

TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN

FAKULTÄT
BAUINGENIEURWESEN

INSTITUT
FÜR TRAGWERKE
UND BAUSTOFFE

DIPLOMARBEIT

Thema:

Vergleichsrechnung einer Netzwerkbogenbrücke
unter Einsatz des Europäischen Normenkonzeptes

Bearbeiter:
Stephan Teich
Stefan Wendelin

Betreut durch:
Prof. Dr.-Ing. habil. Wolfgang Graße
Doz. em. Dr.-Ing. Per Tveit

In Zusammenarbeit mit der Høgskolen i Agder in Grimstad, Norwegen



August 2001

Aufgabenstellung

Diplomanten: Stephan Teich, Stefan Wendelin

Bearbeitungszeitraum: 21. Mai 2001 bis 21. August 2001

Thema:

Vergleichsrechnung einer Netzwirkbogenbrücke unter Einsatz des Europäischen Normenkonzeptes

Zielsetzung:

Anhand eines konkreten Beispiels, der Åkviksundbrücke in Norwegen, ist eine Vergleichsbemessung unter ausschließlicher Verwendung des Eurocodes durchzuführen.

Nach einer Aufstellung der relevanten Lasten und Bemessungsvorschriften sind anhand des Beispieltragwerkes überschlägige Bauteilabmessungen zu ermitteln. Mit diesen Werten soll eine dreidimensionale Berechnung der Brücke erfolgen.

Die Abmessungen der Stahlbauteile sind durch Stabilitätsuntersuchungen zu optimieren. Zur Aufnahme der Windlasten soll eine geeignete Aussteifung gewählt werden. Unter Berücksichtigung des Ermüdungsverhaltens ist eine vorteilhafte Hängerkonstruktion zu entwerfen und zu bemessen. Die Biegetragfähigkeit des Betonuntergurtes soll nachgewiesen und die zur Aufnahme der Zugkräfte aus Bogenschub erforderlichen Spannglieder dimensioniert werden.

Die erforderlichen Materialmengen sind denen des Beispieltragwerkes gegenüberzustellen.

Die Aufgaben der Studenten sind folgendermaßen verteilt:

Stephan Teich

Stefan Wendelin

- Ermittlung der relevanten Lasten und Berechnungsvorschriften unter Verwendung des Eurocodes
 - Bestimmung vorläufiger Abmessungen auf der Grundlage der Äkviksundbrücke
 - Durchführung einer dreidimensionalen Computerberechnung
-
- Stabilitätsuntersuchungen des Bogens bei halbseitiger Belastung und Torsionsbeanspruchung
 - Nachweis und Ermüdungsuntersuchung der Hänger
 - Bemessung des Betonquerschnitts und des Endquerträgers
 - Temporärer Untergurt
-
- Konstruktive Durchbildung des Bogenfußpunktes
-
- Vergleich der Momente in der Fahrbahnplatte bei unterschiedlichen Berechnungsmodellen
 - Verhalten der Fahrbahnplatte bei unterschiedlichen Brückenbreiten
-
- Stabilitätsuntersuchungen des Bogens unter Volllast und außergewöhnlichen Beanspruchungen
 - Bemessung der Windaussteifung
 - Ermittlung der erforderlichen Spannkraft
 - Lagerbemessung
-
- Untersuchungen zur mitwirkenden Plattenbreite
 - Einfluss des Windverbandes auf den Bogen

Prof. Dr.-Ing. habil. W. Graße
Verantwortlicher Hochschullehrer

Doz. em. Dr.-Ing. P. Tveit
Betreuer



Bolstadstraumenbrücke in Norwegen von Per Tveit

Danksagung

Unser besonderer Dank gilt
unseren Konsulenten
Doz. em. Dr.-Ing. Per Tveit
und
Prof. Dr.-Ing. habil. Wolfgang Graße
für die ausgezeichnete Zusammenarbeit
und Betreuung.

Erklärung

Die von uns eingereichte Diplomarbeit zum Thema

Vergleichsrechnung einer Netzbogenbrücke unter Einsatz des Europäischen Normenkonzeptes

wurde von uns selbstständig und nur unter Verwendung der in der Arbeit angegebenen Literatur angefertigt.

Dresden, 21. August 2001

Stephan Teich

Stefan Wendelin

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	8
2	Netzwirkbogenbrücken	11
2.1	Allgemeines	11
2.2	Besonderheiten der norwegischen Brücken	15
3	Berechnung nach Eurocode und konstruktive Durchbildung	26
3.1	Vorüberlegungen	26
3.2	Bogen und Windportal	34
3.3	Windverband	45
3.4	Hänger	47
3.5	Untergurt	62
3.6	Lager	68
4	Tragwerksverformungen	69
4.1	Durchbiegung der Fahrbahnplatte in Querrichtung	69
4.2	Längsverformung der Brücke	71
4.3	Querverformung der Brücke	74
5	Fertigung und Montage des Bogentragwerkes	76
5.1	Allgemeines	76
5.2	Errichtung des Brückenbauwerkes	77
5.3	Temporärer Untergurt	79
6	Stahlgewicht	84
7	Sonderuntersuchungen	88
7.1	Bedeutung der mitwirkenden Plattenbreite in zweidimensionalen Berechnungen	88
7.2	Einfluss des Windverbandes auf den Bogen	94
7.3	Vergleich der Momente in der Fahrbahnplatte bei unterschiedlichen Berechnungsmodellen	97
7.4	Verhalten der Fahrbahnplatte bei unterschiedlichen Brückenbreiten	107

8 Abschließende Betrachtung 113**Abbildungsverzeichnis 115****Tabellenverzeichnis 116****Normenverzeichnis 117****Literaturverzeichnis 118****Anhang A – Lastannahmen und Lastkombinationen****Anhang B – Vordimensionierung****Anhang C – Finite Element Berechnung****Anhang D – Bemessung und Nachweisführung**

1 Einleitung

In einer Zeit, in der sich die Auftragssuche von Ingenieurbüros und bauausführenden Unternehmen über die Grenzen des eigenen Landes hinausbewegt, sind allgemeine Standards für die Planung und Durchführung von Bauaufgaben als vorteilhaft anzusehen.

Die einzelnen Länder unterscheiden sich jedoch hinsichtlich des Umfangs und Inhalts ihrer Regelwerke. Auch die Vielzahl der Ausführungsmöglichkeiten und der Einsatz anderer Materialien erschwert es den Unternehmen ihre Wettbewerbsfähigkeit zu bewahren.

Aus diesem Grund arbeiten Ingenieure mehrerer europäischer Länder zusammen, um die verschiedenen nationalen Bau- und Denkweisen in einem einheitlichen europäischen Normenkonzept zu standardisieren. Dabei ist es wichtig, die Vorteile der unterschiedlichen Vorschriften zu erkennen, übernommene nationale Regelungen weitestgehend zu vereinfachen, und diese dem Gesamtkonzept anzupassen.

Dieses umfassende Regelwerk wird als Eurocode bezeichnet. Die bisher herausgegebenen Vornormen dürfen in der Praxis bereits ihre Anwendung finden. In naher Zukunft sollen die nationalen Vorschriften nach einer Übergangsphase durch das europäische Normenkonzept ersetzt werden.

Das Thema unserer Diplomarbeit bestand darin, die nach norwegischen Normen bereits berechnete Äkviksund-Netzwerkbogenbrücke unter Einsatz des Eurocodes neu zu berechnen, und das erforderliche Stahlgewicht mit dem bereits bekannten Stahlgewicht zu vergleichen. Daher bot sich für uns die Gelegenheit, zum ersten Mal ein komplettes Brückentragwerk von den Lastannahmen bis zur Nachweisführung nur unter Verwendung des europäischen Normenkonzeptes zu berechnen.

Weiterhin war es uns durch die Bearbeitung direkt in Norwegen möglich, einige Unterschiede der bereits erwähnten Bau- und Denkweisen anderer Länder kennenzulernen, und Einblicke in norwegische Vorschriften zu erlangen.

Zwischen den Regelwerken von Deutschland und Norwegen lassen sich einige Parallelen erkennen. Viele Nachweise werden ähnlich geführt und in den neueren, überarbeiteten norwegischen Normen sind bereits Teilabschnitte des europäischen Normenkonzeptes eingearbeitet.

Jedoch gibt es auch gravierende Unterschiede. Die Lastannahmen für Verkehrslasten auf Brücken sind den jeweiligen Bedürfnissen und der Verkehrsdichte angepasst und daher in Norwegen niedriger anzusetzen als in der deutschen Norm DIN 1072 oder etwa in der europäischen Norm ENV 1991-3. Weiterhin sind die Lastannahmen für Einwirkungen aus Wind geringer definiert. Das erscheint etwas merkwürdig, wenn man bedenkt, dass große Teile Deutschlands sicherlich nicht sehr viel höheren Windgeschwindigkeiten ausgesetzt sind als in Norwegen. Dort gilt es, in Zukunft vernünftige Ansätze herauszufiltern, um für Windbelastungen realistischere Werte annehmen zu können.

Ein weiterer Unterschied lässt sich bezüglich des Einsatzes von Materialien mit hohen Festigkeiten erkennen. Das Land Norwegen hat in den vergangenen Jahren sehr viel Geld in die Ölindustrie gesteckt. Die Erfahrungen, welche die Bauindustrie im Umgang mit hochfesten Materialien durch deren Einsatz im Off-Shore-Bereich sammeln konnte, finden mittlerweile auch im üblichen Hoch- und Brückenbau Anwendung. Stahlsorten mit Zugfestigkeiten von 460 N/mm^2 bis 560 N/mm^2 und Hochleistungsbetone mit Festigkeiten bis 85 N/mm^2 sind in den norwegischen Regelwerken verankert und werden auch bedenkenlos eingesetzt.

Unser Ziel war es, das Tragwerk der Åkviksundbrücke dem europäischen Standard anzupassen und somit möglichst vielen Anforderungen bezüglich der verkehrstechnischen Bedürfnisse, der konstruktiven Durchbildung und des Materialeinsatzes gerecht zu werden. Das erforderte eine gründliche Vorüberlegung und reichlich Kompromissbereitschaft.

Frau Maria Esslinger zitierte in Ihrer Doktorarbeit einen Ausspruch von Professor Pelikan:

„Ein Ingenieur kann nicht alles berechnen, er muss aber alles durchdenken.“

Dieser Satz sollte uns als ein wichtiger Leitfaden für die gesamte Bearbeitung der Diplomarbeit dienen. In den Berechnungen beschränkten wir uns auf die Haupttragglieder des Brückenüberbaus und die wichtigsten Anschlusspunkte. Auf eine Berechnung bis ins kleinste Detail wurde verzichtet, da es uns wichtiger erschien, möglichst viele Aspekte zu betrachten und genau zu durchdenken.

2 Netzwerkbogenbrücken

2.1 Allgemeines

Netzwerkbogenbrücken sind sehr komplexe Brückenbauwerke, in denen die Stahl-, Stahlbeton- und Spannbetonbauweise miteinander kombiniert sein können. Es ist von Vorteil sich zunächst mit dem Tragverhalten und dem Aufbau dieser Konstruktionen auseinander zu setzen.

Wie herkömmliche Stabbogenbrücken können auch Netzwerkbogenbrücken ihrer Tragfunktion nach den Bögen mit Zugband zugeordnet werden. Das heißt, die Bögen erhalten Druckkräfte und die Untergurte müssen die aus Bogenschub entstehenden Zugkräfte aufnehmen. Dennoch unterscheidet sich dieser Brückentyp wesentlich von Stabbogenbrücken mit vertikalen Hängern.

Netzwerkbogenbrücken haben geneigte Hänger, die sich in mehreren Punkten kreuzen. Diese Hänger verbinden Bogen und Untergurt in kleineren Abständen, wobei die Abstände und der Grad der Hängerneigung sehr entscheidend für die Effizienz dieses Brückentyps sind.

Warum wird ein Netzwerk verwendet?

Für den Einsatz eines Netzwerkes sprechen zwei Gründe. Zum einen das vorteilhafte Tragverhalten geneigter Hänger bei halbseitiger Brückenbelastung und zum anderen die kleinen Momenten im Ober- und Untergurt.

Zur Erläuterung des Verhaltens von Hängern bei halbseitiger Belastung wird zunächst ein herkömmlicher Stabbogen mit vertikalen Hängern als Modell herangezogen. Die belastete Bogenhälfte folgt der Fahrbahnverformung in Krafrichtung. Zusätzlich hat der Bogen die Tendenz, sich horizontal in Längsrichtung zu verschieben, was zu größeren Biegemomenten in den Gurten führt.

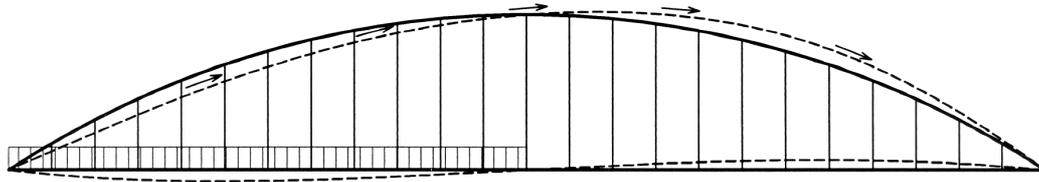


Abbildung 2-1: Modell eines Stabbogens mit vertikalen Hängern unter Halblast

Erhalten die Hänger eine Neigung, wie in Abbildung 2-2 dargestellt, kann man dieser Verschiebung entgegenwirken.

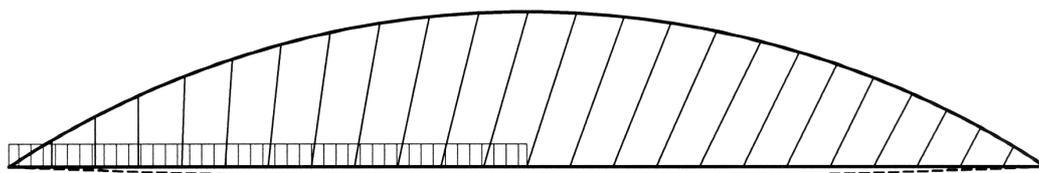


Abbildung 2-2: Modell eines Stabbogens mit geneigten Hängern unter Halblast

Als Ausgangspunkt für die Erläuterung der Vorteile gekreuzter Hänger und somit einer geringen Momentenbeanspruchung dient eine einfache Bogenbrücke mit geneigten Hängern. Die Hängeranordnung ähnelt den Diagonalen eines Strebenfachwerkes.

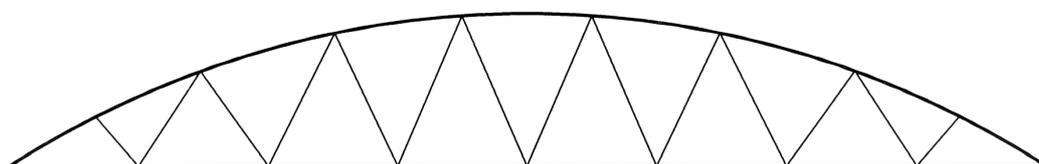


Abbildung 2-3: Modell eines Stabbogens mit geneigter Hängeranordnung

Bei diesem Modell besteht allerdings das Problem, dass bei halbseitiger Brückenbelastung eine Vielzahl Hänger ausfällt. Dem kann entgegengewirkt werden, indem die Abstände der Hängerangriffspunkte vergrößert werden und die Hänger somit eine flachere Neigung erhalten. Das führt allerdings zum Anwachsen der Momente in den Gurten. Die Knicklast des Bogens wird herabgesetzt.

Eine Lösung dieses Problems ist mit dem Einbau weiterer, zueinander versetzt angeordneter Hängergruppen gefunden. Man erhält bei einer vorteilhaften Lastverteilung geringe Biegemomente im Untergurt und sehr kleine Knicklängen im Bogen.

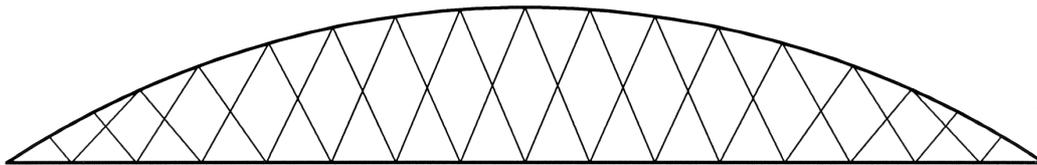


Abbildung 2-4: Modell eines Stabbogens mit geneigter und gekreuzter Hängeranordnung

Das entstandene Netzwerk kann als eine Reihe von aufeinanderliegenden Fachwerken mit unterschiedlichen Diagonalen angesehen werden. Die einzelnen Fachwerke bilden dabei mit den Gurten eine Einheit. Auch die Wirkungsweise lässt sich mit der eines Fachwerkes vergleichen. Betrachtet man die Einflusslinie eines Hängers, lassen sich Parallelen zur Einflusslinie einer Fachwerkdigonale feststellen. Die Größe der Ordinaten der Hänger von Netzbogenbrücken wird durch die Anzahl der Kreuzungen bestimmt. Besteht das Netzwerk z. B. aus drei übereinandergestapelten Fachwerken, so betragen die Werte der Einflusslinienordinaten etwa nur ein Drittel einer einzelnen Fachwerkdigonale.

Der Aufbau des Netzwerkes wurde vielfach variiert und kam in unterschiedlichen Varianten zur Ausführung. Beispiele dafür sind die Brücken

von Steinkjer und Bolstadstraumen in Norwegen, die Fehmarnsundbrücke in Deutschland und die Shinhamadera-Brücke in Japan.

Die Lösungen in Deutschland und Japan bevorzugten Hänger mit gleicher Neigung. Weiterhin wurden jeweils zwei Hänger in einem Knotenpunkt des Untergurtes verankert. Als Fahrbahn kam eine orthotrope Platte zum Einsatz (vgl. *Stein, P.* [10], *Yoshikawa, O.* [11]).

Im Gegensatz dazu präsentierte Tveit bei seinen norwegischen Brücken andere Lösungsmöglichkeiten. Da wir uns in unserer Diplomarbeit ausschließlich mit diesem Brückentyp beschäftigten, soll deren Aufbau näher erläutert werden.

2.2 Besonderheiten der norwegischen Brücken

2.2.1 Ein optimales Hängernetz

Das Ziel besteht darin, möglichst kleine Biegemomente im Bogen und Untergurt mit einem gleichmäßigen Verlauf zu erhalten. Um diese gewünschte Tragwirkung zu realisieren, ist die Art und Weise die Hängeranordnung von entscheidender Bedeutung.

Folgende Punkte sollten bei der Suche nach einem optimalen Hängernetz berücksichtigt werden:

- Geringe Biegemomente in Bogen und Untergurt
- Gleiche Querschnitte und maximale Ausnutzung der Zugfestigkeit in allen Hängern
- Ausreichende Resistenz gegen Hängerausfall
- Geringer Durchmesser der Hängestangen
- Ästhetisches Erscheinungsbild

In Abbildung 2-5 ist die Anordnung der Hänger bei der Åkviksundbrücke dargestellt. Das Hängernetz verspricht eine zufriedenstellende Erfüllung der oben aufgeführten Ziele und kann annähernd als optimal bezeichnet werden.

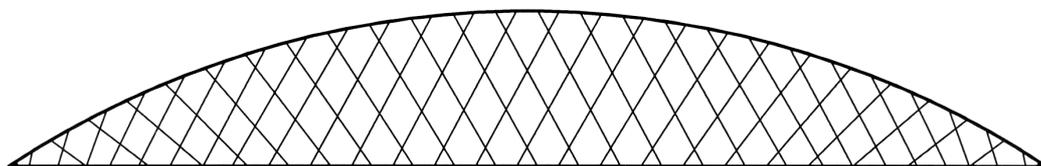


Abbildung 2-5: Darstellung der Hängeranordnung bei der Åkviksundbrücke

Variation der Hängerabstände im Bogen

Die Hänger sollten in gleichmäßigen Abständen am Bogen angebracht werden. Dies führt zu kleinen Biegemomenten aus lokaler Krümmung des Bogens unter Vollast und bietet eine gute elastische Unterstützung des Bogens bei Knicken in der Bogenebene.

Geringe Hängerabstände lassen den Lastfall mit voller Belastung über die Querschnittsdimensionierung entscheiden, wenn der Biegemomentenzuwachs infolge Hängerausfall klein gehalten wird. Der Zuwachs resultiert aus einer Verdoppelung der Abstände durch Schlaffwerden der Hänger, in denen der Bogen von den Hängern unterstützt wird. Werden die Abstände der Knotenpunkte von vornherein zu groß gewählt, ruft der Hängerausfall durch halbseitige Brückenbelastung solche großen Momente im Bogen hervor, dass dieser Lastfall für die Bemessung maßgebend wird.

Aus diesen Gründen ist es günstiger in jedem Knotenpunkt nur einen Hänger zu befestigen. Daraus resultiert auch eine sehr einfache Ausführung des Hängeranschlusses.

Aufteilung der Hängerangriffspunkte im Untergurt

Die Kräfte in allen Hängern sollen einen annähernd gleichen Wert annehmen. Dies wird durch eine Variation des Abstandes der Hängerbefestigungen am Untergurt erreicht. Eine optimale Anordnung ergibt sich aus gleichbleibenden Abständen in Brückenmitte und einer Variation der Angriffspunkte im Bereich der Widerlager, sodass in allen Hängern annähernd gleiche Kräfte auftreten. Die Abstände in Brückenmitte sollten in etwa denen am Bogen entsprechen.

Die Zahl der Hänger

Eine zentrale Frage beim Entwurf von Netzwerkbogenbrücken ist die optimale Hängeranzahl. Bei der Entscheidung müssen sowohl statische als auch ökonomische Anforderungen berücksichtigt werden.

Aus statischer Hinsicht ist es vorteilhafter sehr viele Hänger zu verwenden. Das Ergebnis sind leichtere Konstruktionen, da zum einen die Biegung in den Gurten reduziert wird und zum anderen die Hängerkräfte geringer werden.

Neben den geringeren Querschnittsabmessungen wirkt sich eine große Anzahl von Hängestangen positiv auf die Sicherheit des Systems bei Unglücksfällen aus. Das Reißen mehrerer Hänger im Falle eines Fahrzeuganpralls hat im Vergleich zu Bogenbrücken mit vertikalen Hängern keine großen Auswirkungen auf die Standfestigkeit des Tragwerkes. Der Grund dafür liegt in der Auffächerung der Hänger. Reißen z. B. vier am Untergurt benachbarte Hänger, bleiben die Beanspruchungen des Bogens gering, da sich die Wirkungen auf zwei voneinander getrenntliegende Bereiche im Bogen verteilen.

Ökonomisch betrachtet ist eine große Hängeranzahl eher ungünstig. Die Kosten für Herstellung und Montage steigen durch die Vielzahl der Verbindungen an. Durch gleichbleibende Querschnitte und einfache Anschlusskonstruktionen können die Kosten allerdings begrenzt werden.

Wahl der Hängerneigung

Die Neigung der Hänger muss nicht zwingend über die gesamte Brückenlänge konstant sein. Vielmehr sollte sie so gewählt werden, dass die Hänger eine geringe Tendenz zum Schlaffwerden aufweisen und die maximalen Hängerkräfte einen annähernd gleichen Wert annehmen.

Diese Empfehlung beruht auf der Tatsache, möglichst kleine Biegemomente mit gleichmäßigem Verlauf in den Gurten zu erhalten. Neben den bereits erwähnten Hängerabständen kann dieses Ziel mit der Hängerneigung beeinflusst werden. Dabei hat der Grad der Neigung großen Einfluss auf die Biegung der Gurte durch konzentrierte Lasten und auf die Biegung infolge des Schlaffwerdens der Hänger.

Zur Erläuterung des Verhaltens unter konzentrierten Lasten soll das Netzwerk noch einmal als eine Reihe von aufeinandergesetzten Fachwerken betrachtet werden. Konzentrierte Lasten müssen gleichmäßig auf die Fachwerke verteilt werden, damit alle Fachwerke die selbe Verformung erhalten. Auswirkungen der konzentrierten Lasten sind Biegemomente in den Gurten, deren Größe von der aus der Hängerneigung resultierenden Lastverteilungsbreite abhängig ist. Kleine Verteilungsbreiten rufen kleine Biegemomente hervor. Daraus lässt sich ein Vorteil von steiler geneigten Hängern erkennen, da diese die Last bereits auf einer kurzen Distanz verteilen (vgl. Abbildung 2-6).

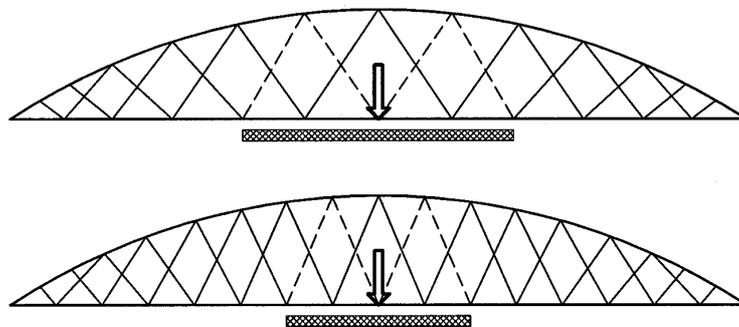


Abbildung 2-6: Abhängigkeit der Lastverteilungsbreite von der Hängerneigung

Die Biegung in den Gurten ist sehr gering, wenn alle Hänger Zugkräfte erhalten. Wird die Brücke allerdings nur halbseitig durch Verkehr belastet, kann es zum Ausfall einiger Hänger kommen. Der ungünstigste Fall tritt dabei durch Belastung von etwas mehr als der halben Spannweite auf.

Die Biegemomente und die Verformung einer Netzwerkbogenbrücke (Wien 1980) unter dieser ungünstigen Laststellung zeigt Abbildung 2-7. Die gekennzeichneten Hänger fallen dabei in der Reihenfolge ihrer Nummerierung aus.

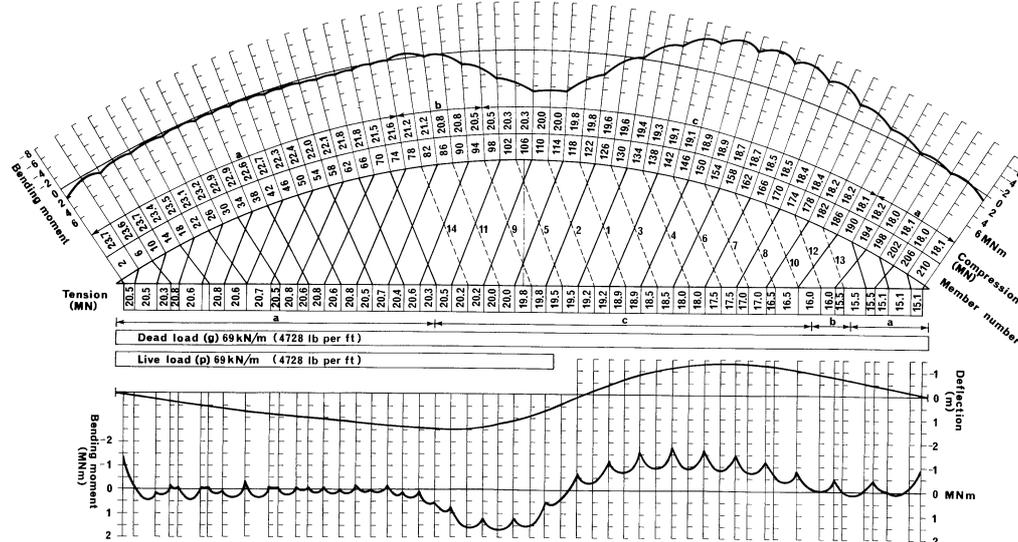


Abbildung 2-7: Schnittgrößen/ Verformungen einer Netzwerkbogenbrücke unter Halblast

Bezüglich des Tragverhaltens unter halbseitiger Belastung kann die Brücke in verschiedenen Bereiche unterteilt werden. Im Bereich „a“ verhält sich die Kombination von Gurten (und Hängern) weiterhin wie ein Fachwerk, bei dem alle Hänger Zug erhalten, während die Gurte im Bereich „c“ aufgrund des Hängerausfalls nur noch durch die halbe Zahl der Hänger verbunden sind. Dieser Teil des Tragwerkes verhält sich ähnlich wie eine Stabbogenbrücke mit vertikalen Hängern. Das Schlaffwerden der Hänger führt zu einem beachtlichen Momentenzuwachs. Allerdings ist die Biegung in den Gurten geringer als in einer Bogenbrücke mit vertikalen Hängern, da die geneigten Hänger der horizontalen Verschiebung der Bögen entgegenwirken und sich ein Teil des Netzwerkes weiterhin wie ein Fachwerk verhält.

Um die Biegung infolge Hängerausfall dennoch zu verringern, muss man die Hänger mit einer geringeren Neigung versehen. Die Tendenz zum

Schlaffwerden wird dadurch herabgesetzt. Ein kleinerer Neigungswinkel führt jedoch zum Anwachsen der Momente infolge konzentrierter Lasten.

Es ist also ein Kompromiss erforderlich, der beide Einflüsse berücksichtigt. Dabei kann davon ausgegangen werden, dass die Berechnung des Tragwerks mit ausgefallenen Hängern einen erhöhten Rechenaufwand erfordert. Die Hänger sollten daher eine Neigung erhalten, die darauf schließen lässt, dass Volllast maßgebend für die Bemessung des Tragwerkes wird.

Tragfähigkeit trotz Hängerausfall

Im vorangegangenen Text wurde das Problem des Hängerausfalls unter halbseitiger Verkehrslast bereits erwähnt. Es handelt sich dabei um einen wichtigen Effekt von Netzbogenbrücken, auf den noch etwas näher eingegangen werden soll.

Das Schlaffwerden der Hänger beruht auf der horizontalen Verschiebung des Bogens unter Halblast. Der Hängerausfall ist jedoch nicht unbedingt mit einem ungünstigeren Tragverhalten der Brücke verbunden. Die Bedeutung dieses Lastfalls ist durch das Verhältnis der Verkehrslasten zu den Eigenlasten bestimmt. Einen guten Eindruck darüber vermittelt Abbildung 2-8 aus *Tveit, P.* [5]. Das Diagramm stellt die Abhängigkeit der Maximalspannung im Bogen vom Verhältnis Verkehrslast/Eigenlast für volle und halbseitige Brückenbelastung an der ungünstigsten Stelle dar und bezieht sich auf das bereits in Abbildung 2-7 gezeigte Tragwerk. An der Abszisse ist vermerkt, wie viele Hänger beim entsprechenden Lastverhältnis ausfallen.

Es ist deutlich zu erkennen das bei einer niedrigen Verkehrslast der Lastfall Halblast zu geringeren Maximalspannungen führt und daher nicht maßgebend ist. Die Momente im Bogen wachsen zwar an, aber aufgrund der halbseitigen Belastung sinkt die Normalkraft.

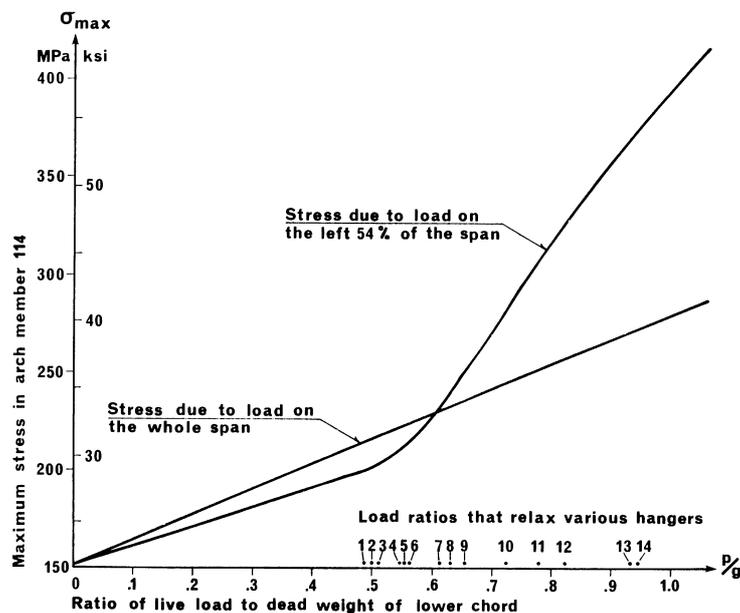


Abbildung 2-8: Spannung im Bogen in Abhängigkeit vom Verhältnis Verkehr/ Eigenlast

Erst ab einem Verhältnis Verkehrslast/ Eigenlast von 0,61 erreichen die Spannungen aus Halblast die Werte für Volllast. In dem untersuchten Fall sind unter diesem Verhältnis sechs Hänger ausgefallen. Bei einer weiteren Erhöhung der Verkehrslast werden die Momente infolge fortschreitenden Hängerausfalls so groß, dass der Spannungsanteil den sie liefern entscheidend für die Maximalspannung ist. Der Lastfall Halblast wird dann für die Dimensionierung der Bögen entscheidend.

2.2.2 Ein schlanker Bogen

In den Bögen resultiert die Hauptbeanspruchung aus der Normalkraft, die Biegemomente sind aufgrund der elastischen Unerstützung durch die Hänger und den Windverband verhältnismäßig gering. Daher erweist es sich als zweckmäßig, für die Bögen Breitflansch-Stützenprofile zu verwenden. Diese Profile eignen sich sehr gut für den Lastabtrag großer Normalkräfte. Im Gegensatz zu den sonst sehr häufig verwendeten geschweißten Hohlprofilen

lassen sich die Walzprofile kostengünstig herstellen und erfordern nur wenige konstruktive Details in der baulichen Durchbildung des Brückentragwerkes.

Die geringen Momente im Bogen wirken sich positiv auf die erforderliche Profilhöhe aus. Das Ergebnis ist ein sehr schlanker Bogen, der ein sehr ästhetisches Erscheinungsbild ermöglicht und dem Wind eine geringe Angriffsfläche bietet.

Bis zu Spannweiten von 150 m bei Straßenbrücken und 100 m bei eingleisigen Eisenbahnbrücken ist der Einsatz der gewalzten Breitflansch-Stützenprofile wirtschaftlich. Bei größeren Spannweiten sollten die Bögen auch bei dieser Art von Netzwerkbogenbrücken als geschweißte Hohlprofile ausgeführt werden.

Die Form der Bögen entspricht einem Kreisbogen. Durch die konstante Krümmung wird eine annähernd gleichmäßige Normalkraft in den Bögen erreicht. Der Momentenverlauf sowohl des Bogens als auch des Untergurts wird dadurch gleichmäßiger. Hinzu kommt die Kostensenkung durch eine vereinfachte Produktion.

Aufgrund des engen Hängerabstandes und der daraus resultierenden guten elastischen Unterstützung der Bögen ist für die Bogenstabilität das Knicken in der Bogenebene nicht maßgebend. Die kurzen Knicklängen und somit die geringe Schlankheit machen den Einsatz höherfester Stähle trotz ihrer ungünstigeren Stabilitätseigenschaften wirtschaftlich. Die Profile sind um 90° verdreht angeordnet. So lassen sich die Querschnittseigenschaften optimal nutzen. Im Bereich des Windportals ist eine Querschnittsverstärkung infolge der größeren Knicklänge oft unumgänglich.

2.2.3 Ein Untergurt nur aus Spannbeton

Der Untergurt der norwegischen Netzwerkbogenbrücken ist ein reines Betontragwerk und verzichtet vollständig auf den Einsatz von Stahl in einem Quer- und Längsträgersystem.

Beton ist jedoch nicht in der Lage die hohen Zugkräfte im Untergurt aus der Stabbogenwirkung aufzunehmen. Zu diesem Zweck kommen Längsspannglieder zum Einsatz, die in den jeweils in Bogenebene liegenden Randträgern verlegt sind.

Zwischen diesen zwei längsverlaufenden Randträgern spannt sich eine schlanke Stahlbetonplatte. Die Querschnittshöhe der Fahrbahnplatte wird durch das auftretende Biegemoment in Querrichtung bestimmt.

Durch den Einfluss der Schwerlastwagen können die Querbiegemomente örtlich große Werte annehmen. Als Material sollte daher Beton mit hohen Festigkeiten bevorzugt werden. Überschreitet der Bogenabstand eine Distanz von etwa 12 m, wird eine Quervorspannung zweckmäßig.

Die Lastverteilung der Betonplatte für hohe Einzellasten erfolgt gleichmäßig, während Querträger diese Lasten konzentriert in die Längsträger eintragen und damit in den Längsträgern und den Bögen größere Biegemomente verursachen.

Ein Vergleich der Längsbiegemomente herkömmlicher Stabbogenbrücken mit denen von Netzwerkbrücken zeigt Abbildung 2-9. Diese Darstellung ist *Tveit, P.* [7] entnommen. Es wird ersichtlich, dass die Biegemomente des Stahlbetonuntergurtes eines Netzwerk bogens geringer sind als die im Längsträger einer Stabbogenbrücke mit Quer-/ Längsträgersystem. Ein Bedarf für Stahllängsträger ist daher nicht vorhanden.

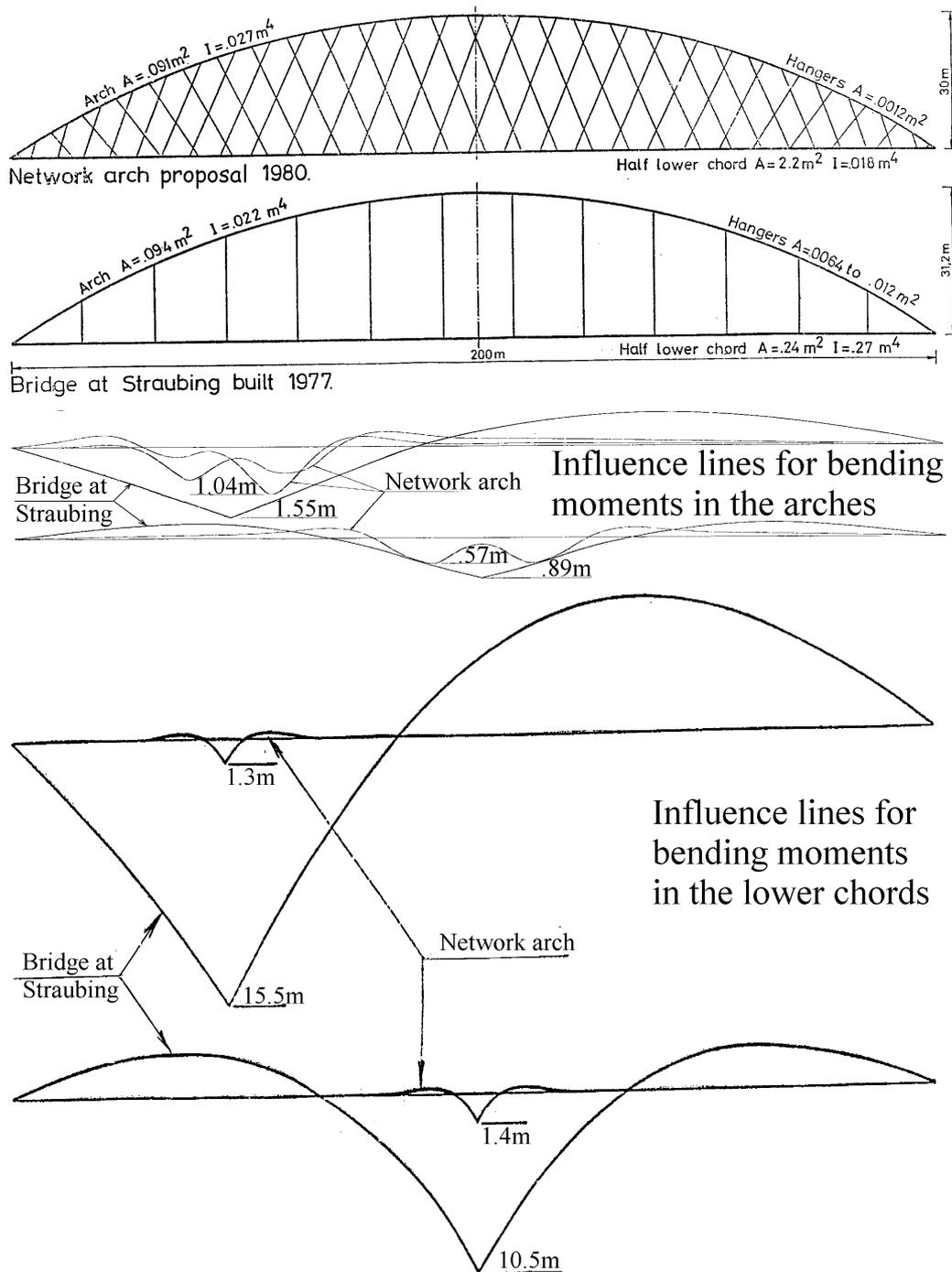


Abbildung 2-9: Einflusslinienvergleich einer Netzwerkbrücke mit einer Stabbogenbrücke

Die kleinen Biegemomente haben ebenfalls nur geringen Einfluss auf die Dimensionen der Randträger. Diese werden hauptsächlich durch den benötigten Raum für die Spannglieder und zur Aufnahme der konzentrierten

Hängerkräfte vorgegeben. Aufgrund der Beeinflussung der Biegemomente im Bogen durch die Steifigkeit des Randträgers sollte die Abmessungen nicht zu klein gewählt werden.

Der Verzicht auf Quer- und Längsträger aus Stahl bringt einerseits Vorteile bezüglich der erforderlichen Rampenhöhe durch die große Schlankheit des Untergurtes. Andererseits minimiert sich der Aufwand für Wartung und Instandhaltung.

3 Berechnung nach Eurocode und konstruktive Durchbildung

3.1 Vorüberlegungen

Für die überschlägige Dimensionierung der tragenden Bauteile ist es notwendig eine Vorbemessung durchzuführen. Diese ermöglicht es, in einem frühen Stadium die benötigten Querschnittswerte festzulegen und bei Bedarf relativ einfach eine erforderliche Veränderung der Bauwerksgeometrie vorzunehmen. Gleichzeitig wird der Aufwand der computerunterstützten Berechnung vermindert, da häufige Rechenwiederholungen durch Geometrieänderungen entfallen.

Als Ausgangsbasis diente die Bauwerksgeometrie der Äkviksundbrücke. Das System hat eine Gesamtlänge von 135 m.

Die Koordinaten der Verbindungspunkte Bogen/ Hänger und Untergurt/ Hänger wurden vollständig übernommen, da die Hängeranordnung der Äkviksundbrücke als optimal betrachtet werden kann. Die Lage der Knotenpunkte und deren Koordinaten sind in Anhang C, Abschnitt 2 dargestellt.

Entscheidende Änderungen wurden an der Querschnittsausbildung des Untergurtes vorgenommen.

Die Fahrstreifenaufteilung wurde mitteleuropäischen Verkehrsverhältnissen mit größerer Verkehrsdichte angepasst, das heißt die vorhandene 6,25 m breite Fahrbahn wurde auf 7,00 m erweitert.

Weiterhin einigten wir uns auf einen 1,20 m breiten Sicherheitsraum zwischen Bogenebene und Schrammbord. Nach Abzug des Profilmaßes der Bögen verbleibt ein etwa 1,00 m breiter Randstreifen, der ausreichend Platz für das Aufstellen einer Distanzschutzplanke oder ähnlicher Schutzeinrichtungen bietet.

Für die Berechnung der Äkviksundbrücke nach europäischem Regelwerk erhielt das Tragwerk beiderseits Kragarme für kombinierte Geh- und Radwege. Die Breite der Geh- und Radwege wurde dem in Deutschland üblichen Maß von 2,50 m angepasst.

Die Vorbemessung erstreckt sich über folgende Bereiche:

- Erforderliche Dicke der Fahrbahnplatte
- Knicksicherheit der Bögen
- Dimensionierung der Hänger
- Erforderliche Vorspannkraft und Wahl der Spannglieder in den Randträgern des Untergurtes
- Querschnitte des Windverbandes

Erforderliche Dicke der Fahrbahnplatte

Für die Konstruktion von Netzwirkbogenbrücken ist es sehr wichtig, das Gewicht der Fahrbahnplatte gering zu halten. Daher wurden Untersuchungen bezüglich der möglichen Dicke der Fahrbahnplatte durchgeführt. Maßgebend sind hierbei nur Querbiegemomente. Für die Berechnungen wurden Beton der Festigkeitsklasse C 50/60 und Betonstahl BSt 500 S gewählt.

Aus Erfahrungswerten der bereits errichteten Netzwirkbogenbrücken, entschieden wir uns für einen Startwert von 32 cm Plattendicke.

Anhand eines Meterstreifens wurden die Momente aus Eigengewicht und gleichmäßig verteilter Verkehrslast berechnet. Für die Momentenermittlung aus Radlasten der Schwerlastfahrzeuge dienten die Einflussfelder von *Pucher, A.* [3].

Ein Berechnungsbeispiel mit 30 cm Plattendicke ist in Anhang B aufgeführt.

In Tabelle 3-1 und dem darauffolgenden Diagramm ist ersichtlich, dass die Plattendicke, bei Verzicht auf Druckbewehrung, bis zu einem Maß von 26 cm reduziert werden kann.

Erforderliche Biegebewehrung für gestaffelte Plattendicken

Plattendicke [cm]	Bewehrung [cm ² /m]	Stabdurchmesser [mm]	Stababstand [cm]	Rissbreiten-nachweis
32	47,69	28	12,5	Erfüllt
30	52,34	28	11,0	Erfüllt
28	59,61	28	10,0	Erfüllt
26	70,56	28	8,5	Erfüllt
24	---	---	---	---

Tabelle 3-1: Erforderliche Biegebewehrung, Stabdurchmesser und Stababstände

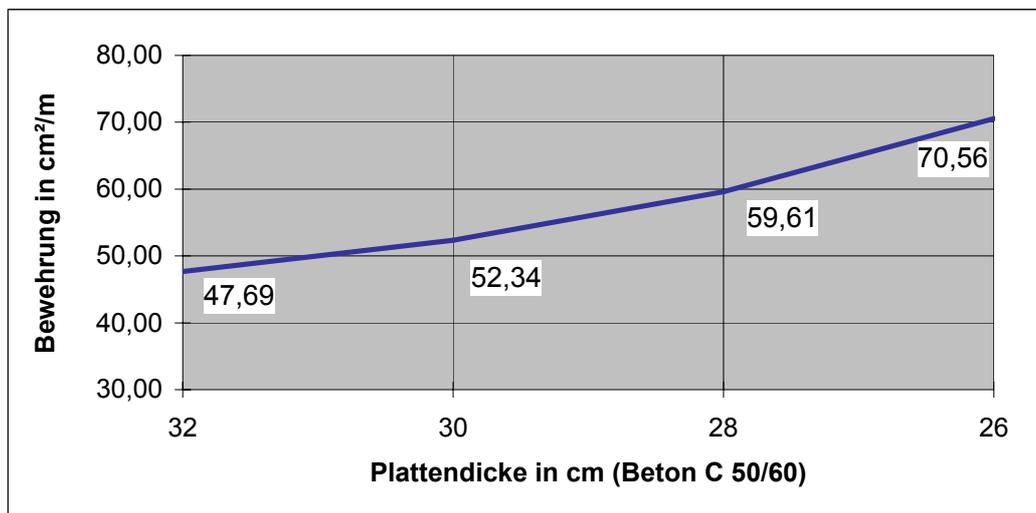


Diagramm 3-1: Verlauf der Bewehrungsmenge in Abhängigkeit der Plattendicke

Dabei kommt es zu einem bedenklichen Zuwachs der Durchbiegung. Um das Maß der Durchbiegung und der erforderlichen Überhöhung in Grenzen zu halten, entschieden wir uns für eine Plattendicke von 30 cm in Plattenmitte und 25 cm im Bereich des Anschlusses an den Randträger.

Hinzu kommt eine Verminderung der Betonklasse von C 50/60 auf C 40/50. Dies liegt darin begründet, dass die Reserven hinsichtlich der Bewehrung bei 30 cm Plattendicke und Beton C 50/60 ausreichend groß sind - der Einsatz von Beton C 40/50 aus wirtschaftlicher Sicht also zweckmäßiger ist.

Kragplatten für Brücken sollten in Deutschland nach ZTV-K am Plattenrand eine Mindestdicke von 18 cm aufweisen. In Norwegen gibt es hierfür keinerlei Beschränkungen. Der Einsatz einer Plattendicke von 15 cm am Kragarmrand, ein geringerer Wert als in der deutschen Regelung, stellt einen weiteren Kompromiss im Sinne eines „europäischen Bauwerkes“ dar.

Knicksicherheit der Bögen

Die Vorbemessung der erforderlichen Querschnitte erfolgte vereinfacht nur für die Normalkraft und ein aus den Einflusslinien resultierendes Moment.

Mit Hilfe einer Überschlagsformel nach *Tveit, P.* [6] für die größte Druck- bzw. Zugkraft in den Gurtmitten von Netzwerkbogenbrücken konnte die zu erwartende Druckkraft im Bogen mit rd. 17 MN/ Bogenebene ermittelt werden. Die erforderliche Aufteilung der Lasten erfolgte über das Hebelgesetz.

Ein Vergleich des Ergebnisses mit der auftretenden Kraft und dem verwendeten Profil der Åkviksundbrücke führte zu einem britischen Universalstützenprofil (Universal Column) UC 356 x 406 x 551 aus Stahl S 460.

Dimensionierung der Hänger

Auf eine Vorbemessung im Sinne von Berechnungen wurde verzichtet. Bei der nach norwegischen Normen berechneten Variante kamen Hänger mit einem Durchmesser von 48 mm zum Einsatz. Der höhere Eigenlastanteil und die größeren Verkehrslasten führten zur Vergrößerung des Hängerdurchmessers auf 60 mm.

Das Material ist ebenfalls Stahl S 460.

Erforderliche Vorspannkraft

Für die Aufnahme der Zugkraft im Untergurt müssen in den Randträgern Spannglieder untergebracht werden.

Die erforderliche Spannkraft und die somit erforderliche Spanngliedzahl wurde im Rahmen der Vordimensionierung durch einen Vergleich mit der vorhandenen Zugkraft ermittelt. Dabei wurde die aufgebrachte Vorspannkraft so gewählt, dass diese nach Abzug aller Verluste größer als die Zugkraft im Untergurt ist.

Daraus ergab sich eine Vorspannkraft von rd. 15 MN/ Bogenebene. Diese Kraft wird durch je drei Litzenpannglieder in den Randträgern aufgebracht.

Querschnitte des Windverbandes

Auch hier wurde auf eine Vorbemessung verzichtet. Aus ästhetischen Gründen entschieden wir uns für Stahlrohre. Der Durchmesser der Verbandsstäbe ist gleichbleibend 219,1 mm. Die unterschiedlichen Beanspruchungen zwischen Portalriegel und Windstreben erfordern jedoch unterschiedliche Materialstärken von 6 bzw. 10 mm.

Darstellung des Gesamttragwerkes

Die nachfolgenden Abbildungen sollen dazu dienen, einen genaueren Eindruck des vorliegenden Tragwerkes und dessen Abmessungen zu vermitteln.

Abbildung 3-1: Ansicht

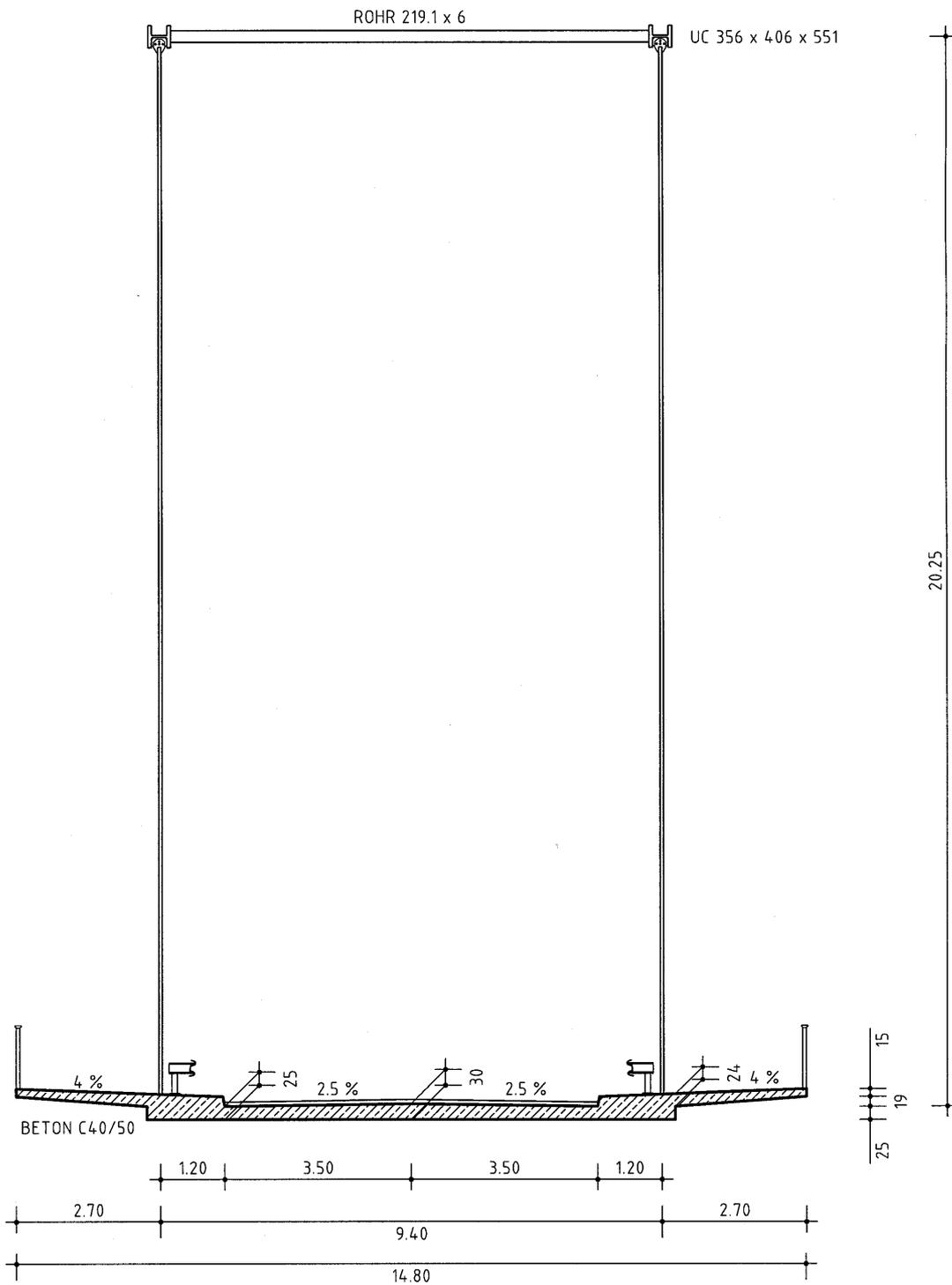


Abbildung 3-2: Querschnitt in Tragwerksmitte

3.2 Bogen und Windportal

Die Querschnittswahl der Bögen und deren Dimensionierung ist stark von einem Stabilitätsproblem geprägt, da es sich um druckbeanspruchte Bauteile handelt.

In der Vorbemessung (vgl. Anhang B, Abschnitt 2) wurde für die Bögen ein Universal-Stützenprofil UC 356 x 406 x 551 (Universal Column) gewählt.

Aufgrund der guten elastischen Unterstützung der Bögen in ihrer Ebene durch die geringen Hängerabstände ist für die Bögen das Knicken aus der Ebene heraus maßgebend. Daher erfolgt der Einbau der Profile um 90° verdreht, wodurch sich die Querschnittseigenschaften hinsichtlich der Steifigkeitsverteilung optimal nutzen lassen.

Auf den ersten Blick erscheint die Verwendung von Stahl S 460 mit seinen ungünstigen Stabilitätseigenschaften eher unvorteilhaft. Durch die gute Unterstützung der Bögen durch Hängernetz und Windverband werden die Knicklängen jedoch minimiert, was in Verbindung mit den kompakten Profilen zu geringen Schlankheiten führt und den Einsatz dieses Stahls rechtfertigt.

Auf die Stabilität der Bögen haben drei verschiedene Lastfallkombinationen einen Einfluss.

- Volle Brückenbelastung
- Halbseitige Brückenbelastung
- Fahrzeuganprall

Für diese Lastfallkombinationen wurden die maximalen Schnittgrößen berechnet und an den entsprechenden Stellen die Stabilitätsnachweise geführt.

3.2.1 Stabilität der Bögen unter voller Brückenbelastung

Die Stabilität von Bögen wird sowohl durch das Knicken aus der Bogenebene heraus als auch durch das Ausweichen der Bögen in ihrer Ebene bestimmt. Für genaue Untersuchungen ist es erforderlich die zugehörigen Knickfiguren zu kennen.

Im Falle des Knickens aus der Ebene heraus sind im Eurocode unter ENV 1993-2, Anhang H für verschiedene Tragsysteme Ansätze der zu erwartenden Knicklänge aufgeführt.

Die Knickfigur für das Ausweichen des Bogens in der Ebene kann für die Netzbogenbrücke von Äkviksund entsprechend Abbildung 3-3 angenommen werden.

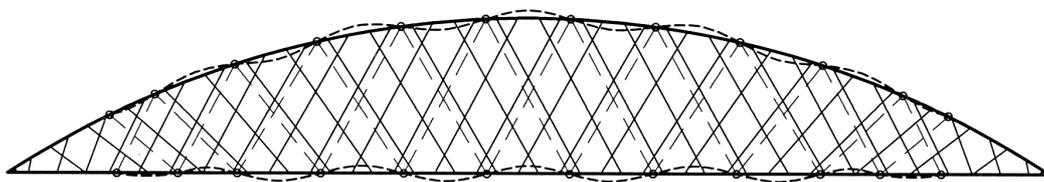


Abbildung 3-3: Knickfigur der Äkviksundbrücke für Knicken in der Ebene

Man erhält diese Knickfigur unter der Voraussetzung, dass die Hänger durch das Ausweichen der Gurte eine minimale Energieänderung erfahren. Dies entspricht dem Idealverhalten des Tragwerkes bei elastisch gestütztem Bogen. Dabei nehmen die Wendepunktabstände der Knickfigur den vierfachen Wert der Knotenpunkte im Bogen an und die Verbindungslinien der Wendepunkte in Bogen und Untergurt verlaufen parallel zu den nächstliegenden Hängern. Es kann davon ausgegangen werden, dass das wirkliche Verhalten des Netzbogens nur geringfügig von dieser Knickform abweicht.

Mit der Annahme dieser Knickfigur wurde unter Verwendung des Verfahrens aus *Tveit, P. [7], Seite 47 ff.*, die kritische Traglast für das Knicken in der Ebene ermittelt.

Für die Durchführung der Stabilitätsuntersuchungen unter Vollast sind verschiedene Stellen maßgebend. Zum einen die Stelle der größten Normalkraft mit dazugehörigem Moment und zum anderen die Stellen der größten Momente sowohl aus Biegung in der Bogenebene und quer zur Bogenebene mit den dazugehörigen Normalkräften.

Im Verlauf der Nachweisführung stellte sich heraus, dass im Bereich der Windportale die Knicklänge für das Knicken aus der Ebene mit rd. 15 m eine Größe annimmt, die den Einsatz eines stärkeren Profils erfordert. Es wurde ein Breitflansch-Stützenprofil HD 400 x 818° gewählt. Alternativ ist auch die Ausführung mit durchgängigem UC-Profil und einer Verstärkung durch aufgeschweißte Gurtbleche denkbar. Aus wirtschaftlicher Sicht scheint diese Variante allerdings ungünstiger.

Die Nachweisführung für Knicken im verstärkten Bereich des Windportals mit der maximalen Normalkraft bzw. dem maximalen Moment und den jeweils zugehörigen Größen ergibt eine Auslastung von 92 %. Durch Aufschlüsselung der einzelnen Anteile aus Druckkraft und Momenten, wird die Dominanz der Normalkraft ersichtlich. Der Anteil aus Normalkraft liegt über 90 % und ist damit ausschlaggebend für die Querschnittsdimensionierung.

Im Scheitelpunktbereich des Bogens ist für das UC-Profil das Knicken in der Bogenebene maßgebend. Auf eine Nachweisführung wurde jedoch verzichtet, da sich im Rahmen der Vorbemessung ausreichend Reserven ergaben. Überdies weichen die genauen Schnittgrößen von denen aus der Vordimensionierung nur geringfügig ab. Der Nachweis des Knickens aus der Ebene ist aufgrund ausreichender Unterstützung durch den Windverband in diesem Bereich nicht erforderlich.

Die Portalstiele erhalten die maximale Querbeanspruchung aus der Lastfallkombination mit maximaler Windbelastung. In dieser Lastfallkombination resultiert die Normalkraft jedoch nur aus den Einwirkungen durch ständige Lasten sowie Wind und nimmt mit -10 bzw. -11 MN einen relativ kleinen Wert an. Dies spiegelt sich auch in der Nachweisführung wieder. Eine Auslastung von nur 56 bzw. 60 % bestätigt, dass diese Beanspruchungskombination nicht maßgebend ist.

3.2.2 Stabilität der Bögen unter halbseitiger Brückenbelastung

Unter Halblast kommt es bei diesem Tragwerk zum Ausfall von sechs Hängern auf der Seite des stärker beanspruchten Bogens und somit zu einer Veränderung der elastischen Unterstützung des Bogens durch die verbleibenden Hänger. Folglich verändert sich auch die Knickfigur des Gesamtsystems. Die elastische Knicklast des Bogens wird reduziert. Dies erfordert eine Untersuchung des Stabilitätsverhaltens der Bögen unter dieser Beanspruchungskombination.

Eine einfache Berechnung der Knicklängen oder der Knicklasten für das Knicken in der Bogenebene wie im Falle der Beanspruchungen aus Volllast ist nicht mehr möglich. Die genaue Ermittlung ist mit erheblichen Schwierigkeiten verbunden. In der Praxis werden zur Lösung dieses Problems häufig sogar Modellversuche herangezogen.

Vereinfachend darf diese Aufgabe aber auch durch ein Spannungsproblem II. Ordnung, das heißt eine Berechnung unter Berücksichtigung des Verformungseinflusses, gelöst werden. Diese Vereinfachung wurde auch bei der vorliegenden Berechnung für das Stabilitätsproblem der halbseitigen Brückenbelastung angewandt.

Für die Schnittgrößenermittlung nach Theorie II. Ordnung müssen auf das Tragwerk Vorverformungen angesetzt werden, um den Einfluss geometrischer und struktureller Imperfektionen zu berücksichtigen. In der europäischen Norm sind jedoch keine genauen Angaben bezüglich anzusetzender Ersatzimperfektionen für Bögen zu finden. Aus diesem Grund wurde die in DIN 18800 T.2, Abschnitt 6, Tab. 23 empfohlene Ersatzimperfektion von $L/400$ für das Knicken in der Bogenebene angesetzt (vgl. Abbildung 3-4).

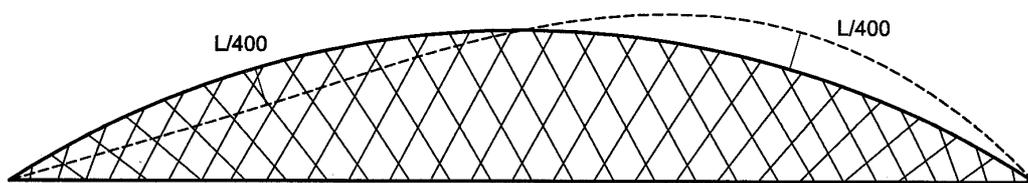


Abbildung 3-4: Geometrische Ersatzimperfektion

Die Schnittgrößenermittlung mit der Finiten Element Software erfolgte an einem zweidimensionalen Modell, um den erforderlichen Zeitaufwand der Berechnung zu vermindern. Der Ansatz der Imperfektionen in der Finiten Element Software erfolgte durch eine Verschiebung der Knotenpunkte im Bogen. Die senkrecht zur Bogenebene auftretenden Biegemomente infolge Windeinwirkung wurden vernachlässigt.

Infolge der Berechnung nach Theorie II. Ordnung vergrößert sich das maximale Moment von 356 kNm auf 595 kNm. Das entspricht einem Zuwachs um 67 %.

Es wird der Nachweis geführt, dass die größten Spannungen aus der maßgebenden Beanspruchungskombination den Wert der Fließgrenze nicht überschreiten. Im Bereich außerhalb der Windportale, also auch an der Stelle des maximalen Momentes, kommt das schwächere Profil UC 356 x 406 x 551 zum Einsatz. Selbst bei diesem Profil ergibt sich beim Nachweis mit Schnittgrößen Theorie II. Ordnung nur eine Auslastung von 74 % (vgl. Anhang D, Abschnitt 1.3).

Aus der Nachweisführung wird ersichtlich, dass die Lastfallkombination für die halbseitige Brückenbelastung sich nicht negativ auf die Stabilität des Tragwerkes auswirkt, obwohl die kritische Knicklast des Systems herabgesetzt wird und sich gleichzeitig das Moment vergrößert. Die Begründung hierfür liegt in der weitaus geringeren Normalkraft im Bogen durch den kleineren Verkehrslastanteil. Das Verhältnis der Druckkräfte im Bogen Volllast/ Halblast beträgt $-17,536 \text{ MN} / -11,198 \text{ MN} \approx 1,5$. Der Maximalwert aus Kombination der Spannungsanteile von Moment und Normalkraft liegt deutlich unter der Spannung aus den Beanspruchungen durch Volllast.

3.2.3 Stabilität der Bögen unter Fahrzeuganprall

Auch für die außergewöhnliche Lastkombination bei Beanspruchung durch Fahrzeuganprall erfolgte der Stabilitätsnachweis für die Bögen bzw. Portalstiele.

Dabei wurden gemäß den Empfehlungen des Eurocodes als Anpralllast in Brückenlängsrichtung 1000 kN und quer zur Fahrtrichtung 500 kN mit einer Höhe der Lastangriffspunkte von 1,25 m angesetzt (vgl. Anhang A, Abschnitt 3).

Wie vor der Berechnung vermutet, ist auch diese Einwirkungskombination für die Bögen nicht maßgebend. Die Ursache hierfür liegt wiederum in dem geringen Momentenzuwachs gegenüber der stark reduzierten Normalkraft. Hinzu kommt, dass die Einwirkungen aus Fahrzeuganprall aufgrund der außergewöhnlichen Lastkombination nur 1,0-fach in die Berechnungen eingehen.

Die Nachweise wurden mit Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung am Ersatzstab geführt. Für die Beanspruchung aus Fahrzeuganprall in Brückenlängsrichtung ergibt sich eine Auslastung von 60 %, wohingegen die Auslastung des Profils unter Anprall quer zur Fahrtrichtung nur 55 % beträgt.

Sowohl unter halbseitiger Brückenbelastung als auch bei der Beanspruchung aus Fahrzeuganprall wird noch einmal deutlich erkennbar, dass die Druckkraft für das Stabilitätsproblem der Bögen eine dominierende Größe darstellt, und der Einfluss der Momente bei Netzbogenbrücken als verhältnismäßig gering eingestuft werden kann.

3.2.4 Konstruktive Durchbildung des Bogenfußpunktes

Der Bogenfußpunkt vereint Bogeneinspannung, Verankerungsbereich der Spannglieder, Endquerträgeranschluss und die Auflagerung des Tragwerkes miteinander und bedarf daher gründlicher Überlegungen hinsichtlich der Gestaltung und der konstruktiven Durchbildung.

In diesem Punkt kommt es zu einem sehr interessanten Kräftespiel. Ein Entgegenwirken sowohl der Horizontal- als auch der Vertikalkraftkomponente des Bogens muss erreicht werden.

Das Bogenprofil ist an seinem Ende mit einer 70 mm starken, vertikalen Stahlplatte verschweißt. Diese Platte dient gleichzeitig der Verankerung der Spannglieder. Dadurch wird der horizontale Anteil der Druckkraft auf sehr kurzem Weg in die Spannglieder übertragen.

Die Vertikalkomponente wird hingegen in drei Anteile aufgespaltet. An den Flanschen des Bogenprofils sind Schubdübel aufgebracht. Über diese wird ein Teil der Kraft in den Beton eingeleitet und auf die Lagerplatte übertragen. Die beiden anderen Kraftanteile suchen sich ihren Weg über den Bogen zur Verankerungsplatte und von dort weiter zu den Lagern. Dabei wird diese Vertikalkraft zum einen durch Reibung zwischen den Stahlbauteilen und zum anderen über die Schweißverbindung Bogen/ Ankerplatte aufgenommen (vgl. Abbildung 3-6). Auf eine genaue Ermittlung des Anteils aus

Verbundwirkung der Dübel wurde verzichtet. Die Schweißnahtbemessung erfolgte nur für die aus Reibung abgeminderte Vertikalkomponente.

Die Verankerung der Spannglieder wird über die bereits erwähnte Ankerplatte realisiert. Die Abmessungen wurden dabei so gewählt, dass die erforderlichen Randabstände der Spannglieder zum Bauteilrand eingehalten sind und die ordnungsgemäße Einleitung der Spannkraft in den Untergurt gewährleistet ist.

Eine erforderliche Aufweitung der Spannglieder in horizontaler Richtung, brachte auch Veränderungen in den Querschnittsmaßen des Betons mit sich. Die Querschnittszunahme beginnt bereits 5 m vor der Auflagerlinie, da das äußerste Spannglied mit einem möglichst kleinen Radius an den Anschlusskonstruktionen der beiden ersten Hänger vorbeigeführt werden muss (vgl. Abbildung 3-5). Weiterhin ist es gestalterisch ansprechender die Verankerungsplatte vollständig im Beton zu verbergen, was bei Einhaltung der nötigen Betondeckung auch günstigere Bedingungen hinsichtlich des Korrosionsschutzes verspricht.

Der entstandene Raum bietet ausreichend Platz für die Unterbringung der erforderliche Stabstahlbewehrung und der Spiralbewehrung gemäß Zulassung des Spannverfahrens. Allerdings kann aufgrund des durchlaufenden Bogenprofils nicht die gesamte Breite des Randträgers für die Verankerung der oberen Bewehrungslage des Endquerträgers genutzt werden. Ein Anschweißen der Bewehrungsstäbe an der Verankerungsplatte über ein Zwischenblech ist erforderlich.

Um am Bogenfußpunkt Exzentrizitäten zu vermeiden wird das mittlere der drei Spannglieder genau in Bogenebene verankert. Aus diesem Grund ist es erforderlich, den Steg des Bogenprofils mit einer Öffnung zu versehen, die ein Durchführen des Spanngliedes ermöglicht. Auf die Spiralbewehrung dieses Spanngliedes kann verzichtet werden, da die Flansche des Bogenprofils eventuell auftretende Spaltzugkräfte verhindern.

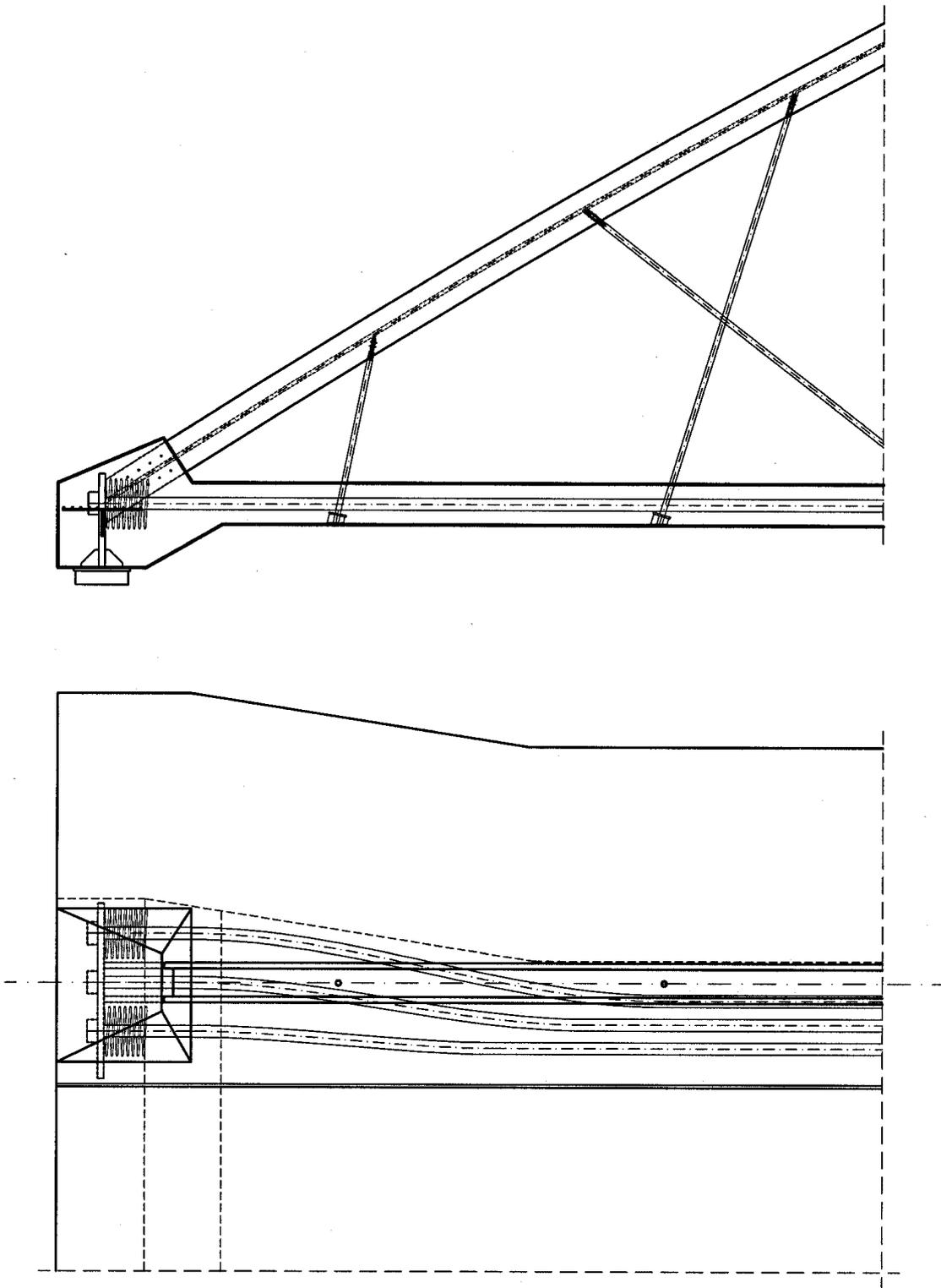


Abbildung 3-5: Darstellung des Spanngliedverlaufs im Untergurt

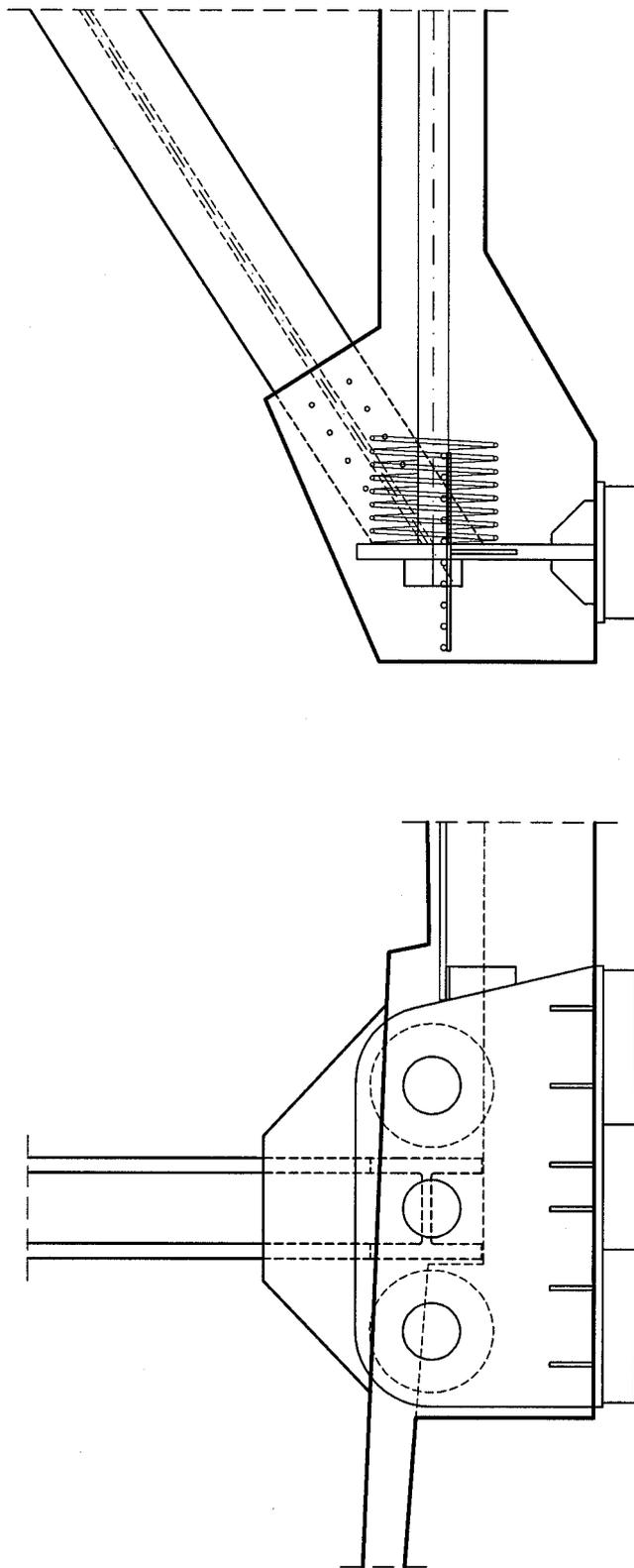


Abbildung 3-6: Darstellung des Bogenfußpunktes in Quer- und Längsrichtung

Die Ausführung einer Bogenfußfassung aus Beton ist ästhetisch ansprechend und unterstreicht die statische Bedeutung dieses Punktes. Eine damit verbundene Kragarmverbreiterung bringt einen Blickfang mit sich, der sich positiv auf das Gesamtbild auswirkt.

Für die Stabilität der Bögen bezüglich des Knickens aus der Bogenebene heraus ist es von Vorteil, die Rahmenstiele des Windportals im Fußpunkt einzuspannen. Mit dieser Maßnahme wird die Momentenbeanspruchung in Querrichtung herabgesetzt. Durch den Einbau von zwei Elastomerlagern in einer Parallelen zum Endquerträger vermindert sich die Größe der Verdrehung im Bogenfußpunkt. Wird der Hebelarm zwischen den Lagern ausreichend groß gewählt, kann die Verdrehung zu Null angenommen werden.

Die Lastableitung auf die beiden Elastomerlager erfolgt über eine gemeinsame Lagerplatte. Dabei ist die Anordnung von Steifen erforderlich, um eine flächigere Lasteinleitung im Bauzustand zu erreichen und somit eine Beanspruchung der Lagerplatte durch zu hohe Biegemomente zu verhindern.

3.3 Windverband

Der Aufbau des Windverbandes zwischen den Bögen kann mit einem Strebenfachwerk verglichen werden. Diese Ausführung bietet Vorteile hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit. Das Strebenfachwerk weist zwar größere Knicklängen gegenüber einem K-Fachwerk oder einem Vierendeel-Verband auf, der Montageaufwand vermindert sich jedoch durch eine geringe Anzahl einfach auszubildender Knotenpunkte.

Zum Einsatz kommen Stahlrohre, da deren runde Querschnittsform harmonisch auf den Betrachter wirkt.

Für die Bemessung des Windverbandes wurden zwei Lastfallkombinationen gebildet. Kombination 1 beinhaltet die ständigen Lasten und den maximalen Windansatz. Bei Anwendung einer Kombination von Verkehr und Windeinwirkung ist nach ENV 1991-2, Anhang C.2.1.2 eine mit dem Verkehr verträgliche Windlast anzusetzen.

Die zur Bemessung maßgebenden Schnittgrößen lieferte der Ansatz der vollen Windlast. Die Streben des Windfachwerkes erhalten dabei abwechselnd Druck- bzw. Zugkräfte, wobei die Größe der Beanspruchung mit zunehmender Entfernung zur Brückenmitte ansteigt. Aus diesem Grund wurde für die meistbelastete erste Windstrebe ein stärkeres Profil gewählt. Das gleiche gilt für den Portalriegel, da dieser zusätzlich durch ein Moment aus der biegesteifen Verbindung mit dem Bogen beansprucht wird.

Die Querschnittsdimensionierung wurde von der Stabilität der Windstreben bestimmt. Die Nachweisführung der beiden unterschiedlichen Profile gegen Knicken erfolgte für reine Druckbeanspruchung und ergab bei den auftretenden Normalkräften von -477 bzw. -297 kN eine Ausnutzung von 84 bzw. 74 %.

Bei Windeinwirkung senkrecht zur Stabachse der Verbandsstäbe entstehen im Windschatten der Rohrprofile Verwirbelungen. Diese Wirbel regen die Windstreben zu Schwingungen an. Ist die Windgeschwindigkeit genau so groß, dass ein Resonanzfall mit einer Eigenfrequenz des Stabes erreicht wird, ist die Schwingung als kritisch zu betrachten und muss genauer untersucht werden.

Die kritischen Windgeschwindigkeiten für die Resonanzfälle der ersten und zweiten Eigenfrequenz der untersuchten Windstrebe sind bei rd. 7 bzw. 28 m/s erreicht. Eine Berücksichtigung der aus Wirbelerregung auftretenden Spannungen ist aufgrund einer mittleren Windgeschwindigkeit von 41 m/s erforderlich. Die Berechnung erfolgt über die Ermittlung der auf den Stab einwirkenden Kraft (vgl. Anhang D, Abschnitt 3.3).

Die resultierenden Spannungen aus wirbelerregter Schwingung liegen in der Größenordnung von 10 N/mm^2 und sind daher als verhältnismäßig gering einzustufen. Auf die Dimensionierung und Querschnittswahl der Windstreben haben sie keinen Einfluss.

Eine Kombination von Hauptbeanspruchung aus maximaler Windeinwirkung auf den Bogen und der Beanspruchung aus wirbelerregter Schwingung tritt in der Realität nicht auf, da beide Einflüsse aus unterschiedlichen Windrichtungen resultieren.

3.4 Hänger

Wie bereits erwähnt, sind die Bogenscheiben mit gekreuzten Hängern ausgefacht. Die Hänger übernehmen zwei Aufgaben. Sie müssen die Vertikallasten der Fahrbahn übertragen und die Verschiebung der Bögen in Brückenlängsrichtung verhindern. Diese Doppelfunktion belastet sie auf eine im Brückenbau ungewohnte Weise. Aus Vertikallasten treten lediglich Zugspannungen auf, während der Schub des Bogens je nach Laststellung sowohl Zug- als auch Druckkräfte in den Hängern weckt. Dies führt zu Wechsellasten infolge Verkehrslasten. Eine Untersuchung der Betriebsfestigkeit ist deshalb unerlässlich.

Das Verhältnis Verkehrslast zu Eigenlast ist in der untersuchten Brücke zu groß um Druckkräfte in den Hängern gänzlich zu verhindern. Es kommt zum Hängerausfall unter halber Verkehrslast.

Infolge von Wind kann es zu Wirbelschwingungen kommen. Diese sind bei den Hängern jedoch nicht kritisch, da die Längen zwischen den Kreuzungspunkten unterschiedlich groß sind. Dies führt zu ungleichmäßigen Schwingungsperioden, was wiederum eine Dämpfung bewirkt.

Bei den hier zur Anwendung kommenden Hängern handelt es sich nicht um die häufig angewendeten Stahlseile, sondern um einfache Rundstähle. Dies vereinfacht die Montage durch den Wegfall des aufwendigen Justierens und Vorspannens der Seile. Auch die Berechnung wird weniger kompliziert.

Ein Nachteil besteht darin, dass die Beanspruchbarkeit der Rundstähle geringer ist als bei Seilen. Aufgrund der großen Anzahl von Hängern in dieser Brücke sind die auftretenden Kräfte jedoch nicht so groß, dass dies ein Problem darstellt.

Da die Zugkräfte in den Stangen vorherrschen, ist der Einsatz von hochfesten Stahl vorteilhaft. Als Material kommt Stahl S 460 zur Anwendung. Der Hängerdurchmesser wurde anhand von Vergleichswerten der Äkviksund-Brücke zu 60 mm gewählt.

Der Spannungsnachweis ergibt mit diesem Querschnitt allerdings nur eine Auslastung von etwa 75 %. Das bedeutet, dass die Bruchlast der Hänger nicht ausgenutzt wird, wie es bei Straßenbrücken normalerweise üblich ist. Den Ausschlag für den erforderlichen Hängerquerschnitt gibt in diesem Fall die aus der Ermüdungsbeanspruchung abgeleitete Dauerfestigkeit.

3.4.1 Einflusslinien und maximale Hängerkraft

Zur Ermittlung des maximal beanspruchten Hängers und dessen Zugkraft muss auf die Einflusslinien zurückgegriffen werden.

Bei der Berechnung der Äkviksundbrücke nach norwegischen Normen kamen Einflusslinien für ein zweidimensionales Modell zum Einsatz. Dies führt allerdings nicht auf die tatsächliche eintretende Belastung, da der Einfluss der zweiten Bogenebene unberücksichtigt bleibt. Aus diesem Grund wurden zunächst Untersuchungen angestellt, die die Einflusslinien des zweidimensionalen mit denen des dreidimensionalen Modells vergleicht.

Es wurden drei mögliche Laststellungen in Betracht gezogen. Die Abbildungen 3-7 bis 3-9 stellen diese mit den dazugehörigen Einflusslinien dar.

Abbildung 3-7 zeigt die Einflusslinien für eine identische Belastung in jeder Bogenebene. Dies entspricht dem zweidimensionalen Ergebnis. Ein Vergleich mit den anderen Einflusslinien zeigt deutlich, dass die zweidimensionale Berechnung zu große Belastungen für die Hänger ergibt. Eine Bemessung

unter Zuhilfenahme dieser Einflusslinien würde zwar auf der sicheren Seite liegen, aber die erforderlichen Querschnitte wären überdimensioniert.

Die geringste Hängerkraft würde sich aus den Einflusslinien nach Abbildung 3-8 ergeben. Hier steht die Kraft genau mittig zwischen den Bögen und wird gleichmäßig auf beide Bogenebenen verteilt. Da die Verkehrshauptspur allerdings auch exzentrisch zur Brückenmitte stehen kann, stellen diese Ergebnisse keinen maßgebenden Lastfall dar.

Ungünstiger ist daher die in Abbildung 3-9 angenommene Laststellung, wobei die Kraft genau im Schwerpunkt aller angreifenden Verkehrslasten steht. Dies spiegelt den tatsächlich zu erwartenden Zustand wieder. Ein Vergleich der Maximalwerte zeigt, dass dieser reale Fall in etwa die halben Werte liefert wie bei einer zweidimensionalen Betrachtung. Der Grund dafür ist die in die Ermittlung der Einflusslinien eingehende Querverteilung der Wanderlast, durch die, im Gegensatz zum 2D-Modell, auch der zweite Bogen eine Belastung erhält.

Trotz ihrer unterschiedlichen Maximalwerte ist anhand aller drei Einflusslinien sehr gut das Verhalten der Hänger unter einer Wanderlast und die damit verbundene Wechselbeanspruchung zu erkennen. Steht die Last weit vom betreffenden Hänger entfernt ist die Belastung nur sehr gering. Sie wächst mit näherkommender Last zunächst allmählich an, um kurz vor dem Erreichen des Hängerfußpunktes stark anzusteigen. Das Maximum ist erreicht, wenn die Belastung exakt am Hänger angreift. Danach folgt ein genauso starker Kraftabfall. Der Wechsel von Zug- zu Druckkraft tritt in etwa bei Laststellung unter dem oberen Hängerende ein. Danach wächst die Belastung bis zur maximalen Druckkraft an und läuft zum Auflager hin gegen Null aus.

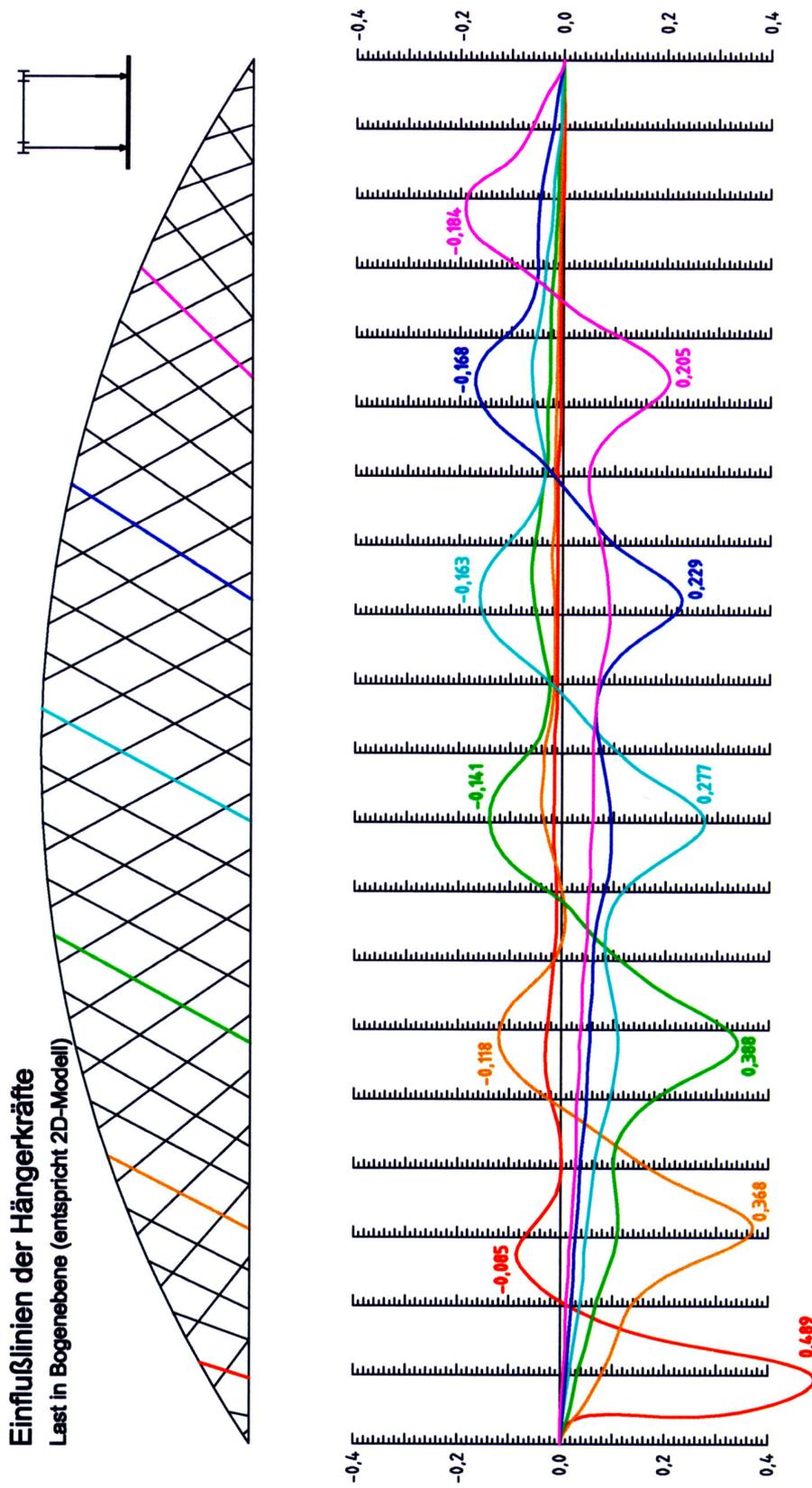


Abbildung 3-7: Einflusslinien der Hängerkraft für Last in jeder Bogenebene

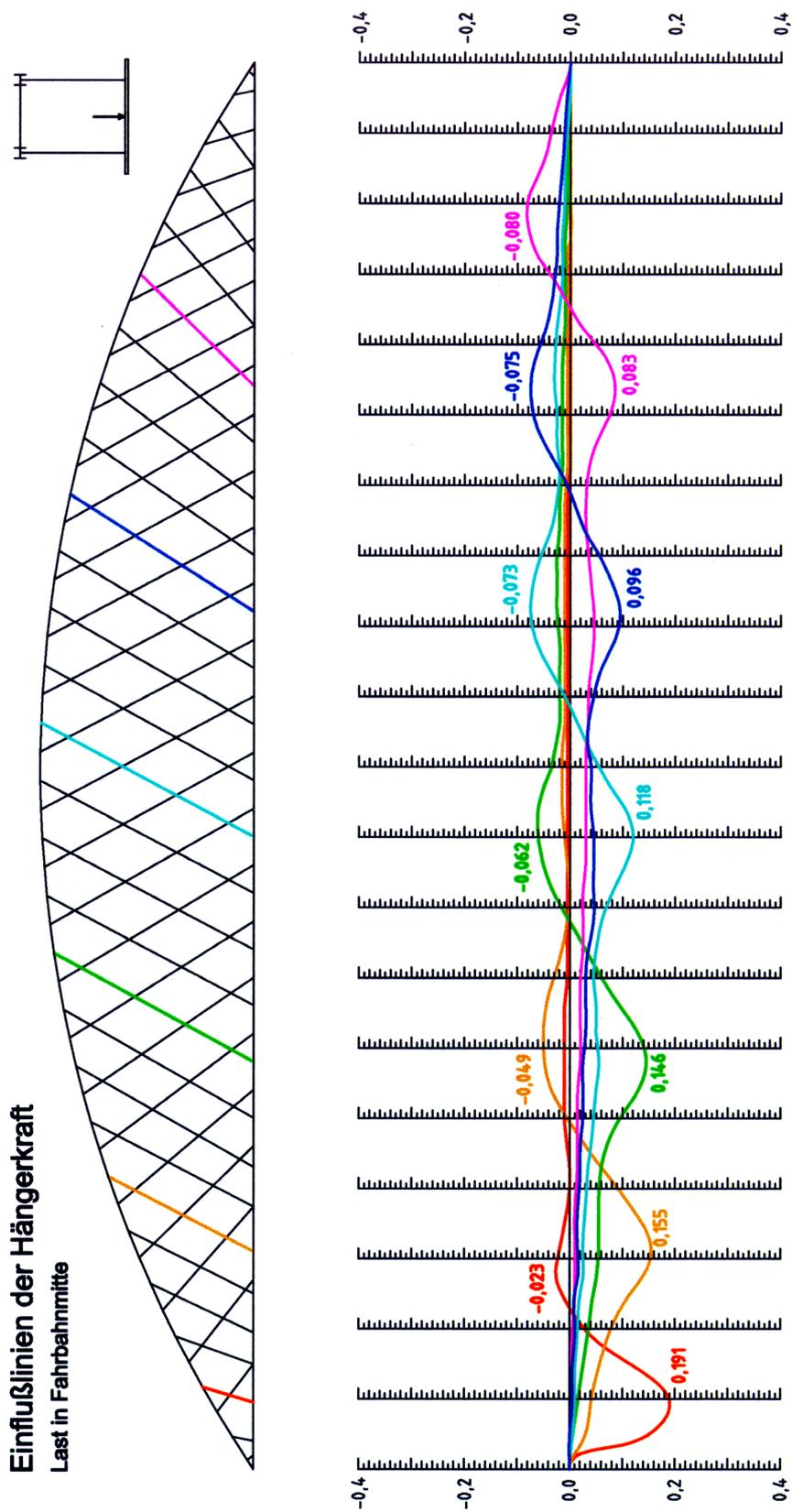


Abbildung 3-8: Einflusslinien der Hängerkraft für Last in Fahrbahnmittle

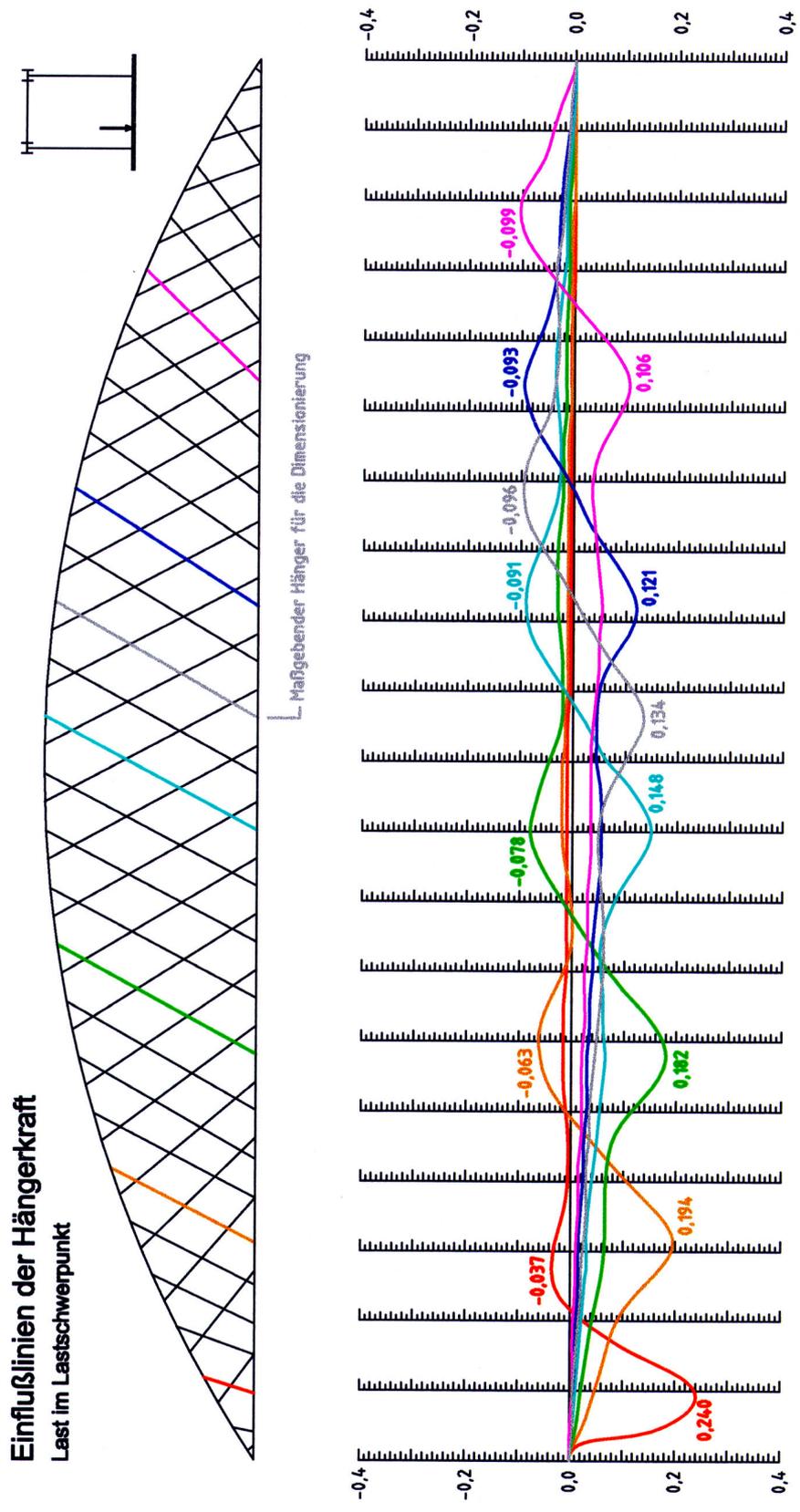


Abbildung 3-9: Einflusslinien der Hängerkraft für Last im Lastschwerpunkt

Für die Ermittlung der Maximalkräfte wurden die Einflusslinien der Abbildung 3-9 verwendet. Zunächst galt es den maximal beanspruchten Hänger herauszufinden. Dazu wurden die positiven Einflussflächen ermittelt und miteinander verglichen. Die Untersuchung erfolgte für die rechtsgeneigten Hänger vom linken Brückenende aus. Die Flächen wachsen dabei zur Brückenmitte hin an. So wurde der markierte Hänger als für die Bemessung maßgebend herausgefunden.

Um die maximale Beanspruchung dieses Hängers zu finden, erfolgte eine Computerberechnung des dreidimensionalen Modells mit folgender Laststellung. Die gleichmäßig verteilten Verkehrslasten wurden lediglich in dem Bereich angeordnet, der positive Einflussordinaten hat. Das Schwerlastfahrzeug erhielt seinen Platz exakt über dem positiven Maximum der Einflusslinie.

Dabei ergab sich ein Bemessungswert für die maximale Normalkraft von 882 kN. Mit diesem Wert erfolgte die Nachweisführung nach Eurocode (vgl. Anhang D, Abschnitt 4.1).

3.4.2 Ermüdung

Als Belastung zur Ermittlung der Spannungsgrenzen wurde das Ermüdungslastmodell 3 nach Eurocode angesetzt. Dabei handelt es sich um ein oder mehrere Fahrzeuge mit jeweils 4 Achsen. Die Anzahl der Fahrzeuge wird durch die zuständigen Behörden festgelegt. In der durchgeführten Berechnung kommt nur ein Belastungsfahrzeug zum Einsatz, weil dies bei diesem Straßentyp als ausreichend angesehen werden kann.

Die Achslasten wurden analog zum Schwerlastfahrzeug bei der maximalen Hängerkraftermittlung über die Maximalwerte der Einflusslinie gestellt. Im Fall der Ermüdung erfolgte das sowohl für die positiven als auch für die negativen Werte. Dadurch wird angenommen, dass der Hänger infolge Verkehrslast

Druck- und Zugkräfte aufzunehmen hat, es also zu einer Wechselbeanspruchung kommt. In der Praxis stellt sich das Ganze jedoch etwas anders dar, denn bei einer schräg im Raum hängenden schweren Stahlstange bleibt stets eine Zugkraft vorhanden. Dies bedeutet, dass die berechnete Spannungsschwingbreite ungünstiger ausfällt, als es in Wirklichkeit der Fall ist.

Der Berechnung wurden 500.000 Schwerlastwagenüberfahrten pro Jahr und eine zu erwartende Lebensdauer von 100 Jahren zugrunde gelegt.

Als kritische Punkte sind die Hängeranschlusskonstruktionen anzusehen. Das Grundmaterial der Stangen und der Anschlussbleche erträgt die Spannungsspiele problemlos. Bei den Übergangspunkten zwischen Hänger und Schweißnaht, Schweißnaht und Anschlusslasche sowie bei der Schweißnaht selbst ist dieser Wechsel der Spannungen allerdings wesentlich kritischer.

Ein Blick auf die Berechnung der Werkstoffermüdung lässt erkennen, dass ein Versagen der Schweißnaht nicht zu erwarten ist (vgl. Anhang D, Abschnitt 4.4). Sie weist von allen drei kritischen Punkten die geringste Spannungsschwingbreite auf und hat zusätzlich noch den günstigsten Kerbfall.

Die Gefahr von Rissen im Hänger oder in der Lasche ist jedoch vorhanden. Der Hänger hat mit $38,71 \text{ N/mm}^2$ die höchste schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite, während die Lasche den ungünstigsten Kerbfall aufweist ($\sigma_c = 45 \text{ N/mm}^2$).

Die Auslastung des Materials ist jetzt wesentlich höher als beim reinen Spannungsnachweis. Im Hänger beträgt sie 89 %, die Laschen sind sogar zu 95 % ausgelastet.

Der Ermüdungsnachweis des Schraubenstoßes am Bogenanschluss ist nicht maßgebend, da die hochfesten vorgespannten Schrauben eine wesentlich günstigere Kerbgruppe aufweisen als die Schweißnahtverbindung.

Sollten besondere Umstände oder extreme Verkehrsverhältnisse den Ansatz von mehr als einem Bemessungsfahrzeug erforderlich machen, ist es notwendig den Hängerquerschnitt und die Laschendicken zu erhöhen. Gegebenfalls ist auch eine längere Schweißnaht erforderlich.

3.4.3 Hängerausfall

Durch horizontale Verschiebungen des Bogens unter Halblast kommt es zum Ausfall von verschiedenen Hängern.

Zur Untersuchung dieses Effektes wurde das 3D-Modell mit voller Eigenlast und Verkehrslast auf 54 % der Brücke belastet.

Da der Ausfall maßgebend vom Verhältnis Verkehrslast zu Eigenlast abhängt, mussten die ständigen Lasten als günstig wirkend angesehen und mit dem Sicherheitsfaktor 1,0 versehen werden. Weiterhin kam nur der Lastwert für halbe Asphaltstärke zum Ansatz. In einigen Ländern, z.B. Norwegen, ist der Einsatz von Spikes an Fahrzeugreifen während der Wintermonate gestattet. Dies verschleißt den Asphalt bei der Überfahrt erheblich, so dass dieser Aspekt nicht unberücksichtigt bleiben kann.

Die Ergebnisse der Berechnungen für den stärker belasteten Bogen zeigt Abbildung 3-10. Es kommt zum Ausfall von sechs Hängestangen, die im Bild gekennzeichnet sind. Die Untersuchung ergab, dass es auch beim zweiten Bogen zum Ausfall von drei Hängern kommt. Die geringere Anzahl ist auf die kleinere Belastung zurückzuführen. Dadurch vermindert sich auch die horizontale Bogenverschiebung, was sich positiv auf die Tendenz der Hänger

hinsichtlich des Schlaffwerdens auswirkt. Da dieser Bogen jedoch nicht maßgebend ist, soll er hier nicht weiter betrachtet werden.

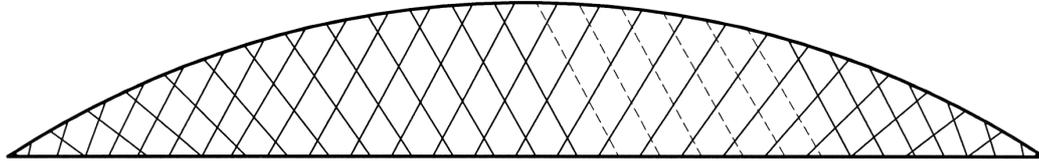


Abbildung 3-10: Hängerausfall

Das Schlaffwerden der nach linksgeneigten Hänger hat unmittelbare Auswirkungen auf die Kräfte in den nicht ausgefallenen Stangen. Diese Auswirkungen soll ein Vergleich zwischen der Brücke mit ausgefallenen Hängern und derselben Brücke mit Hängern, die Druckkräfte aufnehmen können, zeigen.

Die Hängerkräfte sind in den Abbildungen 3-11 und 3-12 ersichtlich.

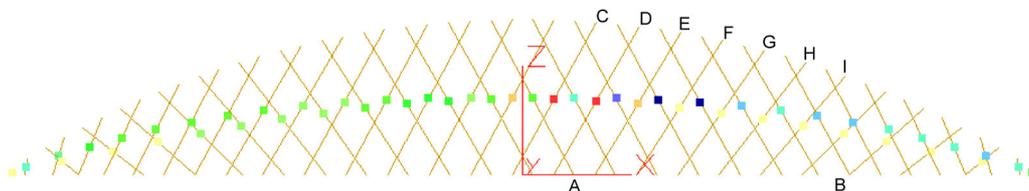


Abbildung 3-11: Modell mit drucksteifen Hängern

A = 316,3 kN	F = 417,8 kN
B = 54,3 kN	G = 439,7 kN
C = 603,1 kN	H = 454,4 kN
D = 686,1 kN	I = 423,1 kN
E = 526,2 kN	

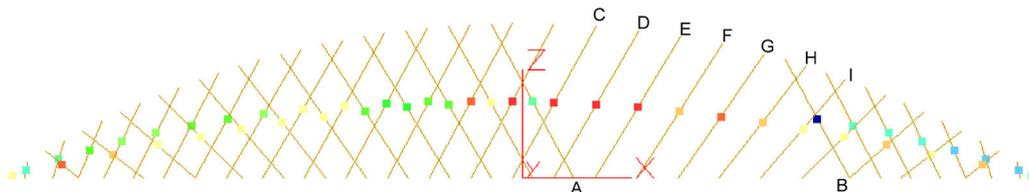


Abbildung 3-12: Modell mit ausgefallenen Hängern

A = 168,1 kN	F = 464,7 kN
B = 48,6 kN	G = 474,2 kN
C = 520,0 kN	H = 455,6 kN
D = 596,8 kN	I = 397,5 kN
E = 520,9 kN	

Ein Vergleich der beiden Modelle lässt erkennen, dass mit Ausnahme der Stäbe F, G und H die Kräfte im Modell mit drucksteifen Hängern größer sind. Dies lässt sich durch die verschiedene Art der Lastabtragung erklären. Im Falle der drucksteifen Stangen werden die Lasten durch die Fachwerkwirkung des Hängernetzes hauptsächlich von den Hängern selbst aufgenommen. Das führt natürlich zu größeren Zugkräften. Im Falle des Hängerausfalls wachsen die Biegemomente im Bogen und im Untergurt an und ein Großteil der Last wird jetzt über die Biegung der Gurte aufgenommen. Die Hänger erhalten dadurch eine geringere Kraft. Eine Ausnahme stellen dabei die Stangen F bis H dar. Auch hier ist der Grund für die Mehrbelastung offensichtlich. Der Hängerausfall führt neben den erhöhten Biegemomenten auch zu größeren Querkräften. Um diese zu übertragen stehen in diesem Bereich durch das Schlaffwerden der Stäbe nur noch die rechtsgeneigten Hänger zur Verfügung, was zu einem Zuwachs der Kräfte in diesen Stangen führt.

Die Ermittlung der Einflusslinien erfolgt am Modell mit drucksteifen Hängern. Da dieses Modell nicht den realistischen Fall darstellt, könnte man denken, dass die aus den Einflusslinien ermittelten Hängerkräfte für die Bemessung unzureichend sind. Der eben aufgeführte Vergleich zeigt allerdings, dass dies nicht der Fall ist. Die Hängerkräfte im Modell mit drucksteifen Stangen sind größer. Für die Stäbe F bis H erhält man zwar die maximalen Kräfte im Modell mit ausgefallenen Hängern, allerdings sind sie für die Bemessung nicht maßgebend.

3.4.4 Hängeranschlüsse und Kreuzungspunkte

Die Anschlüsse der Hängestangen am Bogen und am Untergurt sollten so ausgeführt werden, dass eine einfache und schnelle Montage der Hänger gewährleistet wird und die statischen Anforderungen an diese Konstruktionen ausreichend erfüllt werden.

Die einzelnen Anschlusssteile werden bereits im Werk vorgefertigt und mit den Hängern bzw. dem Bogen verschweißt. Der Einbau der Hängestangen erfolgt dann vor Ort mit Hilfe von Schraubverbindungen.

Da die Hängers sich kreuzen ist es erforderlich die Stangen in irgendeiner Weise aneinander vorbeizuführen. Dazu bieten sich zwei Lösungsmöglichkeiten an. Die Erste ist es die Anschlüsse exakt in Bogenebene auszuführen und die Hänger leicht zu krümmen. Die zweite und favorisierte Lösung ist der exzentrische Anschluss der Stangen. Die dabei entstehenden Versatzmomente sind so gering, dass sie in der Nachweisführung vernachlässigt werden können.

Anschluss Hänger/ Bogen

Die Anschlusskonstruktion zwischen Hängern und Bogen zeigt die Abbildung 3-13. Es handelt sich um eine einfache Laschenverbindung, deren Nachweise Anhang D, Abschnitt 4.2 zu entnehmen sind.

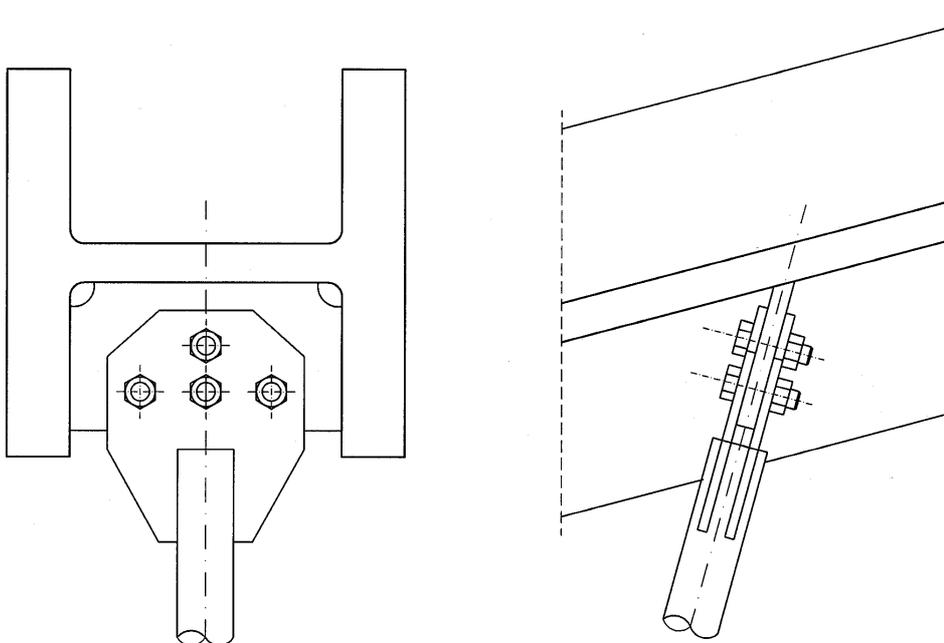


Abbildung 3-13: Hängeranschlusskonstruktion Bogen

Am Bogen wird ein in Hängerneigung ausgerichtetes Blech 20 x 290,2 x 160 mit einer 5 mm dicken zweiseitigen Kehlnaht eingeschweißt. Mit dem Hänger werden zwei jeweils 10 mm dicke Laschenbleche verschweißt. Bei der umlaufenden Schweißnaht handelt es sich um eine HV-Naht. Die Laschen verjüngen sich nach unten hin und erhalten auch oben eine Abschrägung. Ihre Breite richtet sich nach den erforderlichen Abständen des Schraubenbildes.

Die Verbindung der Laschen mit dem Bogenblech erfolgt mit vier hochfesten vorgespannten Schrauben M 20 – 10.9. Der Einsatz von Passschrauben ist nicht erforderlich, da die Ermüdungsbeanspruchung des Schraubstoßes nur gering ist und Passschrauben mit einem erheblich größeren Montageaufwand verbunden sind.

Im abgebildeten Anschluss liegen drei Schrauben in einer Reihe und die vierte wird mittig darüber angeordnet. Es gab zwei Gründe für die Wahl dieses Schraubenbildes. Auf eine mögliche Ausführung mit drei Schrauben wurde verzichtet, da in diesem Fall zur Übertragung der Zugkräfte M 26 – 10.9 nötig sind. Somit würde die Montage erschwert und die erforderlichen Schraubenabstände würden zu einem zu breiten Laschenblech führen.

Bei vier Schrauben wäre auch ein Schraubenbild mit jeweils zwei Schrauben in einer Reihe möglich gewesen. Auch hier war die einfachere Montage der Grund für die Entscheidung zu der in Abbildung 3-13 gezeigten Schraubengeometrie. So ist es möglich die Bleche vor dem Verschrauben zu zentrieren. Durch einen vorübergehend eingesetzten Zentrierdorn im mittleren der drei unteren Schraubenlöcher kann das Schraubenbild ausgerichtet werden, bevor der Einbau und das Anziehen der Schrauben erfolgt.

Anschluss Hänger/ Untergurt

Dieser Anschluss muss so ausgeführt sein, dass die Befestigung sowohl im Bauzustand am temporären Untergurt als auch im Gebrauchszustand am Betonuntergurt möglich ist.

In Abbildung 3-14 ist die gewählte Ausführung dargestellt.

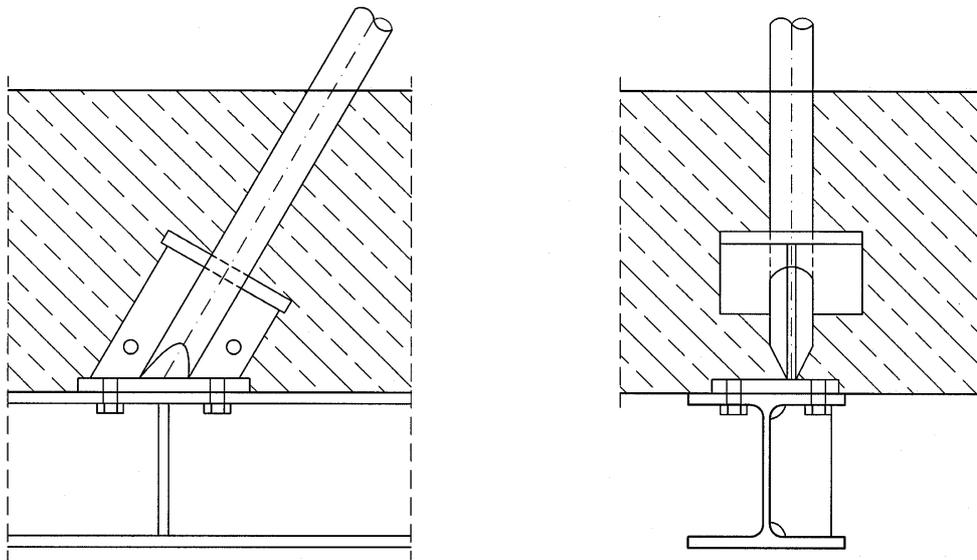


Abbildung 3-14: Hängeranschlusskonstruktion Untergurt

Am unteren Hängerende werden zwei vertikale Bleche mit 12 mm Dicke durch eine K-Naht angeschweißt. Diese sind mit einem 20 mm dicken Fußblech verbunden. Mit Hilfe von vier Schrauben M 20 - 10.9 kann das Fußblech problemlos mit dem oberen Flansch des Längsträgers im temporären Untergurt verbunden werden. Somit ist die Befestigung der Hängestangen im Montagezustand gewährleistet.

Um allerdings auch im Endzustand eine Verbindung zwischen Hängern und Untergurt zu erhalten, ist ein weiteres Anlussteil erforderlich. Dies ist eine quadratische Lasteinleitungsplatte 20 x 200 x 200, welche mit den vertikalen

Blechen verschweißt ist. Die Platte muss die zuverlässige Eintragung der Hängerkräfte in die Konstruktion sicherstellen und gleichzeitig den Hänger im Beton verankern.

Durch das Angreifen der konzentrierten Kräfte aus den Hängestangen, kann es zur Ausbildung eines Durchstanzkegels im Betonrandträger und somit zum Herausziehen des Hängers kommen. Um das zu verhindern, wird im Randträger zusätzlich zur Biege- und Schubbewehrung eine Durchstanzbewehrung, bestehend aus Bügeln in Querrichtung und aufgebogenen Stabstählen in Längsrichtung, eingelegt.

Die Nachweise der unteren Anschlusskonstruktion finden sich in Anhang D, Abschnitt 4.3.

Hängerkreuzungen

Um zu verhindern, dass die Hänger gegeneinander schlagen oder aneinander reiben, ist eine Schutzkonstruktion erforderlich. Diese besteht aus zwei Plastikrohren, die um die Stangen gelegt werden. Die Verbindung erfolgt mit einem kunststoffüberzogenen Stahlband oder einer Schelle. Diese Konstruktion dämpft zusätzlich die Vibrationsschwingungen.

3.5 Untergurt

Als Untergurt der untersuchten Netzwerkbogenbrücke dient der in Abbildung 3-15 dargestellte Querschnitt.

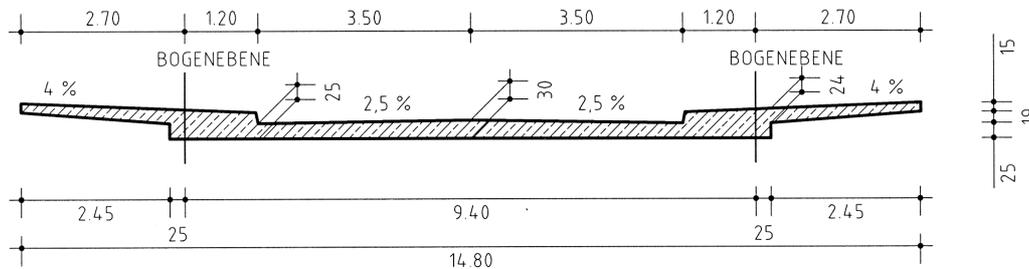


Abbildung 3-15: Querschnitt des Untergurtes

Er besteht aus einer sieben Meter breiten Fahrbahnplatte, die zwischen zwei kräftiger dimensionierten Randträgern spannt. Außerhalb der Bogenebene ist jeweils für die erforderlichen Geh- und Radwege ein 2,50 m breiter Kragarm angeordnet.

Mit Hilfe der Vorbemessung (vergleiche Anhang B, Abschnitt 1) wurde die Plattendicke in Fahrbahnmitte zu 30 cm gewählt. Die Fahrbahnplatte erhält ein für die Einhaltung des Quergefälles nötiges Dachprofil, so dass der Querschnitt am Randbalken nur noch eine Höhe von 25 cm aufweist. Die Kragarmdicke wird nach den statischen Erfordernissen am Anschnitt mit 24 cm ausgeführt und aus ästhetischen Gründen nach außen hin auf 15 cm verjüngt.

Als Material kommt Beton C 40/50 und Betonstahl BSt 500 S zum Einsatz.

Der Betonquerschnitt hat verschiedene Tragfunktionen zu erfüllen. Dies sind einerseits die Aufnahme der lokalen Biegung aus den Radlasten der Schwerlastwagen und der globalen Biegung durch Eigenlasten und gleichmäßig verteilten Verkehrslasten. Zum anderen hat der Untergurt die wichtige Funktion, als Zugband des Gesamttragwerkes den Bogenschub aufzunehmen.

Genau dies erscheint im ersten Eindruck als Widerspruch der Konstruktion. Es müssen enorme Zugkräfte übertragen werden. Der Beton ist jedoch nicht in der Lage große Zugspannungen aufzunehmen. Aus diesem Grund ist der Einsatz von Spanngliedern unbedingt erforderlich.

Der Untergurt unterscheidet sich dabei jedoch sehr von herkömmlichen Spannbetonträgern oder Spannbetonplatten. Die Spannglieder dienen in diesem Fall nicht dazu die Biegemomente abzudecken, sondern sind ausschließlich zur Aufnahme der aus dem Bogenschub entstehenden Zugkräfte erforderlich. Die Momente werden komplett durch schlaffe Bewehrung aufgenommen. Dem kommt die Tragwirkung von Netzwerkbogenbrücken entgegen. Aus ihr folgen nur sehr geringe Biegemomente im Untergurt, womit der Einsatz von schlaffer Bewehrung ausreichend ist.

Damit ist das grundlegende Tragverhalten des Betonuntergurt es erläutert - Zugkraftdeckung durch Spannglieder und Abdeckung der Biegemomente durch Stabstahlbewehrung.

Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit verhält sich das Problem genauso. Der Bewehrung kommt die Aufgabe zu, durch Aufnahme der Biegezugspannungen die Risse zu minimieren, während die Vorspannung die aus dem Bogenschub resultierenden Zugspannungen zu überdrücken hat.

Spannglieder

In jedem Randträger kommen jeweils drei Litzenpannglieder der Firma VSL International Ltd. / Switzerland vom Typ 6-26 zum Einsatz. Da sie nur Zugkräfte abzudecken haben, werden sie exakt in der Schwereachse des Betonquerschnittes verlegt. Damit erzeugen sie nach dem Anspannen neben den gewünschten Druckkräften keine Biegemomente.

Die Spannglieder weisen eine Nennspannkraft von 14,9 MN auf. Nach dem Spannvorgang kommt es zu Verlusten aus dem zeitabhängigen Verformungsverhalten des Betons und den geometrisch erforderlichen Umlenkungen. Die Reibungsverluste belaufen sich auf 12,4 %. Aus Kriechen, Schwinden und Relaxation kommen weitere 10,3 % hinzu. Die endgültige Spannkraft zum Zeitpunkt $t = \infty$ ergibt sich somit zu 11,72 MN.

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erhält der Querschnitt mit dieser Spannkraft in allen Bereichen Druckkräfte (vgl. Anhang D, Abschnitt 5.5). Damit sind keine Risse im Beton zu erwarten, was sich sehr günstig auf die Dauerhaftigkeit des Untergurtes auswirkt.

Ein Blick auf den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit lässt erkennen, dass die Spannglieder für die Aufnahme der 16,1 MN großen Zugkräfte mit 99 % nahezu optimal ausgelastet sind (Anhang D, Abschnitt 5.5).

Um die für die Verankerung der Spannkabel erforderlichen Abstände einzuhalten, ist es notwendig diese aufzufächern. Weiterhin bedarf es in diesem Bereich einer speziellen Ankerplatte um die Spannkraft in den Beton einzuleiten. Eine genaue Beschreibung und Darstellung der Verankerungskonstruktion und des Spanngliedverlaufs sind in Abschnitt 3.2.4 zu finden.

Platte, Kragarme und Randträger

Die zur Aufnahme der Biegemomente und Querkräfte erforderliche Bewehrung ist In Abbildung 3-16 ist dargestellt.

Als einheitliche Betondeckung wurde 5 cm gewählt. Dem liegt eine ungünstige Umweltklasse (Meerwasserumgebung mit Frost) zugrunde.

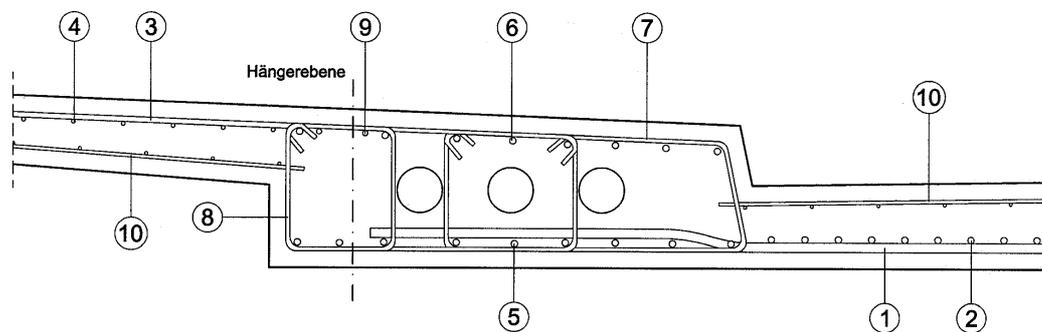


Abbildung 3-16: Bewehrung im Untergurt

1	Querbewehrung Platte	$\varnothing 28$, $s = 12,5$
2	Längsbewehrung Platte	$\varnothing 20$, $s = 10,0$
3	Querbewehrung Kragarm	$\varnothing 16$, $s = 12,5$
4	Längsbewehrung Kragarm	$\varnothing 12$, $s = 15,0$
5	untere Längsbewehrung Randträger	$\varnothing 20$, $s = 15,0$
6	obere Längsbewehrung Randträger	$\varnothing 20$, $s = 15,0$
7	Schubbewehrung Randträger - Bügel	$\varnothing 12$, $s = 20,0$ (vierschnittig)
8	Durchstanzbewehrung quer - Bügel	4 $\varnothing 10$ (zweischnittig)
9	Durchstanzbewehrung längs	2 $\varnothing 16$
10	Oberflächenbewehrung	$\varnothing 10$, $s = 20,0$

Die maximale Beanspruchung entsteht in Fahrbahnplattenmitte durch die Radlasten des Schwerlastwagens. Diese verursachen große Biegemomente in Quer- und Längsrichtung. Dabei ist das Quermoment erheblich größer als das Längsmoment. Die 30 cm dicke Platte hat eine sehr hohe Auslastung hinsichtlich ihrer Biegezugtragfähigkeit. Die Ausführung ohne Druckbewehrung ist gerade noch möglich.

Im Randträger ist die Beanspruchung durch Biegemomente wesentlich geringer als in der Fahrbahnplatte, da die Längsmomente aus der Haupttragwirkung sehr klein ausfallen. Der Randträger muss eine obere und eine untere Bewehrungslage erhalten, da zwischen den Hängern positive Momente auftreten, während im Hängerbereich negative Momente zu erwarten sind. Die Biegebemessung lässt erkennen, dass die zur Abdeckung dieser Momente erforderliche Bewehrung jeweils geringer ist als die einzulegende

Mindestbewehrung (vgl. Anhang D, Abschnitt 5.3). Dies ist auf den großen Querschnitt zurückzuführen, der für die Aufnahme der Spannglieder und Hängerverankerungen ausreichend Platz gewährleisten muss.

Die für die Querkraftbemessung eingesetzte maximale Querkraft erhält man aus der vertikalen Kraftkomponente des meistbeanspruchten Hängers. Da sich die maximale Hängerkraft nicht aus Volllast ergibt, ist die in diesem Fall vorhandene Spannkraft wesentlich größer als die Untergurtzugkraft. Der Beton hat dementsprechend eine größere Druckbeanspruchung, was sich positiv auf die Querkrafttragfähigkeit auswirkt. Die Bemessungsquerkraft ist daher kleiner als die vom Bauteil ohne Schubbewehrung aufnehmbare Querkraft. Die Mindestbügelbewehrung ist ausreichend.

Während für die Fahrbahnplatte und den Randträger die maßgebende Lastfallkombination schnell herauszufinden war, wurden für die Bemessung des Kragarmanschnittes mehrere Lastfälle untersucht. Die Norm weißt verschiedene zum Teil außergewöhnliche Einwirkungen auf Fußwegen auf, die für die Untersuchung verwendet wurden.

Es handelt sich um folgende Belastungen:

- Gehweg gleichmäßig mit 5kN/m^2 belastet
- Anwesenheit eines Dienstfahrzeug mit 2 Achsen auf dem Gehweg
- Außerplanmäßige Achse auf dem Gehweg, quer (äußeres Rad 1 m hinter der Schutzplanke)
- Außerplanmäßige Achse auf dem Gehweg, längs (Achse 1 m hinter der Schutzplanke)

Zusätzlich wurde noch der Fall der auf der Fahrbahn exzentrisch angeordneten Hauptspur betrachtet. Die Berechnungen ergaben letztendlich, dass keine der Belastungen auf dem Gehweg das maximale Kragarmmoment liefern. Für die Bemessung ist die exzentrisch angeordnete Hauptspur maßgebend (vgl. Anhang D, Abschnitt 5.1).

Endquerträger

Aus statischen und konstruktiven Erfordernissen wird die Fahrbahnplatte im Auflagerbereich durch einen Endquerträger verstärkt. Er wird als Stahlbetonbalken mit einem Querschnitt von 1,0 m x 0,75 m ausgeführt.

Durch die Verstärkung ist die Ausführung eines ordnungsgemäßen Überganges zwischen Brückenbauwerk und Widerlager bzw. Vorlandbrücken problemlos möglich.

Die Hauptaufgabe des Endquerträgers besteht jedoch darin, die örtlich angreifenden Radlasten im Endbereich der Brücke abzutragen. In Brückenmitte werden diese Lasten durch die Fahrbahnplatte gleichmäßig auf die Randbalken verteilt. Dies ist am Plattenrand nicht möglich und die Belastung wird in diesem Bereich konzentriert. Die dünne Fahrbahnplatte ist nicht mehr in der Lage, die entstehenden Momente aufzunehmen und muss deshalb in der Form eines Endquerträgers verstärkt werden.

Der Berechnung wurde ein beidseitig eingespannter Einfeldträger zugrunde gelegt (vgl. Anhang D, Abschnitt 5.6). Durch zwei nebeneinander liegende Lager wird die Einspannung realisiert und die Verdrehung des Lagerpunktes ausreichend verhindert. Mit der Modellierung als Balken liegt man auf der sicheren Seite, da ein Teil der Last immer noch durch die angrenzende Platte verteilt wird und so die angesetzte Belastung in der Praxis nicht auf den Endquerträger einwirkt.

Neben der erforderlichen Biegebewehrung im Feld- und Stützenbereich ist der Endquerträger noch für eine Querkraft von 1,2 MN zu bewehren. Der Querkraft rührt aus der Ausbreitung der Spannkraft auf den gesamten Betonquerschnitt und wird durch gleichmäßig über den Querträger verteilte Bewehrung abgedeckt.

3.6 Lager

Die Lagerung der Netzwerkbogenbrücke erfolgt auf bewehrten Elastomerlagern. Dieser Lagertyp ist sehr kostengünstig herzustellen und erfordert nur geringen Aufwand hinsichtlich der Pflege und Wartung.

Durch den Zusatz entsprechender Festhaltekonstruktionen lassen sich mit Elastomerlagern nahezu alle gewünschten Lagerungsarten realisieren. Ein weiterer Vorteil ist die Aufnahme von Verschiebungen und Verdrehungen durch das Elastomer selbst. Demzufolge ist oft keine zusätzliche Konstruktion zur Aufnahme der Verformungen erforderlich.

Für die Berechnung der erforderlichen Lager wurden Elastomerlager der Firma GUMBA/ Deutschland vom Typ 1/2 eingesetzt.

Durch die Anordnung von je zwei Lagern in jedem theoretischen Auflagerpunkt wird eine Einspannung des Bogens und des Endquerträgers realisiert (vgl. Abschnitt 3.2.4). Dabei ist jedoch darauf zu achten, dass die Lager durch die Einspannwirkung von Bogen und Endquerträger zusätzliche Beanspruchungen erfahren. Bei den Lagern des untersuchten Tragwerkes sind für diese Zusatzbeanspruchung allerdings ausreichend Reserven vorhanden.

Die gewählten Lager mit Abmessungen von 600 x 700 mm und einer zulässigen Last von je 6,3 MN können die maximale vertikale Auflagerkraft von 10,48 MN problemlos aufnehmen. Um den maximalen Verschiebungsweg von 118 mm allein durch die Lager aufnehmen zu können, ist eine Elastomerdicke von 180 mm erforderlich.

Der Abstand der Lager schafft einen ausreichend großen Zwischenraum. Aufgrund der durchgehenden Lagerplatte eignet sich dieser Bereich ideal als Pressenaufstellraum bei einem erforderlichen Lagerwechsel.

4 Tragwerksverformungen

Dieses Kapitel beschäftigt sich mit den verschiedenen Verformungen, die sich durch die unterschiedlichen Belastungen der Netzwirkbogenbrücke ergeben. Alle Verformungen wurden mit der in der Euronorm vorgeschriebenen quasi-ständigen Einwirkungskombination, d.h. volles Eigengewicht ($\gamma_G = 1$) und halbe Verkehrslast ($\psi_2 = 0,5$) berechnet.

4.1 Durchbiegung der Fahrbahnplatte in Querrichtung

Die Durchbiegung der Fahrbahnplatte in Querrichtung zeigt Abbildung 4-1. Sie ergibt sich durch eine mittige Belastung der Fahrbahn infolge Verkehrslasten.

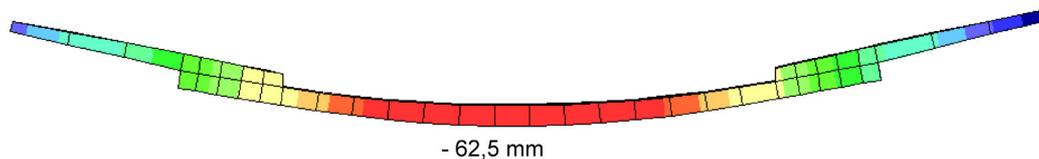


Abbildung 4-1: Plattendurchbiegung in Querrichtung

Die Berechnung der maximalen Verformung in Fahrbahnmitte ergibt einen Wert von 6,25 cm (vgl. Anhang D, Abschnitt 5.4). Das entspricht einem Verhältnis von $L/150$. Die Euronorm für Brückenbauwerke gibt keine genauen Angaben hinsichtlich der zulässigen Durchbiegung. In ENV 1992-1-1, Kapitel 4.4.3.1 (5) wird ein Richtwert für Betonplatten von $L/250$ empfohlen.

Aufgrund des erforderlichen Quergefälles der Fahrbahn muss die Betonplatte unbedingt überhöht werden. Deshalb wird die eintretende Verformung aus der

Belastung durch die Überhöhung kompensiert und es gibt keine Probleme hinsichtlich der Einhaltung des empfohlenen Grenzwertes.

In der folgenden Berechnung wird die erforderliche Überhöhung ermittelt.

<i>Durchbiegungen</i>	Querträger des temporären Untergurtes	5,41cm	Anhang D Abschnitt 8.6
	Betonplatte (Zeitpunkt $t = \infty$)	6,25 cm	Anhang D Abschnitt 5.4

Vorhandenes Quergefälle aus Geometrie

Die Plattendicke in Fahrbahnmitte beträgt 30 cm, am Fahrbahnrand hat sie den Wert 25 cm. Das entspricht einer Höhendifferenz von 5 cm auf einer Länge von 3,50 m.

$$\text{vorh } q = \frac{\Delta h}{l} \cdot 100 = \frac{5}{350} \cdot 100 = 1,4 \%$$

Erforderliches Quergefälle

$$\text{erf } q = 2,5 \%$$

Damit muss die Differenz von 1,1 % zusätzlich überhöht werden. Dies entspricht einer Höhe von 3,85 cm.

Erforderliche Überhöhung

$$\ddot{u} = 5,41 + 6,25 + 3,85 = 15,51 \text{ cm}$$

$$\text{gewählte Überhöhung: } \underline{\ddot{u} = 16 \text{ cm}}$$

Im berechneten theoretischen Fall hätte die Platte nach Abschluss des zeitabhängigen Verformungsverhalten des Betons eine nach oben gerichtete Krümmung von ca. 4 cm. Diese Verwölbung hat jedoch im Gegensatz zu einer durchhängenden Platte kein unangenehmes Erscheinungsbild.

4.2 Längsverformung der Brücke

4.2.1 Verformung unter Volllast

In Abbildung 4-2 sind die kombinierten Durchbiegungen aus Längs- und Querverformungen dargestellt. Die Maximalwerte ergeben sich hier durch exzentrische Anordnung der Lasten.

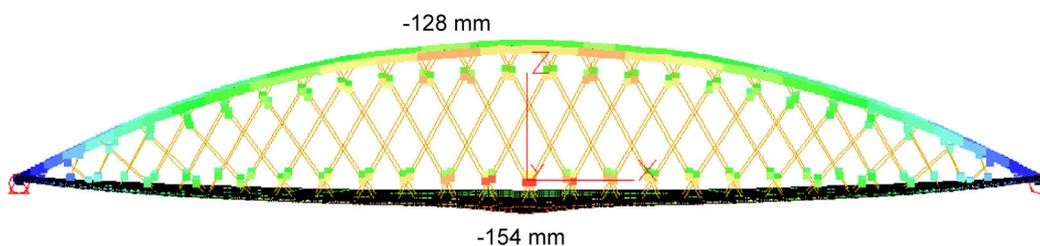


Abbildung 4-2: Längsverformung unter Volllast

Die maximale Verformung im Betonuntergurt beträgt 15,4 cm. Diese geringe Durchbiegung des Unterbaues ist auf seine sehr große Steifigkeit zurückzuführen. Bei einer Brückenlänge von 135 m entspricht der Wert einem Verhältnis von $L/880$. Diese Durchbiegung ist bezüglich des Erscheinungsbildes und der Gebrauchstauglichkeit des Bauwerkes absolut unbedenklich. In ENV 1991-3, Anhang G.3.1.3 (5) ist als Grenzwert für Eisenbahnbrücken, bei denen die Verformung wesentlich größeren Einfluss hat als bei Straßenbrücken, ein Wert von $L/600$ angegeben.

Die größte Bogenverformung ist mit 12,8 cm um fast 3 cm kleiner als die des Unterbaues. Dies begründet sich durch den Einfluss der Hänger, die durch die einwirkenden Lasten gedehnt werden. Der Hänger mit der größten Belastung erfährt eine Stabverlängerung von etwa 2 cm.

Anhand der in Abbildung 4-2 ersichtlichen Bogenverformung ist der Effekt der Lastverteilung durch die Hänger sehr gut erkennbar. Das Schwerlastfahrzeug steht in diesem Fall etwa in Brückenmitte. Der Hauptteil der Last wird jeweils durch die zwei nach außen geneigten Hänger links und rechts der Mitte zum Bogen geleitet. An der Stelle, an der sie am Bogen befestigt sind, erhält dieser die maximalen Durchbiegungen (orangefarbener Bereich). Der Bogen erhält in diesen Bereichen eine S-förmige Krümmung.

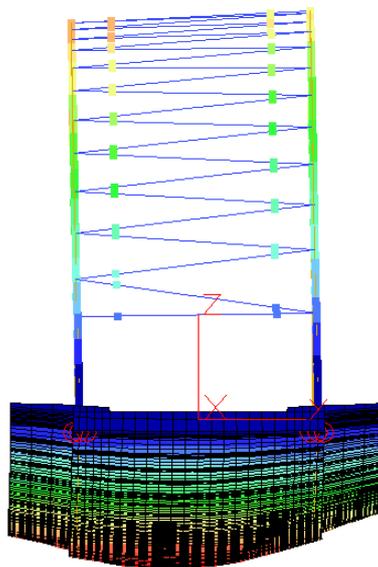


Abbildung 4-3: Einfluss der exzentrischen Last auf die Bogenverformung

Der Einfluss der exzentrisch gestellten Last auf die beiden Bögen ist in Abbildung 4-3 gut zu erkennen. Der linke Bogen verformt sich aufgrund der größeren Beanspruchung deutlich mehr als der Rechte. Die Differenz der Durchbiegungen beträgt fast 2 cm.

4.2.2 Verformung unter Halbblast

Sind die Verkehrslasten nur auf 54 % der Brücke angeordnet, kommt es zum Ausfall einiger Hänger. Das in Abbildung 4-4 dargestellte Verformungsbild resultiert ausschließlich aus den Verkehrslasten. Diese Belastung wird in der Praxis zwar nicht auftreten, aber durch die sich daraus ergebene Deformation des Tragwerkes kann man den Einfluss der Halbblast anschaulicher darstellen.

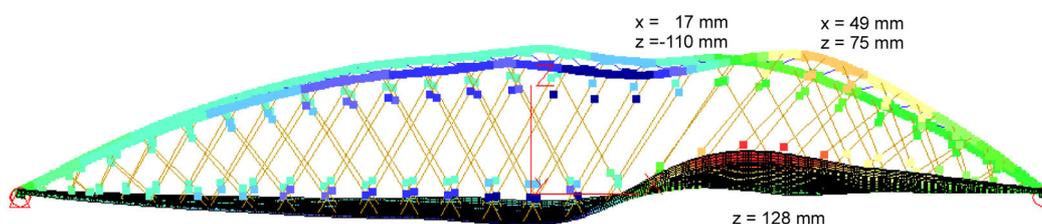


Abbildung 4-4: Längsverformung unter Halbblast (ohne Eigengewicht)

Im linken, belasteten Teil der Brücke verformt sich der Bogen ähnlich wie bei Volllast. Er erfährt eine zur Mitte hin gleichmäßig zunehmende vertikale Verschiebung. Zusätzlich verformt er sich auch noch horizontal. Diese Verschiebung setzt sich im rechten Bogenteil fort und wächst weiter an, was man gut an den in der Abbildung angegebenen Verformungen in x-Richtung erkennen kann. Der Grund dafür ist der fehlende Widerstand der rechten Bogenhälfte, die sich im Fall von Volllast nach links verschieben wöllte und so der horizontalen Verformung des linken Bogenteils entgegenwirken würde. Dieser Widerstand ist hier wegen der fehlenden Belastung nicht vorhanden. Da der Betonuntergurt die horizontalen Verschiebungen des Bogens nicht mitgeht, weicht der Bogen zwangsläufig am rechten Brückenende nach oben aus (roter Bereich) und zieht somit einen Teil des Untergurtes mit in diese Richtung. Die vertikale Verformung des Betongurtes in Richtung Bogen ist ein Grund dafür, dass die in der Abbildung fehlenden Hänger gestaucht werden und somit ausfallen.

Die vertikale Verschiebung des Bogens im Bereich neben der Bogenmitte (dunkelblauer Bereich) entsteht durch die Einleitung der Hauptlast aus dem Schwerlastfahrzeug, welches unmittelbar rechts von der Brückenmitte platziert ist.

4.3 Querverformung der Brücke

Maßgebliche Querverformungen des Brückenbauwerkes ergeben sich durch Windbelastung und durch den Torsionslastfall. Abbildung 4-5 zeigt das Verformungsverhalten der Brücke unter maximaler Windlast. Der Bogenscheitel wird in diesem Fall um 9,2 cm verschoben.

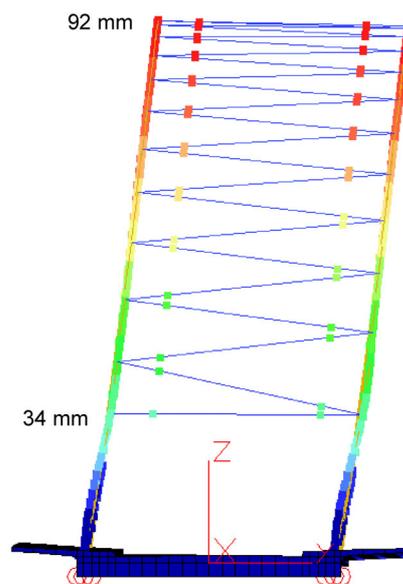


Abbildung 4-5: Querverformung aus Wind

Die Verformung nimmt zum Bogenfußpunkt vorerst annähernd konstant ab. Im Bereich des Portalriegels erhält der Bogen allerdings eine Krümmung. Diese resultiert aus der Rahmenwirkung des Windportals. Man kann anhand der Abbildung erkennen, dass die Rahmenecke bei der Verformung nicht rechtwinklig bleibt und es daher zwischen Portalriegel und Bogen zu keiner

5 Fertigung und Montage des Bogentragwerkes

5.1 Allgemeines

Wenn effiziente Methoden zur Errichtung von Netzwerkbrücken herangezogen werden, zählen diese zu sehr wirtschaftlichen Brückentragwerken. Für die Errichtung der hier behandelten Netzwerkbogenbrücke bieten sich generell zwei Möglichkeiten an.

Die Erste ist es, die komplette Brücke in der Nähe des späteren Standortes zu montieren und dann mit Hilfe von Kränen in ihre Position zu heben. Da das Bauwerk allerdings im Endzustand über 1000 t wiegt, sind sehr große Kräne erforderlich, die einen hohen finanziellen Aufwand mit sich bringen würden. Deshalb wird diese Variante nicht weiter betrachtet.

Die allgemein übliche Methode zu Errichtung von Bogenbrücken aus Stahl oder Stahlverbund ist es, die Stahlkonstruktion komplett zu montieren und dann mit Hilfe von Verschubbahnen und, im Falle von Wasserstraßenüberführungen, mit Hilfe von Schwimmpontons in ihre endgültige Lage zu bewegen. Diese Möglichkeit kommt auch bei Netzwerkbogenbrücken in Betracht. Da der komplette Untergurt der Brücke aus Beton besteht, unterscheidet sich diese Fertigungsart allerdings im Gegensatz zu herkömmlichen Bogenbrücken.

Eine Möglichkeit wäre es die fertiggestellte Konstruktion inklusive der Betonplatte zu verschieben. Aber auch hier stellt das hohe Gewicht der Brücke ein Hindernis dar. Die oft vorhandenen Vorlandbrücken müssten für diese enorme Masse ausgelegt werden, was genauso kostspielig wie unsinnig wäre. Auch ohne Vorlandbrücken würden die erforderlichen Verschubpressen einen nicht nötigen finanziellen Mehraufwand bedingen. Aus diesem Grund muss eine Variante gefunden werden, die den Betonuntergurt ersetzt und die erforderliche Steifigkeit für den Schub gewährleistet. Die beste Lösung stellt ein temporärer Untergurt aus Stahl dar, der in Kombination mit Bogen und Hängern

eine ausreichend steife Konstruktion ergibt. Das Konstruktionsgewicht beläuft sich nunmehr auf ca. 300 t und es ist problemlos möglich das Tragwerk zu verschieben. In den folgenden Abschnitten wird diese Art der Fertigung und Montage der Netzwerkbogenbrücke näher vorgestellt.

5.2 Errichtung des Brückenbauwerkes

Die Fertigung der einzelnen Stahlbauteile (Bogen, Hänger, Windverband und temporärer Untergurt) erfolgt im Werk. Die Abmessungen der Bauteile werden durch die Randbedingungen des Transports bestimmt. Nachdem die einzelnen Teile geliefert wurden, kann die Montage des Stahlskeletts beginnen. Dies kann wahlweise auf den Vorlandbrücken oder auf den zum Bauwerk führenden Dämmen geschehen.

Zuerst muss der temporäre Untergurt inklusive der unteren Hängerbefestigungen montiert werden. Alle Verbindungen bestehen aus Schraubstößen, da sie nach dem Betonieren der Fahrbahnplatte wieder gelöst werden müssen, um den temporären Untergurt zu demontieren (für eine detaillierte Beschreibung des Aufbaus vgl. Abschnitt 5.3).

Für das Zusammenfügen des Bogens gibt es zwei Möglichkeiten. Die einzelnen Bogenteile, an die bereits im Werk die oberen Hängerbefestigungen angebracht werden, können am Boden ausgelegt, zusammengeschweißt und dann unter Zuhilfenahme von Kränen aufgerichtet werden. Diese Variante erweist sich hier allerdings als ungünstig, da der sehr schlanke Bogen der Netzwerkbogenbrücke eine unzureichende Steifigkeit aufweist und ohne weitere Aussteifung leicht größere Verformungen auftreten können. Besser ist es daher, den Bogen auf einem Gerüst zu errichten. Damit verbunden ist eine Platzersparnis während der Montage. Zusätzlich kann man durch das Gerüst ein Durchhängen der Hänger durch abschnittsweise Unterstützungen verhindern. Die Verbindungen

der Bogenteile beim Bau mit Gerüst werden wahlweise geschraubt oder geschweißt. Schraubstöße mit zwei außenliegenden Laschen sind günstiger, da das Schweißen in dieser Höhe schwierig ist.

Gleichzeitig zur Bogenmontage werden die Streben des Windfachwerkes in ihre Position gebracht. Analog zum oben Erwähnten ist auch hier eine Schraubverbindung aufgrund der ungünstigen Schweißbedingungen vorteilhaft. Die Nachweise für beide Arten der Verbindung sind in Anhang D, Abschnitt 3.4 enthalten.

Nach der Montage des temporären Untergurts und der Bögen, welche bei geringem Platzbedarf gleichzeitig erfolgen kann, ist der Einbau der Hängestangen der letzte Schritt zur Errichtung des Stahlskeletts. Während der Hängermontage ruht der Bogen auf dem Gerüst. Ist dies nicht vorhanden, muss er anderweitig unterstützt werden. Die Hänger, im Werk auf die exakten Maße zugeschnitten, werden so eingebaut, dass sie sich im spannungsfreien Zustand befinden. Aus diesem Grund ist die oben angedeutete abschnittsweise Unterstützung durch das Gerüst von großer Bedeutung um ein Durchhängen zu verhindern. Während des Einhebens der Hänger durch einen Kran, liegen diese in C-Profilen, was wiederum die ungewünschten Verformungen verhindert. Eine spätere Justierung der Hänger ist nach dem Einbau nicht erforderlich.

Es ist sehr praktisch, wenn parallel zur Montage des Stahlskelettes die Schalung für die Betonplatte eingebaut wird. Diese kann während der Errichtung als vorteilhafte Arbeitsfläche genutzt werden.

Nach der Demontage des Gerüsts erfolgt der Vershub der Konstruktion in ihre endgültige Lage. Während des Verschiebens und für den Zeitraum bis zur Betonage ist zu beachten, dass nicht unbedeutende Zugspannungen infolge der Tragwirkung des Systems im temporären Untergurt auftreten. Der Nachweis in Anhang D, Abschnitt 8.4 zeigt, dass das Profil HEA 220 des Längsträgers im temporären Untergurt ausreicht um diese Zugspannungen aufzunehmen.

Alternativ kann man, um die Profilgröße zu vermindern, eine temporäre Vorspannung aufbringen.

Ist die Stahlkonstruktion in ihrer Position und die Bewehrung eingebaut, kann das Betonieren des Untergurtes erfolgen. Dabei muss ein Schlaffwerden der Hänger möglichst vermieden werden. Auf Grund dessen wird nachfolgend aufgeführte Betonierreihenfolge empfohlen.

Zuerst werden die Endquerträger und die Randbereiche der Fahrbahnplatte bzw. der Randbalken, in denen die Spannglieder einen gekrümmten Verlauf haben, betoniert. Danach kann je nach Fortschreiten der Erhärtung des Betons ein teilweises Anspannen der Spannglieder erfolgen. Die Vorspannung sollte dabei so groß gewählt werden, dass die Zugkräfte aus dem Eigengewicht des Frischbetons komplett überdrückt werden. Die eventuell vorhanden temporären Spannglieder können danach entfernt werden. Als nächster Betonierschritt folgt das Gießen der Randbalken von beiden Enden des Tragwerkes. Zum Abschluss werden die Fahrbahnplatte und die Gehwegkragarme parallel vom Auflager zur Brückenmitte hin betoniert. Dabei ist es vorteilhaft zuerst die Kragarme zu erstellen, da dies eine Entlastung des Querträgers im temporären Untergurts bei der Betonage der Fahrbahnplatte mit sich bringt.

Im letzten Schritt der Brückenmontage müssen die Schalung und der temporäre Untergurt demontiert werden. Genauere Erläuterungen zu diesem Arbeitsschritt finden sich in *Tveit, P* [7].

5.3 Temporärer Untergurt

Der temporäre Untergurt ist eine Stahlkonstruktion, bestehend aus Längsträgern und Querträgern mit Windausfachung, die den Untergurten von herkömmlichen Stabbogenbrücken sehr ähnelt. Er dient dazu das

Bogentragwerk während des Verschubes der Brücke und der Betonage des permanenten Untergurtes zu unterstützen.

Die Verbindungen sind komplett geschraubt, so dass eine einfache Montage und Demontage beliebig oft möglich ist. Die einzelnen Bestandteile können problemlos transportiert und gelagert werden. Diese Vorteile ermöglichen es, den temporären Untergurt für mehrere Brückenbauwerke zu verwenden, was eine Steigerung der Wirtschaftlichkeit mit sich bringt.

Im folgenden werden die einzelnen Bauteile inklusive ihrer Verbindungen näher dargestellt.

Abbildung 5-1 zeigt den temporären Untergurt in der Draufsicht, wie er bei dem untersuchten Tragwerk zur Ausführung kommt.

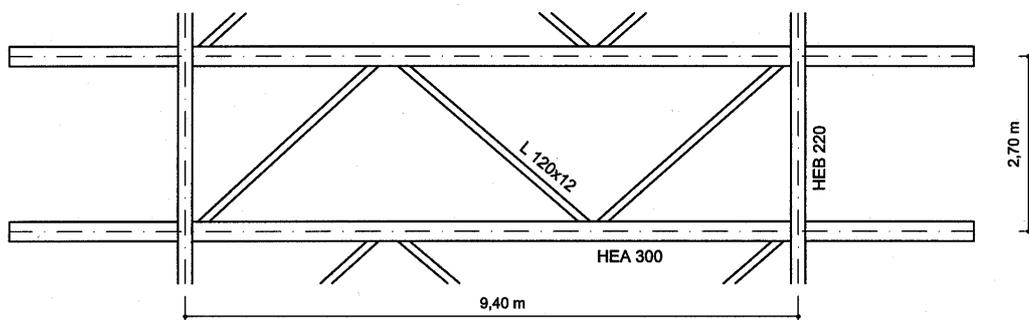


Abbildung 5-1: Temporärer Untergurt - Draufsicht

Die längslaufenden Träger HEB 220, die aufgrund ihrer Zugkräfte nur mit Laschenstößen verbunden sind, werden direkt an den unteren Enden der Hänger befestigt (vgl. Abbildung 3-14). Die in der Abbildung ersichtliche Fußplatte der Hänger erhält vier Löcher mit eingeschnittenem Gewinde, was eine Verbindung mit dem Längsträger über vier Schrauben M 20 – 10.9 ermöglicht.

Die Befestigung der Querträger erfolgt analog mit vier Schrauben M20-10.9, wie es Abbildung 5-2 zeigt.

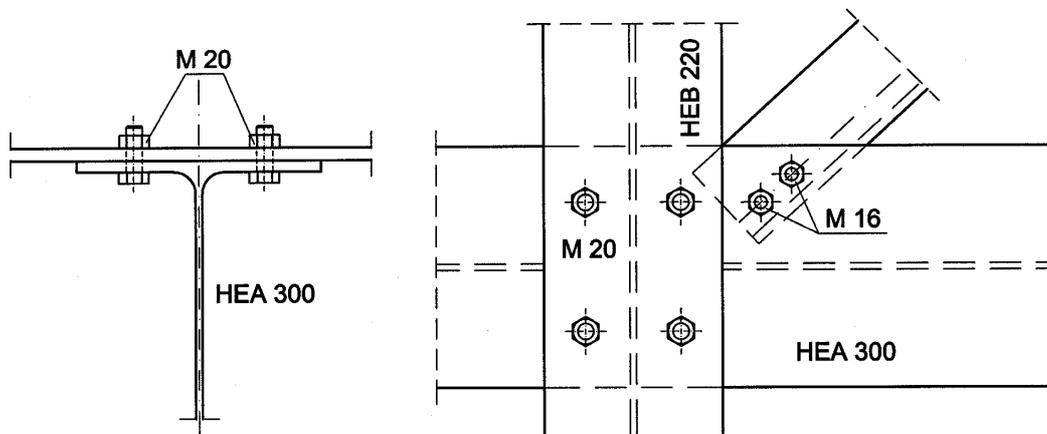


Abbildung 5-2: Anschluss Längsträger-Querträger im temporären Untergurt

Die Träger mit einem HEA 300 Profil verlaufen unterhalb der Längsträger und sind jeweils im Bereich eines Hängers angeordnet und dort mit den Längsträgern gekoppelt. Die Profilhöhe ist über die gesamte Länge konstant, obwohl im Bereich der Kragarme aufgrund der geringeren Auflast ein kleineres Profil möglich wäre. Auf einen Profilwechsel wird aber hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit, aufgrund des höheren Montageaufwandes, verzichtet.

Die Stabilität des temporären Untergurtes bei Windbelastung, die vor allem bei aufgestellter Schalung für die Randträger sehr groß ist (größere Angriffsfläche), sichert ein Windfachwerk, bestehend aus drei Streben aus Winkelstahl L 120 x 12. Ein einfaches K-Fachwerk kam aufgrund des großen Abstandes der Längsträger nicht in Betracht. Durch drei Streben verringern sich die Knicklängen und zusätzlich die Kräfte in den Stäben.

Die Fachwerkstäbe sind mit zwei Schrauben M 16 - 10.9 am oberen Flansch des Querträgers befestigt (vgl. Abbildung 5-2). Durch die Abmessungen der Stäbe und die Geometrie des temporären Untergurtes lässt es sich nicht vermeiden die Windstreben außermittig anzuschließen. Dies führt zu einem

zusätzlichen Moment, dass aber so gering ist, dass es für die Bemessung von Streben und Anschlüssen keine Bedeutung hat.

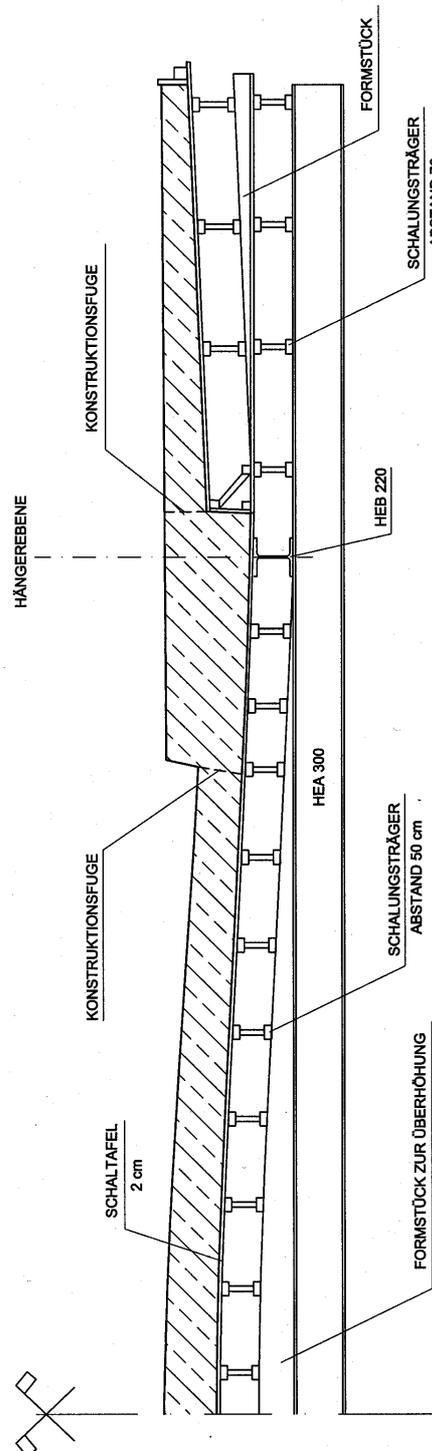


Abbildung 5-3: Schalungsaufbau

In Abbildung 5-3 ist ein Querschnitt durch den temporären Untergurt und den Schalungsaufbau dargestellt. Die Fahrbahn wird auf 2 cm starken Schaltafeln gegossen, die wahlweise auf 20 cm hohen Schalungsträgern oder Holzbalken 20 x 5 cm ruhen. Auf jedem Querträger ist zusätzlich ein Formstück aus Holz befestigt. Dieses erhält eine Krümmung um die Überhöhung, resultierend aus Querträgerdurchbiegung und Durchbiegung der Betonplatte, sicherzustellen.

Eine weitere Möglichkeit die Überhöhung zu realisieren ist es, den Querträger selbst mit einer Vorkrümmung zu versehen. Dies erspart den Einbau des Formstückes aus Holz.

6 Stahlgewicht

Für die Wirtschaftlichkeit einer Stahlbrücke spielt das erforderliche Stahlgewicht eine entscheidende Rolle. Ziel ist es, das Stahlgewicht möglichst niedrig zu halten und somit die Materialkosten zu senken.

Um die Konkurrenzfähigkeit dieses Tragwerkes gegenüber anderen Brücken zu vergleichen, wurde das erforderliche Stahlgewicht errechnet und dem anderer Bogenbrücken gegenübergestellt.

Konstruktionsgewicht der Äkviksundbrücke bei Berechnung nach Eurocode

Bauteilgruppe	Gewicht [t]
Bögen	170,1
Hänger	36,5
Windverband	14,0
Fußpunkt/ Anschlusssteile	9,7
Spannstahl	24,8
Betonstahl	126,2
Summe Stahlgewicht	381,3
Beton 566 m ³	1358,4
Gesamtgewicht	1739,7
Temporärer Untergurt	89,9

Tabelle 6-1: Konstruktionsgewicht

Als Vergleichswert mit anderen Brücken dient der Stahlverbrauch je m² Brückenfläche. Bei einer vorhandenen Brückenfläche von 1998 m² ergibt sich ein Vergleichswert von 191 kg/m².

Vergleich mit anderen Bogenbrücken

Bauwerk	Stützweite [m]	Breite [m]	Brückenfläche [m ²]	Stahlverbrauch [t]	Vergleichswert [kg/m ²]
Äkviksundbrücke nach EC	135	14,8	1998	381	191
Elbebrücke Dömitz	178	15,35	2732	1831	670
Hafenbrücke Riesa	77	14	1078	480	445
Brücke über die Tiroler Ache	84	32,5	2730	905	332
Weserbrücke Holzminden	89	15	1335	450	337

Tabelle 6-2: Vergleich des Stahlgewichts ausgewählter Bogenbrücken

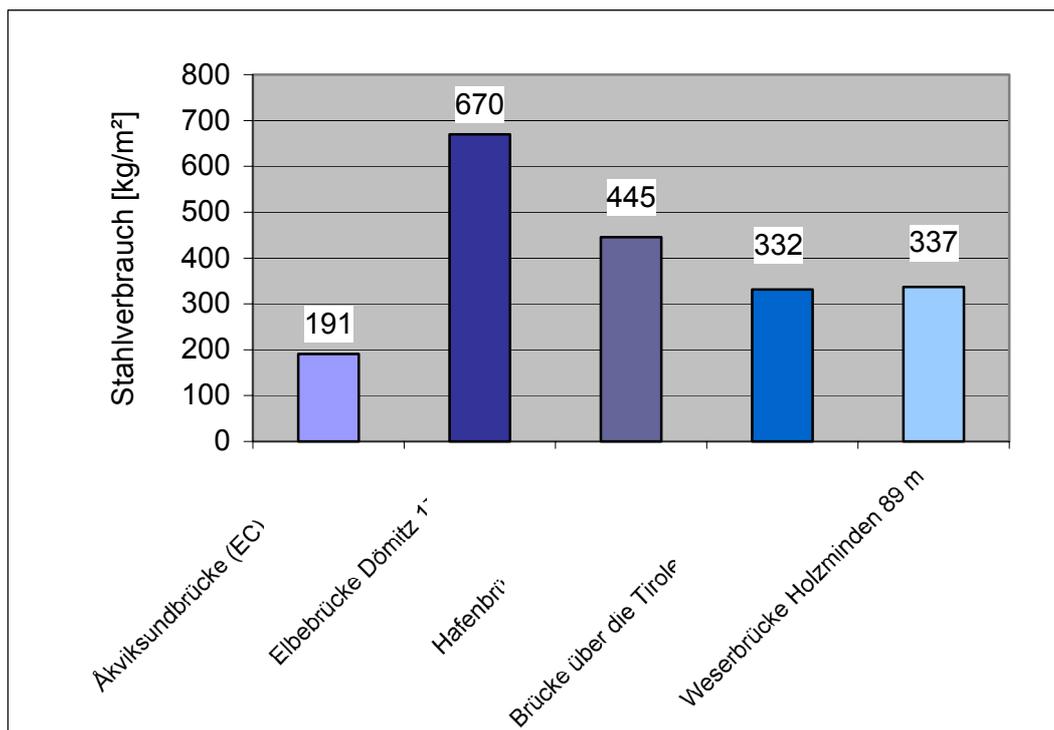


Diagramm 6-1: Vergleich des Stahlgewichts ausgewählter Bogenbrücken

Aus dem Vergleich ist deutlich ersichtlich, dass die Netzwerkbogenbrücke mit Abstand den geringsten Stahlverbrauch je m² Brückenfläche aufweist.

Gegenüber der Brücke über die Tiroler Ache, die mit dem geringsten Stahlverbrauch der vier Vergleichsbauwerke auskommt, ergibt sich eine Stahlersparnis von 43 %. Dabei ist allerdings zu berücksichtigen, dass das untersuchte Tragwerk mit 135 m eine um rd. 50 m größere Stützweite aufweist. Da das Stahlgewicht je m² Brückenfläche jedoch nicht linear zur Brückenlänge anwächst, kann davon ausgegangen werden, dass bei annähernd gleichen Stützweiten mindestens die Hälfte des Stahlgewichtes eingespart werden kann.

Die großen Ersparnisse begründen sich durch den Wegfall von Quer- und Längsträgern im Untergurt. Weiterhin wird der Bogen durch die aus der Hängernetzwirkung resultierenden geringen Momente sehr schlank ausgeführt.

Dieses Ergebnis bestätigt die Vorteile von Netzwerkbogenbrücken hinsichtlich des Stahlverbrauchs. Aufgrund der durchdachten Tragwirkung sind Netzwerkbogenbrücken sehr effiziente Tragwerke, mit denen andere Brückenbauwerke bei Vergleich der Stahlgewichte sehr schwer konkurrieren können.

Vergleich mit dem Stahlgewicht der Åkviksundbrücke bei Berechnung nach norwegischen Normen

Bei einem Vergleich des ermittelten Stahlgewichts des untersuchten Tragwerkes mit dem der Åkviksundbrücke nach norwegischen Normen stellte sich heraus, dass die Masse des benötigten Stahls bei Berechnung nach Eurocode doppelt so groß ist (vgl. Tabelle 6-3).

Im Folgenden wird versucht, verschiedene Gründe für das Ansteigen des Stahlgewichts zu finden.

Bauteilgruppe	Stahlgewicht nach Eurocode [t]	Stahlgewicht nach norwegischer Norm [t]
Bögen	170,1	88
Hänger	36,5	16
Windverband	14,0	5
Anschlusssteile	9,7	3
Spannstahl	24,8	18
Betonstahl	126,2	65
Gesamtgewicht	381,3	193

Tabelle 6-3: Vergleich des Stahlgewichts für die Verwendung verschiedener Normen

Ein wichtiger Grund liegt sicherlich in den um 25 % höheren Verkehrslasten. Bei voller Verkehrslast werden in der norwegischen Norm im Gegensatz zum Eurocode die Restflächen als unbelastet angenommen.

Weiterhin sind die Annahmen für Windlast nach Eurocode erheblich höher. Diese nehmen mit $6,1 \text{ kN/m}^2$ mehr als doppelt so große Werte an, wie in der norwegischen Norm (Vergleichswert $2,25 \text{ kN/m}^2$).

Neben den Lastannahmen haben auch die veränderten geometrischen Abmessungen einen Einfluss auf den Unterschied des Stahlgewichts. Die Spannweite des Untergurtes zwischen den Bogenebenen wurde von 7,55 m auf 9,40 m erhöht. Daraus resultierte eine um 20 mm dickere Fahrbahnplatte. Auch die Kragarmlänge vergrößerte sich um 0,60 m auf 2,45 m.

7 Sonderuntersuchungen

7.1 *Bedeutung der mitwirkenden Plattenbreite in zweidimensionalen Berechnungen*

Die Randträger von Netzwirkbogenbrücken verhalten sich aufgrund der anschließenden Fahrbahn- bzw. Kragplatten wie Plattenbalken. Bei dieser Art von Querschnitten beteiligen sich die unmittelbar angrenzenden Bereiche der Platten an der Lastabtragung durch Momentenbeanspruchung.

Die Größe der mitwirkenden Breite für die Platten der Randträger von Netzwirkbogenbrücken ist jedoch nicht allein, wie im Eurocode vermerkt, vom Abstand der Momentennulldurchgänge abhängig, sondern wird von vielen anderen Faktoren bestimmt. Die erforderliche Berücksichtigung der Einflüsse aus Laststellung, Lastverteilungsfläche und Vorspannung der Längsträger machen eine genaue Berechnung der mitwirkenden Plattenbreite nicht möglich.

Aus diesem Grund soll anhand eines Schnittgrößenvergleichs zwischen zwei- und dreidimensionalen Modellen der Einfluss der mitwirkenden Plattenbreite auf die Ergebnisse einer zweidimensionalen Berechnung herausgestellt werden. Da in der Praxis aus wirtschaftlichen Gründen die Möglichkeit einer zeitaufwendigen dreidimensionalen Berechnung häufig nicht in Betracht gezogen wird, soll anhand der Ergebnisse ein realistischer Wert für die anzusetzende mitwirkende Breite für ebene Berechnungen vorgeschlagen werden.

Für den Vergleich wurden die Schnittgrößen im Bogen und Untergurt des dreidimensionalen Modells herangezogen und denen von zweidimensionalen Modellen gegenübergestellt.

Im Eurocode wird unter ENV 1992-2, Abschnitt 2.5.2 eine Empfehlung für die anzusetzenden mitwirkenden Breiten von Plattenbalken gegeben. Dieser Wert

errechnet sich für einseitige Plattenbalken zu $b_{\text{eff}} = b_0 + L_0/10$. Der für dieses Tragwerk anzunehmende Momentennullpunktstand von rd. 10 m wurde der Momenteneinflusslinie der Äkviksundbrücke aus *Tveit, P.* [7] entnommen. Daraus ergibt sich eine mitwirkende Breite von jeweils 1,00 m der angrenzenden Plattenbereiche.

Um die Bedeutung der mitwirkenden Breite zu erkennen, wurde ihre Größe in den zweidimensionalen Berechnungsmodellen variiert. Der Untergurt des Modells wurde als Stab generiert, dessen Fläche genau der Hälfte des Untergurtes im dreidimensionalen Modell entsprach. Dadurch war eine zuverlässige Ermittlung des Eigengewichts und der Normalkräfte im Untergurt für eine Bogenhälfte gewährleistet. Die angesetzten Werte für das Trägheitsmoment entsprachen denen der Randträger zuzüglich 50 %, 100 % bzw. 150 % der Empfehlung für die mitwirkende Plattenbreite nach Eurocode.

Des Weiteren war es erforderlich die Ergebnisse für unterschiedliche Lastgruppen getrennt aufzuführen. Nur so ergab sich die Möglichkeit, den Einfluss der mitwirkenden Breite sowohl für gleichmäßig verteilte Lasten als auch für konzentrierte Lasten herauszufinden. Dies ist von Bedeutung, da konzentrierte Lasten in den Gurten von Netzwerkbogenbrücken größere Momente hervorrufen.

Die untersuchten Lastfälle lassen sich in Eigengewicht, Verkehrslasten nach Eurocode und eine konzentrierte Einzellast von 1 MN aufteilen. Die anzusetzenden Lasten der zweidimensionalen Modelle wurden über das Hebelgesetz auf die Bögen verteilt.

In den Diagrammen 7-1 bis 7-4 sind die Ergebnisse zusammengefasst. Aufgeführt sind dabei die Schnittgrößen im Bogen und im Untergurt an einer jeweils identischen Stelle getrennt nach Normalkraft und Moment.

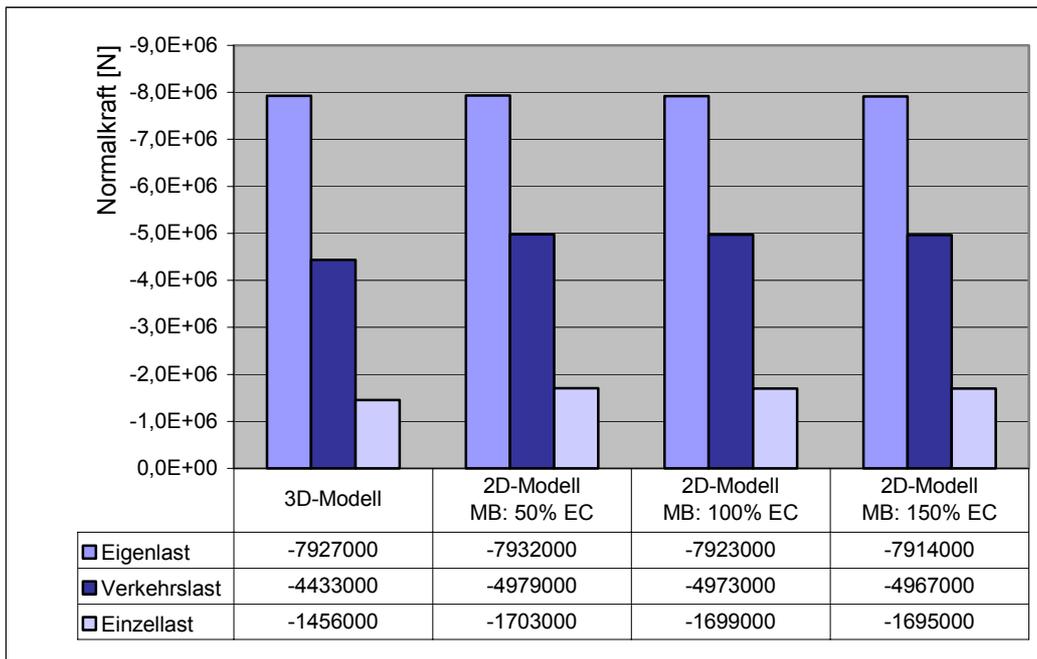


Diagramm 7-1: Vergleich der Normalkräfte im Bogen

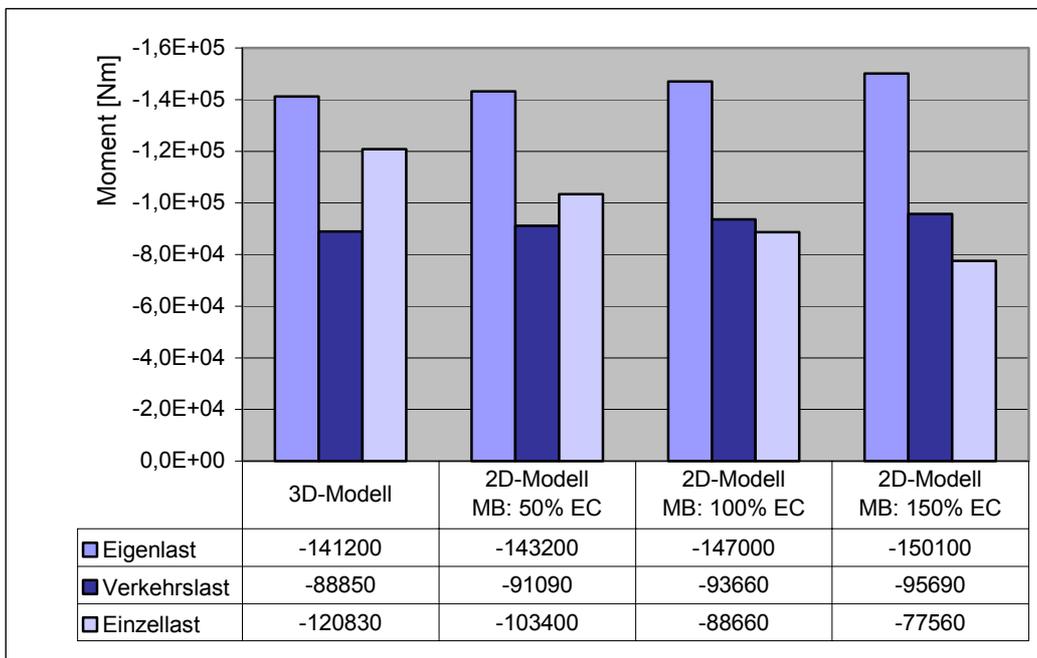


Diagramm 7-2: Vergleich der Biegemomente im Bogen

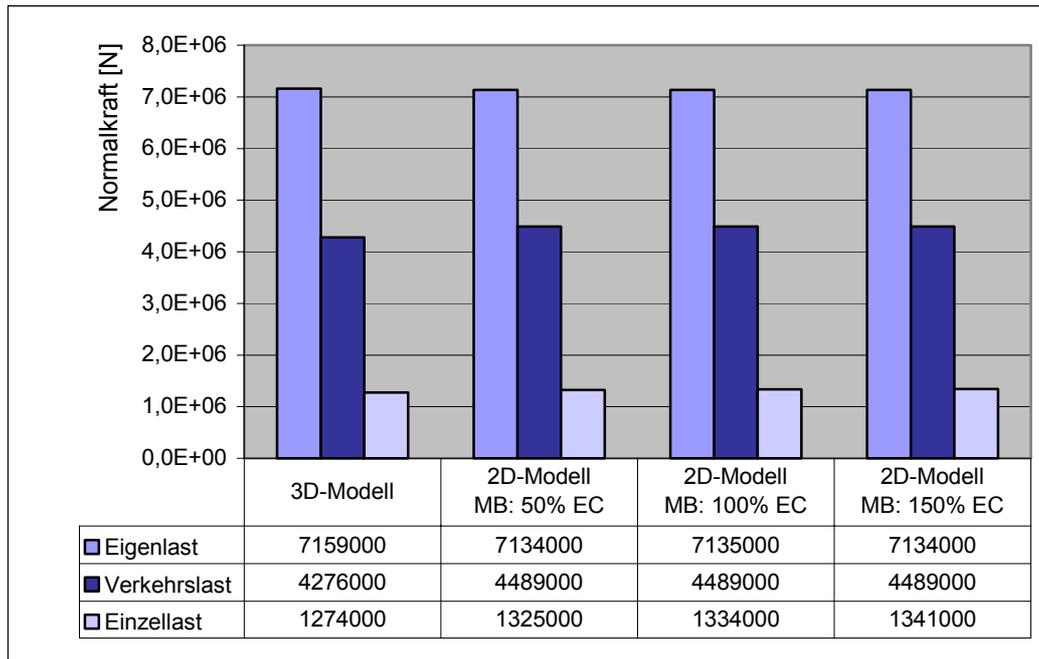


Diagramm 7-3: Vergleich der Normalkräfte im Untergurt

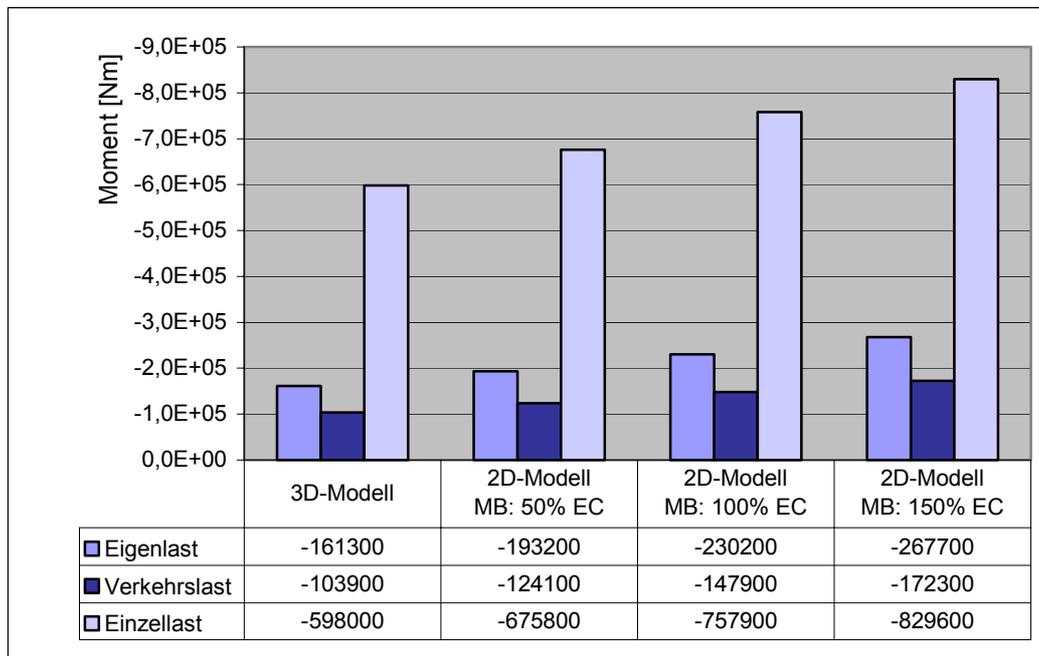


Diagramm 7-4: Vergleich der Biegemomente im Untergurt

Die Auswertung des Schnittgrößenvergleichs soll zunächst für den Bogen erfolgen.

Es lässt sich erkennen, dass die Druckkräfte im Bogen aus gleichmäßig verteilter Last in allen Modellen nur geringfügig voneinander abweichen. Vergleicht man allerdings die Reaktionen der konzentrierten Lasten durch Aufbringen der Verkehrslast nach Eurocode oder der Einzellast, lassen sich Veränderungen zwischen den zweidimensionalen Modellen und der wirklichkeitsnahen dreidimensionalen Berechnung erkennen. Es ergibt sich ein Normalkraftzuwachs um 12 bzw. 17 % für die 2D-Modelle. Die mitwirkende Plattenbreite hat auf die Normalkräfte im Bogen allerdings keinen Einfluss, wie aus den verhältnismäßig kleinen Unterschieden der ebenen Berechnungen ersichtlich wird.

Die Gegenüberstellung der Momente im Bogen zeigt jedoch eine deutliche Wirkung der unterschiedlichen mitwirkenden Breiten. Während die Momente infolge Eigenlast mit zunehmender Steifigkeit der Randträger langsam anwachsen, kommt es zu einer raschen Abminderung des Momentes aus konzentrierter Last. Im Falle der Verkehrslast nach Eurocode wird diese Reaktion aufgrund der gleichmäßig verteilten Lastanteile nicht erkennbar.

Dennoch lässt sich daraus schließen, dass der Ansatz möglichst großer mitwirkender Plattenbreiten einen positiven Einfluss auf die Bogenmomente infolge konzentrierter Lasten mit sich bringt. Durch den Einsatz von Randträgern mit größerer Steifigkeit wird eine Momentenumlagerung vom Bogen in den Untergurt erreicht.

Der Schnittgrößenvergleich im Untergurt unterstreicht diese Feststellung. Die Normalkräfte im Untergurt weisen durch die Variation der Steifigkeit wie im Bogen kaum Veränderungen auf. Durch die Vergrößerung der mitwirkenden Bereiche wachsen die Momente im Randträger dagegen an. Im Gegensatz zum

Bogen treten die Wirkungen aus gleichmäßig verteilter Last und konzentrierter Last nicht entgegengesetzt auf, sondern zeigen gleichgerichtetes Verhalten.

Aus den Diagrammen wird ersichtlich, dass im Vergleich zum dreidimensionalen Modell die ebene Berechnung völlig ohne mitwirkende Plattenbreiten der Randträger durchgeführt werden sollte. Dies führt zu annähernd den gleichen Schnittgrößen, wie sie auch in einem dreidimensionalen Modell ermittelt werden.

Im Sinne einer wirtschaftlichen Dimensionierung der Bogenprofile wäre es jedoch von Vorteil, die Momentenumlagerung als Folge der Steifigkeitsveränderung durch Ansatz einer möglichst großen mitwirkenden Plattenbreite zu nutzen. Die Aufnahme der größeren Momente im Randträger ist durch Zulage von Bewehrung problemlos möglich. Dabei sollte jedoch darauf geachtet werden, dass die Steifigkeit der Randträger durch Rissbildung im Beton vermindert wird. Die Folge dieser Steifigkeitsveränderung sind größere Momente im Bogen. Ein zu schwach dimensioniertes Bogenprofil könnte so seine Belastungsgrenze überschreiten.

Werden beide Aspekte berücksichtigt, kann durch den Ansatz einer mitwirkenden Plattenbreite nach Eurocode ein Kompromiss aus Wirtschaftlichkeit und Sicherheit gewonnen werden.

7.2 Einfluss des Windverbandes auf den Bogen

Unter Verwendung eines dreidimensionalen Berechnungsmodells soll der Einfluss des Windverbandes auf den Bogen dargestellt werden.

Die Hauptaufgabe des Windfachwerkes besteht in der Aufnahme und der Abtragung der Windkräfte. Bei außergewöhnlichen Laststellungen könnte der Windverband jedoch auch Auswirkungen auf das Verformungsverhalten des Bogens haben. Anhand der Laststellung für Hängerausfall und einem Diagonallastfall soll dieses Verhalten untersucht werden.

Zunächst wird die Wirkung auf den Hängerausfall betrachtet. Dazu wurde ein Vergleich des Tragverhaltens der Brücke zwischen zwei- und dreidimensionalem Modell geführt.

Die Berechnung in der Hauptuntersuchung ergab für den dreidimensionalen Fall einen Ausfall von sechs Hängern in der stärker beanspruchten Bogenebene. Für das zweidimensionale Modell kam eine identische Laststellung zum Ansatz, wobei die Lasten über die Querverteilung auf eine Bogenebene umgerechnet wurden. Die Auswertung der Ergebnisse ergab den Ausfall eines weiteren Hängers.

Dies kann nur auf die fehlende Wirkung des Windverbandes in der zweidimensionalen Berechnung zurückgeführt werden. Im dreidimensionalen Modell ist das Bestreben der Bögen, sich aufgrund der halbseitigen Belastung in Längsrichtung zu verschieben, durch die exzentrische Laststellung unterschiedlich stark ausgeprägt. Dieser Effekt wird auch an der unterschiedlichen Zahl der ausgefallenen Hänger je Bogenhälfte ersichtlich. Die ungleiche Verformung der Bogenebenen weckt Rückstellkräfte im Windverband, die der horizontalen Verschiebung entgegenwirken.

In Abbildung 7-1 ist das entsprechende Verformungsbild dargestellt.

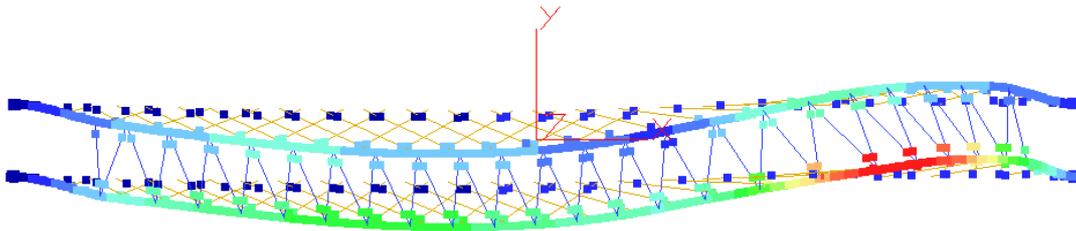


Abbildung 7-1: Darstellung der Bogenverschiebung unter Halblast

Anhand der verschiedenen Farbgebung sind die Differenzen der Verformung in den Bogenebenen ersichtlich. Im Bereich des Hängerausfalls auf der rechten Brückenhälfte lassen sich die größeren Windstrebendehnungen, die die Rückstellkräfte hervorrufen, gut erkennen.

Beim zweiten untersuchten Lastfall handelt es sich um eine Laststellung in diagonaler Anordnung. Sie resultiert aus einem Unfall in Brückenmitte und dem damit verbundenen Verkehrsrückstau.

Diese Laststellung bewirkt ein gegenseitiges Verschieben der Bögen in Brückenlängsrichtung und eine Querverformung aus Torsionsbelastung.

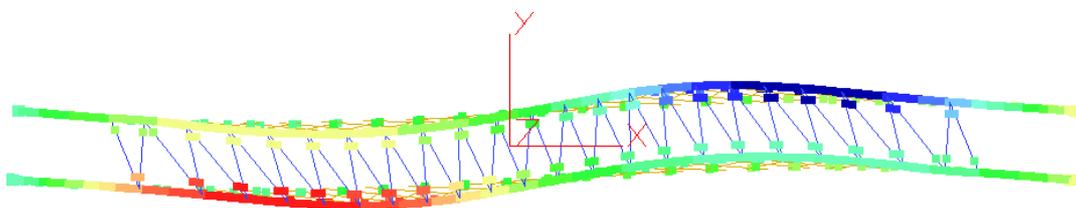


Abbildung 7-2: Darstellung der Bogenverschiebung unter Diagonallast

Auch in dieser Darstellung lässt sich der Effekt der Rückstellkräfte und deren Einfluss auf die gegenseitige Längsverschiebung erkennen.

Im Gegensatz zur Längsverformung hat der Windverband auf die Querverschiebung infolge Torsion keine Bedeutung. Beide Bögen einschließlich des Windverbandes erhalten eine nahezu identische Verschiebung.

Eine Kontrolle der Schnittgrößen der Windstreben ergab nur geringe Kräfte, so dass sie auf die Querschnittswahl keinen Einfluss haben.

Abschließend ist zu bemerken, dass die Wirkungen des Windfachwerkes durch eine größere Steifigkeit der Verbandsstreben verstärkt werden könnte. Da die Bogenbemessung allerdings nicht von diesen Lastfällen geprägt ist, steht ein steiferer Verband im Widerspruch zu einer wirtschaftlichen und ästhetischen Ausführung.

7.3 Vergleich der Momente in der Fahrbahnplatte bei unterschiedlichen Berechnungsmodellen

Ziel der Untersuchung war es, einen Vergleich zwischen den Ergebnissen der Momentenermittlung mit den Einflussfeldern nach *Pucher* [3] und dem dreidimensionalen Computermodell zu führen. Dabei waren die Ergebnisse gegenüberzustellen und die Gründe für auftretende Differenzen herauszufinden.

Die Ermittlung der Momente erfolge ausschließlich für die Radlasten der Schwerlastfahrzeuge, da diese den größten Anteil liefern. Somit können die Auswirkungen am besten dargestellt werden. Der Vergleich wurde für die maximalen Feldmomente geführt.

Die Momente nach Pucher wurden durch die Einflussfelder für die Feldmitte eines Plattenstreifens mit zwei frei aufliegenden Rändern bestimmt. Diese Einflussfelder zeigen die Abbildungen 7-3 und 7-4. Die eingezeichneten Radaufstandsflächen sind entsprechend der ungünstigsten Laststellung platziert. Die Auswertung ist in Tabelle 7-1 zusammengestellt.

Für die Computermodellierung kamen zwei verschiedene Programme zum Einsatz. Für einen direkten Vergleich zu den Pucher-Tafeln wurde in einem Plattenprogramm eine identisch gelagerte Platte modelliert. Um das realistische Tragverhalten der Platte jedoch unter Berücksichtigung aller Einflüsse des Gesamtsystems zu erfassen, erfolgte die Momentenermittlung anhand des 3D-Modells der Brücke in der Finiten Element Software.

Die Ergebnisse der Computerrechnungen sind den Abbildungen 7-5 bis 7-8 zu entnehmen.

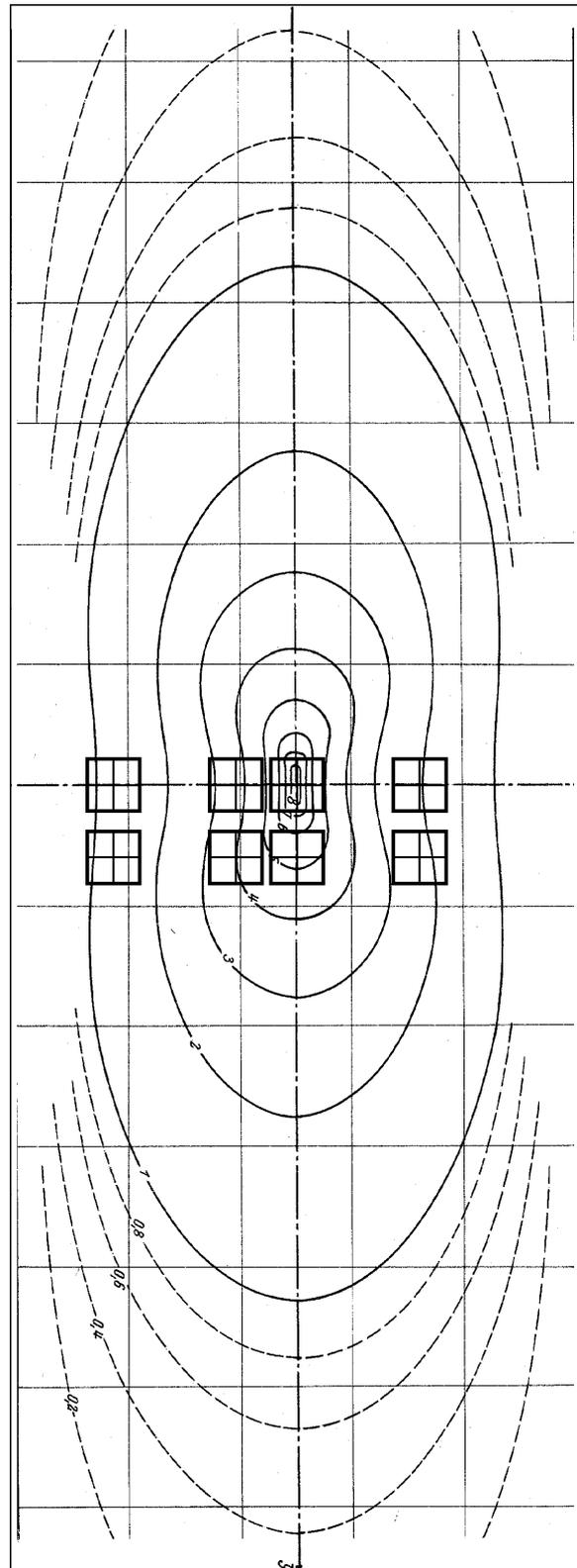


Abbildung 7-3: Einflussfeld für M_x nach Pucher und ungünstigste Laststellung

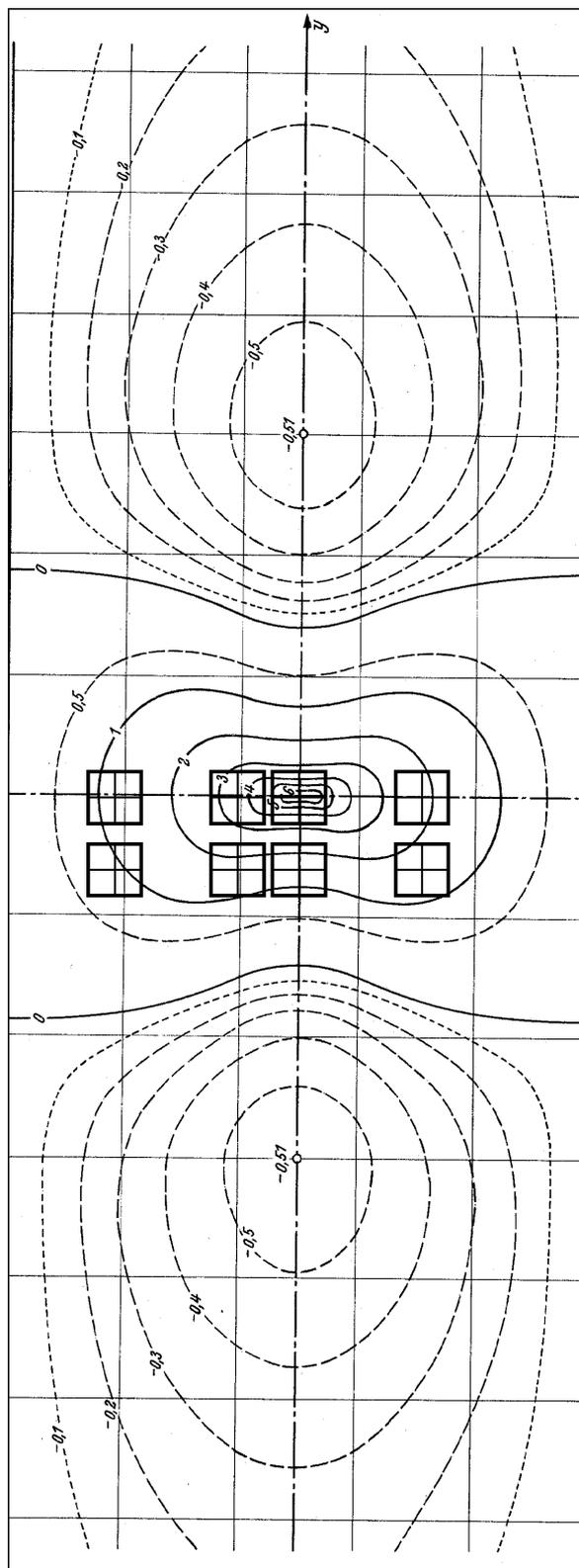


Abbildung 7-4: Einflussfeld für M_y nach Pucher und ungünstigste Laststellung

Auswertung der Pucher-Tafeln

Moment in Querrichtung aus Einzellasten			Moment in Längsrichtung aus Einzellasten		
Ordinaten	Spur 1	Spur 2	Ordinaten	Spur 1	Spur 2
Radlast	150kN	100kN	Radlast	150kN	100kN
1a	2,20	4,30	1a	1,10	1,10
1b	2,10	4,40	1b	1,50	1,90
1c	2,70	3,60	1c	1,20	1,30
1d	2,60	3,50	1d	1,80	2,00
<i>Mittel</i>	<i>2,40</i>	<i>3,95</i>	<i>Mittel</i>	<i>1,40</i>	<i>1,58</i>
2a	2,00	4,10	2a	1,70	4,00
2b	2,00	4,10	2b	1,70	4,00
2c	2,50	3,30	2c	2,20	3,20
2d	2,50	3,30	2d	2,20	3,20
<i>Mittel</i>	<i>2,25</i>	<i>3,70</i>	<i>Mittel</i>	<i>1,95</i>	<i>3,60</i>
3a	4,80	1,60	3a	1,00	0,90
3b	5,60	1,60	3b	1,00	1,10
3c	4,80	1,20	3c	1,90	0,70
3d	5,50	1,20	3d	1,90	0,80
<i>Mittel</i>	<i>5,18</i>	<i>1,40</i>	<i>Mittel</i>	<i>1,45</i>	<i>0,88</i>
4a	7,00	1,50	4a	5,00	1,40
4b	7,00	1,50	4b	5,00	1,40
4c	6,50	1,20	4c	5,00	1,00
4d	6,50	1,20	4d	5,00	1,00
<i>Mittel</i>	<i>6,75</i>	<i>1,35</i>	<i>Mittel</i>	<i>5,00</i>	<i>1,20</i>
$M_{r,x} = 140,31 \text{ kNm/m}$			$M_{r,y} = 87,34 \text{ kNm/m}$		

Tabelle 7-1: Ordinaten der Pucher-Tafeln

Aufstandsfläche: 86 cm

Stützweite: 9,40 m

$$M = \frac{1}{8 \cdot \pi} \cdot (150 \cdot \sum \text{Ordinatenmittel linke Spalte} + 100 \cdot \sum \text{Ordinatenmittel rechte Spalte})$$

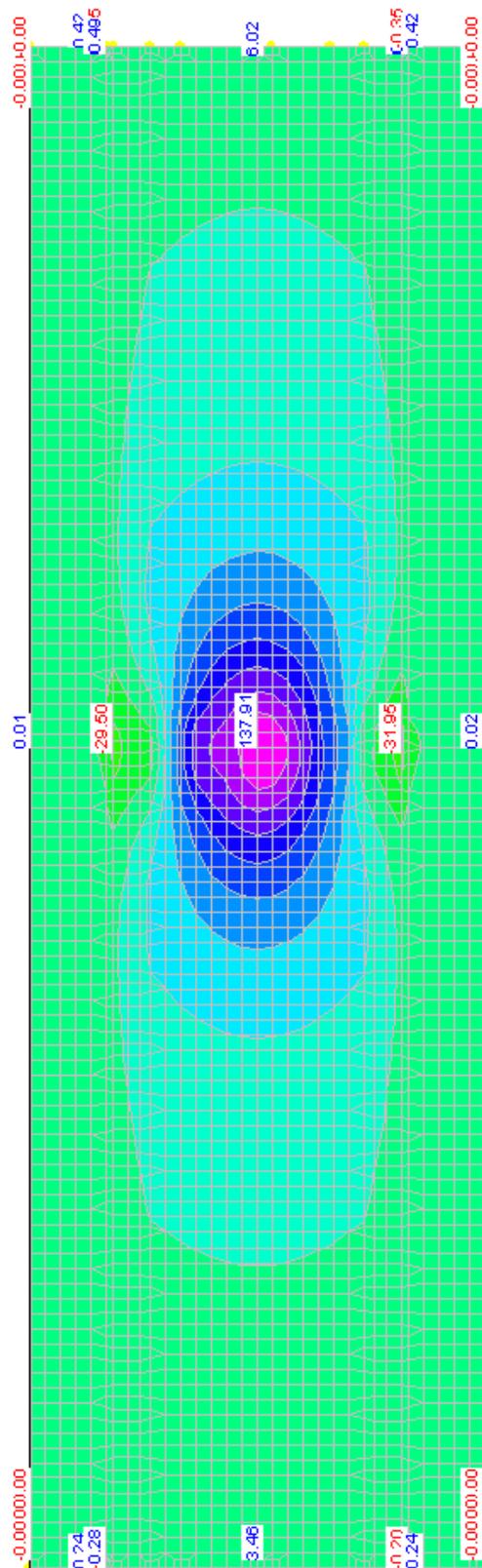


Abbildung 7-5: Quermomente M_x einer starr gelagerten Platte

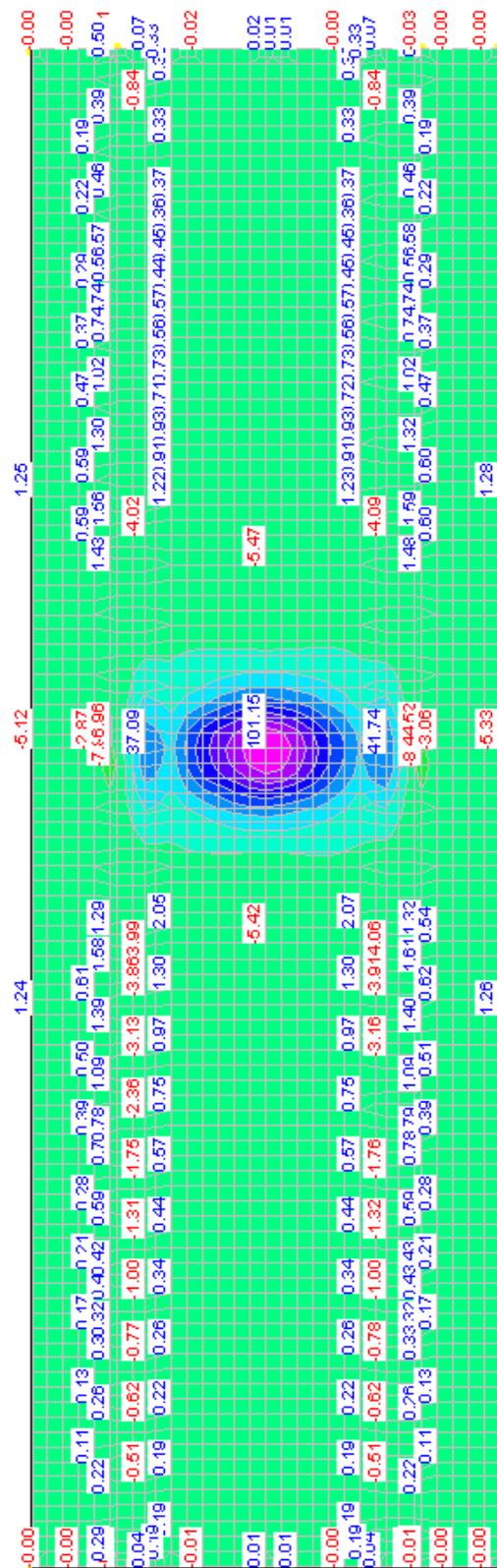


Abbildung 7-6: Längsmomente M_y einer starr gelagerten Platte

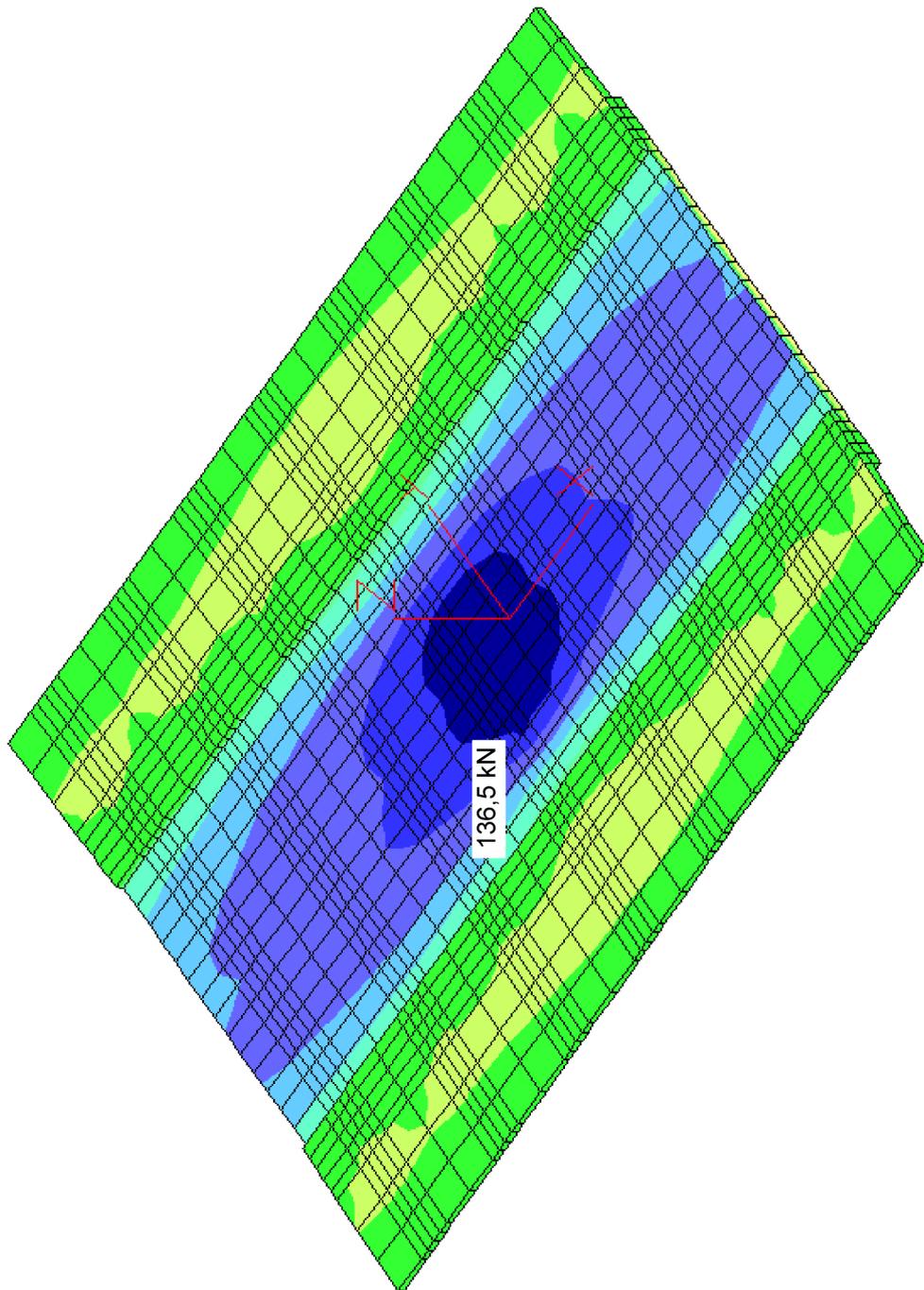


Abbildung 7-7: Quermomente M_x der Platte im 3D-Modell

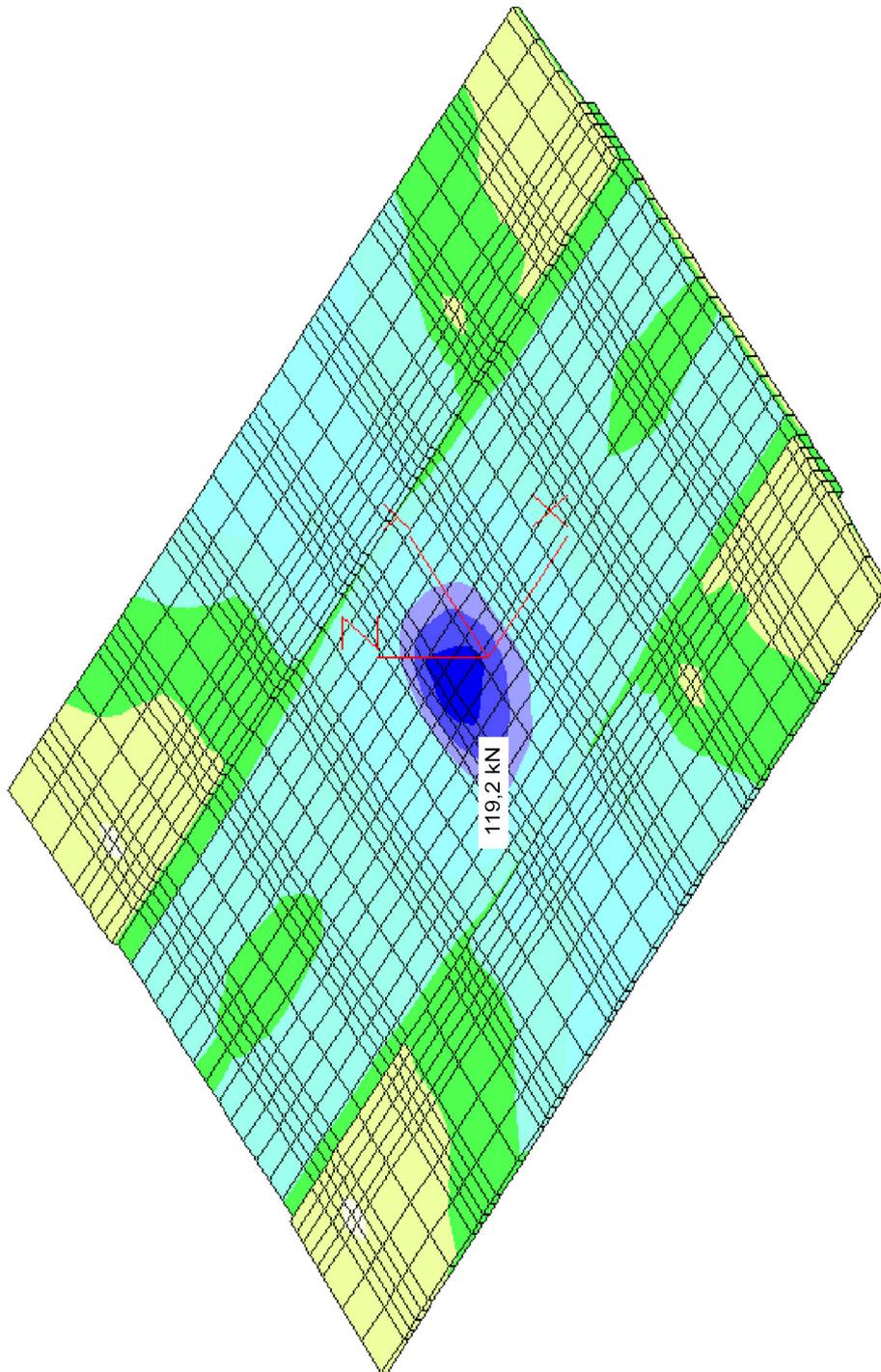


Abbildung 7-8: Längsmomente M_y der Platte im 3D-Modell

Zusammenstellung der Ergebnisse

	Quermomente	Längsmomente
Pucher	140,31 kNm	87,34 kNm
Plattenprogramm	137,90 kNm	101,15 kNm
3D-Modell	136,50 kNm	119,20 kNm

Tabelle 7-2: Ergebnisvergleich

Auswertung der Untersuchung

Der direkte Vergleich zwischen Pucher und dem Plattenprogramm zeigt, dass die Ergebnisse nur geringfügig voneinander abweichen. Der Grund für die Differenzen ist zum einen im ungenauen Ablesen der Tafelordinaten zu suchen. Zum anderen geht Pucher von einer Platte mit konstanter Höhe aus, während beim Plattenprogramm bereits der endgültige Querschnitt modelliert wurde.

Aus diesem Vergleich wird ersichtlich, dass die Momente mit den Pucher-Tafeln ohne große Abweichungen zur computergestützten Rechnung ermittelt werden können, solange kein 3D-Modell für die Berechnung verfügbar ist oder aus wirtschaftlichen Gründen davon abgesehen wird.

Größere Unterschiede ergeben sich allerdings beim Vergleich von Pucher mit der Platte aus dem 3D-Modell. Aus den Ergebnissen ist deutlich ersichtlich, dass die Momente in Querrichtung bei genauerer Modellierung abnehmen, während die Momente in Längsrichtung ansteigen.

Dieser Effekt ist wie folgt zu erklären. Bei der Momentenermittlung nach Pucher geht man von einer linearen starren Stützung aus, wohingegen beim 3D-Modell eine elastische Stützung der Platte durch die Hänger vorliegt. Dabei nimmt die Deformation der Lagerung mit zunehmender Entfernung von der Lasteinleitungsstelle ab. Aufgrund der elastischen Stützung verteilen sich die

Lasten mehr in Längsrichtung als das bei einer starren Stützung der Fall ist (vgl. Abbildung 7-9). Die Last ist bestrebt, zu den starrereren Bereichen der Stützung zu wandern. Durch diese Lastverteilung werden die Querbiegemomente verringert.

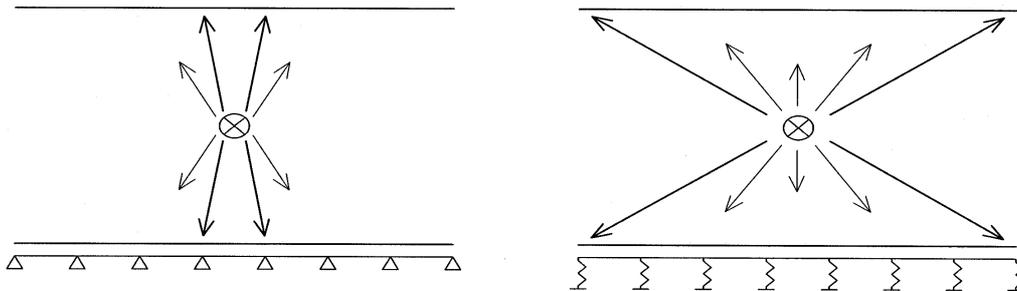


Abbildung 7-9: Prinzip der Lastverteilung bei starrer und elastischer Stützung

Die Erhöhung des Längsmomentes ist ebenfalls auf die elastische Stützung zurückzuführen. Das elastische Verhalten der Hänger ist mit einer Stützensenkung zu vergleichen. Durch die vertikale Verschiebung der Lager wachsen die Längsmomente in Plattenmitte an.

Durch die Berechnung mit dem 3D-Modell kann die Kraftabtragung in der Platte wesentlich genauer erfasst werden. Die ermittelten Momente wirken sich im Gegensatz zu den Pucher-Tafeln günstiger auf die Bemessung des Tragwerkes aus. Der Zuwachs an Längsmomenten ist ohne weiteres aufnehmbar, da eine ausreichend große Biegekapazität der Platte in Längsrichtung besteht. Ein größerer Teil der Belastung wird nun durch Plattenlängsbiegung abgetragen. Die Einleitung dieses Lastanteils durch die Hänger in den Bogen ist nicht mehr nötig. Daher kommt es dort zu geringeren Biegemomenten, was zu einer vorteilhaften Entlastung des Bogens führt. Ein weiterer positiver Aspekt ist das kleinere Querbiegemoment. Dies bringt eine Verringerung der Biegebewehrung mit sich und ermöglicht im günstigsten Fall sogar die Ausführung einer schlankeren Fahrbahnplatte. Aus diesen Gründen ist es empfehlenswert, soweit dies möglich ist, das genaue Tragverhalten durch ein realistisches Modell zu simulieren.

7.4 Verhalten der Fahrbahnplatte bei unterschiedlichen Brückenbreiten

Die Breite der Brücke richtet sich hauptsächlich nach den erforderlichen Fahrstreifen und der damit verbundenen Fahrbahnbreite. Dies hat unmittelbare Auswirkungen auf die Betonplatte, welche zwischen den Randträgern spannt. Deshalb ist es von Interesse, das Verhalten der Platte bei unterschiedlichen Spannweiten zu kennen.

Als Grundlage diente der in der Hauptbemessung verwendete Querschnitt (vgl. Abbildung 3-15). Dabei wurden in der Untersuchung die Spannweite und die Dicke der Fahrbahnplatte variiert. Die im weiteren Text angegebenen Dicken beziehen sich immer auf das größte Maß in Plattenmitte. Der Wert am Fahrbahnrand ist jeweils 5 cm geringer als die Maximaldicke.

Der folgenden Untersuchung wurden Plattenspannweiten von 5 m, 7 m, 9 m, 11 m, 13 m und 15 m zugrundegelegt. Als Spannweite ist in diesem Fall der Abstand zwischen den Bogenebenen definiert. Die Materialien sind Beton C 40/50 und BSt 500 S.

Als Belastung kamen neben dem Eigengewicht die vorgeschriebenen Verkehrslasten nach Eurocode zum Ansatz. Dabei ist zu beachten, dass sich die Anzahl der anzusetzenden rechnerischen Fahrstreifen und damit der Schwerlastwagen ebenfalls nach der Plattenbreite richten (ENV 1991-3, Abschnitt 4.2.3). In Tabelle 7-3 ist diese Abhängigkeit dargestellt.

Plattenbreite [m]	5	7	9	11	13	15
Fahrbahnbreite [m]	3	5	7	9	11	13
Rechnerische Fahrstreifen	1	1	2	3	3	4

Tabelle 7-3: Anzahl der rechnerischen Fahrstreifen

Als erstes wurden die Biegemomente in Plattenmitte aus Eigengewicht, gleichmäßig verteilter Verkehrslast und Radlasten berechnet. Die Ermittlung der Momente aus Radlasten erfolgte mit Hilfe der Einflussfelder nach *Pucher* [3]. In Diagramm 7-5 sind die Ergebnisse zusammengestellt.

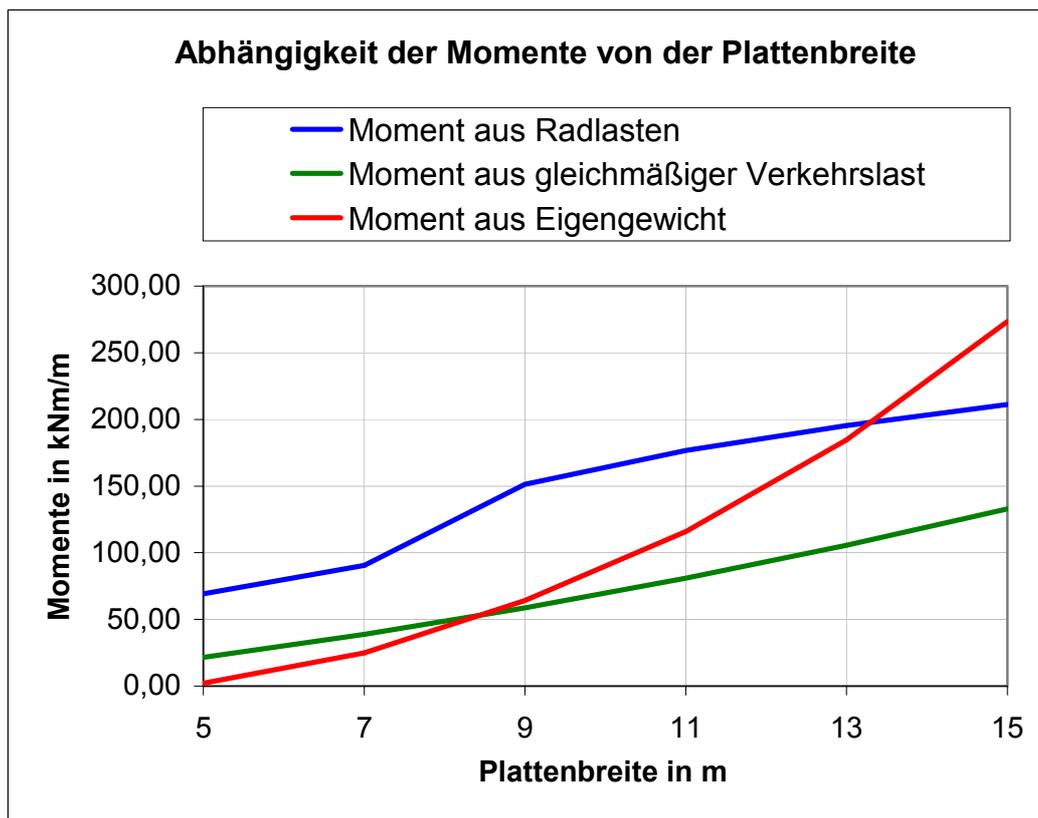


Diagramm 7-5: Abhängigkeit der Momente von der Plattenbreite

Man erkennt, dass die Momente aus gleichmäßig verteilten Verkehrslasten quadratisch anwachsen. Der Momentenanteil aus den Radlasten zeigt einen sehr sprunghaften Anstieg. Dieser rührt aus dem Wechsel der rechnerischen Fahrstreifenanzahl und der Anzahl der somit anzusetzenden Schwerlastwagen. Die hohen Radlasten sorgen dafür, dass die daraus resultierenden Momente bei geringen Spannweiten grundsätzlich den Maximalanteil liefern.

Die Eigengewichtsmomente steigen sehr viel rascher an als jene aus Verkehrslasten. Sie übersteigen die Momente aus gleichmäßiger Verkehrslast bei einer Spannweite von etwa 8 m und liefern ab einer Brückenbreite von 13,5 m den größten Momentenanteil.

Der steilere Anstieg lässt sich durch die mit größer werdender Spannweite ebenfalls ansteigende Plattendicke erklären. Während die Lastgröße des Verkehrs immer konstant bleibt, ändert sich die des Eigengewichts durch die Erhöhung der Plattendicke. Durch die Ausführung der Fahrbahnplatte mit Dachprofil wird dieser Effekt noch verstärkt, da sich die größte Eigenlast somit an der Stelle des maximalen Momentes konzentriert.

Die Dominanz des Eigengewichtes bei großen Brückenbreiten erfordert Maßnahmen, die Plattendicke möglichst gering zu halten.

Damit stellt sich vorerst die Frage, welches Maß der Dicke erforderlich ist, um das Biegemoment ohne Druckbewehrung abdecken zu können. Eine Antwort liefert das Diagramm 7-6.

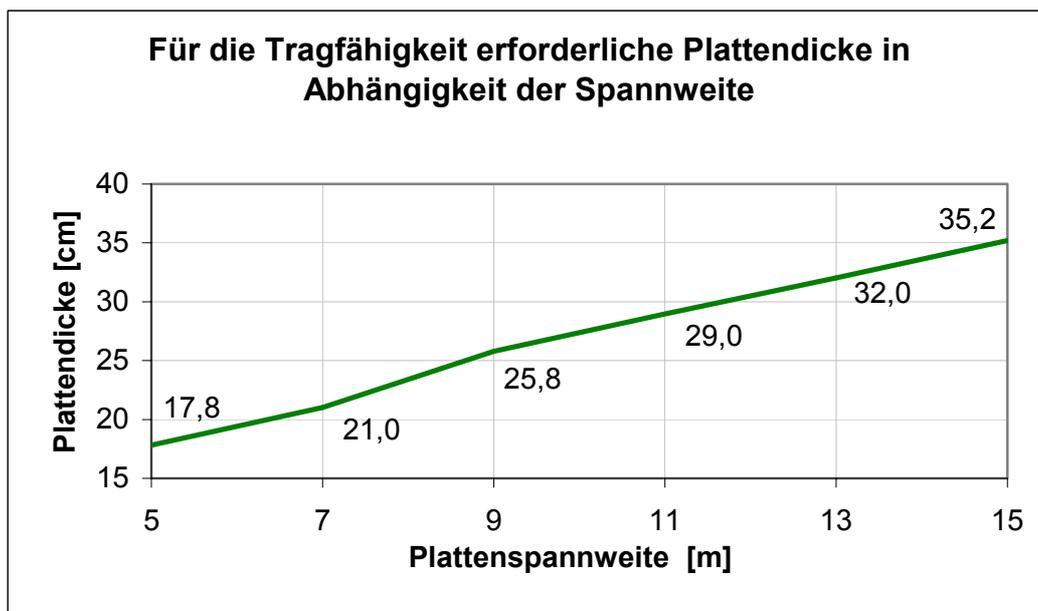


Diagramm 7-6: Erforderliche Plattendicke im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die angegebenen Werte wurden iterativ ermittelt. Dabei wurde jeweils ein Bewehrungsverhältnis μ_{Sds} von 0,40 eingesetzt, was den größtmöglichen Wert für die Bemessung ohne Druckbewehrung darstellt. Die Plattendicke wächst mit zunehmender Plattenspannweite nahezu linear an. Es wird ersichtlich, dass die zur Aufnahme der Biegung erforderlichen Plattendicken sehr gering sind und schlanke Platten ermöglichen würden. Die Schlankheiten wachsen mit zunehmender Spannweite an. Genau darin liegt aber das Problem. Die sehr dünnen Platten erfahren keine verträgliche Durchbiegung im Sinne der Gebrauchstauglichkeit. Dies zeigt Diagramm 7-7.

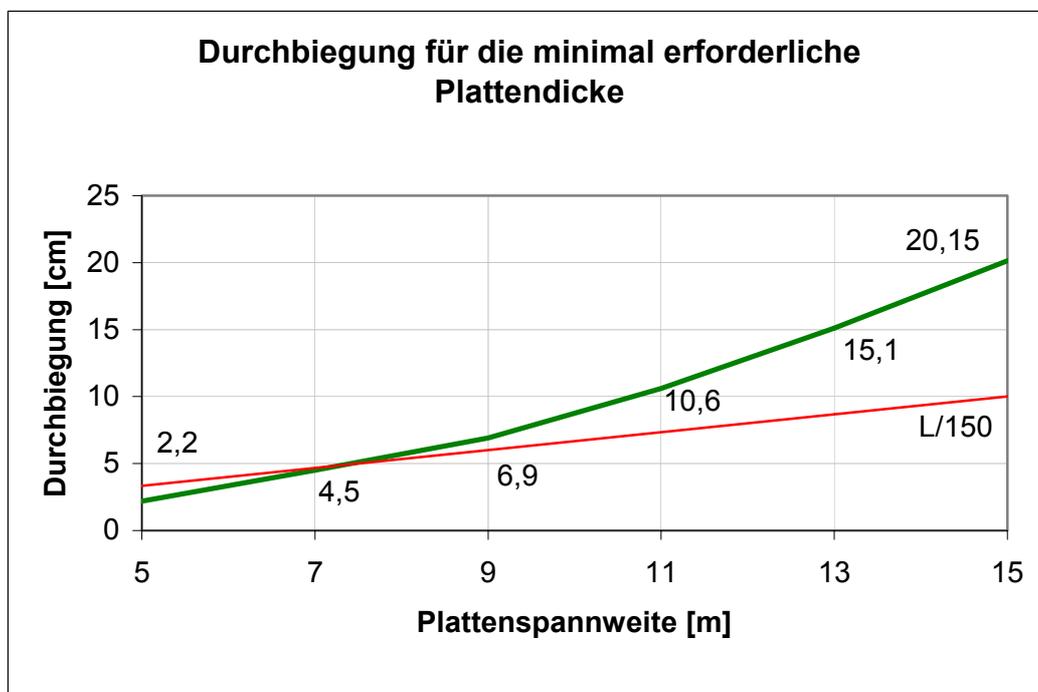


Diagramm 7-7: Durchbiegungen der Fahrbahnplatten

Die Durchbiegungen der Betonplatte wurden nach dem in Anhang D, Abschnitt 5.4 angewendeten Verfahren berechnet. Als Vergleichswert kam eine verträgliche, durch Überhöhung zu kompensierende Durchbiegung von $L/150$ zum Einsatz. Diese erforderliche Schlankheit können, bei Zugrundelegung der in Diagramm 7-6 ermittelten Plattendicken, nur die Platten mit einer Spannweite

von 5 m und 7 m einhalten. Damit wird ersichtlich, dass bei Brückenbreiten größer 7 m der Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit über die erforderliche Fahrbahnplattendicke entscheidet. Dieser Nachweis wurde mit einer Grenzschlankheit von $L/150$ geführt und liefert die in Diagramm 7-8 zusammengestellten Ergebnisse.

Im Gegensatz zum Grenzzustand der Tragfähigkeit ist der Zuwachs an Plattendicke mit größerer Spannweite jetzt wesentlich größer. Dennoch liefert der Nachweis bis zu Spannweiten von etwa 11 m immer noch akzeptable Werte.

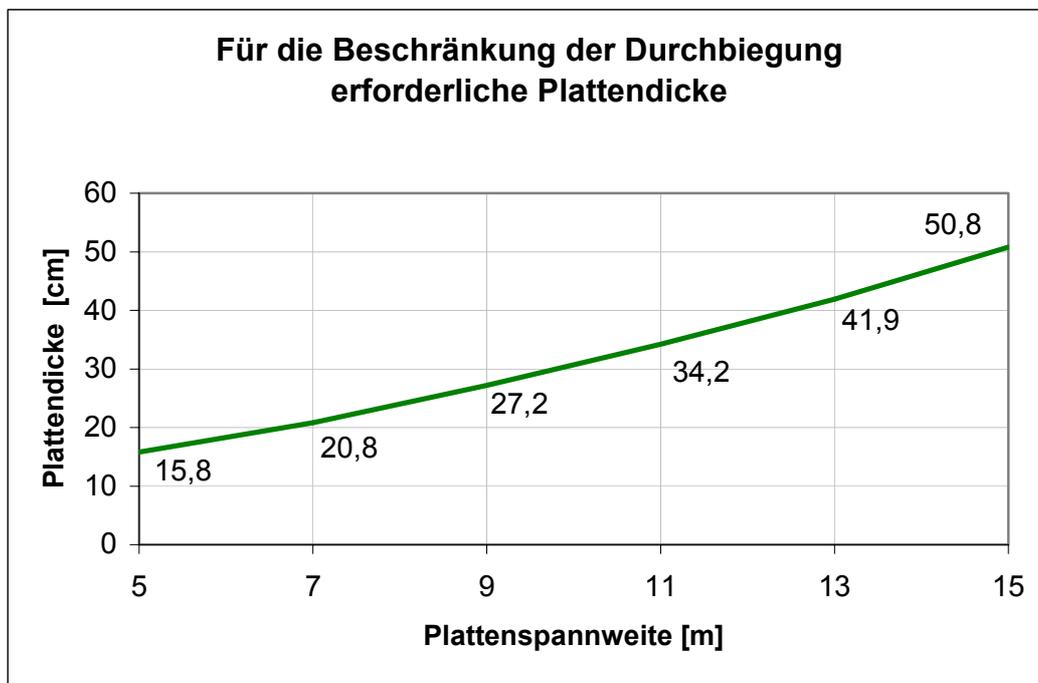


Diagramm 7-8: Erforderliche Plattendicke im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Ab 12 m wird die Stärke der Betonplatte jedoch zu groß. Diese Platten sind nicht nur unästhetisch, sie sind auch nicht wirtschaftlich. Das Betonvolumen wächst proportional zur Plattendicke und auch die erforderliche Bewehrungsmenge steigt aufgrund des hohen Momentes aus Eigengewicht an.

Aus diesen Gründen ist es notwendig bei Brückenbreiten ab 12 m Maßnahmen zu treffen, die zur Verminderung der Plattendicke führen. Dazu bieten sich zwei Möglichkeiten an. Da bei solch breiten Brücken meistens zwei Fahrstreifen je Richtung vorliegen, besteht eine Variante in der Fahrbahnunterteilung und der Errichtung eines dritten Bogens. Die Spannweite zwischen den Bogenebenen halbiert sich und die Fahrbahndicke beträgt so weniger als die Hälfte des Ausgangswertes. Diese Lösung ist allerdings nicht optimal, da ein weiterer Bogen ebenfalls einen erheblichen finanziellen Mehraufwand erfordert. Ein weitere Vorschlag ist es, den Wunsch nach geringer Plattendicke durch eine Quervorspannung zu realisieren. Dadurch werden sowohl die Momente als auch die Durchbiegungen erheblich oder vollkommen abgebaut. Die Plattendicke wird in diesem Fall hauptsächlich von der Vorspannung bestimmt und kann deutlich geringer ausfallen.

8 Abschließende Betrachtung

In unserer Diplomarbeit galt es, das Tragwerk einer Netzwirkbogenbrücke unter ausschließlicher Verwendung des europäischen Normenkonzeptes zu berechnen. Es handelte sich um eine umfassende Aufgabe, die Vorüberlegungen und Vordimensionierung, die Bemessung der gesamten Tragkonstruktion und die konstruktive Durchbildung wichtiger Detailpunkte beinhaltete. Dabei war es uns möglich, Teilaufgaben aus den Gebieten des Stahl-, Stahlbeton- und Spannbetonbaus zu lösen.

Die wichtigsten Ergebnisse der Berechnungen sollen nachfolgend noch einmal zusammengefasst werden.

Für die Bemessung der Bögen stellte sich heraus, dass der Lastfall Volllast gegenüber halbseitiger Brückenbelastung maßgebend ist. Unter Zugrundelegung dieser Belastung bei der Berechnung ist der Einsatz eines konstanten Querschnitts über die gesamte Bogenlänge nicht möglich, da die großen Knicklängen der Portalstiele quer zur Bogenebene eine Querschnittsverstärkung erfordern. Damit wird noch einmal ersichtlich, dass bei Stabilitätsuntersuchungen von Netzwirkbögen dem Knicken in der Bogenebene weniger Bedeutung geschenkt werden muss als dem Knicken aus der Ebene heraus.

Auch bei der Hängerbemessung war es wichtig den maßgebenden Bemessungslastfall herauszustellen. Im Gegensatz zu anderen Straßenbrücken ist in diesem Fall aufgrund der Wechselbeanspruchung der Hänger die Ermüdung im Bereich der Hängeranschlüsse maßgebend. Daraus ergeben sich stärkere Querschnitte, als sie für Zugbeanspruchung erforderlich wären.

Die für die Tragfähigkeit der Fahrbahnplatte erforderliche Dicke wurde größer gewählt als nötig, um den Ansprüchen der Gebrauchstauglichkeit, insbesondere hinsichtlich der Durchbiegung, gerecht zu werden. Die Spanngliedbemessung

im Grenzzustand der Tragfähigkeit ergab eine Spanngliedzahl, die es möglich machte, eine volle Vorspannung aufzubringen und eine Rissbildung infolge der Zugkräfte im Untergurt zu verhindern.

Für die Gewährleistung der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit sind die durchgeführten Untersuchungen ausreichend. Um die Effizienz von Netzbogenbrücken noch weiter zu steigern, wäre es von Interesse, die folgenden Aspekte in Zukunft genauer zu betrachten.

- Optimierung der Knickfigur unter Vollast und Vergleich mit den bisher getroffenen Annahmen
- Finden und Aufstellen der Knickfigur des Bogens unter halbseitiger Belastung
- Genaue Wirkung der Hängerrückstellkräfte auf das Ausweichen des Bogens aus der Bogenebene heraus
- Weitergehende dynamische Untersuchungen

Netzbogenbrücken kombinieren die Bereiche des Stahl-, Stahlbeton- und Spannbetonbaus vorteilhaft miteinander und könnten unter Berücksichtigung der in dieser Arbeit behandelten statischen Gesichtspunkte einen wichtigen Bestandteil im zukünftigen Bogenbrückenbau darstellen.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2-1: Modell eines Stabbogens mit vertikalen Hängern unter Halblast	12
Abbildung 2-2: Modell eines Stabbogens mit geneigten Hängern unter Halblast	12
Abbildung 2-3: Modell eines Stabbogens mit geneigter Hängeranordnung	12
Abbildung 2-4: Modell eines Stabbogens mit geneigter und gekreuzter Hängeranordnung	13
Abbildung 2-5: Darstellung der Hängeranordnung bei der Äkviksundbrücke	15
Abbildung 2-6: Abhängigkeit der Lastverteilungsbreite von der Hängerneigung	18
Abbildung 2-7: Schnittgrößen/ Verformungen einer Netzwerkbogenbrücke unter Halblast	19
Abbildung 2-8: Spannung im Bogen in Abhängigkeit vom Verhältnis Verkehr/ Eigenlast	21
Abbildung 2-9: Einflusslinienvergleich einer Netzwerkbrücke mit einer Stabbogenbrücke	24
Abbildung 3-1: Ansicht	32
Abbildung 3-2: Querschnitt in Tragwerksmitte	33
Abbildung 3-3: Knickfigur der Äkviksundbrücke für Knicken in der Ebene	35
Abbildung 3-4: Geometrische Ersatzimperfektion	38
Abbildung 3-5: Darstellung des Spanngliedverlaufs im Untergurt	42
Abbildung 3-6: Darstellung des Bogenfußpunktes in Quer- und Längsrichtung	43
Abbildung 3-7: Einflusslinien der Hängerkraft für Last in jeder Bogenebene	50
Abbildung 3-8: Einflusslinien der Hängerkraft für Last in Fahrbahnmitte	51
Abbildung 3-9: Einflusslinien der Hängerkraft für Last im Lastschwerpunkt	52
Abbildung 3-10: Hängerausfall	56
Abbildung 3-11: Modell mit drucksteifen Hängern	56
Abbildung 3-12: Modell mit ausgefallenen Hängern	56
Abbildung 3-13: Hängeranschlusskonstruktion Bogen	58
Abbildung 3-14: Hängeranschlusskonstruktion Untergurt	60
Abbildung 3-15: Querschnitt des Untergurtes	62
Abbildung 3-16: Bewehrung im Untergurt	65
Abbildung 4-1: Plattendurchbiegung in Querrichtung	69
Abbildung 4-2: Längsverformung unter Volllast	71
Abbildung 4-3: Einfluss der exzentrischen Last auf die Bogenverformung	72
Abbildung 4-4: Längsverformung unter Halblast (ohne Eigengewicht)	73
Abbildung 4-5: Querverformung aus Wind	74
Abbildung 4-6: Verformung aus Torsionslast	75
Abbildung 5-1: Temporärer Untergurt - Draufsicht	80
Abbildung 5-2: Anschluss Längsträger-Querträger im temporären Untergurt	81
Abbildung 5-3: Schalungsaufbau	82
Abbildung 7-1: Darstellung der Bogenverschiebung unter Halblast	95
Abbildung 7-2: Darstellung der Bogenverschiebung unter Diagonallast	95
Abbildung 7-3: Einflussfeld für M_x nach Pucher und ungünstigste Laststellung	98
Abbildung 7-4: Einflussfeld für M_y nach Pucher und ungünstigste Laststellung	99
Abbildung 7-5: Quermomente M_x einer starr gelagerten Platte	101
Abbildung 7-6: Längsmomente M_y einer starr gelagerten Platte	102
Abbildung 7-7: Quermomente M_x der Platte im 3D-Modell	103
Abbildung 7-8: Längsmomente M_y der Platte im 3D-Modell	104
Abbildung 7-9: Prinzip der Lastverteilung bei starrer und elastischer Stützung	106

Tabellenverzeichnis

Tabelle 3-1: Erforderliche Biegebewehrung, Stabdurchmesser und Stababstände	28
Tabelle 6-1: Konstruktionsgewicht	84
Tabelle 6-2: Vergleich des Stahlgewichts ausgewählter Bogenbrücken	85
Tabelle 6-3: Vergleich des Stahlgewichts für die Verwendung verschiedener Normen	87
Tabelle 7-1: Ordinaten der Pucher-Tafeln	100
Tabelle 7-2: Ergebnisvergleich	105
Tabelle 7-3: Anzahl der rechnerischen Fahrstreifen	107
Diagramm 3-1: Verlauf der Bewehrungsmenge in Abhängigkeit der Plattendicke	28
Diagramm 6-1: Vergleich des Stahlgewichts ausgewählter Bogenbrücken	85
Diagramm 7-1: Vergleich der Normalkräfte im Bogen	90
Diagramm 7-2: Vergleich der Biegemomente im Bogen	90
Diagramm 7-3: Vergleich der Normalkräfte im Untergurt	91
Diagramm 7-4: Vergleich der Biegemomente im Untergurt	91
Diagramm 7-5: Abhängigkeit der Momente von der Plattenbreite	108
Diagramm 7-6: Erforderliche Plattendicke im Grenzzustand der Tragfähigkeit	109
Diagramm 7-7: Durchbiegungen der Fahrbahnplatten	110
Diagramm 7-8: Erforderliche Plattendicke im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	111

Normenverzeichnis

- DIN V ENV 1991-2-1
Eurocode 1 – Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkung auf Tragwerke
Teil 2-1: Einwirkungen auf Tragwerke; Wichten, Eigenlasten Nutzlasten
(Dezember 1995)
- DIN V ENV 1991-2-4
Eurocode 1 – Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkung auf Tragwerke
Teil 2-4: Einwirkungen auf Tragwerke; Windlasten
(Dezember 1996)
- DIN V ENV 1991-2-5
Eurocode 1 – Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkung auf Tragwerke
Teil 2-5: Einwirkungen auf Tragwerke; Temperatureinwirkungen
(Januar 1999)
- DIN V ENV 1991-2-7
Eurocode 1 – Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkung auf Tragwerke
Teil 2-7: Einwirkungen auf Tragwerke; Außergewöhnliche Einwirkungen
(Juli 2000)
- DIN V ENV 1991-3
Eurocode 1 – Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkung auf Tragwerke
Teil 3: Verkehrslasten auf Brücken
(August 1996)
- DIN V ENV 1992-1-1
Eurocode 2 – Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau
(Juni 1992)
- DIN V ENV 1992-2
Eurocode 2 – Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
Teil 2: Betonbrücken
(Oktober 1997)
- DIN V ENV 1993-1-1
Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau
(April 1993)
- DIN V ENV 1993-2
Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
Teil 2: Stahlbrücken
(Februar 2001)

Literaturverzeichnis

- [1] *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*
Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken, Heft 240, 3. Auflage
Beuth Verlag GmbH, Berlin (1991)
- [2] *Jensen, C. G.; Olsen, K.*
Teknisk Ståbi, 14. Auflage
Teknisk Forlag AS, Kopenhagen (1976)
- [3] *Pucher, A.*
Einflussfelder elastischer Platten, 5. Auflage
Springer-Verlag, Wien (1977)
- [4] *Tveit, P.*
Comparison of Steel Weights in Narrow Arch Bridges with Medium Spans
Stahlbau 68 (1999), Heft 9, S. 753 – 757
- [5] *Tveit, P.*
Considerations for Design of Network Arches
ASCE (1987)
- [6] *Tveit, P.*
Design of Network Arches
The Structural Engineer 44 (1966), Heft 7, S. 247 – 259
- [7] *Tveit, P.*
The Network Arch – An extended manuscript from 21 Lectures in 12 Countries
(Latest version, 2001)
- [8] *Schneider, K.-J.*
Bautabellen für Ingenieure , 14. Auflage
CD-ROM: Bemessung nach Eurocode
Werner Verlag, Düsseldorf (2001)
- [9] *Schömig, W.*
Mainbrücke an der NATO-Rampe zwischen den Gemarkungen Sulzbach und Niedernberg
Stahlbau 69 (2000), Heft 5, S. 387 – 390
- [10] *Stein, P./ Wild, H.*
Das Bogentragwerk der Fehmarnsundbrücke
Der Stahlbau 6/1965, S. 171 – 186
- [11] *Yoshikawa, O./ Sugiyama, I./ Kurimoto, H./ Aketa, H.*
Construction of the Shinhamadera Bridge
Stahlbau 62 (1993), Heft 5, S. 125 – 136