren. Erst danach wird es mit Hilfe von

Verschubbahnen und/oder Kränen in seine endgültige Lage versetzt. Im Falle einer Wasserstraßenquerung können dafür auch Pontons und sehr leistungsfähige Schwimmkräne verwendet werden.

Alle diese Verfahren haben eines gemeinsam. Der nötige Aufwand und damit die Kosten nehmen mit steigenden Massen überproportional zu bzw. das jeweilige Verfahren ist über einer bestimmten Masse nicht mehr durchführbar.

Deshalb hängen die wirtschaftlichen Verfahren zur Errichtung einer Netzbogenbrücke von der gewählten Fahrbahnausführung ab.

Das in der vorliegenden Arbeit untersuchte Bogentragwerk mit Betonuntergurt wiegt insgesamt 1900 t und stellt daher extrem hohe Anforderungen an die Tragfähigkeit von Verschubbahnen und Schwimmkränen. Das Einheben oder Verschieben der Brücke mit fertig gegossener Fahrbahn ist daher nicht wirtschaftlich. Deshalb schlägt *Tveit, P. [6]* das Einheben des Bogentragwerkes mit einem leichten temporären Untergrurt aus Stahl vor. Erst wenn die Brücke auf den Widerlagern sitzt, wird der Beton in die auf dem Untergrurt befestigte Schalung eingebracht. Nach dem Erhärten des Betons kann der geschraubte temporäre Untergrurt wieder demontiert werden. Dies reduziert die zu bewegendende Masse auf 500 t und führt damit zu wesentlich geringeren Montagekosten.

Der temporäre Untergrurt wird nach dem Prinzip einer Fahrbahn in offener Bauweise aus stählernen Längs- und Querträgern gebildet. Zur Aussteifung wird ein Windverband aus Diagonalen zwischen den Querträgern angeordnet. Die Querträger leiten ihre Lasten in kleine Versteifungsträger ein, die an den Lasteinleitungsblechen der Hängeranschlusskonstruktion angeschraubt sind.

Dieser Untergrurt bildet zum einen das Zugband für den Bogen und stabilisiert das Gesamttragwerk. Zum anderen dient er als Traggerüst für die Schalung, deren Holzträger zwischen den Querträgern spannen.

Teich, S.; Wendelin, S. [5] haben einen solchen Untergrurt für eine 9,40 m breite und im Mittel 30 cm dicke Fahrbahnplatte konstruiert und nachgewiesen. Die von ihnen gewählte Konstruktion kann auch für diese Brücke verwendet werden.

Eine Bemessung wird in dieser Arbeit nicht durchgeführt. Um den Stahlbedarf für den Untergrurt zu kennen wird lediglich eine überschlägliche Anpassung der Konstruktion aus *[5]* wie folgt vorgenommen.

Aufgrund der größeren Fahrbahnbreite und der dickeren Betonplatte müssen hauptsächlich die Querträger aus Walzprofilen HEA 300 verstärkt werden. Die nötige Erhöhung ihres Widerstandsmomentes ergibt sich aus den Gesetzmäßigkeiten am Einfeldträger. Eine Erhöhung seiner Spannweite geht quadratisch und die der Auflast linear in das Biegemoment in dessen Mitte ein. Der zu wählende Träger muss daher ein 2,4-fach höheres Widerstandsmoment besitzen. Damit ergibt sich die in Abbildung 23 dargestellte Konstruktion mit einer Gesamtmasse von rund 98 t.

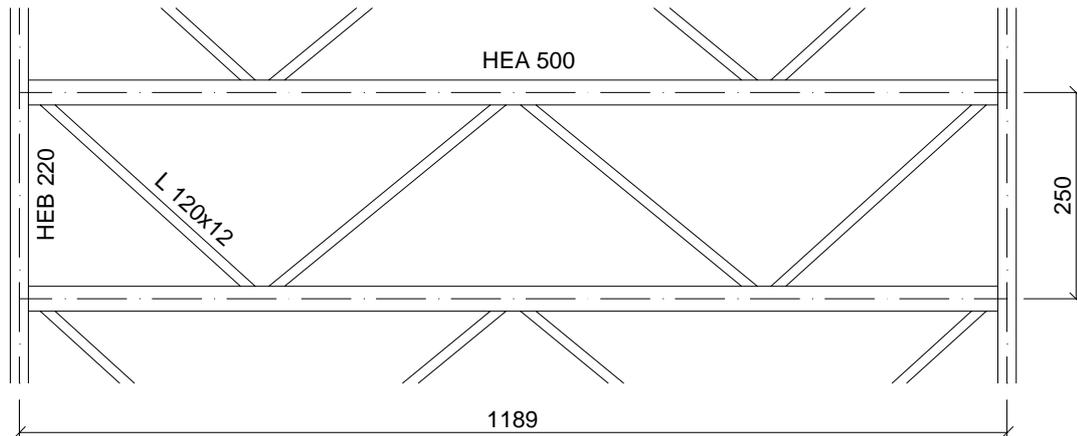


Abbildung 23: Temporärer Untergurt

Die Anwendung der orthotropen Stahlfahrbahn führt zu einer Gesamtmasse des Tragwerkes von 950 t. Aufgrund der geringeren Masse und weil das Verschweißen der Fahrbahnkonstruktion eine gute Zugänglichkeit und meist auch eine Einhausung erfordert, sollte der komplett fertiggestellte Überbau in seine endgültige Lage bewegt werden.

6. Tragwerksverformungen

Das in Kapitel 2 beschriebene Verformungsverhalten von Netzbogenbrücken im Allgemeinen, wird von den beiden in dieser Arbeit untersuchten Varianten voll bestätigt. Bei halbseitiger Verkehrsbelastung tritt kein seitliches Ausweichen des Bogens ein, er verformt sich trotz der antimetrischen Last nahezu symmetrisch (vgl. Abb. C-67). Infolgedessen führt diese Laststellung nicht zur maximalen Durchbiegung. Diese entsteht vielmehr durch eine Belastung beider Gleise auf voller Länge in Brückenmitte (vgl. Abb. C-62).

Die zulässige Durchbiegung nach *ENV 1991-3, Anhang G* unterscheidet sich gravierend von dem in der *DS 804, Abs. 266* geforderten Wert. Während im Eurocode bei Belastung eines Gleises eine maximale Durchbiegung von $L/600$ erlaubt ist, fordert die DS 804 einen Maximalwert von $L/1000$ bei Belastung beider Gleise!

Allerdings wird selbst der strengere Wert aus der DS 804 eingehalten. Eine zweigleisige Verkehrsbelastung führt zu einer Durchbiegung der Gleisachse in Brückenmitte von $L/1170$ der Variante mit Betonfahrbahn und $L/1070$ der mit Stahlfahrbahn. Der Unterschied zwischen den beiden Ausführungen, liegt in der geringeren Querbiegesteifigkeit der gewählten Stahlfahrbahn, die jedoch trotzdem ausreichend ist.

Ein weiteres Kriterium zur Beurteilung des Verformungsverhalten von Bogenbrücken ist die Tangentenverdrehung der Gleisachse am Überbauende. Auch dafür sind die Forderungen der DS 804 strenger als die des Eurocodes. Die DS 804 erlaubt eine Verdrehung von maximal $0,004$ rad infolge der Verkehrslast auf beiden Gleisen, die von beiden Fahrbahnausführungen eingehalten wird.

7. Vergleich des Materialverbrauches

Für die Einschätzung der Baukosten und damit der Wirtschaftlichkeit eines Brückenentwurfes sind die Massen der verwendeten Materialien ein wichtiges Kriterium. Aufgrund seines im Verhältnis zu Beton höheren Materialpreises und der relativ hohen Verarbeitungskosten bei geringem Gewicht stellt dabei die Masse des verwendeten Stahles einen entscheidenden Kostenfaktor dar.

In den Tabellen 1 und 2 sind die jeweils für die Netzbogenbrücke mit Betonuntergurt und Stahlfahrbahn benötigten Materialmengen zusammengestellt.

Materialverbrauch				
Material	Querschnittstyp	Länge	Masse	
		[m]	[kg/m]	[t]
Stahl S460 ML	Bogen: W 360x410x818	118	818,0	96,2
	Portalstiel: Kasten	94	920,6	86,5
	Hänger: 55x80	1001	34,5	34,5
	Zwischensumme			217,2
Stahl S235	Windverbandsstreben	303	70,3	21,3
	Windportal-Querriegel	48	112,0	5,4
	Ankerplatten-Querversp. [Stk.]	1120	24,0	26,9
	Zwischensumme			53,6
Betonstahl BST 500S	unten-quer; Ø 20, s=10cm	12000	2,5	29,5
	unten-längs; Ø 20, s=12cm	9670	2,5	23,8
	oben-quer; Ø 10, s=15cm	8840	0,6	5,5
	oben-längs; Ø 10, s=15cm	7740	0,6	4,8
	Bügel1; Ø 10, s=15cm	3150	0,6	1,9
	Bügel2; Ø 10, s=15cm	2533	0,6	1,6
	Zwischensumme			67,1
Litzen	Spannglieder, längs	1200	31,7	38,1
St 1080	Spannglieder, quer	6361	8,0	50,8
Gesamtmasse Stahl				426,8
Bet. C50/60	Fahrbahnplatte	100	15150,0	1515,0
Temp. Untergurt, S235	HEA 500	496	158,0	78,4
	HEB 220	200	72,3	14,5
	L 120x12,5	512	22,0	11,3
	Summe Temp. Untergurt			104,1

Tabelle 1: Materialbedarf des Netzwerkbogens mit Betonuntergurt

Materialverbrauch				
Material	Querschnittstyp	Länge	Masse	
		[m]	[kg/m]	[t]
Stahl S460 ML	Bogen: W 360x410x818	118	818,0	96,2
	Portalstiel: Kasten	94	920,6	86,5
	Hänger: 55x80	987	34,5	34,0
	Zwischensumme			216,8
Stahl S235	Windverbandsstreben	303	70,3	21,3
	Windportal-Querriegel	48	112,0	5,4
	Fahrbahnblech, BI 24	100	2153,1	215,3
	Längsrippen, BI 30	3000	70,5	211,5
	Querträger	538	303,2	163,1
	Zwischensumme			616,7
Stahl S355	Versteifungsträger	200	567,3	113,5
Gesamtmasse Stahl				946,9

Tabelle 2: Materialbedarf des Netzwerkbogens mit Stahlfahrbahn

Während die Gesamtmasse der Brückenvariante mit Betonfahrbahn doppelt so hoch wie die der Variante mit Stahlfahrbahn ist, verhalten sich die Massen des benötigten Stahles umgekehrt. Selbst bei einer Einbeziehung des temporären Untergurtes in das Stahlgewicht der Betonvariante benötigt diese ungefähr halb soviel Stahl wie eine Netzwerkbogenbrücke mit Stahlfahrbahn.

Um den Stahlbedarf verschiedener Brücken vergleichen zu können, bestimmt *Herzog, M. [16]* das auf die Überbaulänge und die Gleisanzahl bezogene Stahlgewicht. In seinen Untersuchungen aus dem Jahr 1975 verglich er damit neun stählerne Eisenbahn-Bogenbrücken mit Schotterbettfahrbahn in Europa und ermittelte die in Abbildung 24 dargestellte Abhängigkeit zwischen Bogenstützweite und Stahlgewicht. Neben den von ihm untersuchten Brücken sind in dieser Abbildung auch die beiden untersuchten Netzwerkbogenbrücken (NWB) eingetragen. Während die Netzwerkbogenbrücke mit Betonuntergurt den Stahlbedarf einer klassischen Bogenbrücke um mehr als die Hälfte unterschreitet, liegt die Variante mit Stahlfahrbahn nur 13 Prozent darunter.

Dies kann damit erklärt werden, dass die orthotrope Platte 62 Prozent des gesamten Stahlgewichts verursacht (vgl. Tab. 2) und deren Ausführung im wesentlichen durch die Fahrbahnbreite beeinflusst wird. Die vorhandene Stahlersparnis gegenüber herkömmlichen Bogenbrücken wird vor allem durch die schlankere Ausführung von Bogen und Versteifungsträger erreicht.

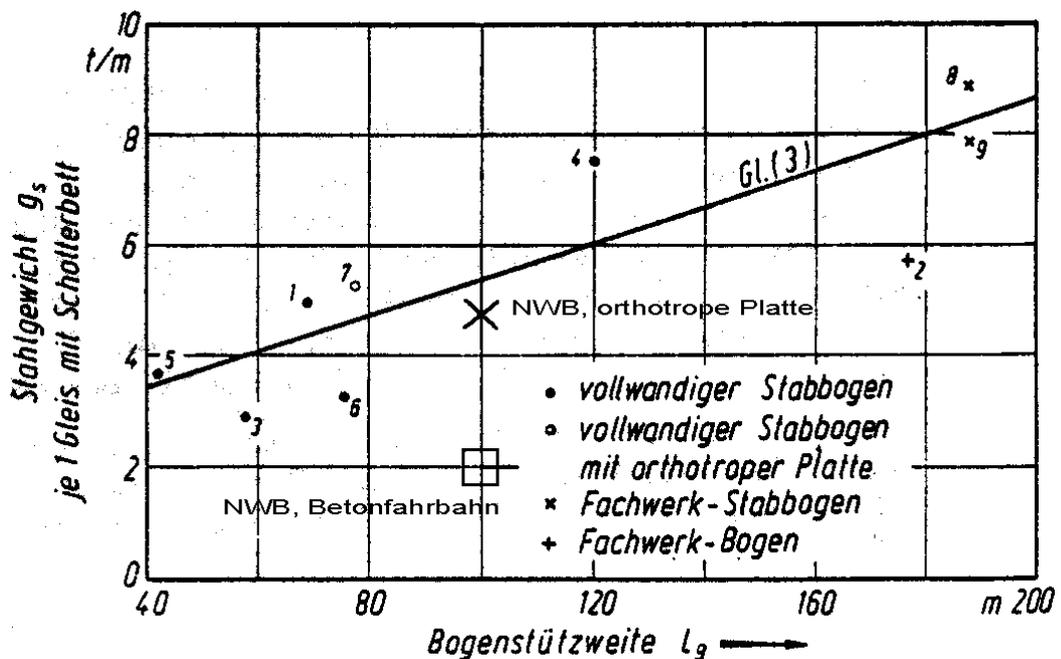


Abbildung 24: Stahlgewicht von Eisenbahn - Bogenbrücken mit Schotterbett, Quelle: [16] Bild 2

Ein weiterer wichtiger Punkt ist die Anzahl der zu Errichtenden Brücken. Sollen mehrere Brücke gebaut werden, könnte der temporäre Untergurt mehrfach verwendet und damit der Stahlbedarf des Netzbogens mit Betonuntergurt weiter gesenkt werden.

An dieser Stelle muss jedoch erwähnt werden, dass ein Vergleich der Baukosten zwischen einer Betonfahrbahn und einer Stahlfahrbahn allein anhand des Stahlbedarfes nicht seriös ist. Neben den unterschiedlichen Herstellungs- und Montageverfahren wirkt sich auch die Gesamtmasse auf die Dimensionierung der Unterbauten und damit auf die Baukosten aus.

Die Ermittlung der wirtschaftlichsten Brückenvariante muss daher für jedes Bauwerk unter Beachtung der konkreten örtlichen Bedingungen durchgeführt werden.

8. Zusammenfassung und Ausblick

In der vorliegenden Diplomarbeit wurde das Tragverhalten von Netzbogenbrücken unter einer zweigleisigen UIC-Belastung untersucht. Dabei lag der Schwerpunkt auf einem Vergleich der Fahrbahnausführung in Spannbeton- und Stahlbauweise und der konstruktiven Durchbildung von Detailpunkten.

Exemplarisch wurde dazu eine nach den Bestimmungen der DS 804 entworfene Brücke mit 100 Meter Spannweite nach den Europäischen Normen berechnet und nachgewiesen.

Die wichtigsten Ergebnisse werden im Folgenden noch einmal kurz vorgestellt.

Anhand einer Eigenformermittlung wurden die maßgebenden Knickfiguren des Tragwerkes unter Gleichlast und unter Halblast bei gleichzeitigem Hängerausfall bestimmt. Während bei Gleichlast der Portalrahmen aus der Bogenebene ausweicht, führt der Hängerausfall unter Halblast im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu einem antimetrischen Ausweichen in Bogenebene. Die dadurch entstehenden Biegemomente sind für die Bemessung des Bogens maßgebend. Weiterhin führt dies zur maximalen Hängerkraft.

Eine vergleichende Untersuchung der Bogenausführung als gewaltes Breitflanschprofil und als geschweißter Kasten ergab, dass nur ein Kastenquerschnitt die hohen Biegemomente aus der Bogenebene in den Windportalstielen aufnehmen

kann. Weiterhin wurde gezeigt, dass ein geschweißter Kasten aufgrund der großen Ermüdungsbeanspruchung vorteilhaft ist.

Die Ausführung der Hänger und ihrer Anschlüsse wird durch eine große Wechselbeanspruchung bestimmt. Es stellte sich heraus, dass ein rechteckiger Hängerquerschnitt einem Kreisquerschnitt vorzuziehen ist, da mit diesem eine wesentlich ermüdungssichere Ausbildung des Hängeranschlusses möglich ist.

Grundsätzlich ist die Ausführung der Fahrbahn in Spannbeton und Stahlbauweise möglich und im Vergleich zu klassischen Bogenbrücken wirtschaftlich. Ein Vergleich der verschiedenen Brückentypen hat gezeigt, dass die Masse des für den gesamten Überbau verwendeten Stahles hauptsächlich von der Fahrbahnausführung abhängt. Da die Netzwerkbogenbrücke mit Betonfahrbahn ungefähr halb soviel Stahl benötigt wie die mit Stahlfahrbahn, hat die Art der Fahrbahnausbildung einen großen Einfluss auf die Baukosten.

Abschließend kann gesagt werden, dass sich Netzwerkbogenbrücken als Eisenbahnbrücken sehr gut eignen. Das in dieser Arbeit berechnete Tragwerk erfüllt alle Anforderungen der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit und verspricht zudem hohe eine Wirtschaftlichkeit.

Um die Anwendungsbreite und die Wirtschaftlichkeit von Netzwerkbogenbrücken weiter zu erhöhen, wäre eine Untersuchung der folgenden Punkte von großem Interesse.

- Vergleich der Bogenausführung in Beton- und Stahlbauweise
- Anwendbarkeit des Netzwerk Bogens zum Versteifen des Hauptfeldes von Durchlaufträger – Brücken und Untersuchungen zur Vermeidung des Hängerausfalls bei dieser Bauweise
- Vergleich der Fahrbahnausführung in Stahl – Beton – Verbundbauweise mit den in dieser Arbeit untersuchten Fahrbahnkonstruktionen
- Auswirkungen des Schlaffwerdens der Hänger auf ihre Ermüdungsfestigkeit

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Netzwerkbogenbrücke	6
Abbildung 2: Verformungsverhalten bei verschiedenen Hängergeometrien	7
Abbildung 3: Biegemoment-Einflusslinien von Netzwerkbogen und Stabbogen	8
Abbildung 4: Bolstadstraumenbrücke in Norwegen	9
Abbildung 5: Querschnittausbildung der Betonfahrbahn	12
Abbildung 6: Querschnittausbildung der Stahlfahrbahn	13
Abbildung 7: Queransicht der Brücke	16
Abbildung 8: Hängerausfall infolge halbseitiger Verkehrslast	18
Abbildung 9: Hängerausfall in Abhängigkeit von der Hängerneigung	19
Abbildung 10: Hängerkraft-Einflusslinien für Åkviksund - Netzwerkbogen I	20
Abbildung 11: Längsansichten	23
Abbildung 12: Breitflanschprofil – Stoßausbildung	27
Abbildung 13: Anschluss der runden Hänger am Bogen	28
Abbildung 14: Anschluss des Vierkanthängers am Breitflanschprofil	29
Abbildung 15: Anschluss des Vierkanthängers am Kasten	30
Abbildung 16: Hängerbefestigung am Betonuntergurt	31
Abbildung 17: Hängerbefestigung am Versteifungsträger	32
Abbildung 18: Bewehrung in der Fahrbahnplatte	33
Abbildung 19: Längsspanngliedverziehung am Bogenfußpunkt	34
Abbildung 20: Bogenfußpunkt, Ausführung bei Betonfahrbahn	36
Abbildung 21: Bogenfußpunkt, Ausführung bei Stahlfahrbahn	39
Abbildung 22: Transport der Shinhamadera-Bridge, Japan	40
Abbildung 23: Temporärer Untergurt	42
Abbildung 24: Stahlgewicht von Eisenbahn - Bogenbrücken mit Schotterbett	45

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Materialbedarf des Netzwerkbogens mit Betonuntergurt	44
Tabelle 2: Materialbedarf des Netzwerkbogens mit Stahlfahrbahn	44

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Tveit, P. : The design of network arches, The Structural Engineer 44(1966), Heft 7, S. 247 - 259
- [2] Tveit P. : Network arches for railway bridges, Report 7205, Danmarks Ingeniørakademi, Aalborg, 1973
- [3] Pucher, A. : Einflussfelder elastsicher Platten, 5. Auflage, Springer, Wien, 1977
- [4] Petersen, C. : Stahlbau, 3.überarb. Aufl., Vieweg, Braunschweig/Wiesbaden, 1997
- [5] Teich, S.; Wendelin, S. : Vergleichsrechnung einer Netzwerkbogenbrücke unter Einsatz des Europäischen Normenkonzeptes, Unveröffentlichte Diplomarbeit, Technische Universität Dresden, Institut für Tragwerke und Baustoffe, 2001
- [6] Tveit. P. : The Network Arch – An Extended Manuscript from 21 Lectures in 12 Countries, <http://pchome.grm.hia.no/~pert/>, 2001
- [7] Nakai, H.; Kitada, T; Kunihiro, M.; Kitazawa, M.; Hasino, F. : Proposition of Methods for Checking the Ultimate Strength of Arch Ribs in Steel Nielsen-Lohse Bridges, Der Stahlbau 64 (1995), Heft 5, Seite 129 – 137
- [8] Tveit, P. : Comparison of Steel Weights in Narrow Arch Bridges with Medium Spans, Der Stahlbau 68 (1999), Heft 9, Seite 753 - 757
- [9] Petersen, C. : Statik und Stabilität der Baukonstruktionen, 2. Aufl., Vieweg, Braunschweig/Wiesbaden, 1982
- [10] Graße, W. : Einführung der DIN – Fachberichte, Teil 2, Schulungsunterlagen, Technische Universität Dresden, Institut für Tragwerke und Baustoffe
- [11] Stein, P.; Wild H. : Das Bogentragwerk der Fehmarnsundbrücke, Der Stahlbau 6(1965), Seite 171 - 186
- [12] Schneider, K.-J. : Bautabellen für Ingenieure, 14. Auflage, Werner, Düsseldorf, 2001
- [13] Curbach, M. ; Schlüter F.-H. : Bemessung im Betonbau, Ernst & Sohn, Berlin, 1998

- [14] Sofistik AG : ASE - Allgemeine Statik Finiter Element Strukturen, Handbuch zur Software, Oberschleissheim, 2000
- [15] Packer, J.A. ; Wardenier, J.; Kurobane, Y.; Dutta, D.; Yeomans, N. : Knotenverbindungen aus rechteckigen Hohlprofilen unter vorwiegend ruhender Beanspruchung, In: CIDECT - Comite International pour le Developpement et l'Étude de la Construction Tubulaire(Hrsg.) : Konstruieren mit Stahlhohlprofilen, TÜV Verlag Rheinland, Köln, 1993
- [16] Herzog, M. : Stahlgewichte moderner Eisenbahn- und Straßenbrücken, Der Stahlbau 9 (1975), Seite 280 - 282

NORMENVERZEICHNIS

DIN V ENV 1991

Eurocode 1 – Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke

Teil 2-1: Einwirkungen auf Tragwerke, Wichten, Eigenlasten, Nutzlasten (12/1995)

Teil 2-4: Einwirkungen auf Tragwerke, Windlasten (12/1996)

Teil 2-5: Einwirkungen auf Tragwerke, Temperatureinwirkungen (01/1999)

Teil 3: Verkehrslasten auf Brücken (08/1996)

DIN V ENV 1992

Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken

Teil 1-1: General rules and rules for Buildings (12/1991)

Teil 2: Betonbrücken (10/1997)

DIN V ENV 1993

Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten

Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessung im Hochbau (04/1993)

Teil 2: Stahlbrücken (02/2001)

DS 804, Deutsche Bahn AG

Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke (09/2000)

DIN E 18800-5

Stahlbauten, Verbundtragwerke aus Stahl und Beton (04/1999)



Diplomarbeit

Zum Thema:

Berechnung und Konstruktion einer stählernen
Eisenbahn-Stabbogenbrücke mit Netzwerkhängern

Bearbeiter:

Uwe Steimann

Anhänge

September 2002

Anhang A

Lastannahmen

0. Inhaltsverzeichnis	
1. Ständige Einwirkungen	3
1.1 LF 1 - Konstruktionseigengewicht	3
1.2 LF 2 - Fahrbahneigengewicht	3
1.3 LF 3 - Vorspannung der Betonfahrbahn	3
2. Veränderliche Einwirkungen	4
2.1 LF 4 - Verkehrslasten aus Lastbild UIC 71	4
2.2 LF 5 - Unbeladener Zug	5
2.3 LF 6 - Verkehrslast auf Dienstgehwegen	5
2.4 LF 7 - Seitenstoß (Schlingerkraft)	5
2.5 LF 8 - Anfahren und Bremsen	5
2.6 LF 9 - Wind quer zur Brücke	6
2.7 LF 10 - Temperatureinwirkungen	7
3. Außergewöhnliche Einwirkungen aus Zugverkehr	8
3.1 LF 11 - Entgleisung auf der Brücke	8
3.2 LF 12 - Fahrleitungsbruch	9
4. Bildung der relevanten Lastfallkombinationen	10
4.1 Ermittlung von Verkehrslastfallgruppen	10
4.2 Lastfallkombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit	10
4.2.1 LK T1 - Stabilitätsversagen bei symmetrischer Volllast	11
4.2.2 LK T2 - Stabilitätsversagen bei Halblast und Hängerausfall	12
4.2.3 LK T3 - Symmetrische Volllast für max. M_y in Betonfahrbahn	13
4.2.4 LK T4 - Laststellung für max. M_y im Endquerträger aus Beton	14
4.2.5 LK T5 - Laststellung für max. N im Hänger 15 (Betonfahrbahn)	15
4.2.6 LK T6 - Seitenstabilität / Standsicherheit	16
4.2.7 LK T7 - Laststellung für max. M_y in Längsrippe 13 aus Stahl	17
4.2.8 LK T8 - Laststellung für min. M_y in Längsrippe 15 aus Stahl	18
4.2.9 LK T9 - Laststellung für max. M_y im Querträger aus Stahl	19
4.2.10 LK T10 - Laststellung für max. M_y im Endquerträger aus Stahl	20
4.2.11 LK T11 - Laststellung für max. N im Hänger 14 (Stahlfahrbahn)	21

4.3 Lastfallkombinationen im Grenzzust. der Gebrauchstauglichkeit	22
4.3.1 LK G1 - Symmetrische Volllast auf einem Gleis	22
4.3.2 LK G2 - Symmetrische Volllast auf beiden Gleisen	22
4.3.3 LK G3 - Halbseitiger Verkehr auf beiden Gleisen	22
4.3.4 LK G4 - Laststellung für max. Durchbiegung im Endquerträger	23
4.3.5 LK G5 - Maximale Horizontalverformung	23
4.3.6 LK G6 - Laststellung für max. M_y in Längsrippe 13 aus Stahl	24
4.2.7 LK G7 - Laststellung für min. M_y in Längsrippe 15 aus Stahl	24
4.2.8 LK G8 - Laststellung für max. M_y im Querträger aus Stahl	24
4.2.9 LK G9 - Laststellung für max. M_y im Endquerträger aus Stahl	24

1. Ständige Einwirkungen

1.1 LF 1 - Konstruktionseigengewicht

Das Konstruktionseigengewicht wird über die Querschnittsfläche der einzelnen Elemente berücksichtigt. Dabei werden folgende Wichten verwendet:

$$\text{Stahl- und Spannbeton:} \quad \gamma_c = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

ENV 1991-2-1
Kap. 4.2

$$\text{Konstruktionsstahl:} \quad \gamma_s = 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

1.2 LF 2 - Fahrbahneigengewicht

Das Eigengewicht wirkt als zur Fahrbahnmitte symmetrische Flächenlast. Die Kabelkanäle werden in Form einer Linienlast am Rand der Flächenlast berücksichtigt.

$$\text{Schotterbettfahrbahn in Regelbauweise, 2 gleisig,} \\ \text{inkl. Hebungsreserve von 10 cm:} \quad G_{\text{Fb.k}} = 105 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

DS 804
Abs. 34

$$\text{bei einer Fahrbahnbreite von 8,4 m:} \quad g_{\text{Fb.k}} = 12.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Kabelkanäle neben jedem Gleis:} \quad \text{je} \quad G_{\text{KK}} = 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Zur Berechnung der Stahlfahrbahn wird die Flächenlast nach dem Hebelgesetz auf die Stäbe der Längsrippen verteilt und auf diese als Linienlast angesetzt.

1.3 LF 3 - Vorspannung der Betonfahrbahn

Die für den Zeitpunkt $t = \infty$ infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation abgeminderten Vorspannkraft in Spanngliedmitte werden im *Anhang B - Vorbemessung* bestimmt. Diese abgeminderten Vorspannkraft wirken für die Schnittgrößenermittlung wie folgt auf das Tragwerk ein:

Vorspannung in Längsrichtung:

Die Litzenspannglieder liegen im Schwerpunkt des Fahrbahnquerschnittes. Das heißt, aus Vorspannung entsteht eine zentrische Druckkraft im Beton. Die Längsvorspannung für eine Querschnittshälfte wird in jedem Bogenfußpunkt so angesetzt, dass in der Fahrbahnplatte Druckspannungen entstehen.

Vorspannung in Querrichtung:

Die Stabspannglieder liegen mit veränderlicher Höhe in der Fahrbahn. Dadurch werden neben der Druckkraft auch Biegemomente erzeugt, die den Momenten aus Verkehr und Eigengewicht entgegenwirken. Die Quervorspannkraft wirkt als horizontale Linienlast auf den Plattenrand. Die Biegemomente aus Vorspannung werden über eine flächige Momentenbelastung erzeugt (vgl. Abb. A-1).

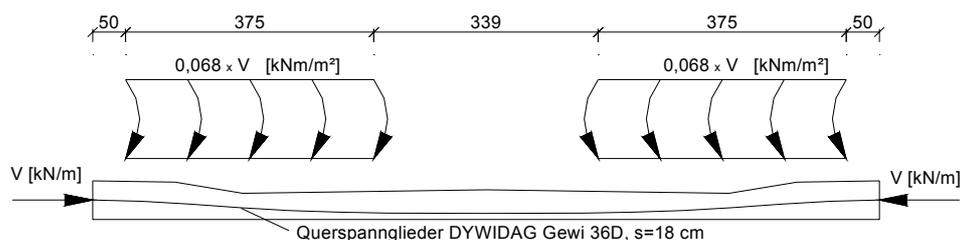


Abbildung A-1: Modellierung der Quervorspannung

2. Veränderliche Einwirkungen

2.1 LF 4 - Verkehrslasten aus Lastbild UIC 71

Für die Vertikallasten aus Eisenbahnverkehr wird das Lastbild UIC 71 (vgl. Abb. A-2) angesetzt.

ENV 1991-3
Kap. 6.3

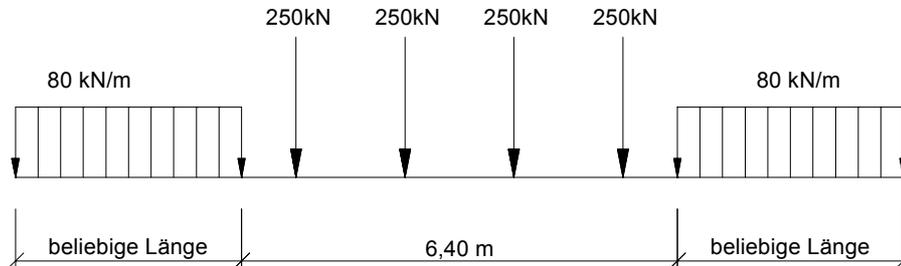


Abbildung A-2: Lastbild UIC 71 für ein Gleis

Um die bei der Überfahrt eines Zuges auftretenden schnellen Belastungswechsel und Schwingungen aus Gleis- und Radunebenheiten zu berücksichtigen, wird das statische Lastbild UIC 71 um den dynamischen Beiwert f erhöht. Dies ist jedoch nur dann möglich, wenn die 1. Eigenfrequenz des Überbaues innerhalb der folgenden Grenzen liegt:

Stützweite der Brücke [m]:	$L = 100$	
unterer Grenzwert [Hz]:	$n_u = 23.58 \cdot L^{-0.592}$	$n_u = 1.5$
oberer Grenzwert [Hz]:	$n_o = 94.76 \cdot L^{-0.748}$	$n_o = 3$

ENV 1991-3
Kap. 6.4.3

Nach Kapitel C-2.2.1 beträgt die kleinste Eigenfrequenz für ein Ausweichen in vertikaler Richtung 1,72 Hz (2. Eigenform). Sie liegt damit innerhalb der ermittelten Grenzwerte.

Der Beiwert f ermittelt sich für "normal unterhaltene Gleise" wie folgt:

- für Bauteile des Hauptträgers (Bogen, Hänger und Versteifungsträger der Stahlfahrbahn):	$L_{\phi,H} = 100$ $\phi_H = \frac{2.16}{\sqrt{L_{\phi,H} - 0.2}} + 0.73 \quad \phi_H = 1$
- für Fahrbahnplatte und Endquerträger aus Beton:	$L_{\phi,F} = 3 \cdot 11.45 \quad L_{\phi,F} = 34.3$ $\phi_F = \frac{2.16}{\sqrt{L_{\phi,F} - 0.2}} + 0.73 \quad \phi_F = 1.1$
- für Deckblech und Längsrippen der Stahlfahrbahn:	$L_{\phi,LR} = 3 \cdot 1.75 \quad L_{\phi,LR} = 5.3$ $\phi_{LR} = \frac{2.16}{\sqrt{L_{\phi,LR} - 0.2}} + 0.73 \quad \phi_{LR} = 1.8$
- für Querträger und Endquerträger aus Stahl:	$L_{\phi,QT} = 2 \cdot 11.45 \quad L_{\phi,QT} = 22.9$ $\phi_{QT} = \frac{2.16}{\sqrt{L_{\phi,QT} - 0.2}} + 0.73 \quad \phi_{QT} = 1.2$

Bei Vorhandensein einer Schotterbettfahrbahn ist es möglich die Einzellasten gleichmäßig in Längsrichtung zu verteilen.

ENV 1991-3
Kap. 6.3.5

Auch in Querrichtung wird die Verkehrslast durch das Schotterbett verteilt. Bei einer angenommenen Schwellenlänge von 2,6 m und einer Schotterhöhe von 0,3 m unter den Schwellen ergibt sich bei einem Lastausbreitungswinkel von 1:4 eine Querverteilung auf 2,75 m.

Die Flächenlast wirkt dann auf die Oberseite der Betonfahrbahn. Bis zu deren Mitte wird eine weitere Lastausbreitung von 45° in Querrichtung berücksichtigt. Dadurch vergrößert sich die Verteilungsbreite auf 3 m mit einer zur Gleisachse symmetrischen Flächenlast nach Abbildung A-3.

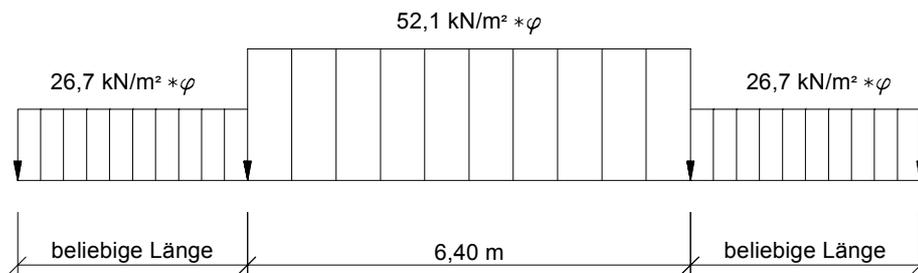


Abbildung A-3: Lastbild UIC 71, auf Flächenlast verteilt

In Querrichtung ist weiterhin eine Außermittigkeit der Gleislage von 1435mm/18 zur jeweils ungünstig wirkenden Seite zu berücksichtigen.

ENV 1991-3
Kap. 6.3.1

Dieses Lastbild ist in Längsrichtung beliebig kürzbar und in seiner ungünstigsten Stellung anzusetzen.

2.2 LF 5 - Unbeladener Zug

Dieses Lastmodell kann für die Untersuchung der Seitenstabilität bzw. des Standsicherheitsnachweises unter Wind maßgebend sein. Ein Gleis wird mit 12,5 kN/m belastet.

2.3 LF 6 - Verkehrslast auf Dienstgehwegen

Die Verkehrslast auf die Dienstgehwege wird mit einer Flächenlast von 5 kN/m² berücksichtigt. Auch diese Last ist beliebig kürzbar und in ungünstigster Stellung anzusetzen.

2.4 LF 7 - Seitenstoß (Schlingerkraft)

Der Seitenstoß wird mit einer Kraft von 100 kN in Höhe der Schienenoberkante berücksichtigt. Diese Kraft ist immer mit der Vertikallast zu kombinieren.

ENV 1991-3
Kap. 6.5.2

2.5 LF 8 - Anfahren und Bremsen

Die Brems- und Anfahrkräfte wirken in Längsrichtung in Höhe der Gleisoberkante.

ENV 1991-3
Kap. 6.5.3

Anfahrlast:	$33 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	auf einer Länge von 30,3 m
Bremslast:	$20 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	auf der gesamten Brückenlänge von 100 m

Für die Bemessung der Lager und der Unterbauten dürfen die daraus resultierenden Lasten mit dem Beiwert $f = 0.63$ abgemindert werden, da die Gleise an beiden Überbauenden durchlaufen und so einen Teil der Kraft in die anschließenden Gleisbereiche leiten.

ENV 1991-3
Kap. 6.5.4.4

2.6 LF 9 - Wind quer zur Brücke

Die Einwirkungen auf Tragwerke infolge Wind werden in *ENV 1991-2-4* geregelt. Darin wird für Eisenbahnbrücken bis 200 m Spannweite das "vereinfachte Verfahren" der Windlastermittlung vorgeschlagen. Dies bedeutet, dass das Tragwerk auf die Einwirkungen aus Wind nur mit geringfügigen Schwingungen antwortet und somit der Ansatz einer statischen Ersatzlast gerechtfertigt ist.

ENV 1991-2-4
Kap. 9.2

Im Folgenden werden Lastannahmen für einen horizontalen Windangriff senkrecht zur Brücke getroffen. Ein evtl. Windangriff in Längsrichtung der Brücke dürfte für die Bemessung nicht relevant sein und wird daher nicht untersucht.

- Ermittlung der statischen Ersatzlast: $F_w = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_d \cdot c_f \cdot A_{ref}$

ENV 1991-2-4
Kap. 6.1

mit Luftdichte $\rho = 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

Bezugswindgeschwindigkeit, unter Annahme einer Windzone II nach EC (z.B. Norddeutschland) und einer geodätischen Höhe < 800 m, restliche Beiwerte wurden zu 1 gewählt (für Deutschland zutreffend) $v_{ref} = 27.6 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

$$\text{Bezugsstaudruck} \quad q_{ref} = \frac{\rho}{2} \cdot v_{ref}^2 = \frac{1.25 \text{kg}}{2 \cdot \text{m}^3} \cdot \left(27.6 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2 = 476.1 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Standortbeiwert für Windzone II und eine Höhe von 20 m über flachem Gelände $c_e = 2.8$

ENV 1991-2-4
Tab. 8.3

dynamischer Beiwert für Böenreaktion $c_d = 0.882$

ENV 1991-2-4
Tab. 9.4

Kraftbeiwert c_f zur Berücksichtigung der Brückengeometrie

Dieser Beiwert wird getrennt für den Untergurt (mit/ohne Verkehrsband) und den Bogen mit Hängern ermittelt.

ENV 1991-2-4
Kap. 10.11

1. Untergurt ohne Verkehrsband

mit $b = 1.07\text{m}$ Höhe Untergurt mit Gleisbett
 $d = 11.75\text{m}$ Untergurtbreite

folgt $c_{f,0} = 1.3$ und $\psi = 0.94$

$$c_{f,U} = c_{f,0} \cdot \psi \quad c_{f,U} = 1.2$$

2. Untergurt mit Verkehrsband

mit $b = 1.07\text{m} + 4\text{m}$ Höhe Untergurt mit Verkehr
 $d = 11.75\text{m}$ Untergurtbreite

folgt $c_{f,0} = 1.8$ und $\psi = 0.78$

$$c_{f,UV} = c_{f,0} \cdot \psi \quad c_{f,UV} = 1.4$$

ENV 1991-3
Anhang G.1

3. Bogen und Hänger, Ermittlung für Fachwerk

ENV 1991-2-4
Kap. 10.10

$$\text{mit } \phi = \frac{77\text{m}^2}{950\text{m}^2} \quad \phi = 0.1$$

$$\text{folgt } c_{f,0} = 3 \quad \text{und } \psi = 0.98$$

$$c_{f,O} = c_{f,0} \cdot \psi \quad c_{f,O} = 2.9$$

Damit ergeben sich letztendlich die Windlasten für die verschiedenen Angriffsflächen:

1. Untergurt ohne Verkehrsband

$$f_{w,U} = q_{\text{ref}} \cdot c_e \cdot c_d \cdot c_{f,U} \quad f_{w,U} = 1.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2. Untergurt mit Verkehrsband

$$f_{w,UV} = q_{\text{ref}} \cdot c_e \cdot c_d \cdot c_{f,UV} \quad f_{w,UV} = 1.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

3. Bogen und Hänger

$$f_{w,O} = q_{\text{ref}} \cdot c_e \cdot c_d \cdot c_{f,O} \quad f_{w,O} = 3.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2.7 LF 10 - Temperatureinwirkungen

- konstanter Temperaturanteil :

Ausgehend von den extremalen charakteristischen Außenlufttemperaturen

$$T_{\text{min}} = -24^{\circ}\text{C} \quad \text{und} \quad T_{\text{max}} = 37^{\circ}\text{C}$$

ENV 1991-2-5
Kap. 6.1.3

die eine Wiederkehrperiode von 50 Jahren haben, werden die extremalen Bauteiltemperaturen zu

$$T_{e,\text{max}} = 40^{\circ}\text{C} \quad \text{und} \quad T_{e,\text{min}} = -17^{\circ}\text{C}$$

ENV 1991-2-5
Bild 6.1

bestimmt. Das Bauwerk wird dabei in die Gruppe 3, Betonbrücke, eingestuft.

Bei einer angenommenen Aufstelltemperatur von $T_o = 10^{\circ}\text{C}$

ergeben sich folgende maximale

Temperaturschwankungen:

$$\Delta T_{N,\text{neg}} = -27\text{K}$$

$$\Delta T_{N,\text{pos}} = 30\text{K}$$

Die gesamte maximale Schwankung ist somit

$$\Delta T_N = 57\text{K}$$

Für die Ermittlung der Bewegungen der Lager und Dehnfugen muß zusätzlich eine Schwankung der gleichmäßig verteilten Bauteiltemperatur um 10 K gegenüber der Errichtungstemperatur angesetzt werden. Dies setzt voraus, dass die Bauwerkstemperatur zum Zeitpunkt der Lagereinstellung bekannt ist.

- linearer Temperaturunterschied :

Dieser Temperaturunterschied berücksichtigt ein vertikales Temperaturgefälle in der Fahrbahnplatte. Da diese statisch bestimmt gelagert ist, führt der Temperaturunterschied nicht zu Zwängungsschnittgrößen in der Fahrbahnplatte, sondern zu einer Krümmung derselben.

Für die Ermittlung der maximalen Durchbiegung ist nur der Fall interessant, in dem die Oberseite kälter als die Unterseite ist. Nach *ENV 1991-2-5, Tabelle 6.1* ergibt sich ein anzusetzender Temperaturunterschied von 8 K.

- Unterschiede der konstanten Temperaturanteile zwischen Bogen mit Hängern und Betonfahrbahn:

*ENV 1991-2-5
Kap. 6.1.6*

Es wird sowohl ein positiver als auch negativer Temperaturunterschied von 15 K zwischen Bogen mit Hängern und der Betonfahrbahn untersucht.

- Lagerlängskräfte infolge Temperaturwirkungen

*DIN-FB 101,
IV, Kap. 2.3*

Die über die Brücke durchlaufenden Gleise behindern die freie Verformung der Brücke. Daraus entstehen die folgenden Längskräfte auf die Festlager:

$$F_{T,k} = 8 \text{ kN} \cdot 100 \cdot 2 \quad F_{T,k} = 1600 \text{ kN}$$

3. Außergewöhnliche Einwirkungen aus Zugverkehr

3.1 LF 11 - Entgleisung auf der Brücke

*ENV 1991-3
Kap. 6.7.1.2*

- Bemessungssituation 1 - entgleiste Fahrzeuge bleiben im Gleisbereich:

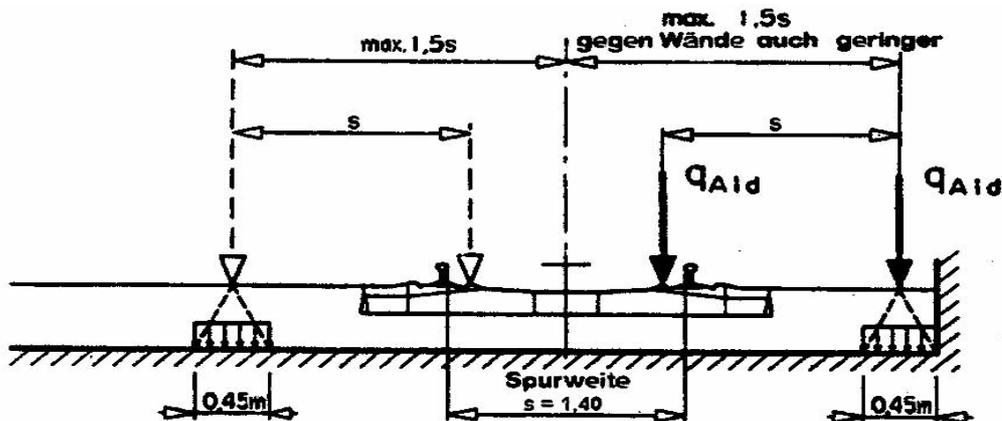


Abbildung A-4: Ersatzlast für Bemessungssituation 1, *ENV 1991-3, Abb.6.17*

Die beiden Ersatzlasten von 50 kN/m wirken auf einer Länge von 6,4 m mit der in Abbildung A-4 dargestellten Lage in Querrichtung. Diese Last muß nicht mit weiteren variablen Einwirkungen überlagert werden.

Da es sich bei der untersuchten Fahrbahnplatte um einen Einfeldträger handelt und die Lasten geringer als die des Lastzuges UIC 71 sind, ist diese Belastung für die Fahrbahnplatte aus Beton nicht maßgebend.

Für die orthotrope Stahlblechfahrbahn könnte dieser Lastfall maßgebende Schnittgrößen in den Längsrippen im Gehwegbereich erzeugen.

- Bemessungssituation 2 - entgleiste Fahrzeuge verlassen den Gleisbereich und bleiben auf der Brückenkante liegen

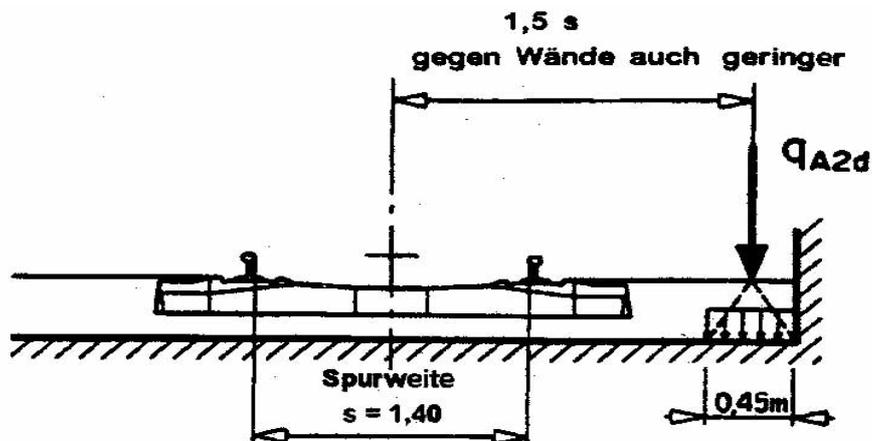


Abbildung A-5: Ersatzlast für Bemessungssituation 2, *ENV 1991-3, Abb.6.18*

Eine Ersatzlast von 80 kN/m wirkt auf 20 m Länge mit der in Abbildung A-5 dargestellten Lage in Querrichtung. Diese Last soll nur bei der Untersuchung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit und der Stabilität des Tragwerkes als Ganzes berücksichtigt werden. Einzelbauteile müssen dafür nicht bemessen werden. Da die Brücke in Querrichtung als Einfeldträger angesehen werden kann, ist diese Last nicht bemessungsrelevant.

Bezüglich der Vermeidung von Schäden an tragenden Bauteilen oberhalb der Schienenoberkante wird im Eurocode auf die nationalen Normen verwiesen.

In *ENV 1991-2-7, 4.4* werden Anpralllasten aus Eisenbahnverkehr definiert, diese sind jedoch ausschließlich für den Nachweis der Unterbauten gedacht.

ENV 1991-3
Kap. 6.7.1.2

ENV 1991-2-7
Kap. 4.4

Nach *DS 804* muß für Tragwerksteile die weiter als 3 m von der Gleisachse entfernt sind, keine Ersatzlast für einen Anprall von Schienenfahrzeugen angesetzt werden. Die hierfür in Betracht kommenden Bauteile Hänger und Bogen sind weiter als 3 m von der Gleisachse entfernt. Eine Anpralllast wird deshalb nicht berücksichtigt.

DS 804
Tab. G-2

3.2 LF 12 - Fahrleitungsbruch

Davon ausgehend, dass die Fahrleitungen an den Windportalen befestigt werden, müssen dort 20 kN für jeweils 2 Fahrdrähte oder Tragseile in Richtung des intakten Teiles der Fahrleitung angesetzt werden.

Dieser Lastfall wird im Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht, da er sicherlich keine maßgebenden Schnittgrößen liefert.

4. Bildung der relevanten Lastfallkombinationen

Da die Schnittgrößenermittlung nach Theorie II. Ordnung erfolgt und somit eine Superposition der einzelnen Schnittgrößen nicht möglich ist, müssen bereits die Einwirkungen unter Verwendung der Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte kombiniert werden.

4.1 Ermittlung von Verkehrslastfallgruppen

Gemäß Eurocode werden die mehrkomponentigen Einwirkungen aus Verkehr zu folgenden Verkehrslastfallgruppen zusammengesetzt:

ENV 1991-3
Kap. 6.8.2

- Gruppe 11 - Maximum vertikal und quer
 - = $1,0 \times \text{UIC 71} + 0,5 \times \text{Anfahren und Bremsen} + 1,0 \times \text{Seitenstoß}$
 - = $1,0 \times \text{LF 4} + 0,5 \times \text{LF 8} + 1,0 \times \text{LF 7}$
- Gruppe 12 - Seitenstabilität
 - = $1,0 \times \text{unbelasteter Zug} + 0,5 \times \text{Seitenstoß}$
 - = $1,0 \times \text{LF 5} + 0,5 \times \text{LF 7}$
- Gruppe 13 - Maximum längs
 - = $1,0 \times \text{UIC 71} + 1,0 \times \text{Anfahren und Bremsen} + 0,5 \times \text{Seitenstoß}$
 - = $1,0 \times \text{LF 4} + 1,0 \times \text{LF 8} + 0,5 \times \text{LF 7}$
- Gruppe 15 - lokale seitliche Einwirkungen
 - = $0,5 \times \text{UIC 71} + 0,5 \times \text{Anfahren und Bremsen} + 1,0 \times \text{Seitenstoß}$
 - = $0,5 \times \text{LF 4} + 0,5 \times \text{LF 8} + 1,0 \times \text{LF 7}$

Diese Lastfallgruppe wird im Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht.

Bei der Überlagerung mit anderen Einwirkungen sind diese Lastfallgruppen als charakteristische Werte zu behandeln. Die Verkehrslasten sind jeweils in ungünstigster Laststellung anzunehmen.

4.2 Lastfallkombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Im Folgenden werden für alle zu bemessenden Bauteile die maßgebenden Lastfallkombinationen (LK) und die zugehörigen Laststellungen angegeben. Die Kombinationen unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte erfolgen nach Abbildung A-6.

ENV 1991-1
Kap. 9.4

Bemessungssituation	Ständige Einwirkungen G_d	Unabhängige veränderliche Einwirkungen Q_d		Außergewöhnliche Einwirkung und Einwirkung infolge Erdbeben
		Vorherrschende	Andere	
Ständig und vorübergehend	$g_G G_k (g_P P_k)$	$g_{Q1} G_{k1}$	$g_{Qi} Y_{oi} Q_{ki}$	-
Außergewöhnlich	$g_{GA} G_k (g_{PA} P_k)$	$Y_{11} Q_{k1}$	$Y_{2i} Q_{ki}$	$g_A A_k$ oder A_d
Erdbeben	G_k	$Y_{2i} Q_{ki}$	$Y_{2i} Q_{ki}$	$g_1 A_{ed}$

Abbildung A-6: Kombinationsschema der Lasten, ENV 1991-1, Tab.4

4.2.1 LK T1 - Stabilitätsversagen bei symmetrischer Volllast

Diese Lastkombination erzeugt die maximale Normalkraft in Verbindung mit dem maximalen Biegemoment M_z im Bogen. Weiterhin ergeben sich die maßgebenden Schnittgrößen im Windverband und im Windportal.

Die Lastfälle werden wie folgt kombiniert:

"Maximum vertikal und quer (Gruppe 11)" mit $f = 1,0$

EG x1,35 + **Vorsp.** x1,0 + **Gruppe 11** x1,45 + **Gehw.** x1,45x 0,8 + **Wind** x1,5x 0,6 + **Temp.** x1,5x 0,8 + **Imperf.**

bzw.:

LF1x1,35 + **LF2**x1,35 + **LF3** x1,0 + **(LF4+LF7)**x1,45 + **LF6**x1,45x0,8 + **LF9**x1,5x0,6 + **LF10**x1,5x0,8 + **Imperf.**

Das **Lastbild UIC 71** (LF4) wirkt in voller Brückenlänge auf beiden Gleisen, seine Einzellasten stehen in Brückenmitte. Die Exzentrizität der Gleislage in Querrichtung wird durch eine Verschiebung der beiden Flächenlasten aus Verkehr um 8 cm zum Bemessungsbogen berücksichtigt.

Die Laststellung in Quer- und Längsrichtung ist in Abbildung A-7 dargestellt.

Der **Seitenstoß** (LF 7) wird auf beiden Gleisen in Brückenmitte in Höhe der Schienenoberkante angesetzt.

Als **Tragwerks-Imperfektion** wird eine Vorverformung nach der ersten Eigenform unter Eigengewicht angesetzt. Diese stellt ein Ausweichen der Bögen aus der Bogenebene dar (vgl. Kap. C-2.2.1) und wird mit einem Faktor derart vergrößert, dass die maximale Horizontalverschiebung der Bögen in Brückenmitte $L/500=0,2$ m entspricht.

Als **Windbelastung** (LF 9) werden auf den Untergurt mit Verkehrsband $1,7$ kN/m² und auf beide Bögen und alle Hänger $3,5$ kN/m² in Richtung der Imperfektion angesetzt.

Als **Temperaturbelastung** (LF 10) wird ein konstanter Temperaturunterschied zwischen Bogentragwerk und Untergurt angesetzt. Der Bogen und die Hänger sind 15 K wärmer als die Fahrbahn, dies erzeugt zusätzliche Druckspannungen im Bogen.

Beide **Dienstgehewege** (LF 6) werden auf voller Brückenlänge belastet.

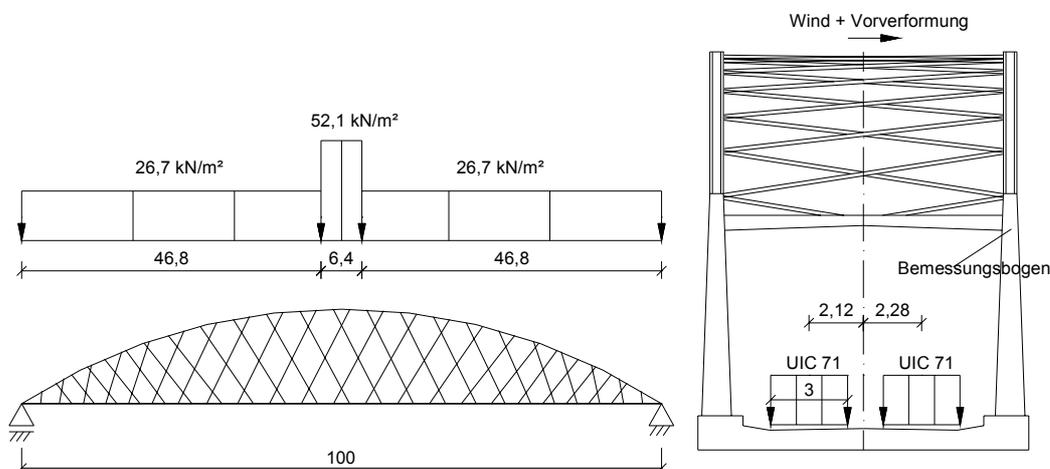


Abbildung A-7: Laststellung für LK T1

4.2.2 LK T2 - Stabilitätsversagen bei Halblast und Hängerausfall

Diese Lastkombination erzeugt das maximale Biegemoment M_y im Bogen.

"Maximum vertikal und quer (Gruppe 11)" mit $f = 1,0$

EG x1,0(0,95) + **Vorsp.** x1,0 + **Gruppe 11** x1,45 + **Gehw.** x1,45x 0,8
+ **Wind** x1,5x 0,6 + **Temp.** x1,5x 0,8 + **Imperf.**

bzw.:

LF1x1,0 + **LF2**x0,95 + **LF3** x1,0 + (**LF4**+**LF7**)x1,45 + **LF6**x1,45x0,8 +
LF9x1,5x0,6 + **LF10**x1,5x0,8 + **Imperf.**

Das **Lastbild UIC 71** (LF 4) wirkt auf halber Brückenlänge auf beiden Gleisen, die Einzellasten stehen in Brückenmitte. Da das **Eigengewicht** dem Ausfall der Hänger entgegenwirkt, wird der Teilsicherheitsbeiwert für das Konstruktionseigengewicht auf 1,0 und der für das Eigengewicht der Schotterfahrbahn auf 0,95 herabgesetzt. Alle anderen Werte bleiben unverändert. Die Exzentrizität der Gleislage in Querrichtung wird durch eine Verschiebung der beiden Flächenlasten aus Verkehr um 8 cm zum Bemessungsbogen berücksichtigt.

Die Laststellung in Quer- und Längsrichtung ist in Abbildung A-8 dargestellt.

Der **Seitenstoß** (LF 7) wird auf beiden Gleisen in Brückenmitte in Höhe der Schienenoberkante angesetzt.

Als **Tragwerks-Imperfektion** wird eine Vorverformung nach der ersten Eigenform unter halbseitiger Verkehrslast und Hängerausfall angesetzt. Diese stellt ein Ausweichen der Bögen in der Bogenebene dar (vgl. Kap. C-2.2.1) und wird mit einem Faktor derart vergrößert, dass die maximale Vertikalverschiebung der Bögen $L/300=0,33$ m entspricht. Dieser Wert wurde in Anlehnung an die Vorverformungen in DIN 18800-2 für ein antimetrisches Ausweichen in Bogenebene gewählt.

Als **Windbelastung** (LF 9) werden auf den Untergurt mit Verkehrsband 1,7 kN/m² und auf beide Bögen und alle Hänger 3,5 kN/m² in Richtung der Imperfektion angesetzt.

Als **Temperaturbelastung** (LF 10) wird ein konstanter Temperaturunterschied zwischen Bogentragwerk und Untergurt angesetzt. Der Bogen und die Hänger sind 15 K wärmer als die Fahrbahn, dies erzeugt zusätzliche Druckspannungen im Bogen.

Beide **Dienstgehewege** (LF 6) werden nur auf einer Brückenhälfte belastet.

DIN 18800-2
Tab. 23

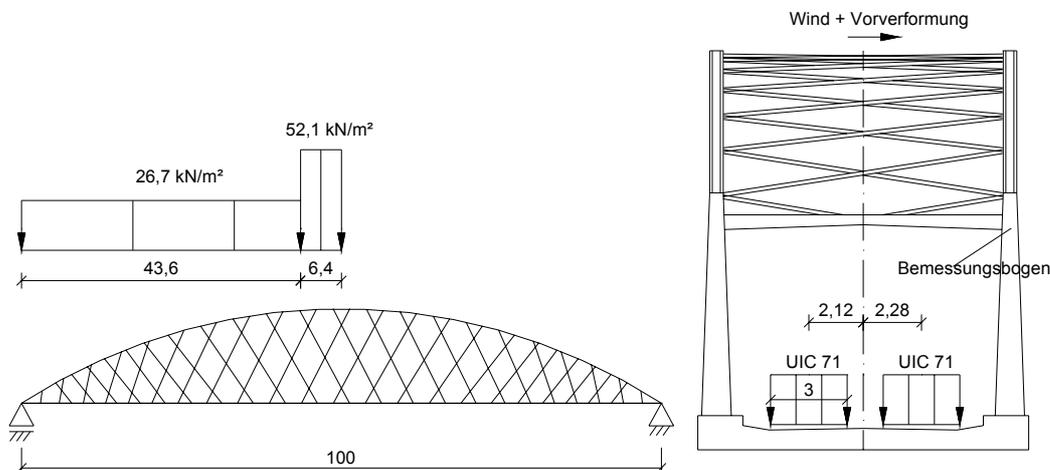


Abbildung A-8: Laststellung für LK T2

4.2.3 LK T3 - Symmetrische Volllast für max. M_y in Betonfahrbahn

"Maximum vertikal und längs (Gruppe 13)" mit $f = 1,1$

$$EG \times 1,35 + \text{Vorsp.} \times 1,0 + \text{Gruppe 13} \times 1,45 + \text{Gehw.} \times 1,45 \times 0,8 + \text{Wind} \times 1,5 \times 0,6$$

bzw.:

$$(LF1+LF2) \times 1,35 + LF3 \times 1,0 + (LF4+LF8+LF7 \times 0,5) \times 1,45 + LF6 \times 1,45 \times 0,8 + LF9 \times 1,5 \times 0,6$$

Das **Lastbild UIC 71** (LF4) wirkt in voller Brückenlänge auf beiden Gleisen, seine Einzellasten stehen in Brückenmitte. Die Exzentrizität der Gleislage in Querrichtung wird durch eine Verschiebung der beiden Flächenlasten aus Verkehr um 8 cm zur Fahrbahnmitte berücksichtigt.

Die Laststellung in Quer- und Längsrichtung ist in Abbildung A-9 dargestellt.

Der **Seitenstoß** (LF 7) wird auf beiden Gleisen in Brückenmitte in Höhe der Schienenoberkante angesetzt.

Die Lasten aus **Bremsen und Anfahren** (LF 8) werden so angesetzt, dass sie in der Betonfahrbahn Zugspannungen erzeugen. Auf einem Gleis wird das Anfahren und auf dem anderen Gleis das Bremsen eines Zuges angenommen.

Als **Windbelastung** (LF 9) werden auf den Untergurt mit Verkehrsband $1,7 \text{ kN/m}^2$ und auf beide Bögen und alle Hänger $3,5 \text{ kN/m}^2$ angesetzt.

Beide **Dienstgehege** (LF 6) werden auf voller Brückenlänge belastet.

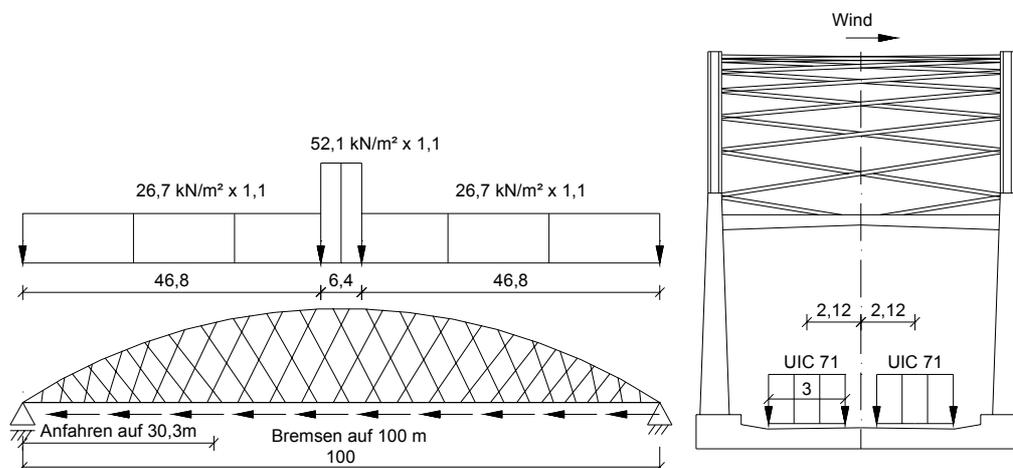


Abbildung A-9: Laststellung für LK T3

4.2.4 LK T4 - Laststellung für max M_y im Endquerträger aus Beton

"Maximum vertikal und längs (Gruppe 13)" mit $f = 1,1$

$$EG \times 1,35 + Vorsp. \times 1,0 + \text{Gruppe 13} \times 1,45 + \text{Gehw.} \times 1,45 \times 0,8$$

bzw.:

$$(LF1+LF2) \times 1,35 + LF3 \times 1,0 + (LF4+LF8) \times 1,45 + LF6 \times 1,45 \times 0,8$$

Das **Lastbild UIC 71** (LF4) wirkt in voller Brückenlänge auf beiden Gleisen, seine Einzellasten stehen über dem untersuchten Endquerträger. Die Exzentrizität der Gleislage in Querrichtung wird durch eine Verschiebung der beiden Flächenlasten aus Verkehr um jeweils 8 cm zur Fahrbahnmitte berücksichtigt.

Die Laststellung in Quer- und Längsrichtung ist in Abbildung A-10 dargestellt.

Die Lasten aus **Bremsen und Anfahren** (LF 8) werden so angesetzt, dass sie im Endquerträger Zugspannungen erzeugen.

Beide **Dienstgehewege** (LF 6) werden auf voller Brückenlänge belastet.

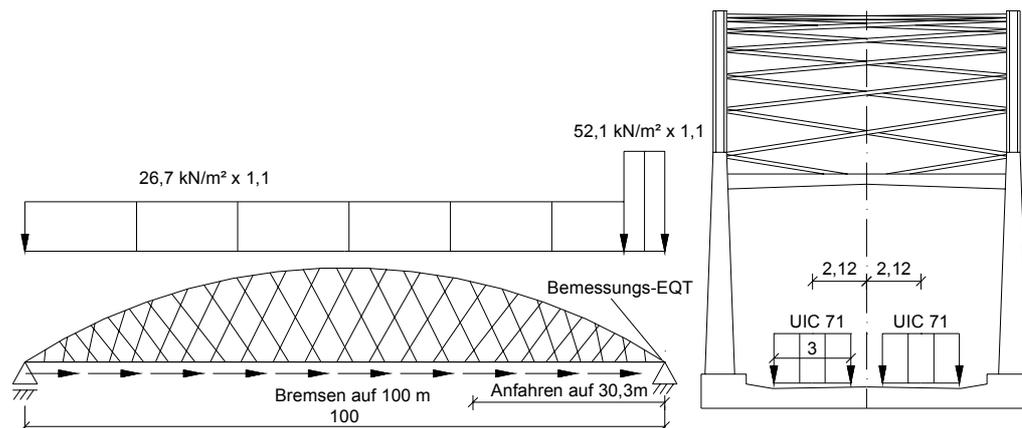


Abbildung A-10: Laststellung für LK T4

4.2.5 LK T5 - Laststellung für max. N im Hänger 15 (Betonfahrbahn)

Die Auswertung der Einflußlinien aller Hänger (vgl. Kap. C-2.3.1) ergab, dass der Hänger 15 die größte Kraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit erhält. Dieser Hänger wird daher stellvertretend für alle Hänger untersucht.

"Maximum vertikal" mit $f = 1,0$

EG x1,35 + **Vorsp.** x1,0 + **UIC71** x1,45 + **Gehw.** x1,45x0,8 + **Temp.** x1,5x0,8

bzw.:

(LF1+LF2)x1,35 + **LF3**x1,0 + **LF4**x1,45 + **LF6**x1,45x0,8 + **LF10** x1,5x0,8

Die **Lastbild UIC 71** (LF 4) wird nach der Einflußlinie für den Hänger 15 so angeordnet, dass in ihm die maximale Zugkraft wirkt. Die Exzentrizität der Gleislage in Querrichtung wird durch eine Verschiebung der beiden Flächenlasten aus Verkehr um jeweils 8 cm in Richtung des zu bemessenden Hängers berücksichtigt. Die Laststellung in Quer- und Längsrichtung ist in Abbildung A-11 dargestellt.

Als **Temperaturbelastung** (LF10) wird ein konstanter Temperaturunterschied zwischen den Hängern und dem restlichen Tragwerk berücksichtigt. Die Hänger sind 15 K kälter als der Bogen und die Fahrbahn. Dadurch entstehen zusätzliche Zugspannungen in den Hängern.

Beide **Dienstgehewe** (LF 6) werden nur im Bereich der UIC-Verkehrslast belastet.

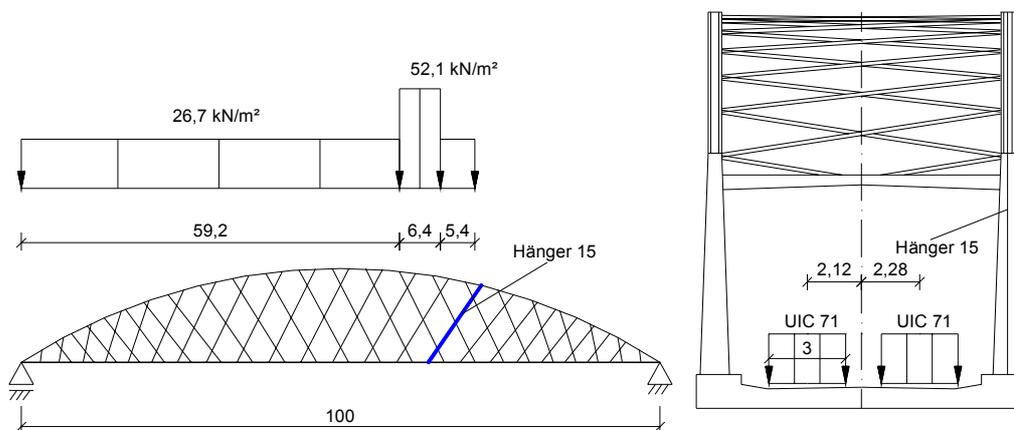


Abbildung A-11: Laststellung für LK T5

4.2.6 LK T6 - Seitenstabilität / Standsicherheit

"unbelasteter Zug mit Wind und Seitenstoß (Gruppe 12)" mit $f = 1,0$

EG x1,0(0,95) + **Vorsp.** x1,0 + **Wind** x1,5 + **Gruppe12** x1,0x0,8

bzw.:

LF1x1,0 + **LF2**x0,95 + **LF3**x1,0 + **LF9**x1,5 + **LF5**x1,0x0,8 + **LF7**x0,5x1,45x0,8

Für diese Lastfallkombination wird ein Gleis mit einem **"unbelasteten Zug"** (LF5) belastet. Die Exzentrizität der Gleislage in Querrichtung wird durch eine Verschiebung der Flächenlasten aus Verkehr um 8 cm in Windrichtung berücksichtigt. Die Laststellung in Quer- und Längsrichtung ist in Abbildung A-12 dargestellt.

Der **Seitenstoß** (LF7) wirkt in Brückenmitte in Höhe der Schienenoberkante des belasteten Gleises nach außen.

Als **Windbelastung** (LF 9) werden auf den Untergurt mit Verkehrsband 1,7 kN/m² und auf beide Bögen und alle Hänger 3,5 kN/m² angesetzt. Der Wind wirkt in Richtung des Seitenstoßes.

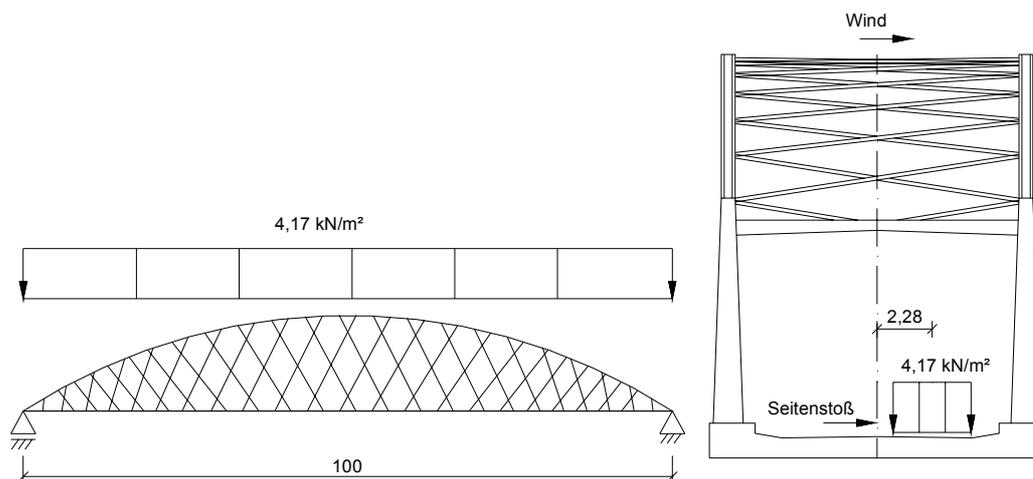


Abbildung A-12: Laststellung für LK T6

4.2.7 LK T7 - Laststellung für max. M_y in Längsrippe 13 aus Stahl

"Maximum vertikal und längs (Gruppe 13)" mit $f = 1,8$

$$EG \times 1,35 + \text{Gruppe 13} \times 1,45 + \text{Gehw.} \times 1,45 \times 0,8 + \text{Wind} \times 1,5 \times 0,6$$

bzw.:

$$(LF1+LF2) \times 1,35 + (LF4+LF8) \times 1,45 + LF6 \times 1,45 \times 0,8 + LF9 \times 1,5 \times 0,6$$

Das **Lastbild UIC 71** (LF4) wird nach der Einflußlinie für das Feldmoment in Brückenmitte (vgl. Kap. C-3.3.3) angeordnet. Die Exzentrizität der Gleislage in Querrichtung wird durch eine Verschiebung der beiden Flächenlasten aus Verkehr um 8 cm zur Fahrbahnmitte berücksichtigt.

Die Laststellung in Quer- und Längsrichtung ist in Abbildung A-13 dargestellt.

Die Lasten aus **Bremsen und Anfahren** (LF 8) werden so angesetzt, dass sie in den Längsrippen Zugspannungen erzeugen. Auf einem Gleis wird das Anfahren und auf dem anderen Gleis das Bremsen eines Zuges angenommen.

Als **Windbelastung** (LF 9) werden auf den Untergurt mit Verkehrsband 1,7 kN/m² und auf beide Bögen und alle Hänger 3,5 kN/m² angesetzt.

Die Last auf den **Dienstgehwegen** (LF 6) wird ebenfalls nach o.g. Einflußlinie angeordnet.

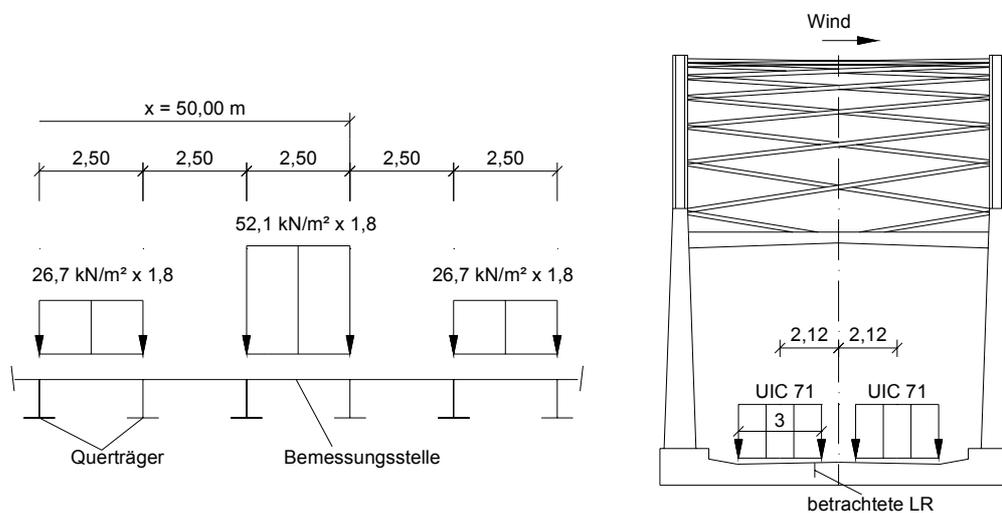


Abbildung A-13: Laststellung für LK T7

4.2.8 LK T8 - Laststellung für min. M_y in Längsrippe 15 aus Stahl

"Maximum vertikal und längs (Gruppe 13)" mit $f = 1,8$

EG $\times 1,35$ + **Gruppe 13** $\times 1,45$ + **Gehw.** $\times 1,45 \times 0,8$ + **Wind** $\times 1,5 \times 0,6$

bzw.:

(LF1+LF2) $\times 1,35$ + **(LF4+LF8)** $\times 1,45$ + **LF6** $\times 1,45 \times 0,8$ + **LF9** $\times 1,5 \times 0,6$

Das **Lastbild UIC 71 (LF4)** wird nach der Einflußlinie für das Stützmoment in Brückenmitte (vgl. Kap. C-3.3.3) angeordnet. Die Exzentrizität der Gleislage in Querrichtung wird durch eine Verschiebung der beiden Flächenlasten aus Verkehr um 8 cm zur betrachteten Längsrippe berücksichtigt.

Die Laststellung in Quer- und Längsrichtung ist in Abbildung A-14 dargestellt.

Die Lasten aus **Bremsen und Anfahren (LF 8)** werden so angesetzt, dass sie in den Längsrippen Zugspannungen erzeugen. Auf einem Gleis wird das Anfahren und auf dem anderen Gleis das Bremsen eines Zuges angenommen.

Als **Windbelastung (LF 9)** werden auf den Untergurt mit Verkehrsband $1,7 \text{ kN/m}^2$ und auf beide Bögen und alle Hänger $3,5 \text{ kN/m}^2$ angesetzt.

Die Last auf den **Dienstgehwegen (LF 6)** wird ebenfalls nach o.g. Einflußlinie angeordnet.

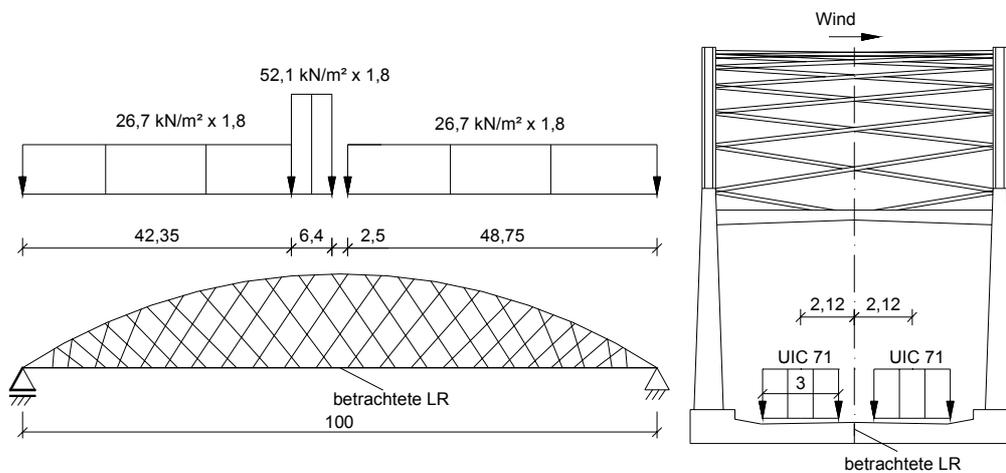


Abbildung A-14: Laststellung für LK T8

4.2.9 LK T9 - Laststellung für max. M_y im Querträger aus Stahl

"Maximum vertikal und längs (Gruppe 13)" mit $f = 1,2$

EG x1,35 + **Gruppe 13** x1,45 + **Gehw.** x1,45x 0,8 + **Wind** x1,5x 0,6

bzw.:

(LF1+LF2)x1,35 + **(LF4+LF7x0,5)**x1,45 + **LF6**x1,45x0,8 + **LF9**x1,5x0,6

Das **Lastbild UIC 71** (LF4) wird nach der Einflußlinie für das Biegemoment in Querträgermitte (vgl. Kap. C-3.3.4) angeordnet. Die Exzentrizität der Gleislage in Querrichtung wird durch eine Verschiebung der beiden Flächenlasten aus Verkehr um 8 cm zur Fahrbahnmitte berücksichtigt.

Die Laststellung in Quer- und Längsrichtung ist in Abbildung A-15 dargestellt.

Der **Seitenstoß** (LF 7) wird auf beiden Gleisen in Brückenmitte in Höhe der Schienenoberkante angesetzt. Er ist jeweils zur Fahrbahnmitte gerichtet.

Als **Windbelastung** (LF 9) werden auf den Untergurt mit Verkehrsband 1,7 kN/m² und auf beide Bögen und alle Hänger 3,5 kN/m² angesetzt.

Die Last auf den **Dienstgehwegen** (LF 6) wird ebenfalls nach o.g. Einflußlinie angeordnet.

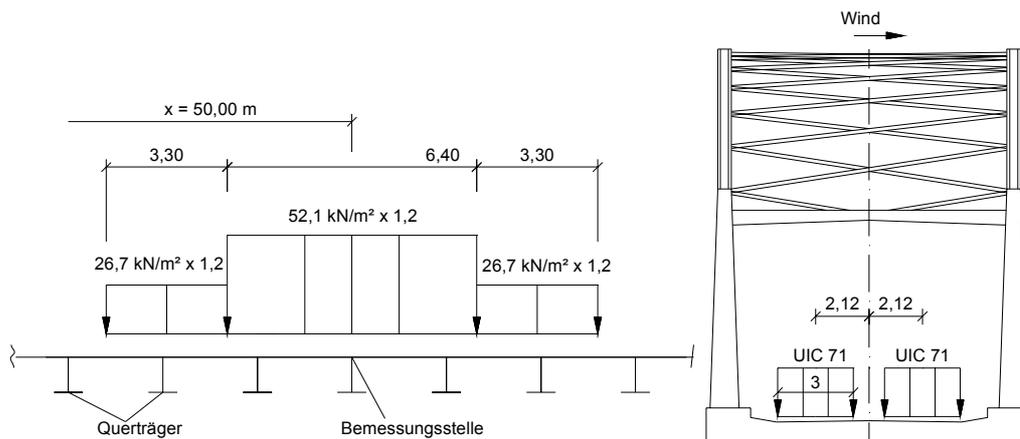


Abbildung A-15: Laststellung für LK T9

4.2.10 LK T10 - Laststellung für max. M_y im Endquerträger aus Stahl

"Maximum vertikal und längs (Gruppe 13)" mit $f = 1,2$

EG x1,35 + **Gruppe 13** x1,45 + **Gehw.** x1,45x0,8

bzw.:

(LF1+LF2)x1,35 + **(LF4+LF8+LF7x0,5)**x1,45 + **LF6**x1,45x0,8

Das **Lastbild UIC 71** (LF4) wird nach der Einflußlinie für das Biegemoment in Endquerträgermitte (vgl. Kap. C-3.3.5) angeordnet. Die Exzentrizität der Gleislage in Querrichtung wird durch eine Verschiebung der beiden Flächenlasten aus Verkehr um 8 cm zur Fahrbahnmitte berücksichtigt.

Die Laststellung in Quer- und Längsrichtung ist in Abbildung A-16 dargestellt.

Der **Seitenstoß** (LF 7) wird auf beiden Gleisen über dem Endquerträger in Höhe der Schienenoberkante angesetzt. Er ist jeweils zur Fahrbahnmitte gerichtet.

Die Lasten aus **Bremsen und Anfahren** (LF 8) werden so angesetzt, dass sie den Endquerträger in Richtung Widerlager verformen. Auf einem Gleis wird das Anfahren und auf dem anderen Gleis das Bremsen eines Zuges angenommen.

Die Last auf den **Dienstgehwegen** (LF 6) wird ebenfalls nach o.g. Einflußlinie angeordnet.

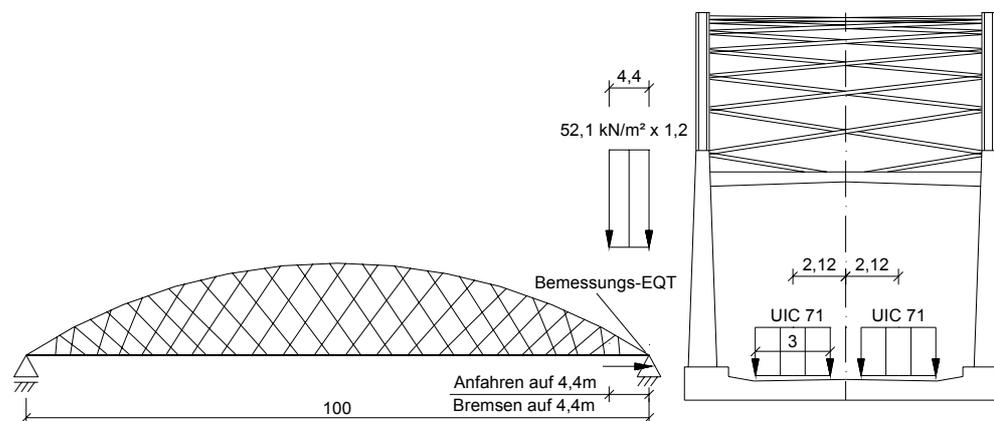


Abbildung A-16: Laststellung für LK T10

4.2.11 LK T11 - Laststellung für max. N im Hänger 14 (Stahlfahrbahn)

Die Auswertung der Einflußlinien aller Hänger (vgl. Kap. C-3.3.2) ergab, dass der Hänger 14 die größte Kraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit erhält. Dieser Hänger wird daher stellvertretend für alle Hänger untersucht.

"Maximum vertikal" mit $f = 1,0$

EG x1,35 + **UIC71** x1,45 + **Gehw.** x1,45x0,8 + **Temp.** x1,5x0,8

(LF1+LF2)x1,35 + **LF4**x1,45 + **LF6**x1,45x0,8 + **LF10** x1,5x0,8

Die **Lastbild UIC 71** (LF 4) wird nach der Einflußlinie für den Hänger 14 so angeordnet, dass in ihm die maximale Zugkraft wirkt. Die Exzentrizität der Gleislage in Querrichtung wird durch eine Verschiebung der beiden Flächenlasten aus Verkehr um jeweils 8 cm in Richtung des zu bemessenden Hängers berücksichtigt.

Die Laststellung in Quer- und Längsrichtung ist in Abbildung A-17 dargestellt.

Als **Temperaturbelastung** (LF10) wird ein konstanter Temperaturunterschied zwischen den Hängern und dem restlichen Tragwerk berücksichtigt. Die Hänger sind 15 K kälter als der Bogen und die Fahrbahn. Dadurch entstehen zusätzliche Zugspannungen in den Hängern.

Die Last auf den **Dienstgehwegen** (LF 6) wird ebenfalls nach oben genannter Einflußlinie angeordnet.

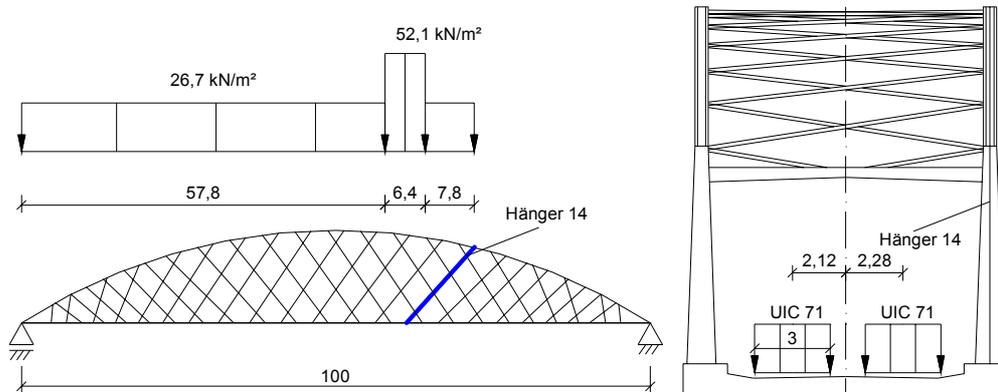


Abbildung A-17: Laststellung für LK T11

4.3 Lastfallkombinationen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

4.3.1 LK G1 - Symmetrische Volllast auf einem Gleis

EG + Vorsp. + UIC71

bzw.:

LF1 + LF2 + LF3 + LF4

Für diese Lastfallkombination wird ein Gleis mit dem **Lastbild UIC 71** (LF 4) belastet, dessen Einzellasten in Brückenmitte stehen. Die Exzentrizität der Gleislage in Querrichtung wird durch eine Verschiebung der Flächenlasten um 8 cm zur Fahrbahnmitte berücksichtigt. Der Schwingbeiwert f wird zu 1,1 gewählt. Die Laststellung in Längsrichtung entspricht der in Lastkombination T3 (vgl. Abb. A-9).

Weiterhin wird ein linearer **Temperaturunterschied** (LF 10) zwischen Ober- und Unterkante der Betonfahrbahn berücksichtigt.

Die vertikale Durchbiegung dieser Lastfallkombination wird für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach Eurocode benötigt.

ENV 1991-3
Kap. 6.8.1 (6)

4.3.2 LK G2 - Symmetrische Volllast auf beiden Gleisen

EG + Vorsp. + UIC71 + Gehw.

bzw.:

LF1 + LF2 + LF3 + LF4 + LF6

Für diese Lastfallkombination werden beide Gleise mit dem **Lastbild UIC 71** (LF 4) belastet, dessen Einzellasten in Brückenmitte stehen. Die Exzentrizität der Gleislage in Querrichtung wird durch eine Verschiebung der Flächenlasten um 8 cm zur Fahrbahnmitte berücksichtigt. Der Schwingbeiwert f wird zu 1,1 gewählt.

Die Laststellung in Längs- und Querrichtung entspricht der in Lastkombination T3 (vgl. Abb. A-9).

Beide **Dienstgehewege** (LF 6) werden auf voller Brückenlänge belastet.

Weiterhin wird ein linearer **Temperaturunterschied** (LF 10) zwischen Ober- und Unterkante der Fahrbahnplatte berücksichtigt.

Die sich ergebenden Spannungen in der Betonfahrbahn werden für die Spannungsnachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit benötigt.

Die vertikale Durchbiegung dieser Lastfallkombination wird für den Verformungsnachweis nach DS 804 benötigt

DS 804
Abs. 266

4.3.3 LK G3 - Halbseitiger Verkehr auf beiden Gleisen

EG + Vorsp. + UIC71 + Gehw.

bzw.:

LF1 + LF2 + LF3 + LF4 + LF6

Für diese Lastfallkombination werden beide Gleise jeweils bis zur Brückenmitte mit dem **Lastbild UIC 71** (LF 4) belastet, dessen Einzellasten in Brückenmitte stehen.

Die Exzentrizität der Gleislage in Querrichtung wird durch eine Verschiebung der Flächenlasten um 8 cm zur Fahrbahnmitte hin berücksichtigt.

Der Schwingbeiwert f wird zu 1,1 gewählt. Die Laststellung in Längsrichtung entspricht der in LK T2 (vgl. Abb. A-8).

Beide **Dienstgehewege** (LF 6) werden bis zur Brückenmitte belastet.

Weiterhin wird ein linearer **Temperaturunterschied** (LF 10) zwischen Ober- und Unterkante der Fahrbahnplatte berücksichtigt.

Die sich ergebenden Spannungen in der Fahrbahnplatte werden für die Spannungsnachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit benötigt.

Die vertikale Durchbiegung dieser Lastfallkombination wird für den Verformungsnachweis nach DS 804 benötigt.

DS 804
Abs. 266

4.3.4 LK G4 - Laststellung für max. Durchbiegung im Endquerträger

EG + Vorsp. + Gruppe 13 + Gehw.

bzw.:

LF1 + LF2 + LF3 + LF4 + LF6 + LF8

Das **Lastbild UIC 71** (LF4) wirkt in voller Brückenlänge auf beiden Gleisen, seine Einzellasten stehen über dem untersuchten Endquerträger. Die Exzentrizität der Gleislage in Querrichtung wird durch eine Verschiebung der beiden Flächenlasten aus Verkehr um jeweils 8 cm zur Fahrbahnmitte berücksichtigt. Der Schwingbeiwert ϕ wird mit 1,1 berücksichtigt.

Die Laststellung in Quer- und Längsrichtung entspricht der in Lastkombination T4 (vgl. Abb. A-10).

Lasten aus **Bremsen und Anfahren** (LF 8) werden so angesetzt, dass sie im Endquerträger Zugspannungen erzeugen.

Beide **Dienstgehewege** (LF 6) werden auf voller Brückenlänge belastet

Weiterhin wird ein linearer **Temperaturunterschied** (LF 10) zwischen Ober- und Unterkante der Betonfahrbahn berücksichtigt.

4.3.5 LK G5 - Maximale Horizontalverformung

EG + Vorsp. + Wind + UIC71 x0,8 + Seitenstoß

bzw.:

LF1 + LF2 + LF3 + LF9 + LF4 x0,8 + LF7

ENV 1991-3
Kap. G 3.1.2.4

Für diese Lastfallkombination wird ein Gleis mit dem **Lastbild UIC 71** (LF 4) belastet, dessen Einzellasten in Brückenmitte stehen. Die Exzentrizität der Gleislage in Querrichtung wird durch eine Verschiebung der Flächenlasten um 8 cm nach außen berücksichtigt. Der Schwingbeiwert f wird zu 1,1 gewählt. Die Laststellung in Längsrichtung entspricht der in Lastkombination T3 (vgl. Abb. A-9).

Der **Seitenstoß** (LF7) wirkt in Brückenmitte in Höhe der Schienenoberkante des belasteten Gleises nach außen.

Als **Windbelastung** (LF 9) werden auf den Untergurt mit Verkehrsband 1,7 kN/m² und auf beide Bögen und alle Hänger 3,5 kN/m² angesetzt. Der Wind wirkt in Richtung des Seitenstoßes.

Die horizontale Verformung dieser Lastfallkombination wird für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach Eurocode benötigt.

ENV 1991-3
Kap. 6.8.1 (6)

4.3.6 LK G6 - Laststellung für max. M_y in Längsrippe 13 aus Stahl

EG + UIC71

bzw.:

LF1 + LF2 + LF4

Das **Lastbild UIC 71** (LF4) wird nach der Einflußlinie für das Biegemoment in Längsrippenmitte (vgl. Kap. C-3.3.3) angeordnet. Die Exzentrizität der Gleislage in Querrichtung wird durch eine Verschiebung der beiden Flächenlasten aus Verkehr um 8 cm zur Fahrbahnmitte berücksichtigt. Der Schwingbeiwert f wird zu 1,8 gewählt. Die Laststellung entspricht der in Lastkombination T7 (vgl. Abb. A-13).

Die Schnittgrößen aus dieser Lastfallkombination werden für die Ermüdungsnachweise benötigt.

4.3.7 LK G7 - Laststellung für min. M_y in Längsrippe 15 (Stahlfahrbahn)

EG + UIC71

bzw.:

LF1 + LF2 + LF4

Das **Lastbild UIC 71** (LF4) wird nach der Einflußlinie für das Stützmoment der Längsrippe 15 (vgl. Kap. C-3.3.3) angeordnet. Die Exzentrizität der Gleislage in Querrichtung wird durch eine Verschiebung der beiden Flächenlasten aus Verkehr um 8 cm zur Fahrbahnmitte berücksichtigt. Der Schwingbeiwert f wird zu 1,8 gewählt. Die Laststellung entspricht der in Lastkombination T8 (vgl. Abb. A-14).

Die Schnittgrößen aus dieser Lastfallkombination werden für die Ermüdungsnachweise benötigt.

4.3.8 LK G8 - Laststellung für max. M_y im Querträger aus Stahl

EG + UIC71

bzw.:

LF1 + LF2 + LF4

Das **Lastbild UIC 71** (LF4) wird nach der Einflußlinie für das Biegemoment in Querträgermitte (vgl. Kap. C-3.3.4) angeordnet. Die Exzentrizität der Gleislage in Querrichtung wird durch eine Verschiebung der beiden Flächenlasten aus Verkehr um 8 cm zur Fahrbahnmitte berücksichtigt. Der Schwingbeiwert f wird zu 1,2 gewählt. Die Laststellung entspricht der in Lastkombination T9 (vgl. Abb. A-15).

Die Schnittgrößen aus dieser Lastfallkombination werden für die Ermüdungsnachweise benötigt.

4.3.9 LK G9 - Laststellung für max. M_y im Endquerträger aus Stahl

EG + UIC71

bzw.:

LF1 + LF2 + LF4

Das **Lastbild UIC 71** (LF4) wird nach der Einflußlinie für das Biegemoment in Endquerträgermitte (vgl. Kap. C-3.3.5) angeordnet. Die Exzentrizität der Gleislage in Querrichtung wird durch eine Verschiebung der beiden Flächenlasten aus Verkehr um 8 cm zur Fahrbahnmitte berücksichtigt. Der Schwingbeiwert f wird zu 1,2 gewählt. Die Laststellung entspricht der in Lastkombination T10 (vgl. Abb. A-16).

Die Schnittgrößen aus dieser Lastfallkombination werden für die Ermüdungsnachweise benötigt.

Anhang B

Vorbemessung

0. Inhaltsverzeichnis

1. Fahrbahnplatte in Querrichtung	2
1.1 Schnittgrößenermittlung	2
1.2 Ermittlung der Vorspannkraft für $t = \infty$	3
1.2.1 Querschnittswerte	3
1.2.2 Spannkraft nach Kriechen, Schwinden und Relaxation	5
1.3 Spannungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	7
2. Bogenquerschnitt	8
2.1 Schnittgrößenermittlung für einen Bogen	8
2.2 Querschnittswerte	9
2.3 Nachweis der Querschnittstragfähigkeit	10
2.4 Nachweis der Knicksicherheit	10
3. Längsvorspannkraft im Untergurt für $t = \infty$	12
3.1 Querschnittswerte	12
3.2 Spannkraft nach Kriechen, Schwinden und Relaxation	13
4. Querträger der orthotropen Stahlfahrbahn	15
4.1 Schnittgrößenermittlung	15
4.2 Querschnittswerte	16
4.3 Nachweis der Querschnittstragfähigkeit	16

1. Fahrbahnplatte in Querrichtung

Die Fahrbahnplatte spannt in Brückenquerrichtung zwischen den beiden Bogenebenen. Ihre Vorbemessung erfolgt für einen Streifen mit einer Breite von 1 m, dabei wird von einer starren Stützung in den Bogenebenen ausgegangen.

1.1 Schnittgrößenermittlung

Für die Vorbemessung der Fahrbahnplatte wird eine Lastverteilung gemäß Abbildung B-1 untersucht.

Anhang A,
Lastannahm.

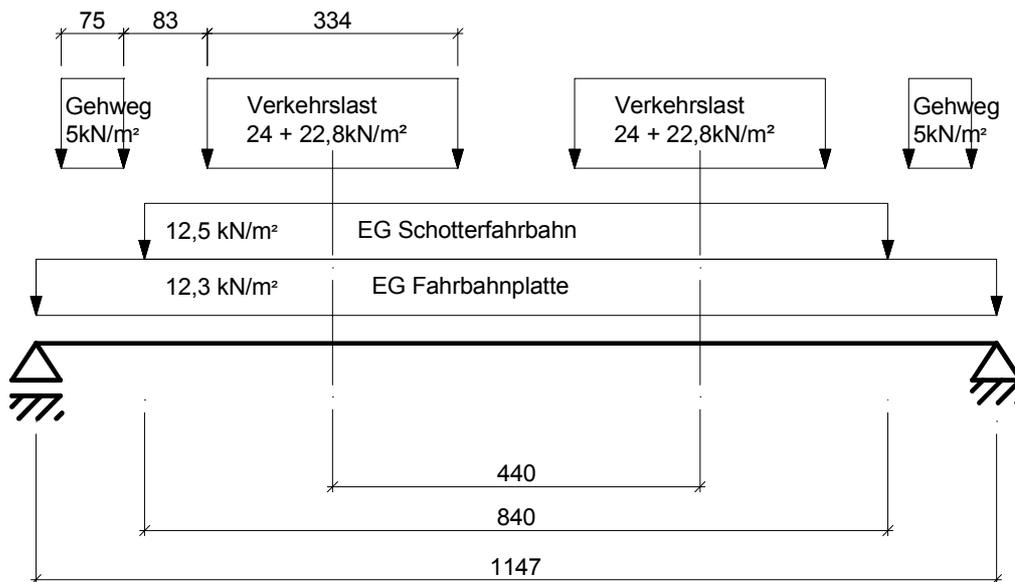


Abbildung B-1: Laststellung auf Fahrbahnplatte

Biegemomente m_{yy} in Plattenmitte:

Die in Längsrichtung gleichmäßig verteilten Lasten, das Eigengewicht und die durchgehende Linienlast UIC71, führen ausschließlich zu Biegemomenten in Querrichtung.

- infolge Konstruktionseigengewicht $m_{yy.EG1} = 202,3 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$
- infolge Schotterbettfahrbahn $m_{yy.EG2} = 190,8 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$
- infolge Verkehrslast UIC71-Linienlast x 1,1 und Gehwegbelastung: $m_{yy.UIC1} = 315 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$

Die örtlich wirkenden Einzellasten des Lastbildes UIC71 führen zu Biegemomenten sowohl in Brückenlängs- als auch in Querrichtung.

Diese zweidimensionale Lastabtragung der Fahrbahnplatte wurde mit Hilfe der Einflußflächen nach *Pucher, A.* ermittelt:

[3] *Pucher, A.*

$$m_{yy.UIC2} = \frac{4}{8 \cdot \pi \cdot 3} \cdot 0,0714 \cdot (0,621 + 4 \cdot 0,688 + 2 \cdot 0,714 + 4 \cdot 0,703 + 0,705) \cdot 25,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (11,5\text{m})^2$$

$$m_{yy.UIC2} = 105,8 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$m_{yy.UIC} = m_{yy.UIC1} + m_{yy.UIC2}$$

$$m_{yy.UIC} = 420,8 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

1.2 Ermittlung der Vorspannkraft für $t = \infty$

Die Vorspannkraften werden so gewählt, dass die im Beton auftretenden Zugspannungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unter der rechnerischen Zugfestigkeit des Betons bleiben. Dies gewährleistet zum einen, dass im Beton nur sehr kleine Risse entstehen und bewirkt zum anderen, dass keine Steifigkeitsänderungen gegenüber dem linear-elastischen FEM-Modell durch gerissene Beton-Zugzonen auftreten.

Die Fahrbahnplatte wird auf der Schalung liegend teilweise vorgespannt, erst unter Wirkung des Konstruktionseigengewichtes wird die volle Vorspannung aufgebracht. Dadurch wird das Auftreten von zu hohen Betonzugspannungen im Bauzustand vermieden.

1.2.1 Querschnittswerte

Der Querschnitt der Fahrbahnplatte und die Lage der Querspannglieder können der *Abbildung D-8* entnommen werden.

Kap. D-5

Materialien:

Beton C50/60	$f_{ck} = 50 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$E_c = 37000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	<i>ENV 1992-1-1 Tab. 3.1;3.2</i>
	$f_{ctm} = 4.1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$		
Betonstahl BSt 500S	$f_{yk} = 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$E_s = 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	<i>DIN 1045 Tab. 6</i>
Spannstahl, Dywidag - Gewindestab, 36D			<i>DIBT, Z-13.1-19</i>
Abstand der SG	$a = 17.5\text{cm}$		
Querschnittsfläche	$A_p = 1018\text{mm}^2$		
	$A_{Pm} = \frac{1018\text{mm}^2}{0.175\text{m}}$	$A_{Pm} = 58.2 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$	
Zugfestigkeit	$f_{pk} = 1230 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$		
0,1%-Dehngrenze	$f_{p0.1k} = 1080 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$		
Strecklast	$P_{streck} = 1099\text{kN}$		
Durchmesser	$d = 36\text{mm}$		
Reibungsfaktor	$\mu = 0.5$		
ungew. Umlenkwinkel	$k = 0.3 \frac{^\circ}{\text{m}}$		
Hüllrohr	$d_{Hi} = 51\text{mm}$	$d_{Ha} = 57\text{mm}$	

Erforderliche Betondeckung:

Die Brücke wird in die Umweltklasse 3 - "Außenbauteile, die Frost und Taumitteln ausgesetzt sind" eingeordnet. Daraus ergeben sich die folgenden einzuhaltenden Betondeckungen:

*ENV 1992-2
Kap. 4.1.3.3*

Vorhaltemaß	$\Delta h = 10\text{mm}$
Hüllrohr	$\text{min}c_H = 50\text{mm}$
	$\text{nom}c_H = \text{min}c_H + \Delta h \quad \text{nom}c_H = 60\text{mm}$
Betonstahl	$\text{min}c = 40\text{mm}$
	$\text{nom}c = \text{min}c + \Delta h \quad \text{nom}c = 50\text{mm}$

Damit ergibt sich der minimale Abstand der Spannstahlachse von der Unterkante der Fahrbahnplatte:

$$h = \text{nom}c_H + d_{Ha} - \frac{(d_{Ha} - d_{Hi})}{2} - \frac{d}{2} \quad h = 96\text{mm}$$

Die Spannglieder werden so eingelegt, dass sich ihre Achse in Fahrbahnmitte genau 96 mm über der Unterkante der Fahrbahnplatte befindet.

Erforderliche Mindestbewehrung:

Da weder in ENV 1992-1-1 noch in ENV 1992-2 Aussagen über die einzulegende Mindestbewehrung getroffen werden, wird auf die deutschen Normen zurückgegriffen.

Die techn. Vertragsbedingungen des Bundesministeriums für Verkehr fordern für Betonbrücken eine Bewehrung von min. 0,06 % des Betonquerschnittes oder $\varnothing 10/20\text{cm}$ ($=3,93\text{cm}^2/\text{m}$).

ZTV-K
Kap. 6.3.4.1.1

$$\frac{0.06}{100} \cdot 47\text{cm} = 2.8 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Die Deutsche Bahn fordert für Betonbrücken, dass ein Stababstand von 15 cm nicht unterschritten wird.

DS 804
Abs. 354B

gewählt: $\varnothing 10$, $s = 15\text{cm}$ mit $A_s = 5.24 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Brutto - Querschnittswerte:

$$A_c = 0.47 \frac{\text{m}^2}{\text{m}} \quad A_c = 4700 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$I_c = \frac{(0.47\text{m})^3}{12} \quad I_c = 8.7 \times 10^5 \frac{\text{cm}^4}{\text{m}}$$

Ideelle Querschnittswerte:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad n = 5.4$$

$$A_i = 0.47\text{m} + (n - 1) \cdot \left(\frac{1099\text{mm}^2}{17.5\text{cm}} + 2 \cdot 5.24 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right)$$

$$A_i = 5022.8 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Schwerpunkt des Spann- und Bewehrungsstahles von unten

$$a = \frac{9.6\text{cm} \cdot \frac{1099\text{mm}^2}{17.5\text{cm}} + 23.5\text{cm} \cdot 2 \cdot 5.24 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{\frac{1099\text{mm}^2}{17.5\text{cm}} + 2 \cdot 5.24 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}} \quad a = 11.6\text{cm}$$

Lage der ideellen Nulllinie von unten

$$z_{iu} = \frac{0.47 \cdot 0.235\text{m}^2 + (n - 1) \cdot \left(\frac{1099\text{mm}^2}{17.5\text{cm}} + 2 \cdot 5.24 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right) \cdot a}{A_i}$$

$$z_{iu} = 22.7\text{cm}$$

Flächenträgheitsmoment

$$I_i = \frac{(0.47\text{m})^3}{12} + (n-1) \cdot \left(\frac{1099\text{mm}^2}{17.5\text{cm}} + 2 \cdot 5.24 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right) \cdot (z_{iu} - a)^2 + 0.47\text{m} \cdot (0.235\text{m} - z_{iu})^2$$

$$I_i = 9.1 \times 10^5 \frac{\text{cm}^4}{\text{m}}$$

Widerstandsmomente

$$W_{iu} = \frac{I_i}{z_{iu}} \quad W_{iu} = 39942 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}$$

$$W_{io} = \frac{I_i}{0.47\text{m} - z_{iu}} \quad W_{io} = 37421.5 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}$$

1.2.2 Spannkraft nach Kriechen, Schwinden und Relaxation

Die Vorspannkraft zum Zeitpunkt $t = \infty$ in Brückenmitte errechnet sich zu:

$$P_{m,t} = P_0 - \Delta P_{t,u} - \Delta P_{\mu}$$

ENV 1992-1-1
Kap. 2.5.4.2

Vorspannkraft am Spannende des Spannstabes unmittelbar nach dem Spannen bei maximal zulässiger Vorspannkraft:

$$P_0 = 0.9 \cdot P_{\text{streck}} = 989.1 \text{ kN}$$

ENV 1992-1-1
Kap. 4.2.3.5

Der Spannkraftverlust in Fahrbahnmitte infolge Reibung errechnet sich mit

- dem Umlenkwinkel des SG (aus CAD-Zeichn. gemessen) $\Theta = 8^\circ \quad \Theta = 0.1396$
- dem Reibungsfaktor $\mu = 0.5$
- dem ungew. Umlenkwinkel $k = 5.2 \frac{10^{-3}}{\text{m}}$
- der Bemessungsstelle $x = 5.75\text{m}$

$$\text{zu: } \Delta P_{\mu} = P_0 \cdot [1 - e^{-\mu \cdot (\Theta + k \cdot x)}] \quad \Delta P_{\mu} = 80.5 \text{ kN}$$

Die Spannkraftverluste aus Kriechen, Schwinden und Relaxation zum Zeitpunkt $t = \infty$ ergeben sich mit

- der wirksamen Bauteildicke $A_c = 4700 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$
 $d = 2 \cdot \frac{A_c}{2\text{m}} \quad d = 0.5 \frac{\text{m}}{\text{m}}$
- der Kriechzahl, für eine Vorspannung 28 Tage nach dem Betonieren, bei einer relativen Luftfeuchte von 80 % (Außenbauteil) $\phi_{u,28} = 1.9$
- dem Verhältnis der Steifigkeiten $\alpha = \frac{E_s}{E_c} \quad \alpha = \frac{200000}{37000} \quad \alpha = 5.4$

ENV 1992-1-1
Tab. 3.3

- dem Schwindmaß bei einer relativen Luftfeuchte von 80 %

$$\varepsilon_{cs,u} = 33 \cdot 10^{-5}$$

ENV 1992-1-1
Tab. 3.4

- dem Anteil aus Relaxation des Spannstahles, da in der bauaufsichtlichen Zulassung der SG kein expliziter Wert genannt wird, folgt

$$\sigma_{pg0} = \frac{P_0 - \Delta P_{\mu}}{A_P} \quad \sigma_{pg0} = 892.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_p = 0.85 \cdot \sigma_{pg0} \quad \sigma_p = 758.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$v = \frac{\sigma_p}{f_{pk}} \quad v = 61.7 \cdot 10^{-2} \quad \text{damit folgt der Relaxationsverlust nach 1000h bei } 20^{\circ}\text{C}$$

zu $\Delta\sigma_{pr} = 1.5\% \cdot \sigma_p$

ENV 1992-1-1
Bild 4.8

Der Endwert des Relaxationsverlustes zum Zeitpunkt $t=\infty$ ist etwa dreimal so groß.

ENV 1992-1-1
Kap. 4.2.3.4.1

$$\Delta\sigma_{pr,u} = 3 \cdot \Delta\sigma_{pr} \quad \Delta\sigma_{pr,u} = 34.1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Abstand zwischen Schwerpunkt des Betons und der Spannstahlachse

$$z_{cp} = 235\text{mm} - 96\text{mm} \quad z_{cp} = 139\text{mm}$$

- der Betonspannung in Höhe Spanngliedachse aus ständigen Einwirkungen

$$\text{mit} \quad m_{yy,EG1} = 202.3 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \quad m_{yy,EG2} = 190.8 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$I_i = 9.1 \times 10^5 \frac{\text{cm}^4}{\text{m}} \quad z_{iu} = 22.7\text{cm}$$

$$\text{zu} \quad \sigma_{cg} = \frac{m_{yy,EG1} \cdot z_{cp}}{I_c} + \frac{m_{yy,EG2} \cdot 13.1\text{cm}}{I_i} \quad \sigma_{cg} = 6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- der Anfangsbetonspannung in Höhe des Spanngliedes aus Vorspannung

$$\sigma_{cp0} = \frac{-(P_0 - \Delta P_{\mu})}{A_c \cdot 0.175\text{m}} + \frac{-(P_0 - \Delta P_{\mu}) \cdot z_{cp}^2}{I_c \cdot 0.175\text{m}} \quad \sigma_{cp0} = -22.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{zu:} \quad \Delta P_{tt} = \frac{-\varepsilon_{cs,u} \cdot E_s - \Delta\sigma_{pr,u} + \alpha \cdot \phi_{u,28} \cdot (\sigma_{cg} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha \cdot \frac{A_{Pm}}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \phi_{u,28})} \cdot A_P \quad \Delta P_{tt} = -205.1\text{ kN}$$

Damit ergibt sich nun die Spannkraft unter Berücksichtigung der Verluste aus Reibung, Kriechen, Schwinden und Relaxation zu:

$$P_{m,t} = P_0 + \Delta P_{tt} - \Delta P_{\mu} \quad P_{m,t} = 703.6\text{ kN}$$

1.3 Spannungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

- Spannungen zum Zeitpunkt $t=00$ infolge Vorspannung:

$$\text{Vorspannkraft je Meter} \quad v_r = \frac{P_{m,t}}{17.5\text{cm}} \quad v_r = 4020.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Beton, oben} \quad \sigma_{V,o} = \frac{-v_r}{A_c} + \frac{v_r \cdot (23.5\text{cm} - 9.6\text{cm}) \cdot 6}{(47\text{cm})^2} \quad \sigma_{V,o} = 6.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Beton, unten} \quad \sigma_{V,u} = \frac{-v_r}{A_c} - \frac{v_r \cdot (23.5\text{cm} - 9.6\text{cm}) \cdot 6}{(47\text{cm})^2} \quad \sigma_{V,u} = -23.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Spannungen aus EG: $m_{yy,EG1} = 202.3 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \quad m_{yy,EG2} = 190.8 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$

$$\text{Beton, oben} \quad \sigma_{EG,o} = \frac{-m_{yy,EG1} \cdot 23.5\text{cm}}{I_c} - \frac{m_{yy,EG2}}{W_{io}} \quad \sigma_{EG,o} = -10.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Beton, unten} \quad \sigma_{EG,u} = \frac{m_{yy,EG1} \cdot 23.5\text{cm}}{I_c} + \frac{m_{yy,EG2}}{W_{iu}} \quad \sigma_{EG,u} = 10.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Spannungen aus UIC71:

$$\text{Beton, oben} \quad \sigma_{UIC,o} = \frac{m_{yy,UIC}}{-W_{io}} \quad \sigma_{UIC,o} = -11.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Beton, unten} \quad \sigma_{UIC,u} = \frac{m_{yy,UIC}}{W_{iu}} \quad \sigma_{UIC,u} = 10.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Gesamtspannung, $t = 00$:

$$\text{Beton, oben} \quad \sigma_o = \sigma_{V,o} + \sigma_{EG,o} + \sigma_{UIC,o} \quad \sigma_o = -15.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\left| 15.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right| < 0.6 \cdot f_{ck} = 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{NW erfüllt!}$$

ENV 1992-2
Kap. 4.4.1.1

$$\text{Beton, unten} \quad \sigma_u = \sigma_{V,u} + \sigma_{EG,u} + \sigma_{UIC,u} \quad \sigma_u = -2.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Spannstahl} \quad \sigma_p = \frac{P_{m,t}}{A_p} + \sigma_{cg} \cdot \alpha + \frac{m_{yy,UIC} \cdot 13.2\text{cm}}{I_i} \cdot \alpha$$

$$\sigma_p = 756.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0.65 \cdot f_{pk} = 799.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{NW erfüllt!}$$

ENV 1992-2
Kap. 4.4.1.1

- Spannung zum Zeitpunkt $t=0$ aus Vorspannung und Eigengewicht Fahrbahnplatte:

$$\text{Vorspannkraft je Meter} \quad v_{r0} = \frac{P_0 - \Delta P_{\mu}}{18\text{cm}} \quad v_{r0} = 5048 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Beton, oben} \quad \sigma_{v.o} = \frac{-v_{r0}}{47\text{cm}} + \frac{[v_{r0} \cdot (23.5\text{cm} - 96\text{mm}) - m_{yy,EG1}] \cdot 23.5\text{cm}}{I_c}$$

$$\sigma_{v.o} = 2.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 4.1 f_{ctm} \quad \text{NW erfüllt!}$$

$$\text{Beton, unten} \quad \sigma_{v.u} = \frac{-v_{r0}}{47\text{cm}} + \frac{[v_{r0} \cdot (23.5\text{cm} - 96\text{mm}) - m_{yy,EG1}] \cdot 23.5\text{cm}}{-I_c}$$

$$\sigma_{v.u} = -24.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad |\sigma_{v.u}| < 0.6 \cdot f_{ck} = 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{NW erfüllt!} \quad \text{ENV 1992-2 Kap. 4.4.1.1}$$

2. Bogenquerschnitt

Die Vorbemessung des Bogenquerschnittes erfolgt unter Vernachlässigung der im Bogen auftretenden Biegemomente, da deren Einfluß im Vergleich zur Normalkraft gering ist.

Zur Ermittlung der Druckkraft im Bogen wird das durch *Tveit, P.* veröffentlichte Näherungsverfahren verwendet. Es berücksichtigt den Einfluß der aus den geneigten Hängern auftretenden Normalkräfte im Bogen und besitzt Gültigkeit für eine gleichmäßig verteilte Last auf gesamter Brückenlänge.

[1] *Tveit, P.*

2.1 Ermittlung der Schnittgrößen für einen Bogen

Die Schnittgrößen werden für einen Bogen infolge einer auf die gesamte Brückenlänge verteilten Verkehrslast ermittelt.

Lastannahmen:

- Eigenlast:	Schotterbett	$\frac{1}{2} \cdot 105 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 52.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	<i>Anhang A Lastannahmen</i>
	Fahrbahnplatte	$0.49\text{m} \cdot 6\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 73.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	
	Bogen, W360x410x818	$818 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot \frac{106\text{m}}{100\text{m}} = 8.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	

		$g = 134.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	
- Verkehrslast UIC 71: Streckenlast		$80 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	
	Differenz der Einzellasten auf äquivalente Streckenlast umgerechnet	$\frac{488\text{kN}}{2} \cdot 50\text{m} \cdot 8 \frac{\text{kN}}{(100\text{m})^2} = 9.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	

$$\text{Dienstgehege} \quad 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0.75\text{m} = 3.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p = 93.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\begin{aligned} \text{- Bemessungslast:} \quad q_k &= g + p & q_k &= 228.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ q_d &= 1.35 \cdot g + 1.5 \cdot p & q_d &= 322.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{aligned}$$

Normalkräfte in Bogen und Untergurt in Brückenmitte :

[1] Tveit, P.

- Druckkraft im Bogen

Mit	Spannweite	$L = 100\text{m}$
	Bogenstich	$h = 15\text{m}$
	Bemessungsstelle vom Brückenanfang	$x = 50\text{m}$
	durchschn. Neigung der Hänger an Bemessungsstelle x	$v_h = 62.5^\circ$
	Neigung des Bogens im Punkt x	$v_o = 0^\circ$

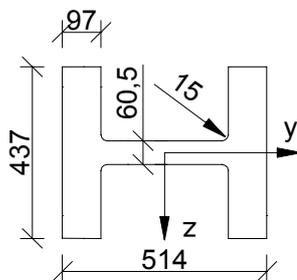
ergibt sich die Bogennormalkraft zu

$$N_o = \frac{-1}{\cos(v_o)} \cdot \left[\frac{q_d \cdot (L - x) \cdot x}{2 \cdot h} + \frac{1}{2} \cdot h \cdot q_d \cdot (\cot(v_h))^2 \right] \quad N_o = -27.5 \text{ MN}$$

- Zugkraft im Untergurt

$$N_u = \frac{q_d \cdot (L - x) \cdot x}{2 \cdot h} - \frac{1}{2} \cdot h \cdot q_d \cdot (\cot(v_h))^2 \quad N_u = 26.2 \text{ MN}$$

2.2 Querschnittswerte - Arbed - Breitflanschprofil 360x410x818



$$\begin{aligned} A &= 1043\text{cm}^2 & U &= 2.63\text{m} \\ I_y &= 135500\text{cm}^4 & W_y &= 6203\text{cm}^3 \\ I_z &= 392200\text{cm}^4 & W_z &= 15260\text{cm}^3 \\ \text{KSL} &: d \end{aligned}$$

Querschnittsklasse EC : 1

Material: S460ML $f_y = 430 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ $\gamma_{M.0} = 1.1$

Arbed-Group,
Firmen-
prospekt

ENV 1993-2
Tab. 3.1a

2.3 Nachweis der Querschnittstragfähigkeit

Nachweis der vorhandenen Druckkraft: $N_{Sd} \leq N_{c,Rd}$

ENV 1993 1-1
Kap. 5.4.4 (1)

Querschnittsklasse 1: $N_{c,Rd} = N_{pl,Rd}$

plastische Grenzschnittgrößen:

$$N_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M,0}} \cdot A \quad N_{pl,Rd} = 40.8 \text{ MN}$$

Nachweis :

$$\frac{|N_o|}{N_{pl,Rd}} = 0.7 < 1 \quad \text{NW erfüllt!}$$

2.4 Nachweis der Knicksicherheit

Dieser Nachweis wird mit einem Näherungsverfahren nach *Tveit, P.* geführt. Die Gültigkeit dieses Verfahrens ist auf eine Gleichlast in Brückenlänge beschränkt, hierfür liefert es Knicklasten die auf der sicheren Seite liegen.

[6] *Tveit, P.*
Seite 47 ff.

Für die Durchführung dieses Verfahrens wird folgende Knickfigur für eine gleichmäßige Belastung auf der gesamten Fahrbahn angenommen:

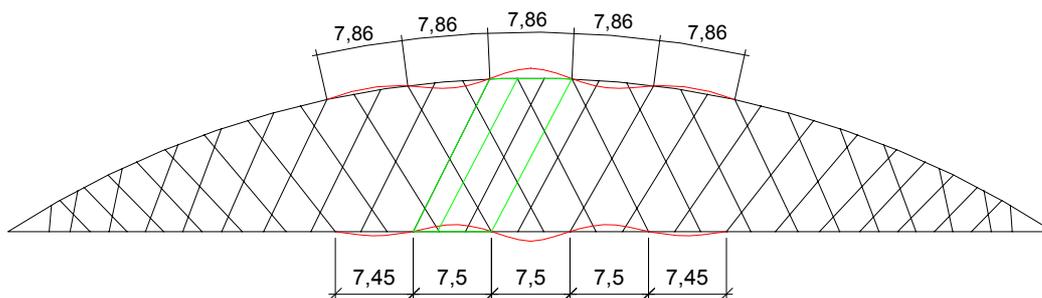


Abbildung B-2: Angenommene Knickfigur

Diese Annahme basiert auf Biegeknicklinien, die an anderen Netzbogenbrücken mit ähnlicher Geometrie auftreten.

Für das Näherungsverfahren wird der grün markierte Bereich verwendet.

[6] *Tveit, P.*
Fig. 52

Die angenommene Knickfigur liefert folgende Knicklängen:

$$\text{Bogen} : l_a = 7.86 \text{ m}$$

$$\text{Untergurt} : l_l = 7.5 \text{ m}$$

Die Federkonstante k für die elastische Stützung des Bogens berechnet sich mit

$$\text{Elastizitätsmodul der Hänger} \quad E_H = 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Querschnittsfläche eines Hängers} \quad A_H = 3.85 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$\text{größte Hängerlänge} \quad l_e = 16.79 \text{ m}$$

$$\text{Abstand zw. den Hängern am Bogen} \quad a = 2.62 \text{ m}$$

Neigung des steilsten Hängers

$$v = 63.3^\circ$$

$$\text{zu } k = \frac{E_H \cdot A_H}{I_e \cdot a} \cdot (\sin(v))^2 \quad k = 14.7 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

Die elastische Knicklast des Untergurtabschnittes berechnet sich mit

$$E_c = 37000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad I_L = \frac{(0.49\text{m})^3 \cdot 5.735\text{m}}{12} \quad I_L = 5.6 \times 10^6 \text{cm}^4$$

$$\text{zu } P_{eL} = \frac{\pi^2 \cdot E_c \cdot I_L}{l_1^2} \quad P_{eL} = 365 \text{ MN}$$

Die elastische Knicklast eines Bogenabschnittes berechnet sich mit

$$E_s = 2 \times 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad I_y = 1.4 \times 10^5 \text{cm}^4$$

$$\text{zu } P_{EA} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_y}{l_a^2} \quad P_{EA} = 43.3 \text{ MN}$$

Die elastische Knicklast für den gesamten Bogen berechnet sich letztendlich mit dem Verhältnis von Zugkraft im Untergurt zu Druckkraft im Bogen

$$\alpha = \frac{N_u}{|N_o|} \quad \alpha = 0.95$$

$$\text{zu } P_{cr} = P_{EA} + \frac{P_{eL} + P_{cr}}{\frac{l_1}{l_a} + \frac{\pi^2}{k \cdot l_a^2} \cdot (P_{eL} + \alpha \cdot P_{cr})}$$

Die Lösung dieser Gleichung zweiten Grades ergibt eine Knicklast von

$$P_{cr} = 121.9 \text{ MN} \quad > \quad |N_o| = 27.5 \text{ MN} \quad \text{damit ist der NW erfüllt!}$$

3. Längsvorspannkraft im Untergurt für $t = \infty$

Die Dimensionierung der Vorspannkraft wird, wie auch schon bei der Fahrbahnplatte, für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit durchgeführt.

Unter Berücksichtigung der wesentlichen Spannkraftverluste soll die Vorspannkraft die in den Untergurten auftretenden Zugkräfte aus Eigengewicht und Verkehrslast UIC71 im Gebrauchszustand überdrücken.

Die Zugkraft infolge Gebrauchslasten in einem Untergurt ermittelt sich zu:

[1] Tveit, P.

$$N_{uk} = \frac{q_k \cdot (L - x) \cdot x}{2 \cdot h} - \frac{1}{2} \cdot h \cdot q_d \cdot (\cot(\nu_h))^2 \quad N_{uk} = 18407.7 \text{ kN}$$

Unter Spannkraftverlusten von ca 15 % folgt nun der minimal nötige Spannstahlquerschnitt zu:

$$\frac{N_{uk}}{1570 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 0.85} = 13793.7 \text{ mm}^2$$

Gewählt werden 6 Litzenspannglieder Dywidag AS 6827, damit beträgt die vorhandene

Spannstahlfläche: $6 \cdot 4050 \text{ mm}^2 = 24300 \text{ mm}^2$

3.1 Querschnittswerte

Die Querschnittsabmessungen des Untergurtes und die Lage der Längsspannglieder können der *Abbildung D-8* entnommen werden.

Kap. D-8

Materialien:

Beton C50/60 $f_{ck} = 50 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ $E_c = 37000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ *ENV 1992-1 Tab. 3.1;3.2*

Betonstahl BSt 500 S $f_{yk} = 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ $E_s = 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ *DIN 1045 Tab. 6*

Litzenpannglied, Dywidag AS 6827

DIBT, Z-13.1-86

Querschnittsfläche	$A_p = 4050 \text{ mm}^2$	
E-Modul	$E_p = 195000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	
Zugfestigkeit	$f_{pk} = 1770 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	
0,1%-Dehngrenze	$f_{p0.1k} = 1570 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	
Strecklast	$P_{streck} = f_{p0.1k} \cdot A_p$	$P_{streck} = 6358.5 \text{ kN}$
Aufbau	27 Litzen a 150mm ²	
Reibungsfaktor	$\mu = 0.2$	
ungew. Umlenkwinkel	$k = 0.3 \frac{^\circ}{\text{m}}$	
Exzentrizität	$e_x = 14.4 \text{ mm}$	

Hüllrohr $d_{Hi} = 110\text{mm}$ $d_{Ha} = 118\text{mm}$
 Erforderliche Betondeckung: *Kap. B-1.2.1*

Hüllrohr $nomc_H = 60\text{mm}$

Betonstahl $nomc = 50\text{mm}$

Brutto - Querschnittswerte: $A_c = 28650\text{cm}^2$ $U_c = 1238\text{cm}$
 $z_{sc} = 24.5\text{cm}$ $I_c = 6.1 \cdot 10^6\text{cm}^4$

3.2 Spannkraft nach Kriechen, Schwinden und Relaxation

Die Vorspannkraft zum Zeitpunkt $t = \infty$ in Brückenmitte errechnet sich zu:

$$P_{m,t} = P_0 + \Delta P_c - \Delta P_{t,u} - \Delta P_{\mu} - \Delta P_{sl}$$

ENV 1992-1-1
Kap. 2.5.4.2

Vorspannkraft am Spannende des Spannstabes unmittelbar nach dem Vorspannen:

$$P_0 = 0.71 \cdot P_{\text{streck}} = 4514.5\text{ kN}$$

ENV 1992-1-1
Kap. 4.2.3.5

Der Spannkraftverlust in Brückenmitte infolge Reibung errechnet sich mit

- den Umlenk winkeln der SG (Horizontal- und Vertikalanteil)

$\Theta_1 = 22^\circ + 8^\circ$	$\Theta_1 = 0.5236$
$\Theta_2 = 16^\circ + 8^\circ$	$\Theta_2 = 0.4189$
$\Theta_3 = 10^\circ + 8^\circ$	$\Theta_3 = 0.3142$
- dem Reibungsfaktor $\mu = 0.2$
- dem ungew. Umlenk Winkel $k = 5.2 \frac{10^{-3}}{\text{m}}$
- der Bemessungsstelle $x = 50\text{m}$

$$\text{zu: } \Delta P_{\mu 1} = P_0 \cdot \left[1 - e^{-\mu \cdot (\Theta_1 + k \cdot x)} \right] \quad \Delta P_{\mu 1} = 656.3\text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu 2} = P_0 \cdot \left[1 - e^{-\mu \cdot (\Theta_2 + k \cdot x)} \right] \quad \Delta P_{\mu 2} = 574.6\text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu 3} = P_0 \cdot \left[1 - e^{-\mu \cdot (\Theta_3 + k \cdot x)} \right] \quad \Delta P_{\mu 3} = 491.2\text{ kN}$$

$$\text{insgesamt: } \Delta P_{\mu} = (\Delta P_{\mu 1} + \Delta P_{\mu 2} + \Delta P_{\mu 3}) \cdot 2 = 3444.2\text{ kN}$$

Der Schlupf an der Plattenverankerung beträgt laut Zulassung 2 mm. Da sich der daraus resultierende Spannkraftverlust jedoch nicht bis zur Brückenmitte auswirkt und am Rand durch eine Überspannung vermindert werden kann, wird er im Rahmen dieser Arbeit vernachlässigt.

DIBT,
Z-13.1-86

$$\Delta P_{sl} = 0\text{ kN}$$

Auch der Spannkraftverlust infolge einer elastischen Verformung des Tragwerkes bei der Lastübertragung wird im Rahmen dieser Arbeit vernachlässigt.

$$\Delta P_c = 0 \text{ kN}$$

Die Spannkraftverluste aus Kriechen, Schwinden und Relaxation zum Zeitpunkt $t=oo$ ergeben sich mit

ENV 1992-1
Kap. 4.2.3.5.5

- der wirksamen Bauteildicke $A_c = 28650 \text{ cm}^2 \quad U_c = 1238 \text{ cm}$

$$d = 2 \cdot \frac{A_c}{U_c} = \frac{2 \cdot 28650 \text{ cm}^2}{1271 \text{ cm}} = 45.1 \text{ cm}$$

- der Kriechzahl, für eine Vorspannung 28 Tage nach dem Betonieren, bei einer relativen Luftfeuchte von 80 % (Außenbauteil)

ENV 1992-1-1
Tab. 3.3

$$\phi_{u,28} = 1.9$$

- dem Verhältnis der Steifigkeiten $\alpha = \frac{E_p}{E_c} = \frac{195000}{37000} = 5.3$

- dem Schwindmaß bei einer relativen Luftfeuchte von 80 %

ENV 1992-1-1
Tab. 3.4

$$\varepsilon_{cs,u} = 33 \cdot 10^{-5}$$

- dem Anteil aus Relaxation des Spannstahles, da in der bauaufsichtlichen Zulassung der SG kein expliziter Wert genannt wird, folgt

DIBT,
Z-13.1-86

$$\sigma_{pg0} = \frac{6 \cdot P_0 - \Delta P_\mu}{6 \cdot A_p} \quad \sigma_{pg0} = 973 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_p = 0.8 \cdot \sigma_{pg0} \quad \sigma_p = 778.4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$v = \frac{\sigma_p}{f_{pk}} \quad v = 0.44$$

damit folgt der Relaxationsverlust nach 1000h bei 20°C zu

ENV 1992-1-1
Bild 4.8

$$\Delta \sigma_{pr} = 1.0\% \cdot \sigma_p = 7.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Der Endwert des Relaxationsverlustes bei $t=oo$ ist etwa dreimal so groß:

ENV 1992-1-1
Kap. 4.2.3.4.1

$$\Delta \sigma_{pr,u} = 3 \cdot \Delta \sigma_{pr} \quad \Delta \sigma_{pr,u} = 34.1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- der Betonspannung in Höhe Spanngliedachse aus ständigen Einwirkungen (Spannstahlachse = Schwerelinie Beton) ergibt sich mit

$$N_{u,EG} = \frac{g \cdot (L - x) \cdot x}{2 \cdot h} - \frac{1}{2} \cdot h \cdot g \cdot (\cot(v_h))^2$$

Kap. B-2.1

$$N_{u,EG} = \frac{134.5 \cdot 50 \cdot 50 \cdot \text{kN}}{2 \cdot 15} - 0.5 \cdot 15 \cdot 134.5 \cdot 0.52^2 \cdot \text{kN} = 10935.6 \text{ kN}$$

zu $\sigma_{cg} = \frac{N_{u,EG}}{A_c} = \frac{10935.6 \text{ kN}}{28650 \cdot \text{cm}^2} = 3.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

- der Anfangsbetonspannung in Höhe des Spanngliedes aus Vorspannung

$$\sigma_{cp0} = \frac{6 \cdot P_0 - \Delta P_{\mu}}{-A_c} \quad \sigma_{cp0} = -8.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{zu: } \Delta P_{tt} = \frac{-\varepsilon_{cs,u} \cdot E_p - \Delta \sigma_{pr,u} + \alpha \cdot \phi_{u,28} \cdot (\sigma_{cg} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha \cdot \frac{6 \cdot A_p}{A_c} \cdot (1 + 0.8 \cdot \phi_{u,28})} \cdot A_p \quad \Delta P_{tt} = -520.2 \text{ kN}$$

Damit ergibt sich nun die Untergurkraft aus Vorspannung in Feldmitte unter Berücksichtigung der Verluste aus Reibung, Kriechen, Schwinden und Relaxation zu:

$$P_{m,t} = 6 \cdot P_0 + \Delta P_{tt} - \Delta P_{\mu} \quad P_{m,t} = 23122.8 \text{ kN} > N_{uk} = 18407.7 \text{ kN} \quad \text{NW erfüllt!}$$

Für unberücksichtigte Spannungen aus örtlicher Biegung sind noch ausreichend Reserven vorhanden.

4. Querträger der orthotropen Stahlfahrbahn

Für die orthotrope Stahlfahrbahn werden nur die Querträger Vorbemessen, weil diese die Bauhöhe bestimmen.

Da die Bauteile der Fahrbahn einer großen Ermüdungsbelastung ausgesetzt sind, ist es nicht sinnvoll höherfeste Feinkornbaustähle zu verwenden. Die Stahlfahrbahn wird daher aus S 235 gefertigt.

4.1 Schnittgrößenermittlung

Die für diese Variante gewählte Hängeranordnung (vgl. Abb. C-71) bestimmt den Achsabstand der Querträger. Dieser variiert zwischen 1,75 m nahe dem Bogenfußpunkt und 2,5 m in Brückenmitte. Für die Vorbemessung wird letzterer maßgebend.

Im Folgenden wird davon ausgegangen, dass ein starr gestützter Querträger die auf einer Länge von 2,5 m anfallenden Lasten aus Verkehr und Eigengewicht abtragen muß. Auf der sicheren Seite liegend, werden die in *Kapitel B-1.1* ermittelten Schnittgrößen verwendet:

$$m_{yy,EG} = (202.3 + 190.8) \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Kapitel B-1.1

$$m_{yy,UIC} = 420.8 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Daraus wird nun das Biegemoment in Querträgermitte im Grenzzustand der Tragfähigkeit ermittelt. Die Verkehrslast wird dabei mit dem Schwingbeiwert $\phi=1,2$ multipliziert.

$$M_{y,QT} = 2.5 \text{ m} \cdot (202.3 \cdot 1.35 + 190.8 \cdot 1.35 + 420.8 \cdot 1.2 \cdot 1.45) \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \quad M_{y,QT} = 3157.2 \text{ kNm}$$

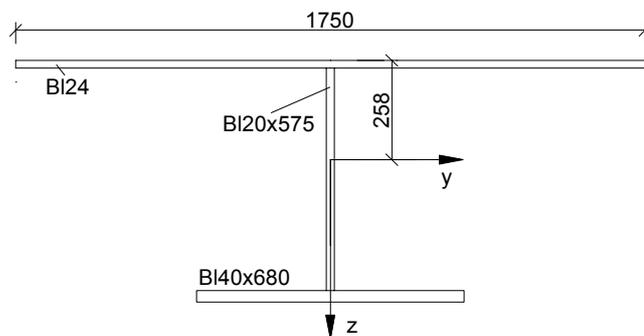
4.2 Querschnittswerte

Material: S235 $f_y = 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ $\gamma_{M0} = 1.1$

ENV 1993-2
Tab. 3.1a

Die Querschnittswerte werden unter Berücksichtigung der mitwirkenden Gurtbreiten ermittelt. Dabei wird der kleinste Querträger-Achsenabstand von 1,75 m berücksichtigt.

Querschnitt mit vorhandenen Gurtbreiten:



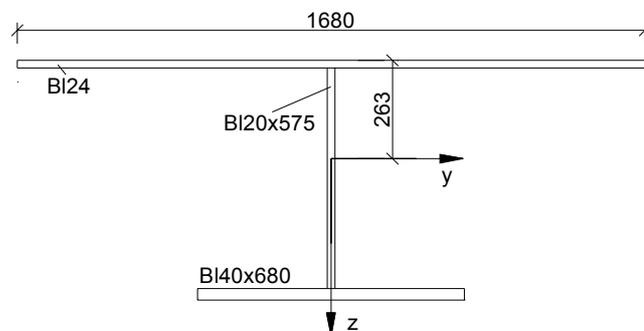
Mitwirkende Gurtbreiten: mit $l_M = 11.45\text{m}$ $b_0 = 0.875\text{m}$

DS 804
Abs. 167

$$\lambda_1 = \frac{1}{1 + 6.4 \cdot \left(\frac{0.875}{11.45}\right)^2} \quad \lambda_1 = 0.96$$

folgt $b_m = \lambda_1 \cdot b_0 = 84.3\text{ cm}$

Daraus folgen die Bemessungs-Querschnittswerte:



$$A = 765.4 \cdot \text{cm}^2$$

$$I_y = 626300 \cdot \text{cm}^4$$

$$I_z = 1053000 \cdot \text{cm}^4$$

4.3 Nachweis der Querschnittstragfähigkeit

Spannungen an UK Querträger: $\sigma_x = \frac{3157.2 \text{ kNm}}{626300 \text{ cm}^4} \cdot 38.1 \text{ cm} = 192.1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Spannungsnachweis: $\sigma_x = 192.1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \frac{235 \text{ N}}{1.1 \cdot \text{mm}^2} = 213.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ NW erfüllt!

ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.8

Anhang C

FEM - Berechnung

0. Inhaltsverzeichnis

1. Allgemeines	3
2. Netzwerkbogen mit einer Fahrbahnplatte aus Spannbeton	3
2.1 Das Modell der Finiten - Element - Berechnung	3
2.1.1 Eigenschaften der verwendeten Elemente	4
2.1.2 Die Bögen	4
2.1.3 Windverband und Portalriegel	5
2.1.4 Hänger	5
2.1.5 Fahrbahnplatte	6
2.1.6 Endquerträger mit Bogenfußpunkt	7
2.1.7 Lagerung des Überbaues	7
2.2 Ermittlung von Eigenfrequenzen und Eigenformen	9
2.2.1 Eigenfrequenzen und -formen unter Eigengewicht	9
2.2.2 Erste Eigenform bei halbseitigem Verkehr im GZT	10
2.3 Ermittlung von Einflusslinien	11
2.3.1 Normalkraft in den Hängern	11
2.3.2 Biegemoment M_y im Bogen	14
2.4 Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit	15
2.4.1 LK T1 - Stabilitätsversagen bei symmetrischer Volllast	15
2.4.2 LK T2 - Stabilitätsversagen bei Halblast und Hängerausfall	17
2.4.3 LK T3 - Symmetrische Volllast für max. M_y in Fahrbahnplatte	19
2.4.4 LK T4 - Laststellung für max. M_y im Endquerträger	24
2.4.5 LK T5 - Laststellung für max. N im Hänger 15	25
2.4.6 LK T6 - Seitenstabilität / Standsicherheit	26
2.4.7 Vergleich verschiedener Vorverformungen in Bogenebene	27
2.5 Schnittgrößen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	28
2.5.1 LF1+LF3 - Konstruktionseigengewicht und Längsvorspannung	28
2.5.2 LF1+LF2+LF3 - Vorspannung und Eigengewicht	30
2.5.3 LK G1 - Symmetrische Volllast auf einem Gleis	32
2.5.4 LK G2 - Symmetrische Volllast auf beiden Gleisen	33
2.5.5 LK G3 - Halbseitiger Verkehr auf beiden Gleisen	35
2.5.6 LK G4 - Laststellung für max. M_y im Endquerträger	36
2.5.7 LK G5 - Maximale Horizontalverformung	36

3. Netzwerkbogen mit einer orthotropen Platte als Fahrbahn	37
3.1 Das Modell der Finiten - Element - Berechnung	37
3.1.1 Geänderte Hängergeometrie	37
3.1.2 Orthotrope Fahrbahnplatte aus Stahl	38
3.1.3 Endquerträger mit Bogenfußpunkt	39
3.2 Ermittlung von Eigenfrequenzen und Eigenformen	41
3.2.1 Eigenfrequenzen und -formen unter Eigengewicht	41
3.2.2 Erste Eigenform bei halbseitigem Verkehr im GZT	42
3.3 Ermittlung von Einflusslinien	43
3.3.1 Normalkraft in den Hängern - Hängeranordnung der Betonvariante	43
3.3.2 Normalkraft in den Hängern - neue Hängeranordnung	44
3.3.3 Biegemoment M_y in den Längsrippen	46
3.3.4 Biegemoment M_y im Querträger in Brückenmitte	47
3.3.5 Biegemoment M_y im Endquerträger	47
3.4 Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit	48
3.4.1 LK T1 - Stabilitätsversagen bei symmetrischer Volllast	48
3.4.2 LK T2 - Stabilitätsversagen bei Halblast und Hängerausfall	50
3.4.3 LK T7 - Laststellung für max. M_y in Längsrippe 13	52
3.4.4 LK T8 - Laststellung für min. M_y in Längsrippen 15	52
3.4.5 LK T9 - Laststellung für max. M_y im Querträger	52
3.4.6 LK T10 - Laststellung für max. M_y im Endquerträger	53
3.4.7 LK T11 - Laststellung für max. N im Hänger 14	53
3.4.8 LK T6 - Seitenstabilität / Standsicherheit	55
3.4.9 LK T4 - Max. vertikale Auflagerreaktionen	55
3.5 Schnittgrößen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	56
3.5.1 LF1+LF2 - Eigengewicht	56
3.5.2 LK G1 - Symmetrische Volllast auf einem Gleis	57
3.5.3 LK G2 - Symmetrische Volllast auf beiden Gleisen	57
3.5.4 LK G3 - Halbseitiger Verkehr auf beiden Gleisen	58
3.5.5 LK G6 - Laststellung für max. M_y in Längsrippe 13	58
3.5.6 LK G7 - Laststellung für min. M_y in Längsrippe 15	58
3.5.7 LK G8 - Laststellung für max. M_y im Querträger	59
3.5.8 LK G9 - Laststellung für max. M_y im Endquerträger	59

1. Allgemeines

Die statische Untersuchung der Brücke erfolgte mit dem Finite - Element - Softwarepaket der SOFISTIK AG, Oberschleissheim.

Mit Hilfe dieser leistungsstarken Software wurden die Berechnungen der Schnittgrößen und Verformungen am dreidimensionalen Modell nach Theorie II. Ordnung durchgeführt. Hierfür wurde das Modul ASE in der Version 10.47 verwendet.

Durch die Berechnungen nach Theorie II. Ordnung wird zum einen der mögliche Ausfall einzelner Hänger berücksichtigt und zum anderen das allgemeine Tragverhalten der Brücke besser erfaßt, da die relativ hoch beanspruchten Hänger nicht unwesentliche Dehnungen erfahren.

In einer der Schnittgrößenermittlung vorausgehenden Untersuchung wurden die ersten Eigenfrequenzen und zugehörigen Eigenformen ermittelt. Aus den Eigenformen wurden dann Vorhersagen über die möglichen Knickfiguren der Brücke und die anzusetzenden Imperfektionen getroffen.

In einer weiteren Voruntersuchung wurden die Einflusslinien für alle Hänger bestimmt und für den zweigleisigen UIC-Verkehr ausgewertet. Diese Berechnungen erfolgten mit dem Programmmodul Else nach linearer Theorie. Damit wurden die maximalen und minimalen Kräfte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in jedem Hänger und die maßgebenden Laststellungen für die Berechnungen nach Theorie II. Ordnung bestimmt.

Weitere Informationen zu dieser Software findet man im Internet unter: www.sofistik.de.

2. Netzbogen mit einer Fahrbahnplatte aus Spannbeton

2.1 Das Modell der Finiten - Element - Berechnung

Für die Abbildung der Brücke in ein statisches Finite - Element - Modell wurden Balkenelemente, Seilelemente und Viereck - Schalenelemente verwendet.

Alle diese Elemente sind Verschiebungselemente. Das heißt, die verwendete Finite - Element - Methode (FEM) ist ein Weggrößenverfahren, bei dem die Unbekannten die Verformungsgrößen in den Knoten sind. Nach Ermittlung der Verformungen in den Knoten werden unter Verwendung der Elementsteifigkeitsmatrizen die Schnittgrößen und Spannungen in den Elementen ermittelt.

[14]
Sofistik AG

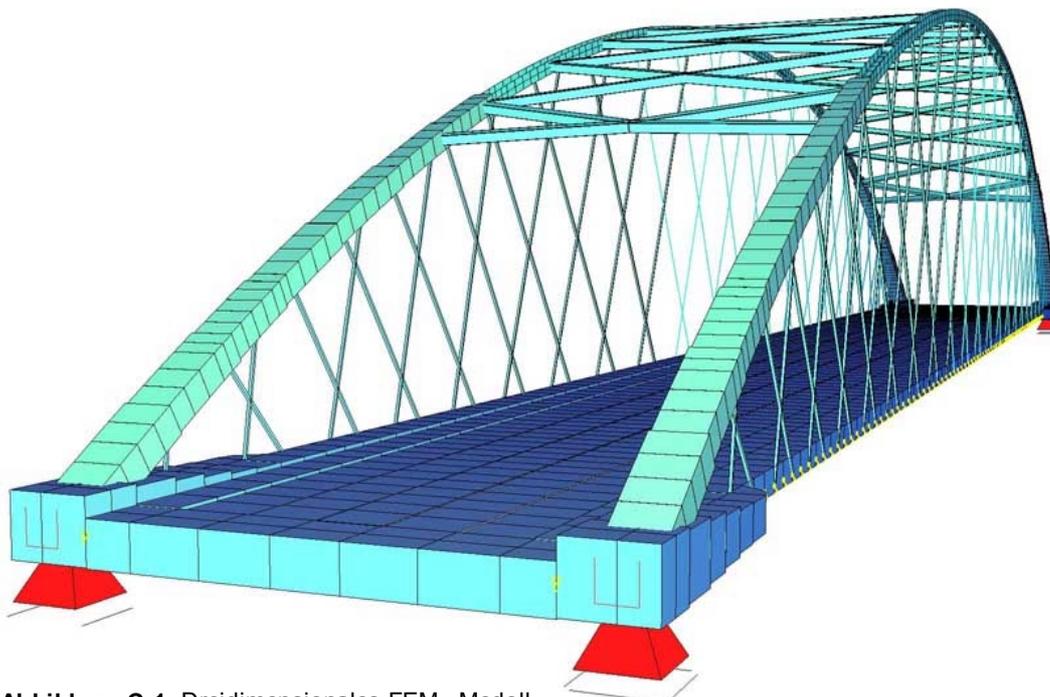


Abbildung C-1: Dreidimensionales FEM - Modell

2.1.1 Eigenschaften der verwendeten Elemente

- Balkenelement:

Hierbei handelt es sich um ein einfaches Stabelement mit zwei Knoten, das neben den Biegeverformungen und Normalkraftdehnungen auch die Schubverformungen berücksichtigt.

- Seilelement:

Dies ist ein modifiziertes Stabelement, das nur Normalkraftdehnungen berücksichtigt und demzufolge nur Normalkräfte übertragen kann. Bei nichtlinearen Berechnungen (Th.II) kann es keine Druckkräfte aufnehmen. Da die Seile relativ kurz und nicht mehr als 40° gegen die Vertikale geneigt sind, wurde kein innerer Seildurchhang berücksichtigt.

- Schalenelement:

Das verwendete Element ist ein flaches Element mit 4 Knoten, das neben der Membran- und Plattentragwirkung auch eine Verdrehung um die Normale der Elementebene berücksichtigt.

2.1.2 Die Bögen

Bei einer Brückenspannweite von 100 m und einen Bogenstich von 15 m (siehe Abbildung C-2) ergibt sich ein Bogenradius von 90,83 m. Die Bögen wurden aus geraden Balkenelementen in Form eines Polygonzuges modelliert. Damit sich der Polygonzug der Krümmung des Kreisbogens möglichst gut annähert, wurden jeweils zwischen den Hängeranschlussknoten drei weitere Knoten angeordnet. Die Länge eines Bogenstabes beträgt dann im Mittel 0,87 m. In der Tabelle C-2 sind die Koordinaten der Hängeranschlussknoten aufgelistet.

Der Bogenquerschnitt der Stahlgüte S 460 besteht im Bereich der Windportale aus einem geschweißten Kasten (blau in Abb. C-2 und C-3), der sich vom Fußpunkt ausgehend verjüngt (vgl. Abb. C-5), und aus einem gewalzten H-Breitflanschprofil (vgl. Abb. C-4) im Bereich des Windverbandes.

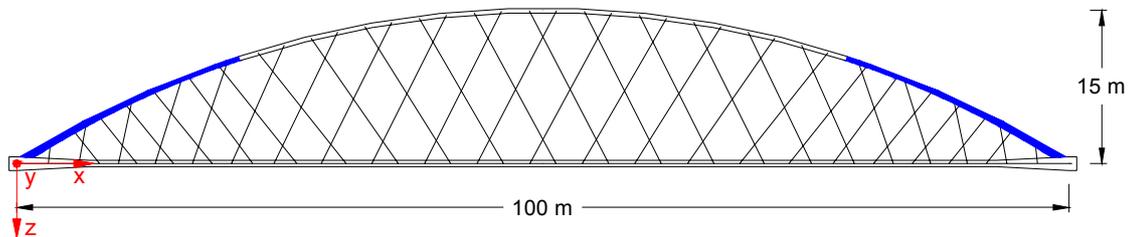


Abbildung C-2: Bogen, längs

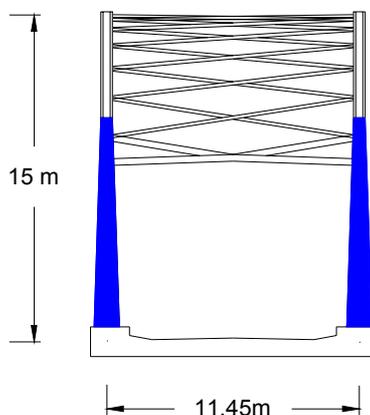


Abbildung C-3: Bogen, quer

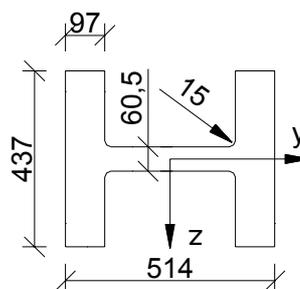


Abbildung C-4: H - Breitflanschprofil,
Arbed W 360x410x818

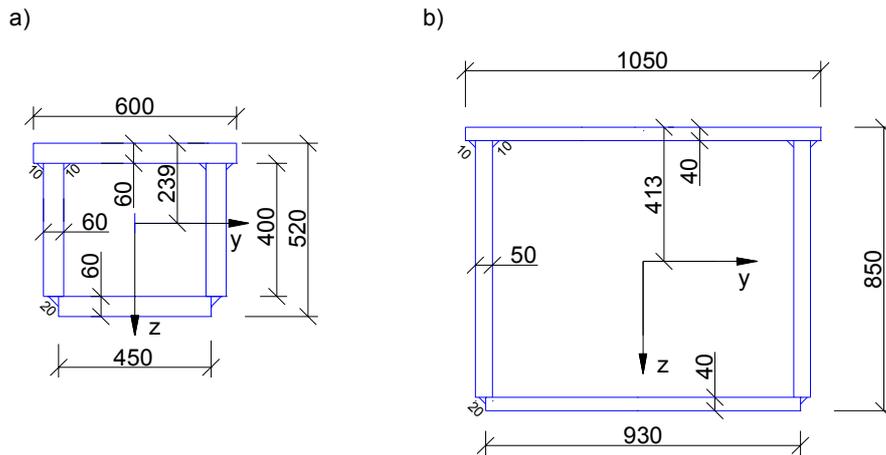


Abbildung C-5: Kastenquerschnitt a) am Übergang zum Walzprofil; b) am Bogenfußpunkt

2.1.3 Windverband und Portalriegel

Die Streben des Windverbandes und die Riegel der Windportale werden durch biegesteif angeschlossene Balkenelemente aus S235 modelliert. Die Riegel der Windportale und die unmittelbar daran anschließenden Stäbe des Windverbandes bestehen aus einem geschweißten Kastenquerschnitt 300x300x12,5 (blau in Abb. C-6 und C-7). Alle anderen Stäbe des Windverbandes bestehen aus einem gewalzten Hohlprofil 200x200x12,5. Die Knotenkoordinaten können den Tabellen C-2 und C-3 entnommen werden

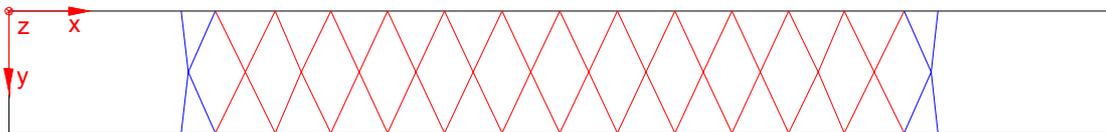


Abbildung C-6: Windverband

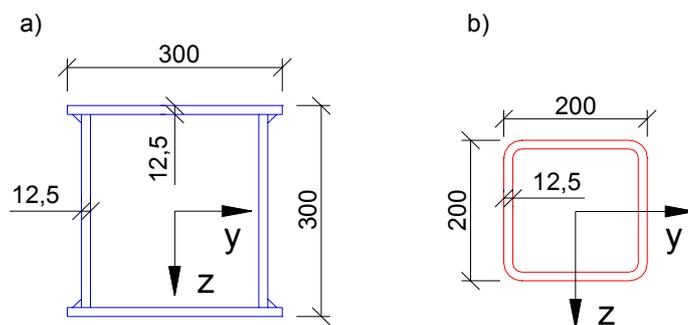


Abbildung C-7: Querschnitte von Portalriegel (a) und Windverband (b)

2.1.4 Hänger

Die Hänger werden als Elemente des oben beschriebenen Types "Seil" aus S 460 generiert. Aufgrund der Symmetrie in einer Bogenebene, genügt es alle nach rechts geneigten Hänger zu untersuchen. Dies geschieht für die Hänger 1-22.

In der Abbildung C-8 ist unter Nutzung der Symmetrie nur eine Brückenhälfte dargestellt. Die Koordinaten der Knoten können den Tabellen C-1 und C-2 entnommen werden. Alle Hänger haben einen Durchmesser von 70 mm.

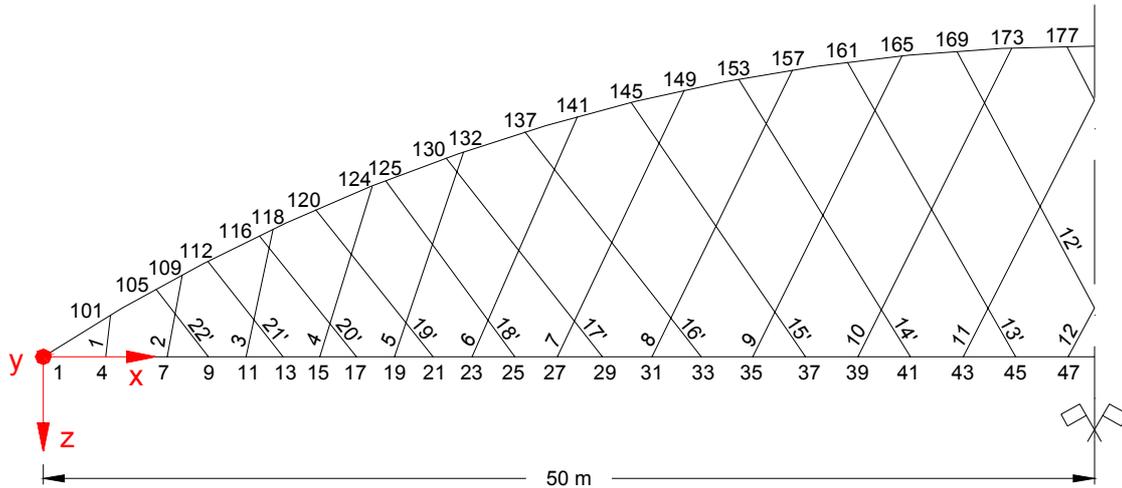


Abbildung C-8: Darstellung der Hänger mit zugehörigen Knoten

2.1.5 Fahrbahnplatte

Der Betonquerschnitt aus C50/60 der Fahrbahn wird aus den o.g. Schalenelementen generiert, die alle in einer Ebene in Höhe der Querschnittsunterkante liegen. Die Knoten der Fahrbahn befinden sich dadurch 24,5 cm tiefer als die Hängeranschlussknoten, die in Höhe des Fahrbahnschwerpunktes liegen (vgl. Abb. C-9). Die jeweils zusammengehörigen Knoten sind über eine Starrkörperkopplung miteinander verbunden.

Durch eine unterschiedliche Dickenzuweisung an die Elemente wird die in Brückenquerrichtung veränderliche Plattendicke abgebildet. In Brückenlängsrichtung wurde zusätzlich zu den Hängeranschlussknoten (vgl. Tab. C-1) noch jeweils ein Zwischenknoten definiert.

In Verbindung mit den der Abbildung C-9 zu entnehmenden Knotenabständen in Querrichtung ergeben sich annähernd quadratische Elemente (vgl. Abb. C-10). Dies ist im Interesse von möglichst genauen Plattenschnittgrößen anzustreben.

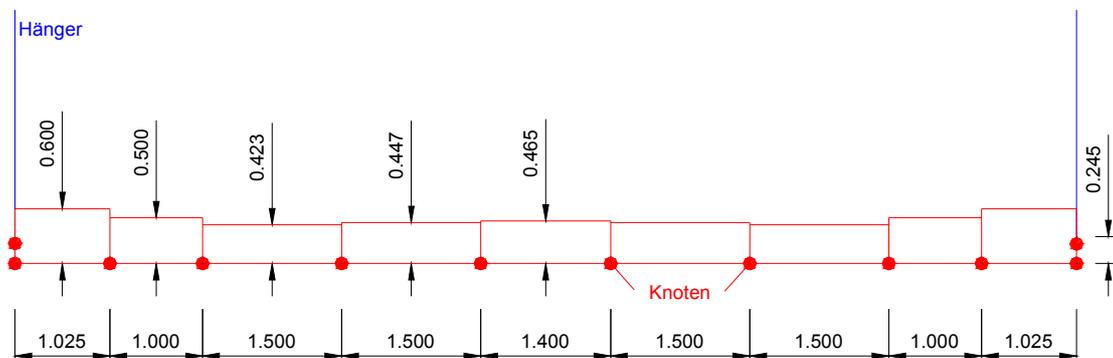


Abbildung C-9: Modellierung der Fahrbahnplatte im Querschnitt

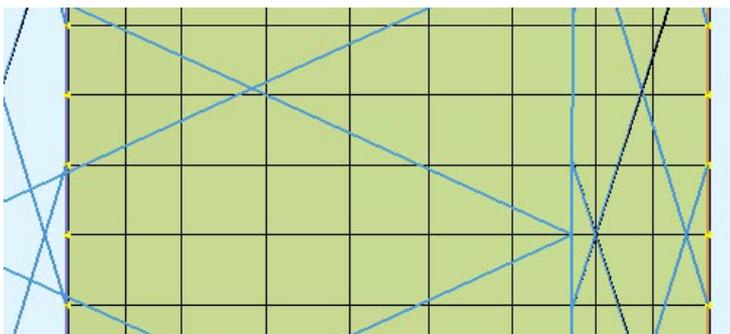


Abbildung C-10: FE-Netz der Fahrbahnplatte

2.1.6 Endquerträger mit Bogenfußpunkt

Im Bereich der Endquerträger werden die Schalenelemente mittig an den sonst unten liegenden Fahrbahnknoten angeschlossen (vgl. Abb. C-11).

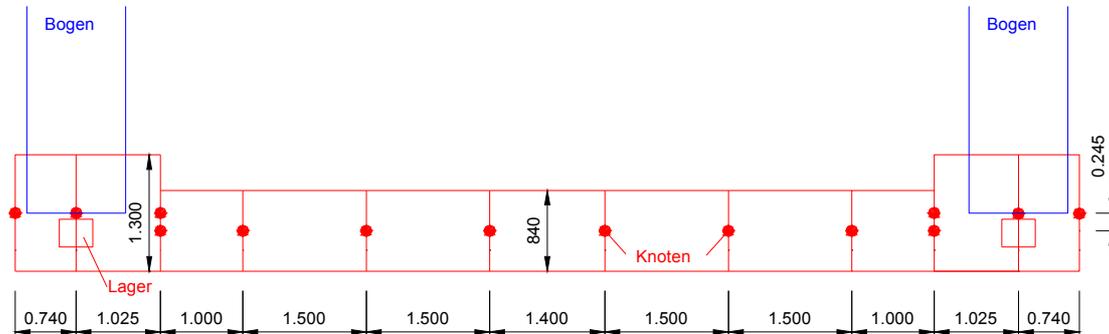


Abbildung C-11: Modellierung des Endquerträgers

Die Einspannung des Bogens in die Fahrbahnplatte wird durch einen in y- und z-Richtung biegesteifen Anschluss des ersten Bogenelementes an den ersten Fahrbahnknoten und eine gelenkige Kopplung des zweiten Bogenelementes an die zweiten Fahrbahnknoten modelliert (vgl. Abb. C-12). Damit wird berücksichtigt, dass die Einspannung des Bogens, bedingt durch die Fahrbahndicke, höher als im idealen Fußpunkt wirkt.

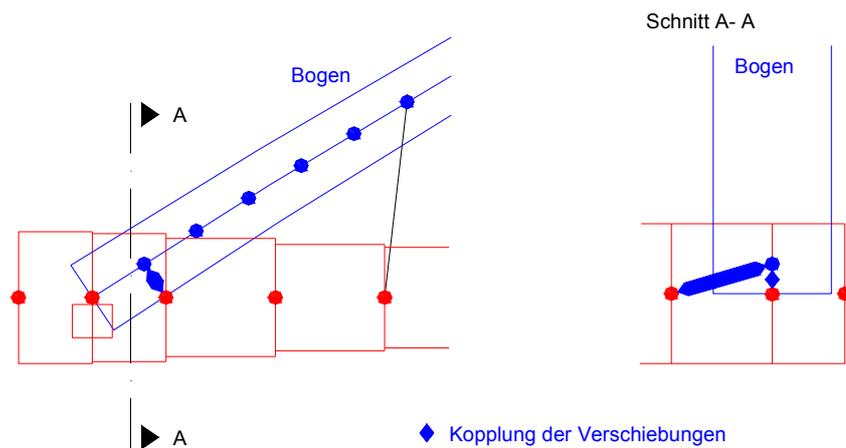


Abbildung C-12: Modellierung des Bogenfußpunktes

2.1.7 Lagerung der Überbaus

Der Überbau wird statisch bestimmt gelagert, die möglichen Lagerverschiebungen sind in Abbildung C-13 dargestellt. In allen 4 Knoten ist die Brücke um die y-Achse frei drehbar gelagert. Eine Verdrehung um die x-Achse ist nicht möglich.

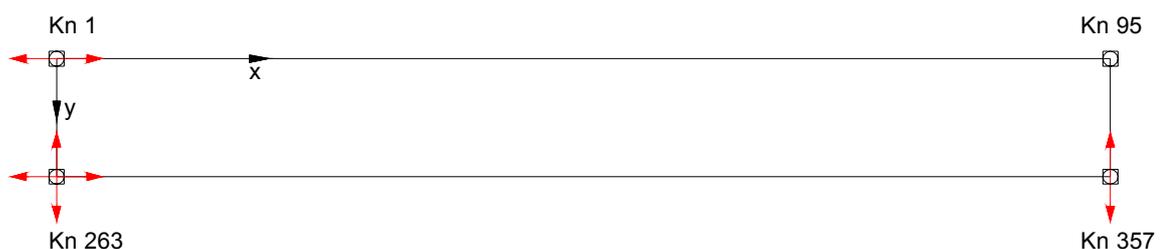


Abbildung C-13: Mögliche Lagerverschiebungen

Knotenpunkt	x - Wert [m]
1	0,000
2	0,750
3	1,863
4	2,975
5	3,950
6	4,925
7	5,900
8	6,875
9	7,850
10	8,750
11	9,650
12	10,525
13	11,400
14	12,275
15	13,150
16	14,025
17	14,900
18	15,800
19	16,750
20	17,625
21	18,600
22	19,475
23	20,450
24	21,350
25	22,425
26	23,375
27	24,450
28	25,525
29	26,600
30	27,775
31	28,950
32	30,125
33	31,300
34	32,525
35	33,750
36	35,000
37	36,250
38	37,500
39	38,750
40	40,000
41	41,250
42	42,500
43	43,750
44	45,000
45	46,250
46	47,500
47	48,750
48	50,000
.....	symmetrisch
Hängeranschlussknoten	

Tabelle C-1: Knotenkoordinaten der Betonfahrbahn

Knotenpunkt	x - Wert [m]	z - Wert [m]
96 (start)	0,528	0,345
101	3,202	2,017
105	4,943	3,037
109	6,610	3,966
112	7,824	4,615
116	10,270	5,850
118	11,601	6,484
120	12,956	7,103
124	15,648	8,254
125	16,282	8,510
129	18,731	9,448
130	19,152	9,601
132	19,996	9,902
137	22,909	10,866
139	24,162	11,248
141	25,420	11,611
145	27,952	12,284
147	29,226	12,592
149	30,503	12,883
153	33,070	13,408
155	34,358	13,643
157	35,640	13,859
161	38,243	14,236
163	39,543	14,396
165	40,846	14,538
169	43,456	14,764
171	44,763	14,849
173	46,071	14,915
177	48,690	14,991
179 (Symmetrie)	50,000	15,000

Anschluss - Windverband

Anschluss - Hänger

Anschluss - Windverband und Hänger

Tabelle C-2: Knotenkoordinaten im Bogen (ohne Zwischenknoten)

Knotenpunkt	x - Wert [m]	y - Wert [m]	z - Wert [m]
525	16,282	5,725	8,510
526	21,446	5,725	10,348
527	26,694	5,725	11,920
528	31,792	5,725	13,118
529	36,951	5,725	14,020
530	42,153	5,725	14,623
531	47,382	5,725	14,924
532	52,619	5,725	14,924
533	57,847	5,725	14,623
534	63,049	5,725	14,020
535	68,208	5,725	13,118
536	73,306	5,725	11,920
537	78,554	5,725	10,348
538	83,718	5,725	8,510

Tabelle C-3: Knotenkoordinaten in der Mitte des Windverbandes

2.2 Ermittlung von Eigenfrequenzen und Eigenformen

Mit dem Modul ASE 10.47 wurden die ersten 3 Eigenfrequenzen für die Brücke unter charakteristischer Eigengewichtsbelastung (inkl. Schotter) untersucht. Da die zugehörigen Eigenformen jedoch erheblich von der in der Vorbemessung angenommen Knickfigur abweichen, wurde weiterhin nach einer Eigenform gesucht, die dieser entspricht. Dies ist die 19. Eigenform. Da es im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter halbseitigem Verkehr und 1,0-fachem Eigengewicht zum Ausfall von vier Hängern kommt, wird auch für diese Situation die erste Eigenform bestimmt.

2.2.1 Eigenfrequenzen und -formen unter Eigengewicht

- 1. Eigenform, $f=1,59\text{Hz}$

Diese Eigenform beschreibt das Ausweichen der Portalrahmen aus der Bogenebene.

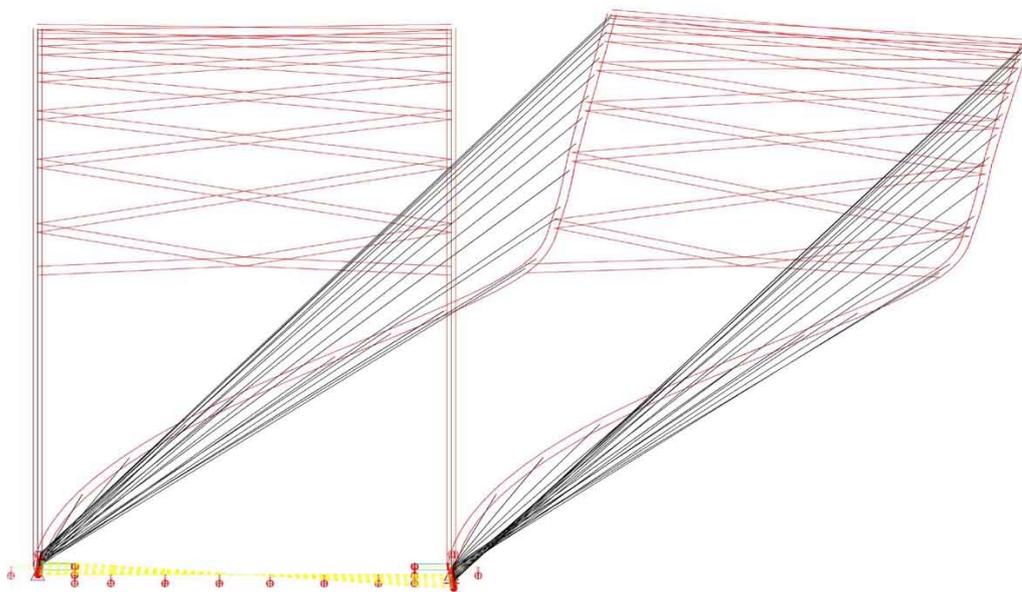


Abbildung C-14: 1. Eigenform unter Eigengewicht, $f=1,59\text{ Hz}$, 200-fach überhöht

- 2. Eigenform, $f=1,72\text{ Hz}$

Diese Eigenform beschreibt das symmetrische Ausweichen der Bögen in Bogenebene.

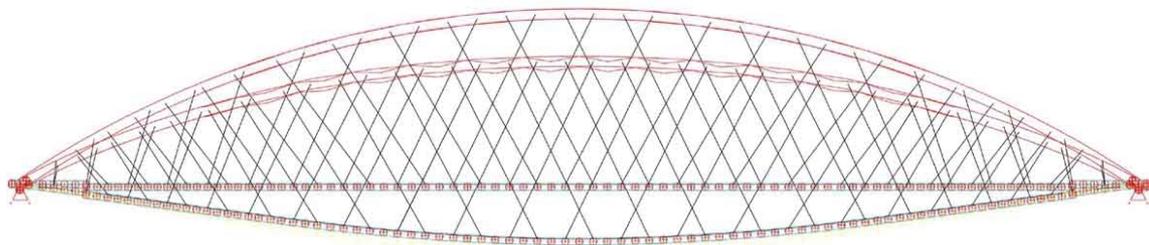


Abbildung C-15: 2. Eigenform unter Eigengewicht, $f=1,72\text{ Hz}$, 200-fach überhöht

- 3. Eigenform, $f=2,27\text{Hz}$

Diese Eigenform beschreibt das antimetrische Ausweichen der Bögen in Bogenebene.

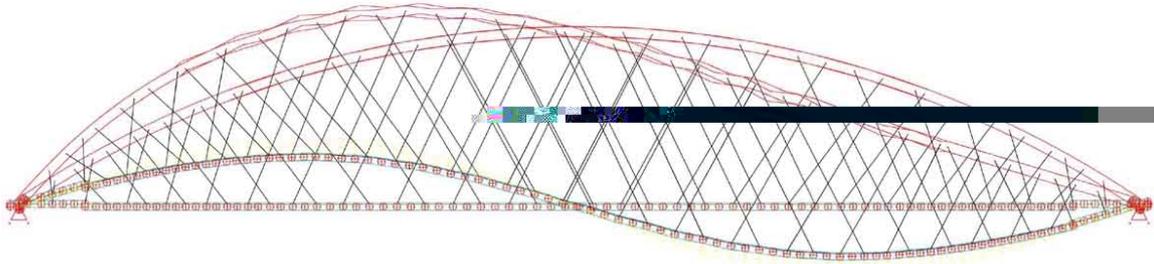


Abbildung C-16: 3. Eigenform unter Eigengewicht, $f=2,27\text{ Hz}$, 200-fach überhöht

- 19. Eigenform, $f=7,09\text{Hz}$

Diese Eigenform beschreibt ein Ausweichen der Bögen in Bogenebene, das der Knickfigur nach [6] Tveit, P. entspricht und der Vorbemessung zugrunde liegt.

[6] Tveit, P.
Seite 47 ff.

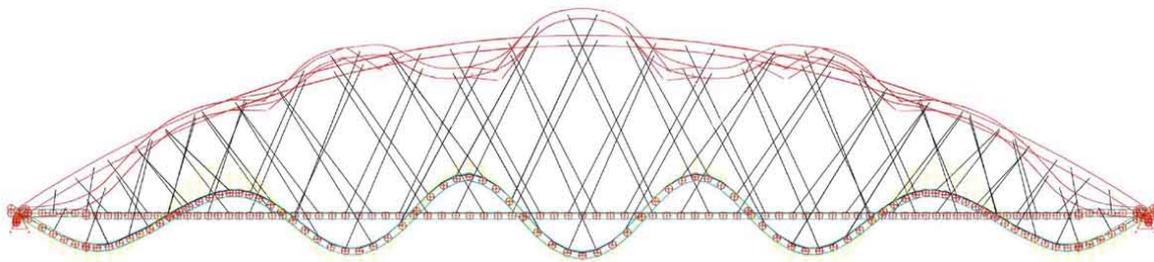


Abbildung C-17: 19. Eigenform unter Eigengewicht, $f=7,09\text{ Hz}$, 150-fach überhöht

2.2.2 Erste Eigenform unter halbseitigem Verkehr im GZT

Für diese Untersuchung wird die linke Brückenhälfte mit der um den Faktor $g_Q=1,45$ erhöhten Linienlast aus dem Lastbild UIC 71 belastet. Da die über die gesamte Brücke wirkenden Lasten aus Eigengewicht dem Hängerausfall entgegen wirken, wird das Konstruktionseigengewicht mit $g_G=1,0$ und das Eigengewicht der Schotterfahrbahn mit $g_G=0,95$ berücksichtigt (vgl. Kap. A-4.2.2).

Die Eigenfrequenzermittlung mit SOFiSTiK ist nur nach Theorie I. Ordnung möglich. Deshalb wird der in Kapitel C-2.4.2 für diese Laststellung beobachtete Hängerausfall durch ein manuelles Entfernen der betreffenden Hänger berücksichtigt (Abb. C-18).

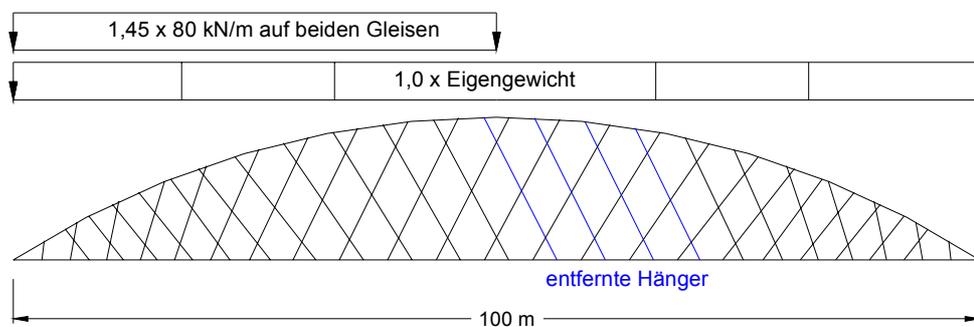


Abbildung C-18: Lasten für Eigenformermittlung bei Hängerausfall

Bedingt durch die antimetrischen Lasten und die ausgefallenen Hänger zeigt die erste Eigenform nun ein antimetrisches Ausweichen in der Bogenebene.

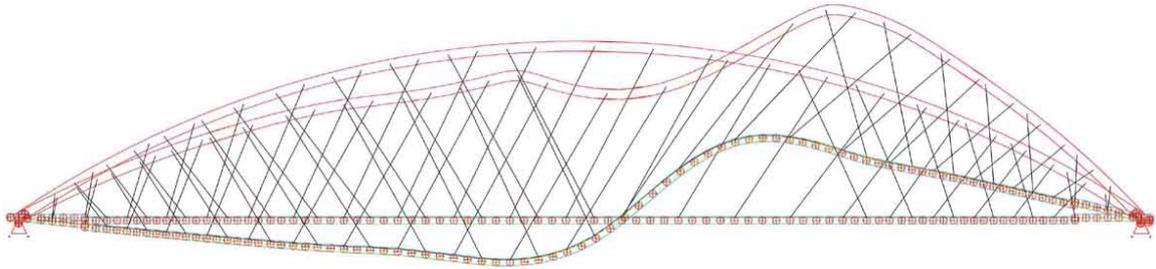


Abbildung C-19: 1. Eigenform unter halbseitigem Verkehr im GZT, $f=0,87$ Hz, 200-fach überhöht

2.3 Ermittlung von Einflusslinien

2.3.1 Normalkraft in den Hängern

Zunächst werden die Einflusslinien für alle 22 verschiedenen Hänger infolge von Einzellasten auf beiden Gleisachsen bestimmt. In einem zweiten Schritt werden die Verkehrslasten UIC 71 auf beiden Gleisen so gestellt, dass für jeden Hänger die minimale und die maximale Normalkraft entsteht. Die daraus resultierenden extremalen Schnittgrößen für jeden Hänger können den Abbildungen C-20 und C-21 entnommen werden.

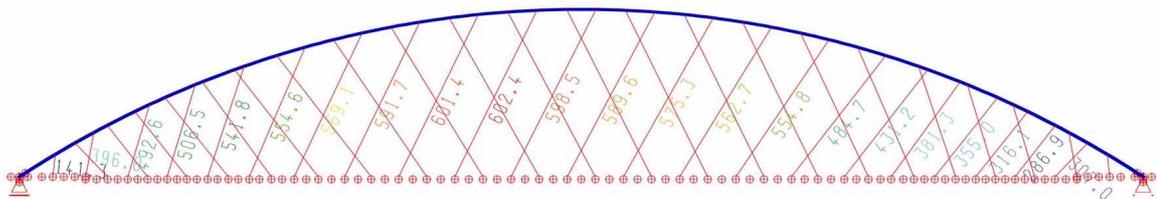


Abbildung C-20: Maximale Hängerkräfte aus Verkehr auf beiden Gleisen [kN]

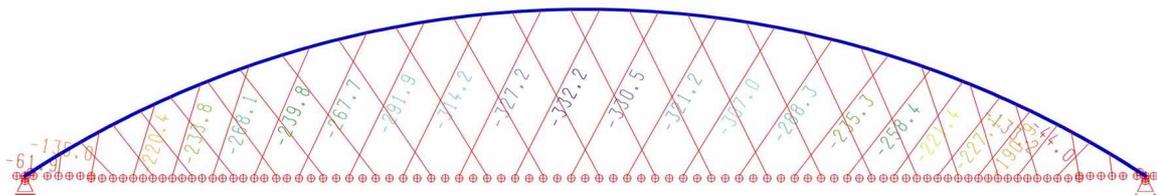


Abbildung C-21: Minimale Hängerkräfte aus Verkehr auf beiden Gleisen [kN]

In Tabelle C-4 sind die extremalen Hängerkräfte aus Verkehr und Eigengewicht zusammengestellt. Die Kräfte aus Eigengewicht berücksichtigen das Konstruktionseigengewicht (LF 1) und das Fahrbahneigengewicht (LF 2).

Weiterhin werden diese Hängerkräfte so kombiniert, dass die extremalen Gesamtkräfte in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit entstehen.

Die Berechnungen erfolgten mit dem SOFiSTiK-Modul ELSE nach Theorie I. Ordnung für Gebrauchslasten. Da im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit keine Hänger infolge Druckbeanspruchung ausfallen, sind die Ergebnisse sehr gut verwendbar.

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit wurden diese Schnittgrößen in Tabelle C-4 mit den Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert. Die dabei entstehenden Schnittgrößen sind jedoch nur begrenzt verwendbar, da ein eventuell auftretender Hängerausfall unberücksichtigt bleibt.

Übersicht über die auftretenden Hängerkräfte in kN							
Hänger-Nr	infolge UIC 71 in ungünstigster Stellung auf beiden Gleisen			infolge EG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit		Grenzzustand der Tragfähigkeit max N 1,35xEG+1,45xUIC
	max N	min N	Differenz		min N	max N	
1	141	-92	233	165	73	306	427
2	396	-135	531	228	93	624	882
3	493	-220	713	220	0	713	1012
4	507	-234	740	246	13	753	1067
5	542	-268	810	273	5	815	1154
6	555	-240	794	339	99	893	1261
7	569	-268	837	334	67	903	1277
8	592	-292	884	345	54	937	1324
9	601	-314	916	344	30	946	1337
10	602	-327	930	347	20	950	1342
11	599	-332	931	354	21	952	1345
12	590	-331	920	361	30	951	1342
13	575	-321	897	369	48	944	1332
14	563	-307	870	383	76	946	1333
15	555	-288	843	409	120	963	1356
16	485	-235	720	385	150	870	1223
17	431	-258	690	294	35	725	1021
18	381	-221	603	280	59	661	931
19	355	-227	582	262	35	617	869
20	316	-191	507	273	83	590	827
21	287	-133	420	302	169	589	823
22	307	-44	351	324	280	631	883

Tabelle C-4: Übersicht über auftretende Hängerkräfte

Anhand Tabelle C-4 werden die maßgebenden zu untersuchenden Hänger bestimmt. Für die statischen Nachweise ist dies der Hänger 15, da er im Grenzzustand der Tragfähigkeit die maximale Kraft erhält. Für den Betriebsfestigkeitsnachweis wird der Hänger 11 maßgebend, da er die größte Kraftdifferenz aus Verkehrslasten aufweist.

Die Einflusslinie für den Hänger 15 kann der Abbildung C-22 entnommen werden. Nach ihr wurden in Kapitel A-4.2.5 die Verkehrslasten angeordnet um die genaue Hängerkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu ermitteln.

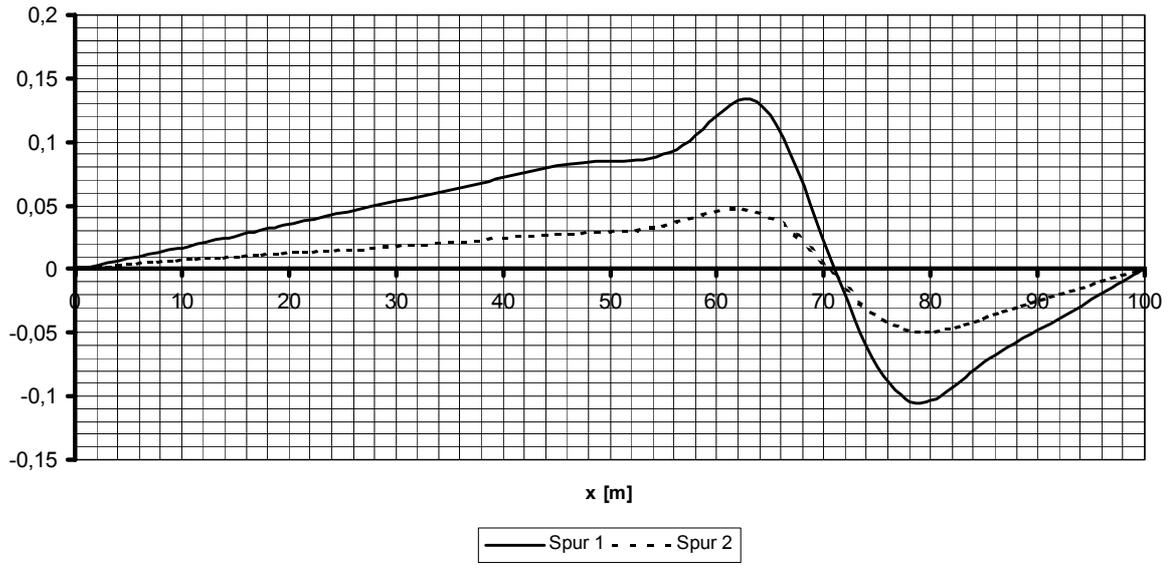


Abbildung C-22: Einflusslinien für Normalkraft im Hänger 15

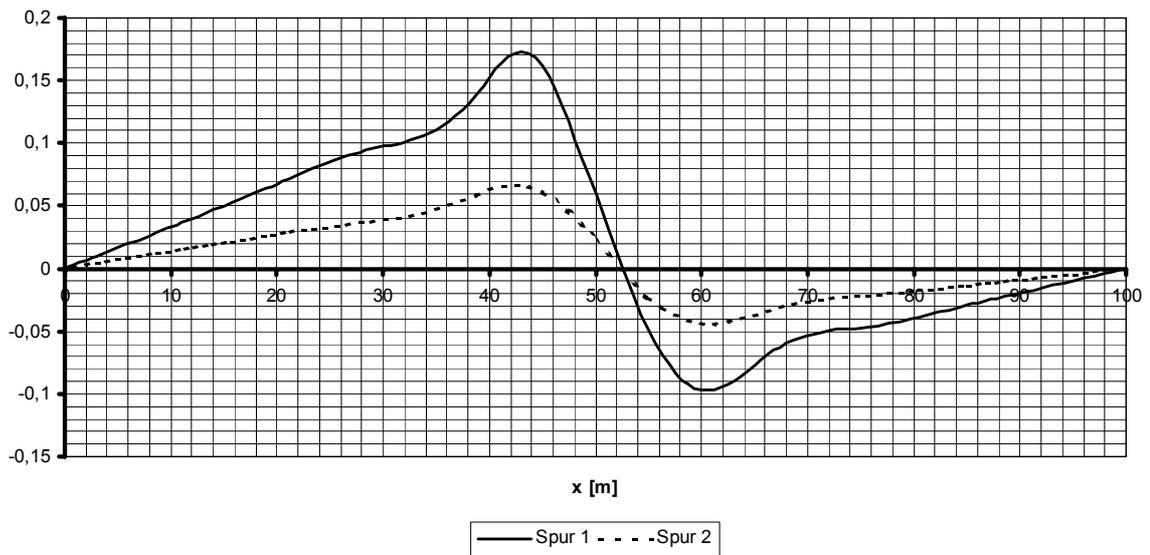


Abbildung C-23: Einflusslinien für Normalkraft im Hänger 11

2.3.2 Biegemoment M_y im Bogen

Die Einflusslinien der Bolstadstraumenbrücke für Biegemomente im Bogen zeigen, dass die maximalen Biegemomente an den Hängeranschlusspunkten in Brückenmitte auftreten. Da die Hängergeometrie der untersuchten Brücke der Geometrie der Bolstadstraumenbrücke sehr ähnelt, wird diese Beobachtung übertragen und nur eine Einflusslinie für das Biegemoment am Anschlusspunkt des Hängers 11 aufgestellt. Diese kann der Abbildung C-24 entnommen werden.

[6] Tveit., P.
Seite 58

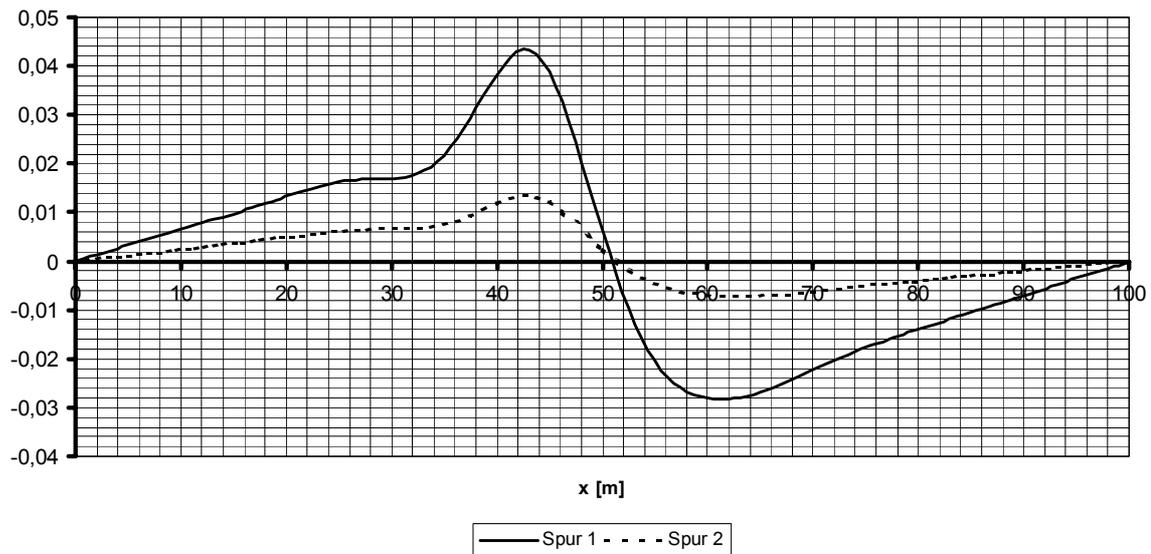


Abbildung C-24: Einflusslinien für das Biegemoment M_y im Bogen, Stab 255, $x=0$

Das maximale Biegemoment entsteht also bei einer halbseitigen Belastung der Brücke. Da diese Einflusslinie in etwa einer Belastung nach der Lastkombination T2 (vgl. Kap. A-4.2.2) entspricht, wird keine gesonderte Laststellung untersucht.

2.4 Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die folgenden Schnittgrößen wurden nach Theorie II. Ordnung berechnet. Die dabei verwendeten Lastfallkombinationen sind im *Kapitel A- 4. Lastfallkombinationen* aufgeführt.

Weil die Datenmenge der gesamten Schnittgrößen und Verformungen sehr umfangreich ist, wird im Interesse der Übersichtlichkeit auf einen Ausdruck der Ergebnisdatei verzichtet. Es werden lediglich die für die Bemessung notwendigen Größen wiedergegeben.

2.4.1 LK T1 - Stabilitätsversagen bei symmetrischer Volllast

Genaue Angaben über diese Lastfallkombination und die gewählten Laststellungen können dem *Kapitel A-4.2.1* entnommen werden. Die Einwirkungen können kurz durch folgende Punkte beschrieben werden:

- UIC 71 auf beiden Gleisen über gesamte Länge
- Vorverformung aus der Ebene (nach 1. EF)
- Wind quer zur Brücke

Diese Lastkombination erzeugt die maximale Normkraft in Verbindung mit dem maximalen Biegemoment M_z im Bogen. Weiterhin ergeben sich die maßgebenden Schnittgrößen im Windverband und im Portalriegel.

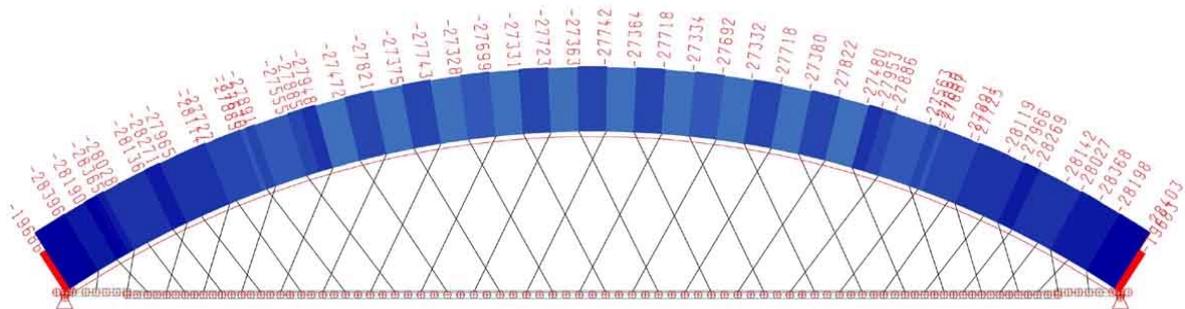


Abbildung C-25: Normkraft im Bogen infolge LK T1 [kN]

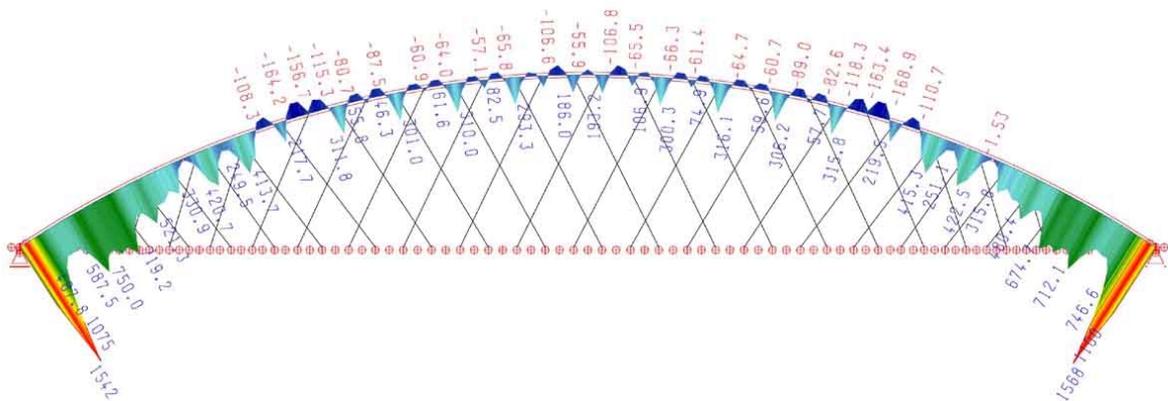


Abbildung C-26: Biegemoment M_y im Bogen infolge LK T1 [kNm]

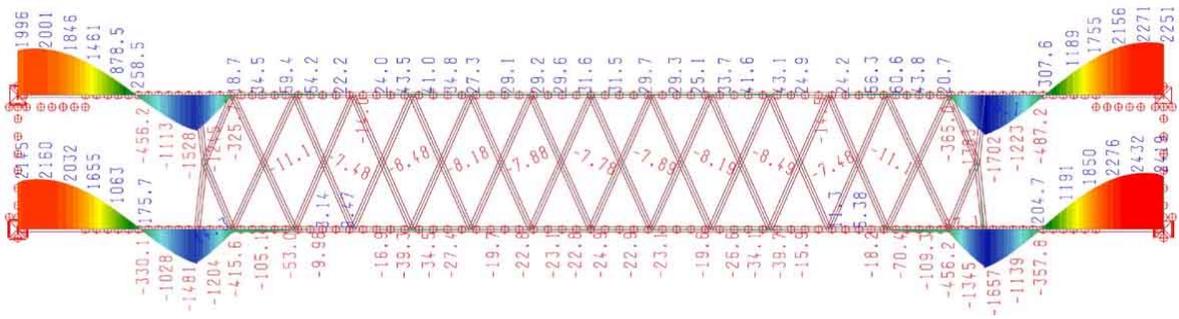


Abbildung C-27: Biegemoment M_z im Bogen infolge LK T1 [kNm]

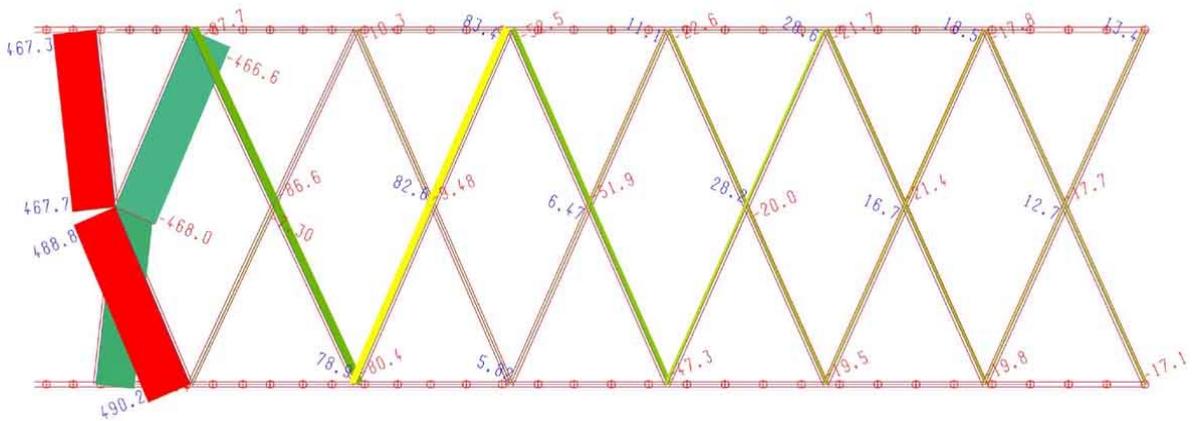


Abbildung C-28: Normalkräfte im Windverband infolge LK T1 [kN]

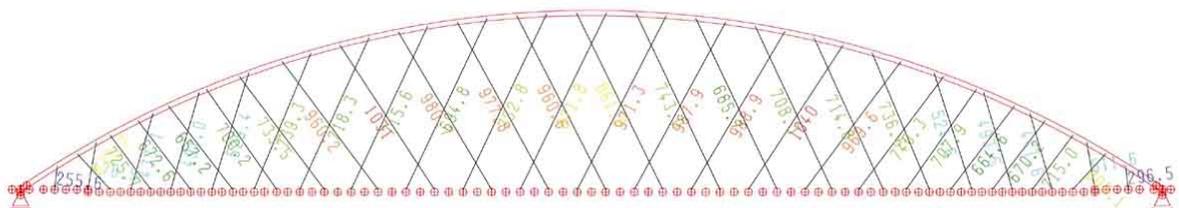


Abbildung C-29: Hängerkräfte infolge LK T1 [kN]

Übersicht über die maßgebenden Schnittgrößen aus LK T1								
Querschnitt	Ort	Stab-Nr. x-Wert [m]	N_{Sd} [kN]	$M_{y,Sd}$ [kNm]	$M_{z,Sd}$ [kNm]	$M_{x,Sd}$ [kNm]	$V_{y,Sd}$ [kN]	$V_{z,Sd}$ [kN]
Bogen, Arbed W 360x410x818	max My-Anschluss Hänger 15	205 x=0,000	-27953,0	316,1	66,3	-5,0	-2,3	-217,7
Bogen, Kasten 600 x 520	max My-Anschluss Hänger 17	203 x=0,448	-27652,4	415,1	-112,2	-4,5	-9,7	362,7
Bogen, Kasten 700 x 590	Anschluss Windport. Querriegel	197 x=0,683	-28081,2	422,5	-1657,0	-331,3	155,4	331,3
Bogen, Kasten 1050 x 850	Einspannung in Fahrbahnplatte	170 x=0,000	-28403,0	1568,0	2419,0	-149,3	-52,2	-735,5
Windport.-Querriegel Kasten 300x12,5	Anschluss an Kastenprof. - Bogen	338 x=5,766	-413,4	-17,7	-61,9	-2,5	-16,5	10,1
Windverband Kasten 300x12,5	Anschluss an Kastenprof. - Bogen	341 x=0,000	-466,6	3,4	8,4	0,0	-7,4	-0,6
Windverband QH 200x12,5	Anschluss an H - Bogen	343 x=0,000	-87,2	-9,8	15,2	0,1	-8,2	-3,7

Tabelle C-5: Maßgebende Schnittgrößen aus LK T1

Auflagerreaktionen aus LK T1				
Knoten	P_z [kN]	P_y [kN]	P_x [kN]	M_x [kNm]
1	-15716,9	-318,0	--	-4956,4
95	-15708,5	-1315,8	4280	-4952,1
263	-16457,9	--	--	2907,7
357	-16466,8	--	-4280	2776,2

Tabelle C-6: Auflagerreaktionen aus LK T1

2.4.2 LK T2 - Stabilitätsversagen bei Halblast und Hängerausfall

Genaue Angaben über diese Lastfallkombination und die gewählten Laststellungen können dem Kapitel A-4.2.2 entnommen werden. Die Einwirkungen können kurz durch folgende Punkte beschrieben werden:

- UIC 71 auf beiden Gleisen einer Brückenhälfte
- antimetrische Vorverformung in der Ebene (nach 1. EF bei Hängerausfall)
- Wind quer zur Brücke

Wie in Abbildung C-30 ersichtlich ist, fallen bei dieser Lastkombination 4 Hänger aus. Dies führt zu maximalen Biegemomenten M_y im Bogen.

Übersicht über die maßgebenden Schnittgrößen aus LK T2							
Querschnitt	Stab-Nr. x-Wert [m]	N_{Sd} [kN]	$M_{y,Sd}$ [kNm]	$M_{z,Sd}$ [kNm]	$M_{x,Sd}$ [kNm]	$V_{y,Sd}$ [kN]	$V_{z,Sd}$ [kN]
Bogen, Arbed W 360x410x818	243 x=0,000	-18641,6	-981,9	-40,4	-5,9	-2,8	207,9

Tabelle C-7: Maßgebende Schnittgrößen aus LK T2

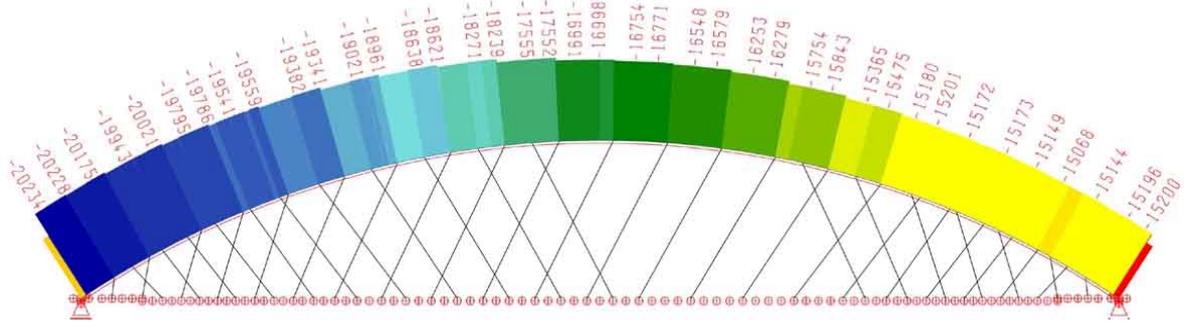


Abbildung C-30: Normalkraft im Bogen infolge LK T2 [kN]

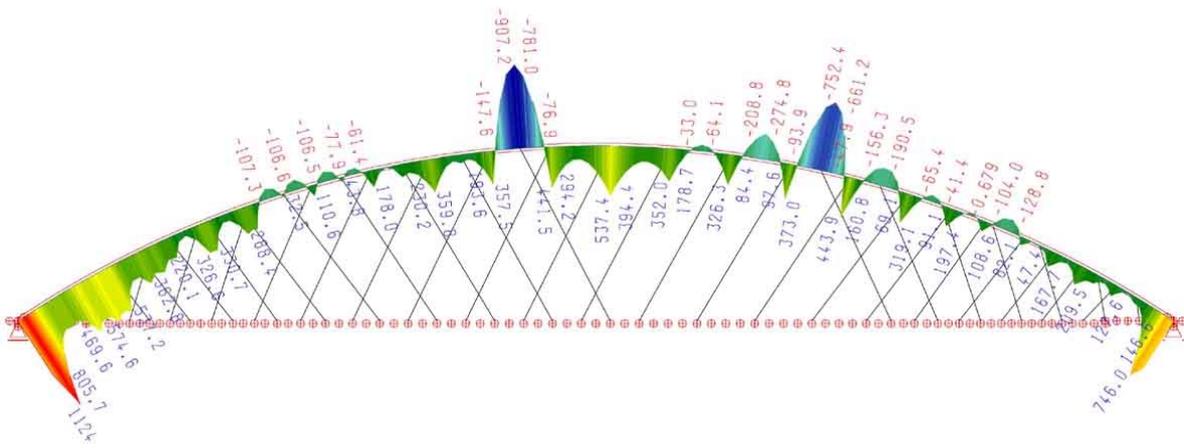


Abbildung C-31: Biegemoment M_y im Bogen infolge LK T2 [kNm]

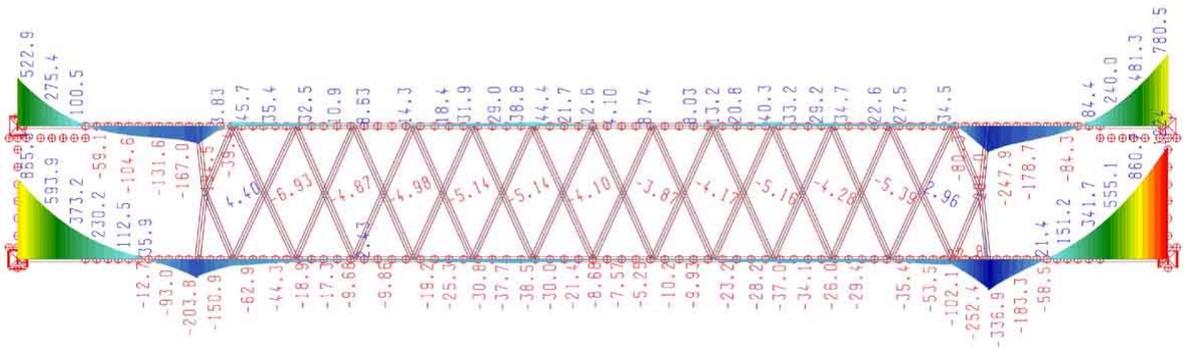


Abbildung C-32: Biegemoment M_z im Bogen infolge LK T2 [kNm]

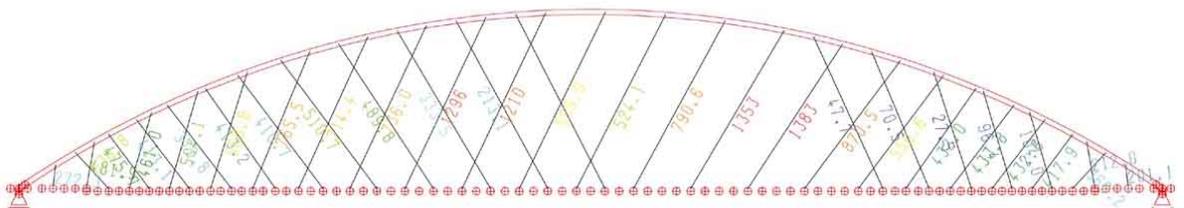


Abbildung C-33: Hängerkräfte infolge LK T2 [kN]

Der Hänger 15 erhält die maximale Zugkraft von 1383 kN.

2.4.3 LK T3 - Symmetrische Vollast für max. M_y in Fahrbahnplatte

Genaue Angaben über diese Lastfallkombination und die gewählten Laststellungen können dem *Kapitel A-4.2.3* entnommen werden. Die Einwirkungen können kurz durch folgende Punkte beschrieben werden:

- UIC 71 auf beiden Gleisen über gesamte Länge
- Bremsen und Anfahren
- Wind quer zur Brücke

Diese Lastkombination erzeugt die maximale Normalkraft in Verbindung mit den maximalen Biegemomenten in Längs- und Querrichtung in der Fahrbahnplatte.

Die Abbildungen C-34 und C-35 zeigen die Verteilung der Biegemomente in der Fahrbahnplatte. Dabei ist das lokale Koordinatensystem der Schalenelemente so orientiert, dass ein negatives Moment auf der Plattenunterseite Zugspannungen erzeugt.

Aus Tabelle C-8 können die entlang eines Schnittes in Brückenmitte auftretenden Schnittgrößen explizit entnommen werden.

Schalenschnittgrößen in den Knoten entlang eines Schnittes bei $x=50m$						
Knoten	globale Koord. [m]	Plattendicke [m]	m_{xx} [kNm/m]	m_{yy} [kNm/m]	n_{xx} [kN/m]	n_{yy} [kN/m]
1362	x=50,000 y=0,000	0,600	-311,3	50,5	-253,5	-2146,3
602	x=50,000 y=1,025	0,600 0,500	-416,5 -186,93	-310,8 -278,3	514,8 248,8	-2146,3 -4294,0
697	x=50,000 y=2,025	0,500 0,423	-210,8 -151,0	-644,2 -494,7	276,52 239,46	-4164,7 -4174,4
792	x=50,000 y=3,525	0,435	-279,0	-797,0	408,5	-4168,1
887	x=50,000 y=5,025	0,456	-313,4	-800,0	511,1	-4169,4
982	x=50,000 y=6,425	0,456	-300,6	-771,3	626,3	-4107,0
1077	x=50,000 y=7,925	0,435	-283,1	-789,6	783,5	-4145,5
1172	x=50,000 y=9,425	0,423 0,500	-210,4 -304,7	-524,9 -628,4	996,7 1018,8	-4214,2 -4286,8
1267	x=50,000 y=10,425	0,500 0,600	-207,7 -445,0	-252,7 -303,2	1174,0 1584,2	-4268,8 -2161,4
1457	x=50,000 y=11,450	0,600	-335,9	68,5	1082,8	-2161,4

Tabelle C-8: Schnittgrößen in der Betonfahrbahn aus LK T3

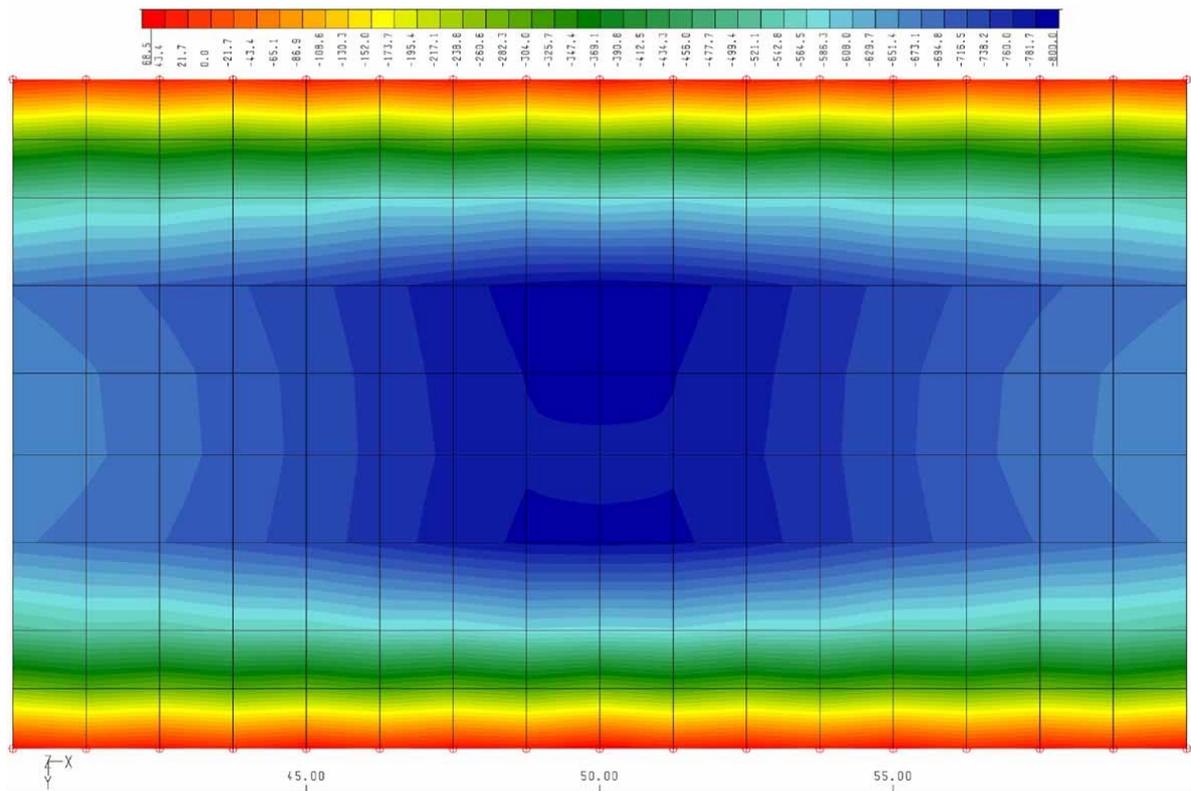


Abbildung C-34: Querbiegemomente m_{yy} in Fahrbahnmitte [kNm/m]

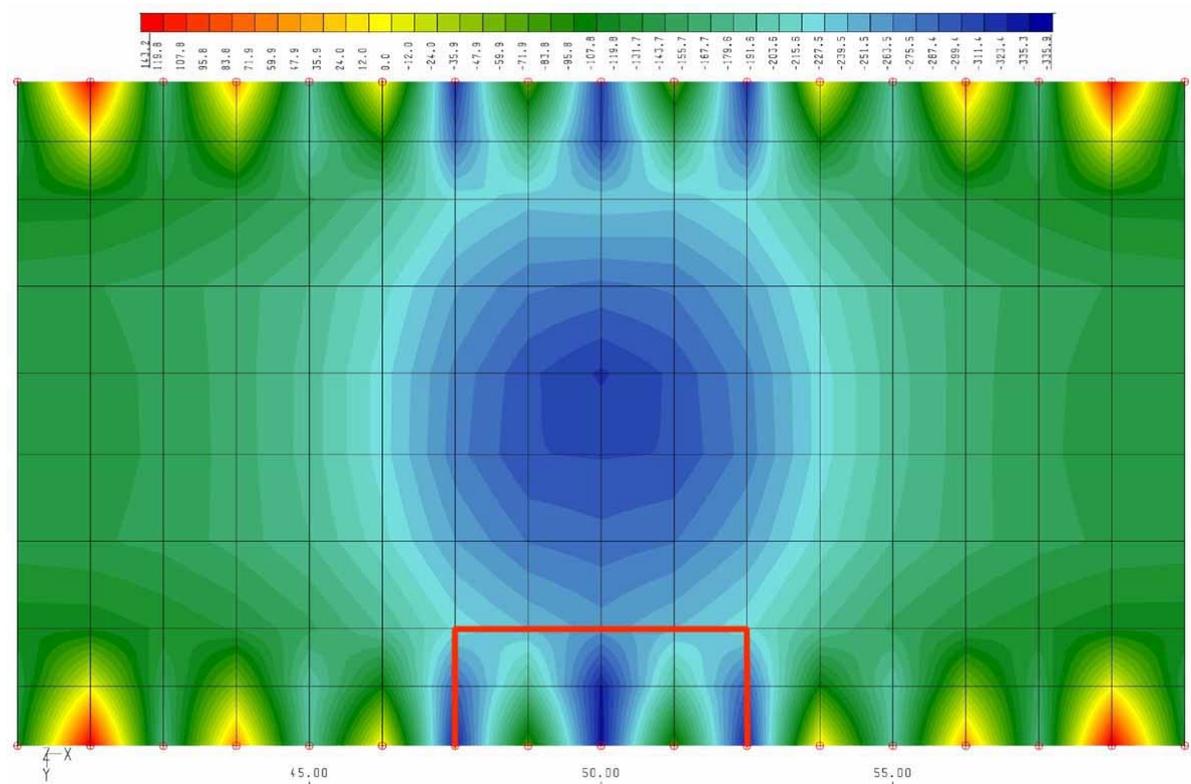


Abbildung C-35: Längsbiegemomente m_{xx} in Fahrbahnmitte [kNm/m]

Aufgrund der zu groben Vernetzung um die Lasteinleitungsknoten der Hänger und die Einleitung der Hängerkraft in jeweils nur einen Knoten, sind die gezeigten Schnittgrößen im Randbereich nicht hinreichend aussagekräftig. Deshalb wird der in Abbildung C-35 rot markierte Bereich in einem gesonderten FE-Modell mit feinerer Vernetzung untersucht.

Die Elemente des neuen Systems werden so gewählt, dass genau zwei Elemente der Lasteinleitungsfläche eines Hängers entsprechen (schraffiert in Abb. C-36). Neben den Flächenlasten aus Eigengewicht und Verkehr werden die vorhandenen Schalschnittgrößen als Belastung an den Rändern des neuen Modells angesetzt. Die Lagerung erfolgt unter Ausnutzung der Symmetrie genau in Brückenmitte. Die Lagerreaktionen sind in Abbildung C-36 dargestellt.

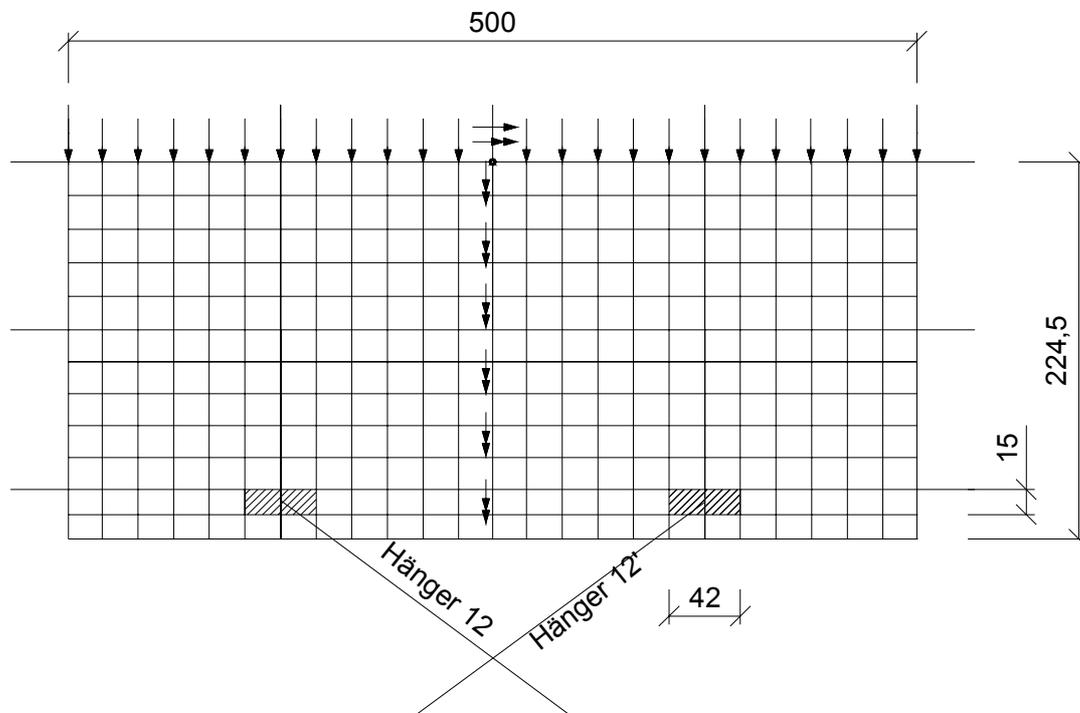


Abbildung C-36: Verfeinertes FE-Netz im Bereich der Hängerverankerung

In den Abbildungen C-37 bis C-41 sind die um die Hängerverankerung auftretenden Schnittgrößen dargestellt. Die Lasteinleitungsbereiche sind blau hervorgehoben.

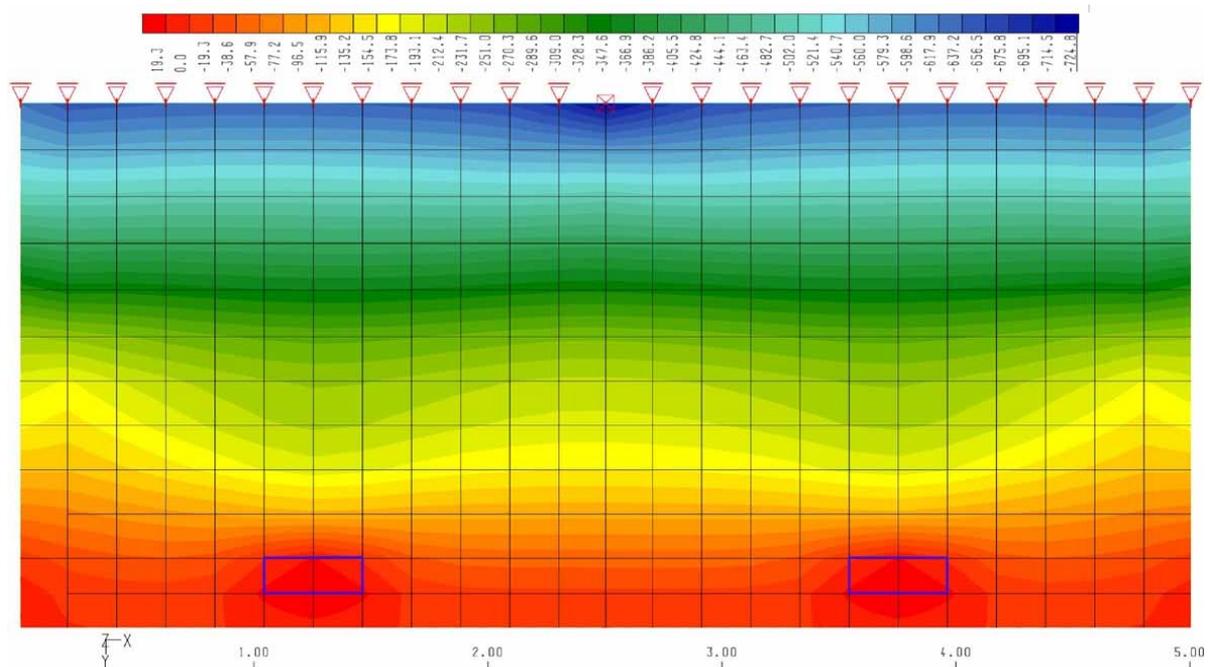


Abbildung C-37: Querbiegemomente m_{yy} im Bereich der Hängerverankerung [kNm/m]

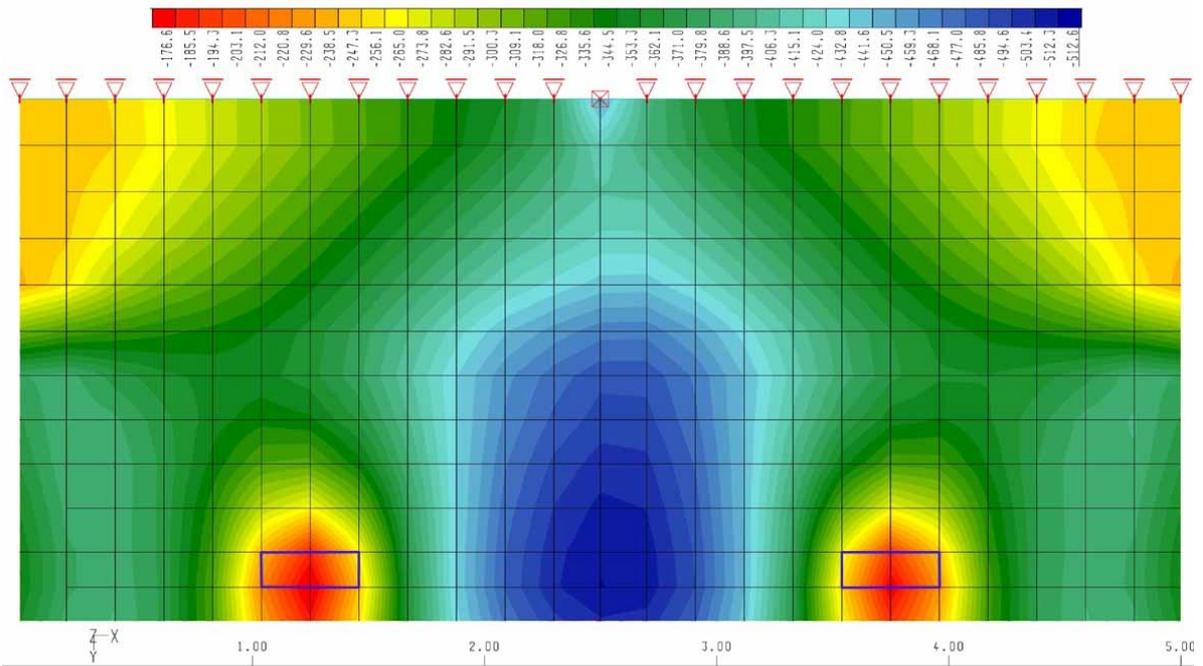


Abbildung C-38: Längsbiegemomente m_{xx} im Bereich der Hängerverankerung [kNm/m]

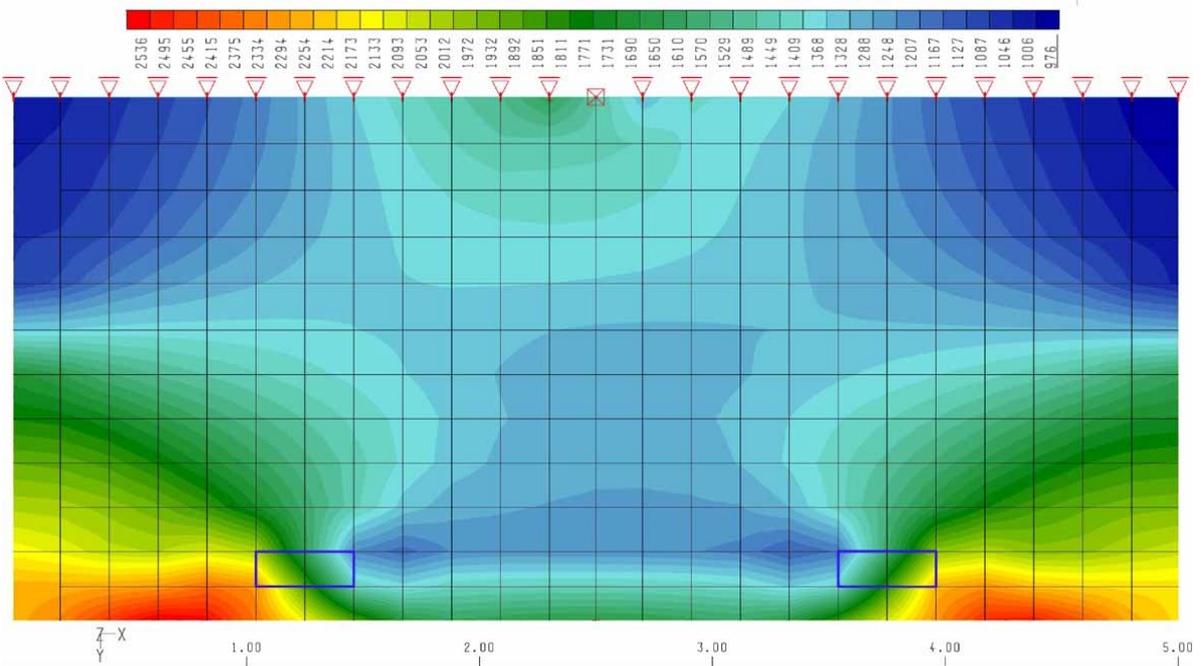


Abbildung C-39: Längsmembrankraft n_{xx} im Bereich der Hängerverankerung [kN/m]

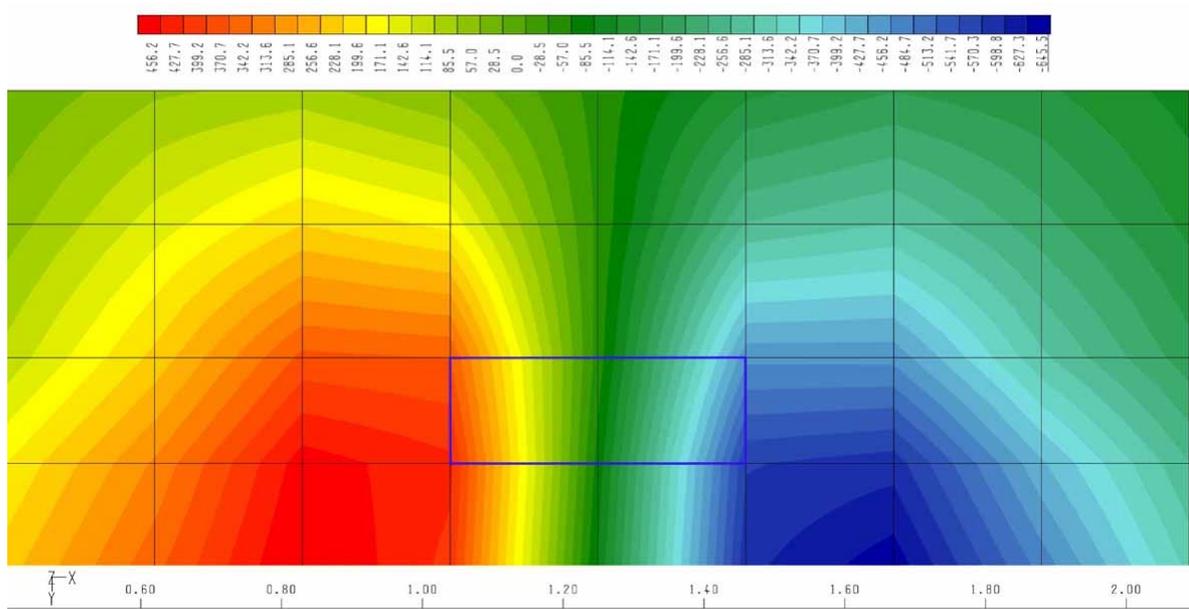


Abbildung C-40: Querkraft q_x um Verankerung des Hängers 12 [kN/m]

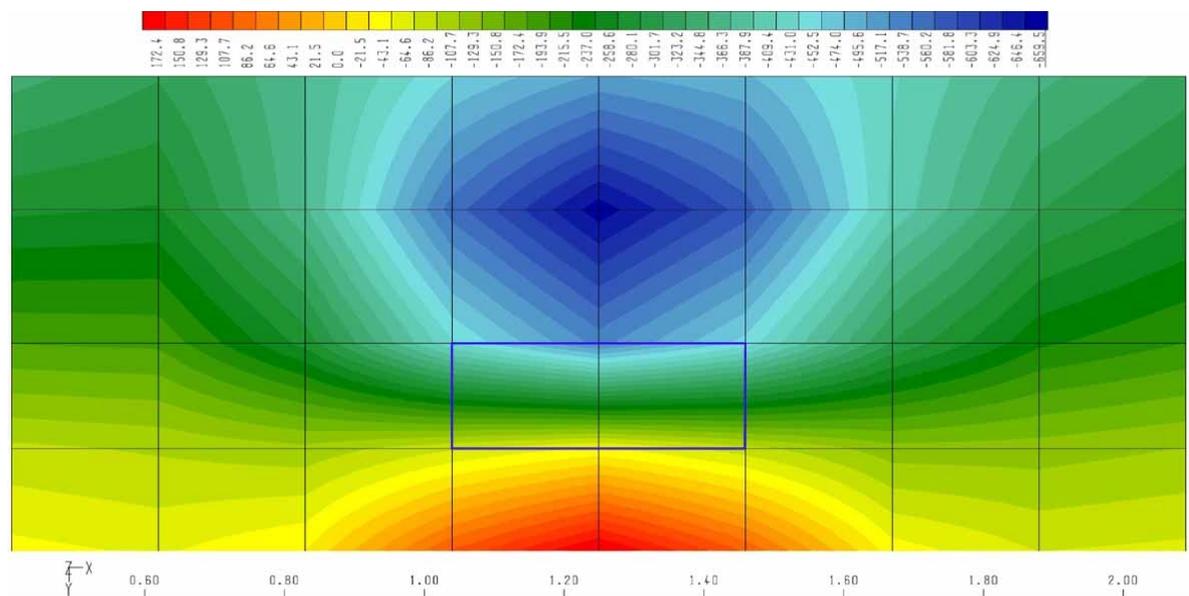


Abbildung C-41: Querkraft q_y um Verankerung des Hängers 12 [kN/m]

2.4.4 LK T4 - Laststellung für max. M_y im Endquerträger

Genaue Angaben über diese Lastfallkombination und die gewählten Laststellungen können dem *Kapitel A-4.2.4* entnommen werden. Die Einwirkungen können kurz durch folgende Punkte beschrieben werden:

- UIC 71 auf beiden Gleisen über gesamte Länge
- Bremsen und Anfahren

Diese Lastkombination erzeugt die maximalen Biegemomente in Längs- und Querrichtung des Endquerträgers.

In den Abbildungen C-42 und C-43 sind die Biegemomente in den Schalenelementen des Endquerträgers dargestellt. Dabei ist das lokale Koordinatensystem der Schalenelemente so orientiert, dass ein negatives Moment auf der Plattenunterseite Zugspannungen erzeugt.

Aufgrund der zu groben Vernetzung im Bereich der Bogeneinspannung und der vereinfachten Eintragung der Längsvorspannung in den Bogenfußpunkt sind die auftretenden Schnittgrößen in diesem Bereich nur bedingt aussagekräftig. In einer weitergehenden Untersuchung sollte dieser Punkt genauer untersucht werden.

Die für den Endquerträger relevanten Schnittgrößen in dessen Mitte sind jedoch gut verwendbar.

Die Abbildungen sind so gedreht, dass die Brücke oberhalb anschließt.

Schalenschnittgrößen im Endquerträger					
Knoten	Ort	m_{xx} [kNm/m] (Torsion)	m_{yy} [kNm/m]	n_{xx} [kN/m]	n_{yy} [kN/m]
934	EQT - Mitte	32,7	-594,4	45,8	-2916,0
95	Auflager- mitte	-303,9	1884,2	845,4	-1341,7

Tabelle C-9: Schnittgrößen im Endquerträger aus LK T4

Auflagerreaktionen aus LK T4				
Knoten	P_z [kN]	P_y [kN]	P_x [kN]	M_x [kNm]
1	-16492,7	-53,0	--	-4364,7
95	-17197,5	53,3	-2373,8	5942,4
263	-16501,4	--	--	-4406,0
357	-17206,1	--	-2012,4	5940,9

Tabelle C-10: Auflagerreaktionen aus LK T4

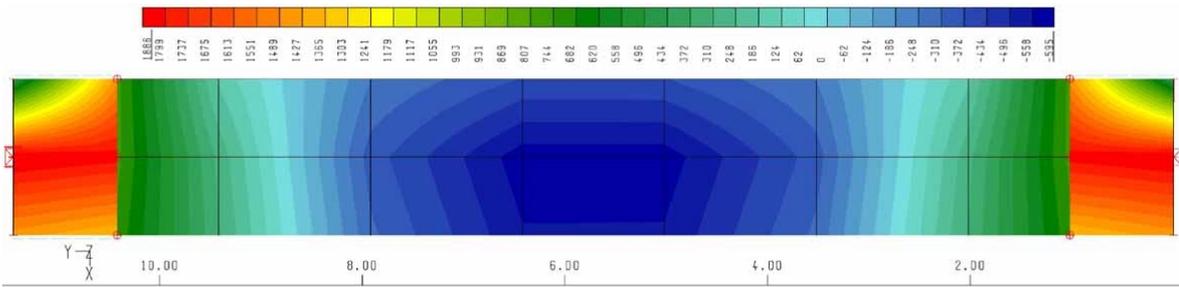


Abbildung C-42: Querbiegemomente m_{yy} im Endquerträger [kNm/m]

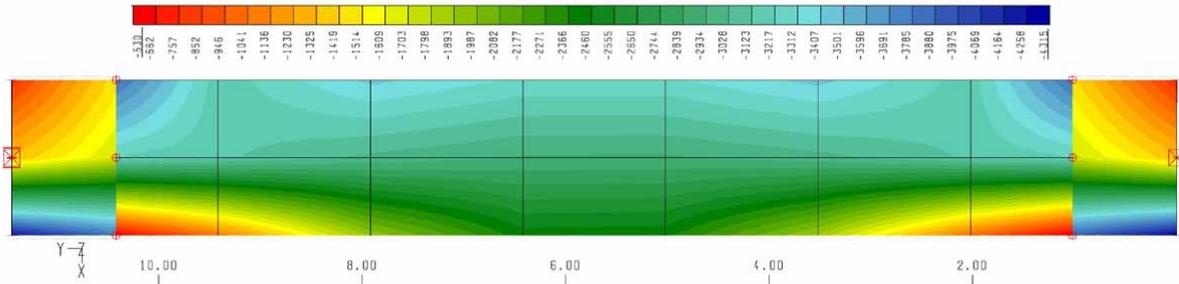


Abbildung C-43: Membrankräfte n_{yy} im Endquerträger [kN/m]

2.4.5 LK T5 - Laststellung für max. N im Hänger 15

Genaue Angaben über diese Lastfallkombination und die gewählten Laststellungen können dem Kapitel A-4.2.5 entnommen werden. Die Einwirkungen können kurz durch folgende Punkte beschrieben werden:

- UIC 71 auf beiden Gleisen nach Einflusslinie für max.N - Hänger 15
- Temperaturbelastung

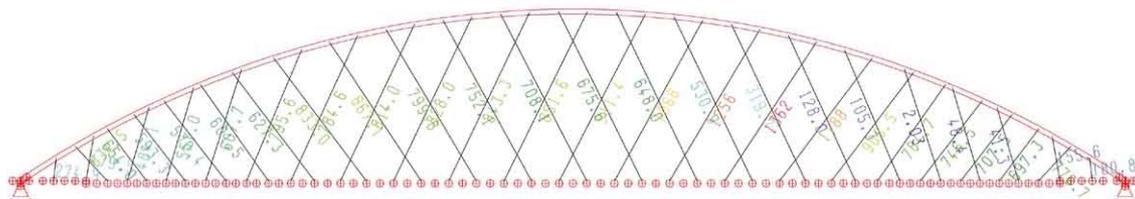


Abbildung C-44: Hängerkräfte aus LK 5 [kN]

Der Hänger 15 erhält eine Normalkraft von 1362 kN. Dieser Lastfall wird nicht maßgebend, da bei Halblast und Hängerausfall (vgl. Kap. 2.4.2.) eine Normalkraft von 1383 kN im Hänger 15 wirkt.

2.4.6 LK T6 - Seitenstabilität / Standsicherheit

Genauere Angaben über diese Lastfallkombination und die gewählten Laststellungen können dem *Kapitel A-4.2.6* entnommen werden. Die Einwirkungen können kurz durch folgende Punkte beschrieben werden:

- Unbeladener Zug auf einem Gleis
- Wind quer zur Brücke

Die daraus resultierenden Auflagerkräfte können der Tabelle C-11 entnommen werden.

Auflagerreaktionen aus LK T6				
Knoten	P _z [kN]	P _y [kN]	P _x [kN]	M _x [kNm]
1	-7144,9	-813,3	--	-378,2
95	-7115,7	-1571,6	3307,8	-385,66
263	-7599,6	--	--	-1782,4
357	-7629,5	--	-3307,8	-1897,1

Tabelle C-11: Auflagerreaktionen aus LK T6

2.4.7 Vergleich verschiedener Vorverformungen in Bogenebene

Bei der Eigenformermittlung stellte sich heraus, dass die niedrigste Eigenform für das Ausweichen in Bogenebene unter Gleichlast (2. Eigenform) nicht mit der nach *Tveit, P.* in der Vorbemessung gewählten Knickfigur übereinstimmt. Erst die 19. Eigenform entspricht in etwa dieser Knickfigur.

[6] *Tveit, P.*
Seite 47 ff.

Diese Knickfigur ist damit grundsätzlich möglich, scheint aber nicht maßgebend zu sein. Um diese Vermutung zu bestätigen, werden die 2. und die 19. Eigenform jeweils als Vorverformung auf das Tragwerk angesetzt und die Schnittgrößen infolge 1,35-Eigenlast und 1,45-fachem Verkehr ermittelt.

In beiden Fällen wirkt das Lastbild UIC 71 in voller Brückenlänge auf beiden Gleisen, die Einzellasten stehen in Brückenmitte.

Die Vorverformung nach der 2. Eigenform (vgl. *Abb. C-15*) wird mit einem Faktor derart vergrößert, dass die vertikale Verschiebung des Bogens in Brückenmitte gleich $L/300=33$ cm ist. Die sich nach Theorie II. Ordnung ergebenden Biegemomente M_y im Bogen zeigt die *Abbildung C-45*.

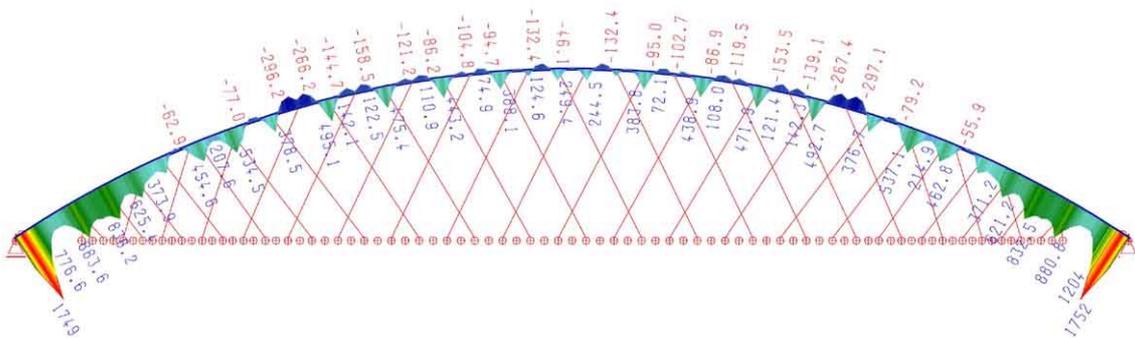


Abbildung C-45: Biegemoment M_y im Bogen bei Vorverformung nach 2. EF [kNm]

In einem zweiten Rechengang wird nun die 19. Eigenform (vgl. *Abb. C-17*) als Vorverformung angesetzt. Sie wird mit einem Faktor derart skaliert, dass der vertikale Stich der mittigen Halbwelle gleich ein $1/150$ ihrer Länge ist. Dieser Wert entspricht der nach DIN 18800-2 anzusetzenden Vorverformung für einteilige Stäbe.

DIN 18800-2
Tab. 3

Das Stichmaß ist somit: $\frac{4 \cdot 2,62\text{m}}{150} = 7$ cm

Die sich nach Theorie II. Ordnung ergebenden Biegemomente M_y im Bogen zeigt die *Abbildung C-46*.

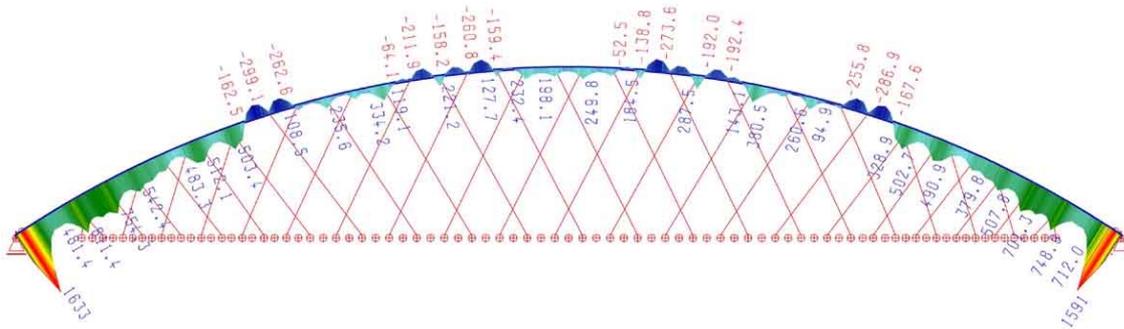


Abbildung C-46: Biegemoment M_y im Bogen bei Vorverformung nach 19. EF [kNm]

Ein Vergleich der beiden Abbildungen zeigt, dass die maximalen Momente bei Ansatz einer Vorverformung nach der 2. Eigenform generell größere Werte annehmen. Im mittleren Bogendrittel sind sie ca. 30 Prozent größer als bei Ansatz einer Imperfektion nach der 19. Eigenform. Die in [6] *Tveit, P.* vorgeschlagene Knickfigur ist somit nicht maßgebend.

2.5 Schnittgrößen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

In diesem Kapitel werden die Schnittgrößen, Spannungen und Verformungen infolge ausgewählter Lastfallkombinationen wiedergegeben. Nicht alle Kombinationen sind für die Nachweisführung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit relevant. Sie sollen auch einem besseren Verständnis der Lastabtragung des Tragwerkes und speziell der Wirkungsweise der Vorspannung dienen. Genauere Angaben über die Einwirkungen können dem *Anhang A* entnommen werden.

2.5.1 LF1 + LF3 - Konstruktionseigengewicht und Längsvorspannung

Da die volle Vorspannung in Längs- und Querrichtung nach Abbau der Schalung aufgebracht wird, ist es nicht sinnvoll, Spannungen allein aus Vorspannung zu zeigen. Daher wird im Folgenden das Prinzip der Fahrbahnvorspannung unter gleichzeitiger Wirkung des Konstruktionseigengewichtes verdeutlicht.

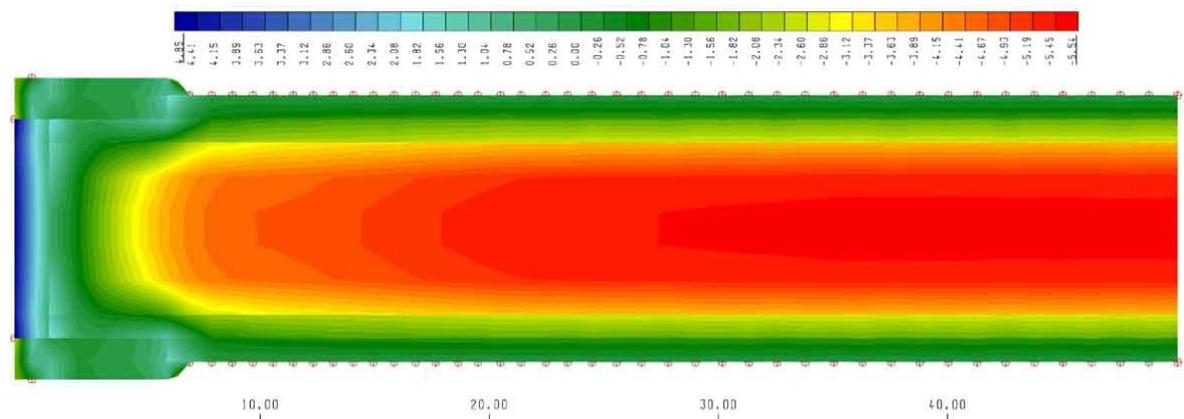


Abbildung C-47: Spannungen $\sigma_{y,oben}$ aus Längsvorspannung und Konstruktionseigengewicht [N/mm²]

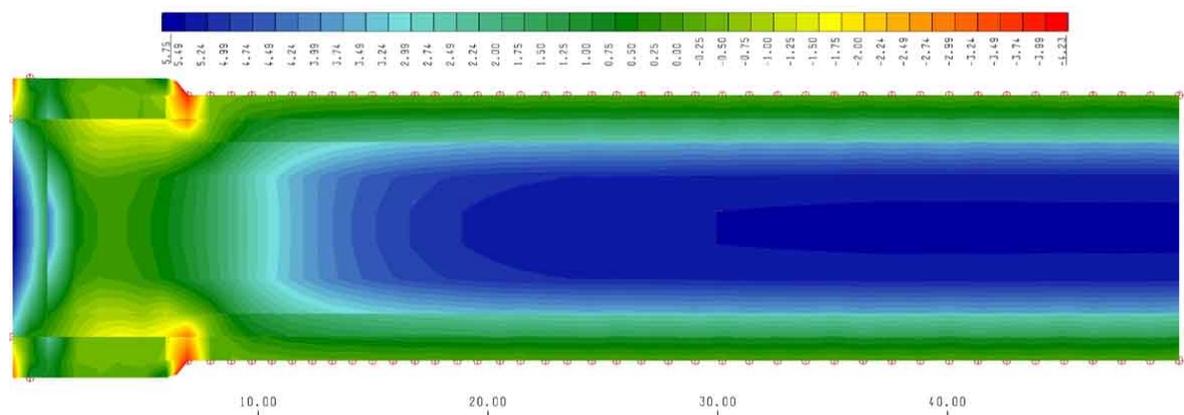


Abbildung C-48: Spannungen $\sigma_{y,unten}$ aus Längsvorspannung und Konstruktionseigengewicht [N/mm²]

Die Abbildungen C-47 und C-48 zeigen die Querspannungsverteilung in der Fahrbahnplatte infolge ihrer Längsvorspannung. Im Bereich der Endquerträger treten durch die Lastausbreitung der Längsvorspannung in Querrichtung große Zugnormalkräfte auf. Um diese zu überdrücken, müssen die Endquerträger in Querrichtung vorgespannt werden. Die in der Fahrbahnplatte auftretenden Spannungen infolge des Biegemomentes aus Eigengewicht müssen ebenfalls durch eine parabelförmige Vorspannung umgekehrt werden.

Die Abbildungen C-49 und C-50 zeigen nun die Spannungsverteilung in Querrichtung nach dem Aufbringen der Quervorspannung in der Fahrbahnplatte und dem Endquerträger.

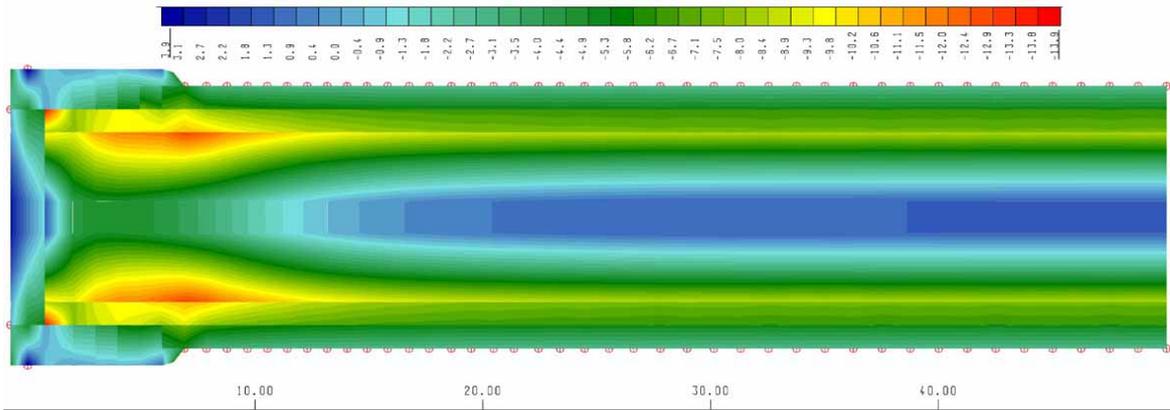


Abbildung C-49: Spannungen $\sigma_{y,oben}$ aus Vorspannung und Konstruktionseigengewicht [N/mm²]

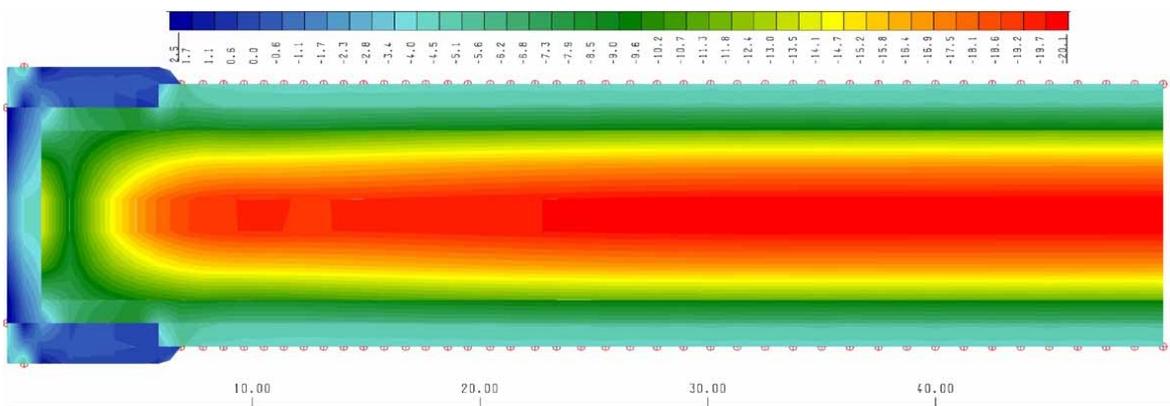


Abbildung C-50: Spannungen $\sigma_{y,unten}$ aus Vorspannung und Konstruktionseigengewicht [N/mm²]

Die parabelförmige Quervorspannung führt zu maximalen Druckspannungen von $\sigma_y=20,1$ N/mm² auf der Fahrbahnunterseite. Auf der Oberseite entstehen geringe Zugspannungen von maximal $\sigma_y=1,9$ N/mm² in Fahrbahnmitte.

Auch in den Endquerträgern wurden die Zugspannungen stark minimiert. Auf ihrer Oberseite treten nun in Fahrbahnmitte maximale Zugspannungen von $\sigma_y=2,2$ N/mm² auf.

Die Spannungsverteilung auf der Fahrbahnunterseite in Längsrichtung zeigt Abbildung C-51. In Längsrichtung treten ausschließlich Druckspannungen auf.

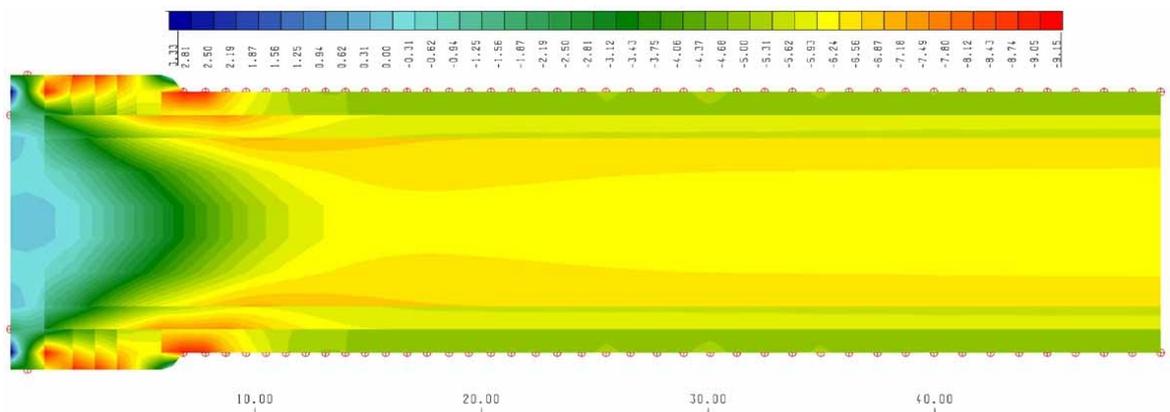


Abbildung C-51: Spannungen $\sigma_{x,unten}$ aus Vorspannung und Konstruktionseigengewicht [N/mm²]

2.5.2 LF1 + LF2 + LF3 - Vorspannung und Eigengewicht

Die nach dem Aufbringen der Schotterfahrbahn in der Fahrbahnplatte und im Endquerträger auftretenden Spannungen in Querrichtung sind in den Abbildungen C-52 und C-53 dargestellt.

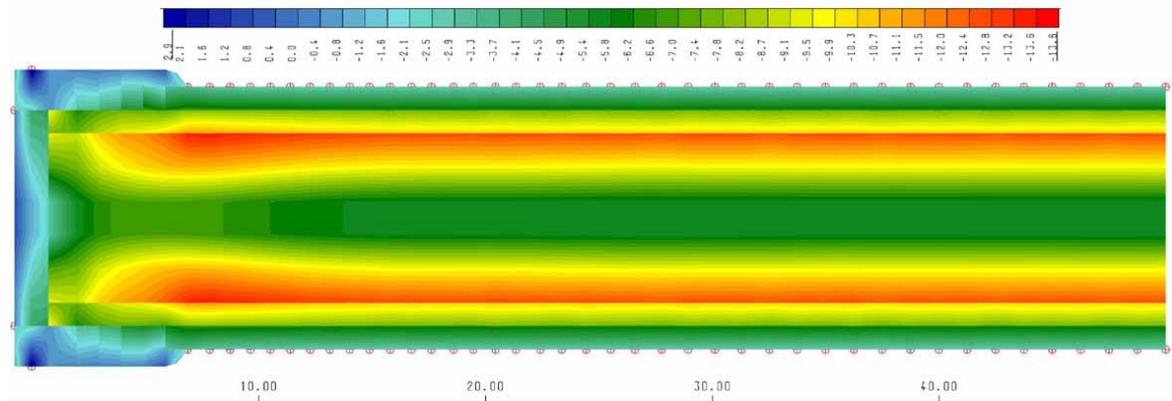


Abbildung C-52: Spannungen $\sigma_{y,oben}$ aus Vorspannung und Eigengewicht (LF1+LF2+LF3) [N/mm²]

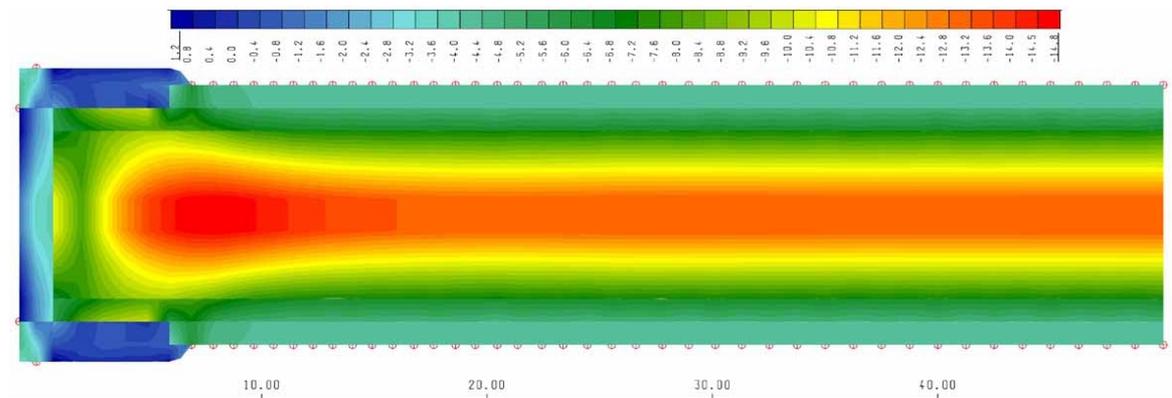


Abbildung C-53: Spannungen $\sigma_{y,unten}$ aus Vorspannung und Eigengewicht (LF1+LF2+LF3) [N/mm²]

Die Fahrbahnplatte weist nun ausschließlich Druckspannungen auf. Die maximale Druckspannung von $\sigma_y=14,8 \text{ N/mm}^2$ tritt ungefähr 5 m vor dem Endquerträger auf der Fahrbahnunterseite auf.

Auf der Unterseite des Endquerträgers betragen die maximalen Zugspannungen $s_y=0,2 \text{ N/mm}^2$.

Die Längsspannungsverteilung auf der Fahrbahnunterseite zeigt Abbildung C-54. In Längsrichtung treten ausschließlich Druckspannungen auf.

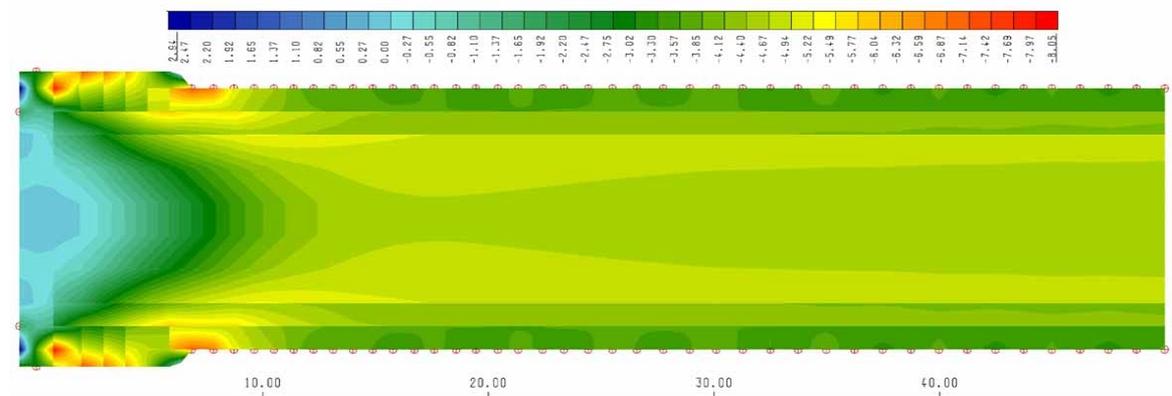


Abbildung C-54: Spannungen $\sigma_{x,unten}$ aus Vorspannung und Eigengewicht (LF1+LF2+LF3) [N/mm²]

Die Durchbiegung der belasteten Gleisachse in Brückenmitte (Knoten 1077) beträgt 66 mm. Gleichzeitig findet eine Tangentenverdrehung der Gleisachse am Überbauende (Knoten 1458) um 0,003 rad statt.

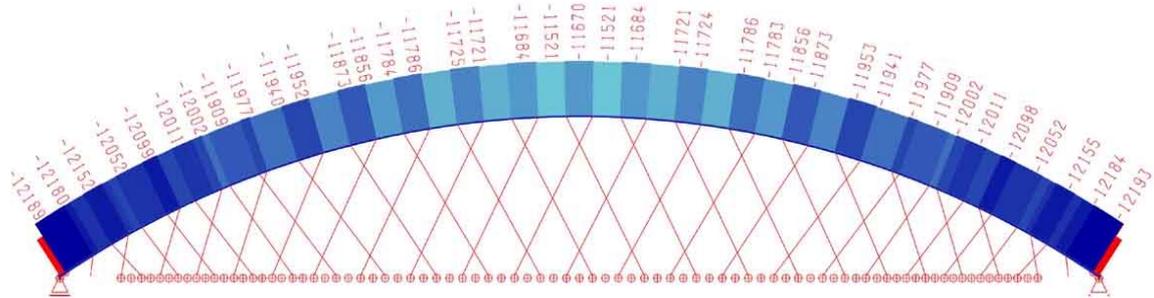


Abbildung C-55: Normalkraft im Bogen aus Eigengewicht [kN]

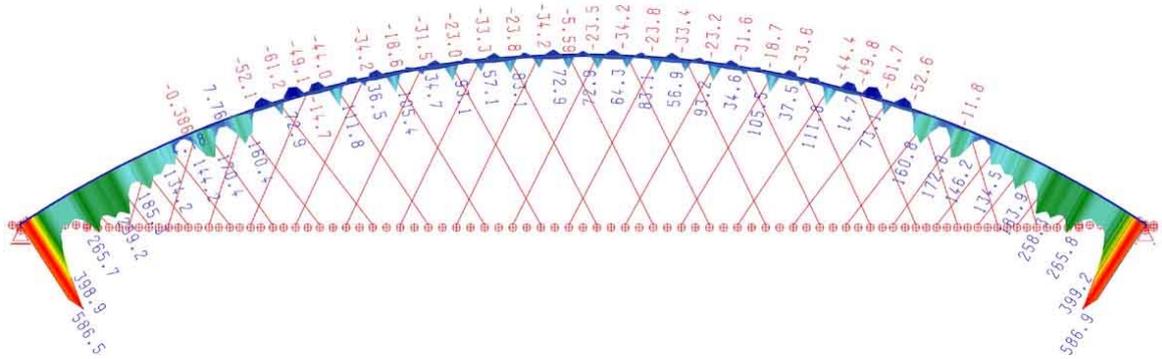


Abbildung C-56: Biegemoment M_y im Bogen aus Eigengewicht [kNm]

2.5.3 LK G1 - Symmetrische Volllast auf einem Gleis

Genauere Angaben über diese Lastfallkombination und die gewählten Laststellungen können dem Kapitel A-4.3.1 entnommen werden. Die Einwirkungen können kurz durch folgende Punkte beschrieben werden:

- UIC 71 auf einem Gleis über gesamte Länge
- linearer Temperaturunterschied in Fahrbahnplatte

Die Normalkraft und das Biegemoment im stärker belasteten Bogen zeigen die Abbildungen C-57 und C-58.

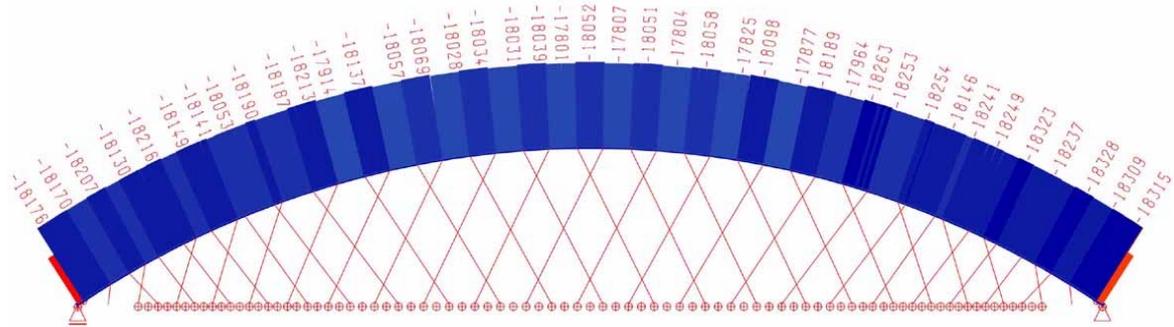


Abbildung C-57: Normalkraft im Bogen aus Verkehrslast auf einem Gleis [kN]

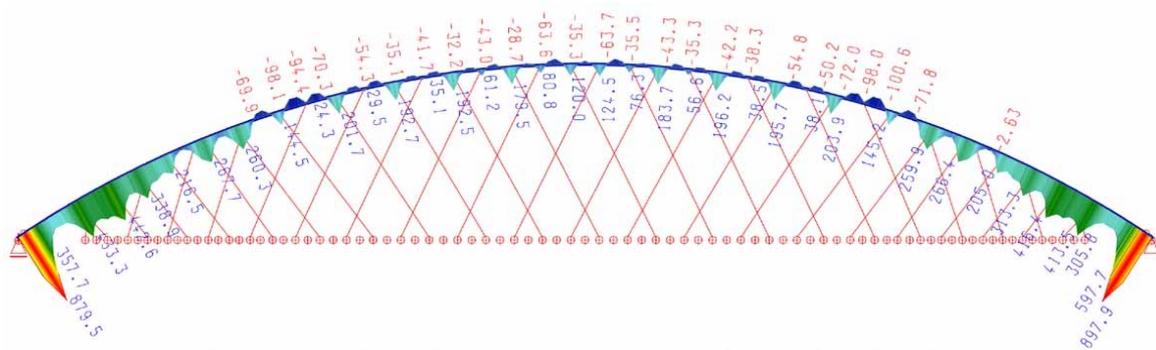


Abbildung C-58: Biegemoment M_y im Bogen aus Verkehrslast auf einem Gleis [kNm]

Die Durchbiegung der belasteten Gleisachse in Brückenmitte (Knoten 1077) beträgt 105 mm. Gleichzeitig findet eine Tangentenverdrehung der Gleisachse am Überbauende (Knoten 1658) um 0,005 rad statt.

2.5.4 LK G2 - Symmetrische Volllast auf beiden Gleisen

Genaue Angaben über diese Lastfallkombination und die gewählten Laststellungen können dem *Kapitel A-4.3.2* entnommen werden. Die Einwirkungen können kurz durch folgende Punkte beschrieben werden:

- UIC 71 auf beiden Gleisen über gesamte Länge
- Dienstgehege voll
- Linearer Temperaturunterschied in Fahrbahnplatte

Die in der Betonfahrbahn auftretenden Spannungen σ_x und σ_y sind in den Abbildungen C-59 bis C-61 dargestellt.

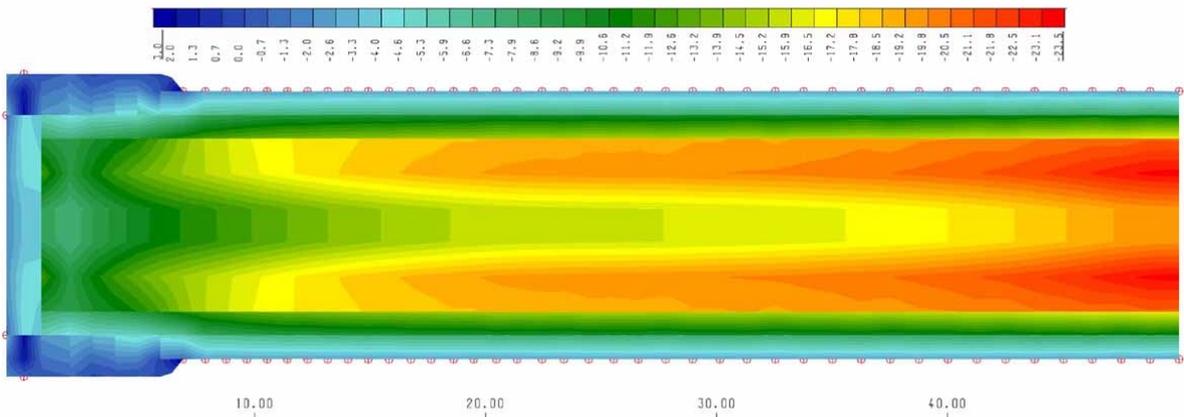


Abbildung C-59: Spannungen $\sigma_{y,oben}$ aus symmetrischer Volllast [N/mm²]

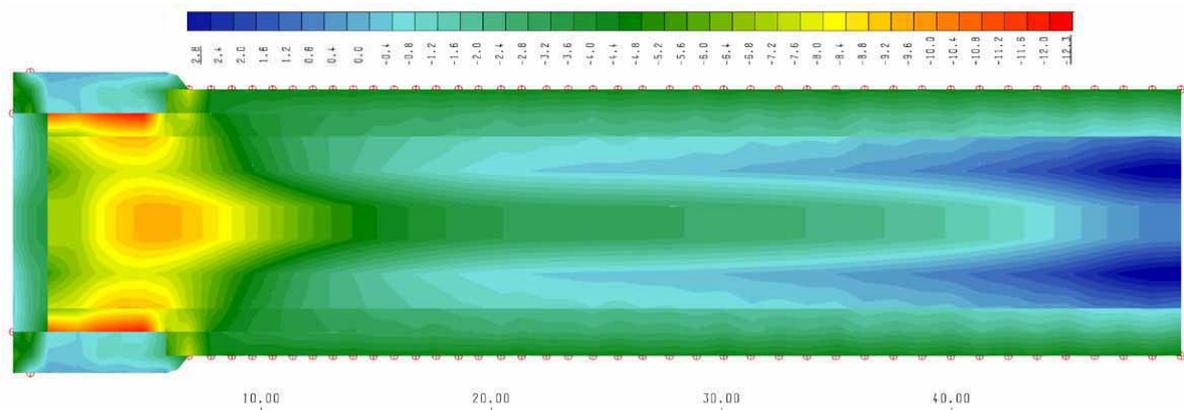


Abbildung C-60: Spannungen $\sigma_{y,unten}$ aus symmetrischer Volllast [N/mm²]

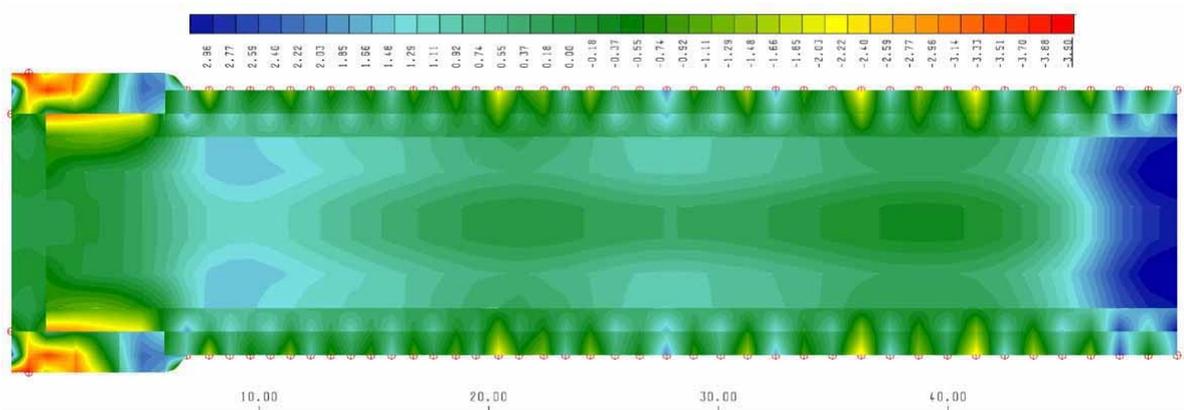


Abbildung C-61: Spannungen $\sigma_{x,unten}$ aus Verkehr auf beiden Gleisen [N/mm²]

Unter den Einzellasten des Lastbildes UIC 71 treten in Brückenmitte auf der Fahrbahnunterseite die größten Zugspannungen auf. Diese sind genau unter der Gleisachse (Knoten 1077) maximal und betragen: $\sigma_x=3,14 \text{ N/mm}^2$ und $\sigma_y=3,2 \text{ N/mm}^2$. Auf der Plattenoberseite beträgt die maximale Druckspannung $\sigma_y=23,5 \text{ N/mm}^2$.

Abbildung C-62 zeigt die Vertikalverformung unter dieser Lastkombination. Es werden die Zahlenwerte für die Verformung im Bogen und in der Gleisachse angegeben.

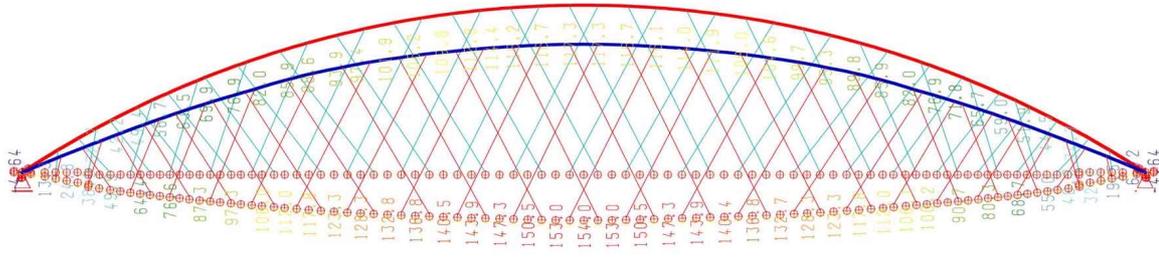


Abbildung C-62: Vertikalverformung aus Verkehr auf beiden Gleisen [mm]

Die maximale Durchbiegung unter einer Gleisachse (Knoten 1077) beträgt 151 mm. Gleichzeitig findet eine Tangentenverdrehung der Gleisachse am Überbauende (Knoten 2461) um 0,0062 rad statt.

Für die Ermüdungsnachweise wird in den Abbildungen C-63 und C-64 die Verteilung der Normalkraft und der Biegemomente M_y im Bogen dargestellt. Diese Schnittgrößen wurden mit einem Schwingbeiwert von $\phi=1,0$ ermittelt.

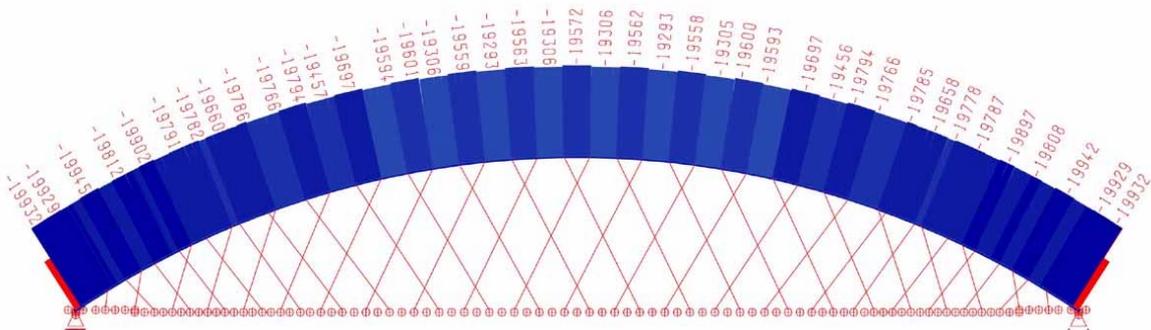


Abbildung C-63: Normalkraft N im Bogen aus Verkehrslast auf beiden Gleisen [kN]

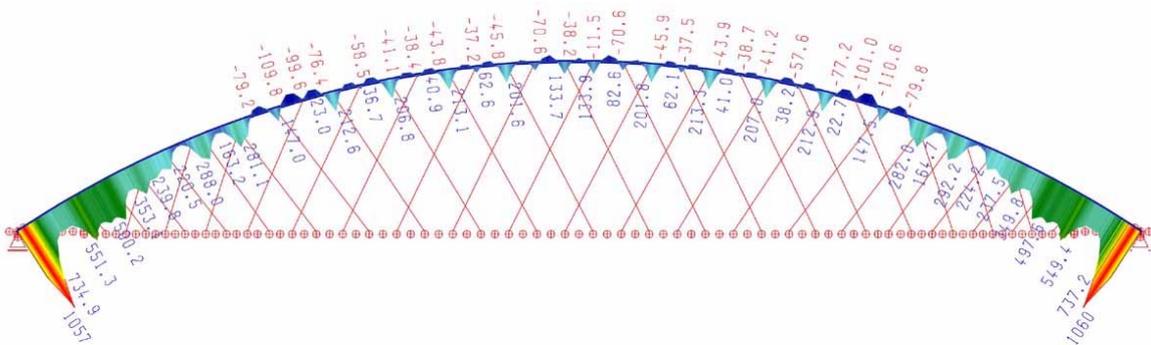


Abbildung C-64: Biegemoment M_y im Bogen aus Verkehrslast auf beiden Gleisen [kNm]

2.5.5 LK G3 - Halbseitiger Verkehr auf beiden Gleisen

Genauere Angaben über diese Lastfallkombination und die gewählten Laststellungen können dem *Kapitel A-4.3.3* entnommen werden. Die Einwirkungen können kurz durch folgende Punkte beschrieben werden:

- UIC 71 auf beiden Gleisen auf einer Brückenhälfte
- Dienstgehege auf einer Brückenhälfte

Mit dieser Laststellung wird untersucht, ob bei einer halbseitigen Verkehrslast maßgebende Zugspannungen oder Verformungen in der Fahrbahnplatte entstehen. Die Abbildungen C-65 und C-66 zeigen, dass dies nicht der Fall ist. Die Spannungen sind geringer als bei symmetrischer Volllast (LK G2).

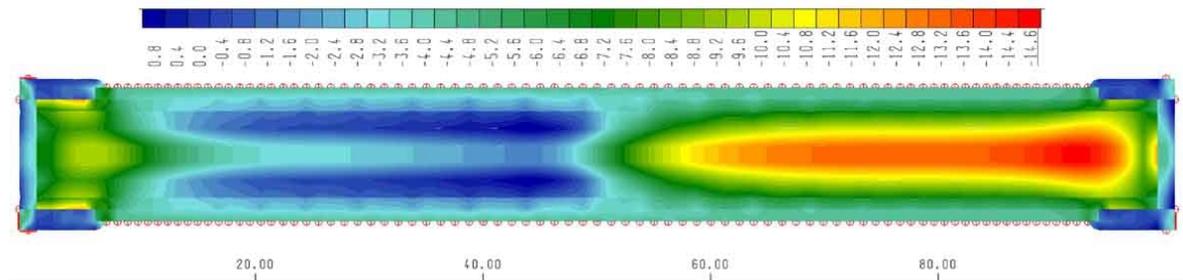


Abbildung C-65: Spannungen $\sigma_{y,unten}$ aus halbseitigem Verkehr auf beiden Gleisen [N/mm²]

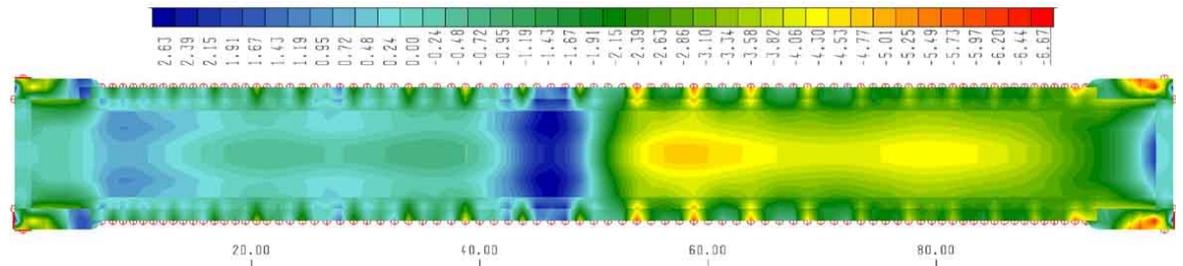


Abbildung C-66: Spannungen $\sigma_{x,unten}$ aus halbseitigem Verkehr auf beiden Gleisen [N/mm²]

Die Abbildung C-67 verdeutlicht das Verformungsverhalten unter halbseitiger Verkehrslast. Der Bogen verformt sich fast ausschließlich nach unten. Das für Stabbogenbrücken typische seitliche Ausweichen der Bögen findet nicht statt.

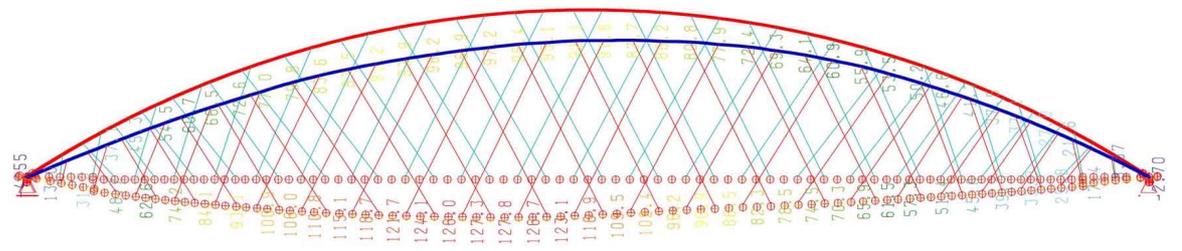


Abbildung C-67: Vertikalverformung aus halbseitigem Verkehr auf beiden Gleisen [mm]

Die maximale Durchbiegung unter einer Gleisachse (Knoten 1070) beträgt 128 mm. Die Tangentenverdrehung der Gleisachse am Übergang zum Widerlager (Knoten 1658) beträgt 0,0042 rad. Diese Werte sind ebenfalls geringer als bei symmetrischer Volllast und somit nicht maßgebend.

2.5.6 LK G4 - Laststellung für max. M_y im Endquerträger

Genauere Angaben über diese Lastfallkombination und die gewählten Laststellungen können dem *Kapitel A-4.3.4* entnommen werden. Die Einwirkungen können kurz durch folgende Punkte beschrieben werden:

- UIC 71 auf beiden Gleisen über gesamte Länge, Einzellasten über Endquerträger
- Dienstgehewe voll

Die Normalspannungen im Endquerträger sind in den Abbildungen C-68 und C-69 dargestellt. Durch die zu grobe Vernetzung im Bereich des Bogenfußpunktes und der Lasteinleitung der Vorspannkraft sind die Spannungen am linken und rechten Rand nicht aussagekräftig. Die Ergebnisse in der Mitte des Endquerträgers sind jedoch hinreichend genau.

Die Abbildungen sind so gedreht, dass die Brücke oberhalb anschließt.

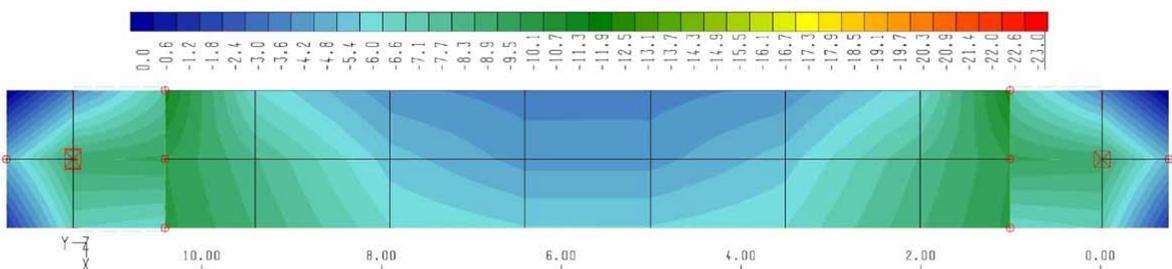


Abbildung C-68: Spannungen $\sigma_{y,unten}$ aus Laststellung Endquerträger [N/mm²]

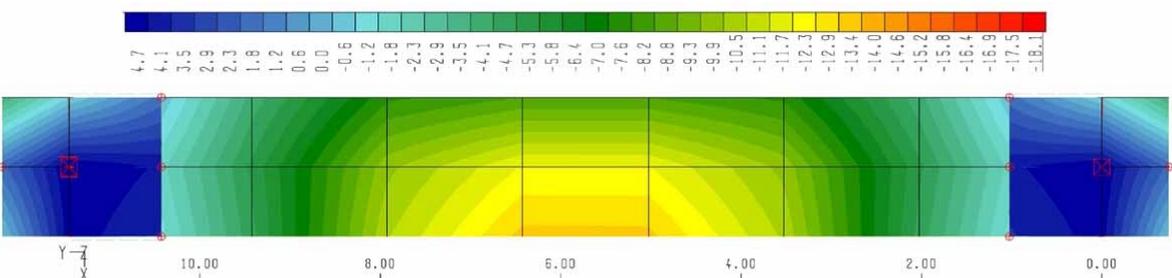


Abbildung C-69: Spannungen $\sigma_{y,oben}$ aus Laststellung Endquerträger [N/mm²]

Wie die Abbildungen zeigen, bleibt der Endquerträger im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit überdrückt. In Fahrbahnmitte treten an seiner Ober- und Unterseite Druckspannungen auf.

Die maximale Druckspannung tritt mit 13,1 N/mm² auf der Oberseite in Fahrbahnmitte auf. Die Durchbiegung der Gleisachse in Lagerlinie beträgt nur 1 mm.

2.5.7 LK G5 - Maximale Horizontale Verformung aus Wind und Seitenstoß

Die maximale Horizontalverformung der Gleisachse in Querrichtung beträgt 4,5 mm in Brückenmitte.

3. Netzkorbogen mit einer orthotropen Platte als Fahrbahn

3.1 Das Modell der Finite - Element - Berechnung

In einer erneuten Berechnung wurde nun die Betonfahrbahn gegen eine als orthotrope Platte ausgebildete Fahrbahn ausgetauscht. Da die neue Fahrbahn wesentlich leichter ist, kommt es mit der beibehaltenen Hängergeometrie zum Hängerausfall im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (vgl. Tab. C-14). Deshalb musste auch eine neue, gegen Hängerausfall unempfindlichere, Hängeranordnung gewählt werden.

Sowohl die Bauweise von Bogen und Windverband als auch deren Modellierung im Programm bleibt unverändert. Ihre Ausbildung wird daher nicht noch einmal beschrieben.

Für die Abbildung der Brücke in einem Finite-Element-Modell wurden die in *Kapitel C-2.1.1* beschriebenen Balken- und Seilelemente verwendet.

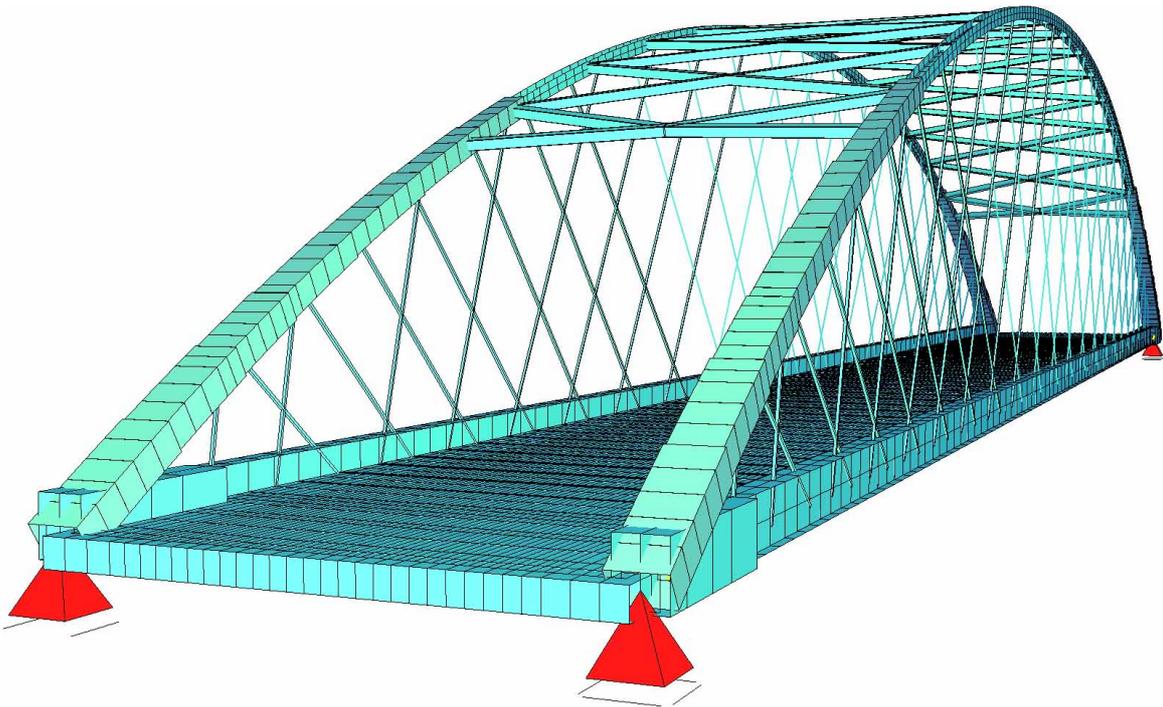


Abbildung C-70: Dreidimensionales FEM - Modell mit orthotroper Fahrbahnplatte

Der Überbau wird statisch bestimmt gelagert, das Lagerschema kann dem *Kapitel C-2.1.7* entnommen werden.

3.1.1 Geänderte Hängergeometrie

Um den Hängerausfall unter Gebrauchslasten zu vermeiden, mussten alle Hänger stärker geneigt werden. Der Winkel zwischen den Hängern in Brückenmitte und der Horizontalen wurde von $62,2^\circ$ auf $55,1^\circ$ verringert (vgl. Abb. C-8 und C-71). Die Koordinaten der beteiligten Knoten im Bogen und in der Fahrbahnebene können den Tabellen C-12 und C-13 entnommen werden.

Die Hänger werden wie in *Kapitel C-2.1.4* als Elemente vom Typ "Seil" aus S460 generiert. Alle Hänger haben einen Durchmesser von 70 mm.

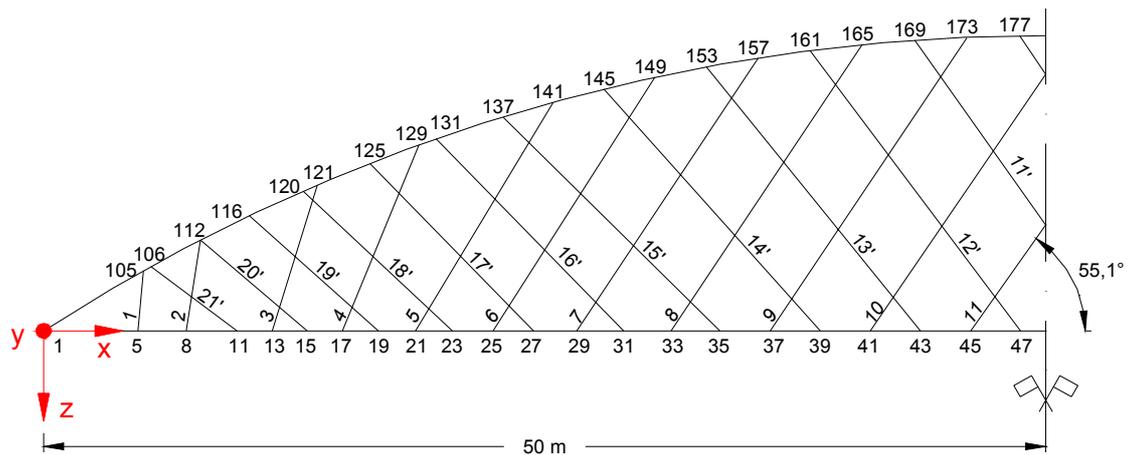


Abbildung C-71: Darstellung der Hänger mit zugehörigen Knoten

3.1.2 Orthotrope Fahrbahnplatte aus Stahl

Die eigentliche Blechfahrbahn wird als ein aus Längsrippen und Querträgern bestehendes Trägerrost modelliert (vgl. Abb. C-72). In Brückenlängsrichtung verlaufen 30 Längsrippen, die zwischen den Querträgern spannen. Die Querträger wiederum tragen ihre Lasten in die in Bogenebene befindlichen Versteifungsträger ab. Alle Anschlüsse in den Knoten werden biegesteif generiert.

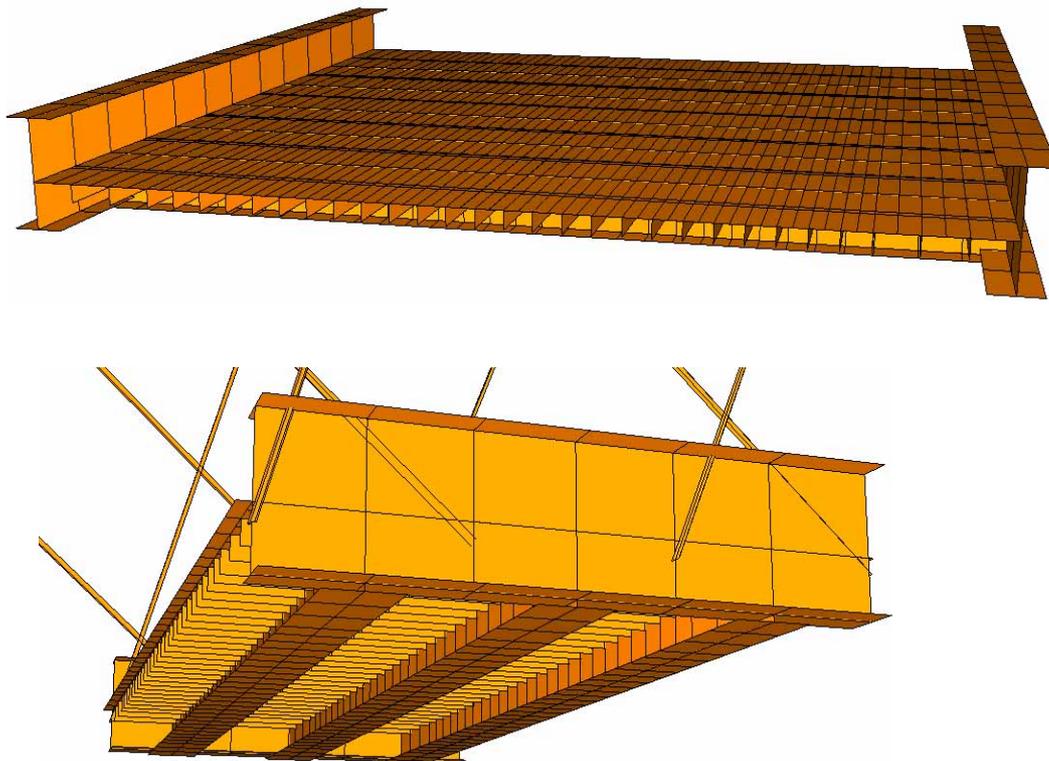


Abbildung C-72: Dreidimensionales FEM-Modell der orthotropen Platte, Ansicht von oben und unten

Für die Schnittgrößenermittlung werden Querschnittswerte mit den vorhandenen Gurtbreiten angesetzt. Die vereinbarten Querschnitte für Querträger, Hauptträger und Längsrippen sind in den Abbildungen C-73 bis C-75 dargestellt.

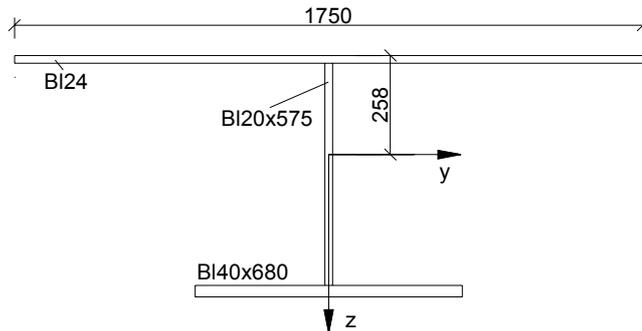


Abbildung C-73: Querschnitt Querträger

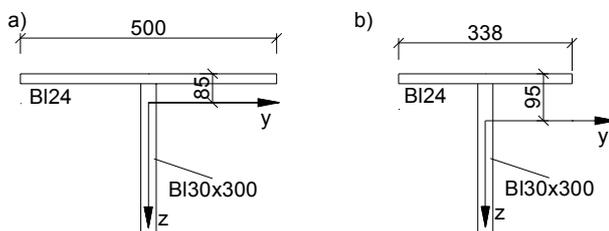


Abbildung C-74: Querschnitt Längsrippen;
a) unter Gehweg, b) unter Fahrbahn

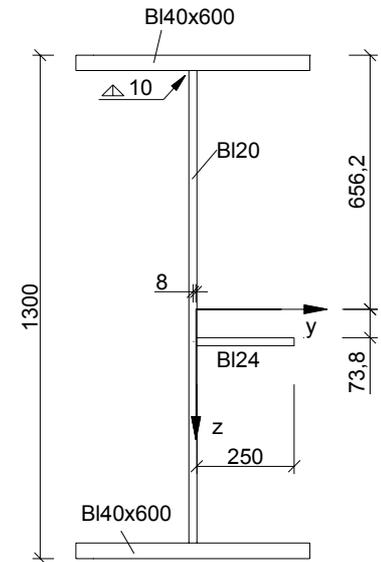


Abbildung C-75: Querschnitt Versteifungsträger

Die einzelnen Stäbe werden derart exzentrisch an die in einer Ebene liegenden Knoten angeschlossen, dass die Fahrbahnblechabschnitte in einer Ebene liegen (vgl. Abb. C-72).

3.1.3 Endquerträger mit Bogenfußpunkt

Eine günstige konstruktive Durchbildung des Bogenfußpunktes ist mit einem als Kastenquerschnitt ausgeführten Versteifungsträger (vgl. Abb. C-76) möglich. Da die Biegemomente im Versteifungsträger nahe des Bogenfußpunktes stark ansteigen, wird dieser Kastenquerschnitt über eine Länge von 5 m ausgeführt.

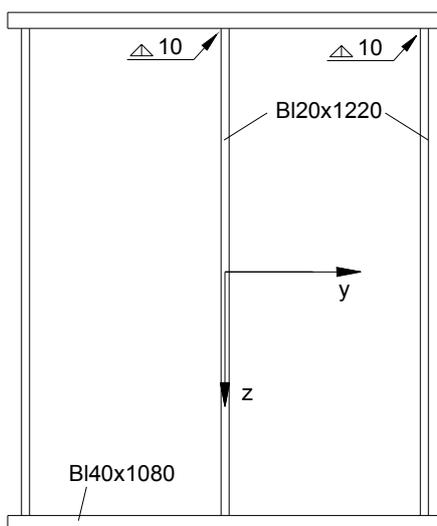


Abbildung C-76: Versteifungsträger am Bogenfußpunkt

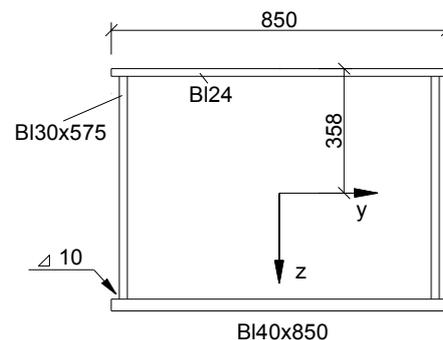


Abbildung C-77: Querschnitt Endquerträger

Der Endquerträger wurde ebenfalls als Kastenquerschnitt vereinbart, da er große Biegemomente M_z erhält (vgl. Abb. C-77).

Knotenpunkt	x - Wert [m]
1	0,000
3	2,000
<u>5</u>	<u>4,438</u>
<u>8</u>	<u>6,875</u>
10	8,750
11	9,650
12	10,525
13	11,400
14	12,275
15	13,150
16	14,025
17	14,900
18	15,800
19	16,750
20	17,625
21	18,600
22	19,475
23	20,450
24	21,350
25	22,425
26	23,375
27	24,450
28	25,525
29	26,600
30	27,775
31	28,950
32	30,125
33	31,300
34	32,525
35	33,750
36	35,000
37	36,250
38	37,500
39	38,750
40	40,000
41	41,250
42	42,500
43	43,750
44	45,000
45	46,250
46	47,500
47	48,750
48	50,000
.....	symmetrisch
Anschluss - Hänger	
Anschluss - Querträger	
<u>Anschluss - Querträger+Hänger</u>	

Tabelle C-12: Knotenkoordinaten in Fahrbahnebene

Knotenpunkt	x - Wert [m]	z - Wert [m]
96 (start)	0,528	0,345
105	4,943	3,037
106	5,358	3,273
112	7,824	4,615
116	10,270	5,850
120	12,956	7,103
121	13,640	7,405
124	15,648	8,254
<u>125</u>	<u>16,282</u>	<u>8,510</u>
<u>129</u>	<u>18,731</u>	<u>9,448</u>
131	19,574	9,753
137	22,909	10,866
139	24,162	11,248
141	25,420	11,611
145	27,952	12,284
147	29,226	12,592
149	30,503	12,883
153	33,070	13,408
155	34,358	13,643
157	35,640	13,859
161	38,243	14,236
163	39,543	14,396
165	40,846	14,538
169	43,456	14,764
171	44,763	14,849
173	46,071	14,915
177	48,690	14,991
179 (Symmetrie)	50,000	15,000
Anschluss - Windverband		
Anschluss - Hänger		
<u>Anschluss - Windverband und Hänger</u>		

Tabelle C-13: Knotenkoordinaten im Bogen (ohne Zwischenknoten)

3.2 Ermittlung von Eigenfrequenzen und Eigenformen

Für diese Brücke wurden zunächst die ersten Eigenformen für ein Ausweichen in der Bogenebene und senkrecht dazu ermittelt. Dafür wurden die charakteristischen Massen der Stahlkonstruktion und der Schotterbettfahrbahn berücksichtigt.

In einer weiteren Untersuchung wurde die erste Eigenform für eine halbseitige Verkehrsbelastung bei Hängerausfall ermittelt. Hierfür wurden die Massen im Grenzzustand der Tragfähigkeit berücksichtigt.

3.2.1 Eigenfrequenzen und -formen unter Eigengewicht

- 1. Eigenform, $f=1,60$ Hz

Diese Eigenform beschreibt das Ausweichen der Portalrahmen aus der Bogenebene. Gleichzeitig verformt sich die Fahrbahn in der entgegengesetzten Richtung aus der Bogenebene.

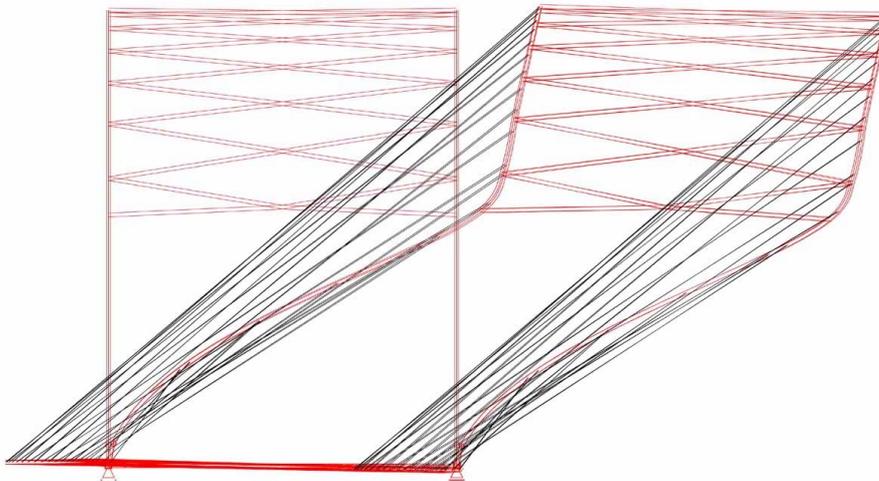


Abbildung C-78: 1. Eigenform unter Eigengewicht, $f=1,60$ Hz, 200-fach überhöht

- 2. Eigenform, $f=1,92$ Hz

Diese Eigenform beschreibt das symmetrische Ausweichen der Bogen in Bogenebene.

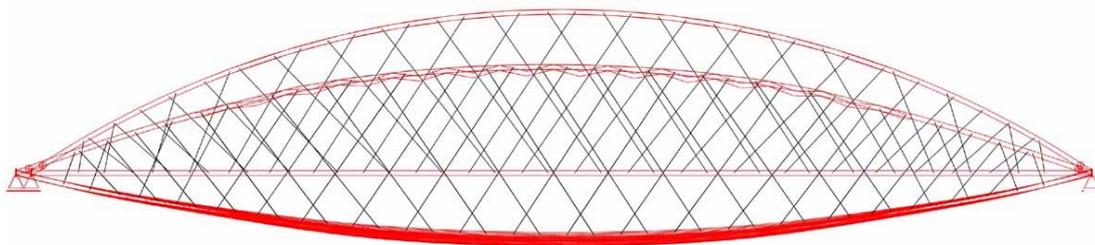


Abbildung C-79: 2. Eigenform unter Eigengewicht, $f=1,92$ Hz, 200-fach überhöht

3.2.2 Erste Eigenform bei halbseitigem Verkehr im GZT

Für diese Untersuchung wird die linke Brückenhälfte mit der um den Faktor $g_Q=1,45$ erhöhten Linienlast aus dem Lastbild UIC 71 belastet. Da die über die gesamte Brücke wirkenden Lasten aus Eigengewicht dem Hängerausfall entgegenwirken, wird das Konstruktionseigengewicht mit $g_G=1,0$ und das Eigengewicht der Schotterfahrbahn mit $g_G=0,95$ berücksichtigt (vgl. Kapitel A-4.2.2).

Die Eigenfrequenzermittlung mit SOFiSTiK ist nur nach Theorie I. Ordnung möglich. Deshalb wird der in Kapitel C-3.4.2 für diese Laststellung beobachtete Hängerausfall durch ein manuelles Entfernen der betreffenden Hänger berücksichtigt (vgl. Abb. C-80).

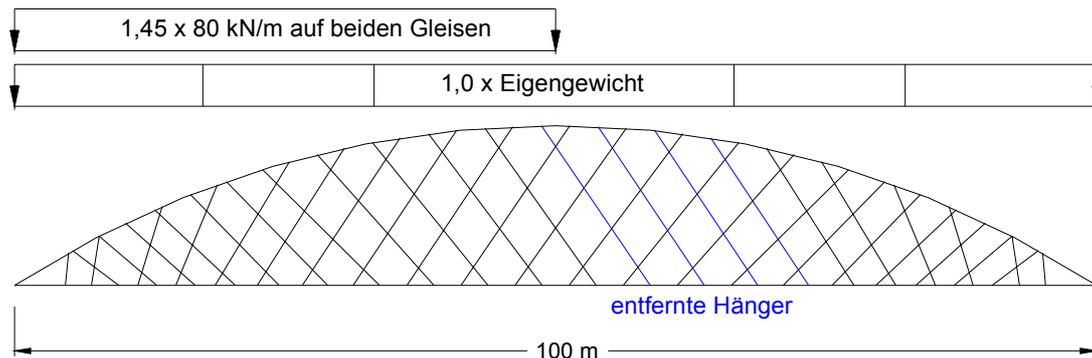


Abbildung C-80: Lasten für Eigenformermittlung bei Hängerausfall

Bedingt durch die antimetrischen Lasten und die ausgefallenen Hänger zeigt die erste Eigenform nun ein antimetrisches Ausweichen in der Bogenebene.

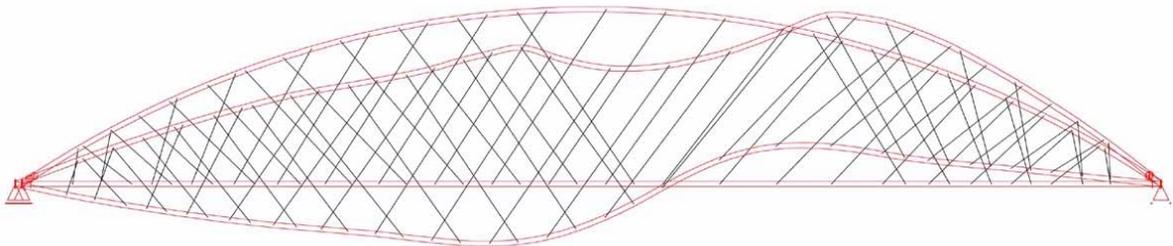


Abbildung C-81: 1. Eigenform unter halbseitigem Verkehr im GZT, $f=1,34 \text{ Hz}$, 200-fach überhöht

3.3 Ermittlung von Einflusslinien

3.3.1 Normalkraft in den Hängern - Hängeranordnung der Betonvariante

Zunächst werden die Einflusslinien für alle 22 verschiedenen Hänger infolge von Einzellasten auf beiden Gleisachsen bestimmt. In einem zweiten Schritt werden die Verkehrslasten UIC 71 auf beiden Gleisen so gestellt, dass für jeden Hänger die minimale und die maximale Normalkraft entsteht. Die extremalen Hängerkräfte aus Eisenbahnverkehr und Eigengewicht können der Tabelle C-14 entnommen werden. Weiterhin können aus dieser Tabelle die extremalen Hängerkräfte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit entnommen werden.

Übersicht über die auftretenden Hängerkräfte in kN							
Hänger-Nr	infolge UIC 71 in ungünstigster Stellung auf beiden Gleisen			infolge EG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit		Grenzzustand der Tragfähigkeit
	max N	min N	Differenz	N	min N	max N	max N 1,35xEG+1,45xUIC
1	122	-41	164	30	-12	152	217
2	275	-99	374	80	-19	355	506
3	437	-188	625	122	-66	559	798
4	485	-210	695	159	-51	644	918
5	523	-242	765	181	-61	704	1003
6	536	-216	753	233	17	769	1092
7	546	-246	793	224	-22	770	1094
8	565	-271	836	226	-46	791	1124
9	574	-291	866	224	-67	799	1136
10	575	-303	878	225	-77	801	1139
11	571	-309	880	228	-81	799	1136
12	583	-307	890	232	-75	816	1159
13	551	-298	850	239	-59	791	1122
14	539	-286	825	248	-38	787	1116
15	530	-271	800	261	-10	790	1120
16	461	-222	683	245	23	706	999
17	408	-248	656	184	-64	592	840
18	366	-211	577	183	-28	549	778
19	340	-205	545	181	-24	521	737
20	298	-154	451	190	37	488	688
21	269	-91	360	212	121	481	676
22	252	-42	294	239	197	491	688

Tabelle C-14: Übersicht über auftretende Hängerkräfte

Aus dieser Tabelle wird ersichtlich, dass es nahezu für jeden Hänger eine Laststellung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gibt, bei der es zu seinem Ausfall infolge einer Druckbeanspruchung kommt. Da dies nicht toleriert werden kann, wurde nach einer Hängeranordnung gesucht, die unempfindlicher gegen Hängerausfall ist.

3.3.2 Normalkraft in den Hängern - neue Hängeranordnung

Für die in Abbildung C-71 dargestellte Hängeranordnung werden ebenfalls die Einflusslinien für alle, nunmehr 21 Hänger aufgestellt. In einem zweiten Schritt werden die Verkehrslasten UIC 71 auf beiden Gleisen so gestellt, dass für jeden Hänger die minimale und die maximale Normalkraft entsteht. Die daraus resultierenden extremalen Schnittgrößen für jeden Hänger können den Abbildungen C-82 und C-83 entnommen werden.

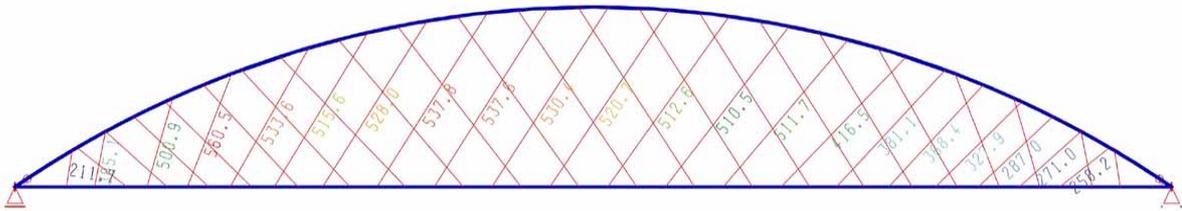


Abbildung C-82: Maximale Hängerkräfte aus Verkehr auf beiden Gleisen [kN]

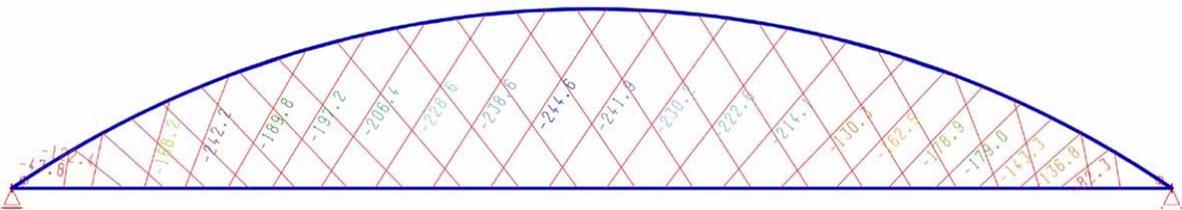


Abbildung C-83: Minimale Hängerkräfte aus Verkehr auf beiden Gleisen [kN]

In Tabelle C-15 sind die extremalen Hängerkräfte aus Verkehr und Eigengewicht zusammengestellt. Die Kräfte aus Eigengewicht berücksichtigen das Konstruktionseigengewicht (LF 1) und das Fahrbahneigengewicht (LF 2).

Weiterhin werden die Hängerkräfte so kombiniert, dass die extremalen Gesamtkräfte in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit entstehen.

Die Berechnungen erfolgten mit dem SOFiSTiK-Modul ELSE nach Theorie I. Ordnung für Gebrauchslasten. Da im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit keine Hänger infolge Druckbeanspruchung ausfallen, sind die Ergebnisse sehr gut verwendbar.

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit wurden diese Schnittgrößen in Tabelle C-15 mit den Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert. Die dabei entstehenden Schnittgrößen sind jedoch nur begrenzt verwendbar, da ein eventuell auftretender Hängerausfall unberücksichtigt bleibt.

Übersicht über die auftretenden Hängerkräfte in kN							
Hänger-Nr	infolge UIC 71 in ungünstigster Stellung auf beiden Gleisen			infolge EG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit		Grenzzustand der Tragfähigkeit max N 1,35xEG+1,45xUIC
	max N	min N	Differenz		min N	max N	
1	212	-48	260	98	50	309	439
2	385	-122	508	159	36	544	772
3	501	-168	669	235	66	735	1043
4	561	-242	803	244	2	805	1142
5	534	-190	723	294	104	827	1170
6	516	-197	713	280	83	796	1126
7	528	-206	734	281	74	809	1145
8	538	-229	766	283	54	821	1161
9	538	-239	776	281	42	818	1159
10	530	-245	775	278	33	808	1144
11	521	-242	763	280	38	801	1133
12	513	-230	743	290	60	803	1135
13	511	-223	733	303	81	814	1150
14	512	-214	726	320	106	832	1174
15	417	-130	547	302	172	719	1012
16	381	-163	544	242	79	623	879
17	368	-179	547	224	45	592	836
18	328	-179	507	200	21	528	745
19	287	-143	430	201	57	488	687
20	271	-137	408	205	68	476	670
21	258	-82	341	246	164	504	706

Tabelle C-15: Übersicht über auftretende Hängerkräfte

Anhand der Tabelle C-15 werden die maßgebenden zu untersuchenden Hänger bestimmt. Für die statischen Nachweise ist dies der Hänger 14, da er im Grenzzustand der Tragfähigkeit die größte Kraft erhält. Für den Betriebsfestigkeitsnachweis wird der Hänger 4 maßgebend, da er die größte Kraftdifferenz aus Verkehrslasten aufweist.

Die Einflußlinie für den Hänger 14 kann der Abbildung C-84 entnommen werden. Nach ihr wurden in *Kapitel A-4.2.11* die Verkehrslasten angeordnet, um die genaue Hängerkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu ermitteln.

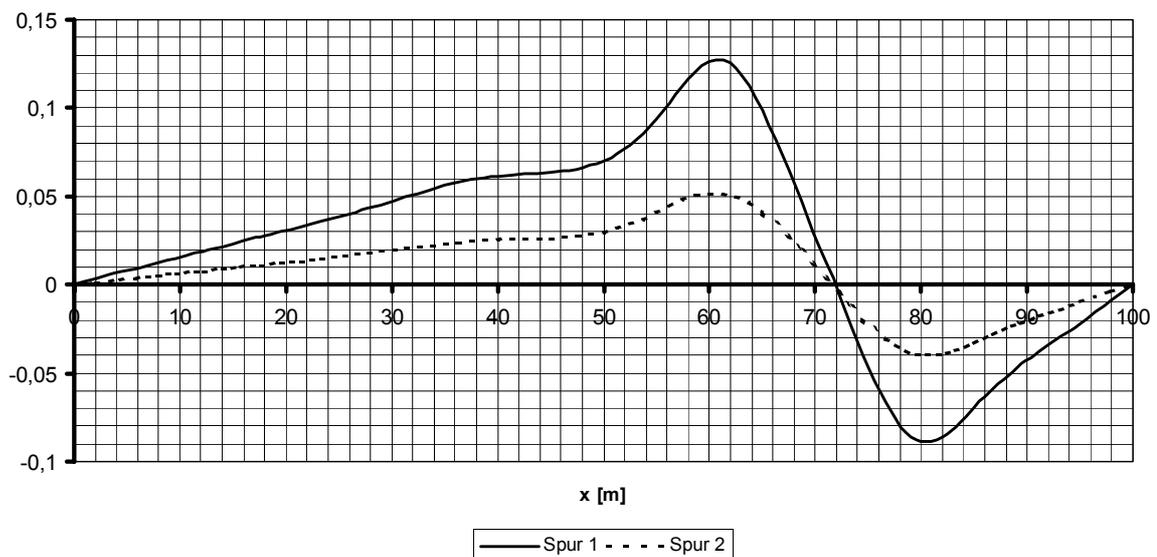


Abbildung C-84: Einflusslinien für Normalkraft im Hänger 14

3.3.3 Biegemoment M_y in den Längsrippen

Weil die Längsrippen in Brückenmitte die größte Stützweite besitzen, treten dort auch die maßgebenden Biegemomente auf. Durch die elastische Stützung der Querträger findet man das maximale Feldmoment in der Längsrippe, die von den mit der UIC-Last belasteten Rippen am weitesten in Querschnittsmitte liegt.

In der Abbildung C-85 wird die Einflußlinie für das Feldmoment M_y in der Längsrippe 13 in Brückenmitte gezeigt.

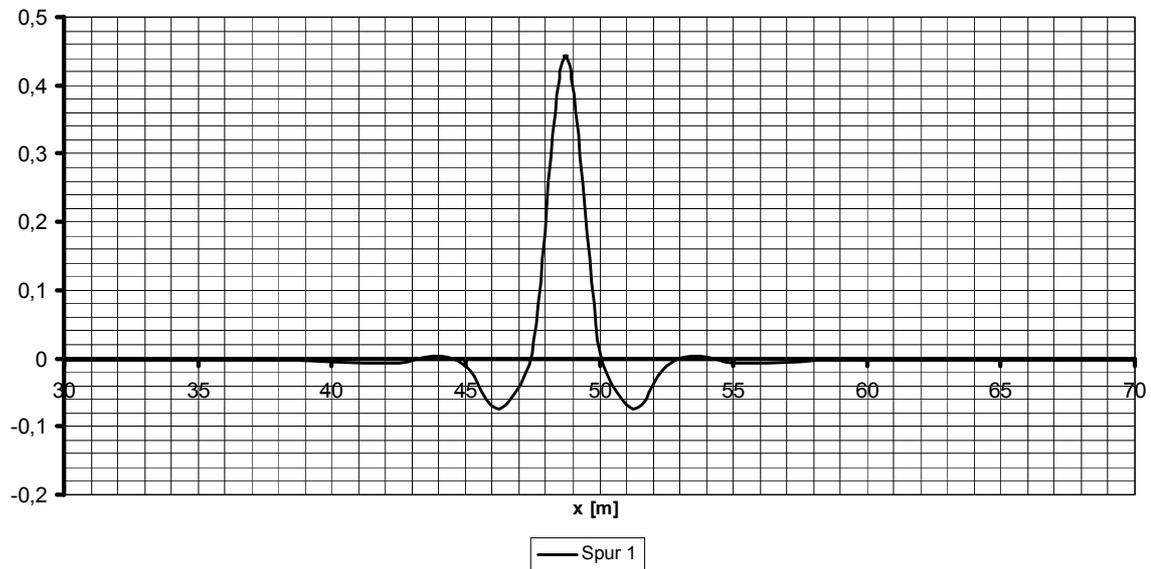


Abbildung C-85: Einflußlinie für das Feldmoment M_y der Längsrippe 13 in Brückenmitte

Das maximale Stützmoment tritt in den beiden mittigen Längsrippen auf, obwohl diese nicht direkt durch die Verkehrslast belastet werden. Die Belastung erfolgt indirekt über die Querträger! Die Einflußlinie für das Stützmoment der Längsrippe 15 kann der Abbildung C-86 entnommen werden.

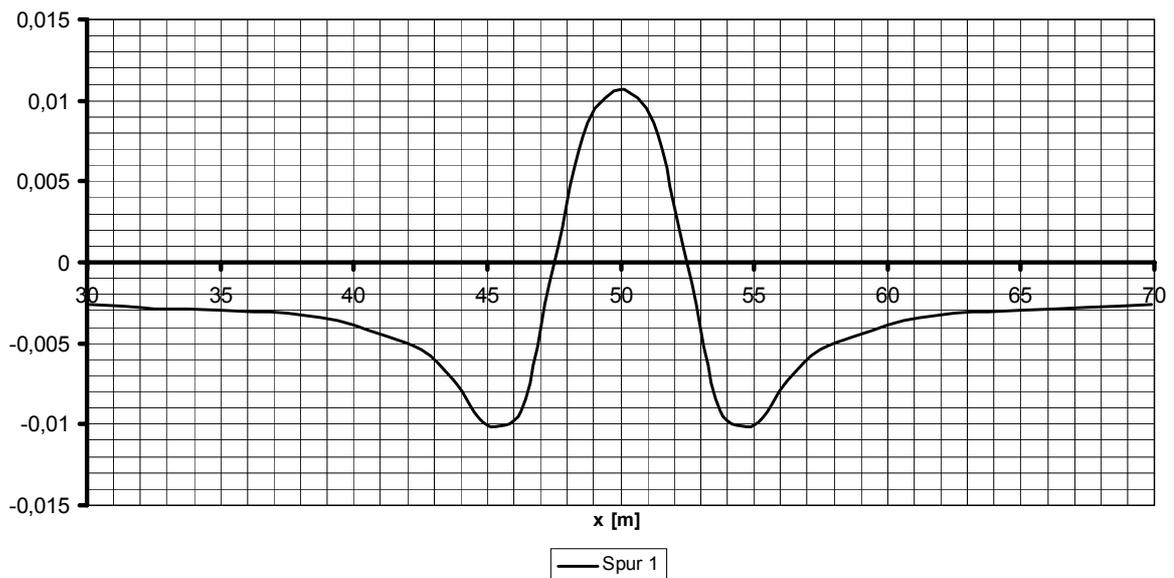


Abbildung C-86: Einflußlinie für das Stützmoment M_y der Längsrippe 15 in Brückenmitte

3.3.4 Biegemoment M_y im Querträger in Brückenmitte

Der Achsabstand der Querträger ist mit 2,5 m in Brückenmitte am größten. Deshalb erhalten diese Querträger die größte Biegebeanspruchung. Die Einflußlinie für das Biegemoment in der Mitte des Querträgers bei $x = 50$ m zeigt die Abbildung C-87.

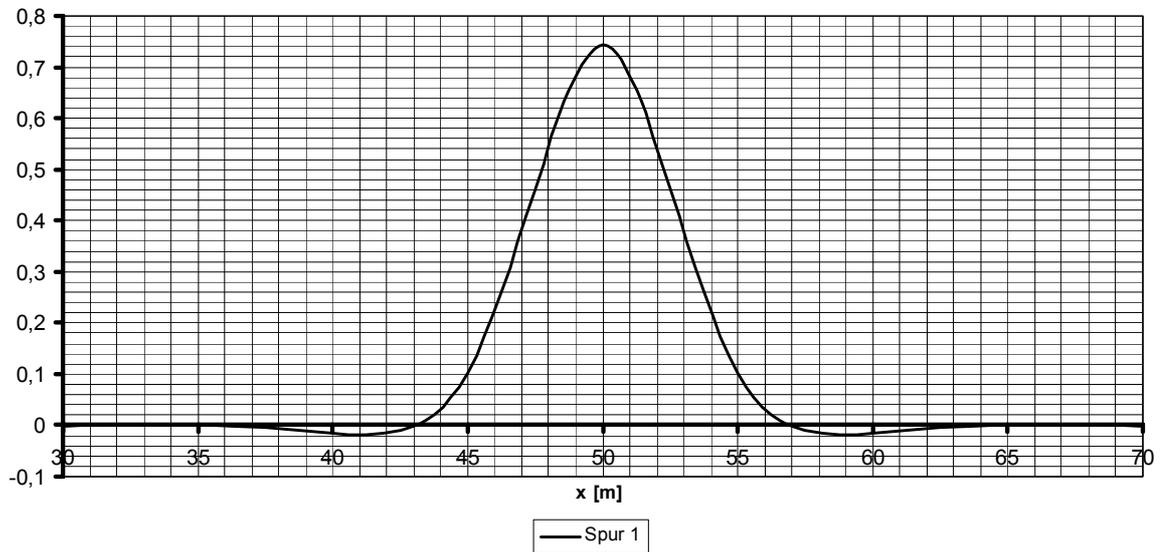


Abbildung C-87: Einflußlinie für das Feldmoment M_y im Querträger in Brückenmitte

3.3.5 Biegemoment M_y im Endquerträger

Die Einflußlinie für das Biegemoment in der Mitte des Endquerträgers zeigt die Abbildung C-88.

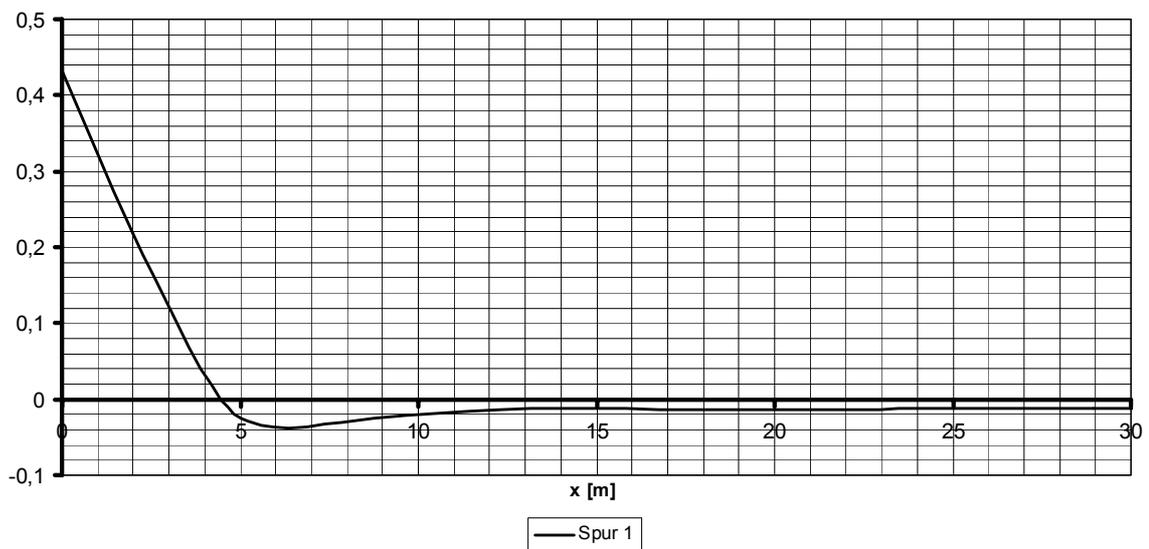


Abbildung C-88: Einflußlinie für das Feldmoment M_y im Endquerträger

3.4 Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die folgenden Schnittgrößen wurden nach Theorie II. Ordnung berechnet. Die dabei verwendeten Lastfallkombinationen sind im *Kapitel A-4. Lastfallkombinationen* aufgeführt.

Da die Datenmenge der gesamten Schnittgrößen und Verformungen sehr umfangreich ist, wird im Interesse der Übersichtlichkeit auf einen Ausdruck der Ergebnisdatei verzichtet. Es werden lediglich die für die Bemessung notwendigen Größen wiedergegeben.

3.4.1 LK T1 - Stabilitätsversagen bei symmetrischer Vollast

Genauere Angaben über diese Lastfallkombination und die gewählten Laststellungen können dem *Kapitel A-4.2.1* entnommen werden. Die Einwirkungen können kurz durch folgende Punkte beschrieben werden:

- UIC 71 auf beiden Gleisen über gesamte Länge
- Vorverformung aus der Ebene (nach 1. EF)
- Wind quer zur Brücke

Diese Lastkombination erzeugt die maximale Normalkraft in Verbindung mit dem maximalen Biegemoment M_z im Bogen. Weiterhin ergeben sich die maßgebenden Schnittgrößen im Windverband und im Portalriegel.

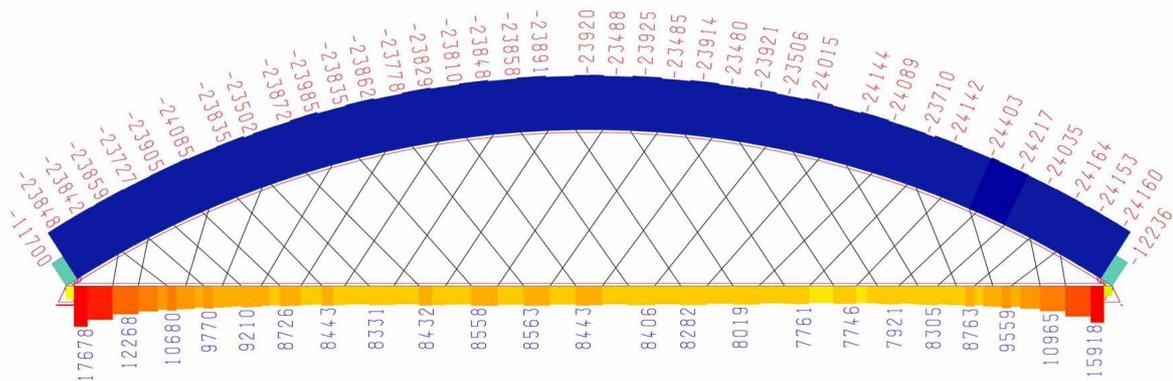


Abbildung C-89: Normalkraft in Bogen und Versteifungsträger aus LK T1 [kN]

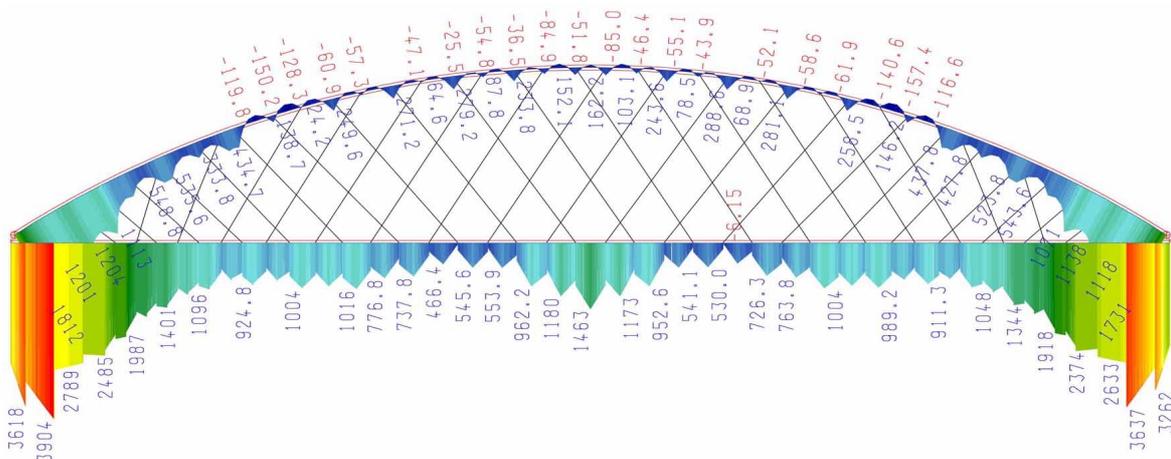


Abbildung C-90: Biegemoment M_z in Bogen und Versteifungsträger aus LK T1 [kNm]

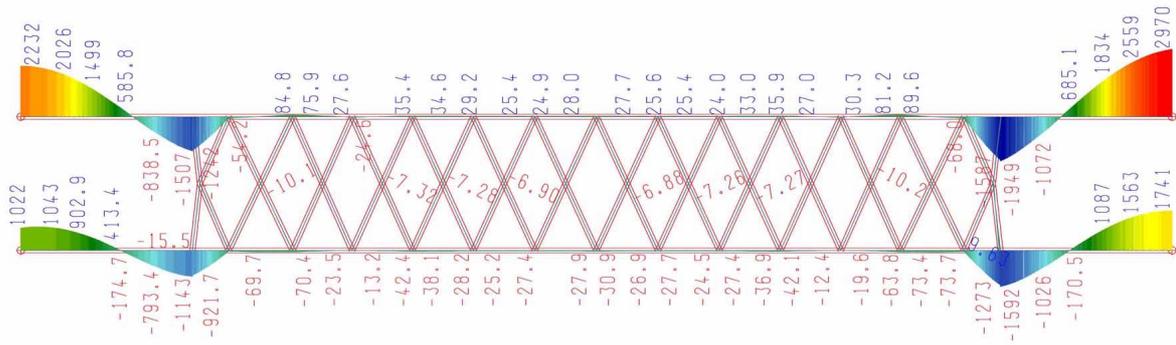


Abbildung C-91: Biegemoment M_2 im Bogen infolge LK T1 [kNm]

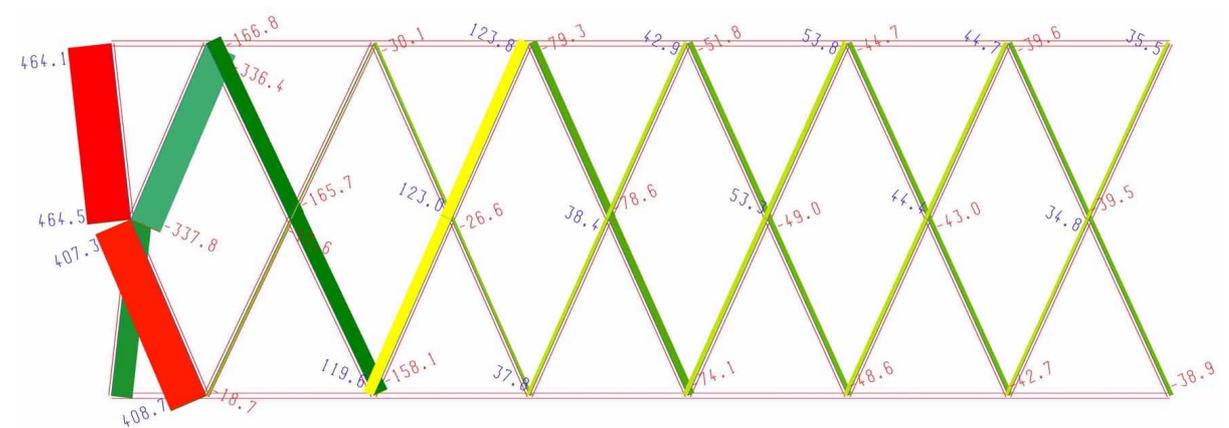


Abbildung C-92: Normalkräfte im Windverband aus LK T1 [kN]

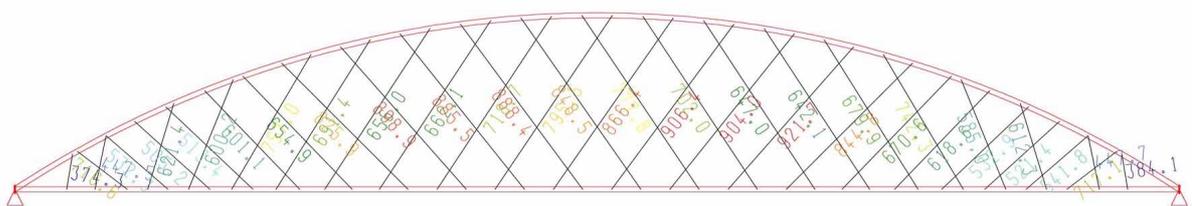


Abbildung C-93: Hängerkräfte aus LK T1 [kN]

Auflagerreaktionen aus LK T1				
Knoten	P _z [kN]	P _y [kN]	P _x [kN]	M _x [kNm]
1	-13559,1	-546,0	--	-4338,5
95	-13388,4	-1118,8	2501,9	-4580,8
263	-13224,3	--	--	2792,0
357	-13395,8	--	-2501,9	2454,7

Tabelle C-16: Auflagerreaktionen aus LK T1

Übersicht über die maßgebenden Schnittgrößen aus LK T1									
Querschnitt	Ort	Stab-Nr. x-Wert [m]	N _{Sd} [kN]	M _{y,Sd} [kNm]	M _{z,Sd} [kNm]	M _{x,Sd} [kNm]	V _{y,Sd} [kN]	V _{z,Sd} [kN]	
Bogen, Arbed W 360x410x818	max My-Anschluss Hänger 12	270 x=0,000	-23913,6	288,7	-22,4	0,0	-5,0	315,6	
Bogen, Kasten 600 x 520	max My-Anschluss Hänger 16	300 x=0,448	-23710,9	437,8	-59,4	6,2	-14,8	461,2	
Bogen, Kasten 700 x 590	Anschluss Windport. Querriegel	308 x=0,683	-23981,8	335,9	-1949,0	16,8	125,2	-36,6	
Bogen, Kasten 1050 x 850	Einspannung in Fahrbahnplatte	170 x=0,000	-24159,6	1731,2	2970,2	83,0	-7,9	706,1	
Windport.-Querriegel Kasten 300x12,5	Anschluss an Kastenprof. - Bogen	338 x=5,766	-250,7	22,8	20,8	-2,1	2,3	-11,2	
Windverband Kasten 300x12,5	Anschluss an Kastenprof. - Bogen	341 x=0,000	-336,4	4,4	-1,0	0,2	-2,0	-6,8	
Windverband QH 200x12,5	Anschluss an H - Bogen	343 x=0,000	-166,8	11,4	-7,4	0,1	-3,0	-7,7	
Versteifungsträger	Brückenmitte	3841 x=0,000	8416,5	1459,1	-43,9	-2,1	-24,0	-414,6	
Versteifungsträger	Übergang zum Kasten	3799 x=0,975	12267,1	2725,8	146,8	-4,3	-595,8	-69,2	
Versteifungsträger Kastenquerschnitt	Anschluss Hänger 1	3797 x=1,463	14810,0	3904,2	1769,3	-841,2	-1639,0	330,1	

Tabelle C-17: Maßgebende Schnittgrößen aus LK T1

3.4.2 LK T2 - Stabilitätsversagen bei Halblast und Hängerausfall

Genaue Angaben über diese Lastfallkombination und die gewählten Laststellungen können dem *Kapitel A-4.2.2* entnommen werden. Die Einwirkungen können kurz durch folgende Punkte beschrieben werden:

- UIC 71 auf beiden Gleisen einer Brückenhälfte
- antimetrische Vorverformung in der Ebene (nach 1. EF bei Hängerausfall)
- Wind quer zur Brücke

Wie in Abbildung C-94 ersichtlich ist, fallen bei dieser Lastkombination 4 Hänger aus. Dies führt zu maximalen Biegemomenten M_y im mittleren Bereich des Bogens (vgl. Abb. C-95). Die maßgebenden Schnittgrößen können der Tabelle C-18 entnommen werden.

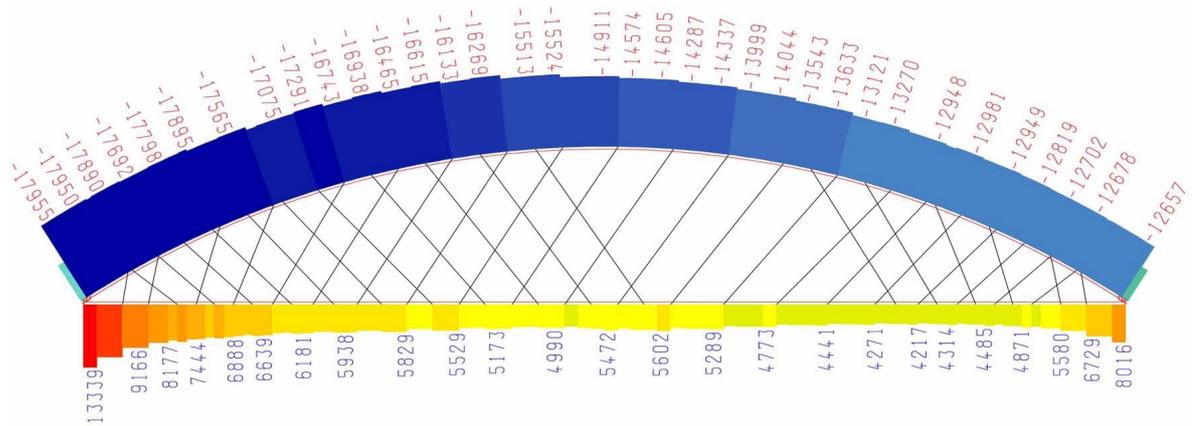


Abbildung C-94: Normalkraft in Bogen und Versteifungsträger aus LK T2 [kN]

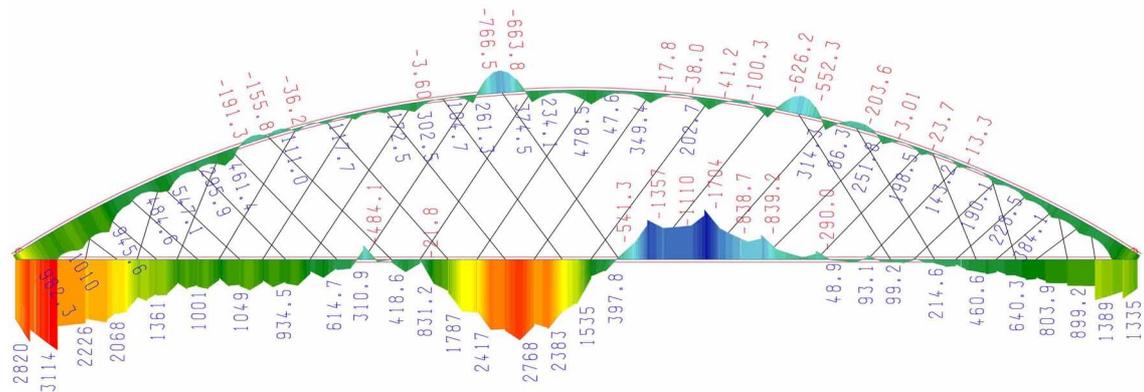


Abbildung C-95: Biegemoment M_y in Bogen und Versteifungsträger aus LK T2 [kNm]

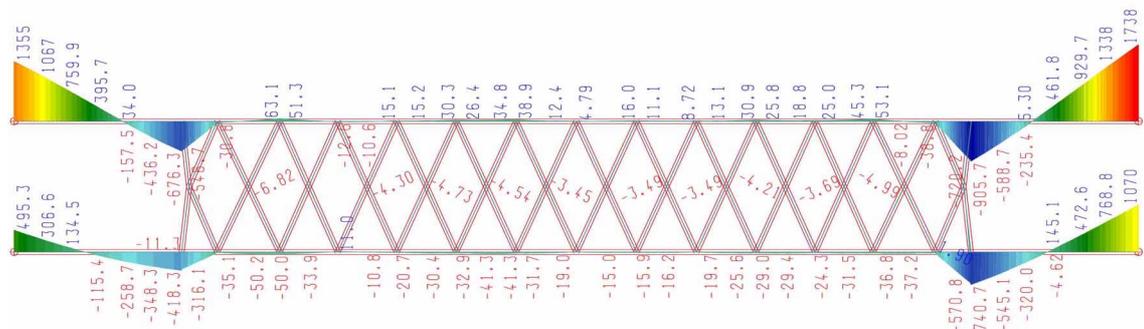


Abbildung C-96: Biegemoment M_z im Bogen aus LK T2, [kNm]

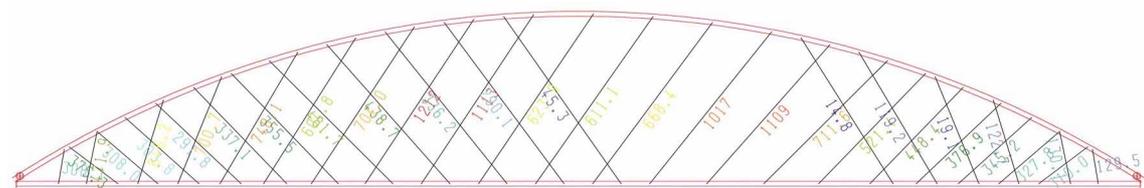


Abbildung C-97: Hängerkräfte aus LK T2 [kN]

Der Hänger 8 erhält mit 1212 kN die maximale Normalkraft.

3.4.3 LK T7 - Laststellung für max. M_y in Längsrippe 13

Genauere Angaben über diese Lastfallkombination und die gewählten Laststellungen können dem *Kapitel A-4.2.7* entnommen werden. Die Einwirkungen können kurz durch folgende Punkte beschrieben werden:

- UIC 71 auf beiden Gleisen nach Einflußlinie für max. M_y
- Bremsen und Anfahren
- Wind quer zur Brücke

Die Momentenverteilung in der Längsrippe 13 in Brückenmitte zeigt die Abbildung C-98, zugehörige Schnittgrößen können der Tabelle C-19 entnommen werden.

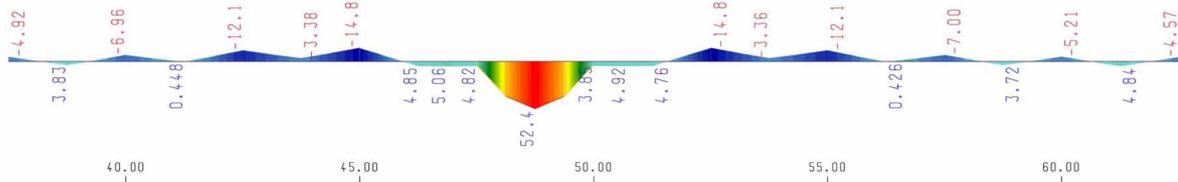


Abbildung C-98: Biegemoment M_y in Längsrippe 13 [kNm]

3.4.4 LK T8 - Laststellung für min. M_y in Längsrippe 15

Genauere Angaben über diese Lastfallkombination und die gewählten Laststellungen können dem *Kapitel A-4.2.8* entnommen werden. Die Einwirkungen können kurz durch folgende Punkte beschrieben werden:

- UIC 71 auf beiden Gleisen nach Einflußlinie für min. M_y
- Bremsen und Anfahren
- Wind quer zur Brücke

Die Momentenverteilung in der Längsrippe 15 in Brückenmitte zeigt die Abbildung C-99, zugehörige Schnittgrößen können der Tabelle C-20 entnommen werden.

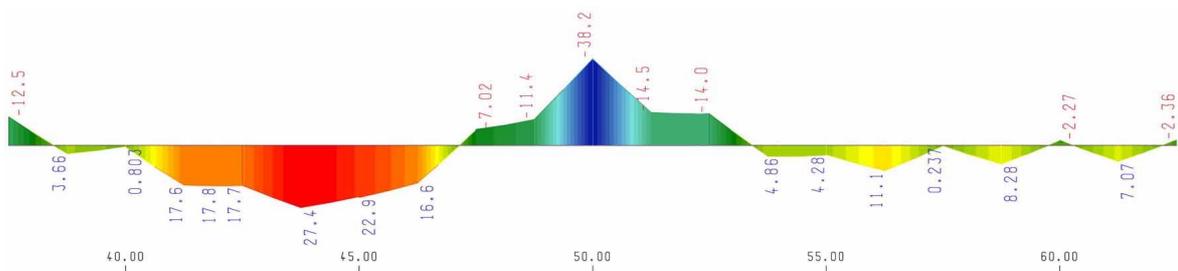


Abbildung C-99: Biegemoment M_y in Längsrippe 15 [kNm]

3.4.5 LK T9 - Laststellung für max. M_y im Querträger

Genauere Angaben über diese Lastfallkombination und die gewählten Laststellungen können dem *Kapitel A-4.2.9* entnommen werden. Die Einwirkungen können kurz durch folgende Punkte beschrieben werden:

- UIC 71 auf beiden Gleisen nach Einflußlinie für max. M_y
- Seitenstoß
- Wind quer zur Brücke

Die Momentenverteilung im Querträger in Brückenmitte zeigt die Abbildung C-100, zugehörige Schnittgrößen können der Tabelle C-21 entnommen werden. Die zwei Sprünge im Momentenverlauf werden durch die in den Gleisachsen eingetragenen Biegemomente aus Seitenstoß hervorgerufen.

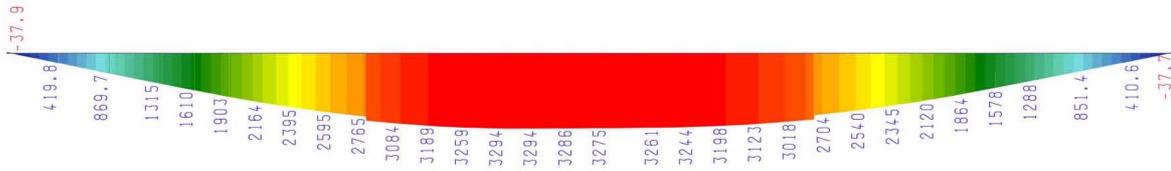


Abbildung C-100: Biegemoment M_y im Querträger in Brückenmitte [kNm]

3.4.6 LK T10 - Laststellung für max. M_y im Endquerträger

Genauere Angaben über diese Lastfallkombination und die gewählten Laststellungen können dem *Kapitel A-4.2.10* entnommen werden. Die Einwirkungen können kurz durch folgende Punkte beschrieben werden:

- UIC 71 auf beiden Gleisen nach Einflußlinie für max. M_y
- Bremsen und Anfahren
- Seitenstoß

Die Momentenverteilung im Endquerträger zeigt die Abbildung C-101, zugehörige Schnittgrößen können der Tabelle C-22 entnommen werden. Die zwei Sprünge im Momentenverlauf werden durch die in den Gleisachsen eingetragenen Biegemomente aus Seitenstoß hervorgerufen.

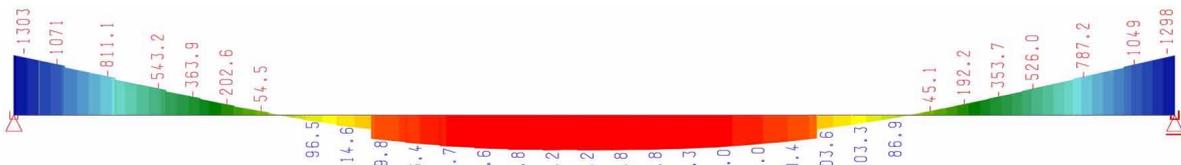
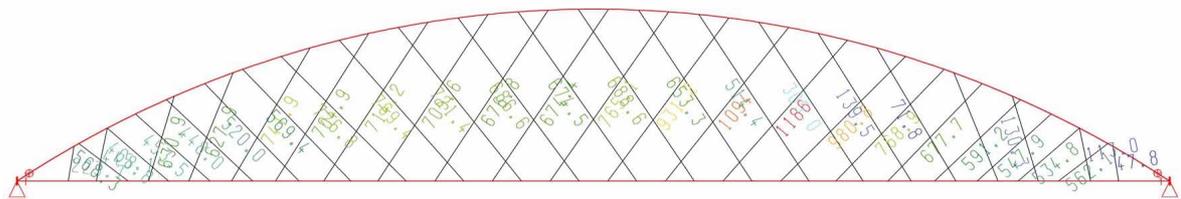


Abbildung C-101: Biegemoment M_y im Endquerträger aus LK T10 [kNm]

3.4.7 LK T11 - Laststellung für max. N im Hänger 14

Genauere Angaben über diese Lastfallkombination und die gewählten Laststellungen können dem *Kapitel A-4.2.11* entnommen werden. Die Einwirkungen können kurz durch folgende Punkte beschrieben werden:

- UIC 71 auf beiden Gleisen nach Einflußlinie für max. N - Hänger 14
- Temperaturbelastung



Übersicht über die maßgebenden Schnittgrößen aus LK T2							
Querschnitt	Stab-Nr. x-Wert [m]	N _{Sd} [kN]	M _{y,Sd} [kNm]	M _{z,Sd} [kNm]	M _{x,Sd} [kNm]	V _{y,Sd} [kN]	V _{z,Sd} [kN]
Bogen, Arbed W 360x410x818	243 x=0,000	-15512,6	-766,9	-45,4	-4,6	-4,1	161,7
Versteifungsträger	3837 x=0,000	5007,4	2768,2	132,5	-0,7	92,6	-379,7

Tabelle C-18: Maßgebende Schnittgrößen aus LK T2

Übersicht über die maßgebenden Schnittgrößen aus LK T7								
Querschnitt	Ort	Stab-Nr. x-Wert [m]	N _{Sd} [kN]	M _{y,Sd} [kNm]	M _{z,Sd} [kNm]	M _{x,Sd} [kNm]	V _{y,Sd} [kN]	V _{z,Sd} [kN]
Längsrippe	max M _y - Brückenmitte	2218 x=0,000	482,4	52,4	-0,1	0,0	-1,1	-5,7

Tabelle C-19: Maßgebende Schnittgrößen aus LK T7

Übersicht über die maßgebenden Schnittgrößen aus LK T8								
Querschnitt	Ort	Stab-Nr. x-Wert [m]	N _{Sd} [kN]	M _{y,Sd} [kNm]	M _{z,Sd} [kNm]	M _{x,Sd} [kNm]	V _{y,Sd} [kN]	V _{z,Sd} [kN]
Längsrippe	min M _y - Brückenmitte	2399 x=0,000	1149,7	-38,2	-6,6	0,0	-5,3	19,6
Querträger	Bemessungsstelle der Längsrippe	4585 x=0,000	-242,9	1877,9	-16,2	0,0	28,1	-26,9

Tabelle C-20: Maßgebende Schnittgrößen aus LK T8

Übersicht über die maßgebenden Schnittgrößen aus LK T9								
Querschnitt	Ort	Stab-Nr. x-Wert [m]	N _{Sd} [kN]	M _{y,Sd} [kNm]	M _{z,Sd} [kNm]	M _{x,Sd} [kNm]	V _{y,Sd} [kN]	V _{z,Sd} [kN]
Querträger	max M _y - Mitte	4585 x=0,167	48,4	3294,2	5,3	0,0	31,7	-31,4
Längsrippe	Bemessungsstelle des Querträgers	2399 x=0,000	592,0	17,1	-4,5	0,0	-3,5	4,8
Querträger	max V _z - Anschluss an HT	4600 x=0,500	116,6	-37,7	-41,9	0,0	14,4	-897,4

Tabelle C-21: Maßgebende Schnittgrößen aus LK T9

Übersicht über die maßgebenden Schnittgrößen aus LK T10								
Querschnitt	Ort	Stab-Nr. x-Wert [m]	N _{Sd} [kN]	M _{y,Sd} [kNm]	M _{z,Sd} [kNm]	M _{x,Sd} [kNm]	V _{y,Sd} [kN]	V _{z,Sd} [kN]
Endquerträger	max M _y - Mitte	5329 x=0,167	-1337,7	763,2	-615,1	-47,5	81,1	-28,1
Endquerträger	min M _y - Einspannung	5314 x=0,000	-378,7	-1302,8	2578,8	850,5	2159,3	465,6

Tabelle C-22: Maßgebende Schnittgrößen aus LK T10

3.4.8 LK T6 - Seitenstabilität / Standsicherheit

Genaue Angaben über diese Lastfallkombination und die gewählten Laststellungen können dem *Kapitel A-4.2.6* entnommen werden. Die Einwirkungen können kurz durch folgende Punkte beschrieben werden:

- Unbelasteter Zug auf einem Gleis
- Wind quer zur Brücke

Die daraus resultierenden Auflagerkräfte können der Tabelle C-23 entnommen werden.

Auflagerreaktionen aus LK T6				
Knoten	P _z [kN]	P _y [kN]	P _x [kN]	M _x [kNm]
1	-4750,6	-900,0	--	-2068,8
95	-4550,2	-1507,3	2652,3	-2321,3
263	-5101,9	--	--	193,9
357	-5303	--	-2652,3	-247,1

Tabelle C-23: Auflagerreaktionen aus LK T6

3.4.9 LK T4 - Max. vertikale Auflagerreaktionen

Genaue Angaben über diese Lastfallkombination und die gewählten Laststellungen können dem *Kapitel A-4.2.4* entnommen werden. Die Einwirkungen können kurz durch folgende Punkte beschrieben werden:

- UIC 71 auf beiden Gleisen über gesamte Länge
- Bremsen und Anfahren

Auflagerreaktionen aus LK T4				
Knoten	P _z [kN]	P _y [kN]	P _x [kN]	M _x [kNm]
1	-12344,4	-36,1	--	-3386,2
95	-12967,6	36,1	-2289,6	-4414,87
263	-12361,6	--	--	3368,3
357	-12953,9	--	-2178,3	4467,3

Tabelle C-24: Auflagerreaktionen aus LK T4

Wie die Abbildung C-103 zeigt, werden die Biegemomente im Endquerträger aus dieser Laststellung nicht maßgebend. Die Biegemomente aus LK T10 sind größer.

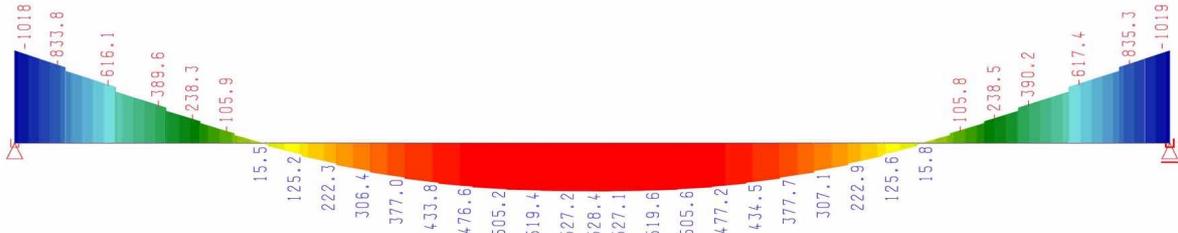


Abbildung C-103: Biegemoment M_y im Endquerträger aus LK T4 [kNm]

3.5 Schnittgrößen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

3.5.1 LF1 + LF2 - Eigengewicht

Aus Eigengewichtsbelastung treten die in den Abbildungen C-104 und C-105 sowie in der Tabelle C-25 aufgeführten Schnittgrößen auf.

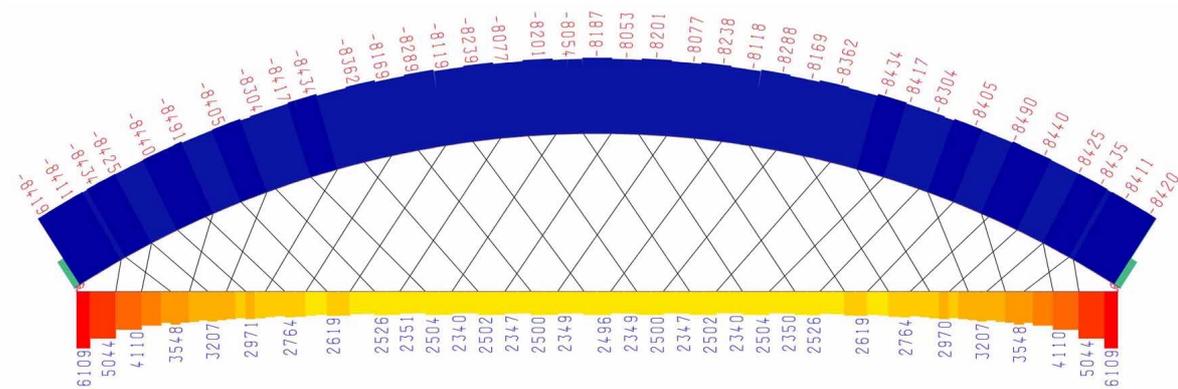


Abbildung C-104: Normalkraft in Bogen und Versteifungsträger aus Eigengewicht, [kN]

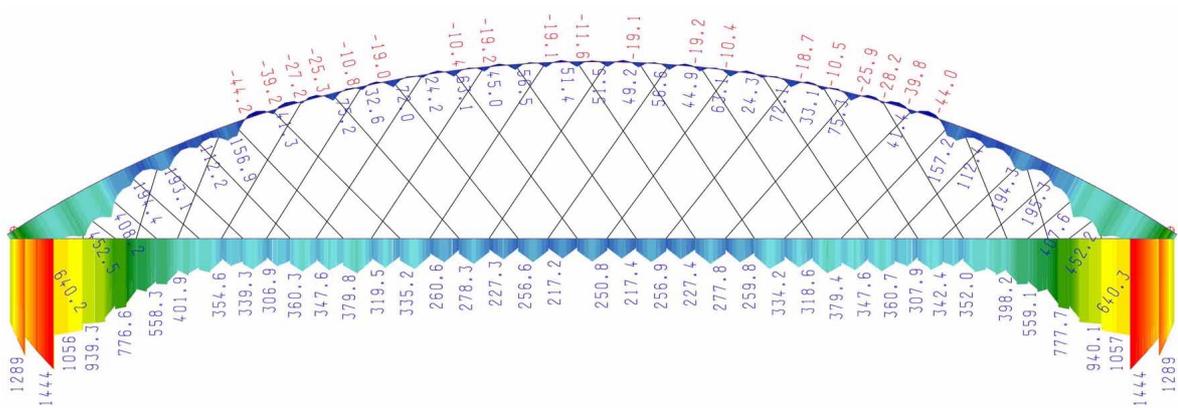


Abbildung C-105: Biegemoment M_y in Bogen und Versteifungsträger aus Eigengewicht, [kNm]

Übersicht über die Schnittgrößen in der Fahrbahn aus Eigengewicht								
Querschnitt	Ort	Stab-Nr. x-Wert [m]	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	M _x [kNm]	V _y [kN]	V _z [kN]
Querträger	max M _y - Mitte	4585 x=0,167	6,1	627,6	0,0	0,0	0,0	0,4
Längsrippe 13	min M _y - Brückenmitte	2399 x=0,000	312,1	-3,4	0,0	0,0	0,0	6,3
Längsrippe 15	max M _y - Brückenmitte	2218 x=0,000	313,5	3,8	0,0	0,0	0,0	-5,3
Versteifungsträger	Brückenmitte	3841 x=0,000	2496,0	250,8	1,4	-0,1	1,8	-92,6
Versteifungsträger	Übergang zum Kasten	3799 x=0,975	4109,7	1035,1	66,4	-1,2	-247,2	-24,9
Versteifungsträger Kastenquerschnitt	Anschluss Hänger 1	3797 x=1,463	5043,8	14443,8	705,0	-262,3	-622,5	134,5
Endquerträger	max M _y - Mitte	5329 x=0,167	-1008,6	94,7	-436,0	0,0	0,0	0,9

Tabelle C-25: Schnittgrößen in der Fahrbahnplatte aus Eigengewicht

Die Durchbiegung einer Gleisachse in Brückenmitte (Knoten 2506) beträgt 82 mm. Gleichzeitig findet eine Tangentenverdrehung der Gleisachse am Überbauende (Knoten 2461) um 0,005 rad statt.

3.5.2 LK G1 - Symmetrische Vollast auf einem Gleis

Genaue Angaben über diese Lastfallkombination und die gewählten Laststellungen können dem *Kapitel A - 4.3.1* entnommen werden. Der dort beschriebene lineare Temperaturunterschied in der Fahrbahnplatte wird nicht angesetzt.

Die Durchbiegung der belasteten Gleisachse in Brückenmitte (Knoten 2506) beträgt 133 mm. Gleichzeitig findet eine Tangentenverdrehung der Gleisachse am Überbauende (Knoten 2461) um 0,008 rad statt.

Übersicht über die maßgebenden Schnittgrößen aus LK G1								
Querschnitt	Ort	Stab-Nr. x-Wert [m]	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	M _x [kNm]	V _y [kN]	V _z [kN]
Versteifungsträger	Brückenmitte	3841 x=0,000	3991,1	793,4	-8,5	0,0	-7,7	-224,9
Versteifungsträger	Übergang zum Kasten	3799 x=0,975	6713,9	1630,2	101,3	-1,5	-389,3	-23,7
Versteifungsträger Kastenquerschnitt	Anschluss Hänger 1	3797 x=1,463	8189,7	2268,1	1094,3	-307,5	-966,0	224,5

Tabelle C-26: Schnittgrößen im Versteifungsträger aus LK G1

3.5.3 LK G2 - Symmetrische Vollast auf beiden Gleisen

Genaue Angaben über diese Lastfallkombination und die gewählten Laststellungen können dem *Kapitel A - 4.3.2* entnommen werden. Der dort beschriebene lineare Temperaturunterschied in der Fahrbahnplatte wird nicht angesetzt.

Die Durchbiegung einer Gleisachse in Brückenmitte (Knoten 2506) beträgt 175 mm. Gleichzeitig findet eine Tangentenverdrehung der Gleisachse am Überbauende (Knoten 2461) um 0,009 rad statt.

Übersicht über die maßgebenden Schnittgrößen aus LK G2								
Querschnitt	Ort	Stab-Nr. x-Wert [m]	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	M _x [kNm]	V _y [kN]	V _z [kN]
Versteifungsträger	Brückenmitte	3841 x=0,000	4877,4	1015,8	31,7	0,0	21,7	-279,2
Versteifungsträger	Übergang zum Kasten	3799 x=0,975	8018,0	1978,8	131,6	-2,6	-487,1	-52,0
Versteifungsträger Kastenquerschnitt	Anschluss Hänger 1	3797 x=1,463	9847,4	2789,7	1385,0	-571,8	-1216,7	270,0

Tabelle C-27: Schnittgrößen im Versteifungsträger aus LK G2

3.5.4 LK G3 - Halbseitiger Verkehr auf beiden Gleisen

Genaue Angaben über diese Lastfallkombination und die gewählten Laststellungen können dem *Kapitel A - 4.3.3* entnommen werden. Der dort beschriebene lineare Temperaturunterschied in der Fahrbahnplatte wird nicht angesetzt.

Die maximale Durchbiegung einer Gleisachse (Knoten 2503) beträgt 101 mm. Gleichzeitig findet eine Tangentenverdrehung der Gleisachse am Überbauende (Knoten 2461) um 0,005 rad statt.

Im Versteifungsträger tritt ein maximales Biegemoment M_y von 788,1 kNm mit einer zugehörigen Normalkraft von 2746 kN auf.

Sowohl die im Versteifungsträger auftretenden Schnittgrößen, als auch die stattfindenden Verformungen werden nicht maßgebend.

3.5.5 LK G6 - Laststellung für max. M_y in Längsrippe 13

Genaue Angaben über diese Lastfallkombination und die gewählten Laststellungen können dem *Kapitel A - 4.3.6* entnommen werden.

Übersicht über die maßgebenden Schnittgrößen aus LK G6								
Querschnitt	Ort	Stab-Nr. x-Wert [m]	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	M _x [kNm]	V _y [kN]	V _z [kN]
Längsrippe	max M _y - Brückenmitte	2218 x=0,000	357,6	34,0	0,0	0,0	0,0	-4,6

Tabelle C-28: Maßgebende Schnittgrößen aus LK G6

3.5.6 LK G7 - Laststellung für min. M_y in Längsrippe 15

Genaue Angaben über diese Lastfallkombination und die gewählten Laststellungen können dem *Kapitel A - 4.3.7* entnommen werden.

Übersicht über die maßgebenden Schnittgrößen aus LK G7								
Querschnitt	Ort	Stab-Nr. x-Wert [m]	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	M _x [kNm]	V _y [kN]	V _z [kN]
Längsrippe	min M _y - Brückenmitte	2399 x=0,000	813,0	-27,5	0,0	0,0	0,0	14,0
Querträger	Bemessungsstelle der Längsrippe	4585 x=0,000	-171,3	1258,7	-10,7	0,0	0,0	0,4

Tabelle C-29: Maßgebende Schnittgrößen aus LK G7

3.5.7 LK G8 - Laststellung für max. M_y im Querträger

Genaue Angaben über diese Lastfallkombination und die gewählten Laststellungen können dem *Kapitel A - 4.3.8* entnommen werden.

Übersicht über die maßgebenden Schnittgrößen aus LK G8								
Querschnitt	Ort	Stab-Nr. x-Wert [m]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	M_x [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]
Querträger (Verk. eingleisig)	max M_y - Mitte	4585 x=0,167	118,7	2123,9	0,0	0,0	0,0	0,4
Längsrippe (Verk. zweigleisig)	Bemessungsstelle des Querträgers	2399 x=0,000	421,1	14,9	0,0	0,0	0,1	-3,4
Querträger (Verk. zweigleisig)	max M_y - Mitte	4585 x=0,167	61,6	1357,8	1,7	0,0	10,4	148,0
Längsrippe (Verk. eingleisig)	Bemessungsstelle des Querträgers	2399 x=0,000	370,1	3,3	-1,7	0,0	-1,3	5,4

Tabelle C-30: Maßgebende Schnittgrößen aus LK G8

3.5.8 LK G9 - Laststellung für max. M_y im Endquerträger

Genaue Angaben über diese Lastfallkombination und die gewählten Laststellungen können dem *Kapitel A - 4.3.9* entnommen werden.

Übersicht über die maßgebenden Schnittgrößen aus LK G9								
Querschnitt	Ort	Stab-Nr. x-Wert [m]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	M_x [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]
Endquerträger (Verk. eingleisig)	max M_y - Mitte	5329 x=0,167	-1131,2	438,2	-437,9	-47,5	0,0	0,9
Endquerträger (Verk. zweigleisig)	max M_y - Mitte	5329 x=0,167	-1066,4	258,3	-436,9	46,6	-1,5	49,8

Tabelle C-31: Maßgebende Schnittgrößen im Endquerträger aus LK G9

Bei einer Belastung auf beiden Gleisen erfährt die Gleisachse im Bereich des Endquerträgers eine Durchbiegung von 4 mm.

Anhang D

Nachweise für Netzwerkbogenbrücke
Mit Betonfahrbahn

Inhaltsverzeichnis

1. Bogen	4
1.1 H - Breitflanschprofil	4
1.1.1 Querschnittswerte	4
1.1.2 Nachweise für max. N unter Volllast	4
1.1.3 Nachweise für max. M_y infolge Hängerausfall bei Halblast	5
1.1.4 Nachweise der Ermüdungsfestigkeit	6
1.2 Kastenquerschnitt am Übergang zum H - Breitflanschprofil	8
1.2.1 Querschnittswerte	8
1.2.2 Nachweise für max. N unter Volllast	8
1.2.3 Nachweise der Ermüdungsfestigkeit	9
1.3 Kastenquerschnitt am Anschluss des Portalriegels	11
1.3.1 Querschnittswerte	11
1.3.2 Nachweise für max. M_z unter Volllast und Wind quer	11
1.3.3 Nachweise der Ermüdungsfestigkeit	12
1.4 Kastenquerschnitt am Bogenfußpunkt	13
1.4.1 Querschnittswerte	13
1.4.2 Nachweise für max. M_z unter Volllast und Wind quer	13
1.4.3 Nachweise der Ermüdungsfestigkeit	14
2. Windverband / Portalriegel	15
2.1 Portalriegel	15
2.1.1 Querschnittswerte	15
2.1.2 Nachweise für maximale Druckkraft unter Volllast und Wind quer	16
2.1.3 Nachweis des Anschlusses am Bogen	18
2.2 Windverbandsstrebe	19
2.2.1 Querschnittswerte	19
2.2.2 Nachweise für maximale Druckkraft unter Volllast und Wind quer	19
2.2.3 Nachweis des Fachwerkknotens	21
3. Hänger	22
3.1 Hänger aus Rundstahl	22
3.1.1 Querschnittstragfähigkeit für max. N	22
3.1.2 Hängerbefestigung am Bogen	22
3.1.3 Ermüdungsfestigkeit der Hängerbefestigung am Bogen	24

3.2 Hänger aus Vierkantstahl	26
3.2.1 Nachweise Im Grenzzustand der Tragfähigkeit	26
3.2.1.1 Querschnittstragfähigkeit für max. N	26
3.2.1.2 Hängerbefestigung am Bogen	26
3.2.1.3 Hängerbefestigung am Untergurt	27
3.2.2 Nachweise der Ermüdungsfestigkeit	30
3.2.2.1 Hängerbefestigung am Bogen	30
3.2.2.2 Hängerbefestigung am Untergurt	33
4. Bogenfußpunkt	34
4.1 Aufgelöster Kasten	34
4.1.1 Querschnittswerte	34
4.1.2 Nachweise für max. M_z unter Volllast und Wind quer	34
4.2 Anschluss des Bogens an Verankerungsplatte und Lagerblech	36
4.2.1 Querschnittswerte	36
4.2.2 Nachweise für max. M_z unter Volllast und Wind quer	37
4.2.3 Nachweise der Ermüdungsfestigkeit	38
4.3 Bemessung des Lagerbleches	39
4.4 Lasteinleitung der Vorspannkraft	40
5. Fahrbahnplatte aus Beton	42
5.1 Biegetragfähigkeit in Plattenquerrichtung	43
5.1.1 Bruchsicherheitsnachweis unter Gleisachse	43
5.1.2 Biegebemessung bei minimaler Plattendicke	44
5.2 Biegetragfähigkeit in Plattenlängsrichtung	45
5.2.1 Biegebemessung in Plattenmitte	45
5.2.2 Bruchsicherheitsnachweis in Bogenebene	46
5.3 Tragfähigkeitsnachweis der Längsspannglieder	47
5.4 Querkrafttragfähigkeit an der Hängerverankerung	47
5.4.1 Nachweis in Plattenquerrichtung	47
5.4.2 Nachweis in Plattenlängsrichtung	48
5.5 Nachweis der Rissbreitenbegrenzung	49
6. Endquerträger	50
6.1 Biegetragfähigkeit für max. M_y	51
6.1.1 Bruchsicherheitsnachweis in Trägermitte	51
6.1.2 Biegebemessung neben dem Auflager	52
6.2 Querkrafttragfähigkeit am Auflagerrand	53

7. Lagerbemessung	54
7.1 Nachweis der zulässigen Auflagerkraft	54
7.2 Nachweis der zulässigen Verschiebungen	55
8. Nachweise der Gebrauchstauglichkeit	55
8.1 Einhaltung der zulässigen Verformungen	55
8.2 Einhaltung der zulässigen Spannungen	56

1. Bogen

Die verwendeten Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurden jeweils mit der maßgebenden Vorverformung in oder aus der Bogenebene nach Theorie II. Ordnung ermittelt. Deshalb wird mit den Nachweisen der Grenztragfähigkeit des Querschnittes gleichzeitig der Stabilitätsnachweis für den Bogen geführt. Die verwendeten Imperfektionen können dem *Kapitel A-4* entnommen werden.

Eigenschaften des verwendeten Stahles S460 ML:

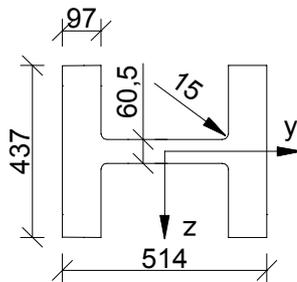
$$f_y = 430 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{M,0} = 1.1$$

ENV 1993-2
Tab. 3.1a

$$f_u = 550 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E = 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

1.1 H - Breitflanschprofil

1.1.1 Querschnittswerte - Arbed - Breitflanschprofil 360x410x818



$$A = 1043 \text{cm}^2 \quad U = 2.63 \text{m}$$

$$I_y = 135500 \text{cm}^4 \quad W_y = 6203 \text{cm}^3$$

$$I_z = 392200 \text{cm}^4 \quad W_z = 15260 \text{cm}^3$$

KSL : d

Querschnittsklasse EC : 1

Arbed,
Firmen-
Prospekt

1.1.2 Nachweise für max. N aus LK T1 - Vollast und Wind quer

Grundsätzlich gibt es zwei maßgebende Nachweisstellen, zum einen die Stelle des maximalen Biegemomentes (die Normalkraft ist über den Bogen annähernd konstant) und zum anderen den Stoßpunkt zwischen den Bogensegmenten, da dort der Querschnitt durch den Entwässerungsfreischchnitt geschwächt wird (vgl. *Abb. 12*). Auf der sicheren Seite liegend, wird der Nachweis für das maximale Biegemoment bei geschwächtem Querschnitt geführt.

Abgeminderte Querschnittswerte: $A = 1043 \text{cm}^2 - 10 \cdot 6.05 \text{cm}^2 \quad A = 982.5 \text{cm}^2$

$$I_y = \left(135500 - \frac{10 \cdot 6.05^3}{12} \right) \text{cm}^4 \quad I_y = 135315.46 \text{cm}^4$$

$$W_y = \frac{1355315 \text{cm}^4}{21.9 \text{cm}} \quad W_y = 61886.53 \text{cm}^3$$

$$I_z = \left(392200 - \frac{10^3 \cdot 6.05}{12} \right) \text{cm}^4 \quad I_z = 391695.83 \text{cm}^4$$

$$W_z = \frac{391696 \text{cm}^4}{25.7 \text{cm}} \quad W_z = 15241.09 \text{cm}^3$$

Bemessungsschnittgrößen:	$N_{Sd} = -27953\text{kN}$	$V_{y,Sd} = -3.6\text{kN}$	<i>Tab. C-5</i>
	$M_{y,Sd} = 316.1\text{kNm}$	$V_{z,Sd} = -214.6\text{kN}$	
	$M_{z,Sd} = 66.3\text{kNm}$		
	$M_{x,Sd} = -6.3\text{kNm}$		

Querkrafteinfluss:

*ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.6*

$$V_{z,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{437\text{mm} \cdot 97\text{mm} \cdot 2}{1.1} \quad V_{z,Rd} = 19133.67\text{ kN} > |V_{z,Sd}| = 214.6\text{ kN}$$

Da die Bemessungswerte wesentlich kleiner als 50 % der Grenztragfähigkeit sind, kann der Querkrafteinfluss beim Nachweis für Biegung mit Längskraft vernachlässigt werden.

Querschnittswiderstände:	$N_{Rd} = \frac{982\text{cm}^2 \cdot 43\text{kN}}{1.1 \cdot \text{cm}^2}$	$N_{Rd} = 38387.27\text{ kN}$
	$M_{y,Rd} = \frac{6189\text{cm}^3 \cdot 43\text{kN}}{1.1 \cdot \text{cm}^2}$	$M_{y,Rd} = 2419.34\text{ kNm}$
	$M_{z,Rd} = \frac{15241\text{cm}^3 \cdot 43\text{kN}}{1.1 \cdot \text{cm}^2}$	$M_{z,Rd} = 5957.85\text{ kNm}$

Nachweis für Biegung mit Längskraft:

*ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.8*

$$\frac{-N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{z,Rd}} = 0.87 < 1 \quad \text{NW erfüllt !}$$

1.1.3 Nachweis für max M_y aus LK T2, Hängerausfall bei Halblast

Bemessungsschnittgrößen:	$N_{Sd} = -18641.6\text{kN}$	<i>Tab. C-7</i>
	$M_{y,Sd} = -981.9\text{kNm}$	
	$M_{z,Sd} = -40.4\text{kNm}$	
	$M_{x,Sd} = -5.9\text{kNm}$	
	$V_{y,Sd} = -2.8\text{kN}$	
	$V_{z,Sd} = 207.9\text{kN}$	

Querkrafteinfluss:

$$V_{z,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{437\text{mm} \cdot 97\text{mm} \cdot 2}{1.1} \quad V_{z,Rd} = 19133.67\text{ kN} > V_{z,Sd} = 207.9\text{ kN}$$

*ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.6*

Da die Bemessungswerte wesentlich kleiner als 50 % der Grenztragfähigkeit sind, kann der Querkrafteinfluss beim Nachweis für Biegung mit Längskraft vernachlässigt werden.

Nachweis für Biegung mit Längskraft:

*ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.8*

$$\frac{-N_{Sd}}{N_{Rd}} - \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} - \frac{M_{z,Sd}}{M_{z,Rd}} = 0.9 < 1 \quad \text{NW erfüllt !}$$

1.1.4 Nachweise der Ermüdungsfestigkeit

Für den Nachweis der Ermüdungsfestigkeit müssen zwei Punkte untersucht werden. Einmal bedürfen die Schweißnähte am Stoß des H-Profiles zum Kastenquerschnitt einer näheren Untersuchung. Dieser Stoß befindet sich im Momentennullpunkt (aus LF EG) zwischen den Hängeranschlusspunkten, sodass im Folgenden nur die Normalkraft betrachtet wird. Weiterhin muß die Kerbwirkung eines senkrecht zur Bogenachse angeschweißten Bleches untersucht werden. Dies kann der Anschluss einer Windverbandsstrebe oder eines Hängeranschlussbleches sein.

charakt. Schnittgrößen - max N am Stoß zum H-Profil:

- aus Eigengewicht und Verkehr auf einem Gleis: $N_{EG.1GI} = -18190\text{kN}$ *Abb. C-57*
- aus Eigengewicht und Verkehr auf beiden Gleisen: $N_{EG.2GI} = -19786\text{kN}$ *Abb. C-63*
- aus Eigengewicht: $N_{EG} = -11977\text{kN}$ *Abb. C-55*

Daraus ergibt sich das maßgebende Schnittgrößenspiel aus Verkehrslast auf beiden Gleisen:

$$\Delta N_{UIC.2} = |N_{EG.2GI} - N_{EG}| \quad \Delta N_{UIC.2} = 7809 \text{ kN}$$

und aus Verkehrslast auf einem Gleis:

$$\Delta N_{UIC.1} = |N_{EG.1GI} - N_{EG}| \quad \Delta N_{UIC.1} = 6213 \text{ kN}$$

Anpassungsbeiwert λ : $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$

*ENV 1993-2
Kap. 9.5.3*

Mit diesem Anpassungsbeiwert wird das tatsächliche Spannungsspektrum auf ein schädigungsäquivalentes Einstufenkollektiv mit der Spannungsspielzahl $N = 2 \times 10^6$ überführt.

- Spannweitenbeiwert λ_1 : Mit einer Spannweite von 100 m und einem Verkehr nach EC Mix
ist $\lambda_1 = 0.6$
- Verkehrsstärkenbeiwert λ_2 : Mit einem angenommenen Verkehrsaufkommen von 30×10^6 t / Jahr und Gleis
ist $\lambda_2 = 1.04$
- Lebensdauerbeiwert λ_3 : Mit einer angenommen Lebensdauer von 80 Jahren
ist $\lambda_3 = 0.96$
- Gleichzeitigkeitsbeiwert λ_4 : Dieser Beiwert berücksichtigt die Häufigkeit einer gleichzeitig ungünstigsten Laststellung auf beiden Gleisen. Zu seiner Ermittlung wird das Verhältnis aus der maximalen Spannungsschwingbreite bei Verkehr auf einem Gleis und bei Verkehr auf beiden Gleisen benötigt.

$$\frac{\Delta N_{UIC.1}}{\Delta N_{UIC.2}} = 0.8 \quad \text{--->} \quad \lambda_4 = 0.84$$

Damit ergibt sich der Anpassungsbeiwert zu: $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \quad \lambda = 0.5$

- Bogensegmentstoß - Schweißnaht zwischen Bogen und Stirnblech

Die verschiedenen Bogensegmente werden untereinander über einen Kontakt-Stirnplattenstoß verbunden (vgl. Abb. 12) Die Schweißnaht zum Anschluss des Stirnbleches stellt dabei den ungünstigsten Kerbfall dar.

Vorhandene Spannungsschwingbreite:

Die Summe aus der geschwächten Profilfläche und der Fläche der rundum geschweißten Kehlnaht wird für die Spannungsermittlung maßgebend.

$$\Delta\sigma_{UIC} = \frac{\lambda \cdot \phi \cdot \Delta N_{UIC}}{A} \quad \Delta\sigma_{UIC} = \frac{0.5 \cdot 1 \cdot 7808 \cdot \text{kN}}{(982 + 282 \cdot 1) \cdot \text{cm}^2} \quad \Delta\sigma_{UIC} = 30.89 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ertragbare Spannungsschwingbreite:

Der maßgebende Kerbfall in diesem Punkt geht davon aus, dass sich in der nicht durchgeschweißten Kehlnaht ein Riss im Schweißgut bildet. Dies wird durch das Konstruktionsdetail 2 mit der Kerbgruppe 36 beschrieben.

ENV 1993-2
Tab. L 5

$$\Delta\sigma_c = 36 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nachweis:

$$\frac{\Delta\sigma_{UIC}}{\Delta\sigma_c} \cdot \gamma_{Mf} = \frac{30.9}{36} \cdot 1.15 = 0.99 < 1 \quad \text{NW erfüllt !}$$

- Hängeranschlussblech - Vertikale Kehlnaht

Die Streben des Windverbandes werden mit einer umlaufenden Kehlnaht am Flansch des H-Profiles angeschweißt. Die senkrecht zur Bogenachse orientierte Naht übt dabei die größte Kerbwirkung auf den Bogenflansch aus.

Dies ist der gleiche Kerbfall, den auch die Schweißnähte des Hängeranschlussbleches hervorrufen. Diese Nähte sind jedoch maßgebend da sie nahezu an der Unterkante des Profils beginnen und dort die Spannungen aus Biegung größer sind.

Charakterist. Schnittgrößen:

Maßgebend wird die Stelle des maximalen Biegemomentes. Dies ist die Anschlussstelle des Hängers 15.

- aus Eigengewicht und Verkehr auf beiden Gleisen: $N_{EG,2GI} = -19697 \text{ kN}$ Abb. C-63,64
 $M_{y,2GI} = 212.9 \text{ kNm}$

- aus Eigengewicht: $N_{EG} = -11873 \text{ kN}$ Abb. C-55,56
 $M_{y,EG} = 111.8 \text{ kNm}$

Vorhandene Spannungsschwingbreite:

$$\sigma_{EG,2GI} = \frac{-19697 \cdot \text{kN}}{1043 \cdot \text{cm}^2} - \frac{212.9 \cdot \text{kNm}}{6203 \cdot \text{cm}^3} \quad \sigma_{EG,2GI} = -223.17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{EG} = \frac{-11873 \cdot \text{kN}}{1043 \cdot \text{cm}^2} - \frac{111.8 \cdot \text{kNm}}{6203 \cdot \text{cm}^3} \quad \sigma_{EG} = -131.86 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta\sigma_{UIC} = \phi \cdot \lambda \cdot |\sigma_{EG,2GI} - \sigma_{EG}| \quad \Delta\sigma_{UIC} = 1 \cdot 0.5 \cdot |-223.17 + 131.86| \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta\sigma_{UIC} = 45.65 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ertragbare Spannungsschwingbreite:

Der maßgebende Kerbfall in diesem Punkt geht davon aus, dass sich im Übergang vom Grundmaterial des Bogens auf die Schweißnaht ein Riss bildet. Dies wird durch das Konstruktionsdetail 4 mit der Kerbgruppe 80 beschrieben.

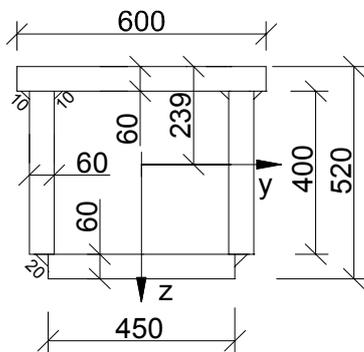
ENV 1993-2
Tab. L 5

$$\Delta\sigma_c = 80 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Nachweis: } \frac{\Delta\sigma_{\text{UIC}}}{\Delta\sigma_c} \cdot \gamma_{\text{Mf}} = \frac{45.7}{80} \cdot 1.15 = 0.66 < 1 \text{ NW erfüllt!}$$

1.2 Kastenquerschnitt am Übergang zum H-Profil

1.2.1 Querschnittswerte - geschweißter Kasten 600x520



$$A = 1120 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 399159 \text{ cm}^4 \quad W_y = 14205 \text{ cm}^3$$

$$I_z = 423188 \text{ cm}^4 \quad W_z = 14106 \text{ cm}^3$$

KSL : c

Querschnittsklasse EC : 1

1.2.2 Nachweise für max. N aus LK T1 - Vollast und Wind quer

- Querschnittstragfähigkeit

Bemessungsschnittgrößen:

$$N_{\text{Sd}} = -27669.7 \text{ kN} \quad V_{y,\text{Sd}} = -11.8 \text{ kN}$$

$$M_{y,\text{Sd}} = 415.1 \text{ kNm} \quad V_{z,\text{Sd}} = 363.3 \text{ kN}$$

$$M_{z,\text{Sd}} = -114.5 \text{ kNm}$$

$$M_{x,\text{Sd}} = -5.7 \text{ kNm}$$

Tab. C-5

Querkrafteinfluss:

$$V_{z,\text{Rd}} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{492 \text{ mm} \cdot 50 \text{ mm} \cdot 2}{1.1} \quad V_{z,\text{Rd}} = 11104.02 \text{ kN} > V_{z,\text{Sd}} = 363.3 \text{ kN}$$

ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.6

Da die Bemessungswerte wesentlich kleiner als 50 % der Grenztragfähigkeit sind, kann der Querkrafteinfluss beim Nachweis für Biegung mit Längskraft vernachlässigt werden.

Querschnittswiderstände:

$$N_{\text{Rd}} = \frac{1120 \text{ cm}^2 \cdot 43 \text{ kN}}{1.1 \cdot \text{cm}^2} \quad N_{\text{Rd}} = 43781.82 \text{ kN}$$

$$M_{y,\text{Rd}} = \frac{14205 \text{ cm}^3 \cdot 43 \text{ kN}}{1.1 \cdot \text{cm}^2} \quad M_{y,\text{Rd}} = 5552.86 \text{ kNm}$$

$$M_{z,\text{Rd}} = \frac{14106 \text{ cm}^3 \cdot 43 \text{ kN}}{1.1 \cdot \text{cm}^2} \quad M_{z,\text{Rd}} = 5514.16 \text{ kNm}$$

Nachweis für Biegung mit Längskraft:

ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.8

$$\frac{-N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} - \frac{M_{z,Sd}}{M_{z,Rd}} = 0.73 < 1 \quad \text{NW erfüllt!}$$

- Längskehlnaht, unten

Vorhandene Schubspannung: $\tau = \frac{363 \cdot \text{kN} \cdot (46 \cdot 6 \cdot 25.1) \cdot \text{cm}^3}{399159 \text{cm}^4 \cdot 2 \cdot 2 \text{cm}} = 15.75 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Grenzspannung:

$$\sigma_{w,Rd} = \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$$

ENV 1993-1-1
Anhang M

mit der Zugfestigkeit (S460): $f_u = 550 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

dem Korrelationsfaktor: $\beta_w = 0.9$

dem Teilsicherheitsbeiwert: $\gamma_{Mw} = 1.25$

ENV 1993-2
Tab. 6.1

folgt: $\sigma_{w,Rd} = \frac{550 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{0.9 \cdot 1.25} \quad \sigma_{w,Rd} = 488.89 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Nachweis: $\frac{15.75}{488.89} = 0.03 < 1 \quad \text{NW erfüllt!}$

1.2.3 Nachweise der Ermüdungsfestigkeit

- Stoß zum H-Profil - Schweißnaht zwischen Kastenprofil und Stirnblech

Der Stoß erfolgt, wie bereits in *Kapitel D-1.1.2* beschrieben, über einen Kontakt-Stirnplattenstoß. Die Kehlnaht zwischen Kastenprofil und Stirnblech stellt dabei den ungünstigsten Kerbfall dar. Der Stoß liegt im Momentnullpunkt.

Das maßgebende Schnittgrößenspiel aus Verkehrslast auf beiden Gleisen beträgt:

$$\Delta N_{UIC,2} = 7809 \text{ kN}$$

Kap. D-1.1.4

Vorhandene Spannungsschwingbreite:

Die Summe aus der kontaktgestoßenen Kastenfläche und der Fläche der rundum geschweißten Kehlnaht wird für die Spannungsermittlung maßgebend.

$$\Delta \sigma_{UIC} = \frac{\lambda \cdot \phi \cdot \Delta N_{UIC}}{A} \quad \Delta \sigma_{UIC} = \frac{0.5 \cdot 1 \cdot 7808 \cdot \text{kN}}{(1120 + 214 \cdot 1) \cdot \text{cm}^2} \quad \Delta \sigma_{UIC} = 29.27 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ertragbare Spannungsschwingbreite:

Der maßgebende Kerbfall in diesem Punkt geht davon aus, dass sich in der nicht durchgeschweißten Kehlnaht ein Riss im Schweißgut bildet. Dies wird durch das Konstruktionsdetail 2 mit der Kerbgruppe 36 beschrieben.

ENV 1993-2
Tab. L 5

$$\Delta \sigma_c = 36 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nachweis: $\frac{\Delta \sigma_{UIC}}{\Delta \sigma_c} \cdot \gamma_{Mf} = \frac{29.3}{36} \cdot 1.15 = 0.94 < 1 \quad \text{NW erfüllt!}$

- Längskehlnaht am Kasten

Die Bleche des Kastens werden mit Kehlnähten verbunden. Die Kerbwirkung dieser Nähte wird im folgenden untersucht.

Charakterist. Schnittgrößen:

Maßgebend wird die Stelle des maximalen Biegemomentes in der Nähe des Stoßes zum H-Profil. Dies ist die Anschlussstelle des Hängers 17.

$$\begin{aligned} \text{- aus Eigengewicht und Verkehr auf beiden Gleisen:} \quad N_{EG,2GI} &= -19785 \text{ kN} && \text{Abb. C-63,64} \\ M_{y,2GI} &= 282 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- aus Eigengewicht:} \quad N_{EG} &= -11977 \text{ kN} && \text{Abb. C-55,56} \\ M_{y,EG} &= 160.8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Vorhandene Spannungsschwingbreite:

$$\begin{aligned} \sigma_{EG,2GI} &= \frac{-19785 \cdot \text{kN}}{1120 \cdot \text{cm}^2} - \frac{282 \cdot \text{kNm}}{14205 \cdot \text{cm}^3} && \sigma_{EG,2GI} = -196.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ \sigma_{EG} &= \frac{-11977 \cdot \text{kN}}{1120 \cdot \text{cm}^2} - \frac{160.8 \cdot \text{kNm}}{14205 \cdot \text{cm}^3} && \sigma_{EG} = -118.26 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ \Delta\sigma_{UIC} &= \phi \cdot \lambda \cdot |\sigma_{EG,2GI} - \sigma_{EG}| && \Delta\sigma_{UIC} = 1 \cdot 0.5 \cdot |-196.5 + 118.26| \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ \Delta\sigma_{UIC} &= 39.12 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \end{aligned}$$

Ertragbare Spannungsschwingbreite:

Der maßgebende Kerbfall in diesem Punkt geht davon aus, dass sich ausgehend von der Nahtwurzel ein Riss senkrecht zu Schweißnaht bildet. Dies wird durch das Konstruktionsdetail 6 mit der Kerbgruppe 100 beschrieben.

ENV 1993-2
Tab. L 2

$$\Delta\sigma_c = 100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nachweis:

$$\frac{\Delta\sigma_{UIC}}{\Delta\sigma_c} \cdot \gamma_{Mf} = \frac{39.1}{100} \cdot 1.15 = 0.45 < 1 \quad \text{NW erfüllt !}$$

- Hängeranschlussblech - Vertikale Kehlnaht

Die Streben des Windverbandes werden mit einer umlaufenden Kehlnaht am Seitenblech des Kastenquerschnittes angeschweißt. Die senkrecht zur Bogenachse orientierte Naht übt dabei die größte Kerbwirkung auf das Blech aus. Dies ist der gleiche Kerbfall, den auch die Schweißnähte des Hängeranschlussbleches hervorrufen. Diese Nähte sind jedoch maßgebend da sie nahezu an der Oberkante des Profils liegen und dort die Spannungen aus Biegung größer sind.

Vorhandene Spannungsschwingbreite:

$$\Delta\sigma_{UIC} = 39.12 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Ermittlung: siehe oben})$$

Ertragbare Spannungsschwingbreite:

Der maßgebende Kerbfall in diesem Punkt geht davon aus, dass sich im Übergang vom Grundmaterial des Bogens auf die Schweißnaht ein Riss bildet. Dies wird durch das Konstruktionsdetail 4 mit der Kerbgruppe 80 beschrieben.

ENV 1993-2
Tab. L 5

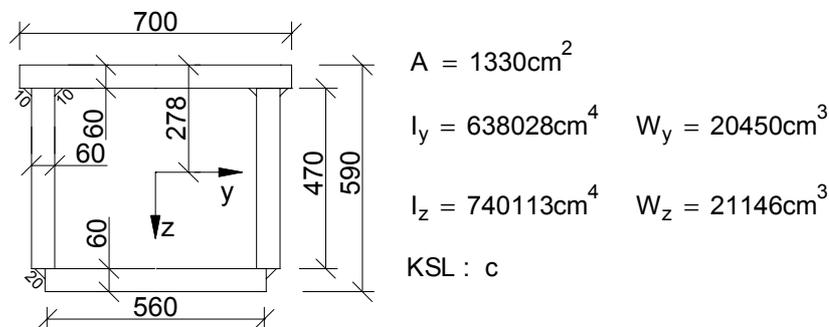
$$\Delta\sigma_c = 80 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Nachweis: $\frac{\Delta\sigma_{\text{UIC}}}{\Delta\sigma_c} \cdot \gamma_{\text{Mf}} = \frac{39.2}{80} \cdot 1.15 = 0.56 < 1$ NW erfüllt !

1.3 Kastenquerschnitt am Anschluss des Portalriegels

Dieser Nachweispunkt wurde gewählt, da hier große Querbiegemomente aus Wind auftreten.

1.3.1 Querschnittswerte - geschweißter Kasten 750x590



Bestimmung der Querschnittsklasse:

Deckblech $d = 517 \text{ mm}$ $t_w = 60 \text{ mm}$

$$\frac{d}{t_w} = 8.62 < 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{430}} = 24.4$$

Seitenblech $d = 470 \text{ mm}$ $t_w = 60 \text{ mm}$

$$\frac{d}{t_w} = 7.83 < 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{430}} = 24.4$$

--> Querschnittsklasse 1 !

1.3.2 Nachweise für max. M_z aus LK T1 - Vollast und Wind, quer

- Querschnittstragfähigkeit

Bemessungsschnittgrößen:

$N_{\text{Sd}} = -28081.2 \text{ kN}$	$V_{y,\text{Sd}} = 155.4 \text{ kN}$
$M_{y,\text{Sd}} = 422.5 \text{ kNm}$	$V_{z,\text{Sd}} = 331.3 \text{ kN}$
$M_{z,\text{Sd}} = -1657.0 \text{ kNm}$	
$M_{x,\text{Sd}} = -331.3 \text{ kNm}$	

Tab. C-5

Querkrafteinfluss:

ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.6

$$V_{z,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{480 \cdot 60 \cdot 2 \text{ mm}^2}{1.1} \quad V_{z,Rd} = 12999.83 \text{ kN} > V_{z,Sd} = 331.3 \text{ kN}$$

Da die Bemessungswerte wesentlich kleiner als 50 % der Grenztragfähigkeit sind, kann der Querkrafteinfluss beim Nachweis für Biegung mit Längskraft vernachlässigt werden.

Querschnittswiderstände:

$$N_{Rd} = \frac{1330 \text{ cm}^2 \cdot 43 \text{ kN}}{1.1 \cdot \text{cm}^2} \quad N_{Rd} = 51990.91 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rd} = \frac{20460 \text{ cm}^3 \cdot 43 \text{ kN}}{1.1 \cdot \text{cm}^2} \quad M_{y,Rd} = 7998 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Rd} = \frac{21146 \text{ cm}^3 \cdot 43 \text{ kN}}{1.1 \cdot \text{cm}^2} \quad M_{z,Rd} = 8266.16 \text{ kNm}$$

Nachweis für Biegung mit Längskraft:

ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.8

$$\frac{-N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} - \frac{M_{z,Sd}}{M_{z,Rd}} = 0.79 < 1 \quad \text{NW erfüllt!}$$

- Längskehlnaht, unten

Vorhandene Schubspannung:

$$\tau = \frac{331.3 \cdot \text{kN} \cdot (56 \cdot 6 \cdot 28.2) \cdot \text{cm}^3}{638028 \cdot \text{cm}^4 \cdot 2 \cdot 2 \cdot \text{cm}} + \frac{155.4 \cdot \text{kN} \cdot (47 \cdot 6 \cdot 29) \cdot \text{cm}^3}{740113 \text{ cm}^4 \cdot 2 \cdot 2 \text{ cm}} = 16.59 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Grenzspannung: $\sigma_{w,Rd} = \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$

ENV 1993-1-1
Tab. 6.6.5.3

mit der Zugfestigkeit (S460): $f_u = 550 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

dem Korrelationsfaktor: $\beta_w = 0.9$

dem Teilsicherheitsbeiwert: $\gamma_{Mw} = 1.25$

ENV 1993-2
Tab. 6.1

folgt: $\sigma_{w,Rd} = \frac{550 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{0.9 \cdot 1.25} \quad \sigma_{w,Rd} = 488.89 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

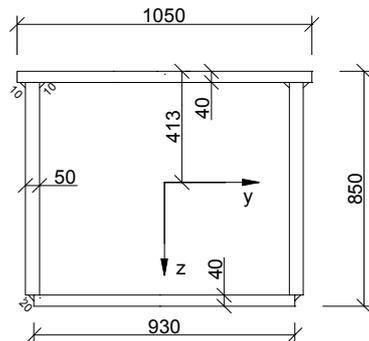
Nachweis: $\frac{16.59}{488.9} = 0.03 < 1 \quad \text{NW erfüllt!}$

1.3.3 Nachweise der Ermüdungsfestigkeit

Weil die Ermüdungsnachweise des Kastenquerschnittes am Stoß zum H-Profil mit großer Sicherheit ausfielen und sich die Schnittgrößen nicht in gleichem Maße wie die Querschnittswerte erhöht haben, wird auf die Ermüdungsnachweise für diesen Querschnitt verzichtet.

1.4 Kastenquerschnitt am Bogenfußpunkt

1.4.1 Querschnittswerte - geschweißter Kasten 1050x850



$$A = 1560\text{cm}^2$$

$$I_y = 1677106\text{cm}^4 \quad W_y = 38377\text{cm}^3$$

$$I_z = 2356528\text{cm}^4 \quad W_z = 44886\text{cm}^3$$

KSL : c

Bestimmung der Querschnittsklasse:

ENV 1993-1-1
Kap. 5.3

Deckblech $d = 890\text{mm}$ $t_w = 40\text{mm}$

$$\frac{d}{t_w} = 22.25 < 42 \cdot \sqrt{\frac{235}{430}} = 31.05$$

Seitenblech $d = 770\text{mm}$ $t_w = 50\text{mm}$

$$\frac{d}{t_w} = 15.4 < 42 \cdot \sqrt{\frac{235}{430}} = 31.05$$

--> Querschnittsklasse 3 !

1.4.2 Nachweise für max. M_z aus LK T1 - Vollast und Wind, quer

- Querschnittstragfähigkeit

Bemessungsschnittgrößen:

$$N_{Sd} = -28403.0\text{kN} \quad V_{y,Sd} = -52.2\text{kN}$$

$$M_{y,Sd} = 1568.0\text{kNm} \quad V_{z,Sd} = -735.5\text{kN}$$

$$M_{z,Sd} = 2419.0\text{kNm}$$

$$M_{x,Sd} = -149.3\text{kNm}$$

Tab. C-5

Querkrafteinfluss:

ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.6

$$V_{z,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{800 \cdot 50 \cdot 2\text{mm}^2}{1.1} \quad V_{z,Rd} = 18055.32\text{ kN} > |V_{z,Sd}| = 735.5\text{ kN}$$

Da die Bemessungswerte wesentlich kleiner als 50 % der Grenztragfähigkeit sind, kann der Querkrafteinfluss beim Nachweis für Biegung mit Längskraft vernachlässigt werden.

Torsionseinfluss:

Aus den horizontalen Querbeanspruchungen ergibt sich ein Torsionsmoment, das im Bogenfußpunkt maximal ist. Da dieser dünnwandige Kastenquerschnitt zu den "quasi-wölbfreien Querschnitten" gezählt werden kann, ist nicht mit nennenswerten Spannungen aus der Wölbbehinderung an der Einspannung zu rechnen. Daher werden nur die Spannungen aus der St-Venant' schen Torsion ermittelt.

mit $A_M = 950 \cdot 800 \text{mm}^2$ und $t_{\min} = 30 \text{mm}$

folgt: $\tau_T = \frac{M_{x,Sd}}{2A_M \cdot t_{\min}}$ $\tau_T = -3.27 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Die sich ergebende Schubspannung ist sehr gering und wird daher vernachlässigt.

Querschnittswiderstände:

$$N_{Rd} = \frac{1560 \text{cm}^2 \cdot 43 \text{kN}}{1.1 \cdot \text{cm}^2} \quad N_{Rd} = 60981.82 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rd} = \frac{38377 \text{cm}^3 \cdot 43 \text{kN}}{1.1 \cdot \text{cm}^2} \quad M_{y,Rd} = 15001.92 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Rd} = \frac{44886 \text{cm}^3 \cdot 43 \text{kN}}{1.1 \cdot \text{cm}^2} \quad M_{z,Rd} = 17546.35 \text{ kNm}$$

Nachweis für Biegung mit Längskraft:

$$\frac{-N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{z,Rd}} = 0.71 < 1 \quad \text{NW erfüllt!}$$

ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.8

- Längskehlnaht, oben

Vorhandene Schubspannung:

$$\tau = \left[\frac{735.5 \cdot (105 \cdot 4 \cdot 39.3)}{1677106 \cdot 2 \cdot 2} + \frac{52.2 \cdot (83 \cdot 5 \cdot 47)}{2356528 \cdot 2 \cdot 2} \right] \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 19.18 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Grenzspannung:

$$\sigma_{w,Rd} = \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$$

ENV 1993-1-1
Anh. M

mit der Zugfestigkeit (S460): $f_u = 550 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

dem Korrelationsfaktor: $\beta_w = 0.9$

dem Teilsicherheitsbeiwert: $\gamma_{Mw} = 1.25$

ENV 1993-2
Tab. 6.1

folgt: $\sigma_{w,Rd} = \frac{550 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{0.9 \cdot 1.25}$ $\sigma_{w,Rd} = 488.89 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Nachweis: $\frac{19.8}{488.9} = 0.04 < 1 \quad \text{NW erfüllt!}$

1.4.3 Nachweise der Ermüdungsfestigkeit

- Längskehlnaht am Kasten

Die maßgebende Kerbwirkung wird von den Kehlnähten ausgeübt, welche die Kräfte aus dem unteren Kastenblech auf die zwei eingefügten vertikale Bleche übertragen (vgl. Abb. 20).

Charakterist. Schnittgrößen am Bogenfußpunkt:

- aus Eigengewicht und Verkehr auf beiden Gleisen: $N_{EG,2Gl} = -19932\text{kN}$ *Abb. C-63,64*
 $M_{y,2Gl} = 1057\text{kNm}$

- aus Eigengewicht: $N_{EG} = -12189\text{kN}$ *Abb. C-55,56*
 $M_{y,EG} = 586.5\text{kNm}$

Vorhandene Spannungsschwingbreite:

$$\sigma_{EG,2Gl} = \frac{-19332 \cdot \text{kN}}{1560 \cdot \text{cm}^2} - \frac{1057 \cdot \text{kNm}}{38377 \cdot \text{cm}^3} \quad \sigma_{EG,2Gl} = -151.47 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{EG} = \frac{-12189 \cdot \text{kN}}{1560 \cdot \text{cm}^2} - \frac{586.5 \cdot \text{kNm}}{38377 \cdot \text{cm}^3} \quad \sigma_{EG} = -93.42 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta\sigma_{UIC} = \phi \cdot \lambda \cdot |\sigma_{EG,2Gl} - \sigma_{EG}| \quad \Delta\sigma_{UIC} = 1 \cdot 0.5 \cdot |-151.47 + 93.4| \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta\sigma_{UIC} = 29.03 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ertragbare Spannungsschwingbreite:

Der maßgebende Kerbfall in diesem Punkt geht davon aus, dass sich vom Nahtanfang der Kehlnaht ein Riss im unteren Belch des Kastens ausbreitet. Dies wird durch das Konstruktionsdetail 1 mit der Kerbgruppe 56 beschrieben.

*ENV 1993-2
Tab. L 4*

$$\Delta\sigma_c = 56 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nachweis: $\frac{\Delta\sigma_{UIC}}{\Delta\sigma_c} \cdot \gamma_{Mf} = \frac{29.0}{56} \cdot 1.15 = 0.6 < 1$ NW erfüllt !

2. Windverband / Portalriegel

Eigenschaften des verwendeten Stahles S235:

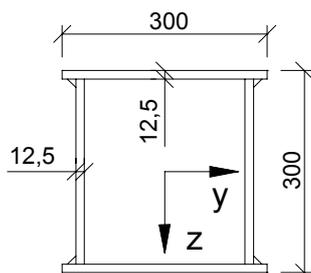
$$f_y = 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{M,0} = 1.1$$

$$f_u = 360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E = 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

*ENV 1993-2
Tab. 3.1a*

2.1 Portalriegel

2.1.1 Querschnittswerte - geschweißter Kasten 300x300



$$A = 143\text{cm}^2$$

$$I_y = 19830\text{cm}^4 \quad W_y = 1322\text{cm}^3$$

$$I_z = 15525\text{cm}^4 \quad W_z = 1035\text{cm}^3$$

KSL : b

Bestimmung der Querschnittsklasse:

ENV 1993-1-1
Kap. 5.3

$$\text{Seitenblech} \quad d = 270\text{mm} \quad t_w = 12.5\text{mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = 21.6 < 33$$

--> Querschnittsklasse 1 !

2.1.2 Nachweise für maximale Druckkraft aus LK T1 - Vollast und Wind, quer

Bemessungsschnittgrößen:

$$N_{Sd} = -413.4\text{kN}$$

Tab. C-5

$$M_{y,Sd.0} = -17.7\text{kNm} \quad M_{y,Sd.1} = 24.6\text{kNm}$$

$$M_{z,Sd.0} = -61.9\text{kNm} \quad M_{z,Sd.1} = 23.1\text{kNm}$$

$$M_{x,Sd} = -2.5\text{kNm}$$

$$V_{y,Sd} = -16.5\text{kN}$$

$$V_{z,Sd} = -10.1\text{kN}$$

- Querschnittstragfähigkeit:

Querkrafteinfluss:

ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.6

$$V_{z,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{300 \cdot 12.5 \cdot 2\text{mm}^2}{1.1} \quad V_{z,Rd} = 925.07\text{ kN} > |V_{z,Sd}| = 10.1\text{ kN}$$

Da die Bemessungswerte wesentlich kleiner als 50 % der Grenztragfähigkeit sind, kann der Querkrafteinfluss beim Nachweis für Biegung mit Längskraft vernachlässigt werden.

Querschnittswiderstände:

$$N_{Rd} = \frac{143\text{cm}^2 \cdot 23.5\text{kN}}{1.1 \cdot \text{cm}^2} \quad N_{Rd} = 3055\text{ kN}$$

$$M_{y,Rd} = \frac{1322\text{cm}^3 \cdot 23.5\text{kN}}{1.1 \cdot \text{cm}^2} \quad M_{y,Rd} = 282.43\text{ kNm}$$

$$M_{z,Rd} = \frac{1150\text{cm}^3 \cdot 23.5\text{kN}}{1.1 \cdot \text{cm}^2} \quad M_{z,Rd} = 245.68\text{ kNm}$$

Nachweis für Biegung mit Längskraft:

ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.8

$$\frac{-N_{Sd}}{N_{Rd}} - \frac{M_{y,Sd.0}}{M_{y,Rd}} - \frac{M_{z,Sd.0}}{M_{z,Rd}} = 0.45 < 1 \quad \text{NW erfüllt !}$$

- Stabilitätsnachweis:

Weil dieser Stab bei der Berechnung nach Theorie II. Ordnung nicht mit einer geeigneten Vorverformung beaufschlagt wurde, muss der Nachweis nach dem Ersatzstabverfahren geführt werden.

Knicklängen:

$$\beta_y = 0.75 - 0.25 \cdot \left| \frac{467.3}{413.4} \right| \quad \beta_y = 0.47$$

ENV 1993-2
Tab. H.2

$$s_{k,y} = \beta_y \cdot 11.53\text{m} \quad s_{k,y} = 5.39\text{m}$$

$$s_{k,z} = 0.9 \cdot 5.766\text{m} \quad s_{k,z} = 5.19\text{m}$$

Schlankheiten:

$$i_y = \sqrt{\frac{19830\text{cm}^4}{143\text{cm}^2}} \quad i_y = 11.78\text{cm}$$

ENV 1993-1-1
Kap. 5.5

$$\lambda_y = \frac{s_{k,y}}{i_y \cdot 93.9} \cdot 1 \quad \lambda_y = 0.49$$

$$i_z = \sqrt{\frac{17244\text{cm}^4}{143\text{cm}^2}} \quad i_z = 10.98\text{cm}$$

$$\lambda_z = \frac{s_{k,z}}{i_z \cdot 93.9} \cdot 1 \quad \lambda_z = 0.5$$

Abminderungsfaktoren: $X = 0.885$ (in beiden Richtungen)ENV 1993-1-1
Tab. 5.5.2

Momentenbeiwerte: es handelt sich um Stabendmomente!

ENV 1993-1-1
Bild 5.5.3

$$\beta_{M,z} = 1.8 - 0.7 \cdot \frac{24.6}{-61.9} \quad \beta_{M,z} = 2.08$$

$$\beta_{M,y} = 1.8 - 0.7 \cdot \frac{23.1}{-17.7} \quad \beta_{M,y} = 2.71$$

plast Widerstandsmomente:

$$W_{pl,y} = 2 \cdot (300 \cdot 12.5 \cdot 143.75 + 2 \cdot 137.5 \cdot 12.5 \cdot 68.75) \text{mm}^3$$

$$W_{pl,y} = 1550.78 \text{cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 2 \cdot (275 \cdot 12.5 \cdot 120 + 2 \cdot 150 \cdot 12.5 \cdot 75) \text{mm}^3$$

$$W_{pl,z} = 1387.5 \text{cm}^3$$

Nachweis: mit

$$\mu_y = \lambda_y \cdot (2 \cdot \beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_y}{W_y} \right) \quad \mu_y = 0.87$$

ENV 1993-1-1
Kap. 5.5.4

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{X \cdot A \cdot f_y} \quad k_y = 1.12$$

$$\mu_z = \lambda_z \cdot (2 \cdot \beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_z}{W_z} \right) \quad \mu_z = 0.42$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{Sd}}{X \cdot A \cdot f_y} \quad k_z = 1.06$$

ergibt sich der Nachweis zu

$$\frac{-N_{Sd}}{X \cdot A \cdot \frac{f_y}{1.1}} - \frac{k_y \cdot M_{y,Sd,0}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{1.1}} - \frac{k_z \cdot M_{z,Sd,0}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{1.1}}$$

$$= \frac{413.4}{0.885 \cdot 143 \cdot \frac{23.5}{1.1}} + \frac{1.12 \cdot 17.7 \cdot 100}{1550.8 \cdot \frac{23.5}{1.1}} + \frac{1.06 \cdot 61.9 \cdot 100}{1387.5 \cdot \frac{23.5}{1.1}} = 0.43 < 1 \quad \text{NW erfüllt !}$$

2.1.3 Nachweis des Anschlusses am Bogen

Der Kastenquerschnitt des Portalriegels wird wie die Streben des Windverbandes auch mit einer umlaufenden Kehlnaht auf das seitliche Blech des Kastens bzw. auf den Gurt des H-Profiles aufgeschweißt. Der Anschluss des Portalriegels an den Kastenquerschnitt des Bogens ist in Abbildung D-1 dargestellt.

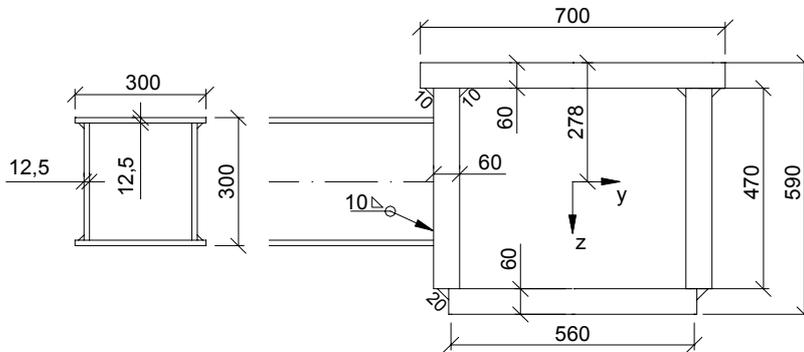


Abbildung D-1: Anschluss Portalriegel an Bogen

Bemessungsschnittgrößen
(im Portalriegel):

$$N_{Sd} = -413.4 \text{ kN}$$

Tab. C-5

$$M_{y,Sd} = -17.7 \text{ kNm} \quad M_{z,Sd} = -61.9 \text{ kNm}$$

- Nachweis der Schweißnaht zum Anschluss des Portalriegels

Querschnittswerte der Schweißnaht:

$$A = (4 \cdot 300 \cdot 10) \cdot \text{mm}^2 = 120 \text{ cm}^2$$

$$I_y = \left(\frac{300^3 \cdot 12}{12} \cdot 2 + 2 \cdot 300 \cdot 10 \cdot 150^2 \right) \cdot \text{mm}^4 = 18900 \text{ cm}^4$$

$$I_z = \left(\frac{300^3 \cdot 12}{12} \cdot 2 + 2 \cdot 300 \cdot 10 \cdot 130^2 \right) \cdot \text{mm}^4 = 15540 \text{ cm}^4$$

maximale Spannung
in Kehlnaht:

$$\sigma_x = \left(\frac{413.4}{120} + \frac{61.9 \cdot 1500}{15540} + \frac{17.7 \cdot 1500}{18900} \right) \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 108.25 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Grenzspannung:

$$\sigma_{w,Rd} = \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$$

ENV 1993-1-1
Anh. M

mit

$$\text{der Zugfestigkeit (S235): } f_u = 360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

dem Korrelationsfaktor: $\beta_w = 0.8$

dem Teilsicherheitsbeiwert: $\gamma_{Mw} = 1.25$

ENV 1993-2
Tab. 6.1

folgt:

$$\sigma_{w,Rd} = \frac{360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1.25} = 288 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nachweis:

$$\frac{108.25}{288} = 0.38 < 1 \text{ NW erfüllt!}$$

- Nachweis der Spannungen im Bogenquerschnitt:

aus den Schnittgrößen im Bogen resultiert folgende Normalspannung:

$$\sigma_x = \frac{0.72}{1.1} \cdot 430 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 281.45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

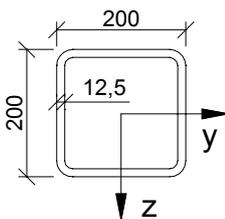
Kap. D-1.3.2

damit folgt die Vergleichsspannung zu:

$$\sigma_v = \sqrt{281.45^2 + 108.25^2} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 301.55 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nachweis: $\sigma_v = 301.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \frac{430 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1.1} = 390.91 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ NW erfüllt!

In den Bogenquerschnitt müssen Schotte eingeschweißt werden. Diese sollten sich jeweils hinter den senkrecht zum Bogen orientierten Blechen des Portalriegels befinden.

2.2 Windverbandsstrebe**2.2.1 Querschnittswerte - Hohlprofil 300x200x12,5**

$$A = 89.7 \text{cm}^2$$

$$I = 5130 \text{cm}^4 \quad W = 513 \text{cm}^3$$

KSL : a

Querschnittsklasse EC : 1

2.2.2 Nachweise für maximale Druckkraft aus LK T1 - Vollast und Wind, quer

Bemessungsschnittgrößen:

$$N_{Sd} = -87.2 \text{kN}$$

Tab. C-5

$$M_{y,Sd.0} = -9.8 \text{kNm} \quad M_{y,Sd.1} = -14 \text{kNm}$$

$$M_{z,Sd.0} = 15.2 \text{kNm} \quad M_{z,Sd.1} = 6.4 \text{kNm}$$

$$M_{x,Sd} = -0.1 \text{kNm}$$

$$V_{y,Sd} = -8.2 \text{kN}$$

$$V_{z,Sd} = -3.7 \text{kN}$$

- Querschnittstragfähigkeit:

Querkrafteinfluss:

$$V_{z,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{200 \cdot 12.5 \cdot 2 \text{mm}^2}{1.1}$$

$$V_{z,Rd} = 616.72 \text{kN} > |V_{y,Sd}| = 8.2 \text{kN}$$

ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.6

Da die Bemessungswerte wesentlich kleiner als 50 % der Grenztragfähigkeit sind, kann der Querkrafteinfluss beim Nachweis für Biegung mit Längskraft vernachlässigt werden.

Querschnittswiderstände:

$$N_{Rd} = \frac{89.7 \text{cm}^2 \cdot 23.5 \text{kN}}{1.1 \cdot \text{cm}^2} \quad N_{Rd} = 1916.32 \text{kN}$$

$$M_{Rd} = \frac{513 \text{cm}^3 \cdot 23.5 \text{kN}}{1.1 \cdot \text{cm}^2} \quad M_{Rd} = 109.6 \text{kNm}$$

Nachweis für Biegung mit Längskraft:

$$\frac{-N_{Sd}}{N_{Rd}} - \frac{M_{y,Sd.0}}{M_{Rd}} + \frac{M_{z,Sd.0}}{M_{Rd}} = 0.27 < 1 \quad \text{NW erfüllt !}$$

ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.8

- Stabilitätsnachweis:

Weil dieser Stab bei der Berechnung nach Theorie II. Ordnung nicht mit einer geeigneten Vorverformung beaufschlagt wurde, muss der Nachweis nach dem Ersatzstabverfahren geführt werden.

Knicklängen:

$$\beta_y = \sqrt{\frac{1 + \left(\frac{-7.3 \text{kN}}{-87.2 \text{kN}} \right)}{2}} \quad \beta_y = 0.74$$

$$s_{k,y} = \beta_y \cdot 12.8 \text{m} \quad s_{k,y} = 9.42 \text{m}$$

$$s_{k,z} = 0.9 \cdot 6.4 \text{m} \quad s_{k,z} = 5.76 \text{m}$$

ENV 1993-2
Tab. H.2

Schlankheiten:

$$i = \sqrt{\frac{5130 \text{cm}^4}{89.7 \text{cm}^2}} \quad i = 7.56 \text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{s_{k,y}}{i \cdot 93.9} \cdot 1 \quad \lambda_y = 1.33$$

$$\lambda_z = \frac{s_{k,z}}{i \cdot 93.9} \cdot 1 \quad \lambda_z = 0.81$$

ENV 1993-1-1
Kap. 5.5

Abminderungsfaktoren: $X_y = 0.455 \quad X_z = 0.79$

ENV 1993-1-1
Tab. 5.5.2

Momentenbeiwerte: es handelt sich um Stabendmomente!

ENV 1993-1-1
Bild 5.5.3

$$\beta_{M,z} = 1.8 - 0.7 \cdot \frac{-14}{15.2} \quad \beta_{M,z} = 2.44$$

$$\beta_{M,y} = 1.8 - 0.7 \cdot \frac{6.42}{-9.8} \quad \beta_{M,y} = 2.26$$

plast. Widerstandsmomente: $W_{pl} = 2 \cdot (200 \cdot 12.5 \cdot 87.5 + 2 \cdot 87.5 \cdot 12.5 \cdot 43.75) \text{mm}^3$
 $W_{pl} = 628.91 \text{cm}^3$

Nachweis: mit $\mu_y = \lambda_y \cdot (2 \cdot \beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl} - W}{W} \right)$ jedoch $\mu_y = 0.91 \quad \mu_y \leq 0.9$

ENV 1993-1-1
Kap. 5.5.4

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{X_y \cdot A \cdot f_y} \quad k_y = 1.08$$

$$\mu_z = \lambda_z \cdot (2 \cdot \beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl} - W}{W} \right) \quad \mu_z = 0.95$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{Sd}}{X_z \cdot A \cdot f_y} \quad k_z = 1.05$$

ergibt sich der Nachweis zu

$$\frac{-N_{Sd}}{X_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{1.1}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd,0}}{W_{pl} \cdot \frac{f_y}{1.1}} - \frac{k_z \cdot M_{z,Sd,0}}{W_{pl} \cdot \frac{f_y}{1.1}}$$

$$= \frac{87.2}{0.455 \cdot 89.7 \cdot \frac{23.5}{1.1}} + \frac{1.08 \cdot 9.8 \cdot 100}{628.9 \cdot \frac{23.5}{1.1}} + \frac{1.05 \cdot 15.2 \cdot 100}{628.9 \cdot \frac{23.5}{1.1}} = 0.3 < 1 \quad \text{NW erfüllt !}$$

2.2.3 Nachweis des Fachwerkknotens

Die Bemessung von geschweißten Knotenpunkten aus Stahlhohlprofilen wird im Anhang K des Eurocodes 3 geregelt. Da darin enthaltenen Bemessungsregeln sind jedoch nicht für die Verbindung von Profilen mit gleicher Breite gültig. Für diese Fälle wird die Ermittlung des Bemessungswiderstandes auf Grundlage der folgenden Kriterien gefordert:

ENV 1993-1-1
Anhang K

- Plastizieren des Gurtstabflansches
- Durchstanzen des Gurtstabflansches
- Mitwirkende Breite
- Gurtstegversagen - Lokales Beulen
- Abscheren des Gurtstabes

ENV 1993-1-1
Kap. K.7.3

Auf Basis dieser Kriterien sind in den Bemessungshilfen des Verbandes CIDECT Regeln enthalten, die im Folgenden verwendet werden.

[15] CIDECT,
Tab. 3

Die Geometrie des Anschlusses ist in Abbildung D-2 dargestellt.

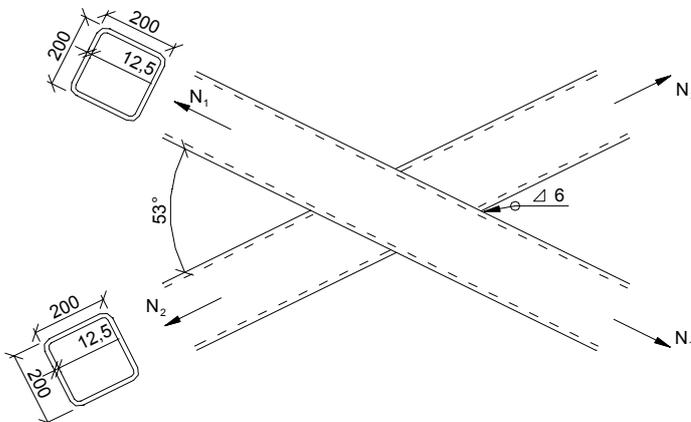


Abbildung D-2: Stoß der Windverbandsstäbe

Bemessungsschnittgrößen: $N_{1,Sd} = -7.3 \text{ kN}$ $N_{2,Sd} = -86.6 \text{ kN}$ (im Knoten 526) Abb. C-28

Bemessungswiderstände:

Gurtstegversagen $N_{Rd1} = \frac{f_y \cdot t_o}{\sin(\Theta_1)} \cdot \left(\frac{2 \cdot h_1}{\sin(\Theta_1)} + 10 \cdot t_o \right)$

$$N_{Rd1} = \frac{235 \text{ N} \cdot 12.5}{\sin(53^\circ)} \cdot \left(\frac{2 \cdot 200}{\sin(53^\circ)} + 10 \cdot 12.5 \right) = 2301.98 \text{ kN}$$

Mitwirkende Breite $N_{Rd2} = f_y \cdot t_1 \cdot (2 \cdot h_1 - 4 \cdot t_1 + 2 \cdot b_e)$

$$N_{Rd2} = 235N \cdot 12.5 \cdot (2 \cdot 200 - 4 \cdot 12.5 + 2 \cdot 150) = 15421.88 \text{ kN}$$

Durchstanzen

$$N_{Rd3} = \frac{f_y \cdot t_o}{\sqrt{3} \cdot \sin(\Theta_1)} \cdot \left(\frac{2 \cdot h_1}{\sin(\Theta_1)} + 2 \cdot b_{e,p} \right)$$

$$N_{Rd3} = \frac{235N \cdot 12.5}{\sqrt{3} \cdot \sin(53^\circ)} \cdot \left(\frac{2 \cdot 200}{\sin(53^\circ)} + 2 \cdot 150 \right) = 1700.68 \text{ kN}$$

Grenzscherkraft

$$F_{w,Rd} = \frac{360N \cdot 6 \cdot 400}{\sqrt{3} \cdot 0.8 \cdot 1.25} = 498.83 \text{ kN}$$

Nachweis: $\frac{86.6 \cdot \cos(53^\circ)}{498.8} = 0.1 < 1$ NW erfüllt !

3. Hänger

Es werden zwei verschiedene Hängerquerschnitte mit jeweils anderen Befestigungs-konstruktionen untersucht. Die erste Variante besteht aus einem 70 mm starken runden Vollquerschnitt, dessen Befestigung analog der von *Teich S.*, *Wendelin S.* gezeigten Konstruktion ausgeführt wird.

[5] S.58

Der Hängerquerschnitt der zweiten Variante besteht aus einem gewalzten Rechteckprofil mit den Abmessungen 80 x 55 mm. Dessen Befestigung am Bogen wird ähnlich dem in den Richtzeichnungen der DS 804 für Stabbogenbrücken gezeigten Anschlussdetail ausgebildet.

DS 804
Ri-Zei. STB20

Eigenschaften des verwendeten Stahles S460 ML:

$$f_y = 430 \frac{N}{mm^2} \quad \gamma_{M,0} = 1.1$$

ENV 1993-2
Tab. 3.1a

$$f_u = 550 \frac{N}{mm^2} \quad E = 210000 \frac{N}{mm^2}$$

3.1 Hänger aus Rundstahl

3.1.1 Querschnittstragfähigkeit für max. N

Kreisquerschnitt mit $d = 70\text{mm}$: $A = 38.5\text{cm}^2$

Bemessungsnormalkraft: $N_{Sd} = 1383\text{kN}$ Max N im Hänger 15 aus LK T2

Anhang C
Abb. C-33

Grenzzugkraft: $N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{1.1}$ $N_{t,Rd} = 1505\text{kN}$

Auslastung: $\frac{N_{Sd}}{N_{t,Rd}} = 0.92 < 1$ NW erfüllt !

3.1.2 Hängerbefestigung am Bogen

Die Hänger werden mittels angeschweißter Laschen an einem in das H-Profil eingeschweißten Querblech angeschraubt. Diese Konstruktion ist in *Abbildung 13* dargestellt, die in der Abbildung markierten Punkte kennzeichnen die Nachweisstellen.

- Punkt 1 - Nachweis der Schraubverbindung

5 Passschrauben M22 10.8: $d = 22\text{mm}$ Das Gewinde liegt nicht in der Scherfuge!

$$\begin{aligned} \text{Zugfestigkeit:} \quad f_{ub} &= 1000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ \text{Lochdurchmesser:} \quad d_0 &= d + 0.3\text{mm} \quad d_0 = 22.3\text{mm} \\ \text{Querschnittsfläche:} \quad A &= \frac{\pi \cdot d^2}{4} \quad A = 380.13\text{mm}^2 \end{aligned}$$

Einhaltung der erforderlichen Abstände:

	Mindestabstand	Gewählt	ENV 1993-1-1 Kap. 6.5.1
Randabstand in Krafrichtung	$e_{1m} = d_0 = 22.3\text{mm}$	$e_1 = 40\text{mm}$	
Randabstand quer zur Krafricht.	$e_{2m} = 1.5 \cdot d_0 = 33.45\text{mm}$	$e_2 = 40\text{mm}$	
Lochabstand in Krafrichtung	$p_{1m} = 2.2 \cdot d_0 = 49.06\text{mm}$	$p_1 = 50\text{mm}$	
Lochabstand quer zur Krafricht.	$p_{2m} = 3 \cdot d_0 = 0.07\text{Länge}$	$p_2 = 70\text{mm}$	

Grenzabscherkraft je Schraube: $F_{V,Rd} = \frac{0.6 \cdot A \cdot f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$ ENV 1993-1-1
Tab. 6.5.3

$$F_{V,Rd} = 0.6 \cdot \frac{1000 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 380 \cdot \text{mm}^2}{1.25} \quad F_{V,Rd} = 182.4\text{ kN}$$

Grenzlochleibungskraft je Schraube: $F_{b,Rd} = \frac{2.5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}}$ ENV 1993-1-1
Tab. 6.5.3

wobei α der kleinste Wert von $\frac{e_1}{3 \cdot d_0} = 0.6$ $\frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = 0.5$ $\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{1000}{550} = 1.82$ oder 1,0 ist.

Damit ist $F_{b,Rd} = \frac{2.5 \cdot 0.5 \cdot 1000 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 22 \cdot 20\text{mm}^2}{1.25} \quad F_{b,Rd} = 440\text{ kN}$

Da es sich um zweiseitige Schraubverbindungen handelt, ergibt sich die übertragbare Gesamtkraft wie folgt:

$$\min(F_{V,Rd} \cdot 2 \cdot 5, F_{b,Rd} \cdot 5) = 1824\text{ kN}$$

Nachweis: $\frac{1383\text{kN}}{1824\text{kN}} = 0.76 < 1$ NW erfüllt!

- Punkt 2 - Querschnittstragfähigkeit der Übertragungslaschen

Die zwei Übertragungslaschen müssen die Kraft aus dem Hänger in das Anschlussblech übertragen können. Ihr Querschnitt wird durch Bohrungen geschwächt.

Netto - Querschnittsfläche: $A_{ÜL} = (250 - 3 \cdot 22,3) \cdot 10 \text{ mm}^2 \quad A_{ÜL} = 1831 \text{ mm}^2$

Nachweis:
$$\frac{N_{Sd}}{2 \cdot A_{ÜL} \cdot f_y} = \frac{1383 \text{ kN}}{2 \cdot 1831 \text{ mm}^2 \cdot 460 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0,82 < 1 \quad \text{NW erfüllt!}$$

- Punkt 2 - Schweißnaht zwischen Hänger und Übertragungslaschen

Die Übertragungslaschen werden jeweils mit zwei V-Nähten am Hänger angeschweißt. Deren Nahtdicke ist gleich der Blechdicke von 15 mm. Da es sich um keine durchgeschweißte Stumpfnaht handelt, wird der Nachweis wie für eine Kehlnaht geführt.

ENV 1993-1-1
Tab. 6.6.6.2

Grenzabscherkraft:
$$F_{W,Rd} = \frac{\frac{f_u}{\sqrt{3}} \cdot a \cdot t}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$$

ENV 1993-1-1
Tab. 6.6.5.3

mit der Nahtlänge $a = 4 \cdot 185 \text{ mm}$

der Zugfestigkeit (S460) $f_u = 550 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

dem Korrelationsfaktor: $\beta_w = 0,86$

dem Teilsicherheitsbeiwert: $\gamma_{Mw} = 1,25$

ENV 1993-2
Tab. 6.1

folgt:
$$F_{W,Rd} = \frac{550 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 740 \cdot 10 \text{ mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 0,86 \cdot 1,25} \quad F_{W,Rd} = 2185,87 \text{ kN}$$

Nachweis: $\frac{1383 \text{ kN}}{2185,9 \text{ kN}} = 0,63 < 1 \quad \text{NW erfüllt!}$

3.1.3 Ermüdungsfestigkeit der Hängerbefestigung am Bogen

charakt. Schnittgrößen: $N_{UIC,max} = 599 \text{ kN}$

Tab. C-4

$N_{UIC,min} = -332 \text{ kN}$

$\Delta N_{UIC} = 931 \text{ kN}$

Anpassungsbeiwert λ : $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$

ENV 1993-2
Kap. 9.5.3

Mit diesem Anpassungsbeiwert wird das tatsächliche Spannungsspektrum auf ein schädigungsäquivalentes Einstufenkollektiv mit der Spannungsspielzahl $N = 2 \times 10^6$ überführt.

- Spannweitenbeiwert λ_1 : Mit einer Spannweite von 100 m und einem Verkehr nach EC Mix
ist $\lambda_1 = 0.6$
- Verkehrsstärkenbeiwert λ_2 : Mit einem angenommenen Verkehrsaufkommen von 30×10^6 t / Jahr und Gleis
ist $\lambda_2 = 1.04$
- Lebensdauerbeiwert λ_3 : Mit einer angenommen Lebensdauer von 80 Jahren
ist $\lambda_3 = 0.96$
- Gleichzeitigkeitsbeiwert λ_4 : Dieser Beiwert berücksichtigt die Häufigkeit einer gleichzeitig ungünstigsten Laststellung auf beiden Gleisen. Zu seiner Ermittlung wird das Verhältnis aus der maximalen Spannungsschwingbreite bei Verkehr auf einem Gleis und bei Verker auf beiden Gleisen benötigt. Dies wird unter Verwendung der Einflusslinien für den Hänger 11 bestimmt.

$$\Delta EF_1 = 0.172 \quad \Delta EF_{1,2} = 0.172 + 0.068$$

Abb. C-23

$$\frac{\Delta EF_1}{\Delta EF_{1,2}} = 0.72 \quad \rightarrow \quad \lambda_4 = 0.76$$

Damit ergibt sich der Anpassungsbeiwert zu: $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \quad \lambda = 0.46$

- Punkt 3 - Schweißnaht zwischen Hänger und Übertragungslaschen

Vorhandene Spannungsschwingbreite:

In diesem Punkt konnte sich die Hängerkraft noch nicht auf die Übertragungslaschen ausbreiten, die maßgebende Spannungsdifferenz errechnet sich somit unter Verwendung der Hängerquerschnittsfläche.

$$\Delta \sigma_{UIC} = \frac{\lambda \cdot \phi \cdot \Delta N_{UIC}}{A} \quad \Delta \sigma_{UIC} = \frac{0.46 \cdot 1 \cdot 931 \text{ kN}}{5580 \cdot \text{mm}^2} \quad \Delta \sigma_{UIC} = 97.33 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ertragbare Spannungsschwingbreite:

Der maßgebende Kerbfall in diesem Punkt geht davon aus, dass aus dem Schweißnahtbeginn (Endkrater) ein Riss in den Hänger wächst. Dies wird durch das Konstruktionsdetail 4 mit der Kerbgruppe 45 beschrieben.

ENV 1993-2
Tab. L 5

$$\Delta \sigma_c = 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nachweis: $\frac{\Delta \sigma_{UIC}}{\Delta \sigma_c} \cdot \gamma_{Mf} = \frac{97.3}{45} \cdot 1.15 = 2.49 > 1$ NW nicht erfüllt !

Um diesen Nachweis unter Verwendung der Kerbfalldetails aus dem Eurocode erbringen zu können, müsste man den Hängerdurchmesser auf 110 mm erhöhen oder eine andere Anschlusskonstruktion wählen. Im nächsten Kapitel wird daher eine geänderte Konstruktion untersucht.

3.2 Hänger aus Vierkantstahl

3.2.1 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

3.2.1.1 Querschnittstragfähigkeit für max. N

Rechteckquerschnitt 55 x 80mm: $A = 44\text{cm}^2$

Bemessungsschnittgröße: $N_{Sd} = 1383\text{kN}$ Max N im Hänger 15 aus LK T2

Anhang C
Abb. C-33

Grenzzugkraft: $N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{1.1}$ $N_{t,Rd} = 1720\text{ kN}$

Nachweis: $\frac{N_{Sd}}{N_{t,Rd}} = 0.8 < 1$ NW erfüllt !

3.2.1.2 Hängerbefestigung am Bogen

Der Hänger wird mit einer Doppelkehlnaht an ein in das Bogenprofil eingeschweißtes Lasteinleitungsblech angeschweißt. Die analog ausgebildeten Anschlussdetails am Breitflanschprofil und am Kastenquerschnitt des Bogens sind in den *Abbildungen 14 und 15* dargestellt. Im Folgenden werden die Nachweise des Anschlusses am Breitflanschprofil geführt. Die dabei untersuchten Punkte sind in der *Abbildung 14* markiert.

Punkt 1 - Stoß im Hängermaterial

Die beiden Flachstähle werden mit einer Doppel-V-Naht verbunden. Der Nachweis dieser Schweißnaht wurde bereits mit dem Nachweis der Querschnittstragfähigkeit erbracht, da nach EC die Grenzkraft einer durchgeschweißten Stumpfnahht gleich der des Grundmaterials ist.

ENV 1993-1-1
Tab. 6.6.6.1

Punkt 3 - Anschluss des Hängers an Lasteinleitungsblech

Der geschlitzte Hänger wird auf das Lasteinleitungsblech geschoben und beidseitig mit einer Doppelkehlnaht angeschweißt.

Grenzabscherkraft: $F_{W,Rd} = \frac{f_u}{\sqrt{3}} \cdot a \cdot t$
 $\beta_w \cdot \gamma_{Mw}$

ENV 1993-1-1
Tab. 6.6.5.3

mit der Nahtlänge $a = 4 \cdot 340\text{mm}$

der Nahtstärke $t = 7\text{mm}$

der Zugfestigkeit (S460) $f_u = 550 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

dem Korrelationsfaktor: $\beta_w = 0.86$

dem Teilsicherheitsbeiwert: $\gamma_{Mw} = 1.25$

ENV 1993-2
Tab. 6.1

folgt: $F_{W,Rd} = \frac{550 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 1360 \cdot 7\text{mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 0.86 \cdot 1.25}$ $F_{W,Rd} = 2812.1\text{ kN}$

$$\text{Nachweis: } \frac{1362\text{kN}}{2812\text{kN}} = 0.48 < 1 \quad \text{NW erfüllt!}$$

Querschnittstragfähigkeit des Lasteinleitungsbleches

Querschnittsfläche:

Die minimale Querschnittsfläche ist der Querschnitt der kürzesten Verbindung zwischen den beiden Ausrundungen.

$$A_{LB} = 142\text{mm} \cdot 20\text{mm} \quad A_{LB} = 2840\text{mm}^2$$

$$\text{Nachweis: } \frac{N_{Sd}}{2 \cdot A_{ÜL} \cdot f_y} = \frac{1362\text{kN}}{2 \cdot 2840\text{mm}^2 \cdot 460 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0.52 < 1 \quad \text{NW erfüllt!}$$

Punkt 4 + 5 - Anschluss des Lasteinleitungsbleches an Bogen

Dieses Blech wird mit einer voll durchgeschweißten Kehlnaht an den Bogen angeschlossen. Der vertikale Teil der Naht überträgt Schubkräfte, der horizontale Teil Normalkräfte.

$$\text{Grenzkraft: } F_{W,Rd} = \frac{\frac{f_u}{\sqrt{3}} \cdot a \cdot t}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$$

mit der Nahtlänge $a = (185 \cdot 2 + 320 - 135)\text{mm}$

$$a = 55.5\text{cm}$$

$$\text{der Nahtstärke } t = 20\text{mm}$$

$$\text{der Zugfestigkeit (S460) } f_u = 550 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{dem Korrelationsfaktor: } \beta_w = 0.86$$

$$\text{dem Teilsicherheitsbeiwert: } \gamma_{Mw} = 1.25$$

$$\text{folgt: } F_{W,Rd} = \frac{550 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 55.5 \cdot 20\text{mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 0.86 \cdot 1.25} \quad F_{W,Rd} = 3278.81\text{ kN}$$

$$\text{Nachweis: } \frac{1362\text{kN}}{3278\text{kN}} = 0.42 < 1 \quad \text{NW erfüllt!}$$

3.2.1.3 Hängerbefestigung am Untergurt

Die Verankerung der Hänger im Beton der Fahrbahn erfolgt über eine Lasteinleitungsplatte an der Fahrbahnunterkante und über 8 aufgeschweißte Kopfbolzendübel (vgl. Abb. 16).

Analog zur Befestigung am Bogen wird der Hängerquerschnitt mit einer Doppel-V-Naht auf ein sich verbreiterndes Übergangsblech geschweißt. Dieses reduziert im Punkt 2 seine Dicke auf 30 mm und wird wiederum auf ein 30 mm starkes Blech gestoßen. Auch dieser Stoß wird mit einer Doppel-V-Naht ausgeführt.

Die Verankerungsplatten der Fahrbahn-Quervorspannung werden auf das Hängerblech gesetzt, in welches Löcher für die Hüllrohre gebohrt werden. Durch diese Quervorspannung kann ein sehr großer Anteil der Hängerkraft über Reibung in den Untergurt eingeleitet werden. Da ein Zusammenwirken der verschiedenen Verbundmechanismen erst nach entsprechenden Versuchen angesetzt werden darf, wird die Reibung vernachlässigt.

EDIN 18800-5
Kap. 5.7.5.3

- Querschnittstragfähigkeit des Übergangsbleches

Zur Lastübertragung stehen in den jeweiligen Schnitten folgende Flächen zur Verfügung:

Punkt 1 - Hängerquerschnitt:	$A_1 = 80 \cdot 55 \text{mm}^2$	$A_1 = 44 \text{cm}^2$
Punkt 2 - Reduzierung auf Bl 30:	$A_2 = 151 \cdot 30 \text{mm}^2$	$A_2 = 45.3 \text{cm}^2$
Punkt 4 - Schwächung durch Bohrungen für 2 Querspannglieder:	$A_4 = (321 - 2 \cdot 57) \cdot 30 \text{mm}^2$	$A_4 = 62.1 \text{cm}^2$

Da die Querschnittsflächen immer größer als der Hängerquerschnitt sind, wurde der Nachweis bereits mit dem Hängertragfähigkeit (vgl. Kap. D-3.2.1.1) erbracht.

- Aufteilung der Hängerkraft auf die Verbundmittel

Aufspaltung in Horizontal- und Vertikalkomponente:

$$V = 1362 \text{kN} \cdot \sin(63^\circ) \quad V = 1213.55 \text{ kN}$$

$$H = 1362 \text{kN} \cdot \cos(63^\circ) \quad H = 618.34 \text{ kN}$$

Die einzuleitende vertikale Hängerkraft wird im Verhältnis der zur Verfügung stehenden Scherflächen auf die Kopfbolzendübel und die Lasteinleitungsplatte aufgeteilt. Die Horizontalkraft wird vollständig in die Dübel zugewiesen.

$$\text{Fläche eines Kopfbolzendübels:} \quad A_{\text{KD}} = \frac{(22 \text{mm})^2 \cdot \pi}{4} \quad A_{\text{KD}} = 3.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Fläche der Kehlnaht zum Lasteinleitungsblech:} \quad A_{\text{W}} = 2 \cdot 400 \cdot 5 \text{mm}^2 \quad A_{\text{W}} = 40 \text{ cm}^2$$

Damit ergeben sich folgende zu übertragende Kräfte:

$$\text{Lasteinleitungsblech:} \quad V_{\text{LB}} = 1214 \text{kN} \cdot \frac{40}{8 \cdot 3.8 + 40} \quad V_{\text{LB}} = 689.77 \text{ kN}$$

$$\text{je Kopfbolzendübel:} \quad V_{\text{KD}} = 1214 \text{kN} \cdot \frac{3.8}{8 \cdot 3.8 + 40} \quad V_{\text{KD}} = 65.53 \text{ kN}$$

$$H_{\text{KD}} = \frac{618 \text{kN}}{8} \quad H_{\text{KD}} = 77.25 \text{ kN}$$

$$R_{\text{KD}} = \sqrt{V_{\text{KD}}^2 + H_{\text{KD}}^2} \quad R_{\text{KD}} = 101.3 \text{ kN}$$

- Nachweise an der Lasteinleitungsplatte

Es wird angenommen, dass die Platte den ihr zugewiesenen Teil der Hängerkraft über eine konstante Flächenpressung auf den Beton überträgt. Dafür wird die Einhaltung der zulässigen Betondruckspannung und der zulässigen Spannungen im Blech nachgewiesen.

Betonpressung:

$$\sigma_c = \frac{689.8 \text{ kN}}{420 \cdot 150 \text{ mm}^2} \quad \sigma_c = 10.95 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{50}{1.5} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 33.33 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{NW erfüllt !}$$

Biegung in der Lasteinleitungsplatte:

Aufgrund der Symmetrie kann eine Hälfte des Bleches als Kragarm betrachtet werden, auf dem die Betonpressung als Flächenlast steht. Das maximale Biegemoment tritt an der Einspannung auf.

$$M_y = 10.95 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 75 \text{ mm} \cdot 37.5 \text{ mm} \quad M_y = 30.8 \frac{\text{kN} \cdot \text{cm}}{\text{cm}}$$

$$\text{mit } W_y = \frac{(30 \text{ mm})^2}{6} \quad W_y = 1.5 \frac{\text{cm}^3}{\text{cm}}$$

erhält man die maximale Normalspannung im Blech zu:

$$\sigma = \frac{30.8 \text{ kN}}{1.5 \text{ cm}^2} \quad \sigma = 205.33 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \frac{460}{1.1} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 418.18 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{NW erfüllt !}$$

- Nachweise der Kopfbolzendübel

Grenzkkräfte:

ENV 1994-1-1
Kap. 6.3.2.1

$$\text{für Abscheren: } P_{Rd.1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \frac{A}{\gamma_v} = 0.8 \cdot 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \frac{3.8 \cdot \text{cm}^2}{1.25} = 121.6 \text{ kN}$$

$$\text{für Betonpressung: } P_{Rd.2} = 0.29 \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{E_{cm} \cdot f_{ck}}}{\gamma_v} = 0.29 \cdot \frac{22^2}{1.25} \cdot \sqrt{37000 \cdot 50} \cdot \text{N} = 152.73 \text{ kN}$$

Nachweis:

$$\frac{R_{KD}}{P_{Rd.1}} = \frac{101.3 \text{ kN}}{121.6 \text{ kN}} = 0.83 < 1 \quad \text{NW erfüllt !}$$

- Durchstanznachweis

ENV 1992-1-1
Kap. 4.3.4

Kritischer Rundschnitt:

Weil die Lasteinleitung nur 22 cm von der Außenkante der Betonplatte entfernt ist, kann der kritische Rundschnitt nur an drei dem Beton zugewandenen Seiten ermittelt werden. Weiterhin wird die zur Verfügung stehende Betondicke nur zu 50 cm angenommen. Dies berücksichtigt die zur Fahrbahnmitte hin abnehmende Plattendicke.

$$u = (22 \cdot 2 + 15 + 1.5 \cdot 50 \cdot \pi + 2 \cdot 15) \text{ cm} \quad u = 324.62 \text{ cm}$$

Auf den kritischen Schnitt bezogene Bemessungsquerkraft:

$$\text{mit } \text{Korrekturbeiwert für Lastausmitten} \quad \beta = 1$$

$$\text{Vertikalkomponente der Hängerkraft} \quad V_{Sd} = 1214 \text{ kN}$$

$$\text{folgt } v_{Sd} = \frac{V_{Sd} \cdot \beta}{u} = \frac{1214 \text{ kN}}{324.6 \text{ cm}} = 374 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Bemessungswert des Widerstandes:

mit Grundwert der Schubspannung $\tau_{Rd} = 0.33 \frac{N}{mm^2}$ *ENV 1992-1-1*
Tab. 4.8

Statische Höhe $d = 0.6m - 0.06m$

Korrekturbeiwert $k = 1.6 - d \quad k = 1.06$

vorhandene Mindestbewehrung an Plattenoberseite:

$$a_{s,x} = 5.24 \frac{cm^2}{m} \quad \rho_{lx} = \frac{a_{s,x}}{d} \quad \rho_{lx} = 0.1 \cdot 10^{-2}$$

$$a_{s,y} = 5.24 \frac{cm^2}{m} \quad \rho_{ly} = \frac{a_{s,y}}{d} \quad \rho_{ly} = 0.1 \cdot 10^{-2}$$

Betonspannung aus Quervorspann. $\sigma_{cp0} = 7.9 \frac{N}{mm^2}$ *Kap. B-3.1*

Biegebewehrungsgrad $\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} + \frac{\sigma_{cp0}}{f_{yd}}$

$$\rho_l = 0.01 + \frac{7.9}{435} = 0.03$$

folgt: $v_{Rd} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_l) \cdot d = 0.33 \cdot \frac{N}{mm^2} \cdot 1.06 \cdot (1.2 + 40 \cdot 0.02) \cdot 0.54m = 377.78 \frac{kN}{m}$

Nachweis: $\frac{v_{Sd}}{v_{Rd}} = \frac{374.0}{377.78} = 0.99 < 1$ NW erfüllt !

3.2.2 Nachweise der Ermüdungsfestigkeit

charakt. Schnittgrößen: $N_{UIC,max} = 599kN \quad \Delta N_{UIC} = 931kN$ *Tab. C-4*

$$N_{UIC,min} = -332kN$$

Anpassungsbeiwert λ : $\lambda = 0.46$ *Kap. D-3.1.3*

3.2.2.1 Hängerbefestigung am Bogen

- Punkt 1 - Stoß im Hängermaterial:

Die beiden Flachstähle werden mit einer Doppel-V-Naht verbunden. Die Nahtdicke ist gleich der Blechstärke von 55 mm.

Querschnittsfläche: $A_{H1} = 55 \cdot 80mm^2 \quad A_{H1} = 4400 mm^2$

Vorhandene Spannungsschwingbreite:

$$\Delta\sigma_{UIC} = \frac{\lambda \cdot \phi \cdot \Delta N_{UIC}}{A_{H1}} \quad \Delta\sigma_{UIC} = \frac{0.46 \cdot 1 \cdot 931kN}{4400mm^2} \quad \Delta\sigma_{UIC} = 97.33 \frac{N}{mm^2}$$

Ertragbare Spannungsschwingbreite:

Der maßgebende Kerbfall in diesem Punkt wird durch das Konstruktionsdetail 3 mit der Kerbgruppe 112 beschrieben.

ENV 1993-2
Tab. L 3

$$\Delta\sigma_c = 112 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Nachweis: } \frac{\Delta\sigma_{\text{UIC}}}{\Delta\sigma_c} \cdot \gamma_{\text{Mf}} = \frac{97.3}{112} \cdot 1.15 = 1 = 1 \text{ NW erfüllt !}$$

- Punkt 2 - Anschluss des Hängers an Lasteinleitungsblech

Der Hänger wird beidseitig mit einer Doppelkehlnaht an das Lasteinleitungsblech angeschlossen.

Querschnittsfläche:

In diesem Punkt konnte sich die Hängerkraft noch nicht auf das Lasteinleitungsblech ausbreiten, die maßgebende Spannungsdifferenz errechnet sich somit unter Verwendung der Hängerquerschnittsfläche.

$$A_{\text{H2}} = 55 \cdot (180 - 20) \text{ mm}^2 \quad A_{\text{H2}} = 8800 \text{ mm}^2$$

Vorhandene Spannungsschwingbreite:

$$\Delta\sigma_{\text{UIC}} = \frac{\lambda \cdot \phi \cdot \Delta N_{\text{UIC}}}{A_{\text{H2}}} \quad \Delta\sigma_{\text{UIC}} = \frac{0.46 \cdot 1 \cdot 931 \text{ kN}}{8800 \text{ mm}^2} \quad \Delta\sigma_{\text{UIC}} = 48.67 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ertragbare Spannungsschwingbreite:

Der maßgebende Kerbfall in diesem Punkt wird durch das Konstruktionsdetail 1 mit der Kerbgruppe 56 beschrieben.

ENV 1993-2
Tab. L 4

$$\Delta\sigma_c = 56 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Nachweis: } \frac{\Delta\sigma_{\text{UIC}}}{\Delta\sigma_c} \cdot \gamma_{\text{Mf}} = \frac{48.7}{56} \cdot 1.15 = 1 = 1 \text{ NW erfüllt !}$$

- Punkt 3 - Anschluss des Hängers an Lasteinleitungsblech

Der Hänger wird beidseitig mit einer Doppelkehlnaht an das Lasteinleitungsblech angeschlossen. Als mögliche Ermüdungserscheinung wird ein Riss angenommen, der von der Wurzel der Schweißnaht ausgeht.

Querschnittsfläche:

Die Spannungsschwingbreite ist auf die Schweißnahtdicke bezogen unter Berücksichtigung der gesamten Kehlnahtlänge zu berechnen.

$$A_{\text{K}} = 4 \cdot 7 \cdot 340 \text{ mm}^2 \quad A_{\text{K}} = 9520 \text{ mm}^2$$

Vorhandene Spannungsschwingbreite:

$$\Delta\sigma_{\text{UIC}} = \frac{\lambda \cdot \phi \cdot \Delta N_{\text{UIC}}}{A_{\text{H1}}} \quad \Delta\sigma_{\text{UIC}} = \frac{0.46 \cdot 1 \cdot 931 \text{ kN}}{9520 \text{ mm}^2} \quad \Delta\sigma_{\text{UIC}} = 44.99 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ertragbare Spannungsschwingbreite:

Der maßgebende Kerbfall in diesem Punkt wird durch das Konstruktionsdetail 7 mit der Kerbgruppe 80 beschrieben.

ENV 1993-2
Tab. L 5

$$\Delta\sigma_c = 80 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Nachweis: } \frac{\Delta\sigma_{\text{UIC}}}{\Delta\sigma_c} \cdot \gamma_{\text{Mf}} = \frac{45.0}{80} \cdot 1.15 = 0.65 < 1 \text{ NW erfüllt !}$$

- Punkt 4 - Anschluss des Lasteinleitungsbleches an den Bogen

Dieses Blech wird mit einer voll durchgeschweißten Kehlnaht an den Bogen angeschlossen. Der vertikale Teil der Naht überträgt Schubkräfte, der horizontale Normalkräfte. In diesem Punkt wird die Ermüdungsfestigkeit im vertikalen Teil der Naht untersucht.

Querschnittsfläche:

Die Spannungsschwingbreite ist auf die Schweißnahtdicke bezogen unter Berücksichtigung der gesamten Kehlnahtlänge zu berechnen.

$$A_{K4} = 20 \cdot (185 \cdot 2 + 320 - 135) \text{ mm}^2 \quad A_{K4} = 11100 \text{ mm}^2$$

Vorhandene Spannungsschwingbreite:

$$\Delta\sigma_{\text{UIC}} = \frac{\lambda \cdot \phi \cdot \Delta N_{\text{UIC}}}{A_{H1}} \quad \Delta\sigma_{\text{UIC}} = \frac{0.46 \cdot 1 \cdot 931 \text{ kN}}{11100 \text{ mm}^2} \quad \Delta\sigma_{\text{UIC}} = 38.58 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ertragbare Spannungsschwingbreite:

Der maßgebende Kerbfall in diesem Punkt wird durch das Konstruktionsdetail 7 mit der Kerbgruppe 80 beschrieben.

ENV 1993-2
Tab. L 5

$$\Delta\sigma_c = 80 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Nachweis: } \frac{\Delta\sigma_{\text{UIC}}}{\Delta\sigma_c} \cdot \gamma_{\text{Mf}} = \frac{38.6}{80} \cdot 1.15 = 0.55 < 1 \text{ NW erfüllt !}$$

- Punkt 5 - Anschluss des Lasteinleitungsbleches an den Bogen

In diesem Punkt wird die Ermüdungsfestigkeit des horizontalen Nahtanteiles untersucht.

Querschnittsfläche:

Die Spannungsschwingbreite ist auf die Schweißnahtdicke bezogen unter Berücksichtigung der gesamten Kehlnahtlänge zu berechnen.

$$A_{K4} = 20 \cdot (185 \cdot 2 + 320 - 135) \text{ mm}^2 \quad A_{K4} = 11100 \text{ mm}^2$$

Vorhandene Spannungsschwingbreite:

$$\Delta\sigma_{\text{UIC}} = \frac{\lambda \cdot \phi \cdot \Delta N_{\text{UIC}}}{A_{H1}} \quad \Delta\sigma_{\text{UIC}} = \frac{0.46 \cdot 1 \cdot 931 \text{ kN}}{11100 \text{ mm}^2} \quad \Delta\sigma_{\text{UIC}} = 38.58 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ertragbare Spannungsschwingbreite:

Der maßgebende Kerbfall in diesem Punkt wird durch das Konstruktionsdetail 1 mit der Kerbgruppe 71 beschrieben. Er geht von einem Anriss im Nahtübergang zum Grundwerkstoff aus.

ENV 1993-2
Tab. L 5

$$\Delta\sigma_c = 71 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Nachweis: } \frac{\Delta\sigma_{\text{UIC}}}{\Delta\sigma_c} \cdot \gamma_{\text{Mf}} = \frac{38.6}{71} \cdot 1.15 = 0.63 < 1 \text{ NW erfüllt !}$$

3.2.2.2 Hängerbefestigung am Untergurt

- Punkt 1 + 2 - Stoß im Hängermaterial

Dieses Detail wurde bereits mit der Hängerbefestigung am Bogen-Punkt 1 nachgewiesen (vgl. Kap. D-3.2.2.1).

- Punkt 3 - angeschweißter Kopfbolzendübel

Vorhandene Spannungsschwingbreite:

$$\Delta\sigma_{\text{UIC}} = \frac{\lambda \cdot \phi \cdot \Delta N_{\text{UIC}}}{A_3} \quad \Delta\sigma_{\text{UIC}} = \frac{0.46 \cdot 1 \cdot 931 \text{ kN}}{212 \cdot 30 \text{ mm}^2} \quad \Delta\sigma_{\text{UIC}} = 67.34 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ertragbare Spannungsschwingbreite:

Der maßgebende Kerbfall in diesem Punkt wird durch das Konstruktionsdetail 6 mit der Kerbgruppe 80 beschrieben.

ENV 1993-2
Tab. L 4

$$\Delta\sigma_c = 80 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nachweis: $\frac{\Delta\sigma_{\text{UIC}}}{\Delta\sigma_c} \cdot \gamma_{\text{Mf}} = \frac{67.34}{80} \cdot 1.15 = 0.97 < 1$ NW erfüllt !

- Punkt 4 - Bohrungen für Spannglieder

Vorhandene Spannungsschwingbreite:

$$\Delta\sigma_{\text{UIC}} = \frac{\lambda \cdot \phi \cdot \Delta N_{\text{UIC}}}{A_4} \quad \Delta\sigma_{\text{UIC}} = \frac{0.46 \cdot 1 \cdot 931 \text{ kN}}{62.1 \cdot \text{cm}^2} \quad \Delta\sigma_{\text{UIC}} = 68.96 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ertragbare Spannungsschwingbreite:

Der maßgebende Kerbfall in diesem Punkt wird durch das Konstruktionsdetail 9 mit der Kerbgruppe 90 beschrieben.

ENV 1993-2
Tab. L 1

$$\Delta\sigma_c = 90 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nachweis: $\frac{\Delta\sigma_{\text{UIC}}}{\Delta\sigma_c} \cdot \gamma_{\text{Mf}} = \frac{69.0}{90} \cdot 1.15 = 0.88 < 1$ NW erfüllt !

- Punkt 5 - Kehlnaht am Lasteinleitungsblech

Querschnittsfläche:

Die Spannungsschwingbreite ist auf die Schweißnahtdicke bezogen unter Berücksichtigung der gesamten Kehlnahtlänge zu berechnen.

$$A_W = 5 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm} \cdot 2 \quad A_W = 4000 \text{ mm}^2$$

Unter Berücksichtigung dass diese Kehlnaht nur 57% der Vertikalkomponente der Hängerkraft aufnehmen muss (vgl. Kap. 3.2.2.3), ergibt sich die Spannungsschwingbreite zu:

$$\Delta\sigma_{\text{UIC}} = \frac{\lambda \cdot \phi \cdot \Delta N_{\text{UIC}}}{A_{\text{H1}}} \quad \Delta\sigma_{\text{UIC}} = \frac{0.46 \cdot 1 \cdot 931 \text{ kN} \cdot \sin(63^\circ) \cdot 0.57}{11100 \text{ mm}^2} \quad \Delta\sigma_{\text{UIC}} = 19.59 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ertragbare Spannungsschwingbreite:

Der maßgebende Kerbfall in diesem Punkt wird durch das Konstruktionsdetail 1 mit der Kerbgruppe 71 beschrieben. Er geht von einem Anriss im Nahtübergang zum Grundwerkstoff aus.

ENV 1993-2
Tab. L 5

$$\Delta\sigma_c = 71 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Nachweis: } \frac{\Delta\sigma_{\text{LIC}}}{\Delta\sigma_c} \cdot \gamma_{\text{Mf}} = \frac{19.6}{71} \cdot 1.15 = 0.32 < 1 \text{ NW erfüllt!}$$

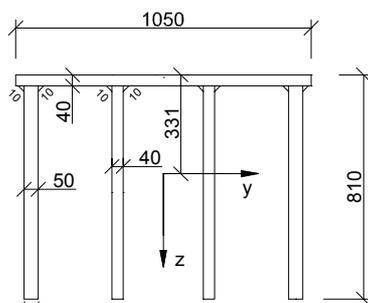
4. Bogenfußpunkt

4.1 Aufgelöster Kasten

Um einen geometrischen Konflikt mit den Fahrbahn-Längsspanngliedern zu vermeiden, ist es notwendig das untere Blech des Bogenprofils zu entfernen und statt dessen zwei vertikale Bleche in den Kasten zu schweißen. Diese vertikalen Bleche übernehmen die Normalkräfte des endenden unteren Kastenbleches aus Biegung und Normalkraft im Kastenquerschnitt.

Die horizontalen Kräfte aus Querkraft und Torsion im endenden Blech werden ebenfalls von den zwei vertikalen Blechen aufgenommen und in die mit Beton gefüllten Kammern geleitet. Durch diese Betonfüllung sind diese Bleche praktisch im Beton eingespannt.

4.1.1 Querschnittswerte



$$A = 1810 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 1186280 \text{ cm}^4 \quad W_y = 24766 \text{ cm}^3$$

$$I_z = 2252895 \text{ cm}^4 \quad W_z = 42913 \text{ cm}^3$$

4.1.2 Nachweise für max M_z aus LK T1 - Vollast und Wind, quer

- Querschnittstragfähigkeit

Bemessungsschnittgrößen:

$$N_{\text{Sd}} = -28403.0 \text{ kN} \quad V_{y,\text{Sd}} = -52.2 \text{ kN}$$

Tab. C-5

$$M_{y,\text{Sd}} = 1568.0 \text{ kNm} \quad V_{z,\text{Sd}} = -735.5 \text{ kN}$$

$$M_{z,\text{Sd}} = 2419.0 \text{ kNm}$$

$$M_{x,\text{Sd}} = -149.3 \text{ kNm}$$

Querkrafteinfluss:

ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.6

$$V_{z,\text{Rd}} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{800 \cdot 50 \cdot 4 \cdot \text{mm}^2}{1.1} \quad V_{z,\text{Rd}} = 36110.64 \text{ kN} > |V_{z,\text{Sd}}| = 735.5 \text{ kN}$$

Da die Bemessungswerte wesentlich kleiner als 50 % der Grenztragfähigkeit sind, kann der Querkrafteinfluss beim Nachweis für Biegung mit Längskraft vernachlässigt werden.

Querschnittswiderstände:

$$N_{\text{Rd}} = \frac{1810 \text{ cm}^2 \cdot 43 \text{ kN}}{1.1 \cdot \text{cm}^2} \quad N_{\text{Rd}} = 70754.55 \text{ kN}$$

ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.8

$$M_{y,\text{Rd}} = \frac{24766 \text{ cm}^3 \cdot 43 \text{ kN}}{1.1 \cdot \text{cm}^2} \quad M_{y,\text{Rd}} = 9681.25 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Rd} = \frac{42913 \text{cm}^3 \cdot 43 \text{kN}}{1.1 \cdot \text{cm}^2} \quad M_{z,Rd} = 16775.08 \text{ kNm}$$

Nachweis für Biegung mit Längskraft:

$$\frac{-N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{z,Rd}} = 0.71 < 1 \quad \text{NW erfüllt!}$$

- Schweißnähte zum Anschluss der zwei inneren Bleche

Die zwei Bleche sind mit einer Doppelkehlnaht am unteren Kastenblech angeschweißt. Im folgenden wird nachgewiesen, dass diese Schweißnähte, die Normalkraft aus dem unteren Kastenblech übertragen können.

Bemessungsschnittgrößen:

Ausgehend von den Normalspannungen im unteren Blech des Kastenquerschnittes wird die zu übertragende Normalkraft errechnet.

- Normalspannung an Unterkante des Bleches

$$\sigma_u = \frac{-28403.0 \text{kN}}{1560 \text{cm}^2} + \frac{1568 \text{kNm}}{38377 \text{cm}^3} \quad \sigma_u = -141.21 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Kap. D-1.4.2}$$

- Normalkraft

$$D_N = \frac{141.2}{2} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 40 \cdot 930 \text{mm}^2 \quad D_N = 2626.32 \text{ kN}$$

Auf der sicheren Seite liegend wird diese Kraft nur auf die beiden mittleren Bleche aufgeteilt.

$$\text{Grenzkraft je Blech:} \quad F_{W,Rd} = \frac{\frac{f_u}{\sqrt{3}} \cdot a \cdot t}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$$

mit der Nahtlänge $a = 2 \cdot 30 \text{cm}$

der Nahtstärke $t = 20 \text{mm}$

der Zugfestigkeit (S460) $f_u = 550 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

dem Korrelationsfaktor: $\beta_w = 0.86$

dem Teilsicherheitsbeiwert: $\gamma_{Mw} = 1.25$

$$\text{folgt:} \quad F_{W,Rd} = \frac{550 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 600 \cdot 20 \text{mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 0.86 \cdot 1.25} \quad F_{W,Rd} = 3544.66 \text{ kN}$$

$$\text{Nachweis:} \quad \frac{2626.3 \text{kN}}{3278 \text{kN}} = 0.8 < 1 \quad \text{NW erfüllt!}$$

4.2 Anschluss des Bogens an Verankerungsplatte und Lagerblech

Die konstruktive Ausbildung dieses Punktes ist in der *Abbildung 20* dargestellt. Der Querschnitt des aufgelösten Kastens wird mit einer umlaufenden Kehlnaht an der Verankerungsplatte und dem Lagerblech angeschweißt. Die Ermittlung der genauen zu übertragenden Kräfte ist nicht ohne weiteres möglich, da ein Teil der Vertikalkräfte aus dem Bogen bereits vom Beton aufgenommen wurde. Vereinfachend und auf der sicheren Seite liegend, wird der Nachweis der Schweißverbindung für die volle Vertikalkraft erbracht.

Die Kräfte im Bogen werden wie folgt auf die einzelnen Schweißnähte aufgeteilt:

- Die Vertikalkraft wird sowohl von den senkrechten Kehlnähten zur Verankerungsplatte als auch von den horizontalen Kehlnähten direkt zum Lagerblech geleitet. Sie wird gleichmäßig auf Schweißnahtfläche aufgeteilt.
- Der Bogenschub wird nur auf die Verankerungsplatte übertragen, da dort die Spannglieder befestigt sind die diese Kraft aufnehmen.
- Das Biegemoment M_y wird sowohl von der Verankerungsplatte als auch vom Lagerblech aufgenommen, hierzu wird des Flächenträgheitsmoment aller beteiligten Schweißnähte bestimmt.

Spannungen aus dem Torsionsmoment M_x , dem Biegemoment M_z und der Querkraft V_y werden nicht angesetzt. Es wird davon ausgegangen, dass diese durch die große vertikale Kontaktfläche des aufgelösten Kastenquerschnittes über eine flächige Pressung auf den umgebenden Beton übertragen werden.

4.2.1 Querschnittswerte

Die Nahtgeometrie dieses Anschlusses ist in der *Abbildung D-3* dargestellt. Darin sind auch die senkrecht zur Abbildungsebene verlaufenden Anschlussnähte des Lagerbleches angedeutet.

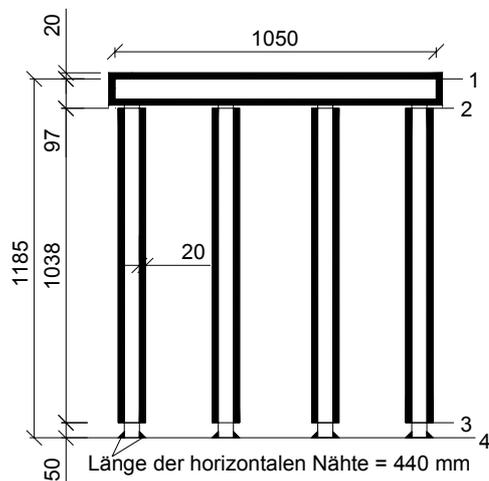


Abbildung D-3: Nahtgeometrie am Bogenfußpunkt

- Nahtfläche für Vertikalkraft: (vertikale Nähte an Verankerungsplatte und horizontale Nähte am Fußblech)

$$A_V = (1038 \cdot 20 \cdot 8 + 440 \cdot 20 \cdot 8) \text{mm}^2 \quad A_V = 2364.8 \text{cm}^2$$

- Nahtfläche für Horizontalkraft: (alle Nähte an Verankerungsplatte)

$$A_H = (1038 \cdot 20 \cdot 8 + 1050 \cdot 2) \text{mm}^2 \quad A_H = 1681.8 \text{cm}^2$$

- Flächenträgheitsmoment für Biegemoment M_y : (alle Nähte)

$$y_s = \frac{(1038 \cdot 20 \cdot 8 \cdot 569 + 1050 \cdot 20 \cdot 2 \cdot 1152) \text{mm}}{1038 \cdot 20 \cdot 8 + 1050 \cdot 20 \cdot 2 + 440 \cdot 20 \cdot 8} \quad y_s = 513.08 \text{ mm}$$

$$I_y = \left[\frac{1038^3 \cdot 20}{12} \cdot 8 + 1038 \cdot 20 \cdot 8 \cdot (569 - 513)^2 \dots \right] \cdot \text{mm}^4 \quad I_y = 5110923.14 \text{ cm}^4$$

$$\left[+ 1050 \cdot 20 \cdot 2 \cdot (1152 - 513)^2 + 440 \cdot 20 \cdot 8 \cdot 513^2 \right]$$

4.2.2 Nachweise max M_z aus LK T1 - Vollast und Wind quer

Bemessungsschnittgrößen:

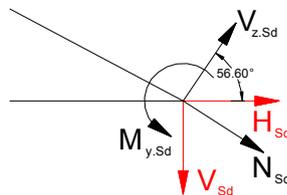
- in Bogenkoordinaten $N_{Sd} = -28403 \text{ kN}$

$$M_{y,Sd} = 1568 \text{ kNm}$$

$$V_{z,Sd} = -735.5 \text{ kN}$$

Tab. C-5

- in globalen Koordinaten



horizontal $H_{Sd} = -\cos(33.4^\circ) \cdot 28403 \text{ kN} - \cos(56.6^\circ) \cdot 735.5 \text{ kN}$
 $H_{Sd} = -24117.06 \text{ kN}$

vertikal $V_{Sd} = -\sin(33.4^\circ) \cdot 28403 \text{ kN} - \sin(56.6^\circ) \cdot 735.5 \text{ kN}$
 $V_{Sd} = -16249.34 \text{ kN}$

Spannungen:

- infolge Horizontalkraft in allen Nähten an Verankerungsplatte (Punkt 1,2,3):

$$\sigma_{1,2,3} = \frac{H_{Sd}}{A_H} \quad \sigma_{1,2,3} = -143.4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- infolge Vertikalkraft in vertikalen Nähten an Verankerungsplatte und Nähten an Lagerblech (Punkt 2,3,4) :

$$\sigma_4 = \frac{V_{Sd}}{A_V} \quad \sigma_4 = -68.71 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{2,3} = \frac{V_{Sd}}{A_V} \quad \tau_{2,3} = -68.71 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- infolge Biegemoment M_y in allen Nähten (Punkt 1,2,3,4) :

$$\sigma_1 = \frac{M_{y,Sd}}{I_y} \cdot (1185 - 513) \text{mm} \quad \sigma_1 = 20.62 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{M_{y,Sd}}{I_y} \cdot (972 - 513) \text{mm} \quad \sigma_2 = 14.08 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{M_{y,Sd}}{I_y} \cdot (50 - 513) \text{ mm}$$

$$\sigma_3 = -14.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_4 = \frac{M_{y,Sd}}{I_y} \cdot (-513) \text{ mm}$$

$$\tau_4 = -15.74 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Vergleichsspannungen:

$$\sigma_{V1} = (-143 + 21) \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{V1} = -122 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{V2} = \sqrt{(-143 + 14)^2 + 3 \cdot (-69)^2} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{V2} = 175.85 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{V3} = \sqrt{(-143 - 14)^2 + 3 \cdot (-69)^2} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{V3} = 197.31 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{V4} = \sqrt{(-69)^2 + 3 \cdot (-16)^2} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{V4} = 74.36 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Grenzspannung: $\sigma_{W,Rd} = \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$

ENV 1993-1-1
Anh. M

mit der Zugfestigkeit (S460): $f_u = 550 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

dem Korrelationsfaktor: $\beta_w = 0.9$

dem Teilsicherheitsbeiwert: $\gamma_{Mw} = 1.25$

ENV 1993-2
Tab. 6.1

folgt: $\sigma_{W,Rd} = \frac{550 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{0.9 \cdot 1.25}$ $\sigma_{W,Rd} = 488.89 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Nachweis: $\sigma_{V3} = 197.31 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \sigma_{W,Rd} = 488.89 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ NW erfüllt!

4.2.3 Nachweise der Ermüdungsfestigkeit

Wie die Berechnungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit gezeigt haben, tritt im Punkt 3 die größte Normalspannung auf. Deshalb wird in diesem Punkt auch das Spannungsspiel aus Verkehr am größten sein. Die anderen Punkte müssen daher nicht untersucht werden.

Charakteristische Schnittgrößen am Bogenfußpunkt:

- aus Eigengewicht und Verkehr auf beiden Gleisen: $N_{EG,2Gl} = -19932 \text{ kN}$ *Abb. C-63,64*

$$V_{z,EG} = -509 \text{ kN}$$

$$M_{y,EG,2Gl} = 1057 \text{ kNm}$$

- aus Eigengewicht: $N_{EG} = -12189 \text{ kN}$ *Abb. C-55,56*

$$V_{z,EG} = -295 \text{ kN}$$

$$M_{y,EG} = 586.5 \text{ kNm}$$

- Umrechnung in globale Koordinaten:

$$\begin{aligned} \text{horizontal:} \quad H_{EG,2GI} &= -\cos(33.4^\circ) \cdot 19932 \text{ kN} - \cos(56.6^\circ) \cdot 509 \text{ kN} \\ H_{EG,2GI} &= -16920.38 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_{EG} &= -\cos(33.4^\circ) \cdot 12189 \text{ kN} - \cos(56.6^\circ) \cdot 295 \text{ kN} \\ H_{EG} &= -10338.35 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{vertikal:} \quad V_{EG,2GI} &= -\sin(33.4^\circ) \cdot 19932 \text{ kN} - \sin(56.6^\circ) \cdot 509 \text{ kN} \\ V_{EG,2GI} &= -11397.12 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{EG} &= -\sin(33.4^\circ) \cdot 12189 \text{ kN} - \sin(56.6^\circ) \cdot 295 \text{ kN} \\ V_{EG} &= -6956.09 \text{ kN} \end{aligned}$$

Vorhandene Spannungsschwingbreite im Punkt 3:

(Spannungsermittlung: vgl. Kap. D-4.2.2)

$$\sigma_{EG,2GI} = \frac{H_{EG,2GI}}{A_H} + \frac{M_{y,EG,2GI}}{I_y} \cdot (50 - 513) \cdot \text{mm} \quad \sigma_{EG,2GI} = -110.18 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{EG} = \frac{H_{EG}}{A_H} + \frac{M_{y,EG}}{I_y} \cdot (50 - 513) \cdot \text{mm} \quad \sigma_{EG} = -66.79 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta\sigma_{UIC} = \phi \cdot \lambda \cdot |\sigma_{EG,2GI} - \sigma_{EG}| \quad \Delta\sigma_{UIC} = 1 \cdot 0.5 \cdot |-110.2 + 66.8| \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta\sigma_{UIC} = 21.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ertragbare Spannungsschwingbreite:

Der maßgebende Kerbfall in diesem Punkt geht davon aus, dass sich in der nicht durchgeschweißten Kehlnaht ein Riss im Schweißgut bildet.
Dies wird durch das Konstruktionsdetail 2 mit der Kerbgruppe 36 beschrieben.

ENV 1993-2
Tab. L 5

$$\Delta\sigma_c = 36 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Nachweis:} \quad \frac{\Delta\sigma_{UIC}}{\Delta\sigma_c} \cdot \gamma_{Mf} = \frac{21.7}{36} \cdot 1.15 = 0.69 < 1 \quad \text{NW erfüllt!}$$

4.3 Bemessung des Lagerbleches

Das Lagerblech wird vereinfachend als durch die Verankerungsplatte und die Steifen gestütztes Blech berechnet. Dies ist nur für den Lastfall Konstruktionseigengewicht relevant, da nach dem Anspannen der Spannglieder der Beton auch auf der Rückseite der Verankerungsplatte eingebracht wird und dieser die Lagerplatte kontinuierlich stützt. Daher wird die Biegebemessung nur für den Lastfall Eigengewicht durchgeführt. Da darin auch die Lasten der Schotterfahrbahn berücksichtigt sind, liegt der Nachweis auf der sicheren Seite.

Bemessungsauflagerkraft für maßgebendes inneres Auflager :

$$A_V = \frac{17206.1\text{kN}}{2} + \frac{5940.9\text{kNm}}{1.04\text{m}} \quad A_V = 14315.45\text{ kN}$$

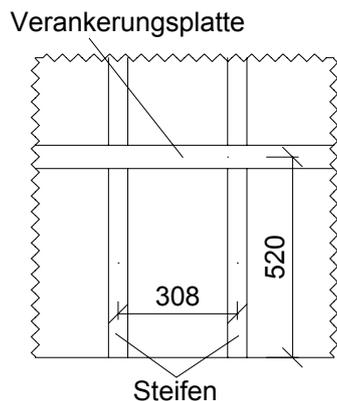
Tab. C-10

Unter Berücksichtigung der Lagerfläche ergibt sich die Lagerpressung auf das Lagerblech:

$$\sigma_{LP} = \frac{14315.5\text{kN}}{104.94\text{cm}^2} \quad \sigma_{LP} = 14.64 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Die Ermittlung der Schnittgrößen in der Fußplatte erfolgt nach dem in [4] Petersen, C. vorgestellten Verfahren. Dabei wird ein Fußplattenfeld betrachtet, welches durch zwei Steifen und die Verankerungsplatte begrenzt wird. Es handelt sich um eine dreiseitig gestützte Platte mit eingespannten Rändern.

[4] Petersen, C., S. 589



$$a = 520\text{mm} \quad b = 308\text{mm}$$

$$\frac{a}{b} = 1.69 \Rightarrow \text{Tafel 12.2, S.593} \quad k = 0.128$$

Das Stützmoment unter den Steifen wird maßgebend.

$$M_{Sd} = k \cdot \sigma_{LP} \cdot a \cdot b$$

$$M_{Sd} = 0.128 \cdot 14.64 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 1601\text{cm}^2$$

$$M_{Sd} = 300.01 \frac{\text{kN} \cdot \text{cm}}{\text{cm}}$$

Spannungen in der Fußplatte:

$$\text{mit } t = 60\text{mm} \quad \text{folgt} \quad W = \frac{(70\text{mm})^2}{6} \quad W = 8.17 \frac{\text{cm}^3}{\text{cm}}$$

$$\text{und damit ist} \quad \sigma_{\text{vorh}} = \frac{300\text{kN} \cdot \text{cm}}{8.17\text{cm}^3} \quad \sigma_{\text{vorh}} = 367.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Nachweis: } \sigma_{\text{vorh}} = 367.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \frac{430 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1.1} = 390.91 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{NW erfüllt !}$$

4.4 Lasteinleitung der Vorspannkraft

Die Spannglieder leiten die Vorspannkraft direkt in die Verankerungsplatte ein (vgl. Abb. D-4). In diese werden ein Löcher geschnitten, in die DYWIDAG -Verankerungsscheiben eingesetzt werden. Da die unmittelbaren Lastausbreitungsbereiche der Längsspannglieder von den Blechen des Bogenquerschnittes umschlossen sind, kann auf die Wendelbewehrung und Spaltzugbewehrung laut Zulassung verzichtet werden. Im Folgenden wird nachgewiesen, dass die Betonpressung innerhalb der zulässigen Werte bleibt.

Im weiteren Verlauf treten durch die Lastausbreitung und Spanngliedverziehung horizontale und vertikale Spaltzugkräfte auf, die durch eine Bügelbewehrung aufgenommen werden müssen. Durch die vorhandene Quervorspannung wird die einzulegende Bewehrungsmenge sehr klein sein. Daher wird in dieser Arbeit auf deren Ermittlung verzichtet.

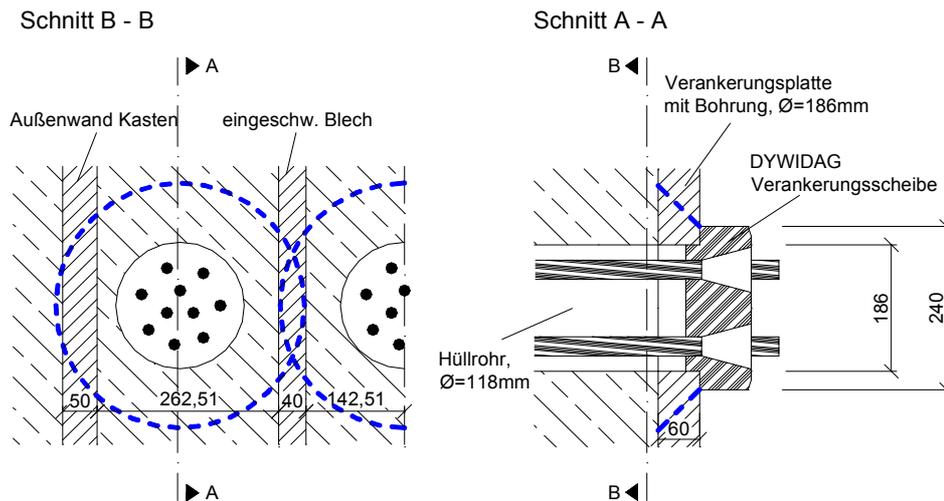


Abbildung D-4: Lastausbreitung der Längsvorspannkraft

Innerhalb der Verankerungsplatte wird von einer Lastausbreitung unter 45° ausgegangen, damit ergeben sich die in Abbildung D-4 gestrichelt dargestellten Lastverteilungsflächen.

Da diese Flächen zum Teil aus Beton und aus Stahl bestehen, muss die ideale Fläche ermittelt werden. Die Fläche des Hüllrohres wird nicht mit berücksichtigt, da dies zum Zeitpunkt des Vorspannens noch mit mit Beton verpresst ist.

Lastverteilungsfläche der äußeren SG:

$$\text{Fläche des Lastverteilungskreises} \quad A_{LV} = \frac{\pi \cdot (360\text{mm})^2}{4} \quad A_{LV} = 1017.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Hüllrohrfläche} \quad A_H = \frac{\pi \cdot (186\text{mm})^2}{4} \quad A_H = 271.72 \text{ cm}^2$$

$$\text{enthaltene Stahlfläche} \quad A_S = 155.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{enthaltene Betonfläche} \quad A_C = A_{LV} - A_H - A_S \quad A_C = 590.36 \text{ cm}^2$$

Lastverteilungsfläche der mittleren SG:

$$\text{enthaltene Stahlfläche} \quad A_S = 109.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{enthaltene Betonfläche} \quad A_C = A_{LV} - A_H - A_S \quad A_C = 636.96 \text{ cm}^2$$

Ideelle Flächen:

$$\text{mit} \quad n = \frac{210000}{37000} \quad n = 5.68$$

$$\text{folgt} \quad A_{i,\text{außen}} = 590.4 \text{ cm}^2 + 155.8 \text{ cm}^2 \cdot 5.68 \quad A_{i,\text{außen}} = 1475.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{i,\text{mitte}} = 636.96 \text{ cm}^2 + 109.2 \text{ cm}^2 \cdot 5.68 \quad A_{i,\text{mitte}} = 1257.22 \text{ cm}^2$$

vorhandene Spannungen:

Mit einer Spannkraft von 4197 kN je Spannmitglied unmittelbar nach der Lastaufbringung ergeben sich folgende Betonspannungen.

$$\sigma_{c.außen} = \frac{4197 \text{ kN}}{1475.3 \text{ cm}^2} \quad \sigma_{c.außen} = 28.45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{c.mitte} = \frac{4197 \text{ kN}}{1257.2 \text{ cm}^2} \quad \sigma_{c.mitte} = 33.38 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Die Stahlspannungen sind im Überschneidungsbereich der beiden Lastverteilungskreise am größten:

$$\sigma_S = \left(28.45 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} + 33.38 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right) \cdot 5.68$$

$$\sigma_S = 351.19 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nachweise: $\sigma_{c.mitte} = 33.38 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{50}{1.5} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 33.33 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ NW erfüllt!

$\sigma_S = 351.19 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = \frac{f_y}{\gamma_M} = \frac{430}{1.1} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 390.91 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ NW erfüllt!

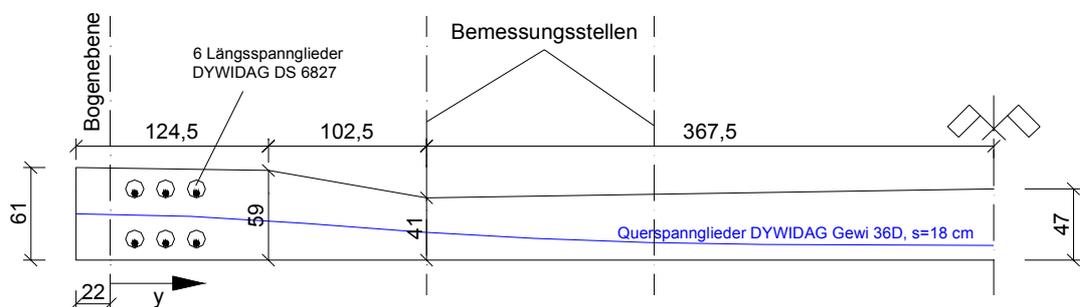
5. Fahrbahnplatte aus Beton

Der Untergurt besteht aus einer Betonplatte, die sowohl in Längs- als auch in Quer- richtung vorgespannt ist. Die Längsvorspannung wird durch 12 Litzenspannglieder DYWIDAG AS 6827 aufgebracht. Davon befinden liegen 6 Spannglieder an jedem Rand der Fahrbahnplatte. Der Schwerpunkt der Spanngliedfläche befindet sich dabei genau im Schwerpunkt der Fahrbahnplatte.

Die Quervorspannung wird durch DYWIDAG GEWI Stähle mit einem Durchmesser von 36 mm aufgebracht. Diese Stähle liegen so in der Betonplatte dass neben der Normalkraft aus Vorspannung ein Biegemoment aus Vorspannung entsteht, welches dem Moment aus Eigengewicht und Verkehr entgegenwirkt.

Die Vorspannkraft nach Kriechen, Schwinden und Relaxation wurde in der Vorbemessung (vgl. Kap. B-1.2) hinreichend genau bestimmt. Eine erneute Berechnung wird nicht durchgeführt.

Die genauen Abmessungen des Plattenquerschnittes und die Lage der Spannglieder können der Abbildung D-5 entnommen werden.



	[cm]																											
Y - Ordinate	-22	0	25	50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350	375	400	425	450	475	500	525	550	572,5			
Plattendicke	61,0	60,7	60,3	59,9	59,5	59,1	55,1	50,7	46,7	42,0	41,4	41,8	42,2	42,6	43,0	43,4	43,8	44,2	44,6	45,0	45,4	45,8	46,2	46,6	47,0			
Spanngliedlage von UK FB	30,5	30,4	29,8	28,8	27,6	26,0	24,2	22,3	20,4	18,5	16,9	15,5	14,2	13,2	12,3	11,6	11,0	10,6	10,2	10,0	9,8	9,7	9,6	9,6	9,6			

Abbildung D-5: Spanngliedlage in der Fahrbahn

In diesem Kapitel werden folgende Nachweise geführt:

- Biegetragfähigkeit in Plattenmitte
- Biegetragfähigkeit in Bogenebene
- Querkraftbemessung in Bogenebene
- Tragfähigkeit der Längsspannglieder
- Beschränkung der Rissbreite unter Gebrauchslasten

Die Technischen Daten der Spannglieder und die Bestimmung der zulässigen Betondeckung können den *Kapiteln B-1.2.1 und B-3.1* entnommen werden.

5.1 Biegetragfähigkeit in Plattenquerrichtung

Die Biegebemessung wird an zwei Schnitten in Brückenmitte durchgeführt. Zum einen wird die Stelle des maximalen Biegemomentes unter einer Gleisachse und zum anderen die Stelle mit der geringsten Plattendicke untersucht.

5.1.1 Bruchsicherheitsnachweis unter Gleisachse

Bemessungsschnittgrößen in
Schwerachse Beton: $M_{y,Sd} = 800 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$ *Tabelle C-8*

$$N_{y,Sd} = -4169.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{aus Vorspannung})$$

Moment M_y , bezogen auf
die Spannstahlachse:

$$M_{Sdp} = 800 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Statisch bestimmte Momente infolge Vorspannung finden keinen Eingang in die Formel, da sie keine Schnittkräfte im Bruchzustand verursachen.

Bezogenes Moment:

mit der statischen Nutzhöhe des Spannstahles $d_p = 43.5\text{cm} - 11.6\text{cm} = 31.9\text{cm}$

folgt
$$\mu_{Sdp} = \frac{M_{Sdp}}{b \cdot d_p^2 \cdot f_{cd}} = \frac{800\text{kNm}}{(32\text{cm})^2 \cdot 33.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \text{m}} = 0.23$$
 ENV 1992-1-1
Kap. 2.3.2

=> Ablesung aus Bemessungsdiagramm $\zeta = 0.84 \quad \xi = 0.38 \quad \Delta\varepsilon_p = 0.58\%$ *[12]Schneider,*
K.-J.; S.5.146

Daraus ergeben sich die Druckzonenhöhe und der innere Hebelarm zu:

$$x = \xi \cdot d_p = 0.38 \cdot 0.33\text{m} = 0.13\text{m} \quad z = \zeta \cdot d_p = 0.84 \cdot 0.33\text{m} = 0.28\text{m}$$

Um den erforderlichen Spannstahlquerschnitt zu erhalten, muss die im Spannglied wirksame Spannung bekannt sein. Aufschluss darüber gibt die vorhandene Dehnung:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon_p \quad (\text{Vordehnung und Zusatzdehnung})$$

Da schon die mit 0,58% ausgewiesene Zusatzdehnung bei einem E-Modul von 200000 N/mm² auf zu hohe Spannungen führt, gilt die Obergrenze des Bemessungswertes:

ENV 1992-1-1
Kap. 4.2.3.3.3

$$f_{pd} = 0.9 \cdot \frac{f_{pk}}{\gamma_s} = \frac{0.9 \cdot 1230\text{N}}{1.15 \cdot \text{mm}^2} = 962.61 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Damit erhält man als erforderlichen Querschnitt der Spannstahlbewehrung:

$$\text{erf}_{A_p} = \frac{1}{f_{pd}} \left(\frac{M_{Sdp}}{z} \right) = \frac{1}{963 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \cdot \left(\frac{800 \text{kN}}{0.28 \text{m}} \right) = 29.67 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Nachweis: } \text{erf}_{A_p} = 29.67 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < \text{vorh}_{A_p} = \frac{10.18 \text{cm}^2}{18 \text{cm}} = 56.56 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{NW erfüllt!}$$

Es ist keine zusätzliche schlaffe Bewehrung erforderlich. Es wird lediglich die Mindestbewehrung bzw. die Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite zugelegt.

$$\text{Kontrolle der Druckzone: } A_{cc,red} = 0.8 \cdot 0.13 \text{m} = 1040 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$F_{cd} = A_{cc,red} \cdot f_{cd} > F_{pd} = \text{erf}_{A_p} \cdot f_{pd}$$

$$1040 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \cdot 33 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 3432 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > 29.67 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \cdot 963 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 2857.22 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{NW erfüllt!}$$

5.1.2 Biegebemessung bei minimaler Plattendicke

An dieser Stelle befinden sich die Spannglieder der Quervorspannung annähernd in der Mitte des Querschnittes. Daher werden sie für den Nachweis der Biegetragfähigkeit nicht berücksichtigt.

$$\text{Bemessungsschnittgrößen: } M_{y,Sd} = 797.0 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Tab. C-8

(x=50m, y=3,525m)

$$N_{y,Sd} = -4168.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Biegebemessung:

$$\text{mit der statischen Höhe } d = h - \text{nom}_c - \frac{d_{sq}}{2} = (41 - 5 - 1) \text{cm} = 35 \text{cm}$$

folgt

$$M_{Sd,s} = M_{x,Sd} - N_{x,Sd} \cdot z_s = 797 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} + 4186.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0.15 \text{m} = 1424.91 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$\mu_{Sd,s} = \frac{M_{Sd,s}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1424.9 \text{kN}}{(0.35 \text{m})^2 \cdot 33.33 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0.35$$

$$\Rightarrow \text{Ablesung aus Bemessungsdiagramm } \zeta = 0.70 \quad \xi = 0.74 \quad \Delta \varepsilon_{s1} = 0.12\%$$

[12] Schneider, K.-J.; S. 5.146

Daraus ergeben sich die Druckzonenhöhe und der innere Hebelarm zu:

$$x = \xi \cdot d = 0.74 \cdot 0.35 \text{m} = 0.26 \text{m} \quad z = \zeta \cdot d = 0.70 \cdot 0.35 \text{m} = 0.24 \text{m}$$

und damit die erforderliche Bewehrungsmenge:

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}} \cdot \left(\frac{M_{Sd,s}}{z} + N_{Sd} \right) = \frac{1}{435 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}} \cdot \left(\frac{1424.9 \text{kN}}{0.24 \text{m}} - 4186.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) = 40.25 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{gewählt: } \varnothing 20, s = 10 \text{ cm mit } \text{vorh}_{A_s} = 31.4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

5.2 Biegetragfähigkeit in Plattenlängsrichtung

5.2.1 Biegebemessung in Plattenmitte

Die Biegebemessung in Längsrichtung wird an der Stelle des maximalen Biegemomentes in Brückenmitte durchgeführt. Die dabei erhaltene Bewehrungsmenge wird auf der gesamten Plattenunterseite eingelegt.

Bemessungsschnittgrößen: $M_{x,Sd} = 313.4 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$ Tab. C-8
 ($x=50\text{m}, y=5,025\text{m}$) $N_{x,Sd} = 511.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Wahl des Bemessungsverfahrens:

$$e = \frac{M_{x,Sd}}{N_{x,Sd}} = 0.61 \text{ m} > z_s = 0.17 \text{ m} \quad \Rightarrow \text{Biegebemessung mit "Allgemeinem Bemessungsdiagramm"} \quad [13] \text{ Curbach, Schlüter, S. 152}$$

Biegebemessung:

mit der statischen Höhe $d = h - \text{nom_c} - \frac{d_{sq}}{2} = (45.6 - 5 - 1)\text{cm} = 39.6 \text{ cm}$
 folgt

$$M_{Sd,s} = M_{x,Sd} - N_{x,Sd} \cdot z_s = 313.4 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} - 511.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0.17 \text{ m} = 226.51 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$\mu_{Sd,s} = \frac{M_{Sd,s}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{226.5 \text{ kN}}{(0.396 \text{ m})^2 \cdot 33.33 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0.04$$

=> Ablesung aus Bemessungsdiagramm $\zeta = 0.97 \quad \xi = 0.08 \quad \Delta \epsilon_{s1} = 2\% \quad [12] \text{ Schneider, K.-J.; S. 5. 146}$
 $\Delta \epsilon_c = -0.18\%$

Daraus ergeben sich die Druckzonenhöhe und der innere Hebelarm zu:

$$x = \xi \cdot d = 0.08 \cdot 39.6 \text{ cm} = 0.03 \text{ m} \quad z = \zeta \cdot d = 0.97 \cdot 39.6 \text{ cm} = 0.38 \text{ m}$$

und damit die erforderliche Bewehrungsmenge:

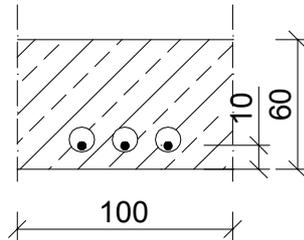
$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}} \cdot \left(\frac{M_{Sd,s}}{z} + N_{Sd} \right) = \frac{1}{435 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}} \cdot \left(\frac{226.5 \text{ kN}}{0.38 \text{ m}} + 511.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) = 25.45 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

gewählt: $\emptyset 20, s = 12 \text{ cm}$ mit $\text{vorh_}A_s = 26.2 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Diese Bewehrung wird über der gesamte Fahrbahnbreite eingelegt.

5.2.2 Bruchsicherheitsnachweis in Bogenebene

Da die Längsspannglieder in dem betrachteten Bereich liegen, wird der Nachweis für das maximale Biegemoment M_x in Form eines Bruchsicherheitsnachweises für die Längsspannglieder geführt. Dabei wird ein Plattenstreifen mit 1 m Breite betrachtet, in dem nur die in der Biegezugzone liegenden Spannglieder berücksichtigt werden.



Bemessungsschnittgrößen in Schwerachse Beton:

$$M_{x.Sd} = 512.5 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Abb. C-38,

$$N_{x.Sd} = 1207 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Abb. C-39

Moment M_y , bezogen auf die Spannstahlachse:

$$M_{Sdp} = M_{x.Sd} - N_{x.Sd} \cdot z_p = 512.5 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} - 1207 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0.2\text{m} = 271.1 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Bezogenes Moment:

mit der statischen Nutzhöhe des Spannstahles $d_p = 0.6\text{m} - 0.1\text{m} \quad d_p = 0.5\text{m}$

$$\text{folgt} \quad \mu_{Sdp} = \frac{M_{Sdp}}{b \cdot d_p^2 \cdot f_{cd}} = \frac{271.1 \text{kNm}}{(0.5\text{m})^2 \cdot 33.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \text{m}} = 0.03$$

ENV 1992-1-1
Kap. 2.3.2

=> Ablesung aus Bemessungsdiagramm $\zeta = 0.98 \quad \xi = 0.07 \quad \Delta\epsilon_p = 2\%$

[12]Schneider,
K.-J.; S.5.146

Daraus ergeben sich die Druckzonenhöhe und der innere Hebelarm zu:

$$x = \xi \cdot d_p = 0.07 \cdot 0.5\text{m} = 0.04\text{m}$$

$$z = \zeta \cdot d_p = 0.98 \cdot 0.5\text{m} = 0.49\text{m}$$

Um den erforderlichen Spannstahlquerschnitt zu erhalten, muss die im Spannglied wirksame Spannung bekannt sein. Aufschluss darüber gibt die vorhanden Dehnung:

$$\epsilon_p = \epsilon_{pm} + \Delta\epsilon_p \quad (\text{Vordehnung und Zusatzdehnung})$$

Da schon die mit 2% ausgewiesene Zusatzdehnung bei einem E-Modul von 195000 N/mm² auf zu hohe Spannungen führt, gilt die Obergrenze des Bemessungswertes:

ENV 1992-1-1
Kap. 4.2.3.3.3

$$f_{pd} = 0.9 \cdot \frac{f_{pk}}{\gamma_s} = \frac{0.9 \cdot 1770\text{N}}{1.15 \cdot \text{mm}^2} = 1385.22 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Damit erhält man als erforderlichen Querschnitt der Spannstahlbewehrung:

$$\text{erf}_{A_p} = \frac{1}{f_{pd}} \left(\frac{M_{Sdp}}{z} + N_{Sd} \right) = \frac{1}{1385.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \cdot \left(\frac{271.1 \text{ kN}}{0.49 \text{ m}} + 1207 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) = 12.71 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Nachweis:

$$\text{erf}_{A_p} = 12.71 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < \text{vorh}_{A_p} = 6 \cdot 4050 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 243 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{NW erfüllt!}$$

Es ist keine zusätzliche schlaffe Bewehrung erforderlich. Es wird lediglich die Mindestbewehrung bzw. die Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite zugelegt.

5.3 Tragfähigkeitssnachweis der Längsspannglieder

Im Folgenden wird gezeigt, dass die Längsspannglieder zusätzlich zu ihrer Vorspannkraft auch die über den Untergurtquerschnitt aufaddierte Zugmembrankraft aufnehmen können. Die Vorspannkraft nach Kriechen, Schwinden und Relaxation wurde im Rahmen der Vorbemessung (vgl. Kap. B-3) hinreichend genau bestimmt. Eine erneute Berechnung findet daher nicht statt.

Auf der sicheren Seite liegend, wird die vorhandene schlaffe Bewehrung vernachlässigt.

Ermittlung der resultierenden Membrankraft für halben Untergurt:

$$N_x = \left(\begin{array}{l} 626.3 \cdot 0.7 + \frac{626.3 + 783.5}{2} \cdot 1.5 + \frac{783.5 + 996.7}{2} \cdot 1.5 \dots \\ + \frac{1018.8 + 1174.0}{2} + \frac{1584.2 + 1082.8}{2} \cdot 1.025 \end{array} \right) \cdot \text{kN}$$

Tab. C-8

$$N_x = 5294.15 \text{ kN}$$

Mit der Vorspannkraft in den 6 Spanngliedern einer Brückenhälfte, beträgt die aufzunehmende Zugkraft:

$$N_{Sd} = 23121.8 \text{ kN} + 5294.2 \text{ kN} \quad N_{Sd} = 28416 \text{ kN}$$

Mit einer zulässigen Spannung von $f_{pd} = 0.9 \cdot \frac{f_{pk}}{\gamma_s} = \frac{0.9 \cdot 1770 \text{ N}}{1.15 \cdot \text{mm}^2} = 1385.22 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

folgt der Nachweis:

$$N_{Sd} = 28416 \text{ kN} < N_{Rd} = A_p \cdot f_{pd} = 6 \cdot 4050 \text{ mm}^2 \cdot 1385 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 33655.5 \text{ kN} \quad \text{NW erfüllt!}$$

5.4 Querkrafttragfähigkeit an der Hängerverankerung

In diesem Kapitel wird die Stelle der Hängerverankerung untersucht, da hier die größte örtliche Lasteinleitung in die Platte stattfindet.

5.4.1 Nachweis in Plattenquerrichtung

Bemessungsschnittgrößen: $V_{Sd} = 659.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad N_{Sd} = -4268.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Abb. C-41

Für Bauteile ohne Schubbewehrung ermittelt sich der Bemessungswiderstand

ENV 1992-1-1
Kap. 4.3.2.3

mit: Grundwert der Schubspannung $\tau_{Rd} = 0.48 \frac{N}{mm^2}$

Statische Höhe $d = 0.6m - 0.06m \quad d = 0.54m$

Längsspannung aus Vorspannung: $\sigma_{cp} = \frac{N_{Sd}}{A_c} = \frac{4248.8kN}{0.6m^2} = 7.08 \frac{N}{mm^2}$

Längsbewehrungsgrad: $\rho_l = \frac{A_{s1}}{d} = \frac{31.4cm^2}{0.54m^2} = 0.01$

zu: $V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_l) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot d$

$$V_{Rd1} = [0.48 \cdot (1.2 + 40 \cdot 0.01) + 0.15 \cdot 7.08] \cdot 0.54 \cdot 1000 \cdot \frac{kN}{m} = 988.2 \frac{kN}{m}$$

Der Nachweis ergibt sich zu:

$$\frac{N_{Sd}}{V_{Rd1}} = \frac{659.5kN}{988.2kN} = 0.67 < 1 \quad \text{NW erfüllt !}$$

5.4.2 Nachweis in Plattenlängsrichtung

Bemessungsschnittgrößen: $V_{Sd} = 645.5 \frac{kN}{m} \quad N_{Sd} = 2536 \frac{kN}{m}$

Abb. C-40, C-39

Für Bauteile ohne Schubbewehrung ermittelt sich der Bemessungswiderstand

ENV 1992-1-1
Kap. 4.3.2.3

mit: Grundwert der Schubspannung $\tau_{Rd} = 0.48 \frac{N}{mm^2}$

Statische Höhe $d = 0.6m - 0.06m \quad d = 0.5m$

Längsspannung aus Vorspannung: $\sigma_{cp} = \frac{N_{Sd}}{A_c} = \frac{-2536kN}{0.6m^2} = -4.23 \frac{N}{mm^2}$

Längsbewehrungsgrad: $\rho_l = \frac{A_{s1}}{d} = \frac{243cm^2}{0.5m^2} = 0.05$

zu: $V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_l) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot d$

$$V_{Rd1} = [0.48 \cdot (1.2 + 40 \cdot 0.05) - 0.15 \cdot 4.23] \cdot 0.5 \cdot 1000 \cdot \frac{kN}{m} = 450.75 \frac{kN}{m}$$

Der Nachweis ergibt sich zu:

$$\frac{N_{Sd}}{V_{Rd1}} = \frac{645.5kN}{450.75kN} = 1.43 > 1 \quad \text{NW nicht erfüllt !}$$

Es müssen also Schubbügel eingelegt werden. Im Folgenden wird eine Bemessung der Schubbügel nach dem Standardverfahren (45° Druckstrebenneigung) durchgeführt.

ENV 1992-1-1
Kap. 4.3.2.4.3

Bemessungswiderstand V_{Rd2} :

$$V_{Rd2} = 0.5 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d = 0.5 \cdot 16.7 \frac{MN}{m^2} \cdot 0.9 \cdot 0.5m = 3.76 \frac{MN}{m} > V_{Sd} = 0.65 \frac{MN}{m}$$

Da diese Bedingung erfüllt ist, ermittelt sich der Querschnitt der Schubbewehrung zu:

$$a_{sw} = \frac{V_{Sd} - V_{Rd1}}{f_{y,wd} \cdot 0.9 \cdot d} = \frac{645.5 \text{ kN} - 450.75 \text{ kN}}{435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 0.9 \cdot 0.5 \text{ m}} = 9.95 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

gewählt: Bügel, $\emptyset 10$ s = 15 cm (vierschnittig) mit $\text{vorh}_{a_{sw}} = 21.1 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Der gewählte Querschnitt muss noch mit der Mindestbügelbewehrung verglichen werden:

Mindestbewehrungsgrad $\rho_w = 0.0013$

ENV 1992-1-1
Tab. 5.5

Mindestbügelquerschnitt

$$\text{erf}_{a_{s,Bü}} = \rho_w \cdot b_w = 0.0013 \cdot 1 \text{ m} = 13 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < \text{vorh}_{a_{sw}} = 21.1 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{NW erfüllt!}$$

ENV 1992-1-1
Kap. 5.4.2.2

Weiterhin sind die Längsabstände der Bügel begrenzt:

$$\text{mit: } \frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} = \frac{645.5}{3760} = 0.17 \quad \text{ergibt sich: } \begin{array}{l} \text{zul. Längsabstand} = 20 \text{ cm} \\ \text{zul. Querabstand} = 50 \text{ cm} \end{array}$$

Diese Bedingungen werden von der gewählten Bewehrung eingehalten. Weiterhin wird die Mindestbügelbewehrung in Querrichtung mit den gewählten Bügeln abgedeckt.

5.5 Nachweis der Rissbreitenbegrenzung

Die Brücke wird der Umweltklasse 3 zugeordnet. Deshalb muss der Nachweis der Rissbreitenbegrenzung für die maßgebende "häufige Lastkombination" erbracht werden.

ENV 1992-2
Kap. 4.4.0.3

Maximale Zugspannungen:

Für die Betrachtung der Fahrbahnunterseite ist die Lastkombination G-2 (Verkehr auf beiden Gleisen, symmetr. Vollast) maßgebend.

$$\text{in Brückenmitte, unter Gleisachse } \sigma_{x,u} = 3.14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{y,u} = 3.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Abb. C-60,61

Auf der Fahrbahnoberseite treten die maximalen Zugspannungen vor dem Aufbringen der Schotterfahrbahn auf. Es wird eine Kombination der Lastfälle 1 (Konstruktions-eigengewicht) und 3 (Vorspannung) maßgebend.

Dabei tritt in Fahrbahnmitte folgende maximale Zugspannung auf:

$$\sigma_{y,o} = 1.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Abb. C-49

Da die auftretenden Zugspannungen immer unter der Zugfestigkeit des Betons bleiben, kann der Nachweis zur Beschränkung der Rissbreite mit dem Einlegen einer Mindestbewehrung erbracht werden.

ENV 1992-2
Kap. 4.4.2.3

Die Mindestbewehrung ermittelt sich mit:

$$k_c = 0.4$$

für Biegung

ENV 1992-2
Kap. 4.2.2.2

$$k = 1$$

für sekundäre Rissbildung

$$\eta = \sqrt{\frac{4.1}{2.5}} = 1.28 \quad \text{Faktor für Stahlspannung}$$

$$f_{ctm} = 4.1 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Zugfestigkeit}$$

$$\sigma_s = 200 \frac{N}{mm^2} \quad \text{gewählte Stahlspannung}$$

$$A_{ct} = 0.06 \frac{m^2}{m} \quad \text{Fläche der Zugzone vor Rissbildung, erhalten aus Spannungsverhältnis o/u}$$

Abb. C-59,60

zu: $A_s = 0.8 \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ctm} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s \cdot \eta} = 3.07 \frac{cm^2}{m}$

Auf der Plattenunterseite ist diese Mindestbewehrung durch die vorhandene Biegebewehrung in Längs- und Querrichtung bereits abgedeckt.
 Auf der Plattenoberseite wird in beiden Richtungen eine Mindestbewehrung von $\varnothing 10 \text{ s} = 15 \text{ cm}$ mit $vorh_A_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$ eingelegt.

6. Endquerträger

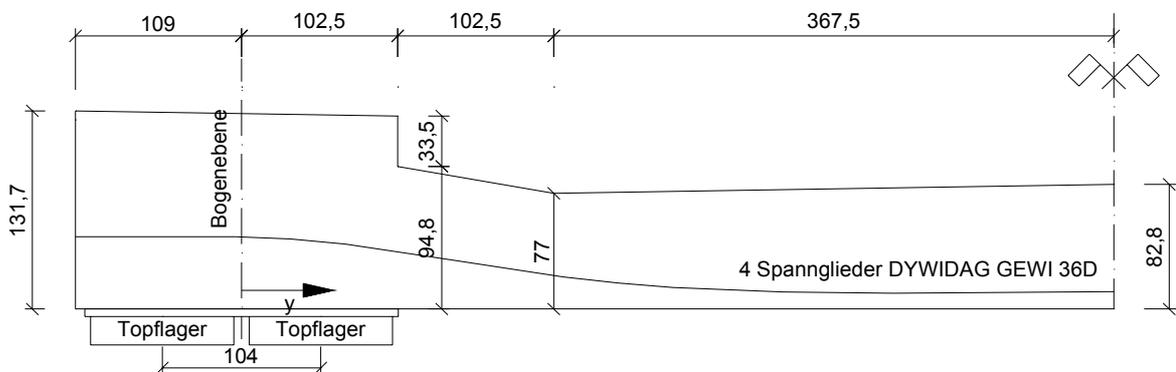
Der 1,5 m breite Endquerträger wird wie die Fahrbahn auch in Querrichtung mit DYWIDAG GEWI-Stählen vorgespannt. Diese Vorspannung vermindert die auftretenden Querzugspannungen, die ihrerseits durch die Lasteinleitung der Längsvorspannung hervorgerufen werden. Außerdem kann den auftretenden Biegemomenten aus Eigengewicht und Verkehr durch eine leicht exzentrische Lage entgegengewirkt werden.

Die Vorspannkraft nach Kriechen, Schwinden und Relaxation wurde in der Vorbemessung (vgl. Kap. B-1.2) für die Spannglieder in der Fahrbahnplatte durchgeführt. Da die Spanngliedlage im Endquerträger der in der Fahrbahnplatte sehr ähnelt wird dieser Wert übernommen. Dies liegt auf der sicheren Seite, weil die Verluste infolge Kriechen im weniger stark vorgespannten Endquerträger geringer ausfallen.

Im Rahmen dieser Arbeit werden folgende Nachweise geführt:

- Biegetragfähigkeit in Endquerträgermitte
- Biegetragfähigkeit an der Einspannung durch die Lager
- Querkraftbemessung neben Auflager

Die genauen Abmessungen des Querschnittes und die Lage der Spannglieder können den Abbildungen D-9 und D-10 entnommen werden.



[cm]	-109	0	25	50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350	375	400	425	450	475	500	525	550	572,5
Y - Ordinate	-109	0	25	50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350	375	400	425	450	475	500	525	550	572,5
Trägerhöhe	131,7	130,0	129,6	129,2	128,8	128,4	90,9	86,5	82,1	77,8	77,2	77,6	78,0	78,4	78,8	79,2	79,6	80,0	80,4	80,8	81,2	81,6	82,0	82,4	82,8
Spanngliedlage von UK EQT	48,0	48,0	47,1	45,1	42,2	38,6	34,4	30,5	26,4	22,9	20,4	18,6	17,0	15,7	14,7	13,8	13,1	12,6	12,2	11,9	11,8	11,6	11,6	11,6	11,6

Abbildung D-6: Spanngliedlage im Endquerträger

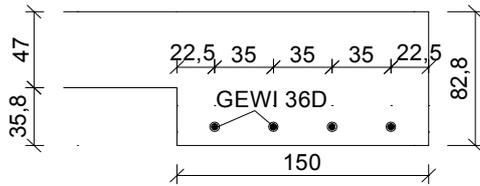


Abbildung D-7: Querschnitt des Endquerträgers in Fahrbahnmitte

Die Technischen Daten der Spannglieder und die Bestimmung der zulässigen Betondeckung können dem *Kapitel B-1.2.1* entnommen werden.

6.1 Biegetragfähigkeit für max. M_y aus LK T4

Die Biegebemessung wird in der Querträgermitte für das maximale Biegemoment M_y und an den Auflagern für das minimale Biegemoment M_y geführt.

6.1.1 Bruchsicherheitsnachweis in Trägermitte

Bemessungsschnittgrößen : $M_{y,Sd} = 594.4 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$ $N_{y,Sd} = -2916.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Tab. C-9

Moment M_y , bezogen auf die Spannstahlachse: $M_{Sdp} = 594.4 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$

Statisch bestimmte Momente infolge Vorspannung finden keinen Eingang in die Formel, da sie keine Schnittkräfte im Bruchzustand verursachen.

Bezogenes Moment:

mit der statischen Nutzhöhe des Spannstahles $d_p = 80\text{cm} - 11.6\text{cm} = 68.4\text{cm}$

folgt $\mu_{Sdp} = \frac{M_{Sdp}}{b \cdot d_p^2 \cdot f_{cd}} = \frac{594.4\text{kNm}}{(86.4\text{cm})^2 \cdot 33.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \text{m}} = 0.02$ ENV 1992-1-1
Kap. 2.3.2

=> Ablesung aus Bemessungsdiagramm $\zeta = 0.98$ $\xi = 0.06$ $\Delta\epsilon_p = 2\%$ [12]Schneider,
K.-J.; S.5.146

Daraus ergeben sich die Druckzonenhöhe und der innere Hebelarm zu:

$$x = \xi \cdot d_p = 0.06 \cdot 0.684\text{m} = 0.04\text{m} \quad z = \zeta \cdot d_p = 0.98 \cdot 0.684\text{m} = 0.67\text{m}$$

Um den erforderlichen Spannstahlquerschnitt zu erhalten, muss die im Spannglied wirksame Spannung bekannt sein. Aufschluss darüber gibt die vorhandene Dehnung:

$$\epsilon_p = \epsilon_{pm} + \Delta\epsilon_p \quad (\text{Vordehnung und Zusatzdehnung})$$

Da schon die mit 2 % ausgewiesene Zusatzdehnung bei einem E-Modul von 200000 N/mm² auf zu hohe Spannungen führt, gilt die Obergrenze des Bemessungswertes: ENV 1992-1-1
Kap. 4.2.3.3.3

$$f_{pd} = 0.9 \cdot \frac{f_{pk}}{\gamma_s} = \frac{0.9 \cdot 1230\text{N}}{1.15 \cdot \text{mm}^2} = 962.61 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Damit erhält man als erforderlichen Querschnitt der Spannstahlbewehrung:

$$\text{erf}_{A_p} = \frac{1}{f_{pd}} \left(\frac{M_{Sdp}}{z} \right) = \frac{1}{963 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \cdot \left(\frac{594.4\text{kN}}{0.67\text{m}} \right) = 9.21 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Nachweis: } \text{erf}_{A_p} = 9.21 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < \text{vorh}_{A_p} = \frac{10.18 \text{cm}^2}{35 \text{cm}} = 29.09 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{NW erfüllt!}$$

Es ist keine zusätzliche schlaffe Bewehrung erforderlich. Es wird lediglich die Mindestbewehrung bzw. die Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite zugelegt.

$$\text{Kontrolle der Druckzone: } A_{\text{cc,red}} = 0.8 \cdot 0.04 \text{m} = 320 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$F_{\text{cd}} = A_{\text{cc,red}} \cdot f_{\text{cd}} > F_{\text{pd}} = \text{erf}_{A_p} \cdot f_{\text{pd}}$$

$$320 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \cdot 33 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 1056 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > 9.21 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \cdot 963 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 886.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{NW erfüllt!}$$

6.1.2 Biegebemessung neben dem Auflager

An dieser Stelle befinden sich die Spannglieder der Quervorspannung annähernd in der Mitte des Querschnittes. Daher werden sie für den Nachweis der Biegetragfähigkeit nicht berücksichtigt. Die Bemessung wird für die minimale Querträgerdicke durchgeführt.

Bemessungsschnittgrößen:

$$\text{in Brückenmitte (x=50m, y=3,525m)} \quad M_{y,\text{Sd}} = 1884.2 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Tab. C-8

$$N_{y,\text{Sd}} = -1341.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Biegebemessung:

$$\text{mit der statischen Höhe} \quad d = h - \text{nom}_c - \frac{d_{\text{sq}}}{2} = (77 - 5 - 1) \text{cm} = 71 \text{cm}$$

folgt

$$M_{\text{Sd,s}} = M_{x,\text{Sd}} - N_{x,\text{Sd}} \cdot z_s = 1884.2 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} + 1341.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0.325 \text{m} = 2320.25 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$\mu_{\text{Sd,s}} = \frac{M_{\text{Sd,s}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{\text{cd}}} = \frac{2320.3 \text{kN}}{(0.71 \text{m})^2 \cdot 33 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0.14$$

$$\Rightarrow \text{Ablesung aus Bemessungsdiagramm} \quad \zeta = 0.9 \quad \xi = 0.22 \quad \Delta \varepsilon_{s1} = 1.2\%$$

[12] Schneider, K.-J.; S.5.146

Daraus ergeben sich die Druckzonenhöhe und der innere Hebelarm zu:

$$x = \xi \cdot d = 0.22 \cdot 0.71 \text{m} = 0.16 \text{m} \quad z = \zeta \cdot d = 0.9 \cdot 0.71 \text{m} = 0.64 \text{m}$$

und die erforderliche Bewehrungsmenge:

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{\text{sd}}} \cdot \left(\frac{M_{\text{Sd,s}}}{z} + N_{\text{Sd}} \right) = \frac{1}{435 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}} \cdot \left(\frac{2320.3 \text{kN}}{0.64 \text{m}} - 1341.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) = 52.5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{gewählt: } \varnothing 25, s = 8 \text{ cm} \quad \text{mit} \quad \text{vorh}_{A_s} = 61.4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Diese Bewehrung wird auf der Querträgeroberseite über die gesamte Länge eingelegt.

6.2 Querkrafttragfähigkeit am Auflagertrand

Bemessungsschnittgrößen: $V_{Sd} = 1162 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1.5\text{m} = 1743 \text{ kN}$ Tab. C-9

$$N_{Sd} = -1341.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1.5\text{m} = -2012.55 \text{ kN}$$

Für Bauteile ohne Schubbewehrung ermittelt sich der Bemessungswiderstand

ENV 1992-1-1
Kap. 4.3.2.3

mit: Grundwert der Schubspannung $\tau_{Rd} = 0.48 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Statische Höhe $d = 0.8\text{m} - 0.06\text{m} \quad d = 0.74\text{m}$

Querschnittsbreite: $b_w = 1.5\text{m}$

Längsspannung aus Vorspannung: $\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = \frac{1341.7\text{kN}}{0.8\text{m}^2} = 1.68 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Längsbewehrungsgrad: $\rho_l = \frac{A_{s1}}{d} = \frac{61.4\text{cm}^2}{0.74\text{m}^2} = 0.01$

zu: $V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_l) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot d \cdot b_w$

$$V_{Rd1} = [0.48 \cdot (1.2 + 40 \cdot 0.01) + 0.15 \cdot 1.68] \cdot 0.74 \cdot 1500 \cdot \text{kN} = 1132.2 \text{ kN}$$

Nachweis: $\frac{N_{Sd}}{V_{Rd1}} = \frac{1743\text{kN}}{1132.2\text{kN}} = 1.54 < 1$ NW nicht erfüllt!

Es müssen also Schubbügel eingelegt werden. Im Folgenden wird eine Bemessung der Schubbügel nach dem Standardverfahren (45° Druckstrebenneigung) durchgeführt.

ENV 1992-1-1
Kap. 4.3.2.4.3

Bemessungswiderstand:

$$V_{Rd2} = 0.5 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d = 0.5 \cdot 16.7 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \cdot 0.9 \cdot 0.74\text{m} \cdot 1.5\text{m} = 8341.65 \text{ kN} > V_{Sd} = 1743 \text{ kN}$$

Da diese Bedingung erfüllt ist, ermittelt sich der Querschnitt der Schubbewehrung

zu: $a_{sw} = \frac{V_{Sd} - V_{Rd1}}{f_{y,wd} \cdot 0.9 \cdot d} = \frac{1743\text{kN} - 1132.2\text{kN}}{435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 0.9 \cdot 0.74\text{m}} = 21.08 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

gewählt: Bügel, $\emptyset 10 \text{ s} = 20 \text{ cm}$ (sechsschnittig) mit $\text{vorh}_{a_{sw}} = 23.7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Der gewählte Querschnitt muss noch mit der Mindestbügelbewehrung verglichen werden:

Mindestbewehrungsgrad $\rho_w = 0.0013$

ENV 1992-1-1
Tab. 5.5

Mindestbügelquerschnitt

$$\text{erf}_{a_{s,Bü}} = \rho_w \cdot b_w = 0.0013 \cdot 1.5\text{m} = 19.5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < \text{vorh}_{a_{sw}} = 23.7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{NW erfüllt!}$$

ENV 1992-1-1
Kap. 5.4.2.2

Weiterhin sind die Längsabstände der Bügel begrenzt:

mit: $\frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} = \frac{1743}{8341.7} = 0.21$ ergibt sich: zul. Längsabstand = 30 cm
zul. Querabstand = 30 cm NW erfüllt!

7. Lagerbemessung

Der Überbau ruht in jedem theoretischen Auflagerpunkt auf 2 Topflägern vom Typ Maurer Tga15. Diese Lager liegen in Brückenquerrichtung nebeneinander und spannen dadurch den Bogenfußpunkt um die Brückenlängsachse ein. Die konstruktive Durchbildung der Brückenlagerung, kann der Abbildung 20 entnommen werden.

Techn. Angaben zum Topflager Maurer Tga15:

zul. Auflast	$V = 15000\text{kN}$
Abmessungen	940x1040 mm
Lagerhöhe	188 mm
zul. Exzentrizität der Last:	100 mm

www.maurer-soehne.de

7.1 Nachweis der zulässigen Auflagerkraft

Die maximale vertikale Auflagerkraft ergibt sich aus Lastkombination T4, bei der die Einzellasten des Lastenzuges UIC 71 direkt auf dem Endquerträger stehen. Die minimale Auflagerkraft resultiert aus Lastkombination T6, bei der die Brücke nur mit einem unbeladenen Zug und Wind von der Seite belastet wird.

Lagerreaktionen im Knoten 95:

aus LK T4	$P_z = 17197.5\text{kN}$	$P_x = 2373.8\text{kN}$	<i>Anhang C Tab. C-10</i>
	$P_y = 53.5\text{kN}$	$M_x = 5942.4\text{kNm}$	
aus LK T6	$P_z = 7115.7\text{kN}$	$P_x = 3307.8\text{kN}$	<i>Anhang C Tab. C-11</i>
	$P_y = 1571.6\text{kN}$	$M_x = 385.7\text{kNm}$	

Diese Schnittgrößen aus LK T4 verteilen sich wie folgt auf beide Lager:

$$\begin{aligned} \text{inneres Lager: } P_{zi} &= \frac{17197.5\text{kN}}{2} + \frac{5942.4\text{kNm}}{1.04\text{m}} = 14312.6\text{kN} \\ \text{äußeres Lager: } P_{za} &= \frac{17197.5\text{kN}}{2} - \frac{5942.4\text{kNm}}{1.04\text{m}} = 2884.9\text{kN} \end{aligned}$$

Diese Schnittgrößen aus LK T6 verteilen sich wie folgt auf beide Lager:

$$\begin{aligned} \text{inneres Lager: } P_{zi} &= \frac{7115.7\text{kN}}{2} + \frac{385.7\text{kNm}}{1.04\text{m}} = 3928.72\text{kN} \\ \text{äußeres Lager: } P_{za} &= \frac{7115.7\text{kN}}{2} - \frac{385.7\text{kNm}}{1.04\text{m}} = 3186.98\text{kN} \end{aligned}$$

Bei beiden Lastkombinationen treten keine abhebenden Kräfte auf.

Mit einer zulässigen Vertikalkraft von 15000 kN ergibt sich der Nachweis zu:

$$\frac{14312.6}{15000} = 0.95 < 1 \quad \text{NW erfüllt!}$$

Der erforderliche Knaggenkäfig zur Übertragung der Horizontalkräfte wird im Rahmen dieser Arbeit nicht bemessen.

7.2 Nachweis der zulässigen Verschiebungen

Die Verschiebungen setzen sich aus folgenden Anteilen zusammen:

- konstante Temperaturänderung aus LF 10
- Kriechen und Schwinden des Betons

Da die Lager erst nach dem Vorspannen eingestellt werden, bleiben Längenänderungen aus Vorspannung unberücksichtigt.

- Verschiebungen aus Temperaturänderung:

Die maximalen Temperaturschwankungen betragen: $\Delta T_{N,neg} = -27K - 10K$ *Kap. A-2.7*
 $\Delta T_{N,pos} = 30K + 10K$

Mit einer Bauwerkslänge von 100 m und einem Ausdehnungskoeffizienten

$$\text{von } \alpha_{T,c} = 10^{-5} \cdot K^{-1}$$

ergeben sich die Verschiebungen zu:

$$\Delta L_{T,neg} = -10^{-5} \cdot 37 \cdot 100m = -37mm$$

$$\Delta L_{T,pos} = 10^{-5} \cdot 40 \cdot 100m = 40mm$$

- Bauwerksverkürzung aus Kriechen und Schwinden:

mit

$$\varepsilon_{c,S,K} = \varepsilon_{c,S} + \frac{\phi_{u,28} \cdot (\sigma_{cg} + \sigma_{cp})}{E_c} = -33 \cdot 10^{-5} + 1.9 \cdot \frac{(3.8 - 8.3)}{37000} = -56.11 \cdot 10^{-5} \quad \text{Kap. B-3.2}$$

folgt die Verkürzung zu $\Delta L_{S,K} = -56.11 \cdot 10^{-5} \cdot 100m = -56.11mm$

- Gesamtverschiebungen:

$$\Delta L_{neg} = -37mm - 56.1mm = -93.1mm$$

$$\Delta L_{pos} = 40mm$$

Die auftretenden Verschiebungen sind geringer als die zulässige Exzentrizität der Lager von 100 mm. Der Nachweis ist somit erbracht.

8. Nachweise der Gebrauchstauglichkeit

8.1 Einhaltung der zulässigen Verformungen

- Vertikalverformung der Gleisachse in Brückenmitte

Im Folgenden wird davon ausgegangen, dass die Betonfahrbahn um die Verformungen aus Eigengewicht überhöht gefertigt wird. Für die folgenden Nachweise wird daher lediglich der Verformungsanteil aus Verkehr betrachtet.

$$\text{mit } L = 100m \text{ und } 160 \frac{km}{h} \leq v \leq 200 \frac{km}{h}$$

beträgt der Grenzwert der Vertikalverformung in Gleisachse:

nach Eurocode	$\frac{100m}{600} = 166.67mm$	für Belastung eines Gleises	<i>ENV 1991-3</i> <i>Kap. G-3.1.3</i>
nach DS 804	$\frac{100m}{1000} = 100mm$	für Belastung beider Gleise	<i>DS 804</i> <i>Abs. 266</i>

Die vorhandene Verformung der Gleisachse aus Verkehr in Brückenmitte (Knoten 1077) beträgt:

für Belastung eines Gleises	$v_v = 105\text{mm} - 66\text{mm} = 39\text{mm}$	$< 167\text{mm}$	<i>Kap. C-2.5.3</i>
für Belastung beider Gleise	$v_v = 151\text{mm} - 66\text{mm} = 85\text{mm}$	$< 100\text{mm}$	<i>Kap. C-2.5.4</i>

Damit sind die Anforderungen beider Normen erfüllt!

- Endtangentialverdrehung am Widerlager

Der Grenzwert der Verdrehung in Gleisachse beträgt:

nach Eurocode	$\Theta = 0.0035\text{rad}$	für Belastung eines Gleises	<i>ENV 1991-3</i> <i>Kap. G-3.1.2.3</i>
nach DS 804	$\Theta = 0.004$	für Belastung beider Gleise	<i>DS 804</i> <i>Abs. 266</i>

Die vorhandene Verdrehung der Gleisachse (Knoten 1658) aus Verkehr beträgt:

für Belastung eines Gleises	$\Theta_v = 0.005 - 0.003 = 0.002$	< 0.0035	<i>Kap. C-2.5.3</i>
für Belastung beider Gleise	$\Theta_v = 0.0062 - 0.003 = 0.003$	< 0.004	<i>Kap. C-2.5.4</i>

Damit sind die Anforderungen beider Normen erfüllt!

- Horizontalverformung in Brückenmitte

Der minimal-zulässige Radius der horizontalen Biegelinie beträgt:

$$\text{zul}_R = 9500\text{m}$$

ENV 1991-3
Tab. G-3

Der vorhandene Radius ergibt sich mit der maximalen Horizontalverformung in Brückenmitte von 4,5 mm zu:

Kap. C-2.5.7

$$\text{vorh}_R = \frac{L^2}{8 \cdot \delta_h} = \frac{(100\text{m})^2}{8 \cdot 4.5\text{mm}} = 277777.78\text{m} > 9500\text{m}$$

Damit sind die Anforderungen nach Eurocode erfüllt.

8.2 Einhaltung der zulässigen Spannungen

In diesem Kapitel wird gezeigt, dass die in der Fahrbahnplatte auftretenden Spannungen innerhalb der zulässigen Grenzwerte liegen. Maßgebend werden dafür die Spannungen in Brückenmitte.

Bei einer UIC-Belastung auf beiden Gleisen (LK G2) treten an der Plattenunterseite folgende maximale Zugspannungen auf:

$$\sigma_{x,u} = 2.96 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{y,u} = 2.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Kap. C-2.5.4}$$

Vergleichsspannung und der Spannungsnachweis:

$$\sigma_{v,u} = \sqrt{2.8^2 + 2.96^2} = 4.07 < f_{ctm} = 4.1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{NW erfüllt!} \quad \text{ENV 1992-2} \\ \text{Kap. 4.4.1.1}$$

Auf der Plattenoberseite treten folgende Druckspannungen (LK G2) auf:

$$\sigma_{x,o} = -7.15 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{y,o} = -23.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Kap. C-2.5.4}$$

Vergleichsspannung und der Spannungsnachweis:

$$\sigma_{v,o} = \sqrt{7.15^2 + 23.5^2} = 24.56 < f_{ck} \cdot 0.6 = 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{NW erfüllt!} \quad \text{ENV 1992-2} \\ \text{Kap. 4.4.1.1}$$

Anhang E

Nachweise für Stahlfahrbahn

Inhaltsverzeichnis

1. Allgemeines	2
2. Versteifungsträger	2
2.1 I - Querschnitt	2
2.1.1 Querschnittswerte	2
2.1.2 Nachweise für max. N unter Volllast	3
2.1.3 Nachweise der Ermüdungsfestigkeit	4
2.2 Kastenquerschnitt am Bogenfußpunkt	7
2.2.1 Querschnittswerte	7
2.2.2 Nachweise für max. N unter Volllast	7
2.2.3 Nachweise der Ermüdungsfestigkeit	8
3. Längsrippen im Fahrbahnbereich	8
3.1 Querschnittswerte in Querträgermitte	8
3.2 Nachweise für max. M_y im Feld	10
3.2.1 Querschnittstragfähigkeit	10
3.2.2 Ermüdungsfestigkeit	10
3.3 Nachweise für min. M_y über Querträger	11
3.3.1 Querschnittstragfähigkeit	11
3.3.2 Ermüdungsfestigkeit	12
4. Querträger	13
4.1 Querschnittswerte	13
4.2 Nachweise für max. M_y	14
4.2.1 Querschnittstragfähigkeit	14
4.2.2 Ermüdungsfestigkeit	14
4.3 Nachweise für max. V_z	16
5. Endquerträger	17
5.1 Querschnittswerte am Bogenfußpunkt	17
5.2 Nachweise für min. M_y	17
6. Anschluss der Hänger an die Versteifungsträger	18
6.1 Nachweis der Querschnittstragfähigkeit	18
6.2 Nachweis der Ermüdungsfestigkeit	19
7. Einhaltung der zulässigen Verformungen	20

1. Allgemeines

In diesem Anhang werden die wesentlichen Nachweise für die Ausführung der Netzbogenbrücke mit einer orthotropen Stahlblechfahrbahn geführt.

Diese Variante unterscheidet sich in der Ausführung der Fahrbahn und in der Hängeranordnung von der im *Anhang D* betrachteten Brücke mit einer Spannbetonfahrbahn.

Aufgrund der leichteren Bauweise sind die Schnittgrößen in den identisch ausgeführten Bauteilen Bogen und Windverband aber auch in den Hängern geringer. Deshalb werden im Folgenden nur die neu hinzugefügte Fahrbahnkonstruktion und die Versteifungsträger untersucht.

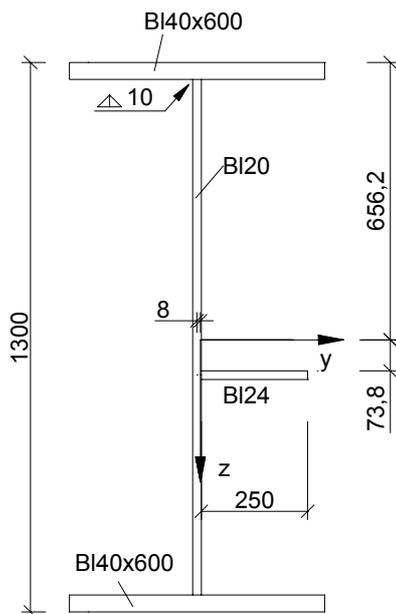
Für die einzelnen Stabquerschnitte werden die Nachweise der Querschnittstragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit und ausgewählte Ermüdungsnachweise geführt.

Weiterhin wird das Anschlussdetail Hänger-Versteifungsträger untersucht. Eine Bemessung des Bogenfußpunktes wurde nicht durchgeführt.

2. Versteifungsträger

2.1 I - Querschnitt

2.1.1 Querschnittswerte



$$A = 782.2 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2246000 \text{ cm}^4 \quad I_z = 153900 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,o} = \frac{2246000 \text{ cm}^4}{65.6 \text{ cm}} = 34237.8 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,u} = \frac{2246000 \text{ cm}^4}{64.4 \text{ cm}} = 34875.8 \text{ cm}^3$$

$$W_z = \frac{153900 \text{ cm}^4}{30.8 \text{ cm}} = 4996.8 \text{ cm}^3$$

$$\text{Material: S355} \quad f_y = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ \gamma_{M,0} = 1.1$$

ENV 1993-1-1
Kap. 3.2.2.1

Bestimmung der Querschnittsklasse:

$$\text{Gurte} \quad d = 300 \text{ mm} \quad t_w = 40 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = 7.5 < 10 \cdot 0.81 = 8.1$$

$$\text{Steg} \quad d = 1220 \text{ mm} \quad t_w = 20 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = 61 < 83 \cdot 0.81 = 67.2$$

==> Querschnittsklasse 2 !

ENV 1993-1-1
Kap. 5.3

2.1.2 Nachweise für max. N unter Volllast

Maßgebend für die Bemessung wird die Lastkombination T1. Die maximale Normalkraft tritt am Stoß zum, als Kastenquerschnitt ausgeführten, Versteifungsträger im Bereich des Bogenfußpunktes auf. Das zugehörige Biegemoment M_y ist nur geringfügig kleiner als das in Brückenmitte infolge Halblast (LK T2). Die Nachweise für max M_y aus der Lastkombination T2 können entfallen, da die zugehörige Normalkraft wesentlich geringer ist.

Tab. C-17

Tab. C-18

- Querschnittstragfähigkeit

Bemessungsschnittgrößen:

$$N_{Sd} = 12267.1 \text{ kN} \quad V_{y,Sd} = -595.8 \text{ kN}$$

Tab. C-17

$$M_{y,Sd} = 2725.8 \text{ kNm} \quad V_{z,Sd} = -69.2 \text{ kN}$$

$$M_{z,Sd} = 146.8 \text{ kNm}$$

$$M_{x,Sd} = -4.3 \text{ kNm}$$

Querkrafteinfluss:

ENV 1993-1-1

Kap. 5.4.6

$$V_{y,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{2 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 40 \text{ mm}}{1.1} \quad V_{y,Rd} = 8943.7 \text{ kN} > |V_{y,Sd}| = 595.8 \text{ kN}$$

Da der Bemessungswert kleiner als 50 % der Grenztragfähigkeit ist, kann der Querkrafteinfluss beim Nachweis für Biegung mit Längskraft vernachlässigt werden.

Querschnittswiderstände:

$$N_{Rd} = \frac{782.2 \text{ cm}^2 \cdot 35.5 \text{ kN}}{1.1 \cdot \text{cm}^2} \quad N_{Rd} = 25243.7 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rd} = \frac{34857.8 \text{ cm}^3 \cdot 35.5 \text{ kN}}{1.1 \cdot \text{cm}^2} \quad M_{y,Rd} = 11249.6 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Rd} = \frac{4996.8 \text{ cm}^3 \cdot 35.5 \text{ kN}}{1.1 \cdot \text{cm}^2} \quad M_{z,Rd} = 1612.6 \text{ kNm}$$

Nachweis für Biegung mit Längskraft:

ENV 1993-1-1

Kap. 5.4.8

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{z,Rd}} = 0.8 < 1 \quad \text{NW erfüllt!}$$

2.1.3 Nachweise der Ermüdungsfestigkeit

Die maximalen Kerbwirkungen im Versteifungsträger treten an den Anschlusspunkten der Querträger und der Hänger auf. Die konstruktive Ausbildung dieser Detailpunkte wird in den Abbildungen E-1 und 17 dargestellt. Die auf ihre Ermüdungsfestigkeit untersuchten Punkte sind gekennzeichnet.

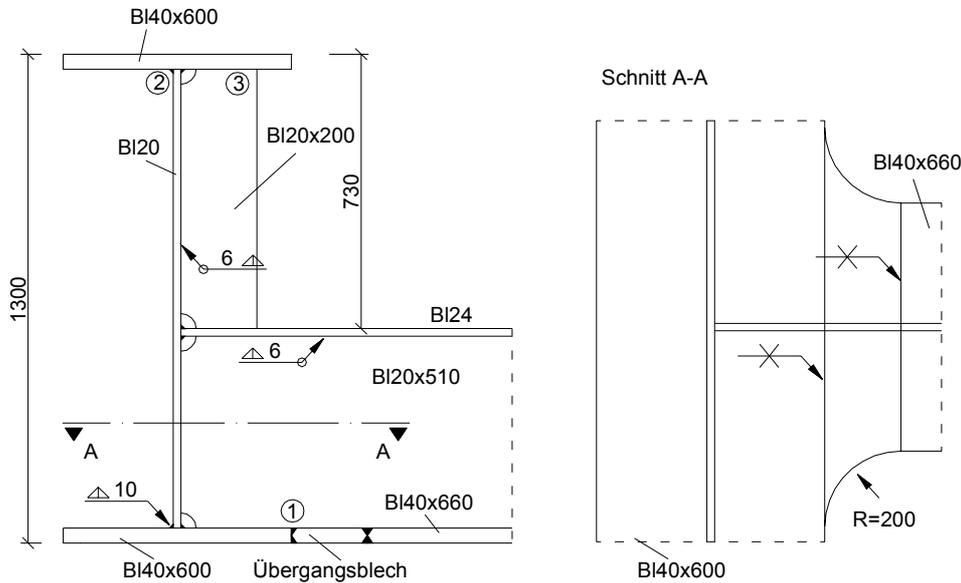


Abbildung E-1: Anschluss der Querträger an Versteifungsträger

Charakt. Schnittgrößen - am Übergang zum Kasten-Querschnitt:

- aus Eigengewicht und Verkehr auf einem Gleis:	$N_{1\text{Gl}} = 6713.9\text{kN}$	<i>Tab. C-26</i>
	$M_{y,1\text{Gl}} = 1630.2\text{kNm}$	
	$M_{z,1\text{Gl}} = 101.3\text{kNm}$	
- aus Eigengewicht und Verkehr auf beiden Gleisen:	$N_{2\text{Gl}} = 8018.0\text{kN}$	<i>Tab. C-27</i>
	$M_{y,2\text{Gl}} = 1978.8\text{kNm}$	
	$M_{z,2\text{Gl}} = 131.6\text{kNm}$	
- aus Eigengewicht:	$N_{\text{EG}} = 4109.7\text{kN}$	<i>Tab. C-25</i>
	$M_{y,\text{EG}} = 1035.1\text{kNm}$	
	$M_{z,\text{EG}} = 66.4\text{kNm}$	

Daraus folgt das maßgebende Schnittgrößenspiel zu:

$$\begin{aligned} \Delta N_{\text{UIC}} &= N_{2\text{Gl}} - N_{\text{EG}} & \Delta N_{\text{UIC}} &= 3908.3 \text{ kN} \\ \Delta M_{y,\text{UIC}} &= M_{y,2\text{Gl}} - M_{y,\text{EG}} & \Delta M_{y,\text{UIC}} &= 943.7 \text{ kNm} \\ \Delta M_{z,\text{UIC}} &= M_{z,2\text{Gl}} - M_{z,\text{EG}} & \Delta M_{z,\text{UIC}} &= 65.2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Anpassungsbeiwert λ :

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$$

Mit diesem Anpassungsbeiwert wird das tatsächliche Spannungsspektrum auf ein schädigungsäquivalentes Einstufenkollektiv mit der Spannungsspielzahl $N = 2 \times 10^6$ überführt.

ENV 1993-2
Kap. 9.5.3

- Spannweitenbeiwert λ_1 : Mit einer Spannweite von 100 m und einem Verkehr nach EC Mix
ist $\lambda_1 = 0.60$
- Verkehrsstärkenbeiwert λ_2 : Mit einem angenommenen Verkehrsaufkommen von 30×10^6 t / Jahr und Gleis
ist $\lambda_2 = 1.04$
- Lebensdauerbeiwert λ_3 : Mit einer angenommen Lebensdauer von 80 Jahren
ist $\lambda_3 = 0.96$
- Gleichzeitigkeitsbeiwert λ_4 : Dieser Beiwert berücksichtigt die Häufigkeit einer gleichzeitig ungünstigsten Laststellung auf beiden Gleisen. Zu seiner Ermittlung wird das Verhältnis aus der maximalen Spannungsschwingbreite bei Verkehr auf einem Gleis und bei Verkehr auf beiden Gleisen benötigt.

$$\frac{6713.9 - 4109.7}{8018 - 4109.7} = 0.7 \quad \rightarrow \quad \lambda_4 = 0.77$$

Damit ergibt sich der Anpassungsbeiwert zu: $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \quad \lambda = 0.46$

- Anschluss des Querträgerflansches an Gurt des Versteifungsträgers (Punkt 1)

Vorhandene Spannungsschwingbreite:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{\text{UIC}} &= \lambda \cdot \phi \cdot \left(\frac{\Delta N_{\text{UIC}}}{A} + \frac{\Delta M_{y,\text{UIC}}}{W_{y,u}} + \frac{\Delta M_{z,\text{UIC}}}{W_z} \right) \\ &= 0.77 \cdot 1 \cdot \left(\frac{3908.3 \text{ kN}}{782.2 \text{ cm}^2} + \frac{943.7 \text{ kNm}}{34876 \text{ cm}^3} + \frac{62.5 \text{ kNm}}{4979 \text{ cm}^3} \right) = 69 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \end{aligned}$$

Ertragbare Spannungsschwingbreite:

Der maßgebende Kerbfall in diesem Punkt geht davon aus, dass vom Nahtanfang aus ein Riss im Gurt des Versteifungsträgers entsteht. Dies wird durch das Konstruktionsdetail 2 beschrieben. Mit einer Gurtbreite von 600 mm und einer Ausrundung des Übergangsstückes mit $r = 200$ mm (vgl. Abb. E-1) kann dieser Punkt in die Kerbgruppe 90 eingeordnet werden.

ENV 1993-2
Tab. L 4

$$\Delta\sigma_c = 90 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nachweis: $\frac{\Delta\sigma_{\text{UIC}}}{\Delta\sigma_c} \cdot \gamma_{\text{Mf}} = \frac{69}{90} \cdot 1.15 = 0.88 < 1$ NW erfüllt !

- Flankenkehlnähte, oben (Punkt 2)

In diesem Punkt wird das Gurtblech mit einer Stumpfnah gestoßen. Die Flankenkehlnaht wird dann über diese Stumpfnah geschweißt.

Vorhandene Spannungsschwingbreite:

$$\Delta\sigma_{\text{UIC}} = \lambda \cdot \phi \cdot \left(\frac{\Delta N_{\text{UIC}}}{A} + \frac{\Delta M_{y,\text{UIC}}}{W_y} \right) = 0.77 \cdot 1 \cdot \left(\frac{3908.3 \text{ kN}}{782.2 \text{ cm}^2} + \frac{943.7 \text{ kNm}}{34237.8 \text{ cm}^3} \right) = 59.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ertragbare Spannungsschwingbreite:

Der maßgebende Kerbfall in diesem Punkt geht davon aus, dass sich in der nicht durchgeschweißten Kehlnaht ein Riss im Schweißgut bildet. Dies wird durch das Konstruktionsdetail 8 mit der Kerbgruppe 80 beschrieben.

ENV 1993-2
Tab. L 2

$$\Delta\sigma_c = 80 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Nachweis: } \frac{\Delta\sigma_{\text{UIC}}}{\Delta\sigma_c} \cdot \gamma_{\text{Mf}} = \frac{59.7}{80} \cdot 1.15 = 0.9 < 1 \text{ NW erfüllt!}$$

- Kehlnaht zwischen Quersteife und Flansch des Versteifungsträgers (Punkt 3)

Vorhandene Spannungsschwingbreite:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{\text{UIC}} &= \lambda \cdot \phi \cdot \left(\frac{\Delta N_{\text{UIC}}}{A} + \frac{\Delta M_{y,\text{UIC}}}{W_{y,u}} + \frac{\Delta M_{z,\text{UIC}}}{W_z} \right) \\ &= 0.77 \cdot 1 \cdot \left(\frac{3908.3 \text{ kN}}{782.2 \text{ cm}^2} + \frac{943.7 \text{ kNm}}{34237.8 \text{ cm}^3} + \frac{62.5 \text{ kNm}}{4979 \text{ cm}^3} \right) = 69.4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \end{aligned}$$

Ertragbare Spannungsschwingbreite:

Der maßgebende Kerbfall in diesem Punkt geht davon aus, dass sich im Übergang vom Grundmaterial des Gurtes auf die Schweißnaht ein Riss bildet. Dies wird durch das Konstruktionsdetail 4 mit der Kerbgruppe 80 beschrieben.

ENV 1993-2
Tab. L 4

$$\Delta\sigma_c = 80 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Nachweis: } \frac{\Delta\sigma_{\text{UIC}}}{\Delta\sigma_c} \cdot \gamma_{\text{Mf}} = \frac{69.4}{80} \cdot 1.15 = 1.00 = 1 \text{ NW erfüllt!}$$

- Hängeranschluss: Flankenkehlnahtende am Freischnitt (Punkt 3 in Abb. E-2)

Vorhandene Spannungsschwingbreite:

$$\Delta\sigma_{\text{UIC}} = \lambda \cdot \phi \cdot \left(\frac{\Delta N_{\text{UIC}}}{A} + \frac{\Delta M_{y,\text{UIC}}}{W_y} \right) = 0.77 \cdot 1 \cdot \left(\frac{3908.3 \cdot \text{kN}}{782.2 \cdot \text{cm}^2} + \frac{943.7 \cdot \text{kNm}}{34237.8 \cdot \text{cm}^3} \right) = 59.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ertragbare Spannungsschwingbreite:

Der maßgebende Kerbfall in diesem Punkt geht davon aus, dass sich vom Nahtende am Freischnitt ausgehend ein Riss im Steg bildet. Dies wird durch das Konstruktionsdetail 10 mit der Kerbgruppe 71 beschrieben.

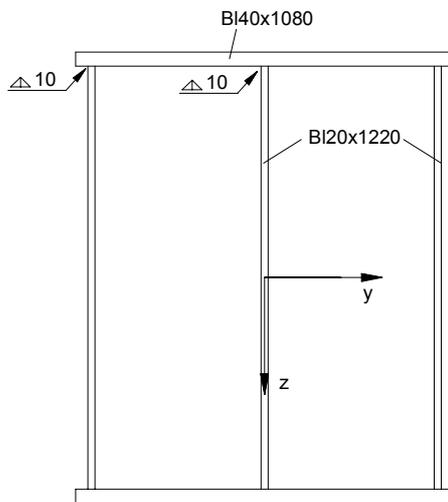
ENV 1993-2
Tab. L 2

$$\Delta\sigma_c = 71 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Nachweis: } \frac{\Delta\sigma_{\text{UIC}}}{\Delta\sigma_c} \cdot \gamma_{\text{Mf}} = \frac{59.7}{71} \cdot 1.15 = 0.97 < 1 \text{ NW erfüllt!}$$

2.2 Kastenquerschnitt am Bogenfußpunkt

2.2.1 Querschnittswerte



$$A = 1550.6 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 4159000 \text{ cm}^4 \quad I_z = 1883000 \text{ cm}^4$$

$$W_y = \frac{4159000 \text{ cm}^4}{65 \text{ cm}} = 63984.6 \text{ cm}^3$$

$$W_z = \frac{1883000 \text{ cm}^4}{54 \text{ cm}} = 34870.4 \text{ cm}^3$$

$$\text{Material: S355} \quad f_y = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{M,0} = 1.1$$

ENV 1993-1-1
Kap. 3.2.2.1

Bestimmung der Querschnittsklasse:

$$\text{Gurte} \quad d = 475 \text{ mm} \quad t_w = 40 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = 11.9 < 38 \cdot 0.81 = 30.8$$

$$\text{Steg} \quad d = 1220 \text{ mm} \quad t_w = 20 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = 61 < 83 \cdot 0.81 = 67.2$$

==> Querschnittsklasse 2 !

ENV 1993-1-1
Kap. 5.3

2.2.2 Nachweise für max. N unter Vollast

Maßgebend für die Bemessung wird die Lastkombination T1. Die maximale Normalkraft tritt gemeinsam mit dem maximalen Biegemoment M_y am Anschlusspunkt des Hängers 1 auf.

- Querschnittstragfähigkeit

Bemessungsschnittgrößen:

$$N_{Sd} = 14810.0 \text{ kN}$$

$$V_{y,Sd} = -1639.0 \text{ kN}$$

Tab. C-17

$$M_{y,Sd} = 3904.2 \text{ kNm}$$

$$V_{z,Sd} = -330.1 \text{ kN}$$

$$M_{z,Sd} = 1769.2 \text{ kNm}$$

$$M_{x,Sd} = -841.2 \text{ kNm}$$

Querkrafteinfluss:

$$V_{y,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{2 \cdot 1080 \text{ mm} \cdot 40 \text{ mm}}{1.1} \quad V_{y,Rd} = 16098.6 \text{ kN} > |V_{y,Sd}| = 1639 \text{ kN}$$

ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.6

Da der Bemessungswert kleiner als 50 % der Grenztragfähigkeit ist, kann der Querkrafteinfluss beim Nachweis für Biegung mit Längskraft vernachlässigt werden.

Querschnittswiderstände:

$$N_{Rd} = \frac{1550.6 \text{ cm}^2 \cdot 35.5 \text{ kN}}{1.1 \text{ cm}^2} \quad N_{Rd} = 50042.1 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rd} = \frac{63984.6 \text{ cm}^3 \cdot 35.5 \text{ kN}}{1.1 \text{ cm}^2} \quad M_{y,Rd} = 20649.6 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Rd} = \frac{34870.4 \text{ cm}^3 \cdot 35.5 \text{ kN}}{1.1 \text{ cm}^2} \quad M_{z,Rd} = 11253.6 \text{ kNm}$$

Nachweis für Biegung mit Längskraft:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{z,Rd}} = 0.6 < 1 \quad \text{NW erfüllt!}$$

ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.8

- Flankenkehlnähte, außen

Vorhandene Schubspannung:

$$\tau = \frac{330 \text{ kN} \cdot (108 \cdot 4 \cdot 63)}{4159000 \cdot 6 \cdot 1 \text{ cm}^2} + \frac{1639 \text{ kN} \cdot (122 \cdot 2 \cdot 49.5)}{1883000 \cdot 4 \cdot 1 \text{ cm}^2} = 29.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Grenzspannung:

$$\sigma_{w,Rd} = \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$$

ENV 1993-1-1
Anhang M

mit der Zugfestigkeit (S355): $f_u = 490 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

dem Korrelationsfaktor: $\beta_w = 0.9$

dem Teilsicherheitsbeiwert: $\gamma_{Mw} = 1.25$

ENV 1993-2
Tab. 6.1

folgt: $\sigma_{w,Rd} = \frac{490 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{0.9 \cdot 1.25} \quad \sigma_{w,Rd} = 435.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Nachweis: $\frac{29.9}{435.6} = 0.07 < 1 \quad \text{NW erfüllt!}$

2.2.3 Nachweise der Ermüdungsfestigkeit

Die Anschlüsse der Querträger und der Hänger werden analog zum offenen Versteifungsträger ausgeführt. Daher sind auch die gleichen Kerbfalldetails bemessungsrelevant. Da jedoch die Spannungsauslastung im Grenzzustand der Tragfähigkeit wesentlich geringer als für den offenen Versteifungsträger ausgefallen ist, wird gefolgert, dass auch die vorhandenen Spannungsdifferenzen aus Verkehr geringer ausfallen. Auf die Nachweise der Ermüdungsfestigkeit wird deshalb verzichtet.

3. Längsrippen im Fahrbahnbereich

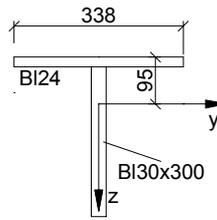
Für die Bemessung werden die Flächenträgheitsmomente unter Berücksichtigung der mitwirkenden Gurtbreiten bestimmt. Im Rahmen dieser Arbeit werden die Nachweise in Brückenmitte geführt. Dort beträgt die Spannweite der Längsrippen 2,5 m.

3.1 Querschnittswerte

Material: S235 $f_y = 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{M0} = 1.1$

Querschnitt mit vorhandenen Gurtbreiten:

$$A = 171.1 \text{ cm}^2$$



Anforderungen an Längssteifen:

Zur Vermeidung lokalen Beulens ist bei Längssteifen das Verhältnis b/t begrenzt:

ENV 1993-2
Kap. 5.3.5.2

$$\frac{b}{t} = \frac{300}{30} = 10 < 12.5 \cdot 0.81 = 10.1 \quad \text{NW erfüllt!}$$

Mitwirkende Gurtbreiten:

DS 804
Abs. 167

- im Feld

mit

$$l_M = 0.7 \cdot 2.5 \text{ m} \quad l_M = 1.75 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.169 \text{ m}$$

$$\lambda_1 = \frac{1}{1 + 6.4 \cdot \left(\frac{0.169}{1.75}\right)^2} \quad \lambda_1 = 0.94$$

folgt

$$b_m = \lambda_1 \cdot b_0 = 15.9 \text{ cm}$$

- über dem Querträger

mit

$$l_M = 0.25 \cdot 2 \cdot 2.5 \text{ m} \quad l_M = 1.25 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.169 \text{ m}$$

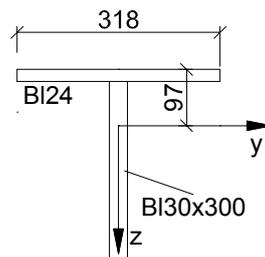
$$\lambda_1 = \frac{1}{1 + 6 \cdot \left(\frac{0.169}{1.25}\right) + 1.6 \cdot \left(\frac{0.169}{1.25}\right)^2} \quad \lambda_1 = 0.54$$

folgt

$$b_m = \lambda_1 \cdot b_0 = 9.2 \text{ cm}$$

Mit diesen mitwirkenden Gurtbreiten ergeben sich folgende Querschnittswerte:

- im Feld

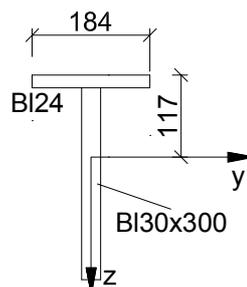


$$I_{y,F} = 17520 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,F} = 771.8 \text{ cm}^3$$

$$I_{z,F} = 6431 \text{ cm}^4$$

- über dem Querträger



$$I_{y,S} = 14640 \text{ cm}^4$$

$$I_{z,S} = 1246 \text{ cm}^4$$

3.2 Nachweise für max. M_y im Feld (LR 13)

3.2.1 Querschnittstragfähigkeit

Bemessungsschnittgrößen: $N_{Sd} = 357.6\text{kN}$ *Tab. C-28*

$$M_{y,Sd} = 34.0\text{kNm}$$

Querschnittswiderstände: $N_{Rd} = \frac{171.1\text{cm}^2 \cdot 23.5\text{kN}}{1.1\text{cm}^2}$ $N_{Rd} = 3655.3\text{ kN}$

$$M_{y,Rd} = \frac{771.8\text{cm}^3 \cdot 23.5\text{kN}}{1.1\text{cm}^2}$$
 $M_{y,Rd} = 164.9\text{kNm}$

Nachweis für Biegung mit Längskraft:

*ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.8*

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} = 0.3 < 1 \quad \text{NW erfüllt !}$$

3.2.2 Ermüdungsfestigkeit

Charakt. Schnittgrößen:

- aus Eigengewicht und Verkehr: $N_{2GI} = 357.6\text{kN}$ *Tab. C-28*

$$M_{y,2GI} = 34.0\text{kNm}$$

- aus Eigengewicht:

$N_{EG} = 313.5\text{kN}$ *Tab. C-25*

$$M_{y,EG} = 3.8\text{kNm}$$

$$M_{z,EG} = 66.4\text{kNm}$$

Daraus folgt das maßgebende Schnittgrößenspiel zu:

$$\Delta N_{UIC} = N_{2GI} - N_{EG} \quad \Delta N_{UIC} = 44.1\text{ kN}$$

$$\Delta M_{y,UIC} = M_{y,2GI} - M_{y,EG} \quad \Delta M_{y,UIC} = 30.2\text{ kNm}$$

Anpassungsbeiwert λ :

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$$

*ENV 1993-2
Kap. 9.5.3*

Mit diesem Anpassungsbeiwert wird das tatsächliche Spannungsspektrum auf ein schädigungsäquivalentes Einstufenkollektiv mit der Spannungsspielzahl $N = 2 \times 10^6$ überführt.

- Spannweitenbeiwert λ_1 : Mit einer Spannweite von 2,5 m und einem Verkehr nach EC Mix
ist $\lambda_1 = 1.38$

- Verkehrsstärkenbeiwert λ_2 : Mit einem angenommenen Verkehrsaufkommen von 30×10^6 t / Jahr und Gleis
ist $\lambda_2 = 1.04$

- Lebensdauerbeiwert λ_3 : Mit einer angenommen Lebensdauer von 80 Jahren
ist $\lambda_3 = 0.96$

- Gleichzeitigkeitsbeiwert λ_4 : Dieser Beiwert berücksichtigt die Häufigkeit einer gleichzeitig ungünstigsten Laststellung auf beiden Gleisen. Er wird auf der sicheren Seite liegend zu 1 gewählt.

$$\lambda_4 = 1$$

Damit ergibt sich der Anpassungsbeiwert zu: $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$ $\lambda = 1.38$

- Flankenkehlnaht zwischen Steg und Fahrbahnblech

Vorhandene Spannungsschwingbreite:

$$\Delta\sigma_{\text{UIC}} = \lambda \cdot \phi \cdot \left(\frac{\Delta N_{\text{UIC}}}{A} + \frac{\Delta M_{y,\text{UIC}}}{W_y} \right) = 1.38 \cdot 1 \cdot \left(\frac{44.1 \text{ kN}}{171.1 \text{ cm}^2} + \frac{30.2 \text{ kNm} \cdot 7.3 \text{ cm}}{17520 \text{ cm}^4} \right) = 20.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ertragbare Spannungsschwingbreite:

Der maßgebende Kerbfall in diesem Punkt geht davon aus, dass sich in der nicht durchgeschweißten Kehlnaht ein Riss im Schweißgut bildet. Dies wird durch das Konstruktionsdetail 8 mit der Kerbgruppe 80 beschrieben.

ENV 1993-2
Tab. L 4

$$\Delta\sigma_c = 80 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nachweis: $\frac{\Delta\sigma_{\text{UIC}}}{\Delta\sigma_c} \cdot \gamma_{\text{Mf}} = \frac{20.9}{80} \cdot 1.15 = 0.3 < 1$ NW erfüllt!

3.3 Nachweise für min. M_y über Querträger

3.3.1 Querschnittstragfähigkeit

Bemessungsschnittgrößen:

Längsrippe (LR 15)	$N_{L,\text{Sd}} = 1149.7 \text{ kN}$	<i>Tab. C-20</i>
	$M_{Ly,\text{Sd}} = -38.2 \text{ kNm}$	
	$M_{Lz,\text{Sd}} = -6.6 \text{ kNm}$	
zugehörig im Querträger	$N_{Q,\text{Sd}} = -242.9 \text{ kN}$	
	$M_{Qy,\text{Sd}} = 1877.9 \text{ kNm}$	
	$M_{Qz,\text{Sd}} = -16.2 \text{ kNm}$	

Spannungen an OK Fahrbahnblech:

aus Längstragwirkung $\sigma_x = \frac{1149.7 \text{ kN}}{171.1 \text{ cm}^2} + \frac{38.2 \text{ kNm}}{14640 \text{ cm}^3} \cdot 11.7 + \frac{6.6 \text{ kNm}}{1246 \text{ cm}^3} \cdot 9.2 = 146.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

aus Quertragwirkung $\sigma_y = \frac{-242.9 \text{ kN}}{727.4 \text{ cm}^2} - \frac{1877.9 \text{ kNm}}{535200 \text{ cm}^4} \cdot 23 \text{ cm} = -84 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Vergleichsspannung $\sigma_v = \sqrt{146.5^2 + 84^2} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 168.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Spannungen an UK der Längsrippe:

$$\sigma_x = \frac{1149.7 \text{ kN}}{171.1 \text{ cm}^2} - \frac{38.2 \text{ kNm}}{14640 \text{ cm}^3} \cdot 10.7 + \frac{6.6 \text{ kNm}}{1246 \text{ cm}^3} \cdot 9.2 = 88 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Spannungsnachweis: $\sigma_x = 168.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \frac{235 \text{ N}}{1.1 \cdot \text{mm}^2} = 213.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ NW erfüllt!

ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.8

3.3.2 Nachweise der Ermüdungsfestigkeit

Der Verbindung zwischen der Längsrippe und dem Querträger ist in der Abbildung E-2 dargestellt. Die darin gewählte konstruktive Ausbildung entspricht den Forderungen für Längsrippen in ENV 1993-2.

Für das Grundmaterial der Längsrippe gehen zum einen von den vertikalen Kehlnähten zwischen den beiden Stegen (Punkt 3) und zum anderen von der Flankenkehlnaht zwischen Längsrippensteg und Fahrbahnblech (Punkt 1) Kerbwirkungen aus. Beide können in die Kerbgruppe 80 eingeordnet werden. Da in der letzteren aber geringfügig höhere Spannungen auftreten, wird nur diese untersucht.

ENV 1993-2
Kap. G.3.3

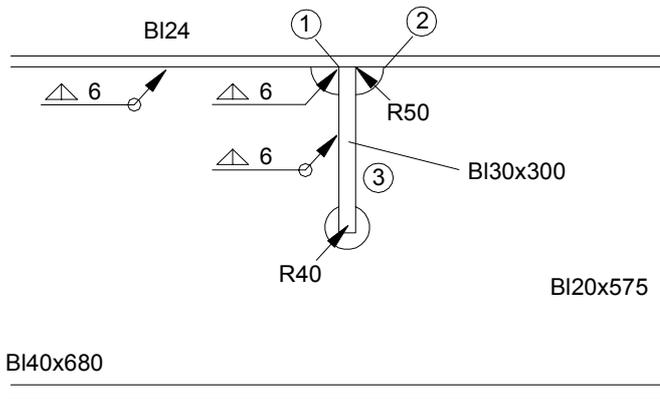


Abbildung E-2: Anschlussdetail Längsrippe-Querträger

Charakt. Schnittgrößen in Längsrippe 15:

- aus Eigengewicht und Verkehr

$$N_{2GI} = 813.0 \text{ kN}$$

Tab. C-29

$$M_{y,2GI} = -27.5 \text{ kNm}$$

- aus Eigengewicht

$$N_{EG} = 313.5 \text{ kN}$$

Tab. C-25

$$M_{y,EG} = 3.8 \text{ kNm}$$

Anpassungsbeiwert λ : $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$ $\lambda = 1.38$

Kap. E-3.2.2

- Flankenkehlnaht zwischen Steg und Fahrbahnblech (Punkt 1)

Vorhandene Spannungsschwingbreite:

$$\sigma_{2GI} = \frac{813 \text{ kN}}{171.1 \text{ cm}^2} + \frac{27.5 \text{ kNm}}{14640 \text{ cm}^3} \cdot 9.3 = 65 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{EG} = \frac{313.5 \text{ kN}}{171.1 \text{ cm}^2} - \frac{3.8 \text{ kNm}}{14640 \text{ cm}^3} \cdot 9.3 = 15.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta\sigma_{UIC} = \lambda \cdot \phi \cdot (\sigma_{2GI} - \sigma_{EG}) = 1.38 \cdot 1 \cdot (65.0 - 15.9) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 67.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ertragbare Spannungsschwingbreite:

Der maßgebende Kerbfall in diesem Punkt geht davon aus, dass sich in der nicht durchgeschweißten Kehlnaht ein Riss im Schweißgut bildet. Dies wird durch das Konstruktionsdetail 8 mit der Kerbgruppe 80 beschrieben.

ENV 1993-2
Tab. L 4

$$\Delta\sigma_c = 80 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nachweis: $\frac{\Delta\sigma_{UIC}}{\Delta\sigma_c} \cdot \gamma_{Mf} = \frac{67.8}{80} \cdot 1.15 = 0.97 < 1$ NW erfüllt!

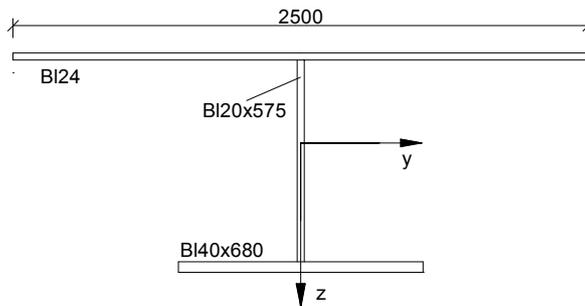
4. Querträger

Die Nachweise werden für den maximal beanspruchten Querträger in Brückenmitte geführt. Der Achsabstand zwischen den Querträgern beträgt dort 2,5 m.

4.1 Querschnittswerte in Querträgermitte

Material: S235 $f_y = 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ $\gamma_{M0} = 1.1$

Querschnitt mit vorhandenen Gurtbreiten:



Mitwirkende Gurtbreiten: mit

$$l_M = 11.45\text{m} \quad b_0 = 1.25\text{m}$$

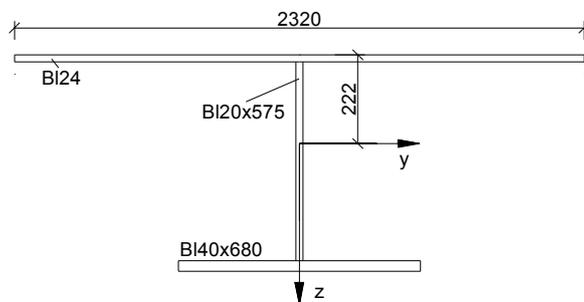
DS 804
Abs. 167

$$\lambda_1 = \frac{1}{1 + 6.4 \cdot \left(\frac{1.25}{11.45}\right)^2} \quad \lambda_1 = 0.93$$

folgt

$$b_m = \lambda_1 \cdot b_0 = 116.1\text{cm}$$

Mit diesen mitwirkenden Gurtbreiten ergeben sich folgende Querschnittswerte:



$$A = 949\text{cm}^2$$

$$I_y = 707400\text{cm}^4$$

$$I_z = 2602000\text{cm}^4$$

Bestimmung der Querschnittsklasse:

ENV 1993-1-1
Kap. 5.3

Das Fahrbahnblech wird nicht betrachtet, da es durch die Längsrippen ausreichend versteift wird. Der Untergurt wird als "druckbeansprucht" eingestuft. Dies dürfte eigentlich nicht eintreten und liegt daher weit auf der sicheren Seite.

Untergurt $d = 340\text{mm}$ $t_f = 40\text{mm}$

$$\frac{d}{t_f} = 8.5 < 9$$

Steg $d = 575\text{mm}$ $t_w = 20\text{mm}$

$$\frac{d}{t_w} = 28.8 < 72$$

==> Querschnittsklasse 1 !

4.2 Nachweise für max. M_y aus LK T9

4.2.1 Querschnittstragfähigkeit

Bemessungsschnittgrößen:

in Querträgermitte	$N_{Q.Sd} = 48.4\text{kN}$	$V_{Qy.Sd} = 31.7\text{kN}$	<i>Tab. C-21</i>
	$M_{Qy.Sd} = 3294.2\text{kNm}$	$V_{Qz.Sd} = -31.4\text{kN}$	
	$M_{Qz.Sd} = 5.3\text{kNm}$		
zugeh. Längsrippe (LR 15)	$N_{L.Sd} = 592\text{kN}$	$V_{Ly.Sd} = -3.5\text{kN}$	<i>Tab. C-21</i>
	$M_{Ly.Sd} = 17.1\text{kNm}$	$V_{Lz.Sd} = 4.8\text{kN}$	
	$M_{Lz.Sd} = -4.5\text{kNm}$		

Spannungen an OK Fahrbahnblech:

$$\text{aus Quertragwirkung} \quad \sigma_x = \frac{48.4\text{kN}}{949\text{cm}^2} - \frac{3294.2\text{kNm}}{707400\text{cm}^4} \cdot 22.2\text{cm} = -102.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{aus Längstragwirkung} \quad \sigma_y = \frac{592\text{kN}}{171.1\text{cm}^2} - \frac{17.1\text{kNm}}{14640\text{cm}^4} \cdot 11.7\text{cm} + \frac{4.5\text{kNm}}{1246\text{cm}^4} \cdot 9.2\text{cm} = 54.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Vergleichsspannung} \quad \sigma_v = \sqrt{102.9^2 + 54.2^2} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 116.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Spannungen an UK Querträger:

$$\text{aus Quertragwirkung} \quad \sigma_x = \frac{48.4\text{kN}}{949\text{cm}^2} + \frac{3294.2\text{kNm}}{707400\text{cm}^4} \cdot 41.7\text{cm} = 194.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Spannungsnachweis:} \quad \sigma_x = 194.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \frac{235\text{N}}{1.1 \cdot \text{mm}^2} = 213.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{NW erfüllt!} \quad \text{ENV 1993-1-1 Kap. 5.4.8}$$

4.2.2 Ermüdungsfestigkeit

In diesem Kapitel werden die Nachweise der Ermüdungsfestigkeit für das Grundmaterial des Querträgers am Anschlusspunkt einer Längsrippe in Querträgermitte geführt.

Charakt. Schnittgrößen in Querträgermitte:

- aus Eigengewicht und Verkehr, zweigleisig:	$M_{y,2Gl} = 1357\text{kNm}$	<i>Tab. C-30</i>
- aus Eigengewicht und Verkehr, eingleisig:	$M_{y,1Gl} = 2123.9\text{kNm}$	
- aus Eigengewicht:	$M_{y,EG} = 627.6\text{kNm}$	<i>Tab. C-25</i>

Anpassungsbeiwert λ : $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$

*ENV 1993-2
Kap. 9.5.3*

Mit diesem Anpassungsbeiwert wird das tatsächliche Spannungsspektrum auf ein schädigungsäquivalentes Einstufenkollektiv mit der Spannungsspielzahl $N = 2 \times 10^6$ überführt.

- Spannweitenbeiwert λ_1 :	Mit einer Spannweite von 11,45 m und einem Verkehr nach EC Mix ist $\lambda_1 = 0.83$
------------------------------------	--

- Verkehrsstärkenbeiwert λ_2 : Mit einem angenommenen Verkehrsaufkommen von 30×10^6 t / Jahr und Gleis
ist $\lambda_2 = 1.04$
- Lebensdauerbeiwert λ_3 : Mit einer angenommen Lebensdauer von 80 Jahren
ist $\lambda_3 = 0.96$
- Gleichzeitigkeitsbeiwert λ_4 : Dieser Beiwert berücksichtigt die Häufigkeit einer gleichzeitig ungünstigsten Laststellung auf beiden Gleisen. Zu seiner Ermittlung wird das Verhältnis aus der maximalen Spannungsschwingbreite bei Verkehr auf einem Gleis und bei Verkehr auf beiden Gleisen benötigt.

$$\frac{1357}{2123.9} = 0.6 \quad \rightarrow \quad \lambda_4 = 0.72$$

Damit ergibt sich der Anpassungsbeiwert zu: $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \quad \lambda = 0.6$

- Flankenkehlnaht zwischen Querträgersteg und Fahrbahnblech (Punkt 2, Abb. E-2)

Vorhandene Spannungsschwingbreite:

$$\sigma_{2GI} = \frac{1357 \text{ kNm}}{595600 \text{ cm}^3} \cdot 16.8 = 38.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{EG} = \frac{627.6 \text{ kNm}}{595600 \text{ cm}^3} \cdot 16.8 = 17.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta\sigma_{UIC} = \lambda \cdot \phi \cdot (\sigma_{2GI} - \sigma_{EG}) = 0.6 \cdot 1 \cdot (38.3 - 17.1) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 12.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ertragbare Spannungsschwingbreite:

Der maßgebende Kerbfall in diesem Punkt geht davon aus, dass an der durch den kreisförmigen Freischnitt unterbrochenen Flankenkehlnaht ein Riss entsteht. Dies wird durch das Konstruktionsdetail 10 mit der Kerbgruppe 71 beschrieben.

ENV 1993-2
Tab. L 2

$$\Delta\sigma_c = 71 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nachweis: $\frac{\Delta\sigma_{UIC}}{\Delta\sigma_c} \cdot \gamma_{Mf} = \frac{12.7}{71} \cdot 1.15 = 0.21 < 1$ NW erfüllt!

- Kehlnaht zwischen Querträgersteg und Längsrippensteg (Punkt 3, Abb. E-2)

Vorhandene Spannungsschwingbreite:

$$\sigma_{2GI} = \frac{1357 \text{ kNm}}{595600 \text{ cm}^3} \cdot 16.8 = 38.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{EG} = \frac{627.6 \text{ kNm}}{595600 \text{ cm}^3} \cdot 16.8 = 17.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta\sigma_{UIC} = \lambda \cdot \phi \cdot (\sigma_{2GI} - \sigma_{EG}) = 0.6 \cdot 1 \cdot (38.3 - 17.1) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 12.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ertragbare Spannungsschwingbreite:

Der maßgebende Kerbfall in diesem Punkt geht davon aus, dass sich in der nicht durchgeschweißten Naht ein Riss in der Nahtwurzel bildet. Dies wird durch das Konstruktionsdetail 2 mit der Kerbgruppe 36 beschrieben.

ENV 1993-2
Tab. L 5

$$\Delta\sigma_c = 36 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Nachweis: $\frac{\Delta\sigma_{UIC}}{\Delta\sigma_c} \cdot \gamma_{Mf} = \frac{12.7}{36} \cdot 1.15 = 0.41 < 1$ NW erfüllt!

4.3 Nachweis für max. V_z aus LK T9

Im Folgenden wird die Verbindungsstelle zwischen dem Querträger und dem Versteifungsträger untersucht (vgl. Abb. E-1). Vereinfachend werden die Querschnittswerte aus der Querträgermitte verwendet.

Bemessungsschnittgrößen
am Anschluss zum Ver-
steifungsträger:

$$N_{Sd} = 116.8 \text{ kN}$$

$$V_{y,Sd} = 14.4 \text{ kN}$$

Tab. C-21

$$M_{y,Sd} = -37.7 \text{ kNm}$$

$$V_{z,Sd} = -897.4 \text{ kN}$$

$$M_{z,Sd} = -41.9 \text{ kNm}$$

- Flankenkehlnähte zwischen Steg und Untergurt

Vorhandene Schubspannung: $\tau = \frac{897 \text{ kN} \cdot (39.7 \cdot 4 \cdot 68)}{707400 \cdot 2 \cdot 0.6 \text{ cm}^2} = 114.1 \frac{N}{\text{mm}^2}$

Grenzspannung: $\tau_{W,Rd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$

ENV 1993-1-1
Kap. 6.6.5.3

mit der Zugfestigkeit (S253): $f_u = 360 \frac{N}{\text{mm}^2}$

dem Korrelationsfaktor: $\beta_w = 0.9$

dem Teilsicherheitsbeiwert: $\gamma_{Mw} = 1.25$

ENV 1993-2
Tab. 6.1

folgt: $\tau_{W,Rd} = \frac{360 \frac{N}{\text{mm}^2}}{\sqrt{3} \cdot 0.9 \cdot 1.25}$ $\tau_{W,Rd} = 184.8 \frac{N}{\text{mm}^2}$

Nachweis: $\frac{114.1}{184.8} = 0.62 < 1$ NW erfüllt!

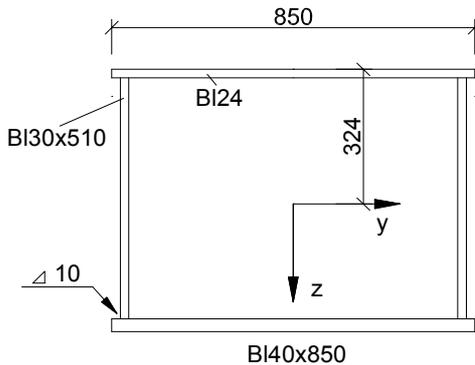
- Kehlnaht zum Anschluss an Versteifungsträger

Vorhandene Schubspannung: $\tau = \frac{897 \text{ kN}}{57.5 \cdot 2 \cdot 0.6 \text{ cm}^2} = 130 \frac{N}{\text{mm}^2}$

Nachweis: $\frac{130.0}{251.5} = 0.52 < 1$ NW erfüllt!

5. Endquerträger

5.1 Querschnittswerte am Bogenfußpunkt



$$A = 866 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 463500 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 924900 \text{ cm}^4$$

$$\text{Material: S235}$$

$$W_{y,o} = 14306 \text{ cm}^3$$

$$W_z = 21762 \text{ cm}^3$$

$$f_y = 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{M0} = 1.1$$

ENV 1993-1-1
Kap. 3.2.2.1

Die Fahrbahnlängsrippen werden durchgeführt.

Bestimmung der Querschnittsklasse:

$$\text{Obergurt} \quad b = 760 \text{ mm} \quad t_f = 24 \text{ mm}$$

$$\frac{b}{t_f} = 31.7 < 33$$

$$\text{Steg} \quad d = 510 \text{ mm} \quad t_w = 24 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = 21.3 < 72$$

==> Querschnittsklasse 1 !

ENV 1993-1-1
Kap. 5.3

5.2 Nachweise für min. M_y

Weil das Einspannmoment am Bogenfußpunkt betragsmäßig größer als das Feldmoment ist, wird nur der Nachweis für das minimale Biegemoment M_y geführt.

- Querschnittstragfähigkeit

$$\begin{aligned} \text{Bemessungsschnittgrößen:} \quad N_{Sd} &= -378.7 \text{ kN} & V_{y,Sd} &= 2159.3 \text{ kN} \\ M_{y,Sd} &= -1302.8 \text{ kNm} & V_{z,Sd} &= 465.6 \text{ kN} \\ M_{z,Sd} &= 2578.8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tab. C-22

Querkrafteinfluss:

$$V_{y,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{(68 \cdot 4 + 68 \cdot 2.4) \cdot \text{cm}^2}{1.1} \quad V_{y,Rd} = 5367.9 \text{ kN} > |V_{y,Sd}| = 2159.3 \text{ kN}$$

ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.6

Da der Bemessungswert kleiner als 50 % der Grenztragfähigkeit ist, kann der Querkrafteinfluss beim Nachweis für Biegung mit Längskraft vernachlässigt werden.

$$\begin{aligned} \text{Querschnittswiderstände:} \quad N_{Rd} &= \frac{866 \text{ cm}^2 \cdot 23.5 \text{ kN}}{1.1 \text{ cm}^2} & N_{Rd} &= 18500.9 \text{ kN} \\ M_{y,Rd} &= \frac{14306 \text{ cm}^3 \cdot 23.5 \text{ kN}}{1.1 \text{ cm}^2} & M_{y,Rd} &= 3056.3 \text{ kNm} \\ M_{z,Rd} &= \frac{21762 \text{ cm}^3 \cdot 23.5 \text{ kN}}{1.1 \text{ cm}^2} & M_{z,Rd} &= 4649.2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Nachweis für Biegung mit Längskraft:

ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.8

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} - \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{z,Rd}} = 1 = 1 \quad \text{NW erfüllt!}$$

- Flankenkehlnähte:

Vorhandene Schubspannung: $\tau = \frac{465.6\text{kN} \cdot (85 \cdot 2.4 \cdot 31)}{463500 \cdot 2 \cdot 1\text{cm}^2} + \frac{2159.3\text{kN} \cdot (51 \cdot 2.4 \cdot 40)}{924900 \cdot 2 \cdot 1\text{cm}^2} = 88.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Grenzspannung:

$$\sigma_{W,Rd} = \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$$

ENV 1993-1-1
Anhang M

mit der Zugfestigkeit (S235): $f_u = 360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

dem Korrelationsfaktor: $\beta_w = 0.9$

dem Teilsicherheitsbeiwert: $\gamma_{Mw} = 1.25$

ENV 1993-2
Tab. 6.1

folgt: $\sigma_{W,Rd} = \frac{360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{0.9 \cdot 1.25} \quad \sigma_{W,Rd} = 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Nachweis: $\frac{88.9}{320} = 0.28 < 1 \quad \text{NW erfüllt!}$

6. Anschluss der Hänger an die Verteilungsträger

Dieses Anschlussdetail ist in der *Abbildung 17* dargestellt. Die Tragfähigkeits- und Ermüdungsnachweise für den Punkt 1 wurden bereits für die Hängerbefestigung am Bogen in *Kapitel D-3.2.2.1* geführt. Im Folgenden werden lediglich die Nachweise für den Punkt 2 erbracht.

6.1 Querschnittstragfähigkeit im Punkt 2

Der Vergleichsspannungsnachweis wird, auf der sicheren Seite liegend, für ein gleichzeitiges Wirken der maximalen Hängerkraft und der maximalen Normalkraft im Verteilungsträger geführt. Da die infolge Volllast im Verteilungsträger auftretenden Biegemomente durchweg positiv sind und damit die Zugspannungen in seiner oberen Hälfte abmindern, werden sie vernachlässigt.

Bemessungs-Hängerkraft (Hänger 8):

$$H_{Sd} = 1212\text{kN}$$

Kap. C-3.4.2

in globalen Koordinaten:

$$H_{x,Sd} = 1212\text{kN} \cdot \cos(55.1^\circ) = 693.4\text{kN}$$

$$H_{z,Sd} = 1212\text{kN} \cdot \sin(55.1^\circ) = 994\text{kN}$$

Bemessungsnormalkraft
im Verteilungsträger:

$$N_{Sd} = 12267\text{kN}$$

Tab. C-17

Vorhandene Spannungen: $\sigma_x = \frac{12267\text{kN}}{782.2\text{cm}^2} + \frac{693.4\text{kN}}{33.2\text{cm}^2} = 261.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$$\sigma_z = \frac{994\text{kN}}{33.2\text{cm}^2} = 150.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Vergleichsspannungsnachweis:

$$\sigma_v = \sqrt{261.9^2 + 150.6^2} \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} = 302.1 \frac{N}{\text{mm}^2} < \frac{355 \cdot N}{1.1 \cdot \text{mm}^2} = 322.7 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{NW erfüllt!} \quad \text{ENV 1993-1-1 Kap. 5.4.8}$$

6.2 Ermüdungsfestigkeit im Punkt 2

Die maximale Normalkraftdifferenz aus Verkehr tritt im Hänger 4 auf (vgl. Tabelle C-15). Weil dieser Hänger nahezu senkrecht verläuft, wird vereinfachend davon ausgegangen, dass die Spannungen senkrecht zur Stumpfnahm im Punkt 2 wirken.

Charakt. Schnittgrößen: $N_{\text{UIC,max}} = 561 \text{ kN}$ Tab. C-15
 $N_{\text{UIC,min}} = -242 \text{ kN}$
 $\Delta N_{\text{UIC}} = 803 \text{ kN}$

Anpassungsbeiwert λ : $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$ ENV 1993-2 Kap. 9.5.3

Mit diesem Anpassungsbeiwert wird das tatsächliche Spannungsspektrum auf ein schädigungsäquivalentes Einstufenkollektiv mit der Spannungsspielzahl $N = 2 \times 10^6$ überführt.

- Spannweitenbeiwert λ_1 : Mit einer Spannweite von 100 m und einem Verkehr nach EC Mix
ist $\lambda_1 = 0.6$
- Verkehrsstärkenbeiwert λ_2 : Mit einem angenommenen Verkehrsaufkommen von $30 \times 10^6 \text{ t / Jahr}$ und Gleis
ist $\lambda_2 = 1.04$
- Lebensdauerbeiwert λ_3 : Mit einer angenommen Lebensdauer von 80 Jahren
ist $\lambda_3 = 0.96$
- Gleichzeitigkeitsbeiwert λ_4 : Dieser Beiwert berücksichtigt die Häufigkeit einer gleichzeitig ungünstigsten Laststellung auf beiden Gleisen. Zu seiner Ermittlung wird das Verhältnis aus der maximalen Spannungsschwingbreite bei Verkehr auf einem Gleis und bei Verker auf beiden Gleisen benötigt. Dies wird unter Verwendung der Einflusslinien für den Hänger 14 bestimmt.

$$\Delta EF_1 = 0.09 \quad \Delta EF_{1,2} = 0.13 + 0.09$$

Abb. C-84

$$\frac{\Delta EF_1}{\Delta EF_{1,2}} = 0.4 \quad \text{--->} \quad \lambda_4 = 0.71$$

Damit ergibt sich der Anpassungsbeiwert zu: $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \quad \lambda = 0.43$

Vorhandene Spannungsschwingbreite:

$$\Delta \sigma_{\text{UIC}} = \frac{\lambda \cdot \phi \cdot \Delta N_{\text{UIC}}}{A_{\text{H1}}} = \frac{0.43 \cdot 1 \cdot 803 \cdot \text{kN}}{33 \cdot 2 \cdot \text{cm}^2} = 52.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ertragbare Spannungsschwingbreite:

Der maßgebende Kerbfall in diesem Punkt wird durch das Konstruktionsdetail 3 mit der Kerbgruppe 112 beschrieben.

ENV 1993-2
Tab. L 3

$$\Delta \sigma_c = 112 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nachweis: $\frac{\Delta \sigma_{\text{UIC}}}{\Delta \sigma_c} \cdot \gamma_{\text{Mf}} = \frac{52.3}{112} \cdot 1.15 = 0.5 = 1 \quad \text{NW erfüllt!}$

7. Einhaltung der zulässigen Verformungen

- Vertikalverformung der Gleisachse in Brückenmitte

Es wird davon ausgegangen, dass die Fahpahnplatte um die Verformungen aus Eigen-
gewicht überhöht gefertigt wird. Für die folgenden Nachweise wird daher lediglich der
Verformungsanteil aus Verkehr betrachtet.

$$\text{mit } L = 100\text{m} \quad \text{und} \quad 160 \frac{\text{km}}{\text{h}} \leq v \leq 200 \frac{\text{km}}{\text{h}}$$

beträgt der Grenzwert der Vertikalverformung in Gleisachse:

nach Eurocode	$\frac{100\text{m}}{600} = 166.7 \text{ mm}$	für Belastung eines Gleises	<i>ENV 1991-3</i> <i>Kap. G-3.1.3</i>
nach DS 804	$\frac{100\text{m}}{1000} = 100 \text{ mm}$	für Belastung beider Gleise	<i>DS 804</i> <i>Abs. 266</i>

Die vorhandene Verformung der Gleisachse aus Verkehr in Brückenmitte
(Knoten 1077) beträgt:

für Belastung eines Gleises	$v_v = 133\text{mm} - 82\text{mm} = 51 \text{ mm}$	$< 167 \text{ mm}$	<i>Kap. C-3.5.2</i>
für Belastung beider Gleise	$v_v = 175\text{mm} - 82\text{mm} = 93 \text{ mm}$	$< 100 \text{ mm}$	<i>Kap. C-3.5.3</i>

Damit sind die Anforderungen beider Normen erfüllt!

- Endtangentialverdrehung am Widerlager

Der Grenzwert der Verdrehung in Gleisachse beträgt:

nach Eurocode	$\Theta = 0.0035\text{rad}$	für Belastung eines Gleises	<i>ENV 1991-3</i> <i>Kap. G-3.1.2.3</i>
nach DS 804	$\Theta = 0.004$	für Belastung beider Gleise	<i>DS 804</i> <i>Abs. 266</i>

Die vorhandene Verdrehung der Gleisachse (Knoten 1658) aus Verkehr
beträgt:

für Belastung eines Gleises	$\Theta_v = 0.008 - 0.005 = 0.003$	< 0.0035	<i>Kap. C-3.5.2</i>
für Belastung beider Gleise	$\Theta_v = 0.009 - 0.005 = 0.004$	< 0.004	<i>Kap. C-3.5.2</i>

Damit sind die Anforderungen beider Normen erfüllt!