

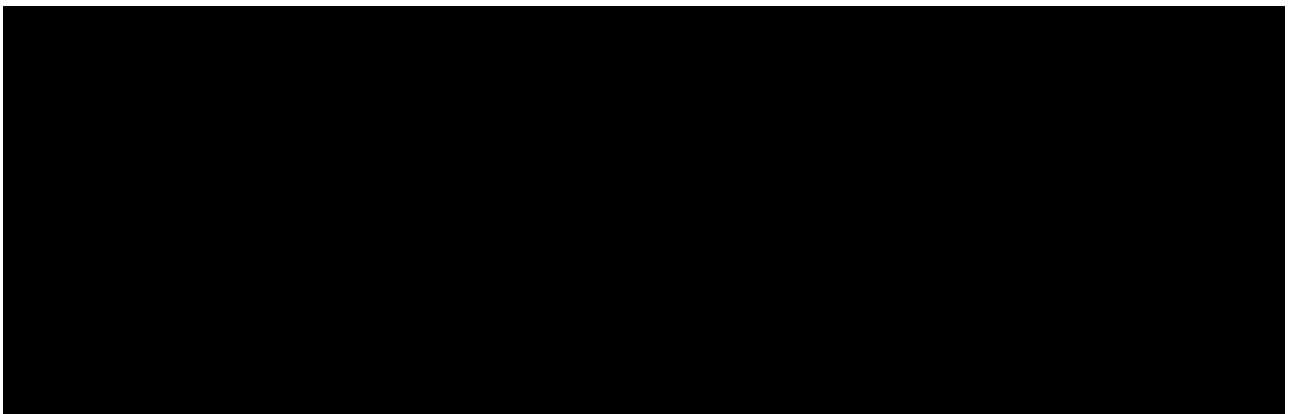
Hamburg Port Authority
Neuer Wandrahm 4
D - 20457 Hamburg

Köhlbrandbrücke

Zustandsbeurteilung und Maßnahmenempfehlung



Bericht Nr. 1009-02, 25. April 2008



Inhalt

1.	Einleitung	4
1.1.	Allgemeines	4
1.2.	Zielsetzung	4
2.	Grundlagen	6
2.1.	Normen und Richtlinien	6
2.2.	Statische Berechnungen, Pläne und Berichte.....	6
3.	Beschreibung des Bauwerks	7
3.1.	Lage, Nutzung, Konstruktion.....	7
3.2.	Baustoffe	10
3.2.1.	Beton	10
3.2.2.	Betonstahl.....	10
3.2.3.	Spannstahl	10
3.2.4.	Baustahl.....	11
3.2.5.	Seilstahl.....	11
3.3.	Einwirkungen.....	11
3.3.1.	Allgemeines	11
3.3.2.	Ständige Lasten.....	11
3.3.3.	Veränderliche Lasten	12
3.3.4.	Ermüdungslasten.....	15
3.3.5.	Vorspannung (Spannbetonbrücken).....	16
3.3.6.	Seilkräfte (Stahlbrücke).....	16
4.	Auswertung der Brücken-Hauptprüfungen.....	18
4.1.	Allgemeines	18
4.2.	Schadensgruppen	18
4.2.1.	Schäden an Spanngliedern.....	18
4.2.2.	Freiliegende Betonstahlbewehrung.....	19
4.2.3.	Betonabplatzungen.....	21
4.2.4.	Kiesnester, Hohlstellen	23
4.2.5.	Alkali-Kieselsäure-Reaktion	26
4.2.6.	Risse	28

4.2.7.	Durchfeuchtungen, Ausblühungen, Salzablagerungen	39
4.2.8.	Schäden am Stahlüberbau	46
4.2.9.	Schäden an Schrägseilen	47
4.3.	Bewertung der Schäden.....	48
4.3.1.	Schadensausmaß und Schädigungsfortschritt.....	48
4.3.2.	Folgerungen für die Tragsicherheit.....	50
5.	Rechnerische Überprüfung der Spannbetonbrücken.....	53
5.1.	Vorgehen bei der rechnerischen Überprüfung.....	53
5.2.	Vergleich der Einwirkungen.....	53
5.3.	Brückenabschnitt [REDACTED]	54
5.3.1.	Allgemeines.....	54
5.3.2.	Längsrichtung	55
5.3.3.	Querrichtung.....	61
5.4.	Brückenabschnitt [REDACTED]	63
5.4.1.	Längsrichtung	63
5.5.	Brückenabschnitt [REDACTED]	71
5.5.1.	Längsrichtung	71
5.5.2.	Querrichtung.....	79
5.6.	Kreuzungsbereich.....	81
5.7.	Zusammenfassung und Folgerungen.....	85
6.	Rechnerische Überprüfung der Stahlbrücke	88
6.1.	Vorgehen bei der rechnerischen Überprüfung.....	88
6.2.	Vergleich der Einwirkungen.....	89
6.3.	Gesamttragwerk in Längsrichtung	89
6.3.1.	Tragwerksmodell	89
6.3.2.	Schnittgrößen.....	95
6.3.3.	Seilkräfte	101
6.4.	Orthotrope Fahrbahnplatte.....	104
6.4.1.	Tragwerksmodell	104
6.4.2.	Schnittgrößen.....	107
6.5.	Spannungen am Versteifungsträger	112

6.5.1.	Spannungen aus Gesamttragwerk in Längsrichtung	112
6.5.2.	Spannungen infolge Seileinleitung	117
6.5.3.	Spannungen aus orthotroper Fahrbahnplatte	127
6.5.4.	Gesamtspannungen	131
6.5.5.	Spannungsnachweise	137
6.6.	Stabilitätsnachweise Versteifungsträger	142
6.6.1.	Stabilität des Obergurtes	142
6.6.2.	Stabilität des Untergurtes	143
6.6.3.	Stabilität der Stege	145
6.6.4.	Stabilität der Stege im Seileinleitungsbereich	147
6.7.	Seile und Seilverankerungen	150
6.7.1.	Spannungsnachweis der Seile	152
6.7.2.	Seilköpfe	153
6.7.3.	Barren	154
6.7.4.	Ankerplatten	155
6.7.5.	Traversen	156
6.7.6.	Seilstützlager	158
6.7.7.	Viertelkreisscheiben	159
6.8.	Pylonen und Pfeiler	159
6.9.	Lager und Anschlagkonstruktionen	159
6.10.	Endquerträger und Seileinleitung der Drillingsseile	160
6.11.	Ermüdungsnachweise	161
6.11.1.	Ermüdung des Versteifungsträgers	161
6.11.2.	Ermüdung der Seile und Seilverankerungen	161
6.11.3.	Ermüdung Fahrbahnplatte	164
6.12.	Zusammenfassung	166
7.	Zusammenfassung	169
7.1.	Zustandsbeurteilung	169
7.2.	Folgerungen	172
7.3.	Maßnahmenempfehlungen	174

1. Einleitung

1.1. Allgemeines

Im Juni 2007 wurde [REDACTED] von der *Hamburg Port Authority (HPA)* damit beauftragt, den Zustand der Köhlbrandbrücke umfassend zu untersuchen. Auf Wunsch der *HPA* wurde im November 2007 ein Zwischenbericht (Nr. 1009-01) verfasst. In diesem wurde der damalige Stand der Erkenntnisse dargelegt, eine vorläufige Beurteilung vorgenommen sowie ein mögliches Vorgehensszenario aufgezeigt. Da sich im Laufe der Bearbeitung zeigte, dass eine unerwartet große Anzahl unterschiedlicher und kritischer Konstruktionsdetails und Tragwerksabschnitte zu bearbeiten war sowie für die Erfassung und Beurteilung dauerhaftigkeitsrelevanter Schäden und Mängel ein zusätzlicher Aufwand entstand, wurde der ursprüngliche Auftrag (Phase 1, siehe unten) erweitert. Der vorliegende Bericht stellt den Abschluss dieser Phase der Untersuchungen dar.

1.2. Zielsetzung

Ziel der Untersuchungen ist es, für die Stromquerung (Stahlbrücke) sowie die beiden Rampenbauwerke (Spannbetonrampen) der Köhlbrandbrücke eine Zustandsbeurteilung vorzunehmen. Die Beurteilung stützt sich auf die Überprüfung der Tragwerkssicherheit (Statik) sowie der dauerhaftigkeitsrelevanten Aspekte (Schäden, Mängel). Darauf aufbauend sollen Vorschläge (Maßnahmenempfehlung) für den Grundsatzentscheid bezüglich des weiteren Vorgehens erarbeitet werden.

Für die Untersuchungen ist ein Vorgehen in zwei Phasen vorgesehen, wobei zunächst **nur** die **Phase 1** bearbeitet wird. Die Phase 1 umfasst folgende Arbeitsschritte:

- Begehung des Objekts / Studium der Bauwerksakten und Pläne.
- Zusammenstellung und Bewertung der wichtigsten Ergebnisse der Brücken-Hauptprüfungen (2000 und 2007); Aufbau einer Systematik zur Erfassung und Beurteilung relevanter Schäden und Mängel; Abschätzung des Schädigungsfortschritts.
- Rechnerische Überprüfung (Statik): Ermittlung der Schnittgrößen für ausgewählte Abschnitte des Brückenüberbaus, wobei alle maßgebenden Einwirkungen (Lastfälle) berücksichtigt werden. Beurteilung der Tragfähigkeit (inkl. Materialermüdung) auf der Grundlage der aktuellen Tragwerksnormen.
- Anordnung von Sofortmaßnahmen, falls erforderlich.
- Verfassen eines Berichts ("Zustandsbeurteilung und Maßnahmenempfehlung").

Die **Phase 2** kann erst nach Vorliegen der Ergebnisse der Phase 1 und in Absprache mit dem Auftraggeber in Angriff genommen werden. In dieser Phase können für ausgewählte Tragwerkskomponenten

und spezielle Aspekte detailliertere Überprüfungen durchgeführt werden; folgende Arbeitsschritte sind denkbar:

- Entnahme von Baustoffproben und Feststellen aktueller Kennwerte.
- Weiterführende rechnerische Überprüfungen auf der Grundlage aktueller Verkehrsdaten und ggf. von Messungen am Bauwerk.
- Entwicklung eines detaillierten Vorgehensvorschlags für zukünftige Instandhaltungs- und Instandsetzungsmaßnahmen.

Beim vorliegenden Bericht handelt es sich um den Abschlussbericht zur Phase 1 der Untersuchungen. Die nachfolgenden Ausführungen umfassen generelle Feststellungen sowie - für ausgewählte Bauteile und Tragwerksabschnitte - detaillierte Ergebnisse. Eine Beurteilung des Zustands der Köhlbrandbrücke erfolgt in Kapitel 7.1 des Berichts; damit wird eine grundsätzliche Einschätzung vorgenommen, die insbesondere für die Diskussion bezüglich des weiteren Vorgehens hilfreich sein soll. In den Kapiteln 7.2 und 7.3 werden Empfehlungen für das weitere Vorgehen gemacht; für eine definitive Festlegung diesbezüglich bedarf es jedoch ergänzender Gespräche und Abklärungen.

2. Grundlagen

2.1. Normen und Richtlinien

- [1] DIN-Fachberichte 101, 102 und 103
- [2] DIN 18800, Teil 1, 2 und 3
- [3] DIN 1055

2.2. Statische Berechnungen, Pläne und Berichte

Statische Berechnungen und Anlagen zur Statik:

- [1] Statische Berechnung Stahlüberbau LOS 2, Kapitel 1-12, Rheinische Stahlwerke, 1970-1971
- [2] Statisches System LOS 2, Anlage zur statischen Berechnung Rheinische Stahlwerke, 1971
- [3] Statische Berechnung für das Auswechseln der Tragseile, Leonhardt und Andrä, 1978 (Auftrag Nr. B77884/I, Kapitel 1-5 und B77884/II, Kapitel 1-3.2)
- [4] Köhlbrandbrücke Hamburg: Einstufungsberechnung in die Militärischen Lastenklassen, Ingenieurbüro Grassl, April 1979
- [5] Köhlbrandbrücke: Bauwerkssicherheit beim Ausfall einzelner Seile, Ingenieurbüro Grassl, Juni 1982
- [6] Köhlbrandbrücke Hamburg: Einstufungsberechnung in die Militärischen Lastenklassen, Ingenieurbüro Grassl, April 1979

Artikel:

- [7] Boue, P.; Höhne, K.-J., Der Stromüberbau der Köhlbrandbrücke, Stahlbau 6 (1975) 161-174
- [8] Boue, P.; Höhne, K.-J., Der Stromüberbau der Köhlbrandbrücke, Stahlbau 7 (1975) 203-211
- [9] Boue, P., Austausch der Tragseile der Köhlbrandbrücke in Hamburg, Bauingenieur (1990) 59-71
- [10] Zellner, W.; Saul, R., Über Erfahrungen beim Umbau und Sanieren von Brücken, Bautechnik 2 (1985) 51-64
- [11] Schwab, R; Homann, H., Der Bau der Köhlbrandbrücke, Bautechnik (1975) 145-156
- [12] Wittfoht, H.; Walter, B.; Steffen, W., Die Spannbetonüberbauten der Köhlbrandbrücke, Beton- und Stahlbetonbau (1975) 133-142

Pläne:

- [13] Bestandspläne gemäß Inhaltsverzeichnis HPA

3. Beschreibung des Bauwerks

3.1. Lage, Nutzung, Konstruktion

Das Bauwerk besteht aus der östlichen Rampenbrücke, einer Spannbetonkonstruktion mit einer Länge von 2050 m, der Strombrücke über dem Köhlbrand, einer Schrägseilbrücke mit einer Länge von 520 m und der westlichen Rampenbrücke aus Spannbeton mit einer Länge von 1048 m. Das Bauwerk verbindet die BAB A7 mit dem Hamburger Hafen. Es handelt sich um eine Straßenbrücke mit 2x2 Fahrstreifen von je 3,5m Breite. In der Fahrbahnmitte trennt ein Mittelstreifen mit Schrammbord und Leitplanken die beiden Fahrrichtungen voneinander, entlang der Ränder verlaufen Schrammborde mit Leiteinrichtung.

Spannbetonrampen

Die Überbauten der Rampenbrücken weisen unterschiedliche Querschnitte auf. Die Westrampe besteht aus einem einzelligen Hohlkastenquerschnitt mit einer unteren Kastenbreite von 7 m und einer Höhe von ca. 3,55 m auf. Bei der Ostrampe handelt es sich um einen zweizelligen Hohlkastenquerschnitt mit untern Kastenbreiten zwischen 6 und 9 m und einer Höhe von ca. 3,0 m. Die Breite der Fahrbahnplatte beträgt 17,6 m (inkl. Kappen), im Bereich [REDACTED] weist die Brücke allerdings eine Breite von 18,8 m auf. In den Lagerachsen sind die Hohlkästen durch massive Querträger ausgesteift und werden durch jeweils zwei Lager gestützt; die Lagerung erfolgt indirekt, d.h. die Lager sind nicht unmittelbar unter den Außenstegen angeordnet. Die Rampen liegen auf Pfeilern mit einer Breite von ca. 6,5 m auf. Die Pfeiler sind auf Pfählen gegründet. Beide Rampen sind sowohl in Längsrichtung als auch in Querrichtung (Fahrbahnplatte) vorgespannt. Auf die Art der Vorspannung wird in den entsprechenden Abschnitten eingegangen.

Die Spannweiten der Westrampe betragen 34 m [REDACTED], 42 m [REDACTED], 50 m [REDACTED], 60 m [REDACTED] und 70 m [REDACTED]. Die Spannweiten der Ostrampe sind ebenfalls abschnittsweise gleich; sie betragen 65 m [REDACTED], 55 m [REDACTED], 50 m [REDACTED] und ca. 35 m [REDACTED]. Im Bereich [REDACTED] wurden die Spannweiten etwas kleiner gewählt; im Bereich [REDACTED] betragen sie zwischen 25 und 30 m. Das Längsgefälle der Rampen in Richtung der beiden Brückenden beträgt einheitlich 4%. Die Rampen wurden bei den Pfeilerachsen [REDACTED] durch "Dehnungsfugen" in Abschnitte unterteilt. Die Festpunkte der horizontalen Lagerung wurden jeweils in den Abschnittsmitten angeordnet.

Schrägseilbrücke

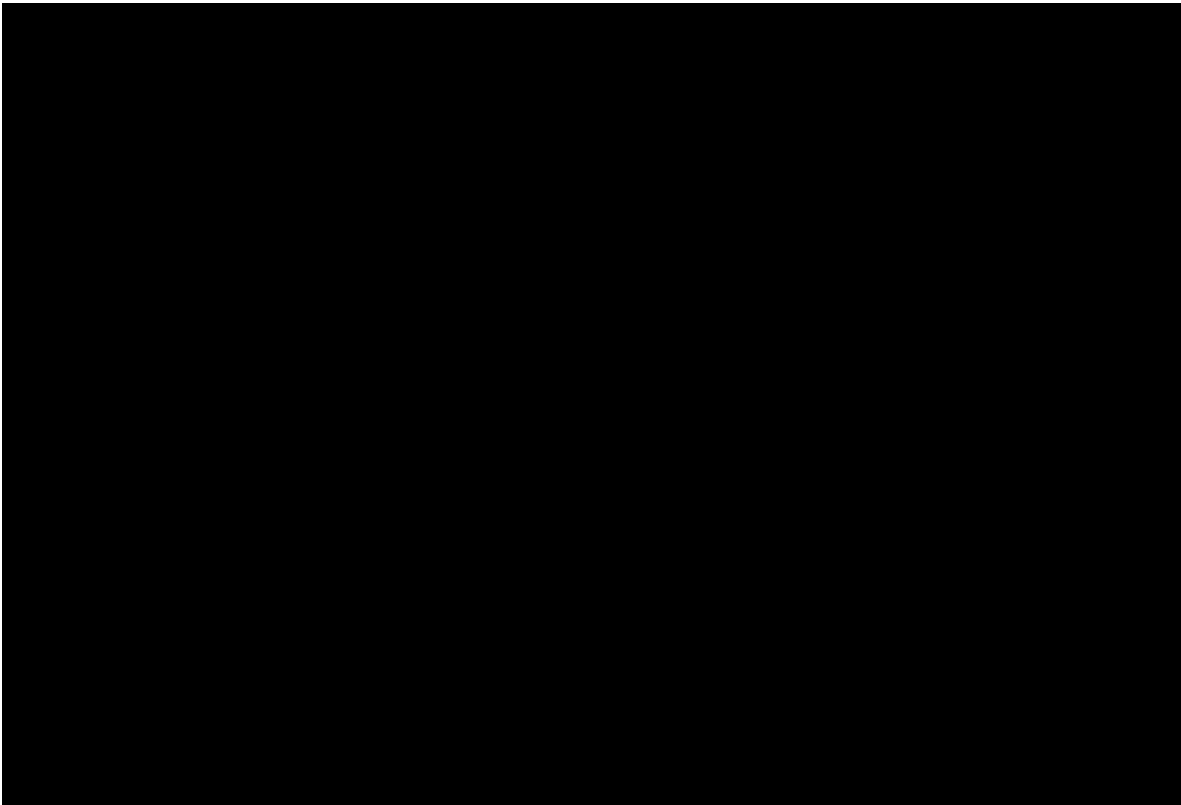
Bei dem Stromüberbau der Köhlbrandbrücke handelt es sich um eine harfenförmige Schrägseilbrücke mit Stützweiten von 97,5 m, 325 m und 97,5 m bestehend aus zwei "drachenförmigen" Stahlpylonen auf Betonpfeilern, einem stählernen Brückenüberbau und [REDACTED] schief im Raum verlaufenden Seilen.

Die Gradiente hat in der Mitte des Hauptfeldes mit einer Scheitelhöhe von 58,5m über NN ihren Hochpunkt und fällt zu beiden Seiten mit einem Ausrundungsradius von $R = 3000$ m ab. In 120 m

Entfernung von der Strommitte beträgt das Längsgefälle 4% und wird ab hier für die gesamte Stahlbrücke konstant beibehalten.

Die Trasse weist über dem Strom ein gerades Stück von 413 m Länge auf, an das im Westen eine 48,37 m lange Klothoide ($A=175\text{m}$) und im Osten ein Kreisbogen ($R=1700\text{ m}$) mit einer Länge von 58,65 m anschließt. Im Grundriss ergeben sich an den Brückenenden Abrückungen von der geraden Achse des Mittelteils von 0,616 m im Westen und 1,011 m im Osten.

Die lichte Höhe der Hauptöffnung beträgt in der Mitte des Hauptfeldes 53 m über NN und ist mit dieser Höhe 150 m breit.



Die beiden Stahlpylone der Strombrücke haben identische Abmessungen. Jeder besteht aus zwei Stielen, einem Querriegel und einer ca. 35m langen Spitze. Die beiden Stiele spreizen sich vom Kopf des Betonpfeilers (+37 mNN) bis zum Querriegel, umfassen oberhalb des Querriegels den Versteifungsträger und laufen in ca. 100 m über NN zur Pylonenspitze zusammen. Die Spitzen der Pylone erreichen eine Höhe von +135 m über NN.

Im Querschnitt sind die Pylone als Hohlkästen mit Querrahmen und Längssteifen ausgebildet. Am Fuß und im Bereich der Seileinleitungspunkte wurden sie bereichsweise verstärkt und versteift.

Der Versteifungsträger weist einen 3,45 m hohen trapezförmigen Hohlkastenquerschnitt mit einer Oberruggbreite von 8,6 m, einer Unterruggbreite von 6m und beidseits auskragenden Fahrbahnteilen von jeweils 4,5 m Breite auf. Der Querschnitt bleibt im Wesentlichen über die gesamte Brückenlänge unverändert.



Die stählerne Fahrbahn ist als orthotrope Platte, bestehend aus Querträgern, Randträgern, Hoesch-Trapezprofilen als Längsrippen und dem Fahrbahnblech, ausgebildet. Jeder [REDACTED] Querträger ist als Seileinleitungsquerträger verstärkt und hat neben den Fahrbahnlasten Anteile aus der Seilkrafteinleitung aufzunehmen. [REDACTED]

[REDACTED] Die Stege und das Bodenblech des Versteifungsträgers werden durch Quer- und Längssteifen stabilisiert.

An den Seileinleitungen des Versteifungsträgers sind kräftige Konstruktionen zur Einleitung und Verteilung der konzentriert auftretenden Kräfte vorhanden. Zugstreben aus Flachstahlprofilen leiten die Seilkräfte vom Deckblech weiter in den Kastenboden und in die Stege des Hauptträgers.

Der Versteifungsträger hängt über die schräg verspannten Seile, die in Abständen von 9,80 m bis 17 m an außen liegenden Konsolen befestigt sind, an den beiden Pylonen und liegt an den beiden Trennpfeilern zu den Nachbarlosen auf längsverschieblichen Rollenlagern auf.

Bei den Pylonen ist der Versteifungsträger in Querrichtung abgestützt, vertikal aber nicht gelagert. In Längsrichtung ist er am Pylon West über einen Längsanschlag so angeschlossen, dass dort keine Relativverschiebungen in Längsrichtung und Relativverdrehungen um eine lotrechte Achse möglich sind. In allen anderen Bereichen ist der Versteifungsträger in Längsrichtung nur über den elastischen Widerstand der Seile und der Pylone gehalten.

Die Nachbarlose [REDACTED] liegen auf kurzen Kragarmen auf längsverschieblichen Neotopfgleitlagern auf dem Stahlüberbau auf und haben dabei ballastierende Funktion.

Die Seile mit Durchmessern von [REDACTED] sind in den Pylonspitzen ohne Umlenkungen einzeln verankert und führen von dort paarweise zu den Außenseiten des Überbaus. 12 Seilpaare laufen von jedem Pylon aus zur Landseite und 10 zur Wasserseite. Am westlichen und östlichen Ende der Strombrücke sind jeweils 3 Seile zu Drillingsseilen eng zusammengeführt und durch Rückhalteseile am Fuß der Trennpfeiler verankert.

Die stählernen Pylone stehen auf 37 m hohen Stahlbetonpfeilern. Zwischen Pylonpfeiler und Stahlpylonen besteht eine starre Verbindung. An den Fußpunkten sind sowohl die Pylonpfeiler als auch die Trennpfeiler zu den Nachbarlosen fest eingespannt. Im Querschnitt weisen alle Pfeiler einen Stahlbetonhohlkasten auf.

3.2. Baustoffe

3.2.1. Beton

Die Angaben zu dem verwendeten Beton entstammen den Ausführungsunterlagen. Es handelt sich um Beton [REDACTED] mit einer Druckfestigkeit nach 28 Tagen von [REDACTED] (gemessen an Betonwürfeln mit einer Kantenlänge von 20 cm). Gemäß DIN 1045-1 würde der Beton heute als [REDACTED] klassifiziert werden. Mehrere Jahre nach der Herstellung ist eine Zunahme der Festigkeit des Betons zu erwarten, was bei der Entnahme von Bohrkernen im April 1994 [REDACTED] bestätigt wurde: Es wurden drei Bohrkern entnommen, und die mittlere gemessene Druckfestigkeit betrug [REDACTED]. Da das Betongefüge an mehreren Stellen geschädigt ist, wird bei der rechnerische Überprüfung dennoch von den Normwerten ausgegangen:

[REDACTED] [REDACTED] [REDACTED]

Dabei bezeichnen f_{cd} den Bemessungswert der Druckfestigkeit und E_c den Elastizitätsmodul. Für Fragen der Tragfähigkeit wird von einem Parabel-Rechteck-Diagramm ausgegangen. Zur Bestimmung der maximal aufnehmbaren Querkraft wird f_{cd} zusätzlich mit den Beiwert η [REDACTED] abgemindert.

3.2.2. Betonstahl

Die Angaben zu dem verwendeten Betonstahl werden ebenfalls den Ausführungsunterlagen entnommen. Es handelt es sich um Stahl der Güte [REDACTED]. Gemäß heutiger Normung entspricht dies einem [REDACTED] mit folgenden Kennwerten:

[REDACTED] [REDACTED] [REDACTED] [REDACTED]

Dabei bezeichnen f_{yd} den Bemessungswert der Fließgrenze, E_s den Elastizitätsmodul und ϵ_u die Bruchdehnung. Für die Nachweise wird ein bilineares Stoffgesetz mit einem Fließplateau angenommen.

3.2.3. Spannstahl

Die Spannbetonrampen sind in Längs- sowie Querrichtung vorgespannt. Den Spannplänen und der Altstatik kann entnommen werden, dass Sigma-Stahl der Güte [REDACTED] verwendet wurde. In Längsrichtung wurden gerippte ovale Spanndrähte mit Verbund verwendet, in der Fahrbahnplatte (Querrichtung) hingegen runde ungerippte Spanndrähte ohne Verbund. Da dieser Spannstahl seit den 70er Jahren nicht mehr eingesetzt wird, ist die Bestimmung Materialkennwerte schwierig. Aus diesem Grund wurde auf ein Gutachten [REDACTED]

[REDACTED] zurückgegriffen. Daraus geht hervor, dass der Spannstahl einen charakteristischen Wert der Fließgrenze von [REDACTED] bei einer Dehnung von [REDACTED] und eine Zugfestigkeit von [REDACTED] aufweist. Die Werte werden wie folgt übernommen:

[REDACTED] [REDACTED] [REDACTED] [REDACTED]

Dabei bezeichnen f_{pd} den Bemessungswert der Fließgrenze, E_s den Elastizitätsmodul und ϵ_u die Bruchdehnung. Für die Nachweise wird ein bilineares Stoffgesetz mit einem Fließplateau angenommen.

3.2.4. Baustahl

Gemäß den Bestandsunterlagen wurden für den Versteifungsträger und die Pylone Normstähle der Güten [REDACTED] verwendet.

[REDACTED]	[REDACTED]	[REDACTED]	[REDACTED]
[REDACTED]	[REDACTED]	[REDACTED]	[REDACTED]

Dabei bezeichnen f_{yk} den charakteristischen Wert der Fließgrenze, f_{tk} den charakteristischen Wert der Zugfestigkeit und E den Elastizitätsmodul. Für Blechdicken [REDACTED] wurde ein Sonderstahl verwendet. Die Verteilung der unterschiedlichen Stahlgüten über den Querschnitt des Versteifungsträgers wird in Abschnitt 6.3.1 erläutert.

3.2.5. Seilstahl

Bei den Schrägseilen handelt es sich um vollverschlossene Spiralseile aus Rund- und Z-Profil-Drähten, die aufgrund von Korrosionsschäden an den Seilen der ursprünglichen Konstruktion in den Jahren 1978 und 1979 erneuert wurden. Die Nennfestigkeit beträgt [REDACTED] und der Elastizitätsmodul wird gemäß [REDACTED] angenommen.

3.3. Einwirkungen

3.3.1. Allgemeines

Bezüglich der Einwirkungen wird von den aktuellen Normvorschriften ausgegangen, wobei für spezifische Angaben auf die Altstatik zurückgegriffen wird.

3.3.2. Ständige Lasten

Für die charakteristischen Werte der Eigenlasten gilt DIN 1055-1. Die Wichte des Stahlbetons (DIN 1055-1, Tab. 1) beträgt $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$. Der Fahrbahnbelag wird mit einer Wichte von $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ (Asphaltbeton) angesetzt (DIN 1055-1, Tab. 10). Aus den Ausführungsplänen geht hervor, dass ein 4 cm dicker Belag eingebaut wurde; diese Stärke wird für die Schnittgrößenermittlung angesetzt. Das Eigengewicht des Mittelschrammbords sowie der Randkappen wird ebenfalls berücksichtigt und als äußere Last auf das System aufgebracht, das Eigengewicht des Hohlkastens wird hingegen programmintern bestimmt.

Auch im Bereich der Schrägseilbrücke setzen sich die ständigen Lasten zusammen aus dem Eigengewicht und den Ausbaulasten. Diese Einwirkungen haben sich gegenüber der ursprünglichen Planung nicht geändert und werden der Altstatik [1], Kapitel 1.3 in Verbindung mit Kapitel 12.5.2 entnommen.

3.3.3. Veränderliche Lasten

(a) Verkehr

Die Straßenverkehrslasten werden gemäß DIN-Fachbericht 101, Abschnitt 4 ermittelt (DIN-FB 101, Bild 4.2 und Bild 4.3). Die Fahrbahn der Brücke wird dabei in Fahrstreifen unterteilt, von denen jeweils zwei mit Achslasten zu belasten sind. Bei dem vorliegenden Brückenquerschnitt ergeben sich auf beiden Seiten des Mittelschrammbords jeweils 2 rechnerische Fahrstreifen mit Breiten von 3,0m und eine Restfläche von 1m Breite. Das Lastmodell 1 beinhaltet folgende Lastanteile:

Flächenlast Fahrstreifen 1	$\alpha_{q1} \cdot q_{k1}$	$= 1,0 \cdot 9 \text{ kN/m}^2$	$= 9,0 \text{ kN/m}^2$
Flächenlast übrigen Fahrstreifen	$\alpha_{q2} \cdot q_{k2}$	$= 1,0 \cdot 2,5 \text{ kN/m}^2$	$= 2,5 \text{ kN/m}^2$
Restflächenlast	$\alpha_{qr} \cdot q_{kr}$	$= 1,0 \cdot 2,5 \text{ kN/m}^2$	$= 2,5 \text{ kN/m}^2$
Achslasten im Fahrstreifen 1	$\alpha_{Q1} \cdot Q_{k1}$	$= 0,8 \cdot 300 \text{ kN}$	$= 240 \text{ kN}$
Achslasten im Fahrstreifen 2	$\alpha_{Q2} \cdot Q_{k2}$	$= 0,8 \cdot 200 \text{ kN}$	$= 160 \text{ kN}$

Gemäß den Vorgaben der *Hamburg Port Authority* sind abweichend von diesen Angaben beim Lastmodell 1 die Fahrstreifen 1 und 2 jeweils mit $\alpha_Q Q_k = 1,0 \cdot 300 \text{ kN}$ zu belasten.

Die Achslasten sind symmetrisch zur Fahrstreifenachse anzuordnen und werden hälftig über 2 Räder auf das Bauwerk übertragen. Der Radabstand in Längsrichtung beträgt 1,20 m. Die Belastung (die Nummerierung der rechnerischen Fahrstreifen) wird so gewählt, dass für die entsprechende Bemessungssituation die ungünstigste Laststellung entsteht. Auf Kappen ist, wenn es sich nicht um öffentliche Gehwege handelt, die Verkehrslast wie auf Restflächen mit $2,50 \text{ kN/m}^2$ anzunehmen.

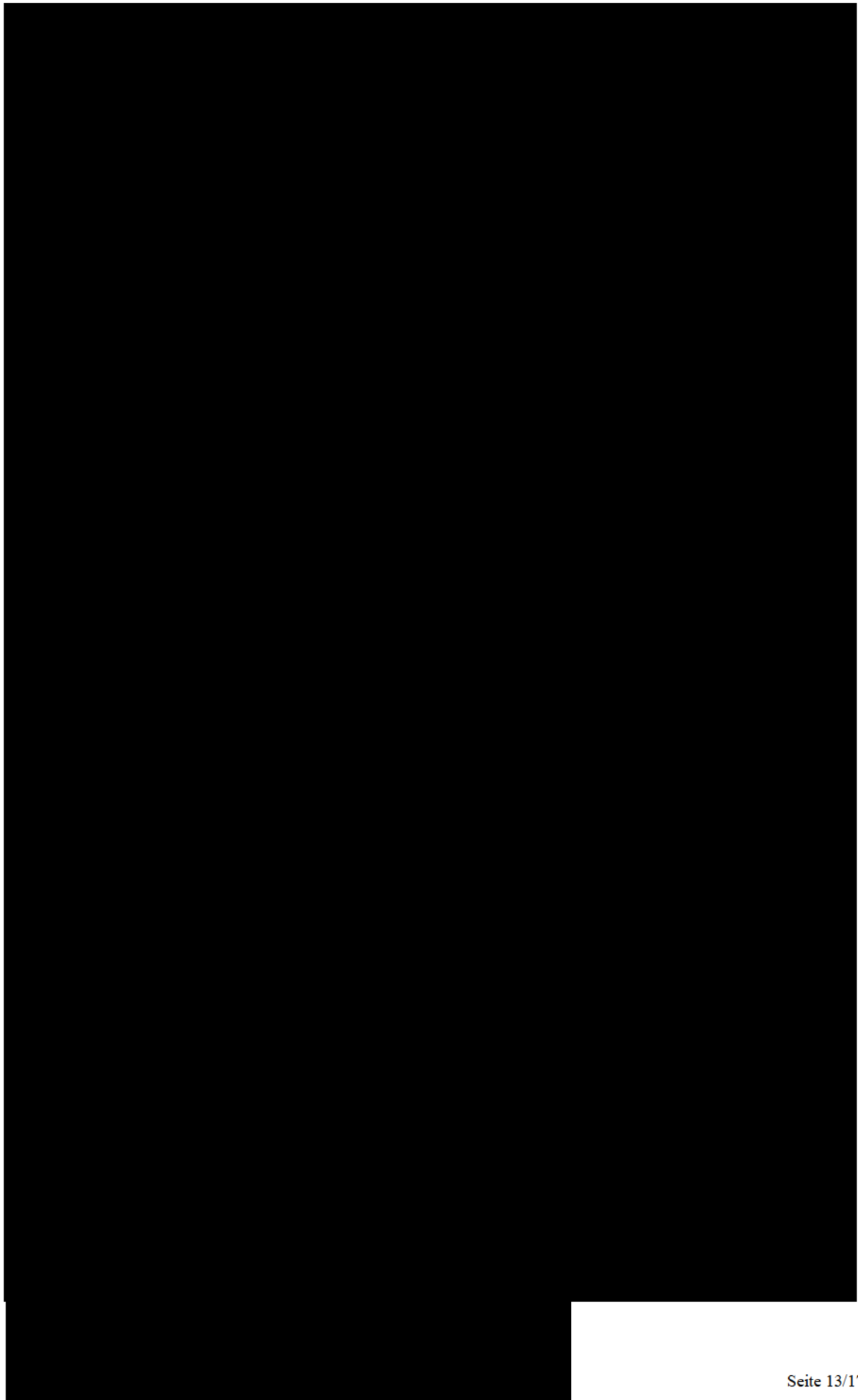
Für den Bereich der Schrägseilbrücke werden für die Nachweise in Längsrichtung 2 Laststellungen betrachtet; diese sind in [REDACTED] dargestellt.

Der Gehweg im Kasten wird gemäß DIN-FB 101, 5.3.2.1(3) ebenfalls mit $2,5 \text{ kN/m}^2$ belastet.

Die Kräfte aus Bremsen und Anfahren bewirken eine Horizontalbelastung in Brückenlängsrichtung. Entsprechend DIN-FB 101 ergeben sich für die Schrägseilbrücke folgende Kräfte [REDACTED]:

Tabelle 3.1 Bremslasten auf der Schrägseilbrücke

Bremslast	Westende	Brückenmitte	Ostende
DIN-FB 101 (2003)	900 kN	900 kN	900 kN



(b) Wind

Im Bereich der Spannbetonrampen werden keine Windlasten angesetzt. Für die Schrägseilbrücke sind die Windlasten jedoch bedeutsam. Sie wirken auf den Überbau und die Betonpfeiler bzw. Stahlpylone und werden gemäß DIN-Fachbericht 101 (2003), Anhang N in Verbindung mit DIN EN 1991-4 (2005) ermittelt. Pylonteile über einer Höhe von 100m sind darin nicht geregelt und werden gesondert auf Grundlage der DIN 1055-4 betrachtet. Die sich ergebenden Windlasten sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt. Für die Lastermittlung wird auf [REDACTED] verwiesen.

Tabelle 3.2 Windlasten der Strombrücke

	Windlasten
Überbau ohne Verkehr	2,70 kN/m ²
Überbau mit Verkehr	2,68 kN/m ²
Schräg wirkender Aufwind (Windkanalversuche)	H=8,5 kN/m A=10,5 kN/m
Pylonpfeiler 0 bis +37,5mNN (ohne Verkehr)	längs: 3,60 kN/m ² quer: 2,78 kN/m ²
Pylonpfeiler 0 bis +37,5mNN (mit Verkehr)	längs: 2,60 kN/m ² quer: 2,02 kN/m ²
Pylone +37,0mNN bis +103,7mNN (ohne Verkehr)	längs: 3,36 kN/m ² quer: 2,57 kN/m ²
Pylone +37,0mNN bis +103,7mNN (mit Verkehr)	längs: 2,50 kN/m ² quer: 1,93 kN/m ²
Pylone +103,7mNN bis +135mNN (ohne Verkehr/mit Verkehr)	3,70 kN/m ² / 2,85 kN/m ²
Seile ohne Verkehr	2,70 kN/m ²
Seile mit Verkehr	2,68 kN/m ²

(c) Temperatur

Die Temperaturlast wird entsprechend DIN-FB 101 Tab. 6.1 für Gruppe 3 angesetzt. Dies bedeutet, dass für die Spannbetonrampen die Temperaturunterschiede wie folgt angenommen werden:

Fahrbahnplatte wärmer als Bodenplatte: $T_{\text{oben}} - T_{\text{unten}} = \Delta T_{\text{pos}} = 10^{\circ}\text{K}$

Fahrbahnplatte kälter als Bodenplatte: $T_{\text{oben}} - T_{\text{unten}} = \Delta T_{\text{neg}} = -5^{\circ}\text{K}$

Für die Schrägseilbrücke ergeben sich folgende Temperaturlasten [REDACTED]

[REDACTED].

Tabelle 3.3 Temperaturlasten im Bereich der Schrägseilbrücke

	Temperaturlast $\Delta T_N / \Delta T_M$
- Erwärmung aller Stahlteile - Erwärmung aller Betonteile	- 36 K / + 41 K
- Erwärmung aller Seile gegen das übrige Tragwerk	15 K
Ungleichmäßige Erwärmung beider Pylone senkrecht zur Brückenachse. ΔT (Stahl) / ΔT (Beton)	(15 K) / 15 K Stahlpylon nicht in FB-101
Ungleichmäßige Erwärmung beider Pylone parallel zur Brückenachse. ΔT (Stahl) / ΔT (Beton)	(15 K) / 15 K Stahlpylon nicht in FB-101
Ungleichmäßige Erwärmung des Versteifungsträgers (senkrechte Richtung)	oben wärmer: +14,8 K unten wärmer: -14,3 K
Ungleichmäßige Erwärmung d. Versteifungsträgers (waagerechte Richtung)	5 K

(d) Setzungen

Im Bereich der Spannbetonrampen werden Setzungen mit einem Wert von 1 cm berücksichtigt. Dabei wird nicht nur die Setzung von jeweils einer Stütze betrachtet, sondern die maßgebende Kombination von Setzungen mehrerer Stützen. Die Annahmen bezüglich der Setzungen und Pfeilerverkantungen im Bereich der Schrägseilbrücke werden der Altstatik [1], Kapitel 1.3 in Verbindung mit 12.5.2 entnommen.

3.3.4. Ermüdungslasten

Nach DIN-FB 101 ist für ein Bauwerk, das oftmals wiederholten Belastungen unterworfen ist, ein Nachweis gegen Ermüdung zu führen. Hierzu ist das Lastmodell 3 nach dem DIN-FB 101, Bild 4.10, anzusetzen; es handelt sich um vier Achslasten gemäß untenstehender Abbildung. Jede Achslast besteht aus zwei Radlasten mit $Q_k = 60$ kN, die dynamische Erhöhungsfaktoren beinhalten. Die Lasten werden ungünstig wirkend in den Fahrstreifen angesetzt; als lokale Einwirkungen können die Radlasten an jeder beliebigen Stelle der Fahrbahn angeordnet werden. Bei Durchlaufträgerbrücken mit Einzelspannweiten ≥ 40 m ist, sofern ungünstig wirkend, ein zweites Ermüdungslastmodell 3 mit einem Abstand von 40 m zu berücksichtigen.

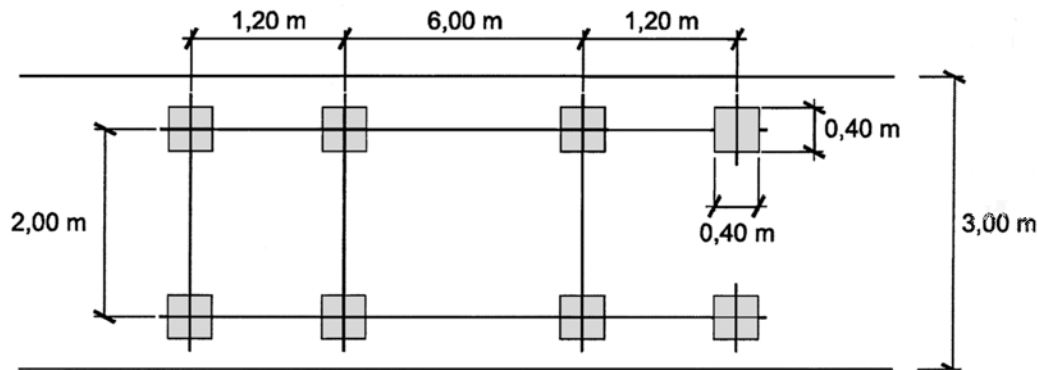


Abbildung 3.3 Ermüdungslastmodell 3 nach DIN-FB 101, Abb.: 4.10

3.3.5. Vorspannung (Spannbetonbrücken)

Bei der Ausführung der Spannbetonrampen der Köhlbrandbrücke kamen zwei Arten der Vorspannung zum Einsatz: Die Längsvorspannung mit ovalen gerippten Spanndrähten mit Verbund und die Quervorspannung mit runden Spanndrähten ohne Verbund (siehe auch Kapitel 3.2.3). Die Spannglieder werden in das Computer-Programm [REDACTED] entsprechend ihrer geplanten Lage eingegeben (gem. den Spanngliedplänen), so dass alle aus der Vorspannung resultierenden Kräfte programmintern bestimmt werden können. Die Lage und Anzahl der Spannglieder variiert von Feld zu Feld, worauf im weiteren Verlauf dieses Berichtes separat eingegangen wird. Die Spannstähle wurden während des Spannens auf Werte [REDACTED] vorgedehnt und verankert; in der Berechnung wurde von einer Vordehnung von [REDACTED] ausgegangen. Die Spannkraftverluste ergeben sich einerseits anhand des Reibungsbeiwerts von 0,27. Andererseits werden die zeitabhängigen Verluste (infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation) mittels eines Faktors von 0,85 integral berücksichtigt; vergleichende Abschätzungen bestätigen die Zulässigkeit dieser Annahme.

3.3.6. Seilkräfte (Stahlbrücke)

Die Vorspannung der Seile wurde ursprünglich so gewählt, dass im Versteifungsträger eine möglichst über die gesamte Brückenlänge gleich bleibende Beanspruchung auftritt. Genaue Angaben über die Höhe der Vorspannkräfte der Seile wurden in der vorliegen Altstatik nicht gefunden.

Im Rahmen der Nachrechnung wurden die rechnerischen Vorspannkräfte deshalb durch Aufbringen von Einheitslasten in allen Seilen und Lösung eines linearen Gleichungssystems ermittelt. Als Lösungsvektor standen die resultierenden Seilkräfte (statisch bestimmter + statisch unbestimmter Anteil) infolge Vorspannung für das statische System mit den Seilquerschnitten vor dem Seilaustausch zur Verfügung. Die Vorspannkräfte konnten also zunächst nur für dieses System ermittelt werden.

Eine Umrechnung auf das statische System mit den neuen Seilen nach dem Austausch in den Jahren 1978/79 erfolgte anschließend über die Vorgabe, dass die Gradienten des Ausgangszustandes nach dem Seilaustausch wieder hergestellt wurde. Bei der Berechnung der Vorspannkräfte wurde von einer Doppelsymmetrie (Symmetrie zur Brückenmitte und zur Brückenlängsachse) des Tragwerks ausgegangen, so dass sich die Anzahl der Freiheitsgrade auf 20 (Seile) reduzierte. Das der Berechnung zu-

grunde liegende statische System wird in Abschnitt 6 vorgestellt [REDACTED]. Die Höhe der ermittelten Vorspannkkräfte in den Seilen beträgt zwischen 0,5 und 35 MN [REDACTED].

4. Auswertung der Brücken-Hauptprüfungen

4.1. Allgemeines

Bei den für die Köhlbrandbrücke dokumentierten Schäden (und Mängeln) handelt es sich im Wesentlichen um "sichtbare Schäden", die im Rahmen der Brücken-Hauptprüfungen aufgezeichnet werden. In den entsprechenden Protokollen nicht erfasst - und nur mit Hilfe von Messungen oder Sondierungen erkennbar - sind Schäden und Schädigungsmechanismen, die verdeckt vorliegen bzw. ablaufen. Dazu gehören z.B. Betonstahl- und Spannstahlkorrosion sowie Spannstahlbrüche. Zu solchen Schäden- und Schädigungsmechanismen liegen nur in begrenztem Umfang Informationen vor. Zudem ist von einer gewissen Schädigung durch Materialermüdung auszugehen, die sich in der Regel aber nur rechnerisch abschätzen lässt.

Die festgestellten Schäden werden im Rahmen dieser Zustandsbeurteilung in neun Schadensgruppen eingeteilt:

- Schäden an Spanngliedern
- Freiliegende Betonstahlbewehrung
- Betonabplatzungen
- Kiesnester, Hohlstellen
- Alkali-Kieselsäure-Reaktion
- Risse
- Durchfeuchtungen, Ausblühungen, Salzablagerungen
- Schäden am Stahlüberbau
- Schäden an Schrägseilen

In den nachfolgenden Abschnitten werden die einzelnen Schadensgruppen und mögliche Ursachen und Auswirkungen beschrieben. Als Grundlage dienen die im [REDACTED] Verzeichnis: Verwendete Unterlagen / Quellen) aufgeführten Unterlagen. Hierbei handelt es sich u.a. um die Dokumentationen zu den Brücken-Hauptprüfungen und um Unterlagen zu in der Vergangenheit durchgeführten Untersuchungen am Bauwerk.

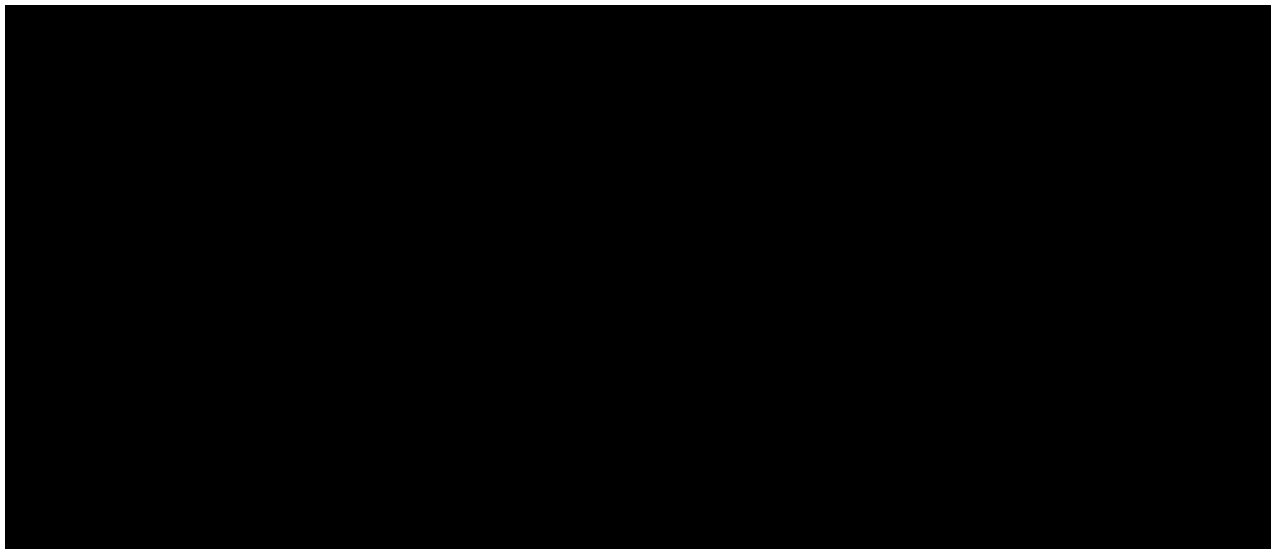
4.2. Schadensgruppen

4.2.1. Schäden an Spanngliedern

Bei dem für den Bau der Köhlbrandbrücke verwendeten Spannstahl handelt es sich um Sigma-Stahl. Diese Stahlsorte wurde in der Zeit von 1965 bis etwa 1978 hergestellt und ist besonderes empfindlich in Bezug auf (wasserstoffinduzierte) Spannungsrisskorrosion. Daneben sind aber auch andere Schädigungen bzw. Schädigungsmechanismen denkbar: Korrosion (Sauerstofftyp oder Chlorid induziert), mechanische Beschädigung, Ermüdung.

In Bezug auf Schäden an Spanngliedern können folgende Aussagen gemacht werden:

- In den vergangenen Jahren wurden vereinzelt Korrosionsschäden an Längsspanngliedern festgestellt; Ursache hierfür ist jeweils das Vorliegen von Kiesnestern oder Hohlstellen, häufig im Bereich der Stegunterseiten (Anschluss Steg/Bodenplatte), sowie das Eindringen von Wasser und ggf. von Salzen. Die Schäden wurden/werden jeweils behoben (siehe Anlage 4.1.1: Korrodierte Längsspannglieder).
- An einigen Stellen zwischen den Pfeilerachsen [REDACTED] liegen (als Folge unachtsamen Arbeitens) mechanische Beschädigungen an Hüllrohren und Spanndrähten vor. (siehe Anlage 4.1.2: Mechanische Beschädigungen an Spanngliedern).
- Eine Korrosion von Querspanngliedern konnte bisher nur ausnahmsweise festgestellt werden, ist aber nicht grundsätzlich auszuschließen. Die Querspannglieder weisen aufgrund ihrer Lage und möglicher Undichtigkeiten in Belag bzw. Abdichtung eine erhöhte Korrosionsgefährdung auf (siehe Anlage 4.1.3: Korrodierte Querspannglieder).
- Der verwendete Sigma-Spannstahl [REDACTED] weist eine gewisse Neigung zu (wasserstoffinduzierter) Spannungsrisskorrosion auf. Neuere Untersuchungen zeigen aber, dass bei vollständiger Verfüllung der Hüllrohre (alkalisches Milieu) dieses Phänomen mit nur geringer Wahrscheinlichkeit auftritt (anders als z.B. bei Neptunstahl).
- Für das Gesamttragwerk besteht somit - eine ausreichende Betonstahlbewehrung vorausgesetzt - keine Sprödbruchgefahr; ein Versagen würde sich durch verstärkte Rissbildung und Verformungszunahme ankündigen.



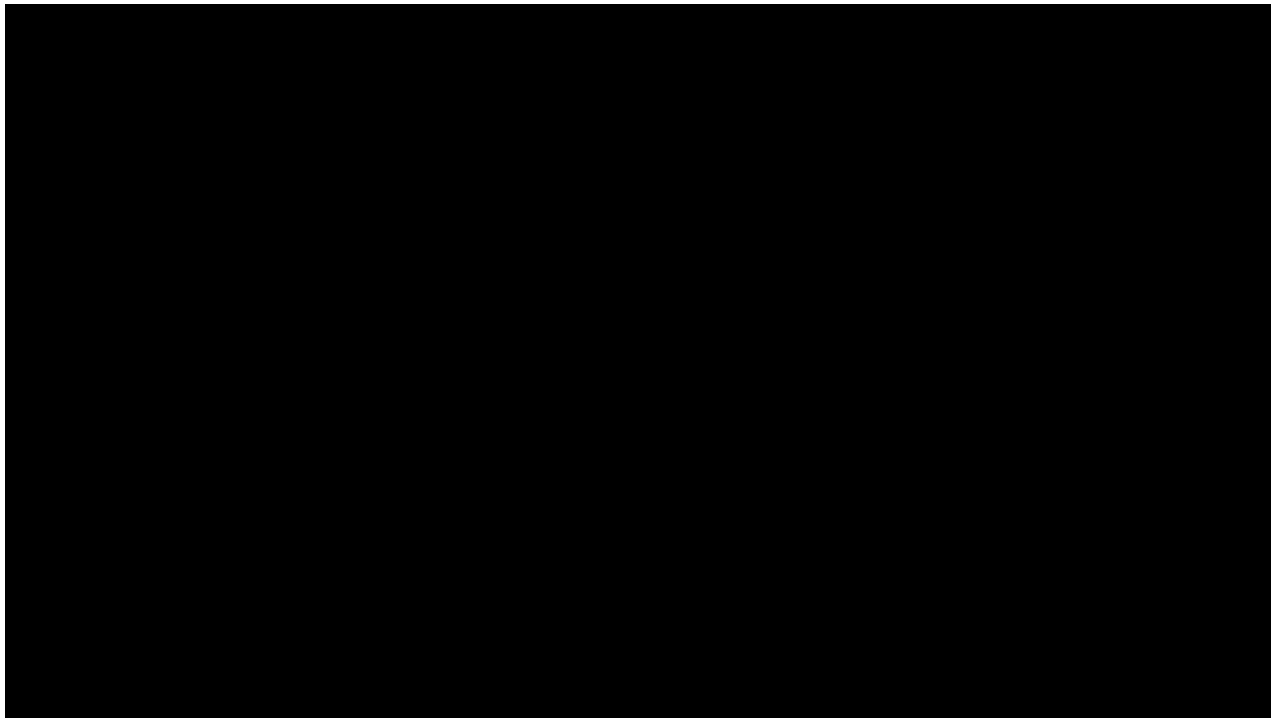
4.2.2. Freiliegende Betonstahlbewehrung

Zu einem Freiliegen von Betonstahlbewehrung kann es aufgrund von Abplatzungen kommen. Abplatzungen ergeben sich aufgrund von Bewehrungskorrosion, Alkali-Kieselsäure-Reaktion sowie mechanischer (Spannungen) oder physikalischer (Frost) Beanspruchung.



In Bezug auf freiliegende Betonstahlbewehrung können folgende Aussagen gemacht werden (siehe Anlage 4.1.4: Freiliegende Betonstahlbewehrung):

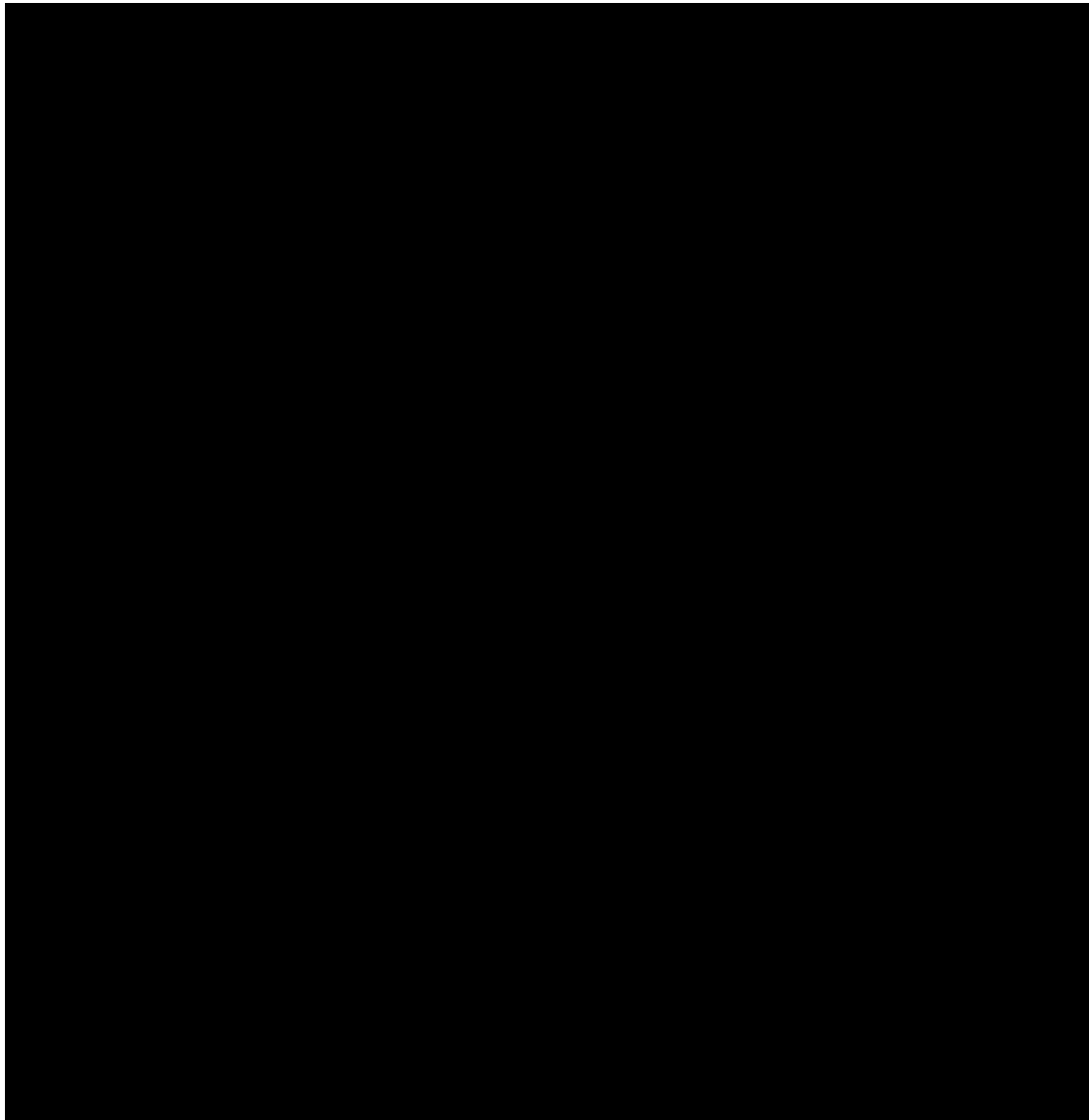
- Es handelt sich um ein in allen Feldern der Rampenbauwerke auftretendes Problem (insgesamt ca. 2000 Schadstellen). Trotz größerer Schwankungen bezüglich der Anzahl handelt es sich um ein relativ gleichmäßig verteiltes Phänomen; Ost- und Westrampe sind in gleicher Größenordnung betroffen.
- Die Schadstellen befinden sich fast vollständig (ca. 90%) an den Außenseiten des Bauwerks
- Eine leichte Häufung der Schadstellen ist an der Unterseite der Bodenplatte festzustellen
- Eine besondere Schwachstelle stellt der Anschlussbereich Steg/Bodenplatte dar. Ungefähr 25% aller freiliegenden Betonstahlstäbe sind in diesem Bereich vorzufinden.
- Im Zeitraum von 2000 bis 2007 hat sich die Anzahl der erfassten freiliegenden Bewehrungsstäbe nahezu verdoppelt.



In Bezug auf die Ursachen können folgende Aussagen gemacht werden:

- Ein großer Anteil der freiliegenden Bewehrung (ca. 25%) befindet sich an der Unterseite im Bereich des Anschlusses der Stege. An diesen Stellen liegen die für dieses Bauwerk typischen Schwachstellen infolge mangelhafter Verdichtung des Betons vor (Kies-/Abfallnester und Hohlstellen, siehe Abschnitt 4.2.4) und es treten vermehrt Abplatzungen auf; die freiliegende Bewehrung kann in diesen Bereichen oft auf ein Abplatzen des schlecht verdichteten Betons zurückgeführt werden. Ein Abplatzen aufgrund korrosiver Expansion des Stahls ist hier nur in Ausnahmefällen als Ursache zu vermuten.

- Die in größeren Flächen (d.h. nicht in Anschlussbereichen) freiliegende Bewehrung ist ungefähr entsprechend der Flächenanteile von Steg, Bodenplatte und Kragplatte verteilt, mit leichtem Schwerpunkt auf der Bodenplatte; es ist allerdings zu beachten, dass die Verteilung auf die einzelnen Flächen teilweise extrem unterschiedlich ist. Die in Flächen freiliegende Bewehrung ist auf das Fehlen der Betondeckung oder auf Abplatzungen aufgrund mechanischer Beanspruchung der zu geringen Betondeckung zurückzuführen; karbonatisierungsinduzierte Korrosion der Bewehrung dürfte ebenfalls eine gewisse Rolle spielen.

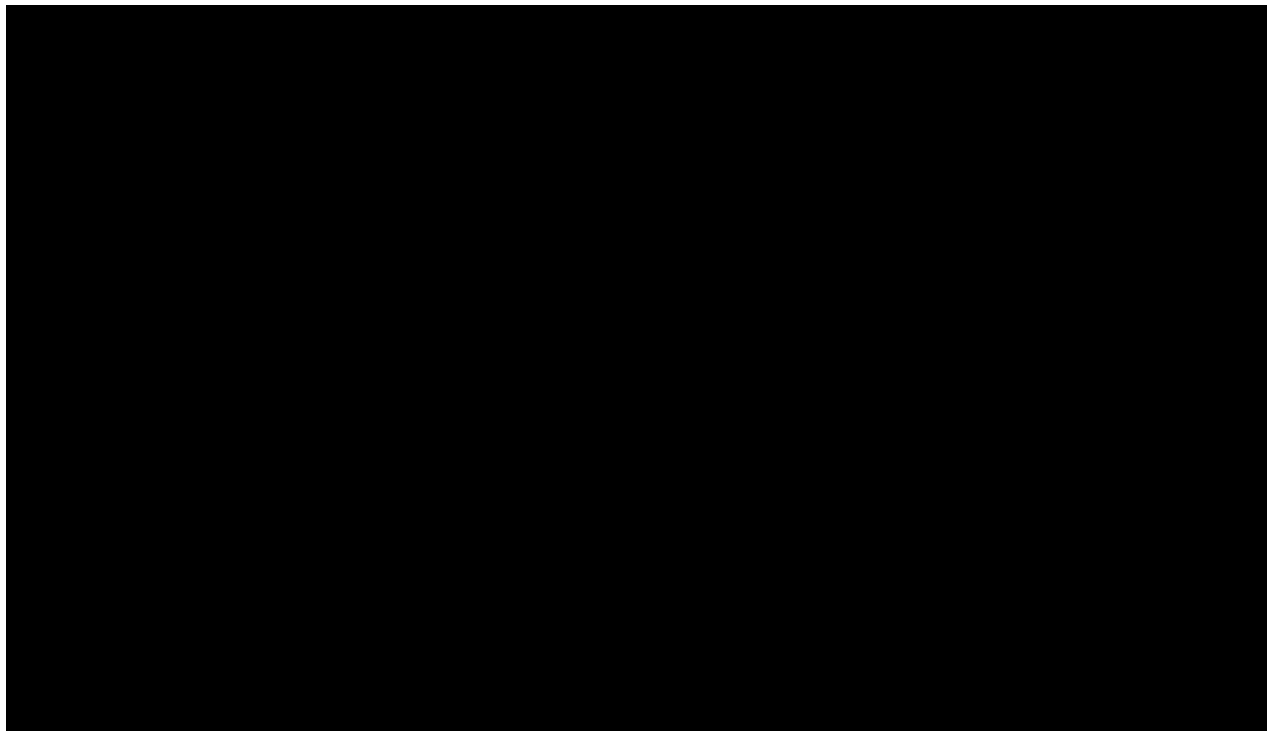


4.2.3. Betonabplatzungen

Abplatzungen resultieren im Allgemeinen aus raumfordernden Prozessen wie z.B. Alkali-Kieselsäure-Reaktion und Korrosion. Auch mechanische (Spannungen) oder physikalische (Frost) Beanspruchungen können zu Abplatzungen führen.

In Bezug auf Betonabplatzungen können folgende Aussagen gemacht werden:

- Es handelt sich um ein in fast allen Feldern des Rampenbauwerks auftretendes Problem (insgesamt ca. 220 Abplatzungen, 85% aller der Überbaufelder sind betroffen). Trotz einer größeren Schwankung bezüglich der Anzahl handelt es sich um ein relativ gleichmäßig verteiltes Phänomen; Ost- und Westrampe sind in gleicher Größenordnung, mit einem gewissen Schwerpunkt auf der Westrampe, betroffen.
- Die Schadstellen befinden sich zu einem großen Anteil (ca. 80%) an den Außenseiten des Bauwerks.
- Eine leichte Häufung der Schadstellen ist an der Unterseite der Bodenplatte festzustellen.
- Eine besondere Schwachstelle stellt der Anschlussbereich Steg/Bodenplatte dar. Bei ca. 50% der Überbaufelder sind in diesem Bereich Abplatzungen vorzufinden, der Anteil dieser Art der Abplatzungen an der gesamten Anzahl beträgt ca. 20%
- Im Zeitraum von 2000 bis 2007 hat sich die Anzahl der erfassten Abplatzungen um 42% erhöht; an den Außenseiten der Fahrbahnplatte stieg die Anzahl um einen Faktor 2.

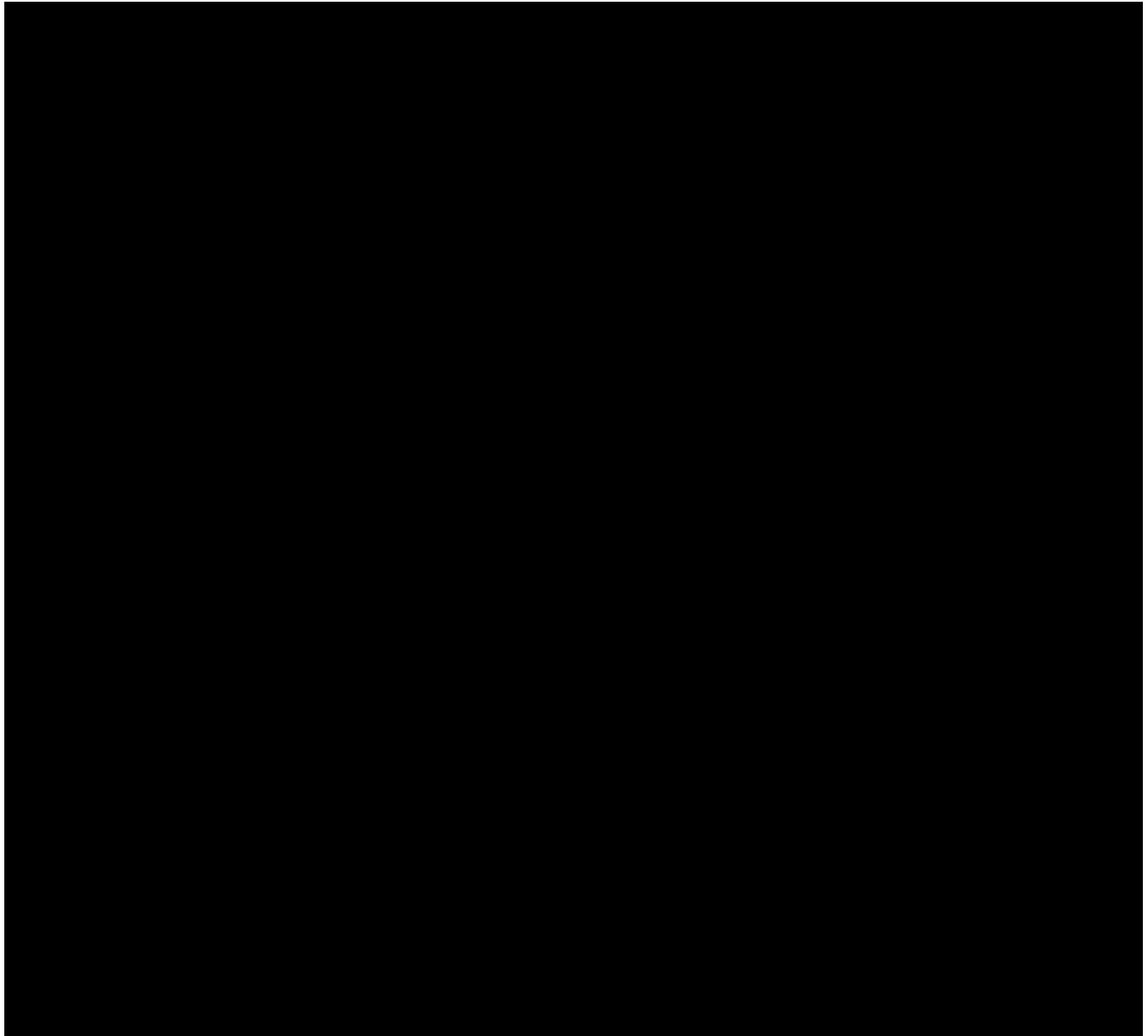


In Bezug auf die Ursachen können zurzeit folgende Aussagen gemacht werden:

- Ein großer Anteil der Abplatzungen (ca. 20%) befindet sich im Bereich des Anschlusses der Stege. An diesen Stellen liegen die für dieses Bauwerk typischen Schwachstellen infolge mangelhafter Verdichtung des Betons vor (Kies-/Abfallnester und Hohlstellen, siehe Abschnitt 4.2.4) und es treten vermehrt Abplatzungen auf. Ein Abplatzen aufgrund korrosiver Expansion des Stahls ist hier nur in Ausnahmefällen als Ursache zu vermuten



- Die in größeren Flächen (d.h. nicht in Anschlussbereichen) auftretenden Abplatzungen sind ungefähr entsprechend der Flächenanteile von Steg, Bodenplatte und Kragplatte verteilt, mit leichtem Schwerpunkt auf der Bodenplatte; es ist allerdings zu beachten, dass die Verteilung auf die einzelnen Flächen teilweise extrem unterschiedlich ist. Die in Flächen auftretenden Abplatzungen sind auf mechanische Beanspruchung der zu geringen Betondeckung zurückzuführen; karbonatisierungsinduzierte Korrosion der Bewehrung dürfte ebenfalls eine gewisse Rolle spielen.



4.2.4. Kiesnester, Hohlstellen

In Bereichen von Kiesnestern und Hohlstellen liegt aufgrund der nicht gegebenen Umhüllung der Bewehrung kein alkalisches Milieu vor; der Korrosionsschutz ist somit nicht gewährleistet. Zusätzlich ist an diesen Stellen der Verbund zwischen Bewehrung und Beton gestört bzw. nicht vorhanden.

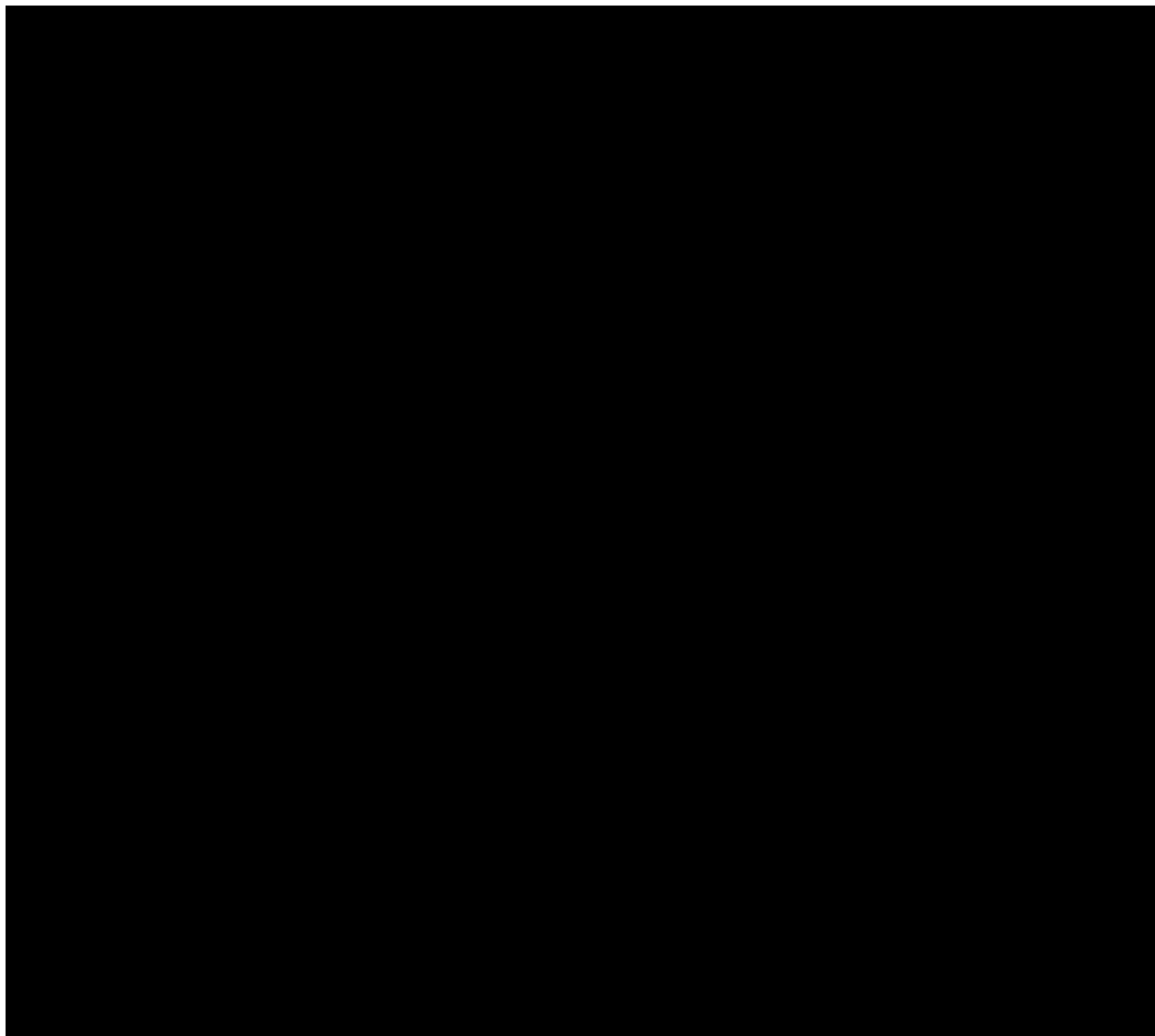
In Bezug auf Kiesnester und Hohlstellen können folgende Aussagen gemacht werden:

- Es handelt sich um ein in fast allen Feldern der Rampenbauwerke auftretendes Problem (insgesamt etwa 400 Kiesnester - z.T. Abfallnester - und 170 Hohlstellen). Trotz einer größeren Schwankung bezüglich der Anzahl handelt es sich um ein relativ gleichmäßig verteiltes Phänomen; Ost- und Westrampe sind in gleicher Größenordnung, mit einem gewissen Schwerpunkt auf der Westrampe, betroffen.
- Die Schadstellen befinden sich zur Hälfte (ca. 50%) an den Außenseiten des Bauwerks.
- Die Kiesnester und Hohlstellen sind ungefähr gleichmäßig auf die Stege und die Bodenplatte verteilt; auf die Fahrbahnplatte entfallen nur 6% aller Kiesnester und Hohlstellen.
- Eine besondere Schwachstelle stellt der Anschlussbereich Steg/Bodenplatte dar. Auf diesen Bereich entfällt ungefähr die Hälfte (ca. 50%) der Kiesnester und Hohlstellen. Diese Schädigungen verteilen sich jeweils ungefähr zur Hälfte auf die Innen- und Außenseite des Hohlkastens.
- Im Zeitraum von 2000 bis 2007 hat sich die Anzahl der erfassten Kiesnester und Hohlstellen in einigen Abschnitten verändert. Eine Verringerung ist wahrscheinlich auf Sanierungsarbeiten und eine Erhöhung natürlich auf das Entdecken von bereits vorhandenen Kiesnester und Hohlstellen zurückzuführen.

In Bezug auf die Bedeutung von Kiesnestern und Hohlstellen für das Brückenbauwerk können folgende Aussagen gemacht werden:

- Es handelt sich um "eingebaute", d.h. im Ausmaß nicht zunehmende Schwachstellen, die gezielt und dauerhaft behoben werden können.

- Eine im Laufe der Zeit zunehmende Gefährdung der Tragfähigkeit des Bauwerks resultiert dagegen als Folge der Kiesnester und Hohlstellen: Aufgrund der fehlenden Passivierung des Stahls und des leichteren Zutritts von korrosiven Medien kann Korrosion von Spanngliedern und Betonstahlbewehrung auftreten.
- Die Gefährdung der Spannglieder stellt zurzeit sich wie folgt dar: In 15 Überbaufeldern wurden bei Kiesnestern und Hohlstellen insgesamt 23 freiliegende Spannglieder vorgefunden [REDACTED]. Diese Schadstellen befinden sich zu 75% an den Außenseiten des Bauwerks und zu 80% im Bereich des Anschlusses Steg/Bodenplatte. Zwei dieser Schadstellen liegen im Bereich von Koppelfugen (je eines innen und außen), eine Schadstelle im Bereich von [REDACTED] im Hohlkasteninneren (Anschluss Steg/Bodenplatte).



4.2.5. Alkali-Kieselsäure-Reaktion

Alkalitreiben ist auf eine Reaktion zwischen Bestandteilen der Gesteinskörnung (häufig: amorphe und teilkristalline Kieselsäure) und der Porenlösung des Betons zurückzuführen. Die Reaktion kann ablaufen, wenn die Porenlösung einen hohen wirksamen Alkaligehalt aufweist und ausreichend Feuchtigkeit (i.d.R. über Wasserzutritt) zur Verfügung steht; durch einen Chlorideintrag wird die Reaktion begünstigt. Dieser Vorgang ist expansiv; typische Merkmale für AKR sind (siehe Anlage 4.1.6):

- **Ausblühungen** (Alkalipunkte) und Gelausscheidungen: Es ist zu beachten, dass diese Anzeichen durch Wasser aufgelöst werden können und daher oft nur kurzfristig wahrnehmbar sind.
- **Ausplatzungen** und Abplatzungen: Hierbei kann es sich primär auf AKR zurückführbare trichterförmige Ausplatzungen (pop outs) über reaktionsfähigen Zuschlagkörnern, die sich dicht unter der Oberfläche befinden handeln. Möglich sind auch größere Abplatzungen durch Überlagerung und gegenseitige Verstärkung der AKR mit anderen Schädigungsmechanismen.
- **Netzrisse**: Es handelt sich um oberflächennahe Risse mit netzartigem Muster. Die Risse reichen meistens nur 5 cm (max. 10 cm) in den Querschnitt hinein. Bei gering beanspruchten Bauteilen zeigt sich eher ein netzartiges Rissmuster, bei hoch beanspruchten Bauteilen (z.B. Stützen) verlaufen die Risse tendenziell in Richtung der Drucktrajektorien.
- **Schalenrisse**: Hierbei handelt es sich um Rissflächen innerhalb des Querschnitts, die mehr oder weniger parallel zur Außenfläche des Bauteils verlaufen. Schalenrisse sind ein eindeutiges Indiz dafür, dass schädigende AKR stattgefunden hat.

Bis heute liegen keine Forschungsergebnisse vor, die eine Prognose der zeitlichen Entwicklung des AKR-bedingten Schadensausmaßes erlauben würden. Grundsätzlich sind Zuschläge, die alkalireaktive und noch nicht reagierte Kieselsäure enthalten, dauerhaft reaktionsfähig. So kann auch bei über 30 Jahre alten Bauteilen, die bereits Oberflächen- und Schalenrisse in den Randschichten aufweisen, bei Feuchtigkeit Zutritt im Bauteilinneren Alkali-Kieselsäure-Reaktion auftreten; mit fortschreitender Zeit nimmt sie aufgrund des Verbrauchs an reaktiven Bestandteilen jedoch ab.

Mögliche Auswirkungen von Alkali-Kieselsäure-Reaktionen auf die Festbetoneigenschaften sind:

- In verschiedenen Untersuchungen konnte eine Reduktion der Druckfestigkeit nachgewiesen werden; je nach Autor liegt diese bei 40% - 60 bzw. 15% - 40%. Die daraus resultierende Minderung der Tragfähigkeit der Bauteile ist stark abhängig von der Art der Beanspruchung. Wichtiger als die Reduktion der Druckfestigkeit ist oftmals die Frage, ob sich beispielsweise durch Schalenrisse Bauteile vom Bauteil abgelöst haben.
- Untersuchungen an Prüfkörpern in Bauteilgröße und Probelastungen an bestehenden Tragwerken zeigen eine deutliche Reduktion der Steifigkeit von Bauteilen, die AKR ausgesetzt waren.

Die **Gefährdung** der Spannbetonrampen der Köhlbrandbrücke durch AKR wurde **bereits während des Baus erkannt**. Mit entsprechenden Untersuchungen wurde festgestellt, dass die verwendete Gesteinskörnung auch "bedingt brauchbare" Zuschläge enthält. Im Untersuchungsbericht des Forschungsinstituts der Zementindustrie wurde die Verwendung von NA-Zement empfohlen. Der Brückenüberbau wurde jedoch als "trockenes Bauteil" eingestuft, und es wurde - trotz eines Alkaligehalts von 3,0 bis 3,6 kg/m³ - auf eine solche Maßnahme verzichtet.

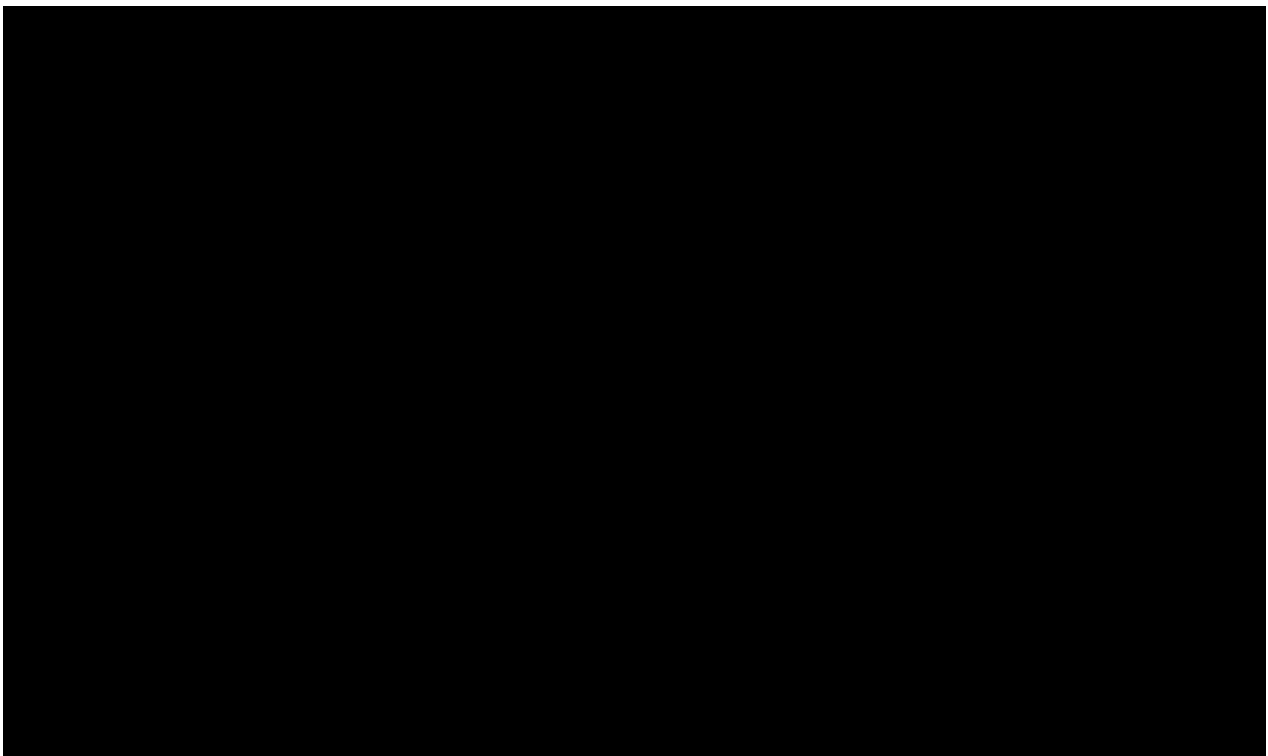
Erste Anzeichen für AKR wurden im Jahr 1975 festgestellt. Typische Schadensbilder waren: Ausblühungen, Ausplatzungen und Geltröpfen. Im Rahmen späterer Untersuchungen (z.B. 1987) wurden auch AKR-typische Rissbilder dokumentiert. Die neusten Untersuchungen aus dem Jahr 2005 bestätigten, dass der Beton weiterhin über ein Treibpotential verfügt.

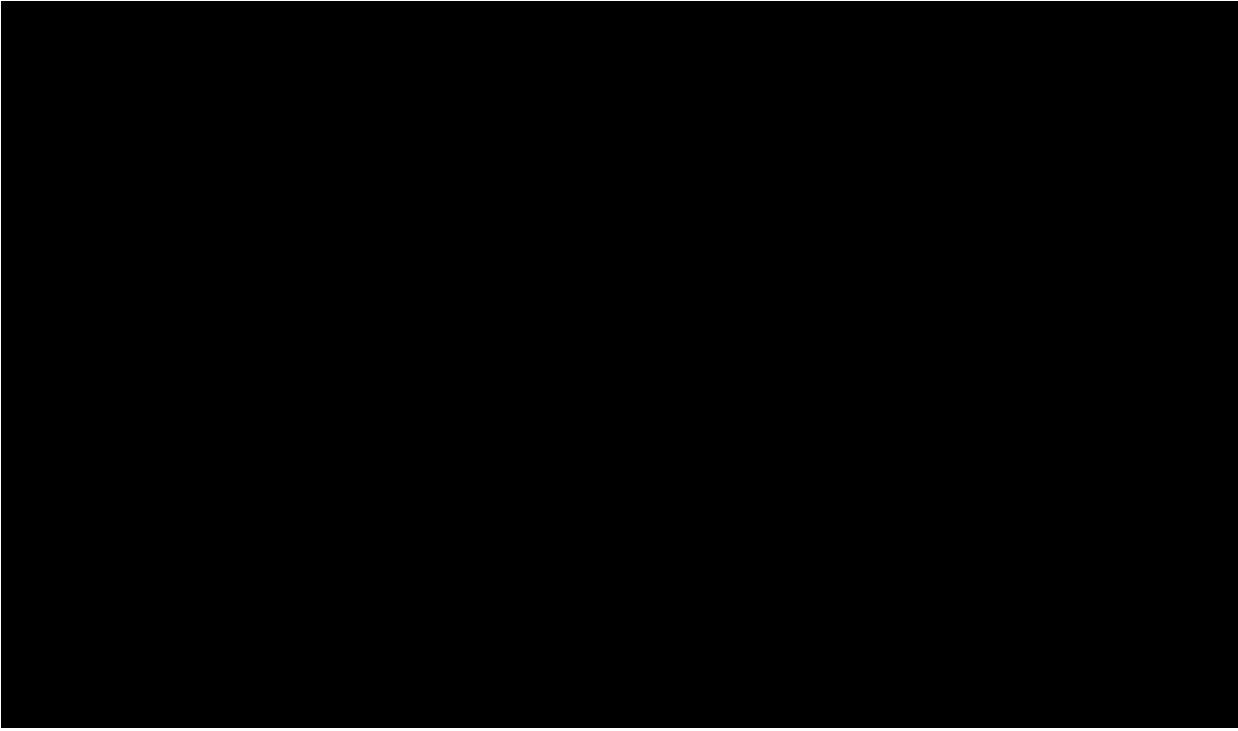
In Bezug auf Alkali-Kieselsäure-Reaktion können folgende Aussagen gemacht werden:

- Das gesamte Rampenbauwerk ist durch Alkali-Kieselsäure-Reaktion gefährdet, Anzeichen für eingetretene Reaktionen (Alkalipunkte und/oder Netzzrisse) treten in fast allen Feldern auf (90% aller Felder sind betroffen)
- Die Alkalipunkte befinden sich zu 65% an den Stegen und zu 35% an der Fahrbahnplatte; auf die Bodenplatte entfallen nur 3% der Alkalipunkte.
- Ca. 60% der Alkalipunkte liegen im Innern des Hohlkastens; sie befinden sich zu ca. 60% an der Steginnenseite und zu 40% an der Unterseite der Fahrbahnplatte.

Im Rahmen der Hauptprüfung 2007 wurde keine bedeutende Zunahme an Alkalipunkten festgestellt.

- Die in den letzten Jahren deutlich vermehrt aufgetretenen Netzzrisse können auf Alkali-Kieselsäure-Reaktion hindeuten (siehe Abschnitt 4.2.6).





In Bezug auf die Bedeutung von Alkali-Kieselsäure-Reaktion für das Brückenbauwerk können folgende Aussagen gemacht werden:

- Aufgrund der Verwendung von AKR-empfindlichen Zuschlägen und des Verzichts auf NA-Zement ist das Bauwerk grundsätzlich gefährdet.
- Der anfänglich enthaltene Alkaligehalt in der bereits reaktionsermöglichenden Größenordnung von 3,0 bis 3,6 kg/m³ kann sich durch das Eindringen von chloridhaltigem Wasser weiter erhöht haben.
- Das Auftreten von AKR wurde in Teilbereichen bereits bestätigt (oberflächliche Ausblühungen in Form von "Alkalipunkten" und eingetretene AKR in hochbelasteten Anschlussbereichen unter undichten Übergangskonstruktionen).
- Die deutliche Zunahme von Netzkissen im Zeitraum zwischen den Brückenprüfungen 2000 und 2007 in weiten Bereichen der Rampenbauwerke kann auf Alkali-Kieselsäure-Reaktion hindeuten.

4.2.6. Risse

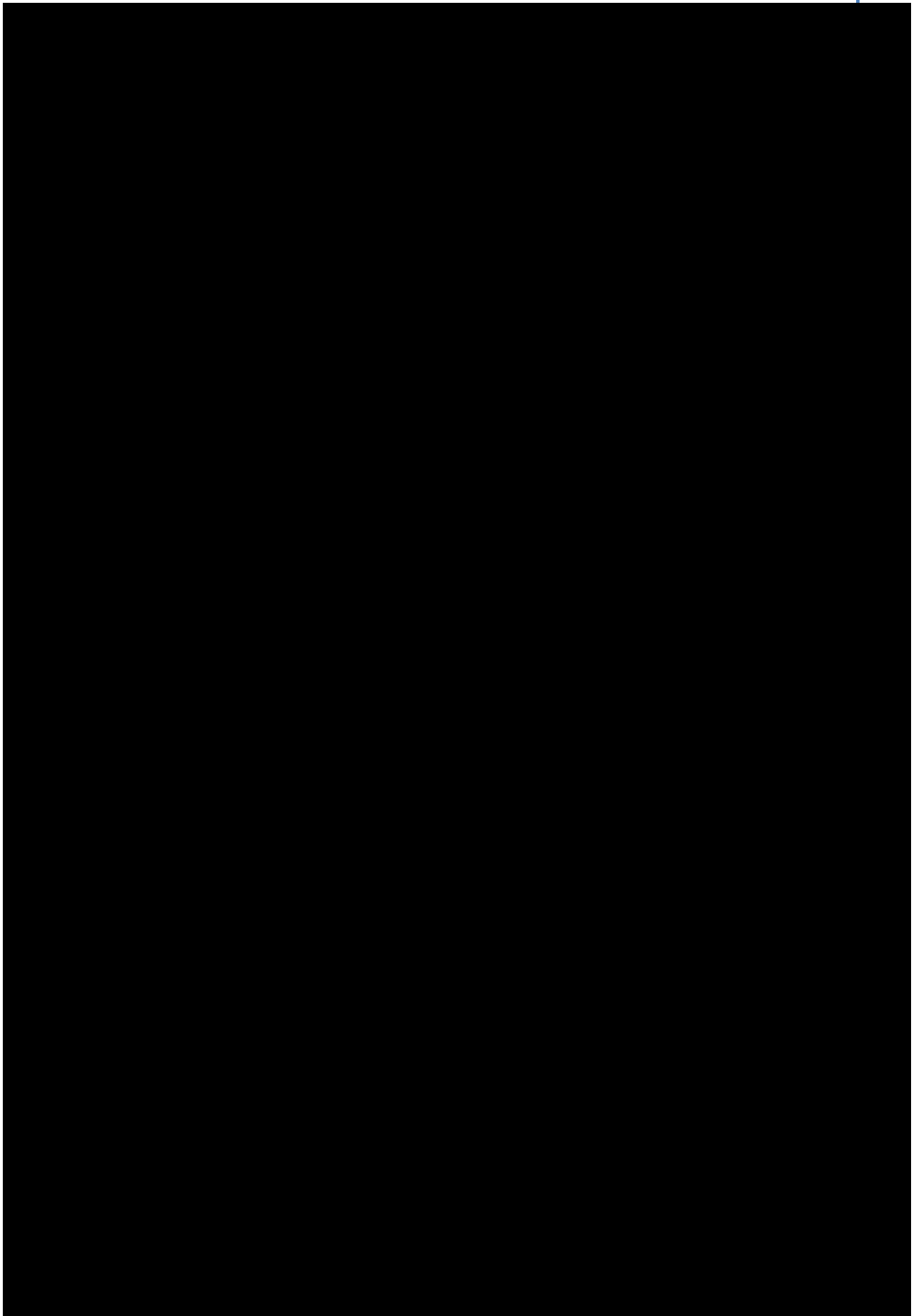
Risse können auf Belastungen (statisch, dynamisch) oder auf aufgezwungene bzw. behinderte Verformungen des Tragwerks zurückzuführen sein (Statik). Andererseits können Risse als Folge von Schädigungen auftreten (z.B. Bewehrungskorrosion, Alkali-Kieselsäure-Reaktion, Frosteinwirkung); eine eindeutige Zuordnung zu einer Rissursache ist oft nicht möglich. Ein erhöhtes Korrosionsrisiko besteht dann, wenn Risse Breiten > ca. 0,3 mm aufweisen; als besonders gefährdend gelten Trennrisse.

Im Rahmen dieser Untersuchungen wird unterschieden zwischen (a) Schrägrissen, (b) Querrissen, (c) Längsrissen, (d) Netzkissen, (e) Schalenrissen und. Im Folgenden sind diese Rissarten einzeln beschrieben.

(a) Schrägrisse

Schrägrisse (schräg in Bezug auf die Brückenachse) können auf konstruktive Besonderheiten (z.B. Lagernähe, Koppelfugen) oder aber auch, falls sie in den Stegen auftreten, auf hohe Querkraftbeanspruchungen hindeuten. In Bezug auf die Häufigkeit des Auftretens und die Verteilung der Schrägrisse können folgende Aussagen gemacht werden:

- Schrägrisse treten in fast allen Feldern des Rampenbauwerks auf (insgesamt ca. 750 Schrägrisse). Trotz größerer Unterschiede in einzelnen Abschnitten sind Ost- und Westrampe in gleicher Größenordnung betroffen.
- 68% aller Schrägrisse befinden sich in den Stegen, 26% in der Fahrbahnplatte und 6% in der Bodenplatte.
- Die Schrägrisse liegen zu 60% auf der Außenseite des Überbaus.
- Die Schrägrisse in den Stegen liegen, in Bezug auf die Gesamtzahl, zu ungefähr gleichen Teilen im Bereich von Koppelfugen und in Pfeilernähe. Bei den Pfeilern ist die Mehrzahl der Schrägrisse an der Innenseite zu finden, bei den Koppelfugen auf der Außenseite.
- In Bezug auf eine erhöhte Querkraftbelastung sind insbesondere die Konsolauflagerungen bei den Achsen [REDACTED] zu beachten, die Schrägrisse aufweisen.
- Es fällt auf, dass eine beträchtliche Anzahl der Schrägrisse ein Rissbreite von mehr als 0,2 mm aufweist: Bei Schrägrissen in Richtung des Querkraftabtrags wurden 58 Risse mit einer Rissbreite > 0,20 mm gezählt, von denen 10 Risse ein Rissbreite von > 0,4 mm aufweisen.
- Die Darstellung in den Abwicklungen der Brückenhauptprüfung legt die Vermutung nahe, dass es sich in einzelnen Fällen um Trennrisse (durchgängige Risse) handeln könnte
- Im Zeitraum von 2000 bis 2007 hat die Anzahl der Schrägrisse um 17% zugenommen. Hierbei ist auffällig, dass schwerpunktmäßig die Westrampe von der Zunahme an Schrägrissen im Stegbereich betroffen ist.
- Die neu aufgetretenen Schrägrisse haben in der Regel geringe Rissbreiten von $\leq 0,2$ mm, nur in Ausnahmefällen [REDACTED] sind die neuen Schrägrisse breiter.
- Bemerkenswert ist, dass sich an den hoch beanspruchten Konsolauflagern in den Achsen [REDACTED] neue Schrägrisse [REDACTED] gebildet haben, wenn auch mit geringer Rissbreite.
- Eine Rissverbreiterung konnte bei 4 Rissen in der Fahrbahnplatte, 3 Rissen in der Bodenplatte und 10 Rissen in den Stegen festgestellt werden. In den Stegen befanden sich hiervon 2 verbreiterte Schrägrisse in Richtung des Lastabtrags der Querkraft [REDACTED].
- Die Anzahl der ebenfalls auftretenden Schrägrisse in Fahrbahn- und Bodenplatte hat sich im Zeitraum 2000 - 2007 ebenfalls erhöht [REDACTED].



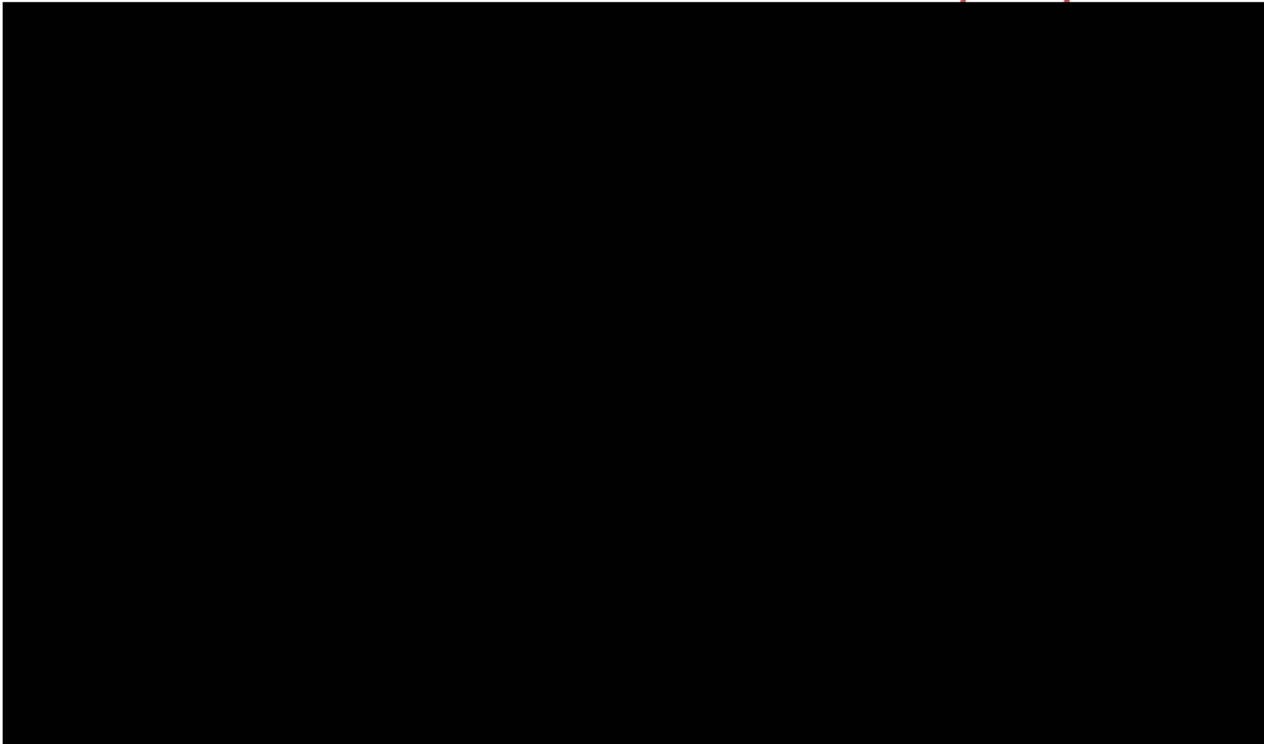
In Bezug auf die Bedeutung der erfassten Schrägrisse auf das Brückenbauwerk können folgende Aussagen gemacht werden:

- Die deutliche Zunahme an erfassten Schrägrissen in den Stegen ist durch eine statische Überbeanspruchung nur bedingt erklärbar, da die Hauptzugspannungen im Steg unter Gebrauchslasten nur in einer Größenordnung von 50% bis 90% des 5%-Fraktilwerts der Zugfestigkeit auftreten. Auch unter der Annahme eines Abfalls der Vorspannkraft bis auf 40% des ursprünglichen Werts und der zusätzlichen Annahme einer um 50% erhöhten Verkehrslast, ist nur im oberen Anschluss des Stegs an die Fahrbahnplatte eine Überschreitung von $f_{ctk;0,05}$ zu erwarten.
- Denkbar ist, dass die Zugfestigkeit aufgrund von Mikrorissbildung (z.B. Schwinden, Temperatur, Ermüdung, Alkali-Kieselsäure-Reaktion) vermindert ist.
- Trennrisse haben erhöhte Ermüdungsbeanspruchung der Querkraftbewehrung zur Folge. Zusätzlich wird das Korrosionsrisiko erhöht. Gleiches gilt für die teilweise großen Rissbreiten von 0,4 mm.
- Die Tatsache, dass nur in Ausnahmefällen eine Verbreiterung von Rissen im Steg festgestellt worden ist, ist in Bezug auf die vorhandene Tragsicherheit positiv zu beurteilen.

(b) Querrisse

Querrisse verlaufen quer zur Brückenlängsachse. Insbesondere im Bereich von Koppelfugen, wo herstellungsbedingt oberflächennahe Querrisse auftreten können, sind Querrisse in Bezug auf eine Ermüdungsbeanspruchung bedeutsam. Zusätzlich können Querrisse, insbesondere in der Bodenplatte im Bereich der Feldmitten und in der Fahrbahnplatte über den Zwischenstützen, auf eine hohe Biegebeanspruchung oder einen verminderten Biegewiderstand (z.B. Spanngliedausfall) hindeuten.

- Insgesamt wurden 2007 im Rahmen der Brückenprüfung ca. 1700 Querrisse erfasst. Ein Großteil der Querrisse entfällt auf die Stege (ca. 69 %). Auf die Unterseite Fahrbahnplatte entfallen ca. 20% und auf die Bodenplatte ca. 11%.
- Im Zeitraum 2000 – 2007 sind über 100 neue Querrisse aufgetreten und es haben sich ca. 20 bereits bestehende Risse verbreitert.



Aufgrund der großen Anzahl der Querrisse und der Möglichkeit, dass eine Vielzahl der Risse bereits während der Herstellung oder aber aufgrund von Zwängungen entstanden sein können, werden im Rahmen der weiteren Untersuchung nur folgende Risse detailliert betrachtet:

- Risse mit Breiten $> 0,4$ mm
- Risse, deren Breiten sich gegenüber der Hauptprüfung 2000 vergrößert haben
- neue Risse

In Bezug auf den Ort des Auftretens werden folgende Risse unterschieden:

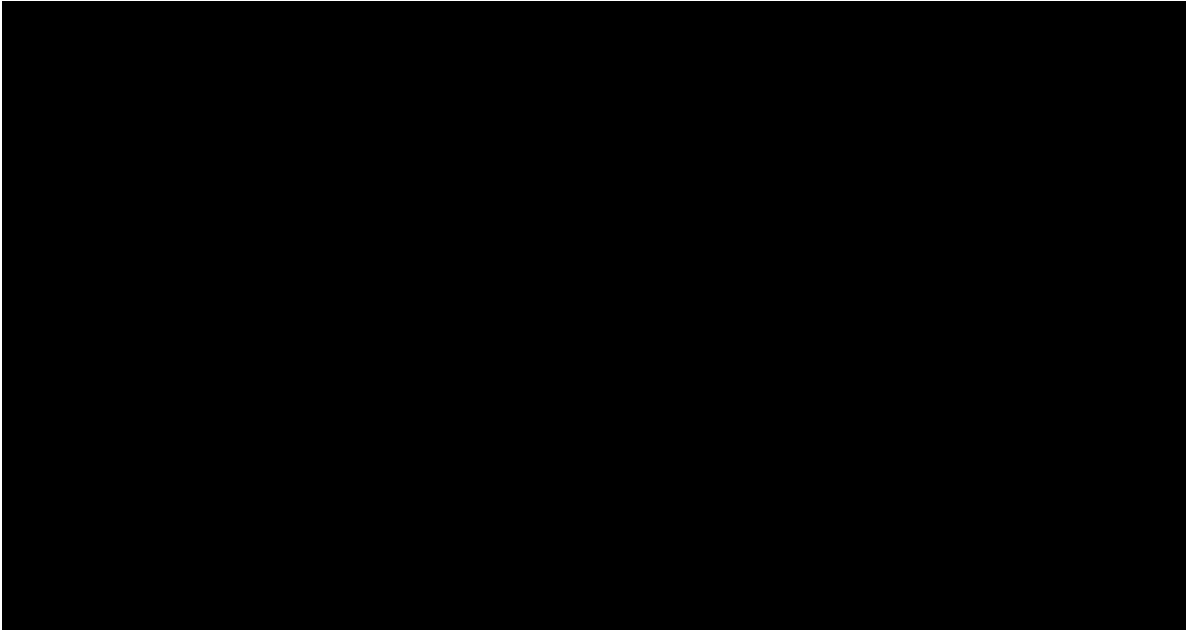
- Querrisse in den Stegen
- Querrisse in der Bodenplatte
- Querrisse in der Fahrbahnplatte

(b1) Querrisse in Stegen

- Ein Großteil der erfassten Querrisse entfällt auf die Stege (ca. 69 %). Diese Risse treten in allen Bereichen der Stege auf - im 1. Drittel, in Feldmitte, im 3. Drittel und bei Koppelfugen. Sie befinden sich an der Innen- und an der Außenseite, verlaufen zum Teil über die gesamte Steghöhe und sind teilweise möglicherweise durchgängig.
- Zu beachten ist, dass bei der Hauptprüfung 2007 eine Zunahme von Querrissen in den Stegen festgestellt wurde (**ca. 50 neue Querrisse in Stegen**). Die Rissbreiten der meisten neuen Rissen sind gering ($< 0,1$ mm), an einigen Koppelstellen traten jedoch neue Risse mit Breiten von 0,4 mm auf.



- Zusätzlich wurde bei 15 Rissen eine Verbreiterung festgestellt, meistens eine Verbreiterung von 0,2 auf 0,3 mm.
- Bereits bei der Hauptprüfung 2000 wurden einige Risse mit Breiten im Bereich 0,8 bis 2,5 mm festgestellt.
- Die Risse treten zu einem größeren Anteil (zu 63%) an der Außenseite der Stege auf.



(b2) Querrisse in der Bodenplatte

- Auf die Bodenplatte der Rampenbauwerke entfällt nur ein kleiner Anteil der erfassten Querrisse (ca. 11%, 190 von insgesamt ca. 1700). Ein auffallend großer Anteil der Querrisse in der Bodenplatte (ca. 40%) tritt bei Koppelfugen auf. Die nicht im Bereich von Koppelfugen verlaufenden Querrisse (ca. 110) sind auf die übrigen Bereich der Bodenplatte verteilt.
- Zu beachten ist, dass im Rahmen der Hauptprüfung 2007 eine starke Zunahme von Querrissen in der Bodenplatte festgestellt wurde (**ca. 50 neue Querrisse in der Bodenplatte**). Die Rissbreiten der meisten neuen Rissen sind gering ($<0,2$ mm), an einigen Koppelstellen traten jedoch neue Risse mit Breiten von 0,3 bis 0,5 mm auf.
- Bereits bei der Hauptprüfung 2000 wurden im Feld zwischen den Achsen 56 und 57 (Breslauer Rampe) einige Risse mit Breiten bis zu 0,8 mm festgestellt; diese sind teilweise durchgängig.
- Die Risse treten größtenteils (zu 75%) an der Unterseite der Bodenplatte auf.

(b3) Querrisse in der Fahrbahnplatte

- Auf die Fahrbahnplatte [REDACTED] der Rampenbauwerke entfällt nur ein kleiner Anteil der erfassten Querrisse (ca. 20%, ca. 340).



- Ein großer Anteil der Querrisse in der Fahrbahnplatte (ca. 60%) tritt bei Koppelfugen auf, von denen sich die meisten (ca. 170) an der Unterseite der Kragplatten, also an der Außenseite, befinden. Eine weitere Konzentration (ca. 10 %) tritt im Bereich der Pfeiler, also im Bereich des Stützmoments, auf. Diese Querrisse befinden sich bis auf eine Ausnahme alle an der Unterseite der Kragarme.
- Bei der Hauptprüfung 2007 wurde nur eine geringe Zunahme von Querrissen in der Fahrbahnplatte festgestellt (ca. 15 neue Querrisse in der Fahrbahnplatte). Mit einer Ausnahme (0,3 mm) sind die Rissbreiten der meisten neuen Rissen gering ($<0,2$ mm).
- Die Risse treten größtenteils (80%) außen an der Unterseite der Fahrbahnplatte, und nur zu 20% an der Hohlkastendecke (innen) auf.

In Bezug auf die Bedeutung der erfassten Querrisse auf das Brückenbauwerk können folgende Aussagen gemacht werden:

- Die Zunahme an erfassten Querrissen in den Stegen ist durch eine statische Überbeanspruchung nur bedingt erklärbar. Unter Gebrauchslasten ergibt sich nur im Bereich der Feldmitten im Anschlussbereich Steg/Bodenplatte eine knappe Überschreitung des 5%-Fraktilwerts der Zugfestigkeit. Näher bei den Auflagern liegen die Hauptzugspannungen im unteren Bereich der Stege bei etwa 70% bis 90% des 5%-Fraktilwerts der Zugfestigkeit.
- Neu erfasste Querrisse im Bereich von Koppelfugen könnten auf eine Schwachstelle hindeuten.
- Die sehr breiten, aber unveränderten Querrisse in den Stegen stellen ein Risiko hinsichtlich Korrosion dar.
- Im Unterschied zu den Querrissen in den Stegen können die Risse in der Bodenplatte besser erklärt werden: Der 5%-Fraktilwert der Zugfestigkeit wird, wenn auch nur vereinzelt, geringfügig überschritten.
- Die meisten Querrisse im Bereich der Koppelfugen der Fahrbahnplatte dürften herstellungsbedingt sein.
- Die Querrisse in den Pfeilerbereichen der Fahrbahnplatte sind über die Beanspruchungen nur bedingt erklärbar; unter Gebrauchslasten treten an der Oberseite der Fahrbahnplatte Zugspannungen von lediglich 50% von $f_{ct,k;0,05}$ auf.
- Die festgestellte Zunahme der Rissbreiten von i.d.R. weniger als 0,1 mm ist als nicht bedenklich einzustufen; grundsätzlich ist ein Anwachsen der Rissbreite jedoch als Warnzeichen zu verstehen.

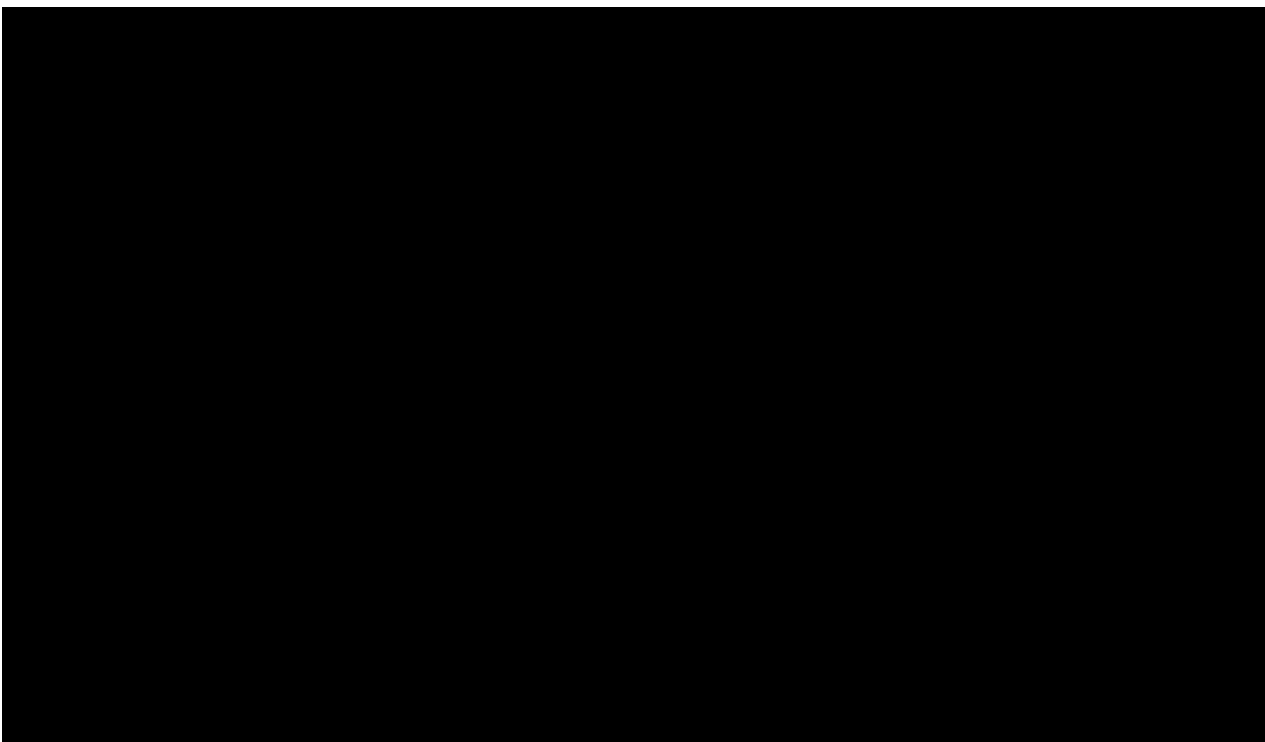
(c) Längsrisse

Grundsätzlich stellen Längsrisse (in Richtung der Brückenachse) hinsichtlich einer Reduktion der Tragfähigkeit keine unmittelbare Gefährdung dar. Eine Ausnahme sind Längsrisse bei Vorliegen von Querzugspannungen und konstruktiven Besonderheiten (z.B. Konsolen, Anschluss Steg/Querträger).

- Beim betrachteten Bauwerk sind ca. 50 % der Risse Längsrisse (ca. 2400). Diese hohe Anzahl dürfte insbesondere im Bereich der Koppelfugen herstellungsbedingt sein; die Hälfte aller Längsrisse ist auf diesen Bereich konzentriert.
- Die restlichen Längsrisse sind ungefähr gleichmäßig über die anderen Bereiche der Felder verteilt. Sie treten vor allem in den Stegen und der Bodenplatte auf. Interessant in Bezug auf den Kraftfluss in Auflagernähe ist das Auftreten von Längsrissen in den Stegen im Bereich der Pfeiler (ca. 140, d.h. ca. 6%). Diese könnten auf eine konstruktive Schwachstelle im Anschlussbereich Steg/Querträger hinweisen.
- Es wurden ca. 16 Längsrisse mit Breiten $> 0,4$ mm festgestellt.
- Im Zeitraum 2000 bis 2007 sind ca. 600 neue Längsrisse aufgetreten und es haben sich ca. 80 bereits bestehende Risse verbreitert. Die verbreiterten Längsrisse befinden sich nahezu alle auf der Außenseite des Überbaus und treten fast ausschließlich in den Stegen und der Bodenplatte auf.

In Bezug auf den Ort des Auftretens werden folgende Risse unterschieden (Längsrisse in der Fahrbahnplatte werden aufgrund der geringen Anzahl nicht betrachtet):

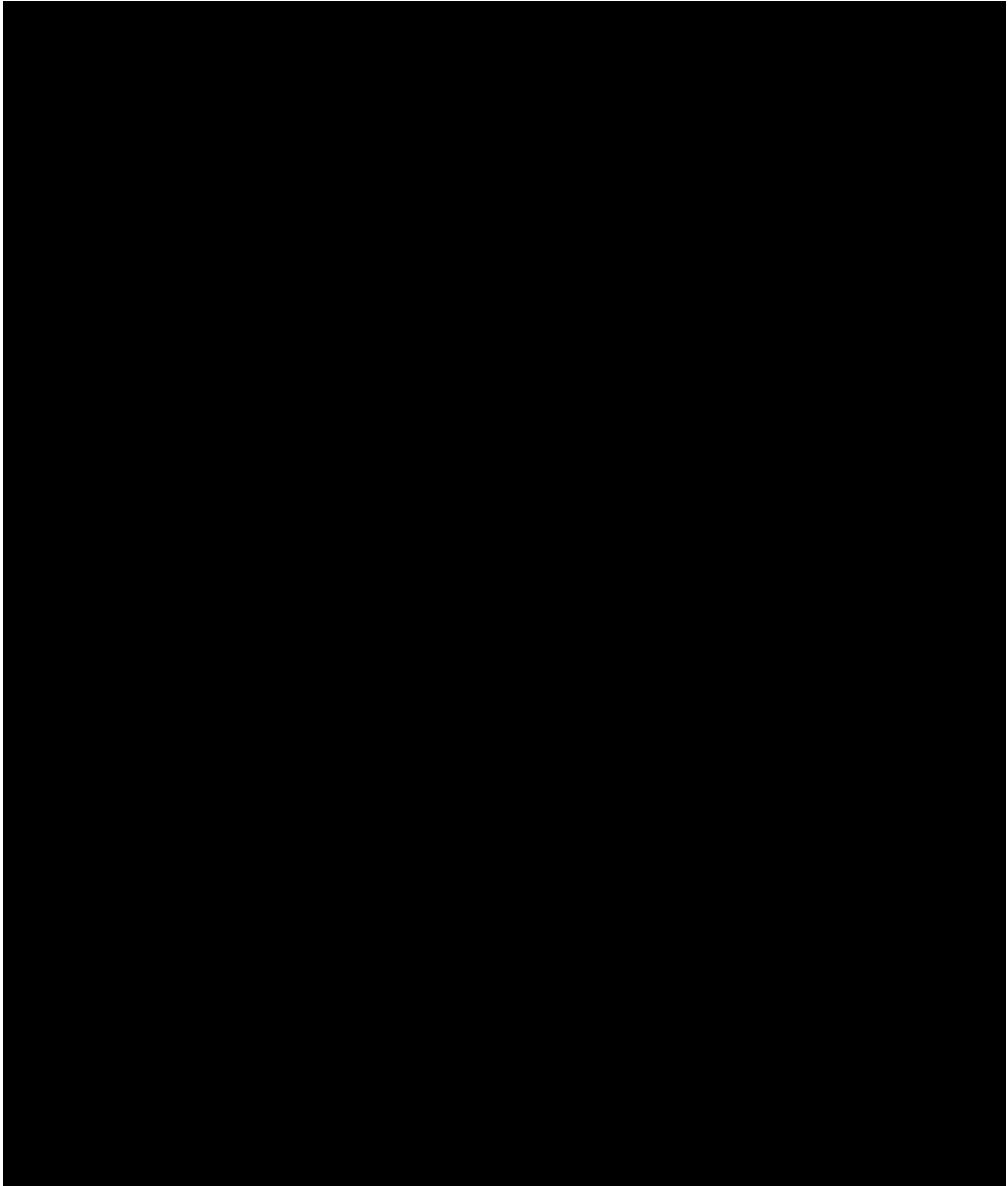
- Längsrisse in den Stegen
- Längsrisse in der Bodenplatte



(c1) Längsrisse in Stegen

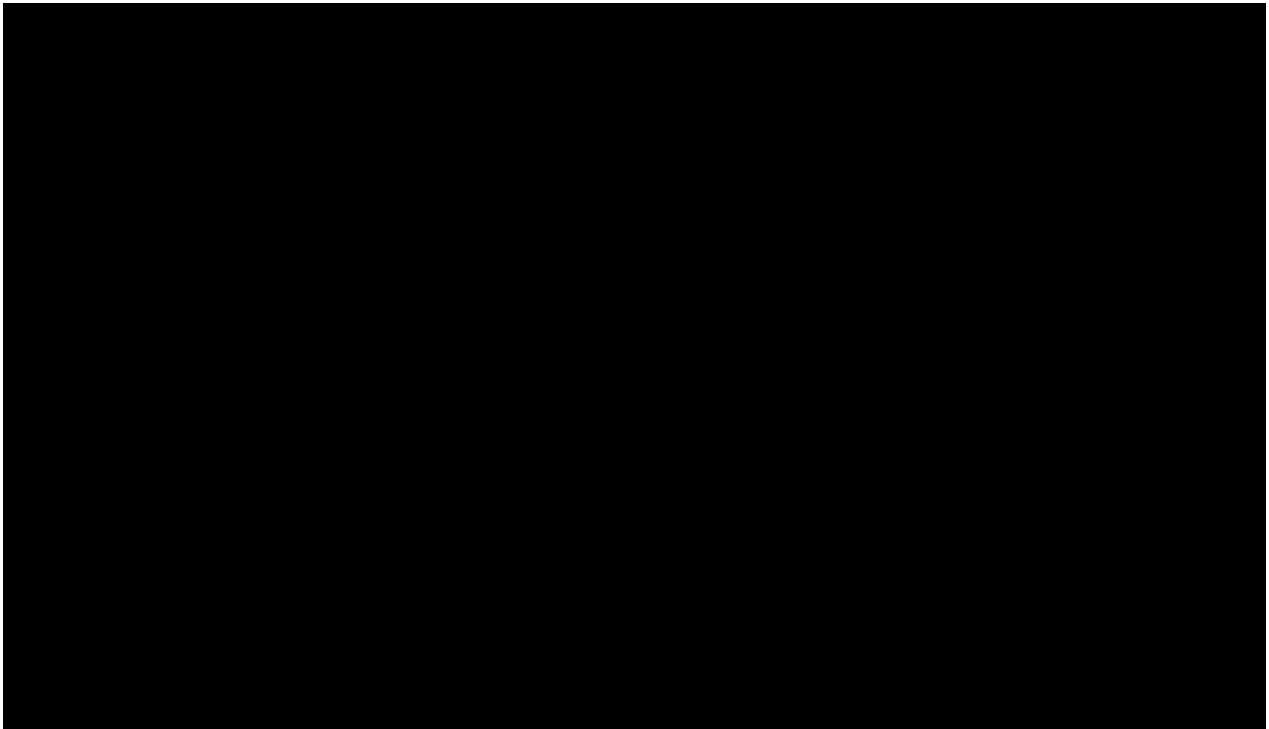
- 30% der Längsrisse in den Stegen treten im Anschluss an Koppelfugen, 15% in der Nähe der Auflager auf; die restlichen 55% verteilen sich auf die übrigen Bereiche der Felder.

- Im Rahmen der Hauptprüfung 2007 wurde eine deutliche Zunahme von Längsrissen in den Stegen festgestellt (ca. 250 neue Längsrisse in den Stegen, Zunahme 30%). Eine Verbreiterung konnte bei ca. 34 Rissen festgestellt werden (auf bis zu 0,5 mm).
- In Bezug auf den Kraftfluss in Auflagernähe könnte das Auftreten von Längsrissen in den Stegen (ca. 140, d.h. ca. 6%) bedeutsam sein. Diese Längsrisse treten vor allem in den Stegen der Westrampe im Bereich der Achsen 111 bis 100 auf.
- Bereits bei der Hauptprüfung 2000 wurde ein Riss mit einer Breite von ca. 0,5 mm festgestellt.



(c2) Längsrisse in der Bodenplatte

- 63% der Längsrisse in der Bodenplatte treten im Anschluss an Koppelfugen, 4% in der Nähe der Auflager auf; die restlichen 33% verteilen sich auf die übrigen Bereiche der Felder.
- Im Rahmen der Hauptprüfung 2007 wurde, vor allem in der Westrampe, eine deutliche Zunahme von Längsrissen in der Bodenplatte festgestellt (ca. 300 neue Längsrisse in der Bodenplatte, Zunahme 30%). Ein Drittel der neuen Risse befinden sich im Anschluss an Koppelfugen. Teilweise treten neue Risse mit relativ großen Rissbreiten auf (0,4 bis 0,5 mm). Eine Verbreiterung konnte bei 49 Rissen festgestellt werden (auf bis zu 0,5 mm).
- Fast alle verbreiterten oder neuen Risse treten an der Außenseite auf.
- Bereits bei der Hauptprüfung 2000 wurden einige Risse mit Breiten von 0,5 mm bis 0,7 mm festgestellt.



- In Bezug auf die Bedeutung der erfassten Längsrisse auf das Brückenbauwerk können folgende Aussagen gemacht werden:
- Das Auftreten von Längsrissen in den Stegen im Bereich der Pfeiler (ca. 140, d.h. ca. 6%) könnte bedeutsam sein. Diese Längsrisse treten vor allem in den Stegen der Westrampe im Bereich der Achsen [REDACTED] auf.



(d) Netzsrisse

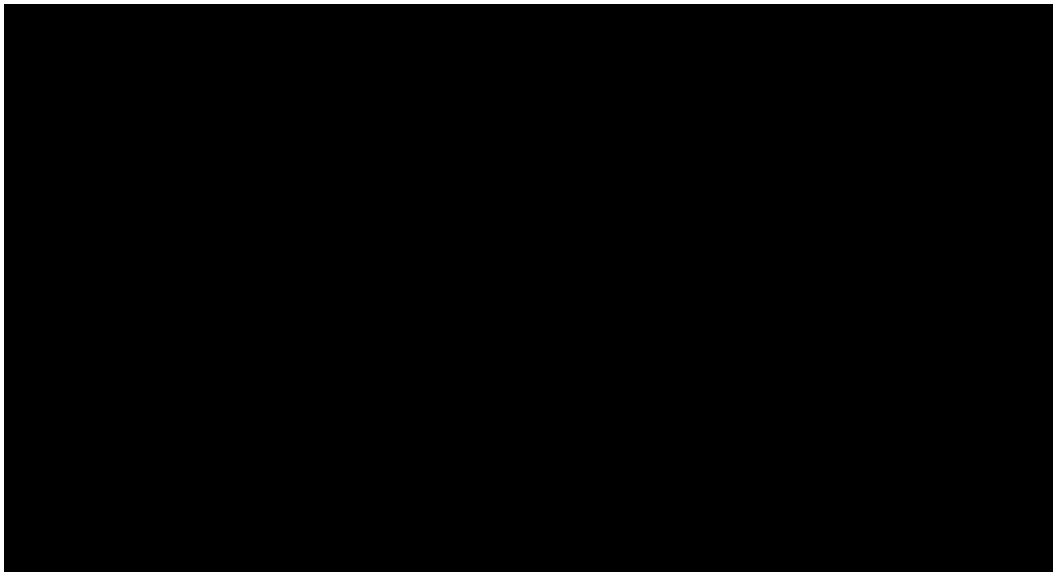
- Netzsrisse in Brückenüberbauten können häufig auf Alkali-Kieselsäure-Reaktion zurückgeführt werden (siehe Kap. 4.2.5).
- Netzsrisse liegen in 90% aller Überbaufelder vor. Insgesamt sind im Rahmen der Hauptprüfung 2007 ungefähr 330 Netzsrisse aufgefunden worden. Die Netzsrisse befinden sich zu ca. 97% auf der Außenseite des Überbaus.
- Die Netzsrisse befinden sich zu 75% in den Stegen, zu 16% in der Bodenplatte und zu 8% in der Fahrbahnplatte.
- Im Zeitraum von 2000 bis 2007 hat die Anzahl der Netzsrisse um 130% zugenommen; auf der Außenseite des Überbaus stieg die Anzahl um 280% in der Bodenplatte (von 14 auf 53) bzw. um 133% in den Stegen (von 102 auf 238).

In Bezug auf die Bedeutung der erfassten Netzzrisse auf das Brückenbauwerk können folgende Aussagen gemacht werden:

- Da Netzzrisse auf Alkali-Kieselsäure-Reaktion hinweisen, kann eine Zunahme von AKR vermutet werden.
- Insbesondere bei Hinweisen auf AKR in den Stegen im Bereich der Pfeiler besteht aufgrund der hohen Querkraftbeanspruchung ein gewisses Risiko (Verminderte Druckfestigkeit des Betons und Gefährdung des Korrosionsschutzes der Querkraftbewehrung durch Rissbildung, erleichtertem Wasserzutritt und Abplatzung der Betondeckung).

(e) Schalenrisse

- Schalenrisse können aufgrund von Alkalitreiben entstehen; bei Druckbeanspruchung werden die Schalenrisse in Kraftrichtung gelenkt.
- Eine Zählung und Zuordnung der vorliegenden Risse konnte nicht erfolgen; Hinweise auf Schalenrisse finden sich in der Fotodokumentation zur Hauptprüfung.



4.2.7. Durchfeuchtungen, Ausblühungen, Salzablagerungen

Im Rahmen der Hauptprüfungen wurden folgende Arten von Feuchtigkeitsschäden festgestellt: Durchfeuchtungen aufgrund konstruktiver Undichtigkeiten (wasserführende Dampfdruckentspannungsrohrchen und Kabeldurchführungen), Kalkwasserdurchdringungen (Ausblühungen) und großflächige Salzablagerungen. In Bezug auf den Ort des Auftretens und die Relevanz für das Bauwerk werden Feuchtigkeitsschäden unterschieden in:

- Feuchtigkeitsschäden und wasserführende Dampfdruckentspannungsrohrchen im Bereich der Fahrbahnplatte
- Salzablagerungen im Bereich der Bodenplatte

- Feuchtigkeitsschäden und undichte Kabeldurchführungen im Bereich der Stege
- Schäden an der Leitung der Brückenentwässerung im Innern des Hohlkastens

In Bezug auf die Bedeutung der erfassten Durchfeuchtungen, Ausblühungen und Salzablagerungen können folgende Aussagen gemacht werden:

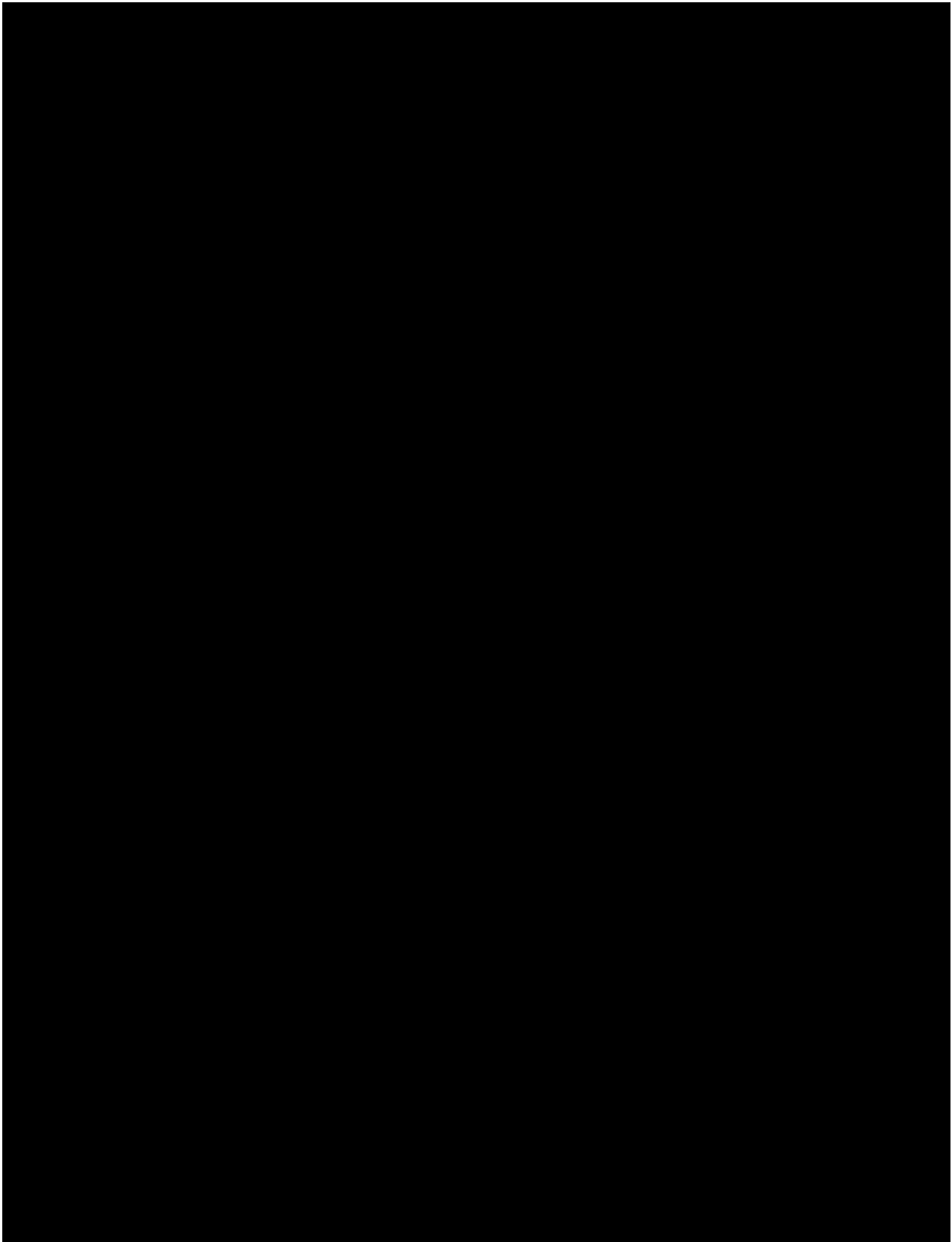
- In der Vergangenheit wurden an der Unterseite der Fahrbahnplatte, sowohl an der Außenseite (Kragplatten) als auch an der Innenseite (Hohlkastendecke), in großem Umfang Kalkwasserdurchdringungen und Salzablagerungen festgestellt. Diese rühren von Undichtigkeiten und Unterläufigkeiten der Fahrbahnabdichtung her.
- Aufgrund dieser Undichtigkeiten (auch bei Kabeldurchführungen und Dampfdruckentspannungs-röhrchen) wurden zusätzlich der Hohlkastenboden und die Stegwände mit Wasser beaufschlagt.
- Im Rahmen der Hauptprüfung 2007 wurde nur eine geringfügige Zunahme des Schadensbilds beobachtet. Besonders zu beachten sind:
- An der Unterseite der Hohlkastendecke (Anschluss an den Mittelsteg) bei den Achsen 10/11 wurde eine großflächige Salzausblühung neu entdeckt.
- Die neu entdeckten Salzablagerungen auf der Bodenplatte im Bereich Achsen [REDACTED] und an den Stegwänden im Bereich der Achsen [REDACTED] können auf Schwachstellen hinweisen.
- Undichte Kabeldurchführungen in den Stegwänden gibt es nach wie vor; bei Achse [REDACTED] wurde sogar eine zusätzliche undichte Kabeldurchführung entdeckt.
- Durch Undichtigkeiten in der Brückenentwässerungsleitung (im Hohlkasten geführt) ist das Eindringen von tausalzhaltigem Wasser in das Innere des Hohlkastens möglich.
- Die Gefährdung des Bauwerks durch das Eindringen von Wasser ist im Vergleich zu früher vermindert, nach wie vor besteht jedoch ein Gefährdungspotential. Speziell die Anreicherung des Betons mit Chloriden muss im Hinblick auf die Gefährdung durch AKR wirksam verhindert werden.

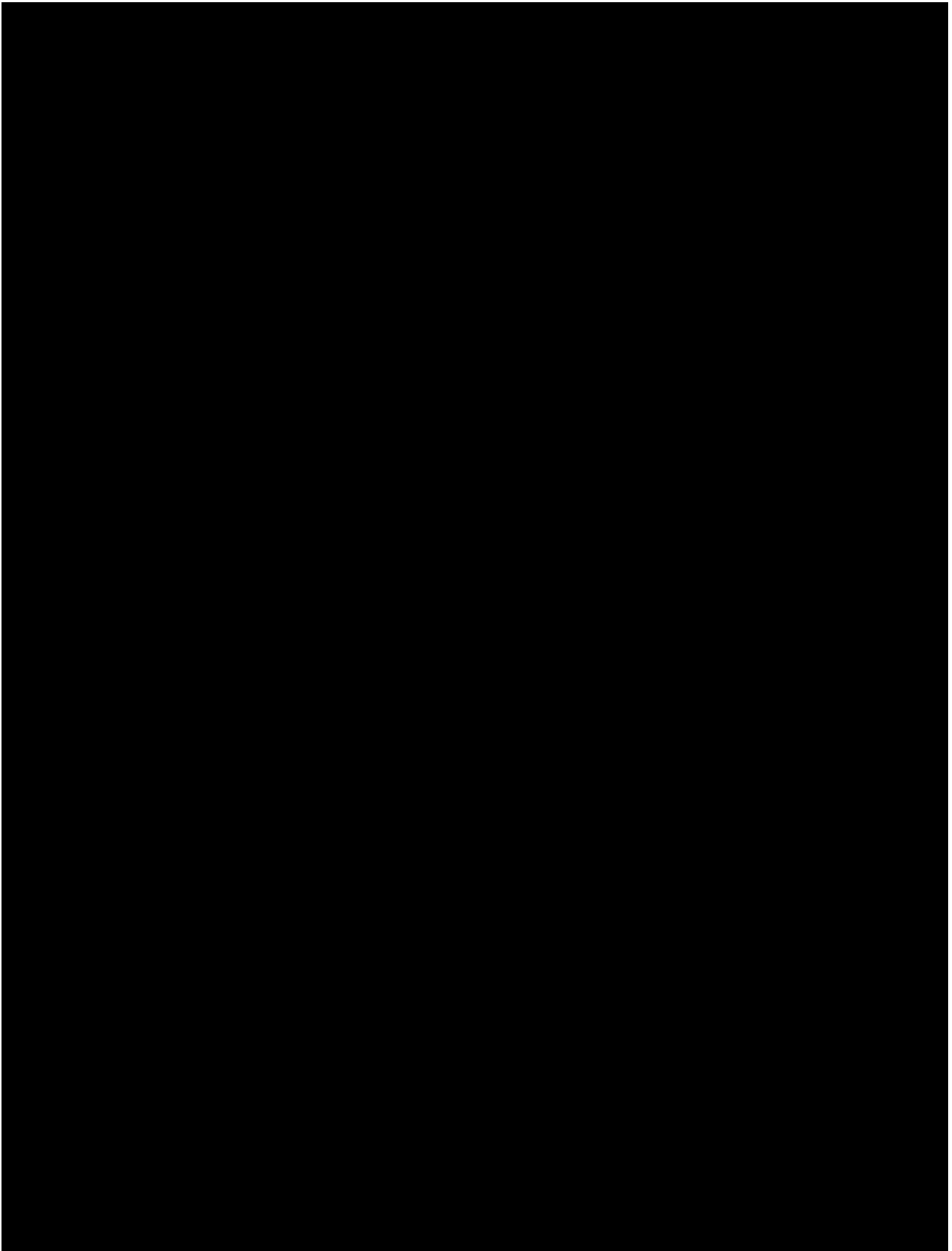
(a) Feuchtigkeitsschäden und wasserführende Dampfdruckentspannungsröhrchen im Bereich der Fahrbahnplatte

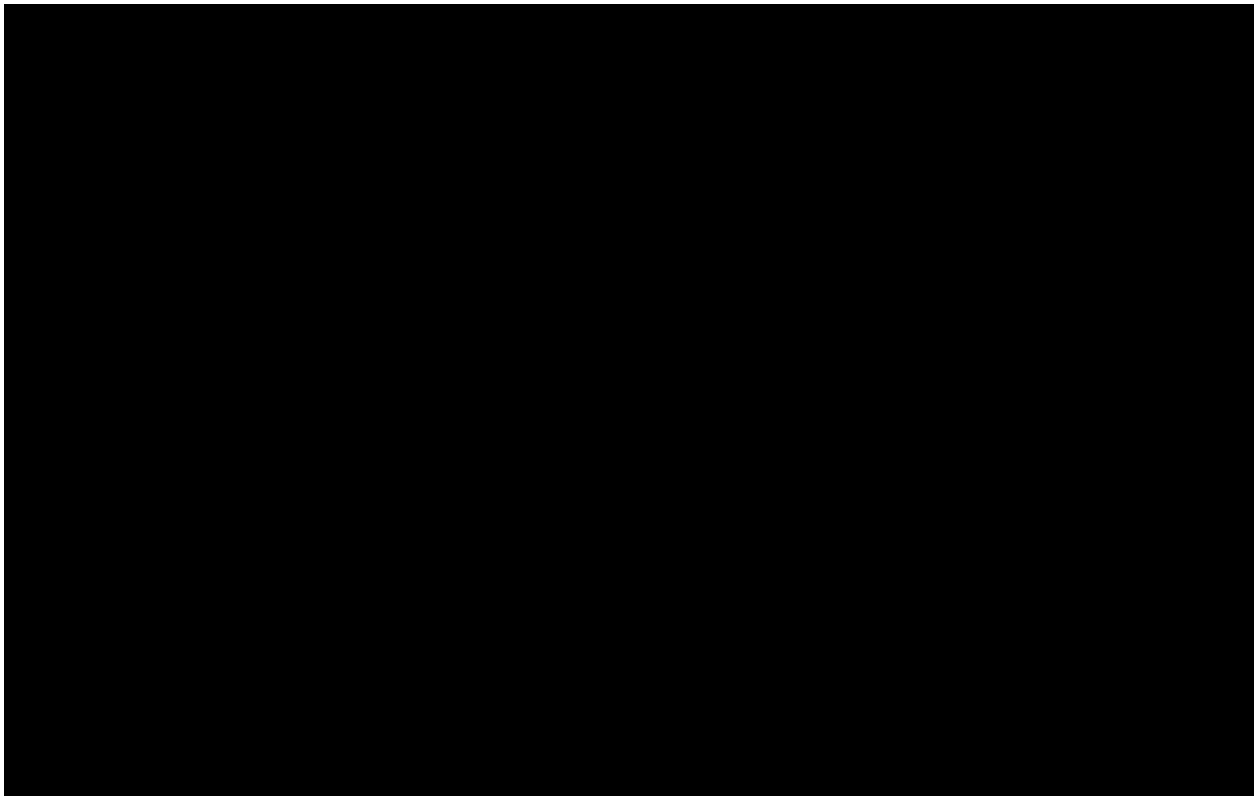
Im Rahmen der Hauptprüfungen wurden im Bereich der Fahrbahnplatte zwei typische Schadensmerkmale und eine konstruktive Undichtigkeit festgestellt.

- An den Unterseiten der Kragplatte (Bauwerksaußenseite) wurden vollflächige "Kalkwasserdurchdringungen" mit runder oder rechteckiger Form festgestellt. Dieses Schadensbild tritt bei beiden Rampen auf. Es ist nur eine geringe Zunahme an Schadstellen zu verzeichnen.
- An der Unterseite der Hohlkastendecke wurden vor allem rechteckig begrenzte "Kalkwasserdurchdringungen" im Bereich von verschlossenen Montageöffnungen (Schalungsdurchstiege) und Lampenfüßen festgestellt. Es ist nur eine geringe Zunahme an Schadstellen an der Ostrampe zu verzeichnen (Salzausblühungen an der Unterseite der Hohlkastendecke).

- Vor allem in der Westrampe gab es an der Unterseite der Hohlkastendecke wasserführende Dampfdruckspannungsröhrchen; diese Schadensursache wurde im Zuge von Sanierungsarbeiten behoben.

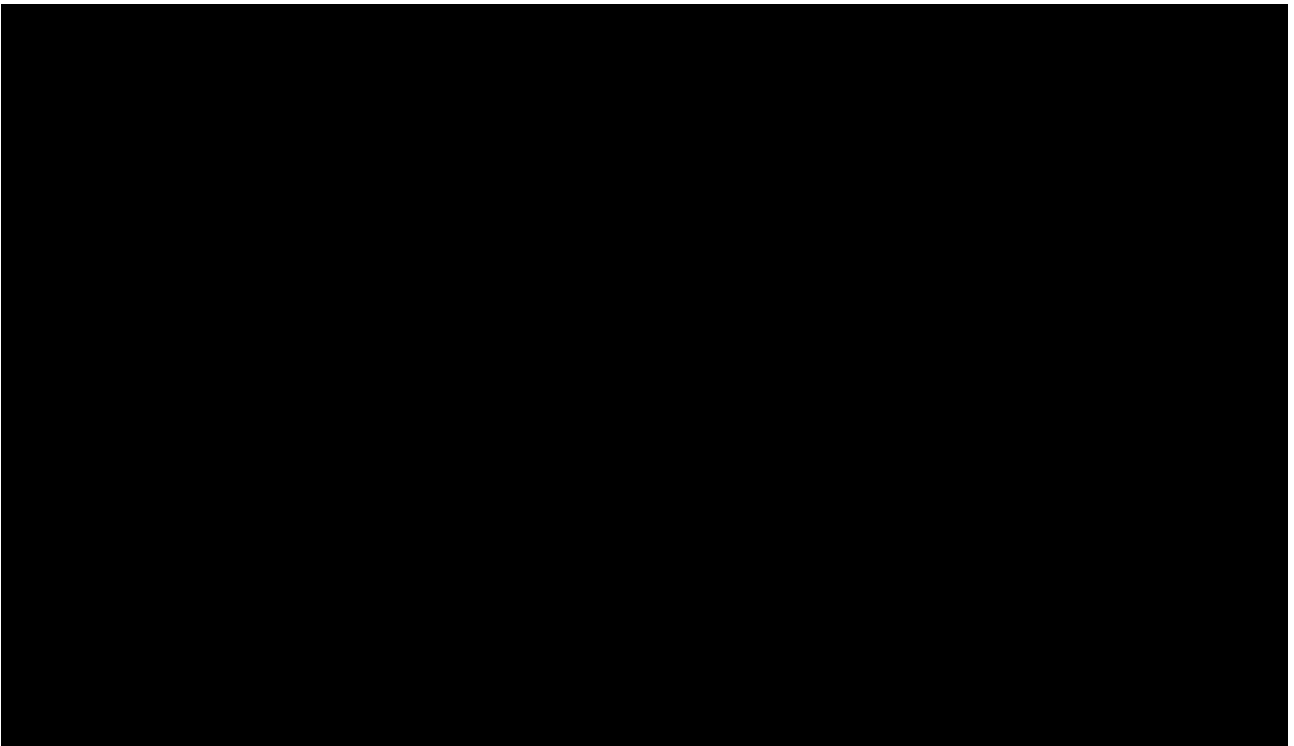






(b) Salzablagerungen im Bereich der Bodenplatte

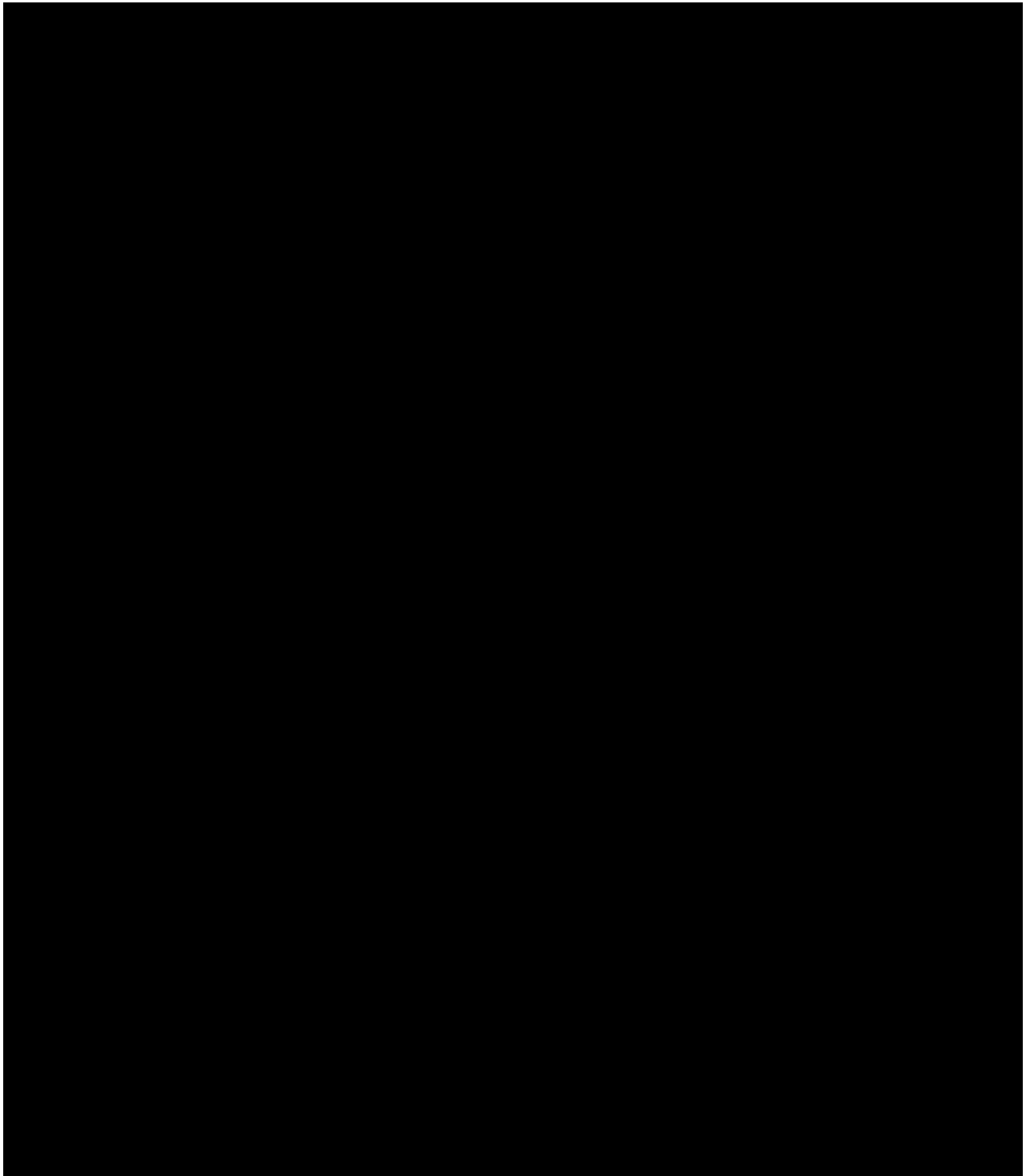
Aufgrund von Undichtigkeiten kam es in der Vergangenheit zum Eindringen von tausalzhaltigem Wasser in den Hohlkasten. Als Rückstand bildeten sich die vorgefundenen Salzablagerungen. Im Ergebnis der Hauptprüfung 2007 konnte keine bedeutende Zunahme dieser Salzablagerungen festgestellt werden. Die neu entdeckten Salzablagerungen im Bereich Achsen [REDACTED] können jedoch auf Schwachstellen hinweisen.

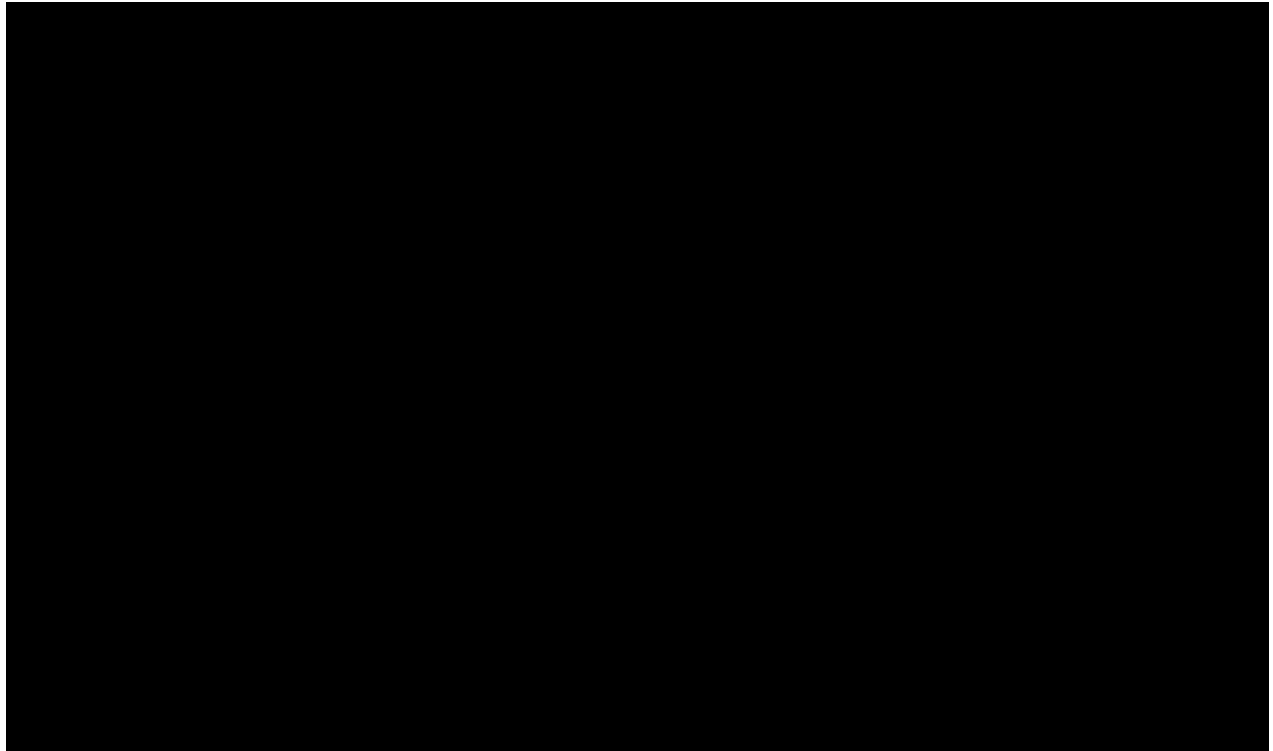


(c) Feuchtigkeitsschäden und undichte Kabeldurchführungen im Bereich der Stege

Aufgrund von undichten Kabeldurchführungen in den Stegwänden kam es in der Vergangenheit zum Eindringen von Wasser in den Hohlkasten. Dieses Schadensbild besteht nach wie vor. Bei Achse [REDACTED] wurde sogar eine zusätzliche undichte Kabeldurchführung entdeckt.

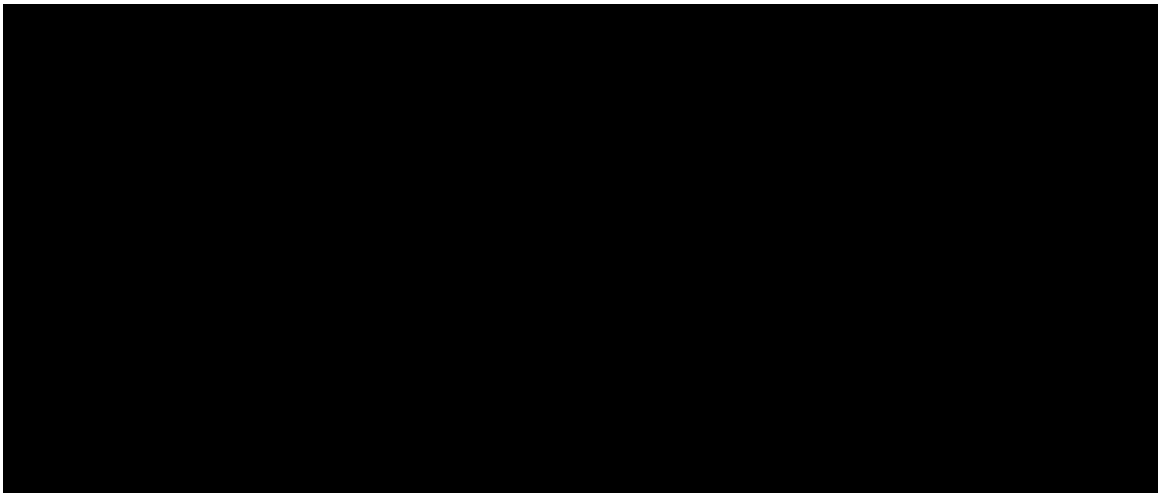
Salzablagerungen an Stegwänden wurden in der Vergangenheit vereinzelt festgestellt. Die neu entdeckten Salzablagerungen im Bereich der Achsen [REDACTED] können auf Schwachstellen hinweisen.

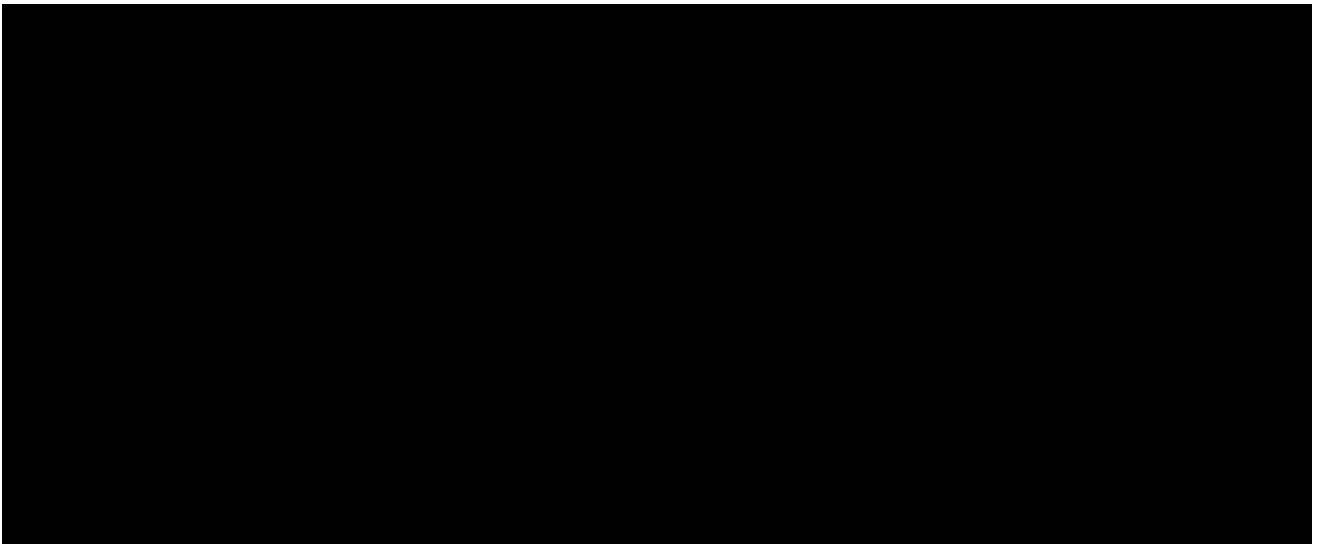




(d) Schäden an der Leitung der Brückenentwässerung im Innern des Hohlkastens

Im Rahmen der Hauptprüfung wurden Undichtigkeiten an der Leitung der Brückenentwässerung, die im Innern des Hohlkastens geführt wird, entdeckt. Hierdurch ist ein Eindringen von tausalzhaltigem Wasser in das Innere des Hohlkastens möglich.

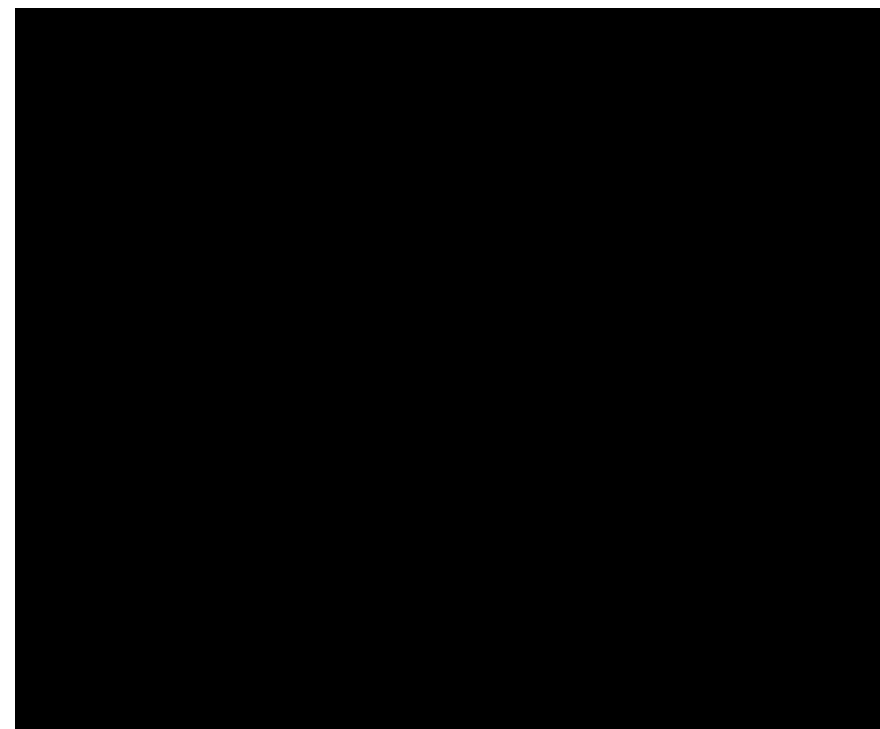




4.2.8. Schäden am Stahlüberbau

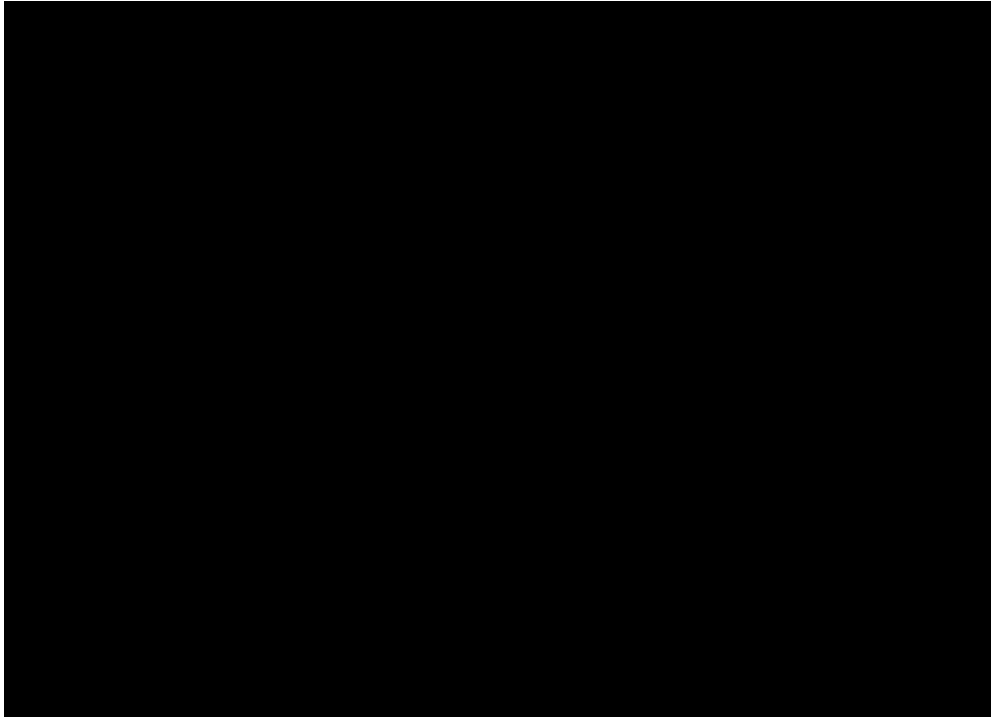
Die Schäden am Stahlüberbau (Stromquerung) werden nachfolgend summarisch beschrieben. Es sind insgesamt nicht besonders viele und deren Ausmaß kann als nicht gravierend eingestuft werden. Die Stahlbrücke ist folglich in einem relativ guten Zustand.

- An verschiedenen Stellen des Versteifungsträgers wurden Abplatzungen oder Fehlstellen der Beschichtung und Pickelrost festgestellt.
- Im Bereich der Querträger wurden insgesamt 9 fehlende Schweißnähte bzw. Umschweißungen aufgefunden.
- Die Anschlussschweißnähte zwischen Querträgern und Fahrbahnlängsträger sind vereinzelt gerissen
- An insgesamt 7 Stellen konnten Risse in Konstruktionsstahl festgestellt werden. Betroffen sind ■



4.2.9. Schäden an Schrägseilen

Gemäß den Seilbesichtigungen/-befahrungen vom April und August 2007 sind an den Seilen mehrfach mechanische Beschädigungen der Beschichtung sowie Kratzspuren vorhanden; an einigen Seilen wurden Abplatzungen der Beschichtung und/oder Farbrisse festgestellt [REDACTED].



4.3. Bewertung der Schäden

4.3.1. Schadensausmaß und Schädigungsfortschritt

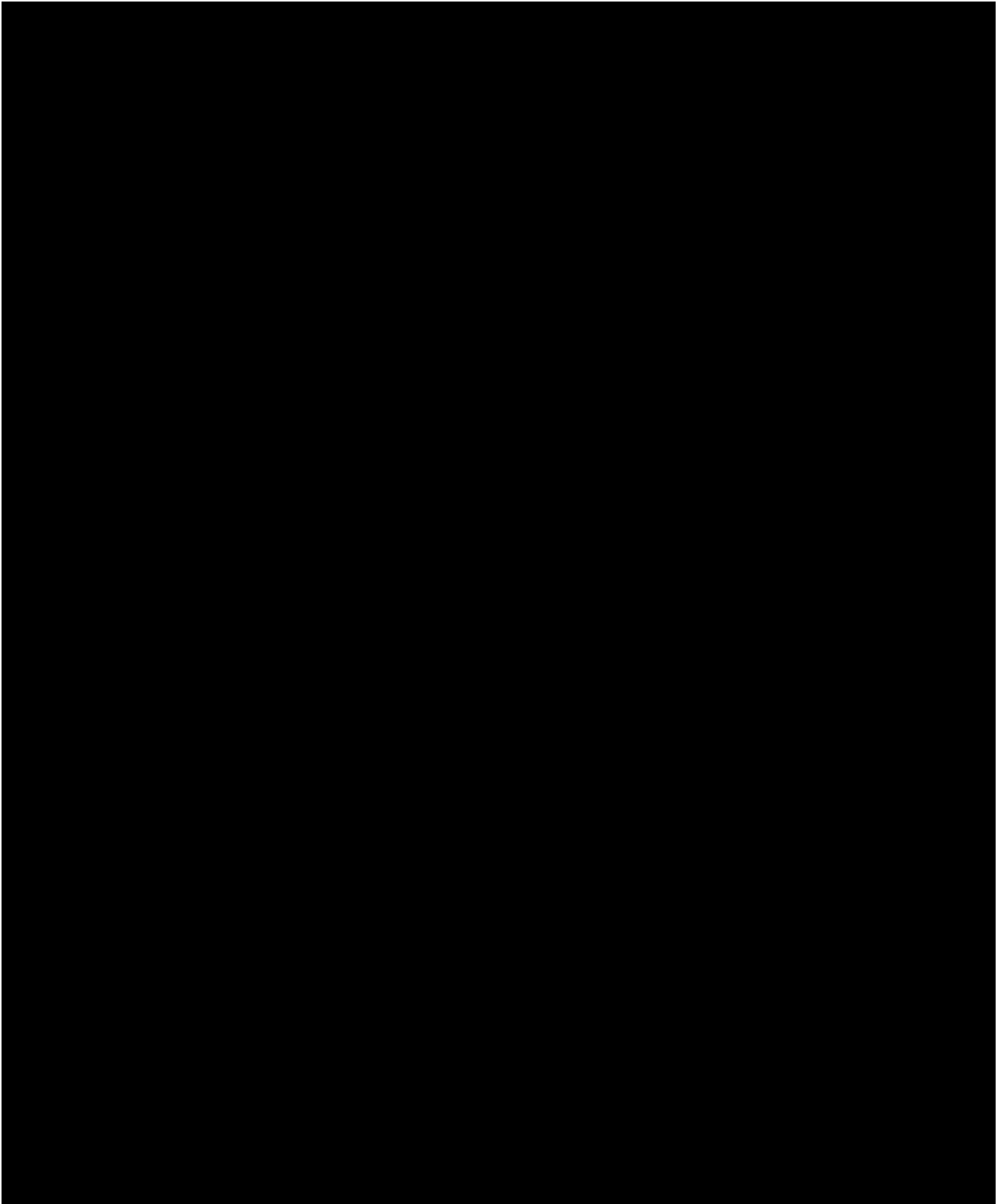
Im Rahmen dieser Untersuchung hat sich gezeigt, dass die Spannbetonrampen der Köhlbrandbrücke ein für vergleichbare Bauwerke typisches Schadensbild aufweisen. Zilch und Weiher berichten in *Sicherheit von Spannbetonbrücken - Zustand von Spannbetonbrücken im Zuge von Bundesfernstraßen* (Bauingenieur, 1/2007, Springer VDI Verlag, Berlin, 2007, S. 14-24) über folgende Schädigungen:

- Risse
- Betonabplatzungen
- freiliegende Bewehrung
- Kiesnester, Hohlräume
- Korrosion an Bauteilen des Spannsystems
- Durchfeuchtungen, Chlorideindringungen, Frost-Tausalz-Schäden

An der Köhlbrandbrücke wurden die gleichen Schadensgruppen festgestellt, zusätzlich aber auch eine bedeutende und zunehmende Schädigung durch Alkali-Kieselsäure-Reaktion. Trotz zum Teil größerer Unterschiede kann von einer einigermaßen gleichmäßigen Verteilung der Schäden über die Brückenlänge und -querschnitte ausgegangen werden. Mit einer außenliegenden Betonoberfläche von ca. 70.000 m² bzw. einer Gesamtbetonoberfläche von ca. 140.000 m² ergeben sich für das Jahr 2007 folgende bezogenen Schadenszahlen:

- Freiliegende Bewehrung
 - Hohlkasten außen 0,9 Stellen/100 m² (im Jahr 2000: 0,5 Stellen/100 m²)
 - Hohlkasten innen 0,1 Stellen/100 m² (keine Zunahme)
- Kiesnester und Hohlstellen
 - Kiesnester 0,3 Stellen/100 m²
 - Hohlstellen 0,1 Stellen/100 m²

Die abgeschätzte Anzahl von Stellen [REDACTED] mit freiliegender Bewehrung liegt für die Hohlkasteninnenseite mit 0,1 Stellen/100 m² im Vergleich zu den durch Zilch und Weiher erhobenen Daten im unteren Bereich. Für die Hohlkastenaußenseite ergibt sich jedoch mit 0,9 Stück/100 m² ein eher hohes Schädigungsniveau.



Die abgeschätzte Anzahl von Kiesnestern und Hohlstellen deutet mit 0,3 bzw. 0,1 Stellen/100 m² auf ein eher hohes Schädigungsniveau hin.



Die für die Stellen mit freiliegender Bewehrung sowie die Kiesnester und Hohlstellen gemachten Aussagen können verallgemeinert werden: Generell ist für die Köhlbrandbrücke das **Schadensausmaß** als **durchschnittlich** bis **hoch** einzustufen. Anzumerken ist, dass das Ausmaß an bedeutsamen Schäden im Zeitraum von 2000 bis 2007 deutlich zugenommen hat.

4.3.2. Folgerungen für die Tragsicherheit

Im Hinblick auf die Beurteilung der Tragfähigkeit des Spannbetonüberbaus in Brückenlängsrichtung können die möglichen Schädigungen den Tragwerksbereichen bzw. -komponenten abschnittsweise zugeordnet werden (siehe nachfolgende Abbildungen).

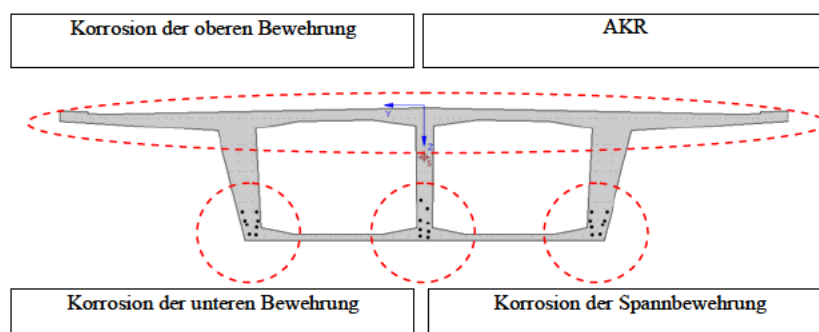


Abbildung 4.41: Schädigungen und betroffene Tragwerksbereiche im Feld

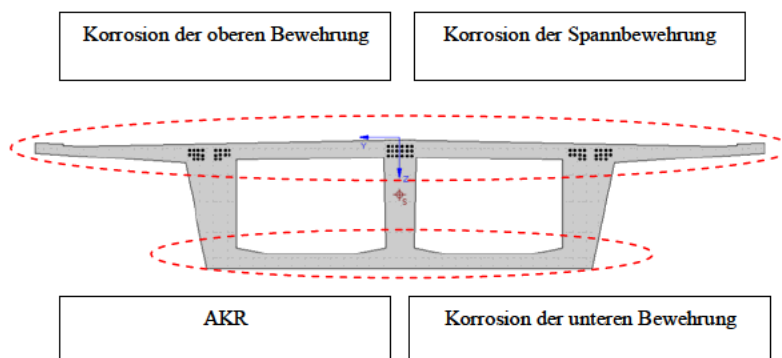


Abbildung 4.42: Schädigungen und betroffene Tragwerksbereiche im Stützbereich

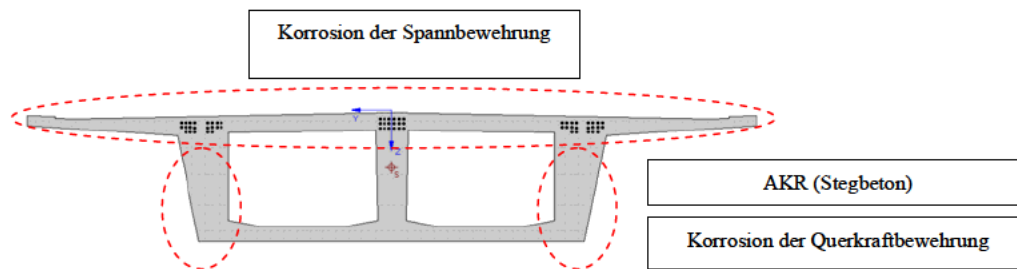


Abbildung 4.43: Schädigungen und betroffene Tragwerksbereiche in Stützennähe

Bei den für die Tragfähigkeit wichtigen Komponenten handelt es sich um die Biegedruckzonen (Beton), die Biegebewehrung (Spannstahl, Betonstahl), die Bügelbewehrung und den Stegbeton; je nach Brückenabschnitt sind andere Bereiche des Querschnitts bedeutsam. Für das Eintreten von Schäden und den Schädigungsfortschritt ist vornehmlich das Eindringen von Wasser in die Betonkonstruktion verantwortlich; es lassen sich folgende Ursachen und fördernden Umstände benennen:

- Undichtigkeit / Unterläufigkeit der Fahrbahnabdichtung
- Konstruktive Undichtigkeiten (Fahrbahnübergänge, Öffnungen, Leitungsdurchführungen)
- Undichtigkeiten der Brückenentwässerungsleitungen
- Beregnung / Sprühnebel
- erleichtertes Eindringen von Wasser aufgrund von Rissen ($> 0,3 \text{ mm}$) und Abplatzungen

Die Zuordnung der Ursachen zu den Versagensarten und Tragwerksbereichen verdeutlicht, dass grundsätzlich alle genannten Ursachen und fördernden Umstände relevant sind. Die daraus resultierenden Gefährdungen und Risiken lassen sich beispielhaft für die Bewehrungskorrosion und die Alkali-Kieselsäure-Reaktion aufzeigen.

- **Korrosion von Spannstahl und Betonstahl in den Feldbereichen:** Wie frühere Schäden zeigen, ist die Bewehrung vor allem durch den Zutritt von tausalzhaltigem Wasser gefährdet (konstruktive Undichtigkeiten, undichte Brückenentwässerung). Es ergibt sich eine dauerhafte und **hohe Gefährdung**, die aufgrund der Kiesnester und Hohlstellen vergrößert wird. Durch Beseitigung der Undichtigkeiten kann die Gefährdung verringert werden.
- **Korrosion von Spannstahl und Betonstahl in der Fahrbahnplatte:** Für die Bewehrung der Fahrbahnplatte (inkl. Anschlüsse an die Stege) besteht aufgrund der möglichen Anreicherung mit Chloriden ein **hohes Korrosionsrisiko**. Die Potentialfeldmessungen 2007 deuten sogar auf aktiv ablaufende Korrosion in der Fahrbahnplatte hin. Durch die Verhinderung eines weiteren Wasserzutritts ist dieses Risiko jedoch beherrschbar. Anzumerken ist, dass bisher nur in Ausnahmefällen chloridinduzierte Korrosion an Spanngliedern festgestellt wurde; dies ist auf die einwandfreie Verpressung aller untersuchten Spannglieder zurückzuführen.
- **Korrosion von Betonstahl in den Stegen (Bügel):** Für die Bügelbewehrung besteht ein **mittleres Risiko** durch karbonatisierungsinduzierte und teilweise auch chloridinduzierte Korrosion (Sprühnebel). Das Risiko wird durch den erleichterten Zutritt von korrosiven Medien aufgrund von Rissen

(AKR, Zwängungen, Belastung) und Abplatzungen vergrößert. Allerdings ergibt sich durch Rissbildung und Abplatzungen (AKR) ein erleichterter Zutritt für korrosive Medien.

- **Alkali-Kieselsäure-Reaktion:** Wie in Abschnitt 4.2.5 erwähnt, hat AKR durch Gefügeschädigungen tendenziell eine Verringerung der Betondruckfestigkeit zur Folge. Zusätzlich führen die aufgrund von AKR auftretenden Oberflächenschäden (Netzrisse, Ausplatzungen) zu einem erleichterter Zutritt von Wasser; der Wasserzutritt kann zu Frostschäden, Korrosion und einer Verstärkung von AKR führen.
- **AKR in der Fahrbahnplatte:** Aufgrund der bestehenden Undichtigkeiten ergibt sich grundsätzlich eine hohe Gefährdung; anzumerken ist allerdings, dass in der Vergangenheit kaum AKR typische Schädigungen an der Fahrbahnplatte aufgetreten sind.
- **AKR in den Stegen:** Auffallend ist, dass für den Zeitraum 2000 bis 2007 eine deutlich Zunahme von Netzrisen in den Stegen zu verzeichnen war, wo ohnehin die Mehrzahl der Netzrisse (75%) zu finden ist. Falls diese Netzrisse auf AKR zurückzuführen sind, zeichnet sich hier eine hohe Gefährdung ab.
- **AKR in der Bodenplatte:** Auffallend ist, dass für den Zeitraum 2000 bis 2007 eine deutlich Zunahme von Netzrisen in der Bodenplatte zu verzeichnen war.

Zur Verringerung der Gefährdungen können Instandsetzungsmaßnahmen durchgeführt werden; damit lassen sich einzelne Ursachen und fördernde Umstände eliminieren. Hierbei stehen folgende Maßnahmen im Vordergrund:

- Behebung konstruktiver Undichtigkeiten
- Instandsetzung der Brückenentwässerung
- Sanierung von Kiesnestern und Hohlstellen

Andere Ursachen können (mit vertretbarem Aufwand) nicht behoben werden; es sind dies insbesondere bereits eingetretene Chloridanreicherungen in der Fahrbahnplatte sowie bestehende Risse und Abplatzungen aufgrund von Alkali-Kieselsäure-Reaktion. Daraus lässt sich ableiten, dass gewisse Risiken bzw. Gefährdungen für das Bauwerk bestehen bleiben:

- **Alkali-Kieselsäure-Reaktion** (speziell in den Stegen)
- Bewehrungskorrosion infolge von **Karbonatisierung** des Betons in Verbindung mit einer möglichen Vorschädigung des Betongefüges durch **AKR** (in Bereichen mit geringer Betondeckung)
- **Chloridinduzierte Korrosion** von Beton- und Spannstahl (in der Fahrbahnplatte)

5. Rechnerische Überprüfung der Spannbetonbrücken

5.1. Vorgehen bei der rechnerischen Überprüfung

In diesem Kapitel wird auf die rechnerische Überprüfung (Statik) der Spannbetonbrücken eingegangen. Diese umfasst im Wesentlichen zwei Arbeitsschritte: Zunächst werden ausgewählte Abschnitte des Brückenüberbaus mit dem Computer modelliert und die Schnittgrößen ermittelt (räumliche Stabtragwerke für Überprüfungen in Längsrichtung, Schalenmodelle für Überprüfungen in Querrichtung); dabei werden alle maßgebenden Einwirkungen (Lastfälle) berücksichtigt. Anschließend werden für relevante Beanspruchungsarten und Konstruktionsdetails die entsprechenden Nachweise geführt.

Die Spannbetonbrücken werden in Längsrichtung anhand von zwei Abschnitten der Westrampen sowie einem Abschnitt der Ostrampe überprüft. In Querrichtung werden zwei Modelle erstellt, eines für die Westrampe und eines für die Ostrampe. Zudem wird der Kreuzungsbereich der Ostrampe mit der Breslauer Rampe mit Hilfe eines Schalenmodells überprüft.

Als Grundlage für die rechnerische Überprüfung dienen die Ausführungsunterlagen der Köhlbrandbrücke (insbesondere die Ausführungspläne). Die normative Basis ist die DIN 1045-1 (Stahl- und Spannbetonbau), die DIN 1055 sowie die DIN-Fachberichte 101 und 102; beachtet werden ferner aktuelle nationale (z.T. auch internationale) Richtlinien sowie spezielle Vorgaben der *Hamburg Port Authority*.

5.2. Vergleich der Einwirkungen

Erste Hinweise in Bezug auf die rechnerische Überprüfung ergeben sich aus dem Vergleich der nach den aktuellen Vorschriften anzusetzenden Einwirkungen mit jenen aus der ursprünglichen statischen Berechnung (im Folgenden als "Altstatik" bezeichnet); die nachfolgenden Ausführungen beziehen sich auf diese Gegenüberstellung:

Die ständigen Lasten, bestehend aus Eigen- und Ausbaulasten, bleiben unverändert, Vergleichsrechnungen dienen der Verifizierung der Computermodelle.

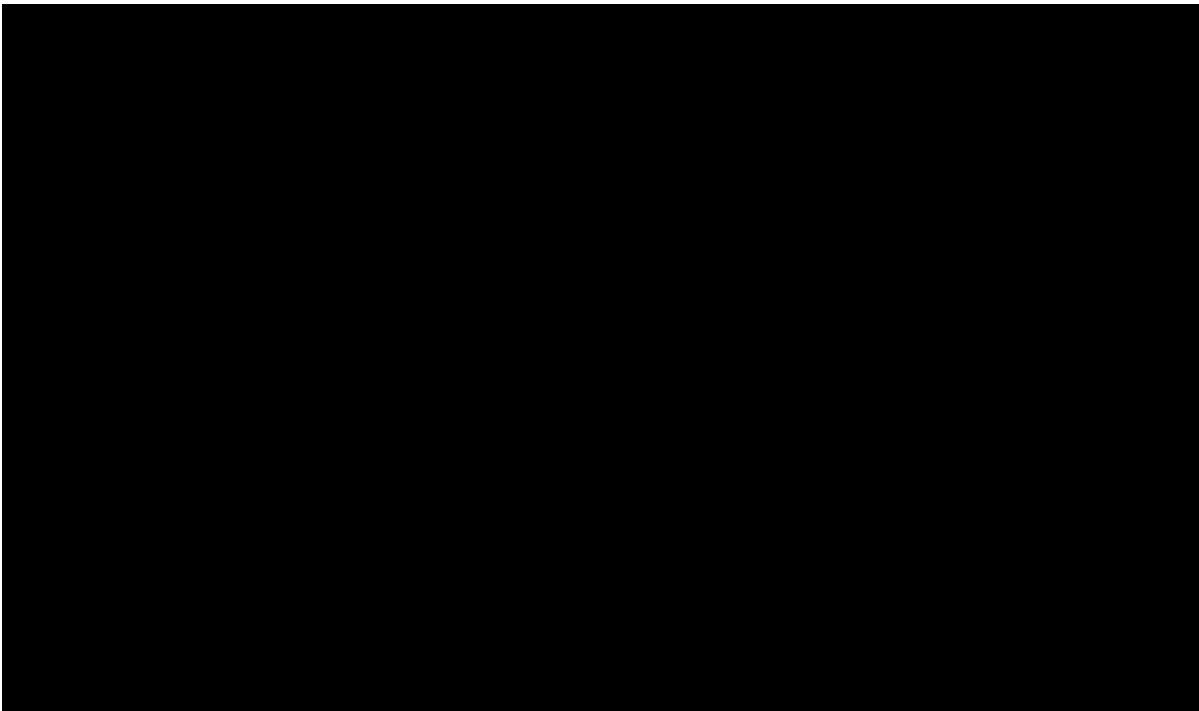
Die aktuellen Verkehrslastansätze führen zu einer Erhöhung der Beanspruchung des Tragwerks, siehe hierzu auch Kapitel 3.3.3. Während sich die Fahrstreifenlasten (Flächenlasten) nur geringfügig vergrößert haben, stellt der Ansatz von zwei Schwerlastgruppen von je 600 kN (gemäß *HPA*) eine erhebliche Erhöhung dar (bisher Brückenklasse 60, d.h. 1 x 600 kN). Darüber hinaus führt die ungünstigere Anordnung der Fahrstreifenlasten nach DIN-FB 101 bei ähnlicher Vertikallast zu deutlich größeren Torsionsbeanspruchungen.

Aufgrund der zum Teil wenig aussagekräftigen Dokumentation in der Altstatik können nicht alle aktuell angesetzten Einwirkungen mit den damaligen verglichen werden, beispielsweise konnten keine Angaben zum Ermüdungslastmodell gefunden werden.

5.3. Brückenabschnitt

5.3.1. Allgemeines

Im Folgenden wird die Modellierung der Rampenbereiche zwischen den Lagerachsen vorgestellt und die Ergebnisse zusammengefasst. Die Bezeichnungen wurden aus der Altstatik übernommen. Dies bedeutet, dass nicht eine Kilometrierung der Brücke, sondern eine Benennung in Abhängigkeit von den Lagerbezeichnungen vorgenommen wird. So bezeichnet die Position beispielsweise die Feldmitte zwischen den Lagerachsen. Eine Übersicht über die Bezeichnungen und die Geometrie der Westrampe ist in dargestellt. Der betrachtete Bereich ist vergrößert in der folgenden Abbildung zu sehen.



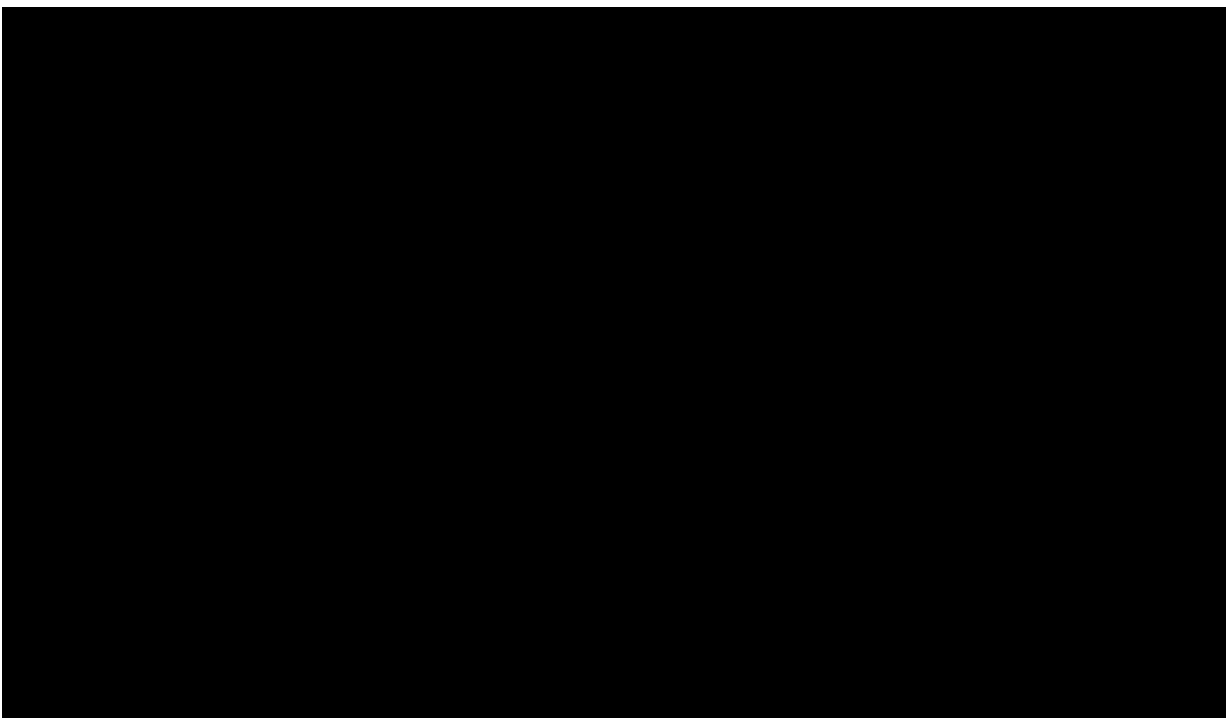
Für die Berechnungen wird die Software von verwendet. Diese ermöglicht eine Eingabe der einzelnen Spannglieder in der planmäßigen Geometrie; alle aus der Vorspannung resultierenden Effekte wie z.B. Umlenkkräfte oder Reibungsverluste werden dadurch realitätsnah erfasst. Die Spannkkräfte werden entsprechend des Spannvorgangs in den Bauzuständen auf das FE-Modell aufgebracht. Die Stützen, auf denen die Brücke lagert, werden in dem Modell nicht abgebildet. Die in Querrichtung um ca. 2° gekippte Brückenachse wird in den Berechnungen ebenfalls vernachlässigt. Die Referenzachse der Elementstäbe liegt auf Höhe der Fahrbahnoberkante. Da aufgrund der Vorspannung das Tragwerk weitgehend rissfrei bleibt, wird bei der Bestimmung der Schnittgrößen von einem ungerissenen Zustand ausgegangen.

5.3.2. Längsrichtung

Bei dem betrachteten Abschnitt handelt es um ein Durchlaufträgersystem mit einheitlichen Spannweiten von 42 m. Die Brückenachse folgt einer Kurve mit einem Radius vom 175 m. Die Lagerung der Brücke ist torsionssteif. Diese Randbedingungen sowie die sich verändernde Geometrie der Brückenquerschnitte werden in einem räumlichen Stabwerkmodell abgebildet und als Fünf-Feld-System modelliert. Das Modell wird mit 1 m langen Stäben diskretisiert, wodurch eine genaue Abbildung der Kurve möglich ist.

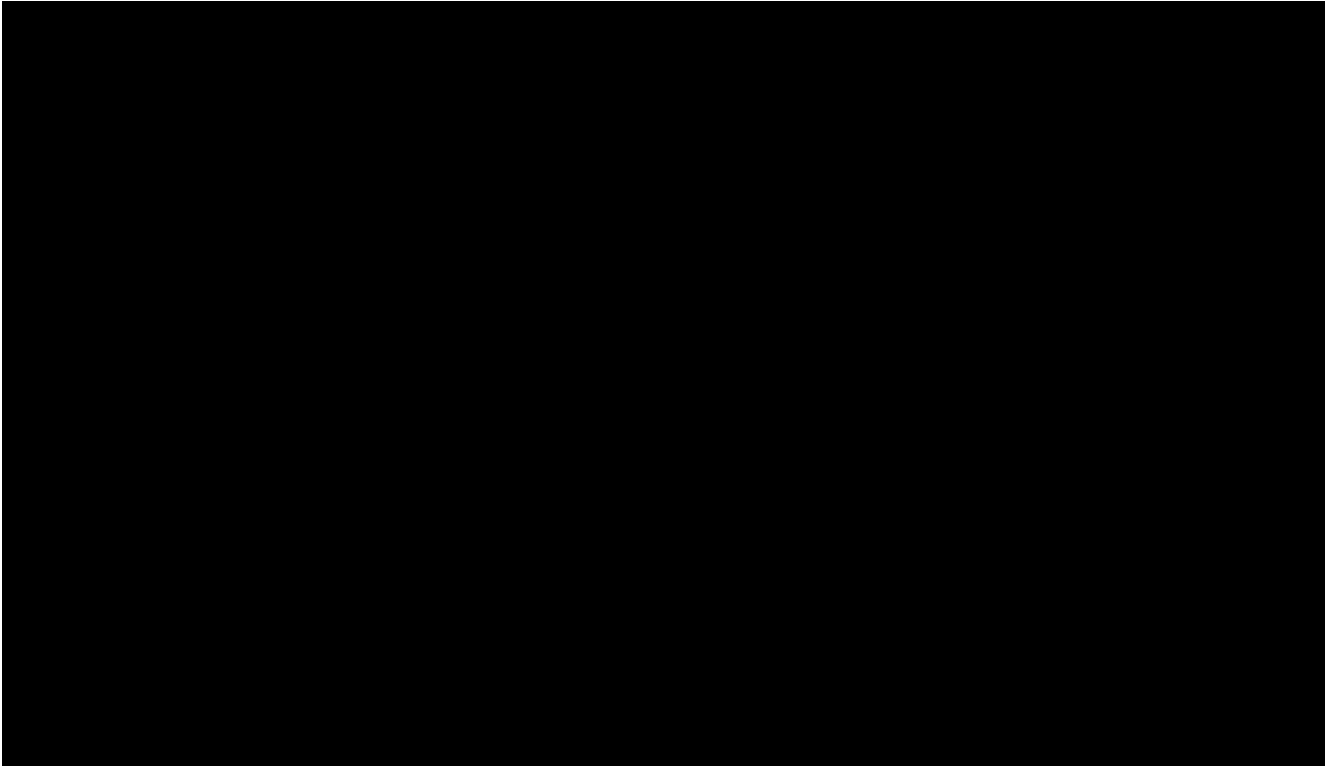
Mit Hilfe des FE-Modells können an jedem Ort des Systems beliebige Stabschnittgrößen bestimmt und kritische Stellen lokalisiert werden. Die Lagerung des Modell-Durchlaufträgers erfolgt in den Achsen [REDACTED] gelenkig und in Längsrichtung verschieblich; in Achse [REDACTED] wurde eine feste Einspannung angenommen. Es wird folglich von einer Symmetrie ausgegangen, die es ermöglicht, die gewonnenen Ergebnisse auf den Bereich zwischen den Achsen [REDACTED] zu übertragen.

In der folgenden Abbildung sind die Feld- und Stützquerschnitte des Abschnitts dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Dicke des Stegs im Feld und bei der Stütze unterschiedlich ist; sie nimmt in Richtung des Feldes auf einer Länge von 7,9 m ab dem Querschott beim Lager ab. Danach ist sie konstant. Der gevoutete Bereich des Stegs wird im FE-Modell ebenfalls erfasst.



Die Spannglieder der Rampenbrücken verlaufen ausschließlich innerhalb der Stege. Es handelt sich um die "Sigma-oval"-Spannglieder mit Querschnittsflächen von je [REDACTED]². Im Regelfall wurden pro Steg zehn Spannglieder eingelegt und im Abstand von der Stütze von 0,2·l gekoppelt (einmal pro Feld). Der Bereich zwischen den Achsen [REDACTED] wurde jedoch mit 13 Spanngliedern pro Steg vorgespannt; die drei zusätzlichen Spannglieder sind bei Achse [REDACTED] verankert. Zusätzlich zu diesen durchlaufenden Spanngliedern wurden in den Stützbereichen [REDACTED] zusätzliche Spannglieder zur Aufnahme der negativen Biegemomente eingelegt.

Diese liegen jeweils entlang der Systemachse links und rechts vom Auflager im Abstand von 0,2·l. Die folgende Abbildung zeigt das FE-Modell.



In der Altstatik sind die damals ermittelten Schnittgrößen aus Eigengewicht und Vorspannung aufgeführt. Im Sinne einer ersten Kontrolle werden die mit dem hier beschriebenen Modell ermittelten den "alten" Werten gegenübergestellt: Es zeigt sich, dass die Schnittgrößen nahezu identisch sind. Da sich die Verkehrslasten bezüglich Größe und Laststellungen gegenüber früher verändert haben, ist ein analoger Vergleich der Schnittgrößen für veränderliche Lasten nicht möglich.

Die **ständigen Lasten** setzen sich aus dem Eigengewicht des Hohlkastens, des Fahrbahnbelags sowie des Mittelschrammbords und der Randkappen zusammen. Während das Betongewicht anhand der Querschnitte programmintern bestimmt wird, werden die Ausbaulasten als Belastungen auf das System aufgebracht. Die Schnittgrößenermittlung erfolgt für den Endzustand, d.h., Bauzustände werden nicht betrachtet. Im [REDACTED] sind die Schnittgrößenverläufe für Querkraft, Biegemoment und Torsionsmoment infolge der charakteristischen Werte der ständigen Lasten dargestellt; eine Zusammenstellung der Schnittgrößen enthält die [REDACTED].

Die Schnittgrößen infolge planmäßiger **Vorspannung** (charakteristische Werte) sind im [REDACTED] dargestellt; eine Zusammenstellung enthält die [REDACTED]. Die Eingabe der Spannkraften in das FE-Modell erfolgt gemäß dem damaligen Spannprogramm, so dass an Stellen, an denen bei der Herstellung Spannpressen angesetzt wurden auch im FE-Modell Kräfte eingeleitet werden. Die ermittelten Spannkraftverluste infolge Reibung werden so realitätsnah berechnet.

Die Verläufe der Schnittgrößen aus den **veränderlichen Lasten** (Verkehr) sind ebenfalls im [REDACTED] dargestellt; wiederum beziehen sich die Größen auf die charakteristischen Werte der Belastungen. Betrachtet werden die Lastfälle Stützensenkung, Temperatur und Verkehr (siehe Kapitel 3.3.3). Dabei werden Stützensenkungen von 1 cm angenommen [REDACTED] und lineare

Temperaturprofile untersucht [REDACTED]. Die [REDACTED] zeigen schließlich die Schnittgrößen aus der Belastung durch den Straßenverkehr in jeweils ungünstigster Aufstellung.

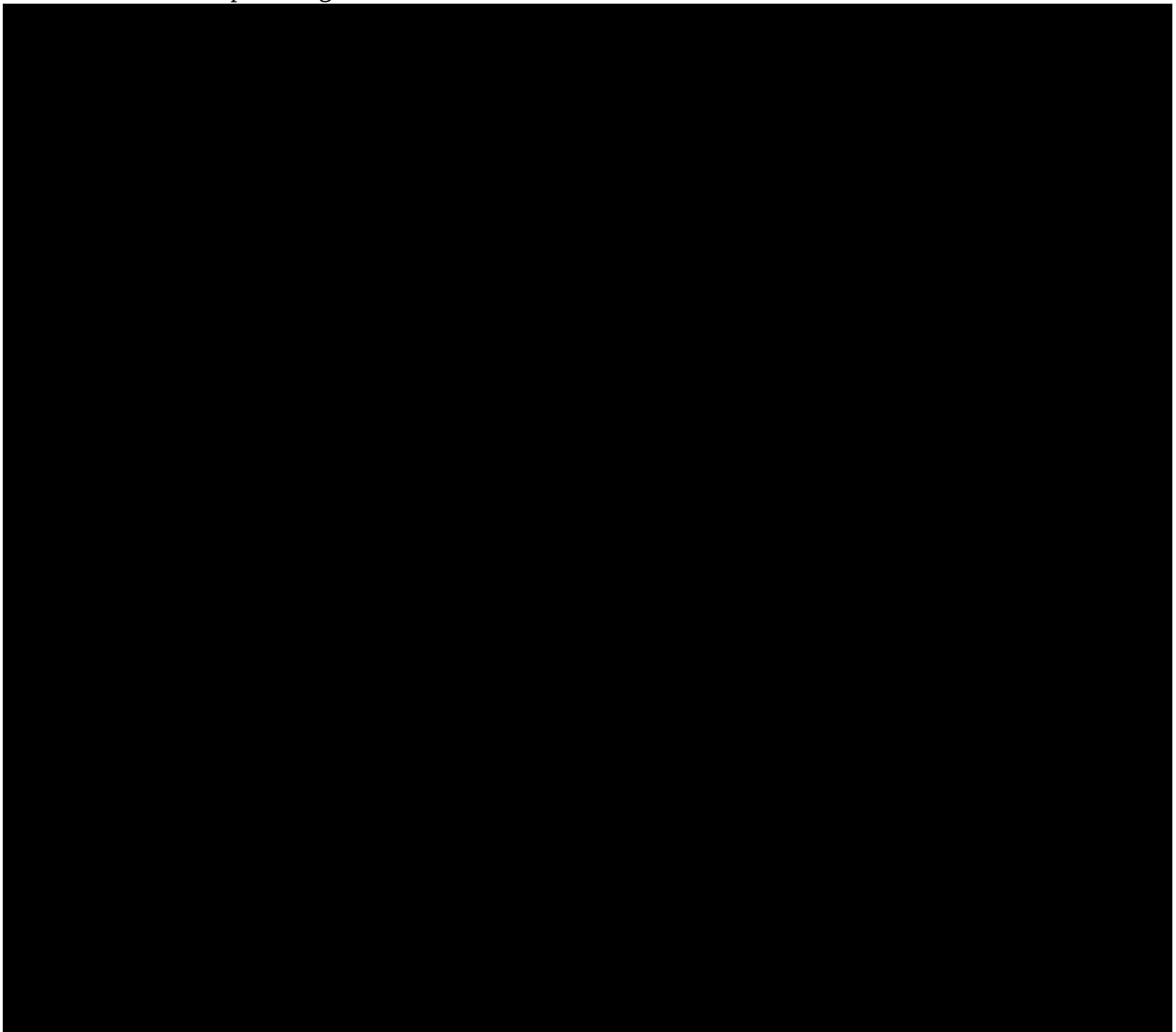
Die **Schnittgrößenüberlagerung** erfolgt gemäß den Angaben in DIN 1055-100. Für die Grundkombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit gilt folgende Gleichung:

$$E_d = \sum_{j=1}^n \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{ki}$$

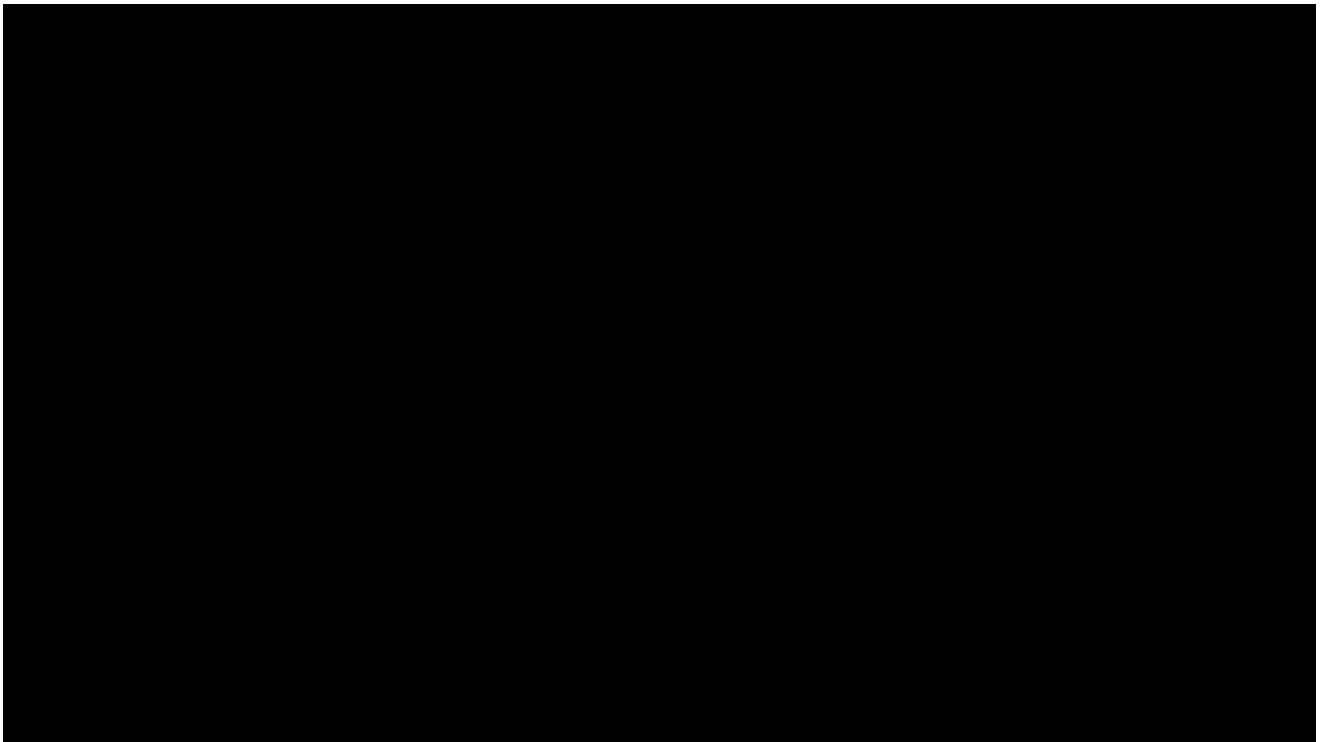
Die einzelnen Teilsicherheits- und Kombinationswerte können den [REDACTED] entnommen werden.

Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Laststellung der Verkehrslasten sowie deren charakteristische Werte, die für die Ermittlung der Schnittgrößen verwendet werden, sind in der folgenden Abbildung zu sehen. Die erhöhten Flächen- und die Achslasten werden im südlichen Fahrstreifen aufgebracht, wodurch das System die größtmögliche Torsionsbeanspruchung erfährt.



Zunächst werden die Nachweise für **Biegung mit Normalkraft** geführt. Dabei werden die Querschnitte  betrachtet; da sich die Bewehrungsführung ab Achse  nicht mehr ändert und die Schnittgrößen der folgenden Bereiche nahezu gleich sind, erübrigen sich weitere Nachweisschnitte. Bei der Ermittlung der Schnittgrößen werden keine Schnittgrößenumlagerungen oder Momentenausrundungen berücksichtigt. In  sind die Bemessungsschnittgrößen den Tragwiderständen gegenübergestellt. Des Weiteren sind der Erfüllungsgrad sowie die Versagensart angegeben;  enthält detaillierte Angaben dazu. Die Tragwiderstände für Biegung werden mit dem Programm  ermittelt. Dabei wird sowohl die Zugbewehrung (mit den Vorgezogenen Spanngliedern) als auch die Druckbewehrung berücksichtigt; der Einfluss der Druckbewehrung auf die Tragfähigkeit ist allerdings gering.



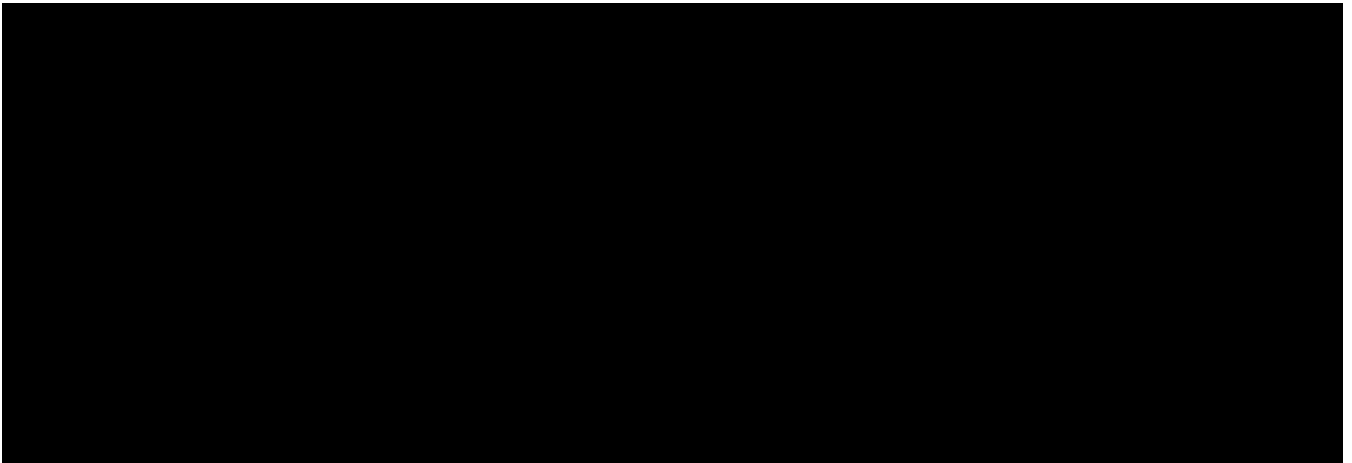
Der Bemessungswert der **Querkraft** setzt sich aus den Anteilen aus der Brückenlängsrichtung sowie der Querkraft infolge Torsion zusammen. Das Torsionsmoment wird hierzu gemäß DIN 1045-1 in äquivalente Scheibenkräfte zerlegt:

$$V_{Ed,T} = \frac{T_{Ed} \cdot z}{2A_k}$$

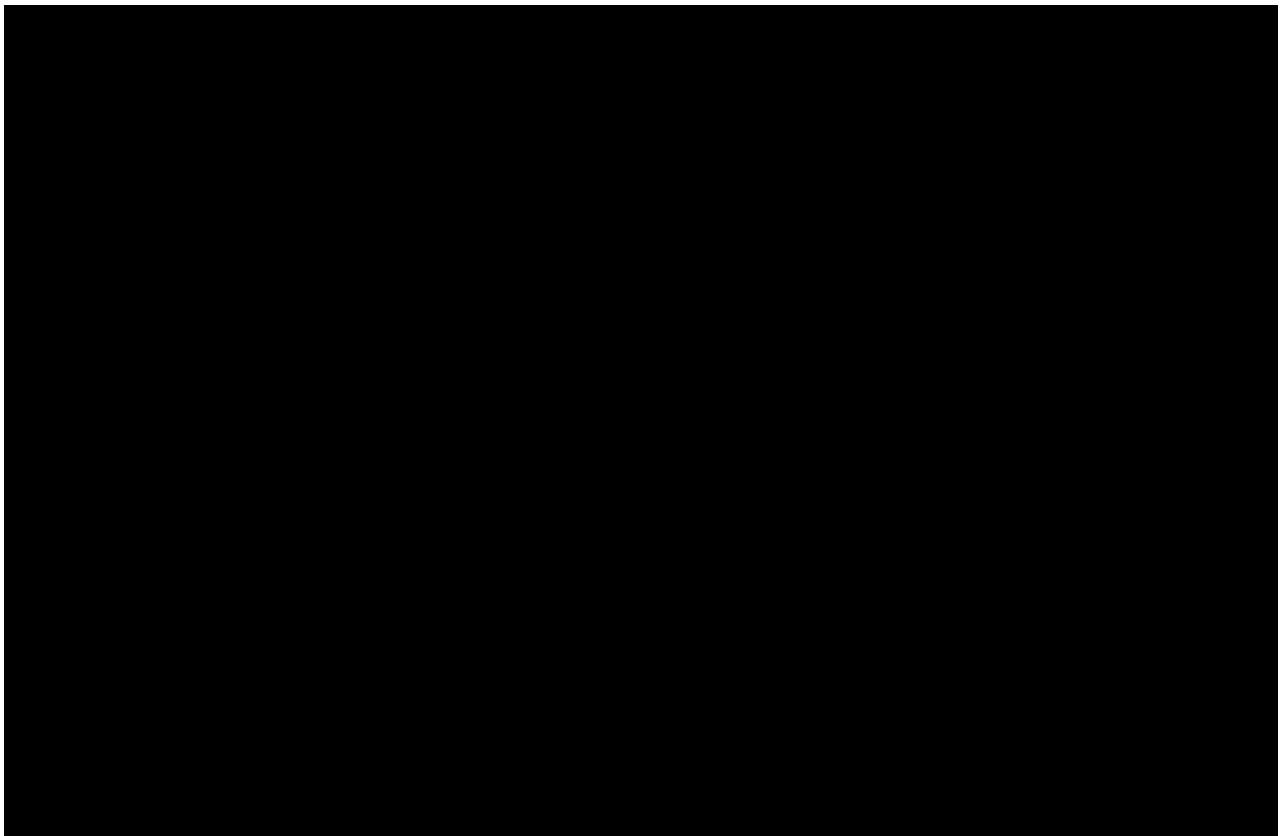
Die positive Wirkung geneigter Spannglieder auf die Querkraft wird bei der Nachweisführung ebenfalls berücksichtigt. Der Bemessungswert der Querkraft setzt sich somit aus den folgenden Anteilen zusammen: Eigengewicht, geneigte Spannkraft, Temperatur, Stützensenkung und Verkehr. Die Verkehrslasten (insbesondere die Achslasten) werden so auf das System aufgebracht, dass die größte Querkraftbeanspruchung an der nachzuweisenden Stelle entsteht. Die Nachweisführung erfolgt getrennt für die Bügelbewehrung und den Stegbeton. Die Anordnung der Achslasten wird dem jeweiligen Nachweis angepasst, um maximale Beanspruchungen zu erzielen. Die Verläufe der Schnittkräfte

sind im [REDACTED] stellt die Einwirkungen den Querkraftwiderständen gegenüber; [REDACTED] enthält detaillierte Angaben dazu.

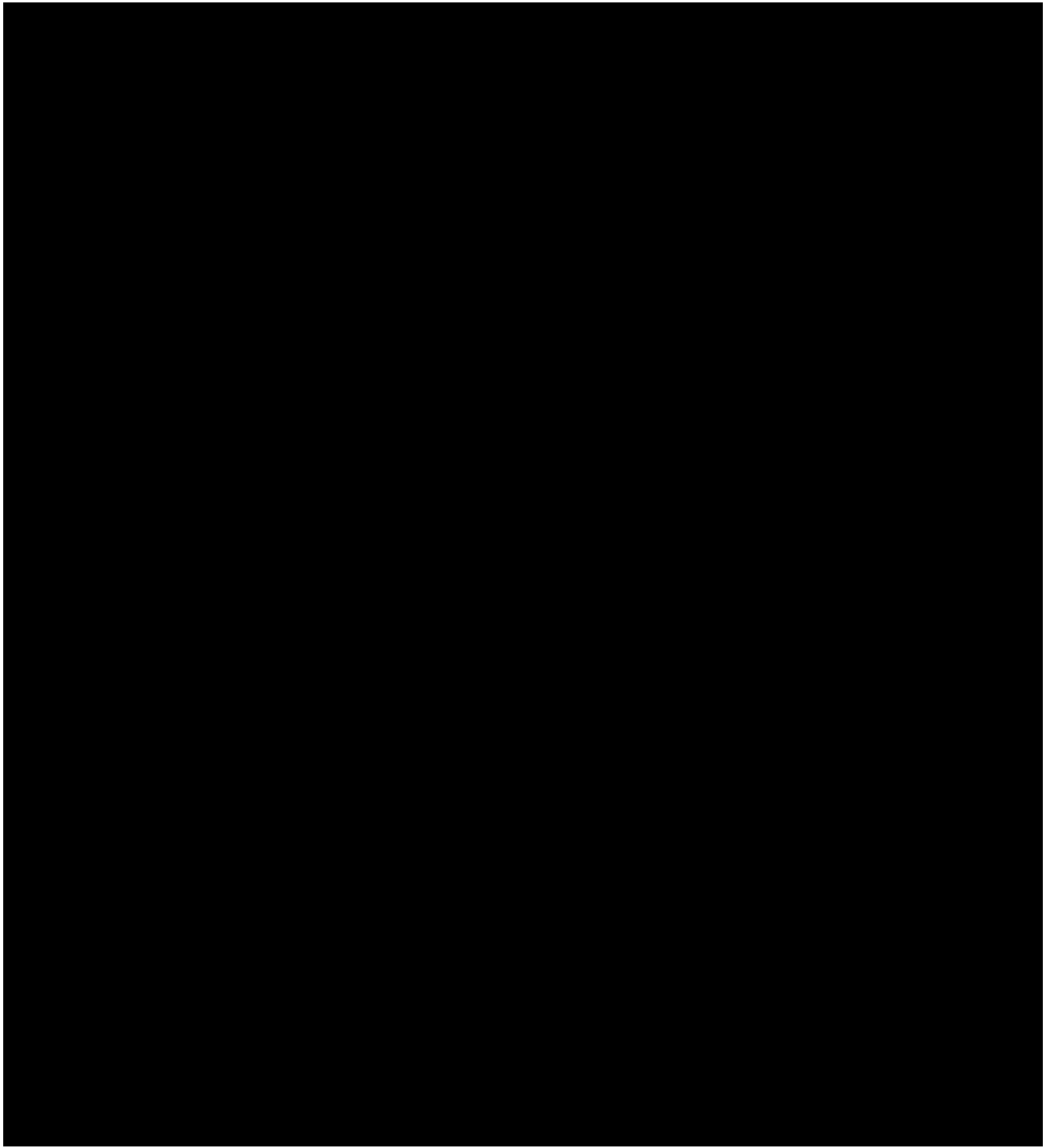
Die Tabelle enthält exemplarisch die Nachweise für die Bereiche bei den Achsen [REDACTED]. Es werden diese herausgegriffen, weil die Spannbetonrampen bis auf die Bereiche bei den Achsen [REDACTED] gleichermaßen mit Bügeln bewehrt sind. An den beiden Stellen sind in einem kurzen Abschnitt neben dem Auflager Bügelzulagen eingelegt; eine detailliertere Darstellung enthält [REDACTED].



Aus obiger Tabelle geht hervor, dass die Stege des Abschnitts zwischen den Achsen [REDACTED] zur Aufnahme der Druckstrebenkräfte ausreichend dimensioniert sind und noch genügend Tragreserven aufweisen. Ebenso kann davon ausgegangen werden, dass eine ausreichende Bügelbewehrung vorhanden ist.



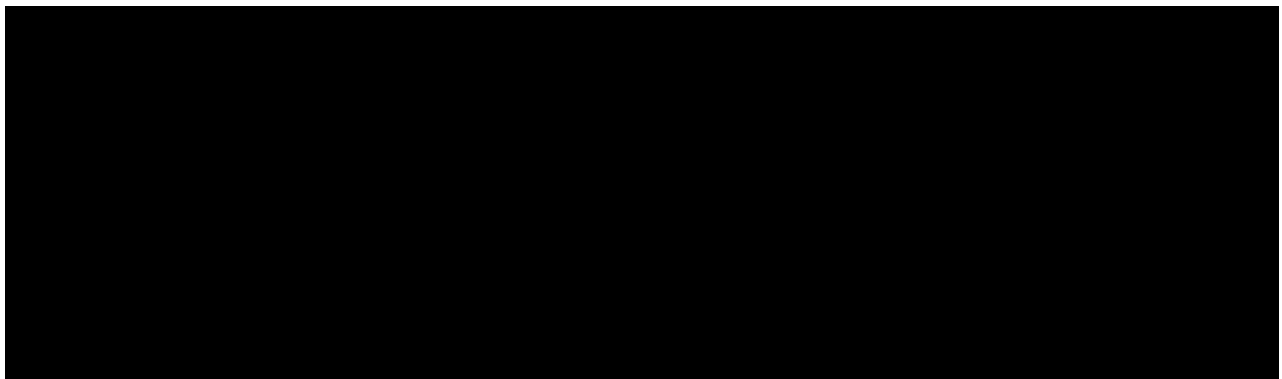
Für den Nachweis gegen **Ermüdung** ist das Lastmodell 3 (siehe Kapitel 3.3.3) in ungünstigster Aufstellung auf der Fahrbahnplatte anzuordnen. Die Laststellung ist in [REDACTED] dargestellt. In den [REDACTED] sind die Erfüllungsgrade für Biegebeanspruchung aufgeführt. Überprüft werden die Beanspruchungen des Betons der Fahrbahn- bzw. der Bodenplatte sowie die Spannungsdifferenzen in der Spannbewehrung und in der schlaffen Bewehrung. Es zeigt sich jedoch, dass die Brückenquerschnitte und damit auch die schlaffe Bewehrung unter der Ermüdungslast permanent überdrückt sind. Der Ermüdungsnachweis für die Betonstahlbewehrung kann deshalb entfallen; derjenige für den Spannstahl weist entsprechend geringe Spannungsdifferenzen aus. Eine detailliertere Darstellung der Nachweisführung ist im [REDACTED] zu finden.





5.3.3. Querrichtung

Für die Ermittlung der Schnittgrößen in Querrichtung wird ebenfalls ein FE-Modell erstellt. Beispielfür den Bereich zwischen den Achsen [REDACTED] modelliert. Das System wird mit Schalenelementen einer Größe von ca. 0,5 m x 0,5 m diskretisiert. Die Steifigkeiten werden dadurch erfasst, dass die Dicken der FE-Elemente den tatsächlichen Querschnittsstärken entsprechen. Die Zunahme der Stegdicke zu den Fußpunkten hin wird hier vernachlässigt, da das Hauptaugenmerk auf der Lastausbreitung in der Fahrbahnplatte liegt. Die Lagerung des Brückenabschnitts bei Achse [REDACTED] ist gelenkig und in Richtung der Längsachse verschieblich. Bei Achse [REDACTED] ist das System eingespannt.



Mit dem Modell ist es möglich, die Quervorspannung der Fahrbahnplatte zu erfassen. Die Lage der Spannglieder wird den Ausführungsplänen entnommen. Es handelt sich um parabolisch geführte Spannglieder ohne Verbund (ungünstige Annahme) mit Querschnittsflächen von 4,8 cm² und einem Abstand von 48 cm. Die Spannglieder wurden abwechselnd von links und rechts vorgespannt. Dieser Ablauf wird bei der Modellierung ebenfalls beachtet. Die Längsspannglieder werden nicht mit eingegeben. Durch die Tatsache, dass das System vorgespannt ist, können auch hier die Schnittgrößen für den ungerissenen Zustand bestimmt werden. Die Laststellungen für die Ermittlung der Schnittgrößen entsprechen denen für das Längssystem und können den [REDACTED] entnommen werden.

Im Bereich der Verbindung der auskragenden Fahrbahnplatte zum Steg liegt eine Ausrundung vor (siehe Abbildung 5.7). Diese Ausrundung wird bei der Modellbildung und Schnittgrößenermittlung vernachlässigt. Der Bemessungsschnitt liegt an der Stelle, an der diese Ausrundung beginnt; der so gemachte Fehler ist vertretbar.



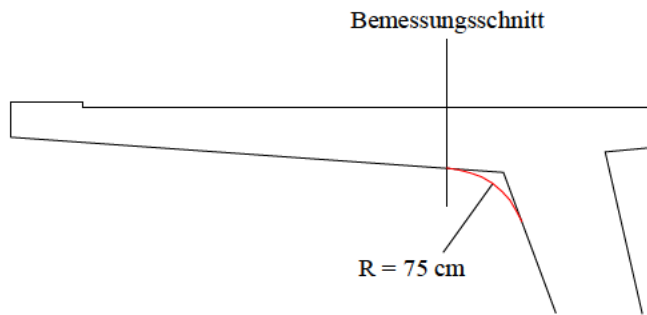
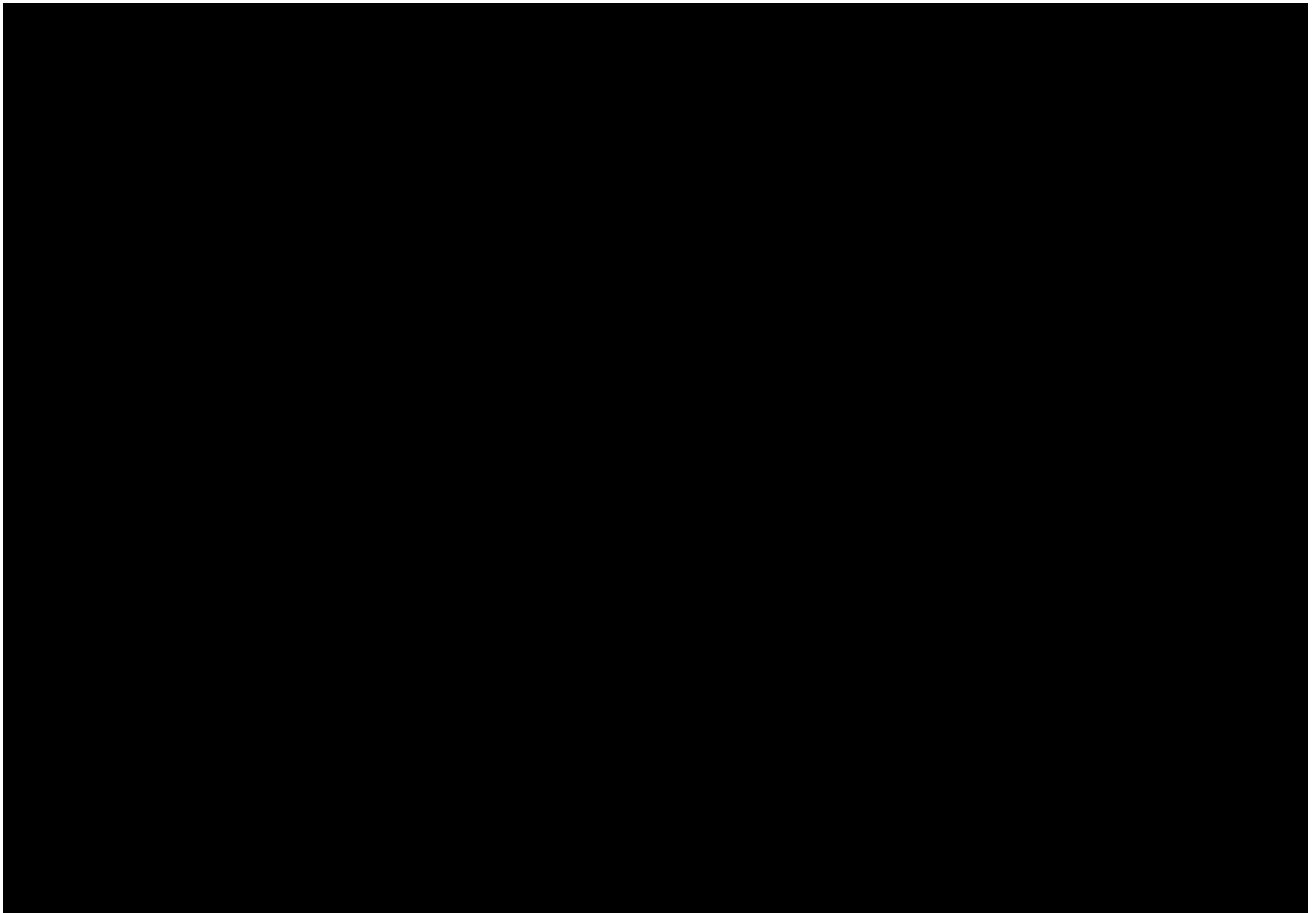


Abbildung 5.7 Darstellung des Bemessungsschnittes

Die Schnittgrößen für Kragplatten werden in Feldmitte des Systems bestimmt. Die Verläufe der charakteristischen Werte der Schnittgrößen können dem [REDACTED] entnommen werden. In der Fahrbahnplatte liegt keine Querkraftbewehrung vor, so dass für den Querkraftwiderstand nur der Beton zur Verfügung steht. In [REDACTED] sind die Einwirkungen den Widerständen gegenüber gestellt. Aus der Tabelle geht hervor, dass das System bezüglich Biegung noch über genügend Tragreserven verfügt. Die Einwirkung aus der Querkraft kann ebenfalls aufgenommen werden, jedoch liegt hier der Erfüllungsgrad bei 1,04.

In einem weiteren Schritt werden Nachweise gegen Ermüdung geführt. Die Laststellungen sind analog zu denen im Ermüdungsnachweis für die Längsrichtung. In den [REDACTED] sind die Nachweise der einzelnen Bauteile aufgeführt. Der Nachweis für die schlaffe Bewehrung entfällt, da der Betonstahl überdrückt ist. Aus den Tabellen geht hervor, dass die Kragplatte in Bezug auf die Biegebelastung nicht ermüdungsgefährdet ist.

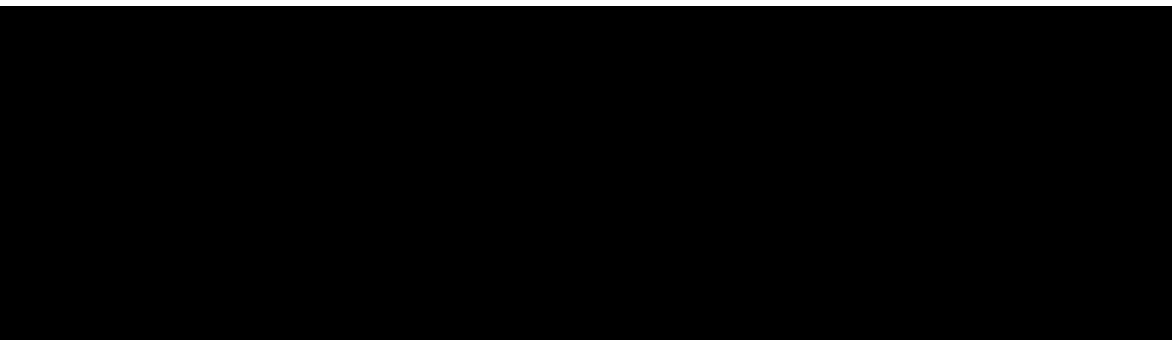


5.4. Brückenabschnitt [REDACTED]

5.4.1. Längsrichtung

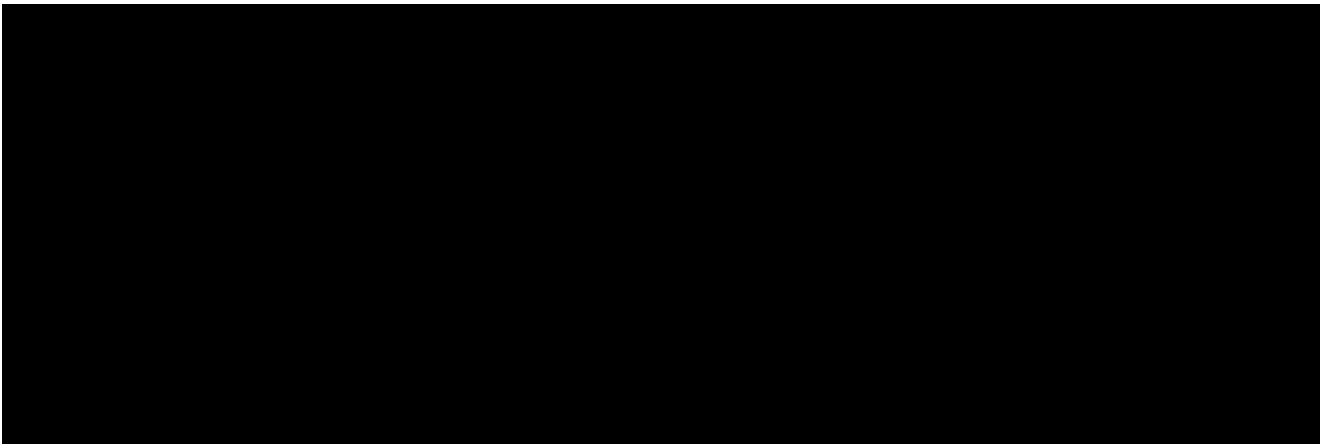
Um die Tragfähigkeit der Westrampe im Übergangsbereich zum Stahlüberbau beurteilen zu können, wird der Abschnitt von Achse [REDACTED] mit Stabelementen modelliert, dabei gelten die grundsätzlichen Angaben in den Kapiteln [REDACTED].

In Achse [REDACTED] liegt das Spannbetonsystem auf dem Stahlteil auf. Der Achs- und damit der Lagerabstand im betrachteten Abschnitt betragen einheitlich 70 m. Das erste Feld des Spannbetonträgers ist etwas kürzer, da der Übergang vom Stahl zum Beton nicht direkt über der Stütze in Achse [REDACTED] liegt, sondern um 3,75 m versetzt in Achse [REDACTED] [REDACTED] gibt einen Überblick über das abgewinkelte System.

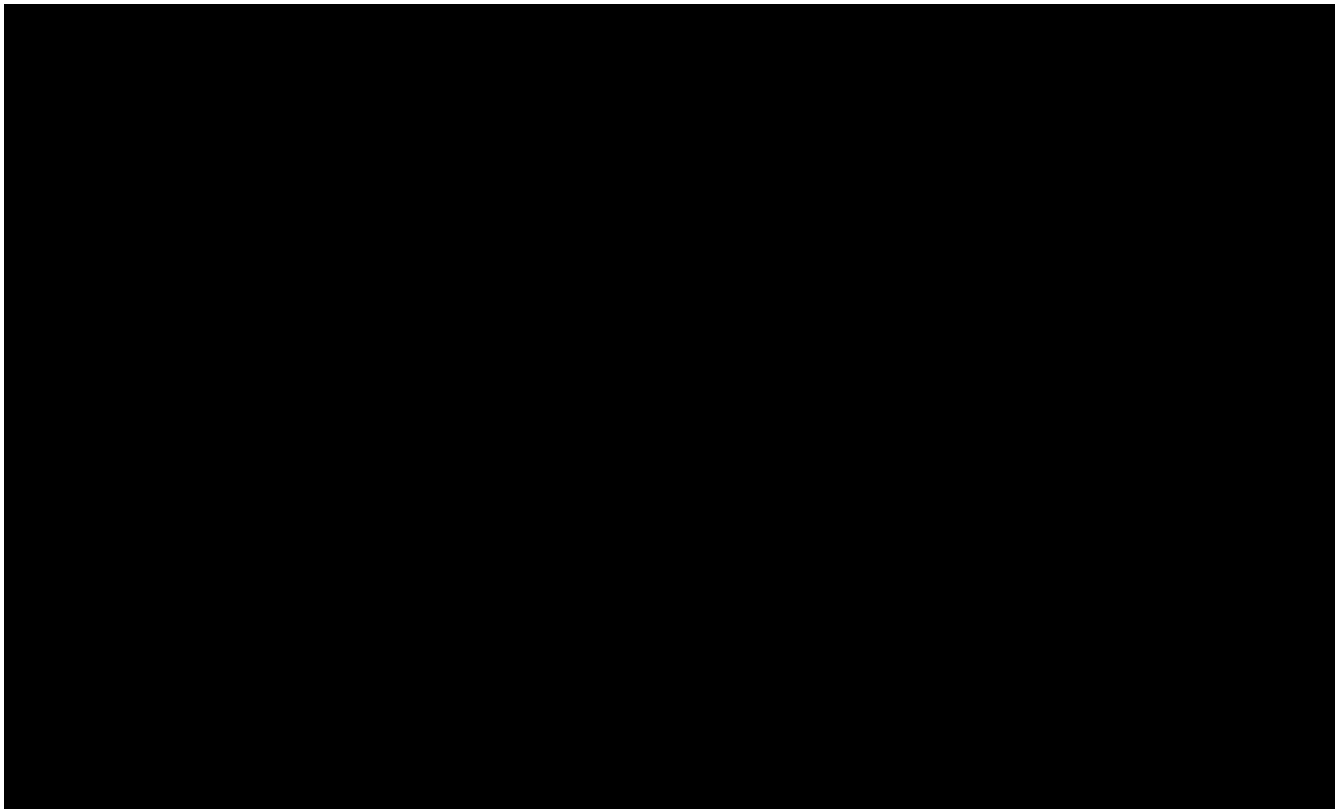


Die Trasse verläuft gekrümmt mit einem Radius von 350 m und hat ein Gefälle von 4%. Die Lagerung in den Achsen ist gelenkig, torsionssteif und horizontal verschieblich. Um die Symmetrie auszunutzen und Rückschlüsse auf den Bereich zwischen den Achsen [REDACTED] zu ermöglichen, wird das modellierte System in Achse [REDACTED] fest eingespannt.

Der Hohlkastenquerschnitt hat eine konstante Höhe von 3,55 m. In den Lagerachsen befinden sich massive Querträger von 1,50 m Breite. Daran schließt ein Hohlkastenquerschnitt mit großen Plattendicken und Stegbreiten an. Über eine Länge von 21,50 m ins Feld hinein sind die Querschnittsabmessungen veränderlich; sie nehmen linear ab bis zu einem Standardfeldquerschnitt. In [REDACTED] ist sowohl der Stützquerschnitt als auch der Feldquerschnitt dargestellt.



Das System wird in Stabelemente von jeweils einem Meter Länge diskretisiert, bei plötzlichen Querschnittsänderungen werden zusätzlich außerhalb dieses Rasters Knoten eingefügt. So ergeben sich 285 Stäbe für den 276,25 m langen Bereich; [REDACTED] zeigt das erzeugte FE-Modell.



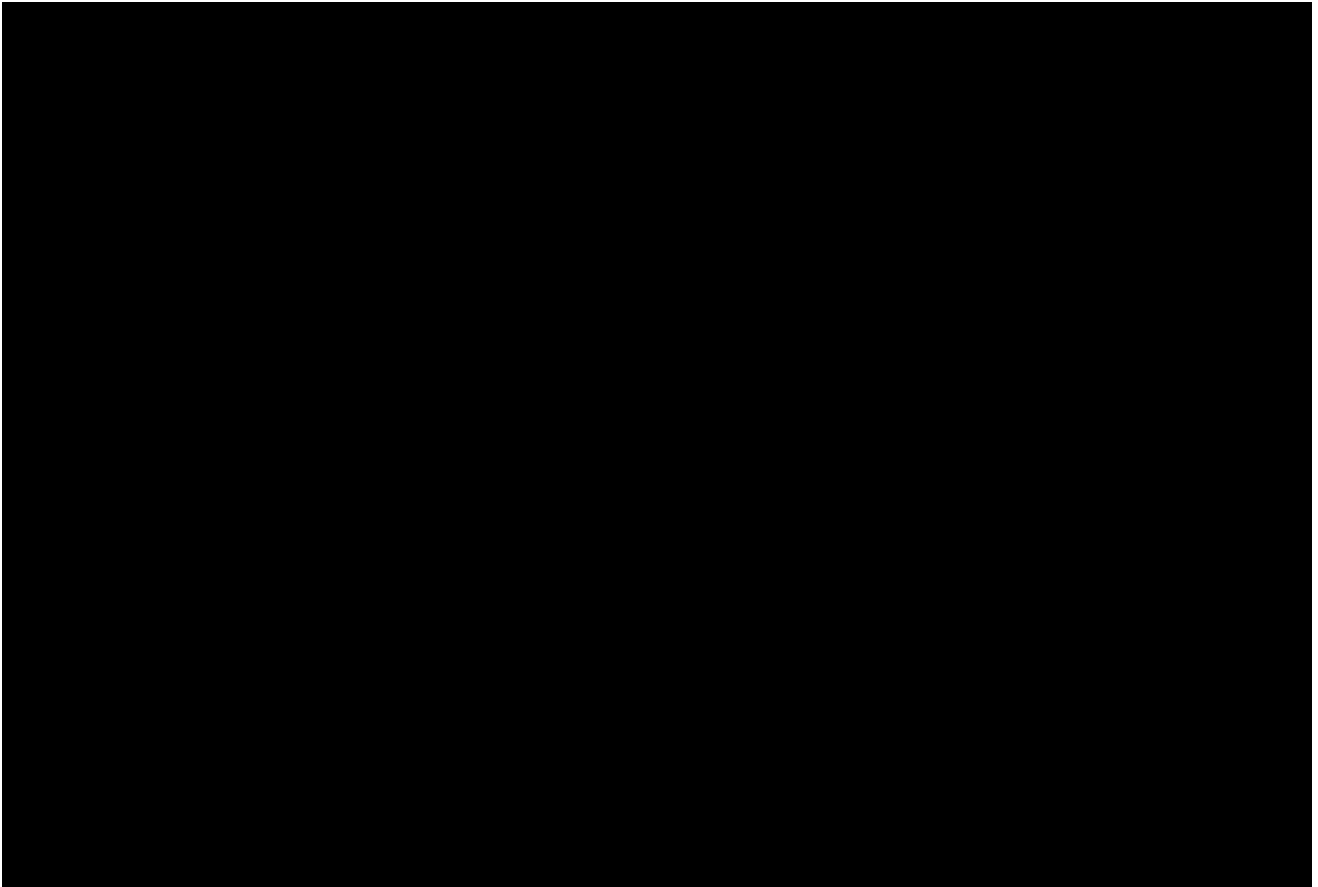
Das System ist durch in den Stegen verlaufende Spannglieder vorgespannt, wobei die Anzahl der Spannglieder variiert. Im Feld [REDACTED] sind es insgesamt 52, die durch Zulagen über der Stütze in Achse [REDACTED] 4 ergänzt werden. In den folgenden Feldern sind an der Stelle des maximalen Feldmomentes jeweils 30 Spannglieder eingebaut, über den Stützen jeweils 64. Aus Zeitgründen wird in diesem Modell auf die Eingabe der Spannglieder verzichtet, so dass für den Lastfall Vorspannung keine Schnittgrößen ermittelt werden können. Stattdessen werden für die Nachweise unterschiedliche Abschätzungen vorgenommen, die sich einerseits aus den für den Abschnitt [REDACTED] gewonnenen Ergebnissen ableiten lassen und andererseits auf theoretischen Überlegungen beruhen. Eine weitere Möglichkeit besteht in der Vernachlässigung der Einflüsse aus Vorspannung, wenn sich diese günstig auswirken (z.B. beim Querkraftnachweis). Auf das jeweils gewählte Vorgehen wird bei der Beschreibung der Nachweise hingewiesen.

Die **ständigen Lasten** setzen sich zusammen aus dem Eigengewicht des Hohlkastens und den Ausbaulasten aus Fahrbahnbelag sowie Mittel- und Randkappen. Das Eigengewicht wird programmintern ermittelt, die Ausbaulasten werden als äußere Lasten aufgebracht. Es werden keine Bauzustände untersucht. Die Schnittgrößen aus ständigen Lasten sind im [REDACTED] zusammengestellt.

Wie oben erwähnt werden die Spannglieder nicht in das FE-Modell integriert, daher existieren keine Schnittgrößenverläufe für den Lastfall Vorspannung. Für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden sinnvolle Annahmen getroffen.

Die Schnittgrößen aus den Lastfällen **Stützensenkung**, **Temperaturdifferenz** und **Verkehr** werden ermittelt und für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit überlagert. Die Verkehrslasten leisten dabei den größten Beitrag.

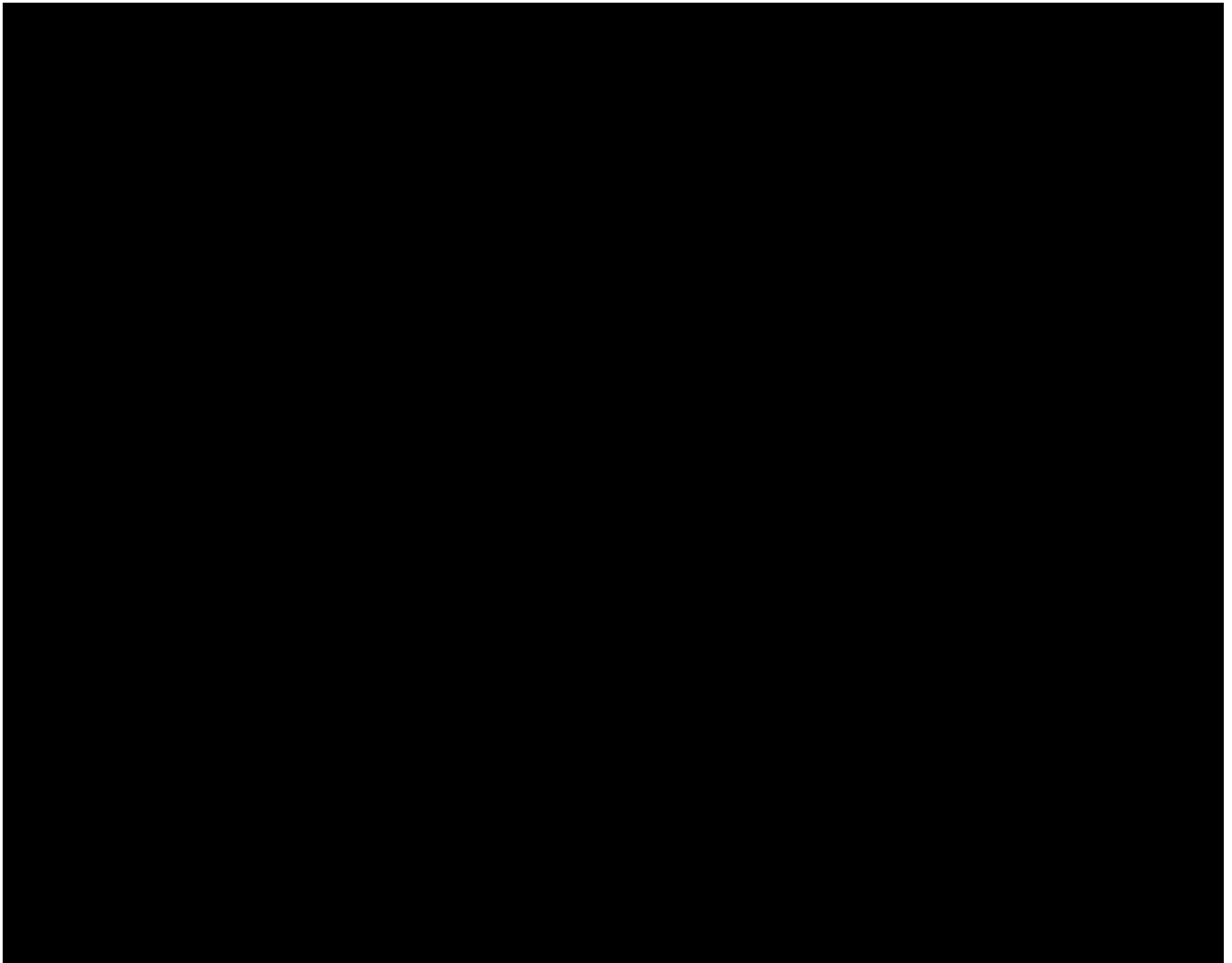
Um einen Überblick über die Größenverhältnisse zu geben, werden die maximalen Biegemomente aus veränderlichen Lasten denen infolge ständiger Lasten in [REDACTED] gegenübergestellt. Um die Übersichtlichkeit zu gewährleisten, werden dabei beispielhaft die veränderlichen Lastfälle so gewählt, dass das Stützmoment über Achse [REDACTED] maximal wird. Bei diesen Schnittgrößen handelt es sich um charakteristische Werte. Anhand der Abbildung wird deutlich, dass das maximale Gesamtbiegemoment zu über 70% durch die ständigen Lasten verursacht wird, während der Anteil aus den Verkehrslasten etwas weniger als 20% beträgt. Stützensenkung und Temperaturdifferenz rufen gemeinsam ca. 10% des Gesamtbiegemomentes hervor.



Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die **Schnittgrößenüberlagerung** erfolgt, wie in [REDACTED] erläutert. Die Laststellung sowie die charakteristischen Werte der Lasten für die Ermittlung der Schnittgrößen werden analog zu Kapitel 5.4.1 (Längsrichtung Achse [REDACTED]) aufgebracht. Die dortigen Nachweise werden streng auf Grundlage der DIN 1045-1 und des DIN Fachberichts 102 geführt, vgl. auch Kapitel 3.3.3. Die *Hamburg Port Authority* fordert allerdings die deutlich ungünstigere Anordnung von zwei Schwerlastgruppen zu je 600 kN, da davon ausgegangen werden muss, dass überladene LKW die Brücke passieren. Daher werden die Nachweise in diesem Abschnitt mit den erhöhten Achslasten geführt. [REDACTED] zeigt die entsprechende Anordnung.

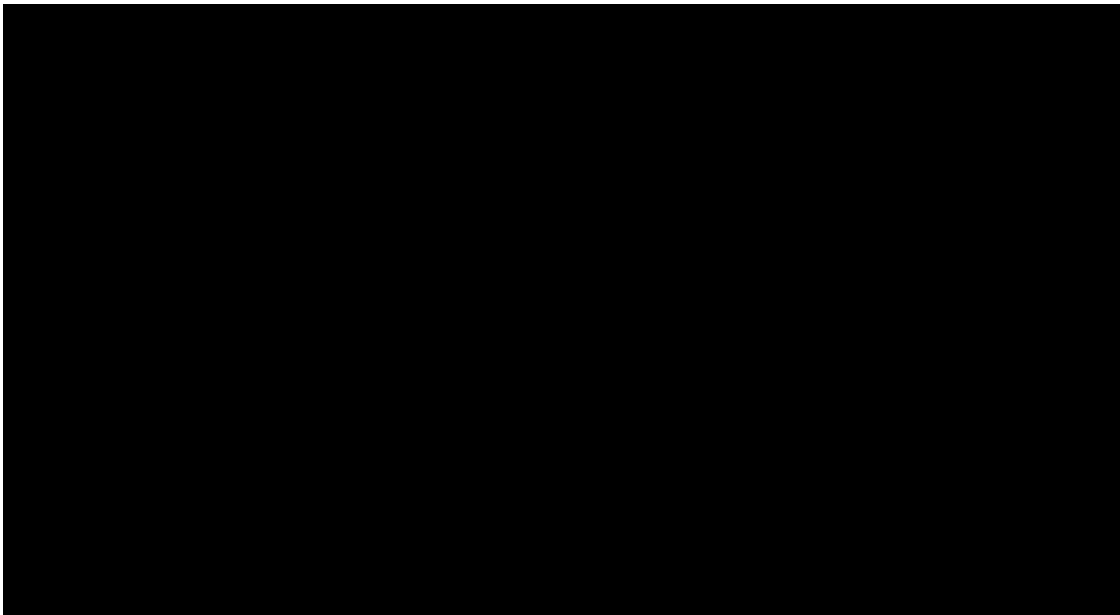




Die Nachweise für **Biegung mit Normalkraft** werden in den ersten beiden Feldern sowie über der ersten und zweiten Innenstütze geführt, siehe [REDACTED]. Sie basieren auf den oben erläuterten Schnittgrößen, die im [REDACTED] grafisch dargestellt sind. Die Nachweise werden mit einem Bemessungsprogramm unter Berücksichtigung der schlaffen Zug- und Druckbewehrung sowie der Vorspannung geführt. Da die Spannglieder im FE-Modell nicht integriert sind, ist der statisch unbestimmte Anteil des Biegemomentes aus Vorspannung nicht bekannt. Stattdessen werden die Werte aus Abschnitt Achse 0-4 angesetzt. Dieses Vorgehen ist ungenau, da es sich bei den "geschätzten" Beanspruchungen um einen Eigenspannungszustand handelt aber in sich konsistent.

In der folgenden Tabelle sind die Bemessungsmomente und Tragwiderstände sowie die sich daraus ergebenden Erfüllungsgrade zusammengestellt. Detaillierte Informationen können der Tabelle im [REDACTED] entnommen werden.





Die Nachweise sind erfüllt, allerdings ohne nennenswerte Reserven. Der oben erläuterte statisch unbestimmte Anteil aus der Vorspannung hat mit etwa 10% einen relativ geringen Anteil am einwirkenden Gesamtmoment, daher würden sich Streuungen mäßiger Größe kaum auf den Erfüllungsgrad auswirken.

Die **Querkkräfte** in den Hohlkastenstegen resultieren zu einem Teil aus der Querkraftbeanspruchung des Systems, zu einem anderen Teil aus Torsionsbeanspruchung. Torsion entsteht einerseits aus den Verkehrslasten durch die exzentrisch angeordnete Hauptspur, andererseits aus der gekrümmten Trassengeometrie, so dass auch das Eigengewicht Torsionsmomente hervorruft. Das Torsionsmoment T_{Ed} wird mit Gleichung (89) aus der DIN 1045-1

$$V_{Ed,T} = \frac{T_{Ed} \cdot z}{2A_k}$$

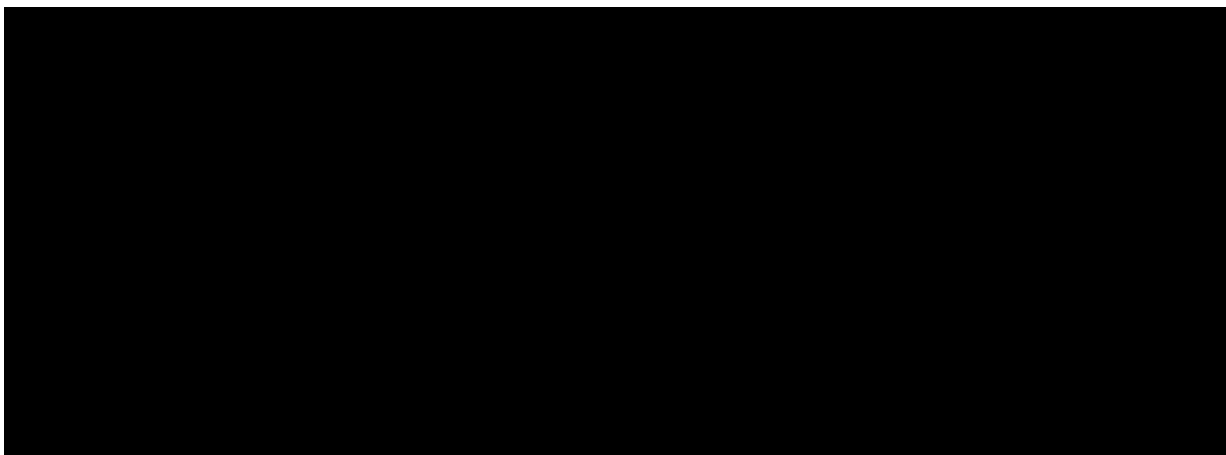
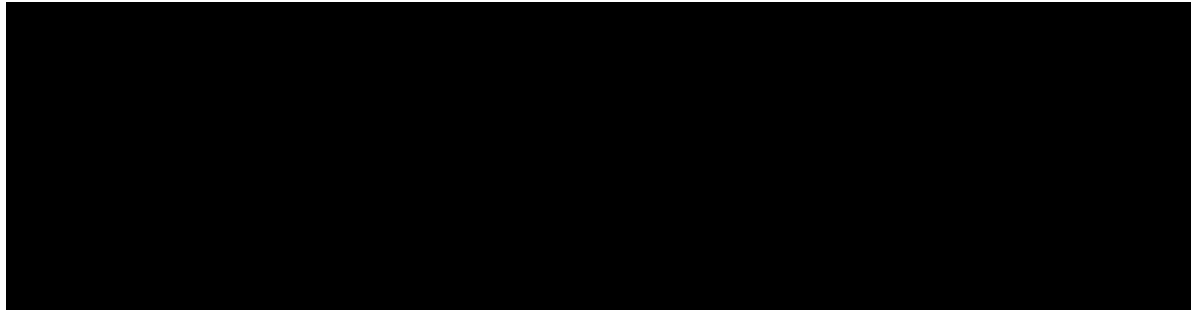
in äquivalente Scheibenkräfte zerlegt. Die Torsion führt dazu, dass es jeweils einen für die Bemessung maßgebenden Steg gibt. Da die Stege nicht senkrecht, sondern um einen Winkel von ca. 17° geneigt sind, müssen die resultierenden Querkkräfte entsprechend umgerechnet werden.

Die Einflüsse aus Temperaturdifferenz und Stützensenkung sind gering, daher werden sie hier vernachlässigt. Durch die Neigung der Spannglieder wird die Bemessungsquerkraft verringert. Dieser Einfluss wird auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt, da hierzu keine gesicherten Größen vorliegen.

Der Querkraftnachweis besteht aus zwei Teilen: Einerseits wird berechnet, ob die vorhandene Bügelbewehrung die Zugkräfte aufnehmen kann, andererseits wird überprüft, ob die vorhandene Betondruckkraft die zulässige überschreitet. Um den ungünstigsten Fall abzubilden, muss der Wirkungsort des Tandemsystems dem jeweiligen Nachweis angepasst werden, daher ergeben sich die im [REDACTED] [REDACTED] dargestellten, leicht voneinander abweichenden Schnittgrößenverläufe. Die aufsummierten Bemessungswerte der Beanspruchungen sind in [REDACTED] den Widerständen gegenübergestellt. Die ausführliche Tabelle befindet sich im [REDACTED] gibt einen Überblick über die



Nachweisstellen links von Achse [REDACTED] sowie rechts von Achse [REDACTED]. An diesen Stellen werden die Nachweise geführt, da hier die größten Querkkräfte auftreten, während sich die Bewehrung sowie die Querschnittsgeometrie bei den anderen Stützen [REDACTED] wiederholt.

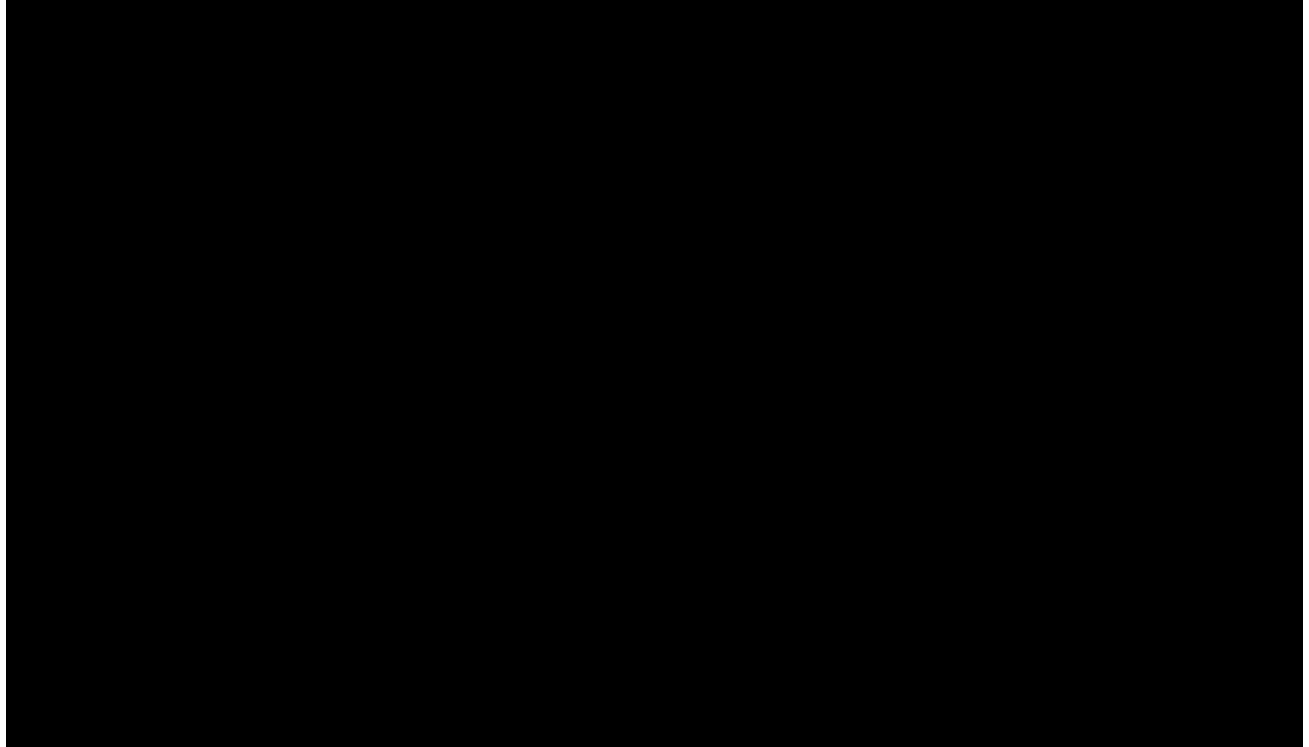


Für die Bügelbewehrung sind die Erfüllungsgrade größer als 1. Allerdings beruhen die Zahlen auf einer Nachweisform, die in der DIN 1045-1 nicht explizit vorgesehen ist: Die DIN verlangt die Berücksichtigung des im Nachweisschnitt eingelegten Bügelquerschnitts. Dabei wird davon ausgegangen, dass die Bügelbewehrung über die Länge $1,0 d$ von der Stütze bis zum Nachweisschnitt konstant ist, eine veränderliche Bewehrung wäre bei einer Bemessung nach DIN auch nicht sinnvoll. In diesem Teil der Brücke ist die Bügelbewehrung im betrachteten Abschnitt allerdings mehrfach abgestuft bzw. gestaffelt und eine ausschließliche Berücksichtigung der Bügelbewehrung im Nachweisschnitt würde die tatsächlich verlegte Bewehrung unterschätzen. Aus diesem Grund wird beim Nachweis die gesamte vorhandene Bügelbewehrung berücksichtigt.

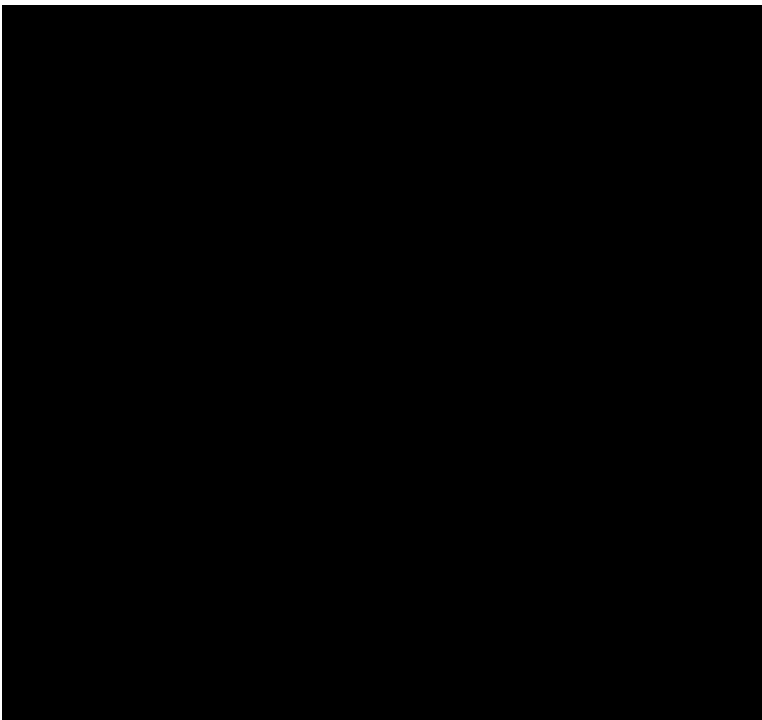
Die Querkrafttragfähigkeit des Stegbetons ist an beiden Nachweisschnitten nicht gegeben. Die Breite der Stege beträgt oben [REDACTED], unten hingegen nur [REDACTED]. Da die DIN 1045-1 fordert, dass der Querkraftnachweis an der schmalsten Stelle des Steges erfüllt sein muss, resultieren hier nicht ausreichende Erfüllungsgrade. Bei genauerer Betrachtung fällt jedoch auf, dass die Spannungsbegrenzung, die in $V_{Rd,max}$ (Gleichung (76)) eingeht, nur für den oberen Stegbereich gilt. Das Ansetzen der kleinsten, im vorliegenden Fall der unteren, Stegbreite wäre für eine Bemessung sicher sinnvoll, ist hier aber nicht konsequent. Um die Tragfähigkeit besser beurteilen zu können, wird der Kraftfluss gemäß [REDACTED] mit Hilfe eines Spannungsfeldes untersucht. Dabei handelt es sich um eine schematische, stark vereinfachte Darstellung, da die tatsächlichen Gegebenheiten aufgrund der veränderlichen Dicken und Neigungen ein zu unübersichtliches Bild ergeben würden.



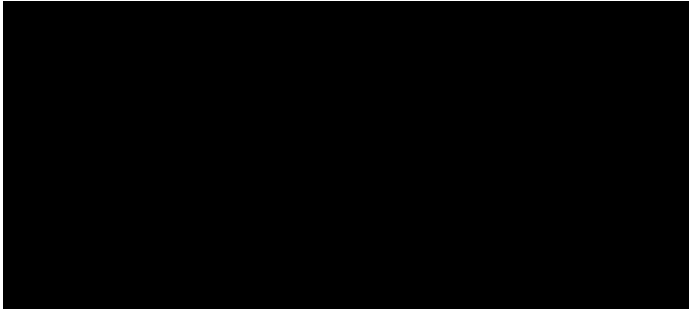
Das System ist durch das Eigengewicht, die Verkehrslasten q sowie durch die die Umlenkkräfte u der Spannglieder beansprucht. Um zu berücksichtigen, dass zahlreiche Spannglieder mit Wendepunkten in unterschiedlicher Lage eingelegt wurden, erfolgt eine Staffelung der angesetzten Umlenkklasten u bzw. u' . Die Ermittlung der Umlenkklasten kann durch die fehlende Modellierung im FE-Modell nur durch Abschätzungen anhand der Bestandspläne erfolgen.



Am freigeschnittenen Fächer  können die Betondruckspannungen für jeden beliebigen Punkt ermittelt werden. Mit der Stegbreite b_w findet man die Spannungen für die Punkte B und C beispielsweise anhand folgender Gleichungen:



Für die in [REDACTED] markierten Punkte ergeben sich die in [REDACTED] aufgeführten Spannungen. Es handelt sich dabei um die geneigt verlaufenden Hauptspannungen in den Druckfeldern bzw. Fächern. Die Druckfeldneigung ergibt sich in diesem Abschnitt zu etwa 30°; in den nachfolgenden Stegabschnitten nimmt sie, aufgrund der geringeren Bügelbewehrung, auf etwa 25° ab. Die Ergebnisse aus [REDACTED] werden auch mit dieser Betrachtung bestätigt: Beim Übergang vom Steg zur Bodenplatte in Stützennähe [REDACTED] überschreiten die Druckspannungen mit ca. [REDACTED] den gemäß Norm zulässigen Wert von $0,75f_{cd} = [REDACTED]$ deutlich.



Dieses Ergebnis ist als kritisch einzustufen. Anzumerken ist allerdings, dass in diesem Bereich eher geringe Stegverzerrungen auftreten, so dass die Reduktion der Betondruckfestigkeit deutlich geringer ausfällt als dies die Norm vorgibt; in der Literatur findet man hierzu unterschiedliche Angaben (siehe z.B.: Sigrist, V., "Zur Querkraftbemessung von Stahlbetonträgern". *Beton- und Stahlbetonbau*, Ernst & Sohn, 100. Jg., Heft 5, 2005, pp. 390-397). Auf der Grundlage entsprechender Abschätzungen kann deshalb eine unmittelbare Gefährdung des Tragwerks ausgeschlossen werden. In Kombination mit einer möglichen Schädigung des Betons infolge Bewehrungskorrosion oder Alkali-Kieselsäure-Reaktion stellt diese Schwachstelle jedoch ein Problem dar.

Nachweis gegen Ermüdung

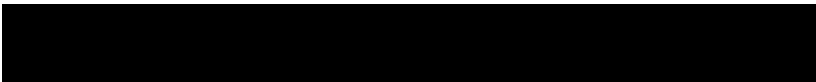
Für den Abschnitt [REDACTED] wird exemplarisch ein Ermüdungsnachweis für das Längssystem geführt, siehe Kapitel 5.4.1. Es stellt sich heraus, dass das Tragwerk nicht ermüdungsgefährdet ist. Dieses Ergebnis kann auf den Abschnitt [REDACTED] übertragen werden.

5.5. Brückenabschnitt [REDACTED]

5.5.1. Längsrichtung

Um die Ostrampe im Bereich des Übergangs auf den Stahlüberbau zu berechnen, wird ein Durchlaufträger über vier Felder modelliert, die allgemeinen Angaben in den Kapiteln 5.3.1 und 5.3.2 gelten analog.

Die Standardspannweite der Felder in diesem Teil der Ostrampe beträgt 50 m, die ersten beiden Felder zwischen den Achsen [REDACTED] sind jedoch mit 61,25 bzw. 55 m etwas länger. In [REDACTED] ist das abgewinkelte Längssystem dargestellt.

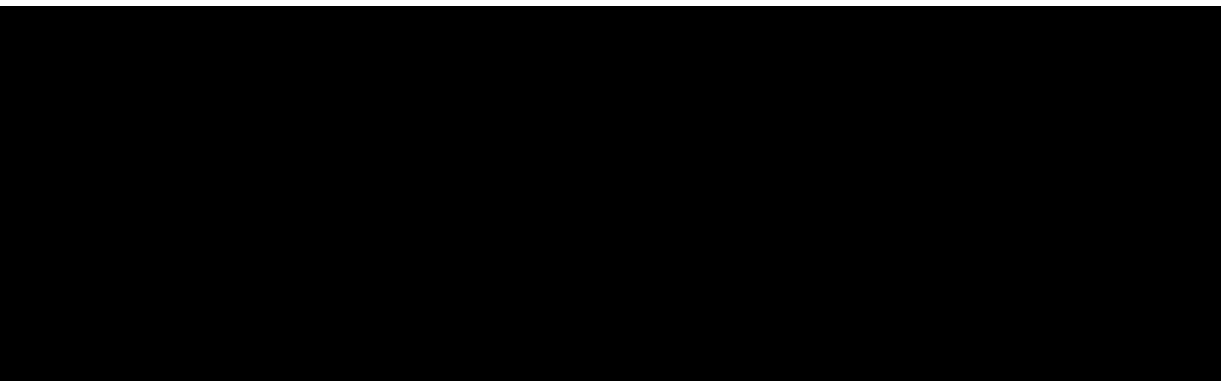




Die Trasse folgt einem Kreisbogen mit einem Radius von 1700 m im Bereich der Achsen [REDACTED] diese Krümmung wurde im FE-Modell abgebildet. Ab Achse [REDACTED] ist der Radius wesentlich größer, so dass das System zwischen den Achsen [REDACTED] ohne bedeutende Genauigkeitsverluste durch eine Gerade approximiert werden kann. Die Trasse hat ein Gefälle von 4%.

In den Achsen werden die Lagerungsbedingungen realitätsnah erfasst, indem die translatorischen Freiheitsgrade in radialer sowie in z-Richtung und der Torsionsfreiheitsgrad blockiert werden. Die Lagerung ist also gelenkig und in Längsrichtung verschieblich. Bei Achse [REDACTED] wird das System fest eingespannt, so dass die Ergebnisse durch Symmetrie näherungsweise für den verdoppelten Abschnitt zwischen den Achsen [REDACTED] gelten.

Der Querschnitt besteht aus einem dreistegigen Hohlkasten, dessen Höhe und Breite zwischen den Achsen [REDACTED] linear verzogen ist. So wird ein Übergang zwischen den Querschnittsgeometrien des Stahl- und des Spannbetonüberbaus geschaffen. In jeder Stützenachse befindet sich ein massiver Quertträger von 2 m Dicke. Die Platten und Stege verjüngen sich auf einer Länge von 10 m von der Stütze in Richtung Feld. [REDACTED] zeigt exemplarische Standardquerschnitte im Stütz- und Feldbereich. Das System wird in Stabelemente von jeweils einem Meter Länge diskretisiert, bei plötzlichen Querschnittsänderungen werden zusätzlich außerhalb dieses Rasters Knoten eingefügt. So ergeben sich 226 Stäbe für den 216,25 m langen Abschnitt.



In allen drei Stegen liegt eine wechselnde Anzahl an Spanngliedern, auch hier gelten die oben erläuterten Spannkräfte und Spannstahlquerschnitte. Das erste Feld zwischen den Achsen [REDACTED] bis über die Stütze [REDACTED] hinaus ist mit insgesamt 62 Spanngliedern am stärksten vorgespannt, im Feld [REDACTED] verringert sich die Anzahl auf 24 Spannglieder. Im Bereich von Achse [REDACTED] sind es durch Zulagen 60 Spannglieder und bei Achse [REDACTED] 33 Spannglieder. Die Spannglieder werden im FE-System vollständig mit ihrer räumlichen Geometrie erfasst, ebenso die vorhandenen Koppelfugen bei 0,2 l vor den Auflagern. So kön-



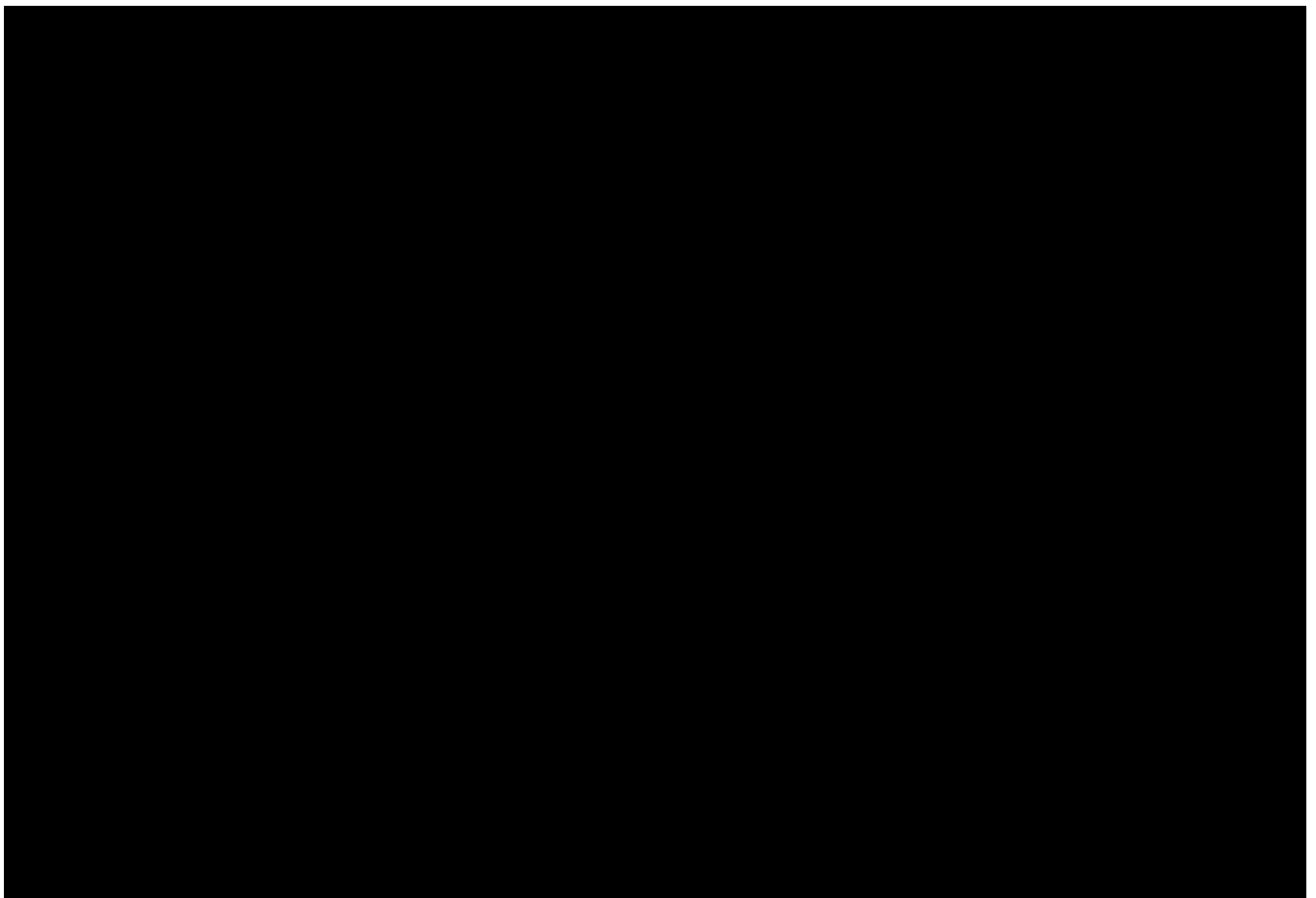
nen die Schnittgrößen aus der Vorspannung separat ermittelt und in den Nachweisen berücksichtigt werden.

Um das erzeugte Modell zu verifizieren, werden in einer ersten Kontrollberechnung die Schnittgrößen aus ständigen Lasten mit den Ergebnissen der Altstatik verglichen. Die ständigen Lasten setzen sich zusammen aus dem Eigengewicht des Hohlkastens und den Ausbaulasten aus Fahrbahnbelag sowie Mittel- und Randkappen. [REDACTED] zeigt die entsprechenden Verläufe. Die Übereinstimmung ist gegeben. Die Abweichungen im Bereich der Achse [REDACTED] entstehen dadurch, dass in der Altstatik näherungsweise mit einem längeren ersten Feld gerechnet wurde; die Ausführung erfolgte aber wie hier gezeigt. Im [REDACTED] sind die Verläufe von Querkraft, Biege- und Torsionsmomenten aus ständigen Lasten dargestellt.

Die Schnittgrößen aus Vorspannung werden an dieser Stelle nicht explizit mit den Ergebnissen in der Altstatik verglichen, da sich im vorher modellierten Abschnitt der Achsen [REDACTED] gezeigt hat, dass dieses Vorgehen relativ zeitaufwendig ist. Die vorhandenen Informationen sind zum Teil unübersichtlich dokumentiert, andererseits ist das grundsätzliche Vorgehen bei der Spanngliedmodellierung bereits durch den Vergleich im anderen Abschnitt verifiziert. Die berechneten Schnittgrößen aus Vorspannung sind im [REDACTED] dargestellt.

Analog zum Vorgehen für den Bereich der Achsen [REDACTED] werden die Schnittgrößen aus den Lastfällen Stützensenkung, Temperaturdifferenz und Verkehr ermittelt und für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit überlagert. Die Verkehrslasten leisten dabei den größten Beitrag.

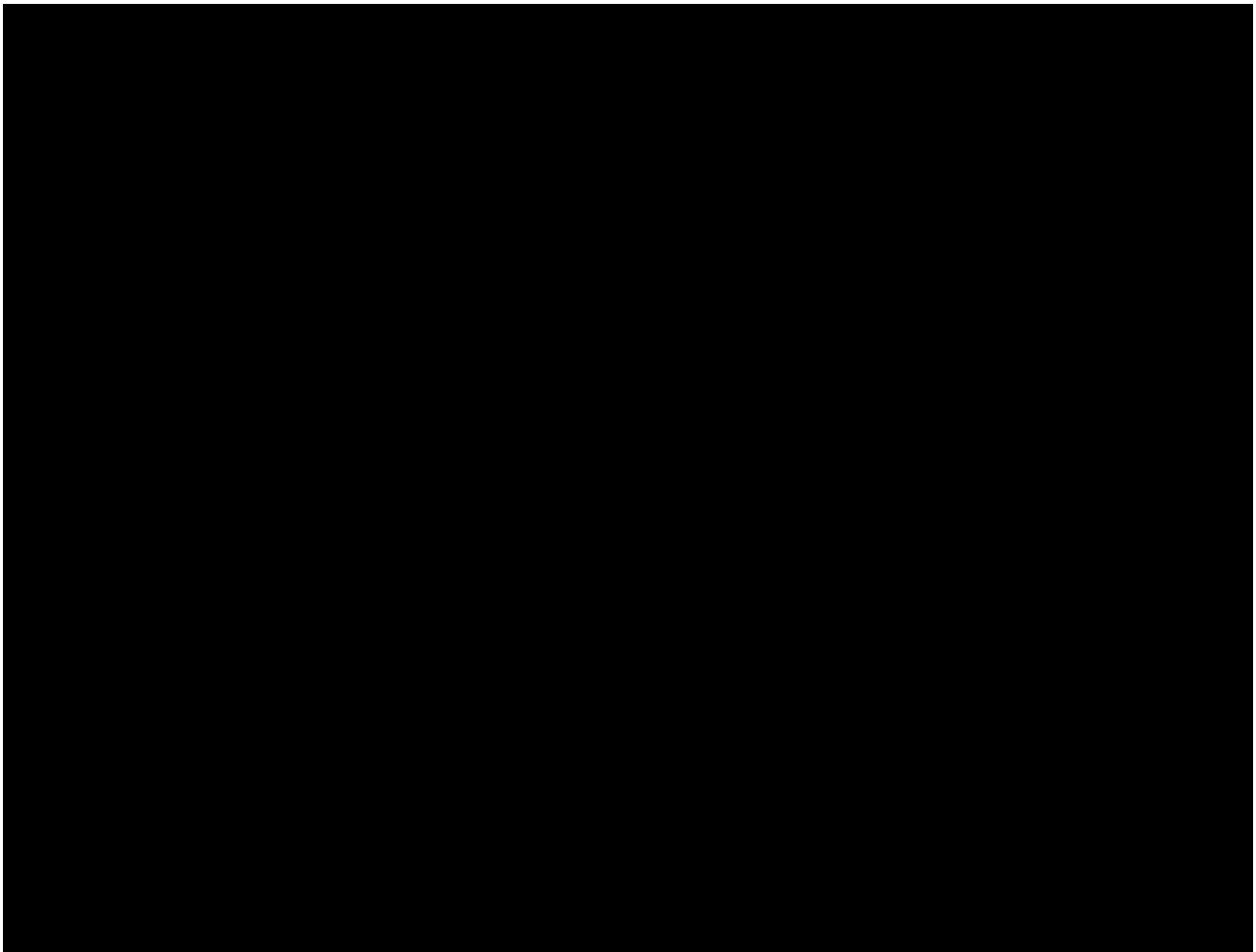
Um die Größenverhältnisse zu verdeutlichen, werden die maximalen Biegemomente aus veränderlichen Lasten denen infolge ständiger Lasten in [REDACTED] gegenübergestellt. Um die Übersichtlichkeit zu gewährleisten, werden dabei beispielhaft die veränderlichen Lastfälle so gewählt, dass das Stützmoment über Achse [REDACTED] maximal wird. Bei den Schnittgrößen handelt es sich um charakteristische Werte. Anhand der Abbildung wird deutlich, dass das maximale Gesamtbiegemoment zu etwa 70% durch die ständigen Lasten verursacht wird, während der Anteil der Verkehrslasten etwa 20% beträgt. Stützensenkung und Temperaturdifferenz rufen gemeinsam ca. 10% des Gesamtbiegemomentes hervor.



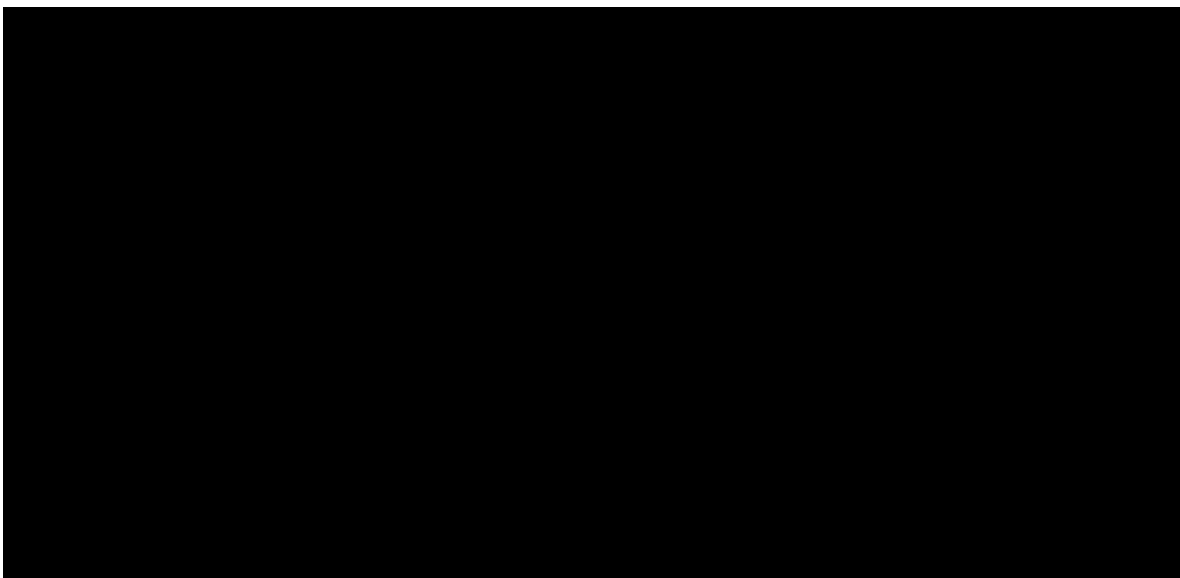
Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die **Schnittgrößenüberlagerung** erfolgt wie in Kapitel 5.3.2 erläutert. Die Laststellung sowie die charakteristischen Werte der Lasten für die Ermittlung der Schnittgrößen werden analog zu Kapitel 5.4.1 (Längsrichtung Achse [REDACTED]) aufgebracht. Wie in Kapitel 5.4.1 für den Bereich zwischen den Achsen [REDACTED] erläutert wird auch in diesem Abschnitt mit den erhöhten Achslasten nach den Angaben der Hamburg Port Authority gerechnet. [REDACTED] zeigt die entsprechende Anordnung.





Die Nachweise für **Biegung mit Normalkraft** werden bei [REDACTED] geführt; [REDACTED] gibt einen Überblick. Sie basieren auf den oben erläuterten Schnittgrößen, die im [REDACTED] grafisch dargestellt sind. In der folgenden Tabelle sind die Bemessungsmomente und Tragwiderstände sowie die sich daraus ergebenden Erfüllungsgrade zusammengestellt. Detaillierte Informationen können der Tabelle im [REDACTED] entnommen werden.



An allen untersuchten Stellen können die vorhandenen Biegebeanspruchungen aufgenommen werden. Da alle Erfüllungsgrade größer als 1,0 sind, weist das System komfortable Tragreserven auf.

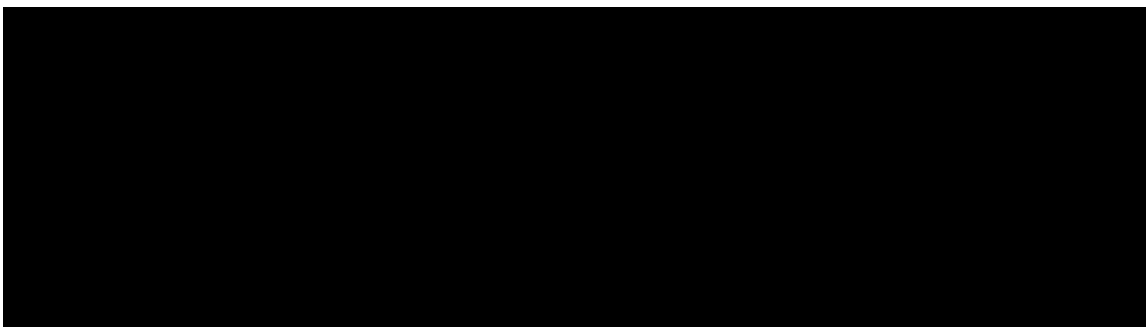
Die **Querkräfte** in den Hohlkastenstegen setzen sich zusammen aus der Querkraft- und der Torsionsmomentenbeanspruchung des Systems, vgl. Kapitel 5.3.2 und 5.4.1.

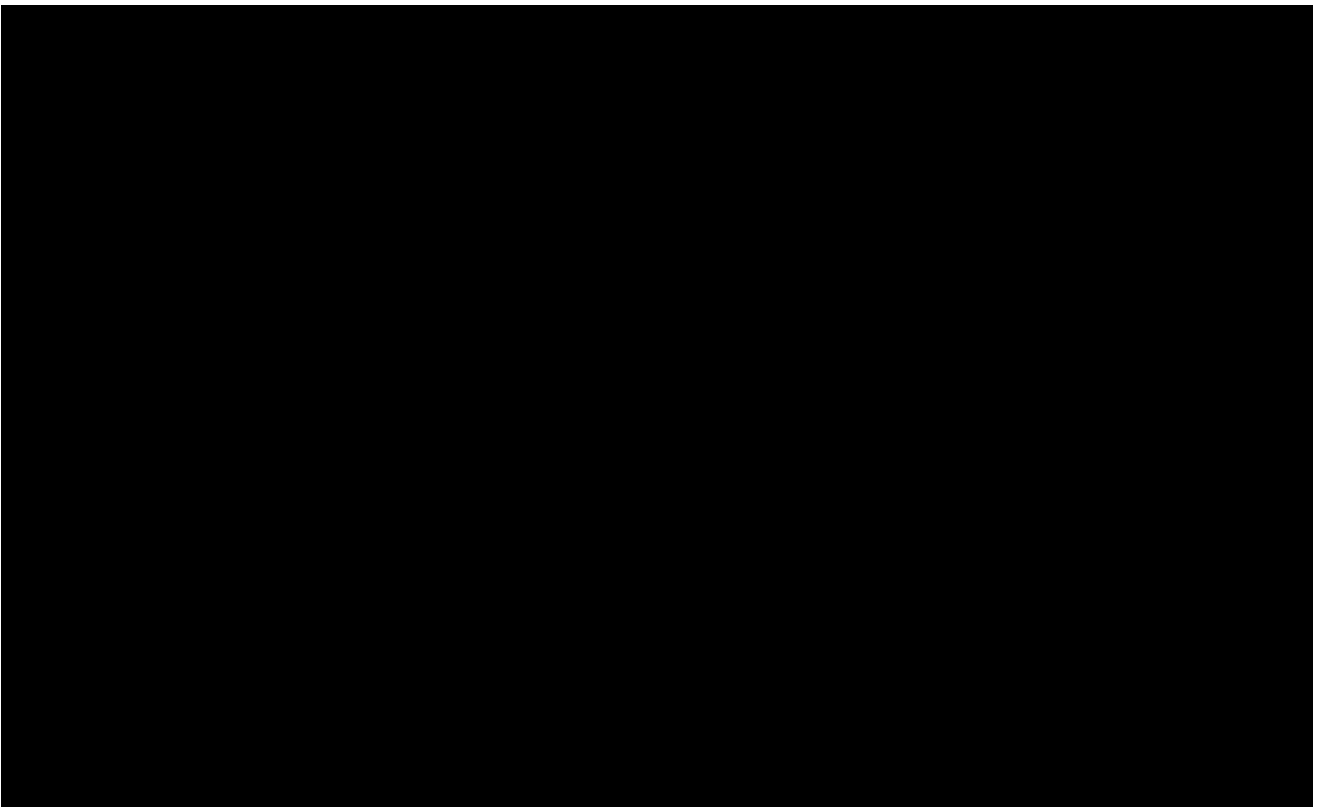
Die Torsionsbelastung führt dazu, dass es jeweils einen für die Bemessung maßgebenden Außensteg gibt, der andere wird durch die Torsion entlastet.

Die Spannkkräfte werden bei der Berechnung der Bemessungsquerkraft ebenfalls berücksichtigt. Durch die Neigung der Spannglieder wird eine entgegengesetzte Querkraft erzeugt, die das System entlastet. Die Einflüsse aus Temperaturdifferenz und Stützensenkung sind gering, daher werden sie hier vernachlässigt. Für die Außenstege ist deren Neigung für die Ermittlung der Einwirkung zu beachten.

Bedingt durch den dreistegigen Querschnitt tritt die Frage der Lastverteilung in Querrichtung auf. Für die Nachweise wird angenommen, dass jeder Steg ein Drittel der Gesamtquerkraft aufnimmt, während die Torsion nur Einfluss auf die Außenstege hat. So ergeben sich pro Nachweisschnitt zwei Nachweise, die maßgebend werden können: Der Mittelsteg und der Außensteg, in dem die Querkräfte aus Torsion das gleiche Vorzeichen haben wie die übrigen Querkräfte. Der Mittelsteg ist in diesem Abschnitt schmaler und auch schwächer mit Bügeln bewehrt, so dass das beschriebene Vorgehen mit der Drittelung der Gesamtquerkraft für den Mittelsteg auf der sicheren Seite liegt, für die Außenstege ist das Gegenteil der Fall. Wenn jedoch sowohl Mittel- als auch Außenstege nachgewiesen werden können, besteht kein Anlass für detailliertere Betrachtungen.

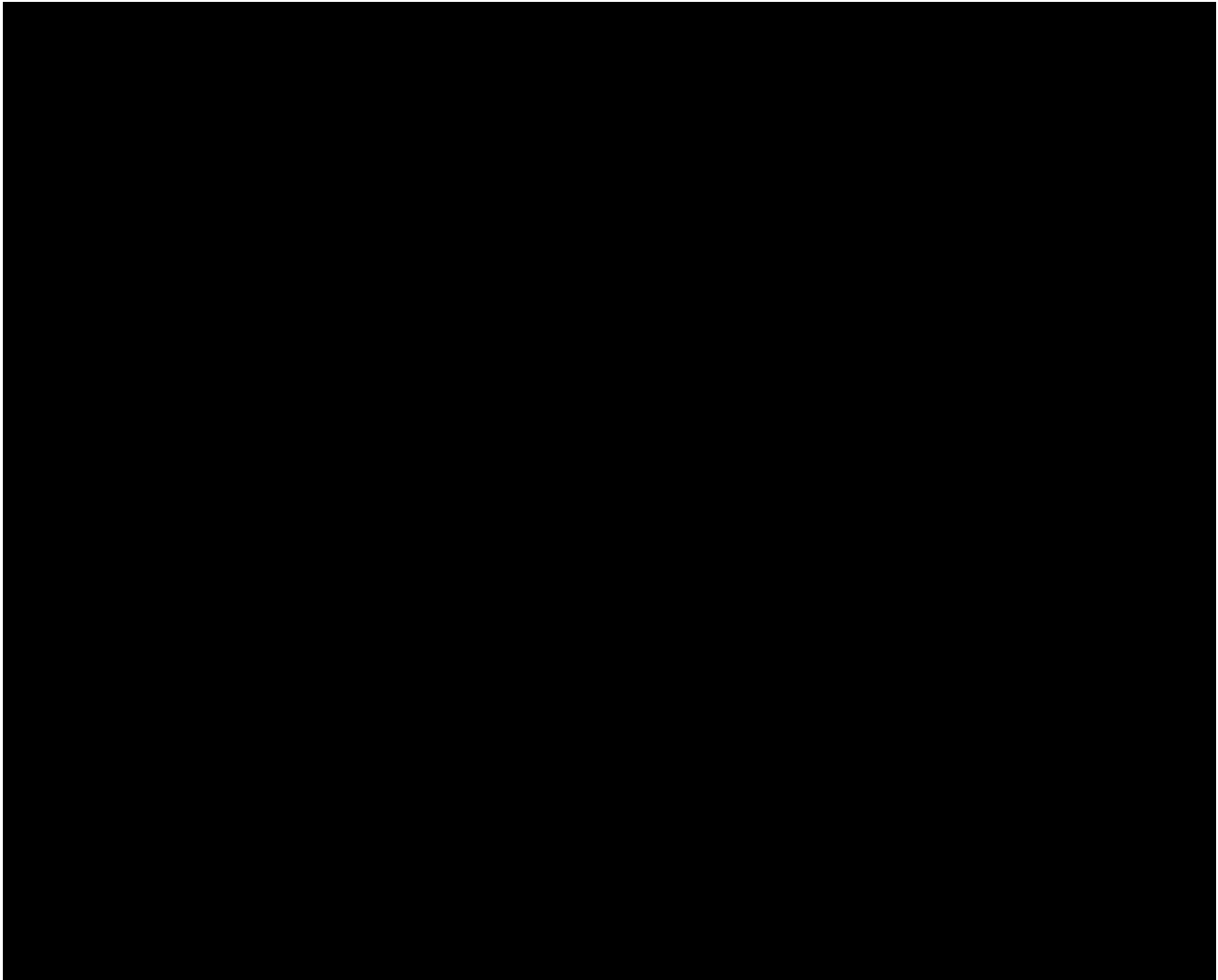
Um den jeweils ungünstigsten Fall für den Stegbeton- bzw. Bügelnachweis abzubilden, muss der Wirkungsort des Tandemsystems dem jeweiligen Nachweis angepasst werden. Daher ergeben sich die im [REDACTED] dargestellten, leicht voneinander abweichenden Schnittgrößenverläufe. Die aufsummierten Bemessungswerte der Beanspruchungen sind in [REDACTED] den Widerständen gegenübergestellt. Die ausführliche Tabelle befindet sich im [REDACTED] gibt einen Überblick über die Nachweisstellen.





Alle Erfüllungsgrade sind größer als 1; es bestehen folglich keine Probleme hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit in diesem Abschnitt. Alle Bügelnachweise sind bei genauerer Betrachtung sogar noch günstiger als dargestellt, denn bei den Nachweisen wird lediglich der Bügelquerschnitt angesetzt, der unmittelbar in der Nähe des Bemessungsschnitts nach DIN 1045-1 verlegt wurde. In direkter Stützen-nähe wurden aber wesentlich stärkere Bügel eingebaut, deren Wirkung im Standardnachweis nicht berücksichtigt wird; siehe dazu auch die Ausführungen in Kapitel 5.4.





Die geometrischen Gegebenheiten des Auflagerbereiches bei Achse 0' sind nicht ideal, um die Auflagerkraft in das Tragwerk einzuleiten. [REDACTED] zeigt einen Längsschnitt des fraglichen Bereiches. Die Krafteinleitung erfordert ein komplexes räumliches Fachwerkmodell, das an dieser Stelle vereinfacht behandelt wird, indem die auftretenden Zugkräfte nachgewiesen werden: Zum Einen entsteht direkt beim Auflager, bedingt durch die diagonale Druckstrebe, eine horizontale Zugkraft, zum anderen müssen die Lasten aus dem Feld im Querträger senkrecht hochgehängt werden. Der Bemessungswert der Auflagerkraft F_{vd} aus Eigengewicht, Vorspannung und Verkehrslasten beträgt [REDACTED].

Durch die Auflagerkraft und die geometrischen Randbedingungen der Ausklinkung ergibt sich die Kraft in der diagonalen Druckstrebe F_{dd} zu [REDACTED] unter einem Winkel von 35° [REDACTED], die aufzunehmende Zugkraft F_{hd} beträgt [REDACTED]. Durch die insgesamt 32 Spannglieder, die an der ersten Ankerplatte verankert sind, beträgt die Normalkraft in diesem Bereich dagegen [REDACTED], damit ist der Abschnitt überdrückt.

Die hochzuhängende Kraft im Querträger ist näherungsweise und auf der sicheren Seite liegend gleich der Auflagerkraft F_{vd} = [REDACTED]. Der Betonstahl hat eine Fließgrenze f_{yd} = [REDACTED], weshalb ein Stahlquerschnitt [REDACTED] benötigt wird. In [REDACTED] unten wird deutlich, dass zwei Lager im Abstand von [REDACTED] vorhanden sind. Die Addition der gesamten senkrechten Bewehrung im Querträger ergibt einen Stahlquerschnitt [REDACTED] somit kann die Zugkraft aufgenommen werden.



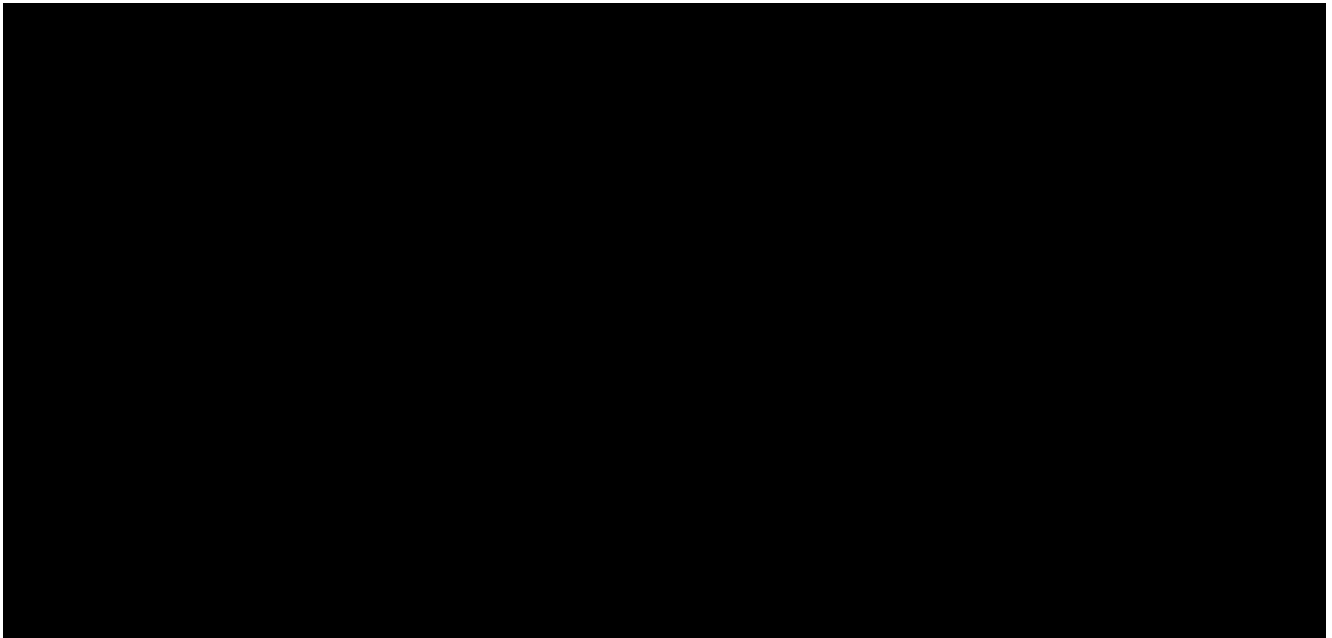
Nachweis gegen Ermüdung

Für den Abschnitt [REDACTED] wird exemplarisch ein Ermüdungsnachweis für das Längssystem geführt, siehe Kapitel 5.4.1. Es stellt sich heraus, dass das Tragwerk nicht ermüdungsgefährdet ist. Dieses Ergebnis kann auf den Abschnitt [REDACTED] übertragen werden.

Nachweis der Dekompression

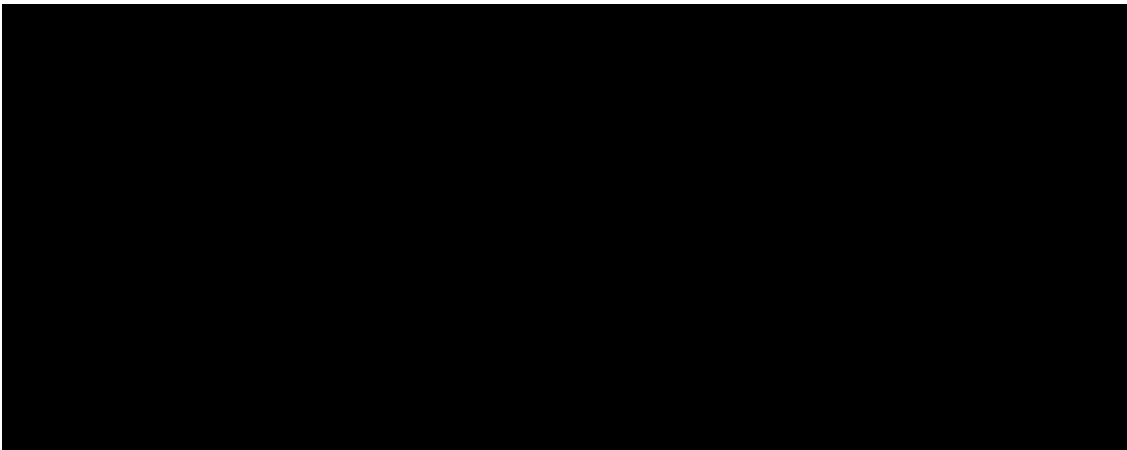
Nach DIN FB 102 dürfen unter der maßgebenden Einwirkungskombination keine Zugspannungen an dem Rand auftreten, der dem Spannglied am nächsten liegt. Bei Anforderungsklasse C gilt dies für die quasi-ständige Lastkombination. Dabei ist der Lastfall Temperatur mit anzusetzen.

Der Nachweis wird stellvertretend für das [REDACTED] sowie für den Bereich bei Stütze [REDACTED] geführt. Durch die hohe Vorspannung ist fast das gesamte System überdrückt. Es treten geringe Zugspannungen auf, die jedoch unterhalb der Betonzugfestigkeit liegen, [REDACTED].



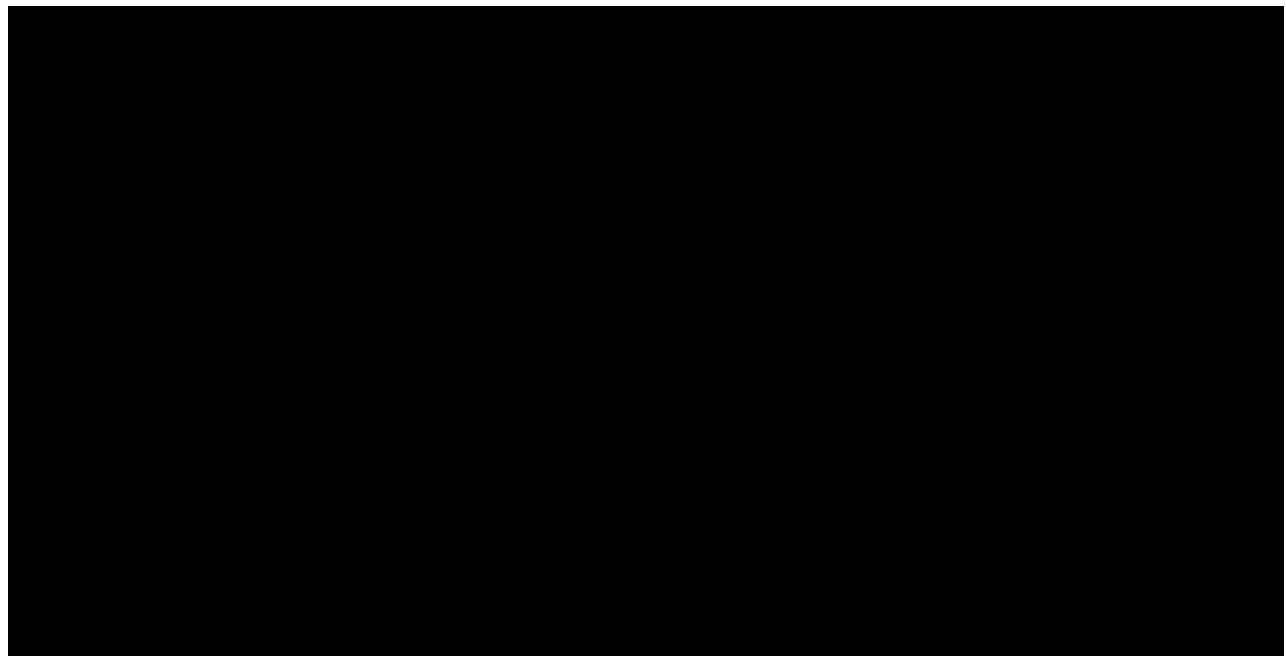
5.5.2. Querrichtung

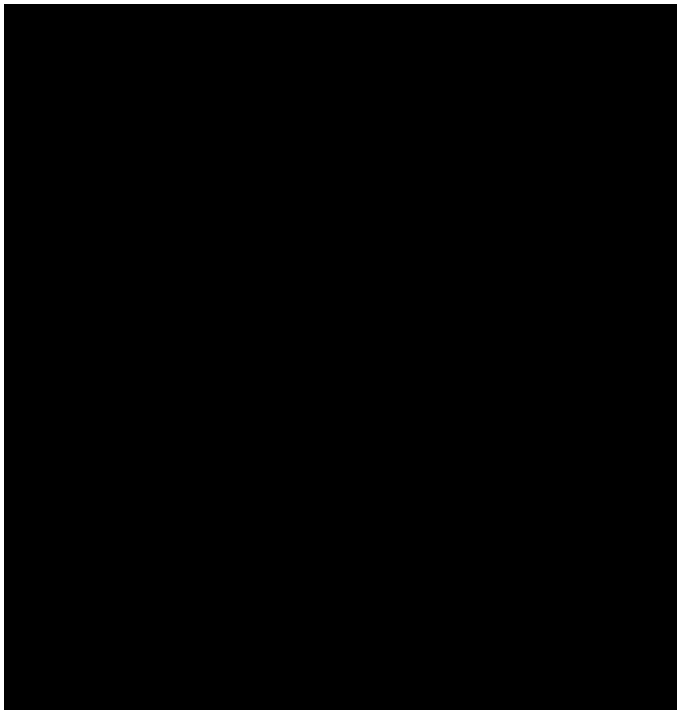
Ebenfalls für den Bereich zwischen Achse [REDACTED] wird die Tragfähigkeit der Fahrbahnplatte in Querrichtung untersucht. Hierbei wird beispielhaft das Feld zwischen den Achsen [REDACTED] betrachtet. Die Diskretisierungsart entspricht dem in Kapitel 5.3.3 vorgestellten Schalenmodell. Die Querspannglieder werden ebenfalls abgebildet. Die Quervorspannung dieses Bereichs entspricht nahezu derjenigen der Westrampe; die Spannglieder weisen die gleiche Querschnittsfläche von [REDACTED] pro Spannglied auf. Dabei handelt es sich ebenfalls um ungerippte Spannglieder ohne Verbund. Der Abstand der Spannglieder beträgt 62 cm. [REDACTED]



Im Bereich der Verbindung der auskragenden Fahrbahnplatte zum Steg liegt eine Ausrundung vor [REDACTED]. Analog zur vorangegangenen Untersuchung werden die Nachweise für den Bemessungsschnitt geführt; dieser liegt am Beginn der Ausrundung. Die Laststellungen für die statischen Nachweise entsprechen den für das Längssystem diese Abschnittes [REDACTED].

Die Nachweisführung beinhaltet die Überprüfung der Biege- und der Querkrafttragfähigkeit sowie der Ermüdung. In [REDACTED] sind die ermittelten Erfüllungsgrade zusammengestellt. Eine detaillierte Darstellung der Nachweisformate sowie der ermittelten Schnittgrößenverläufe enthält [REDACTED]. Aus den unten stehenden Tabellen geht hervor, dass die Tragfähigkeit gegenüber der Biege- und Querkraftbeanspruchung gewährleistet ist. Ebenfalls ist zu erkennen, dass ein Verlust der Tragfähigkeit infolge Materialermüdung auszuschließen ist.

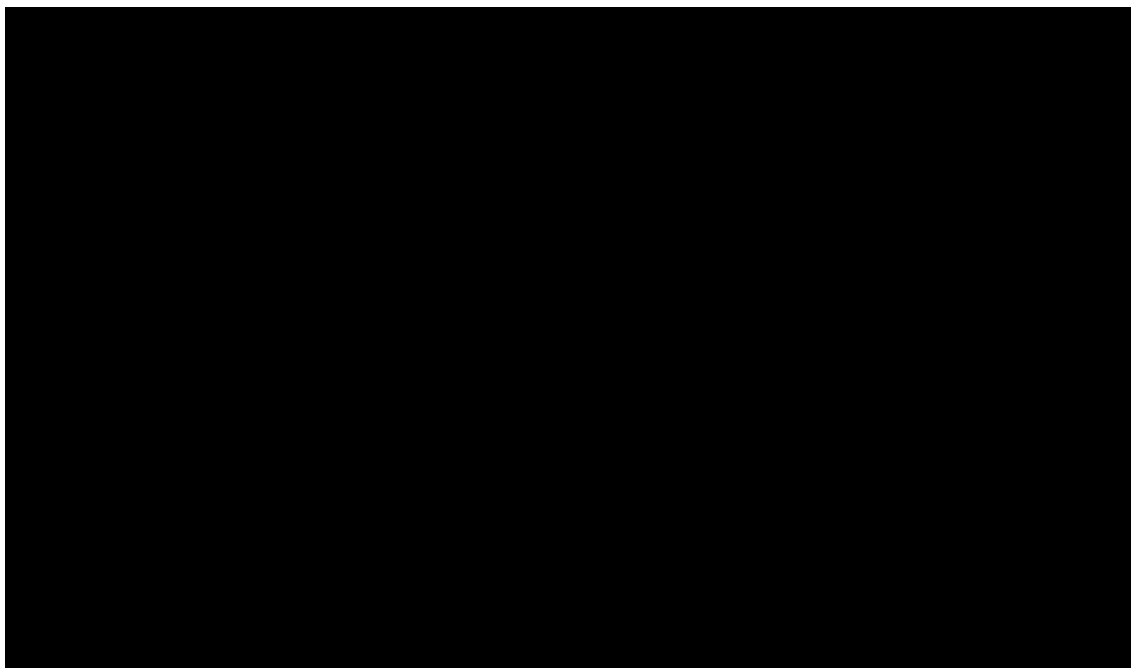


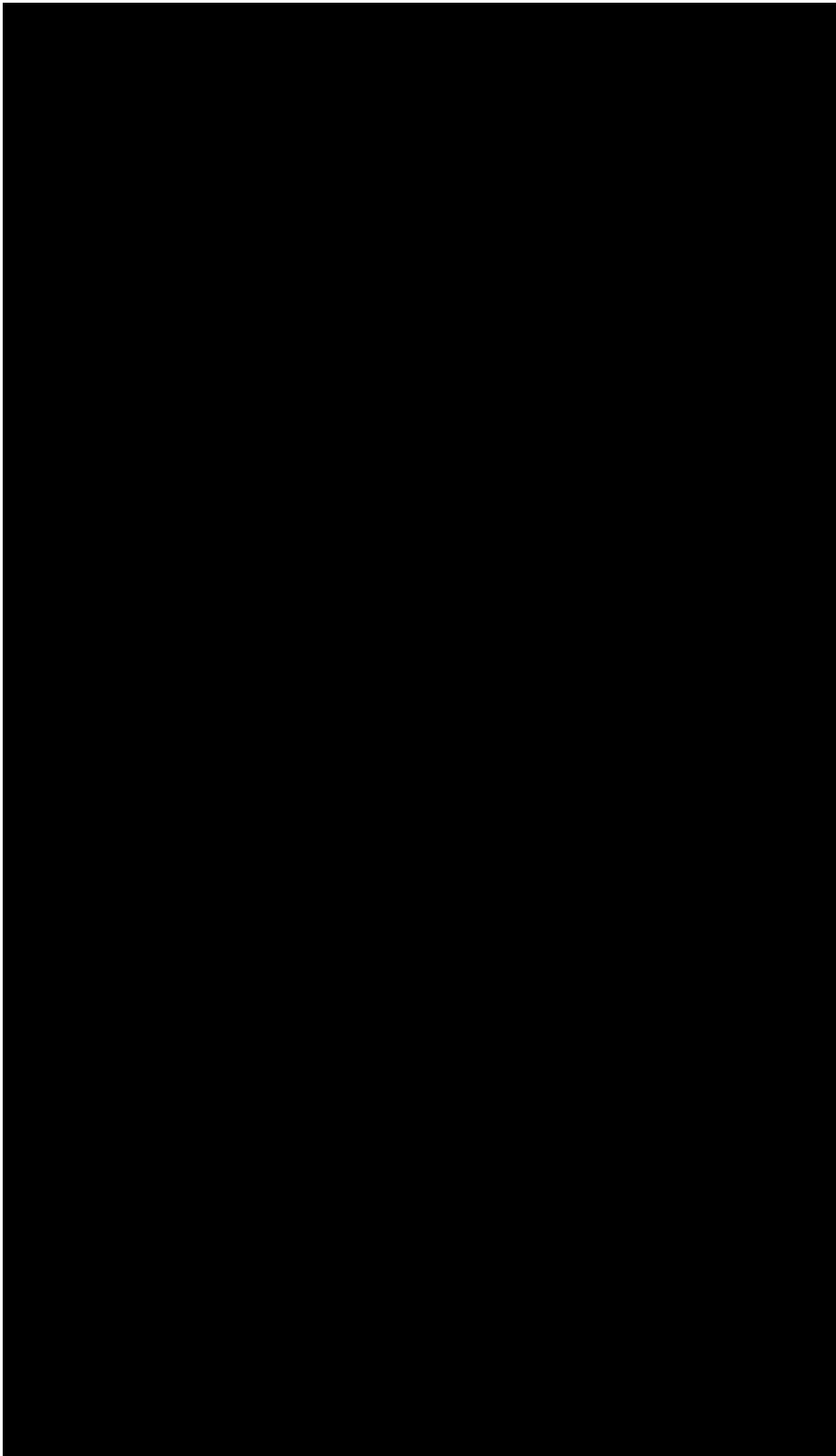


5.6. Kreuzungsbereich

Im Folgenden wird die Tragfähigkeit des Kreuzungsbereiches der Ostrampe mit der [REDACTED] überprüft. Aufgrund der komplexen Geometrie wird für die Ermittlung der Schnittgrößen wird ein FE-Schalenmodell erstellt. Das FE-Modell beschreibt den Bereich der Ostrampe zwischen den Achsen [REDACTED] [REDACTED] zeigt das modellierte System.

Eine schematische Darstellung des Bereiches sowie die im Weiteren verwendeten Bezeichnungen der Achsen und Stege sind in [REDACTED] zu sehen. Die Spannweiten der einzelnen Felder betragen ab Achse [REDACTED] in Richtung der Achse [REDACTED] [REDACTED].



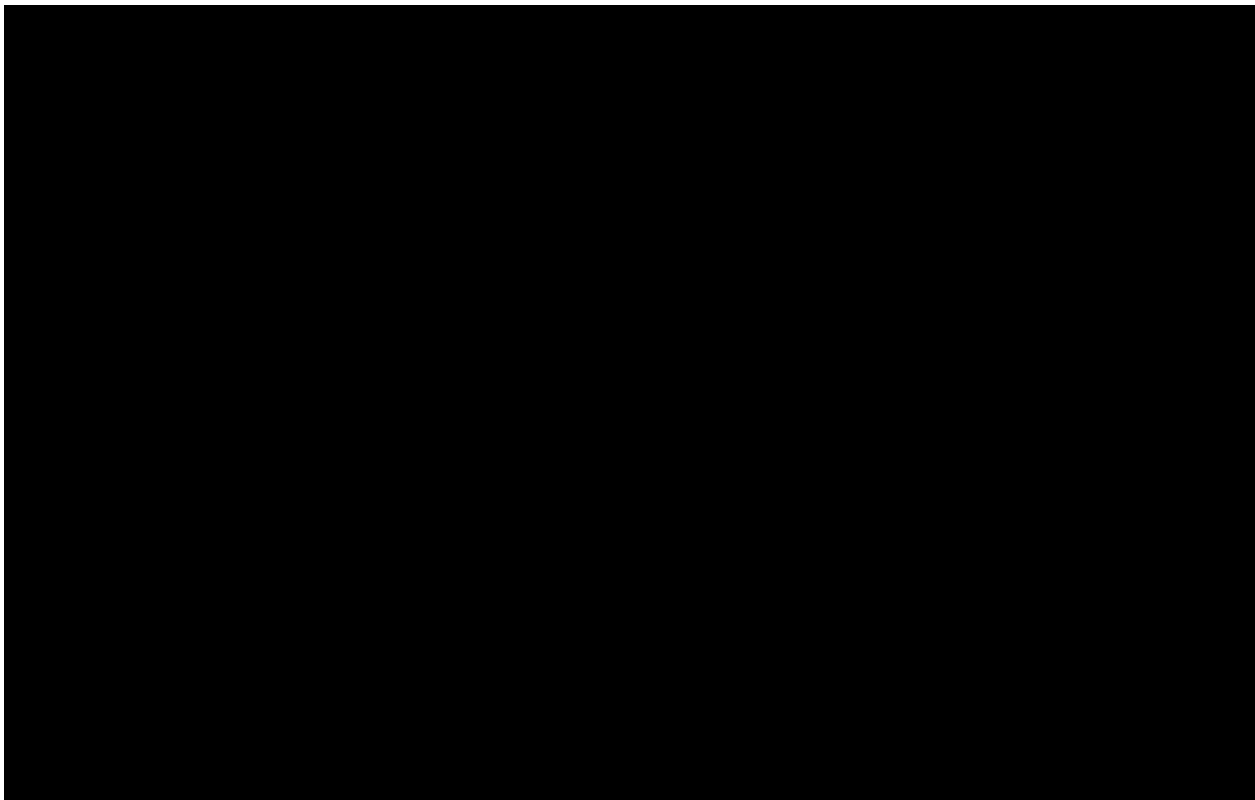
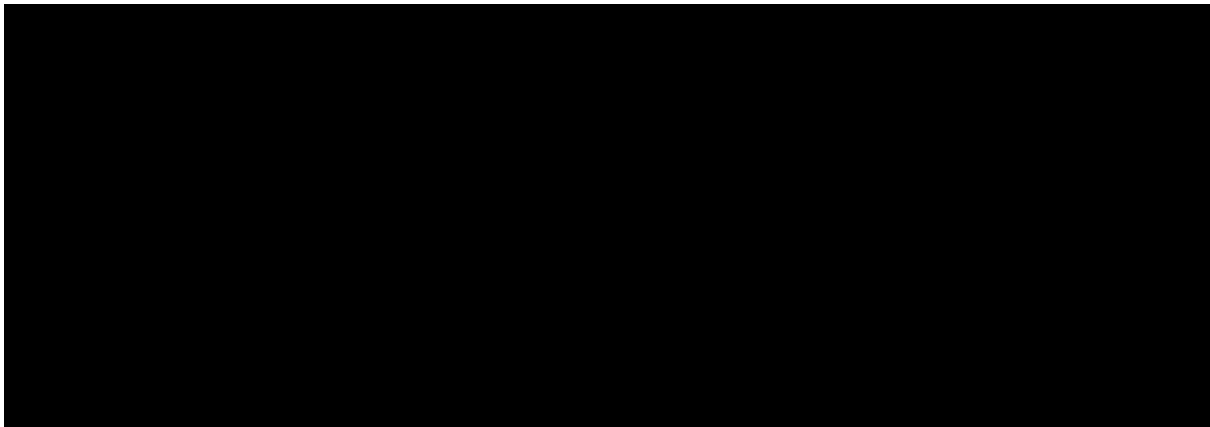


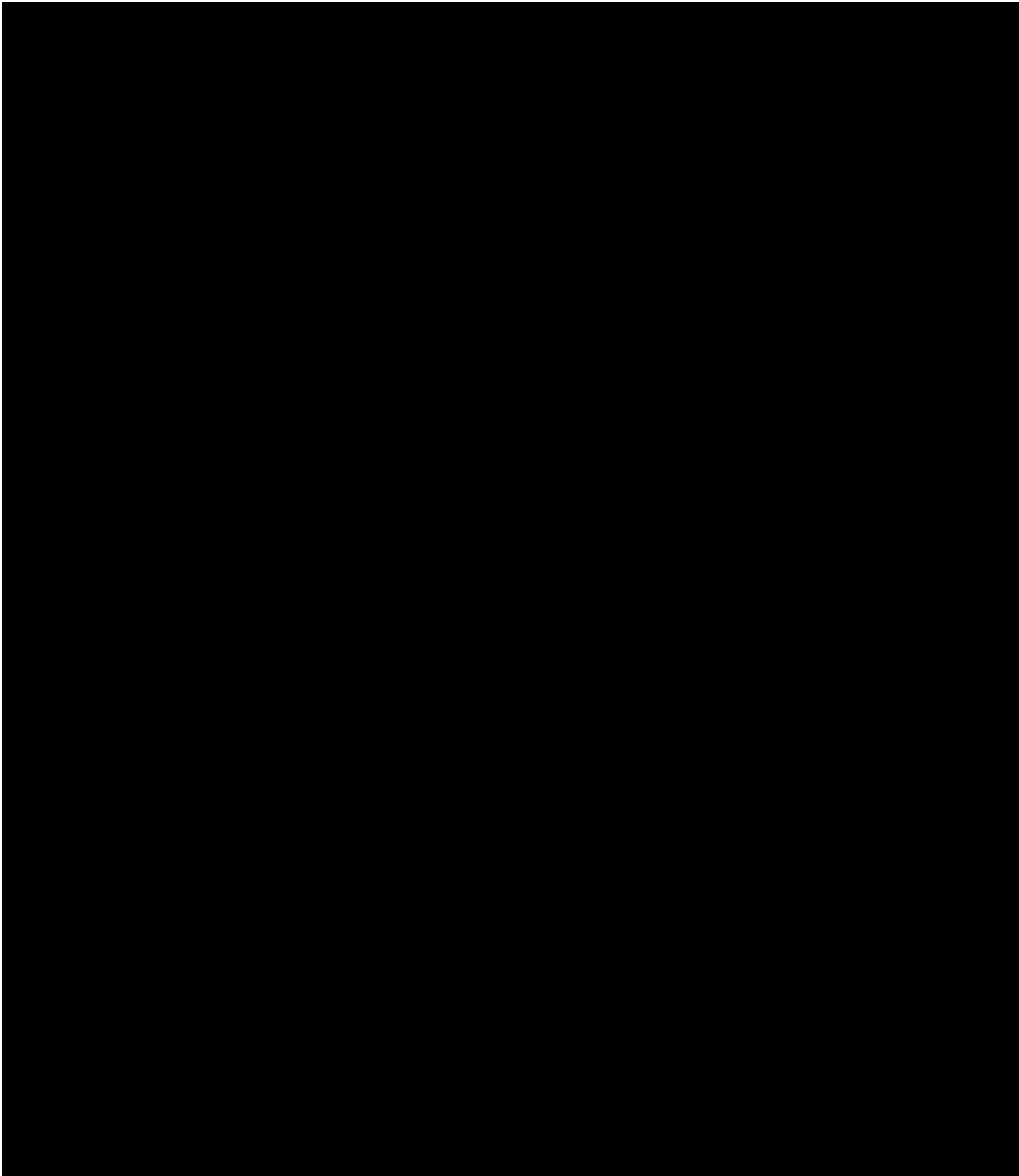
Die vorhergehenden Untersuchungen zeigen, dass die Rampen nicht ermüdungsgefährdet sind. Aus diesem Grund wird hier auf die Nachweise gegen Ermüdung verzichtet und nur die Tragfähigkeit untersucht. Für die Ermittlung der Schnittgrößen werden die Laststellungen entsprechen DIN-FB 101 auf die vorhandenen Fahrspuren so angesetzt, so dass jeweils die maximale Beanspruchung an einer betrachteten Stelle entsteht.



Die Vorspannung wird für diesen Abschnitt lediglich als Beitrag zum Tragwiderstand berücksichtigt. Die Spannglieder im ComputermodeLL zu erfassen würde den Zeitrahmen der Untersuchungen deutlich übersteigen. Die Zwangsbeanspruchungen aus Vorspannung werden folglich nicht erfasst. Dieses Vorgehen ist allerdings vertretbar, da das System - wie die Ergebnisse zeigen - über ausreichende Tragreserven verfügt.

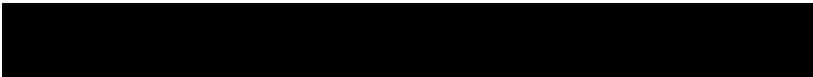
Für die Nachweisführung werden die berechneten Schalenkräfte über vorgängig definierte Ersatzquerschnittsflächen integriert [REDACTED] und so in Stabschnittgrößen überführt. Die Ersatzquerschnitte umfassen jeweils einen Steg sowie eine mitwirkende Plattenbreite (gemäß DIN 1045-1). [REDACTED] zeigt die Stellen, an denen die Nachweise geführt werden. An den blauen, mit "M" bezeichneten Stellen wird die Biegetragfähigkeit überprüft und an den roten, mit "Q" bezeichneten Stellen der Querkraftwiderstand ermittelt. Stege [REDACTED] werden nicht überprüft, da sie symmetrisch zu den Stegen [REDACTED] sind.





Aus den obigen Tabellen geht hervor, dass das System bezüglich Biegung über ausreichende Tragreserven verfügt. Bei der Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit (Bügel) wird die Tragfähigkeit exemplarisch an drei "Standartstellen" überprüft [REDACTED]; es sind dies lagernahe Bereiche mit genügend Bügelbewehrung.

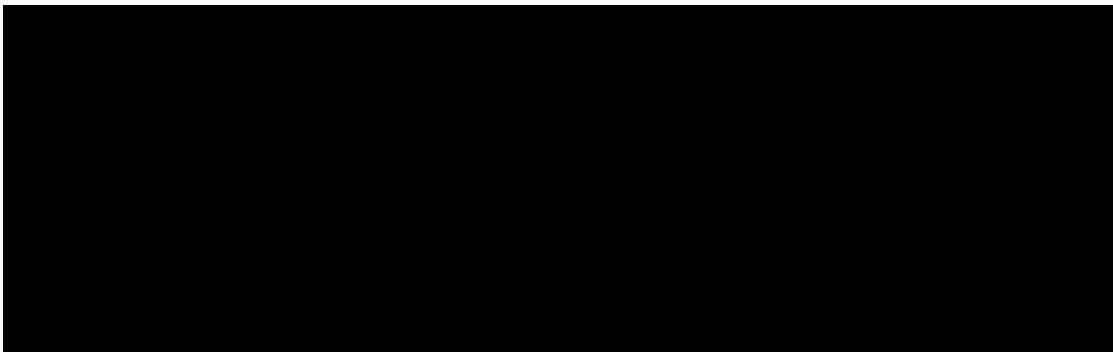
Zusätzlich wird die Tragfähigkeit der Bügel im Bereich der Anschlüsse der Stege [REDACTED] an die Stege [REDACTED] untersucht, wobei sich für die Stellen [REDACTED] Erfüllungsgrade < 1 ergeben. Diese Untersuchungen basieren auf dreidimensionalen Spannungsfeldmodellen, die den Kraftfluss in den ein-



zelen Stegen erfassen. Die Modelle zeigen, dass ein Querkraftversagen auch ohne Beachtung der Wirkung der Vorspannung in der Regel ausgeschlossen werden kann.

An der Stelle ■■■ verlaufen sechs parabolisch geführte Spannglieder, die bei der Aufnahme der Querkraft mitwirken. Als Zulagen wurden horizontale Spannglieder eingelegt, die jedoch nahezu keinen Einfluss auf die Querkraft haben und somit nicht in Rechnung gestellt werden. Die sechs gekrümmten Spannglieder weisen eine gesamte Querschnittsfläche von 79,2 cm² und eine mittlere Neigung von 4,1° auf. Bei einer angesetzten Spannglieddehnung vom 3,8 ‰ ergibt sich ein Beitrag der Spannglieder an den Querkraftwiderstand von 422,2 kN. Unter Beachtung dieses Aspektes erhöht sich der Erfüllungsgrad für die Stelle ■■■ auf 1,27. Eine analoge Betrachtung gilt für die Stelle ■■■; hier wurden neun Spannglieder eingebaut, deren Beitrag an den Querkraftwiderstand 1,142 MN beträgt. Der Erfüllungsgrad steigt dadurch auf 1,61. Der Verlauf der Spannglieder, der für die beiden Stellen angesetzt wird, ist in ■■■ dargestellt.

Abschließend wird an drei Stellen die Tragfähigkeit der Druckstreben in den Stegen untersucht. In der ■■■ sind die Einwirkungen den Widerständen gegenübergestellt. Es ist zu erkennen, dass die Erfüllungsgrade deutlich größer als 1 sind, und somit die Tragfähigkeit der Stege gewährleistet ist.



5.7. Zusammenfassung und Folgerungen

Im Rahmen der rechnerischen Überprüfung der Spannbetonrampen werden Last- und Schnittgrößenvergleiche mit der Altstatik sowie Tragfähigkeits- und Ermüdungsnachweise für verschiedene Bereiche des Tragwerks geführt. In diesen Nachweisen zeigen sich vereinzelt Defizite hinsichtlich der Tragwiderstände, die jedoch bis auf einige Ausnahmen nicht als kritisch einzustufen sind.

Die Nachweise werden auf der Grundlage elastischer Schnittgrößen sowie der aktuellen Norm DIN 1045-1 geführt; möglicherweise vorhandene Systemtragreserven, die sich aufgrund von Schnittgrößenumlagerungen ergeben würden, werden nicht berücksichtigt. Geringe Überschreitungen der zulässigen Werte (Erfüllungsgrad $\eta \approx 1$) sind zunächst nicht als kritisch zu bewerten, da sie nur zu einer Abminderung der Sicherheiten führen; eine abschließende Beurteilung ist allerdings in Verbindung mit der Zustandsbewertung vorzunehmen (Kapitel 7). Größere Überschreitungen der Tragwiderstände ($\eta < 0,85$) sind jedoch, je nach Lage und Funktion eines Bauteils, als mehr oder weniger alarmierend einzustufen.

Im Einzelnen können die Ergebnisse der Überprüfung wie folgt zusammengefasst werden:



- In Brückenlängsrichtung sind die Biegewiderstände in allen betrachteten Querschnitten ausreichend groß; die Erfüllungsgrade η liegen zwischen 1,0 und ca. 1,6. Bei Berücksichtigung möglicher Schnittgrößenumlagerungen (plastische Verformungen) könnten zusätzliche Systemtragreserven ausgewiesen werden.
- Die Querkrafttragfähigkeit der Stege kann für die Ostrampe (dreistegiger Brückenquerschnitt) sowie die Stützbereiche der kürzeren Spannweiten der Westrampe (zweistegiger Brückenquerschnitt) nachgewiesen werden; sowohl für den Stegbeton (Druckstreben) als auch die Bügelbewehrung ergeben sich ausreichende Erfüllungsgrade.
- Die Stützbereiche der längeren Spannweiten der Westrampe weisen bezüglich Querkraft ungenügende Erfüllungsgrade auf ($\eta < 0,7$). Kritisch ist dabei der Stegbeton (Druckstreben) entlang der unteren Kastenplatte, da die Stege sich gegen unten verjüngen; mit Hilfe von Spannungsfeldern wurden hierzu detaillierte (außerhalb der Norm liegende) Berechnungen durchgeführt, die den generellen Befund aber bestätigten. Da in diesen Bereichen eher geringe Stegverzerrungen auftreten, kann eine unmittelbare Gefährdung des Tragwerks zunächst ausgeschlossen werden, in Verbindung mit einer möglichen Schädigung infolge Bewehrungskorrosion oder Alkali-Kieselsäure-Reaktion stellen diese Schwachstellen jedoch ein ernst zu nehmendes Problem dar.
- Im Rahmen der Arbeiten zum vorliegenden Bericht konnte der Aspekt der indirekten Lagerung (die Lager befinden sich nicht unmittelbar unter den Stegen) nur am Rande behandelt werden: Es zeigt sich, dass die für einen einwandfreien Kraftfluss erforderliche "Aufhängebewehrung" fehlt bzw. in zu geringem Umfang vorhanden ist. Dieser Mangel ist als kritisch einzustufen.
- Das (exemplarisch überprüfte) ausgeklinkte Trägerende beim Übergang zur Stahlbrücke verfügt über ausreichend dimensionierte Spannstahl- und Bügelbewehrungen.
- Die für den westlichsten Brückenabschnitt der Ostrampe (wiederum exemplarisch) durchgeführten Berechnungen zeigen, dass der Spannbetonüberbau für quasi-ständige Lasten nahezu vollständig überdrückt ist; aufgrund des hohen Vorspanngrads treten lokal begrenzt nur geringe Zugspannungen auf, die jedoch die Betonzugfestigkeit nicht überschreiten.
- Die Ermüdungsnachweise für Biegung und Querkraft in Brückenlängsrichtung sind erfüllt. Diese Aussage kann allerdings nicht auf die Stützbereiche der längeren Spannweiten der Westrampe übertragen werden; für diese Bereiche muss ein Mangel hinsichtlich der Betondruckspannungen vermutet werden (vgl. oben).
- In Brückenquerrichtung sind sowohl die Biege- als auch die Querkraftwiderstände in allen betrachteten Querschnitten ausreichend groß. Die kleinsten Erfüllungsgrade ($\eta \approx 1$) ergeben sich für die Plattenquerkräfte beim Kragplattenanschnitt; diese hohe Ausnutzung ergibt sich aufgrund der anzusetzenden großen Radlasten.
- Die Ermüdungsnachweise für Biegung und Querkraft in Brückenquerrichtung sind erfüllt; wiederum ergeben sich die kleinsten Erfüllungsgrade ($\eta \approx 1$) für die Plattenquerkräfte beim Kragplattenanschnitt.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Spannbetonrampen aus statischer Sicht nur geringe Mängel aufweisen; über weite Bereiche sind Biege- und Querkrafttragfähigkeit trotz der im Ver-

gleich zur Altstatik höheren Lasten gewährleistet. Dennoch liegen einige Schwachstellen vor: Es handelt sich dabei um die Stützbereiche der längeren Spannweiten der Westrampe sowie die Krafteinleitungsbereiche über den Pfeilern (bei den Lagern). Zu beachten ist zudem, dass in den Berechnungen von einem einwandfreien Zustand des Tragwerks ausgegangen wird; eine abschließende Beurteilung und Risikoabwägung muss unter Beachtung möglicher Schädigungen (insbesondere Bewehrungskorrosion und Alkali-Kieselsäure-Reaktion) vorgenommen werden (Kapitel 7).

6. Rechnerische Überprüfung der Stahlbrücke

6.1. Vorgehen bei der rechnerischen Überprüfung

Die rechnerische Überprüfung der Stahlbrücke (Statik) umfasst im Wesentlichen zwei Arbeitsschritte: Zunächst wird das Tragwerk mit dem Computer modelliert und die Schnittgrößen ermittelt. Das Gesamttragwerk in Längsrichtung wird dabei mit einem räumlichen Stabwerksmodell bestehend aus den beiden "drachenförmigen" Pylonen, dem stählernen Brückenüberbau und den schief im Raum verlaufenden Seilen, abgebildet. Für die Überprüfung der orthotropen Platte wird ein Trägerrostmodell verwendet. Anschließend werden für relevante Beanspruchungsarten und Konstruktionsdetails die entsprechenden Nachweise geführt.

Als Grundlage für die rechnerische Überprüfung dienen die Ausführungsunterlagen der Köhlbrandbrücke (insbesondere die Ausführungspläne). Die normative Basis stellen die DIN 18800 (Stahlbau), die DIN 1055 sowie die DIN-Fachberichte 101 und 103 dar. Beachtet werden ferner aktuelle nationale (z.T. auch internationale) Richtlinien sowie spezielle Vorgaben der *Hamburg Port Authority*. Zu Vergleichszwecken werden auch die bei der Bemessung der Brücke verwendeten Normvorschriften herangezogen.

Die statischen Modelle sowie die Nachweisführung orientieren sich an der ursprünglichen statischen Berechnung [1], die im Folgenden als "Altstatik" bezeichnet wird. Soweit es notwendig erscheint, werden jedoch entsprechende Systemverfeinerungen vorgenommen bzw. die statischen Nachweise an die aktuellen Normen angepasst.

Da es sich bei der Stahlbrücke um ein sehr großes Bauwerk mit einer Vielzahl von Einzelbauteilen handelt und sowohl der Versteifungsträger als auch die Pylone entsprechend der statischen Ausnutzung vielfach örtlich versteift und verstärkt wurden, können im Rahmen der Nachrechnung nicht alle erforderlichen Nachweise geführt werden. Um den Umfang der Nachrechnungen zu begrenzen, werden anhand von Last- und Schnittgrößenvergleichen die maßgebenden Einzelbauteile bzw. Querschnittsbereiche lokalisiert.

Im Rahmen der Nachrechnung der Stahlbrücke werden im Wesentlichen Nachweise des Versteifungsträgers sowie der Seile und Seilverankerungen geführt. Für die Pylone, Pfeiler, Lager- und Anschlagkonstruktionen sowie die Übergangskonstruktionen zu den [REDACTED]

[REDACTED] werden qualitative Aussagen anhand von Schnittgrößenvergleichen als ausreichend betrachtet.

6.2. Vergleich der Einwirkungen

Erste Hinweise in Bezug auf die rechnerische Überprüfung ergeben sich aus dem Vergleich der nach den aktuellen Vorschriften anzusetzenden Einwirkungen mit jenen aus der Altstatik. Die nachfolgenden Ausführungen beziehen sich auf diese Gegenüberstellung:

- Die ständigen Lasten (Eigenlasten, Ausbaulasten) bleiben unverändert (mit entsprechenden Vergleichsrechnungen können die Computermodelle verifiziert werden).
- Die aktuellen Verkehrslastansätze führen zu einer Erhöhung der Beanspruchung des Tragwerks. Während sich die Fahrstreifenlasten (Flächenlasten) nur geringfügig vergrößert haben, stellt der Ansatz von zwei Schwerlastgruppen von je 600 kN (gemäß *HPA*) eine erhebliche Erhöhung dar (bisher Brückenklasse 60, d.h. 1 x 600 kN). Darüber hinaus führt die ungünstigere Anordnung der Fahrstreifenlasten nach DIN-FB 101 bei ähnlicher Vertikallast zu deutlich größeren Torsionsbeanspruchungen.
- Die Horizontallasten aus Bremsen und Anfahren haben sich signifikant vergrößert.
- Ein Ermüdungslastmodell gibt es in der Altstatik nicht. Den Dauerfestigkeitsnachweisen für die Seile wurden 60% der rechnerischen Verkehrslasten im Fahrbahnbereich zugrunde gelegt.
- Die Windkräfte bei gleichzeitiger Berücksichtigung von Verkehrslasten haben sich gegenüber der Altstatik verdoppelt.
- Die Temperatureinwirkungen nach DIN FB-101 und DIN 1055-4 entsprechen im Wesentlichen den in der Altstatik angesetzten Werten.

6.3. Gesamttragwerk in Längsrichtung

6.3.1. Tragwerksmodell

Die Berechnung der Strombrücke (etwa 80-fach statisch unbestimmt) erfolgt an einem annähernd symmetrischen räumlichen Stabwerksmodell bestehend aus den beiden "drachenförmigen" Pylonen, dem stählernen Brückenüberbau und den schief im Raum verlaufenden Seilen. Abweichungen von der Symmetrie ergeben sich nur durch die leicht unterschiedlichen Krümmungen im Grundriss am Ost- und Westende der Brücke. Die hauptsächlich in Querrichtung gegebene Beeinflussung des Systems durch die angrenzenden Rampenbrücken wird durch Ankopplung von je zwei Endfeldern der Rampen näherungsweise berücksichtigt. Für die Berechnung wird das Stabwerksprogramm RSTAB (Version 6.02.0933) verwendet. Die Ermittlung der Querschnittswerte erfolgt mit dem Programm [REDACTED].

Das räumliche Stabwerksmodell der Strombrücke wird weitgehend aus der vorhandenen statischen Berechnung Stahlüberbau Los 2 von 1970/71 [1-2, 10-11] übernommen. Aufgrund der Weiterentwicklung der zur Verfügung stehenden Programme konnten gegenüber der damals durchgeführten elektronischen Berechnung jedoch einige kleinere Systemvereinfachungen vorgenommen werden. Für detaillierte Informationen zum Tragwerksmodell in Längsrichtung wird auf den [REDACTED] verwiesen.

Die Hauptelemente des Systems (Versteifungsträger, Pylonstiele und Pylonriegel sowie Betonpfeiler) werden durch biege-, dehn-, schub-, und torsionssteife gerade Stäbe oder Stabzüge modelliert. Die Seile werden als Fachwerkstäbe abgebildet. Allen Stäben werden möglichst realistische Querschnittswerte und Materialeigenschaften zugewiesen, da der Beschreibung der Steifigkeiten aufgrund der äußerlichen und innerlichen statischen Unbestimmtheit des Systems eine große Bedeutung zukommt.

Der Versteifungsträger wird in seiner Krümmung in Grund- und Aufriss exakt erfasst, wobei die Referenzachse auf Höhe der Schwerachse etwa 1,30m unterhalb der Gradienten angenommen wird.

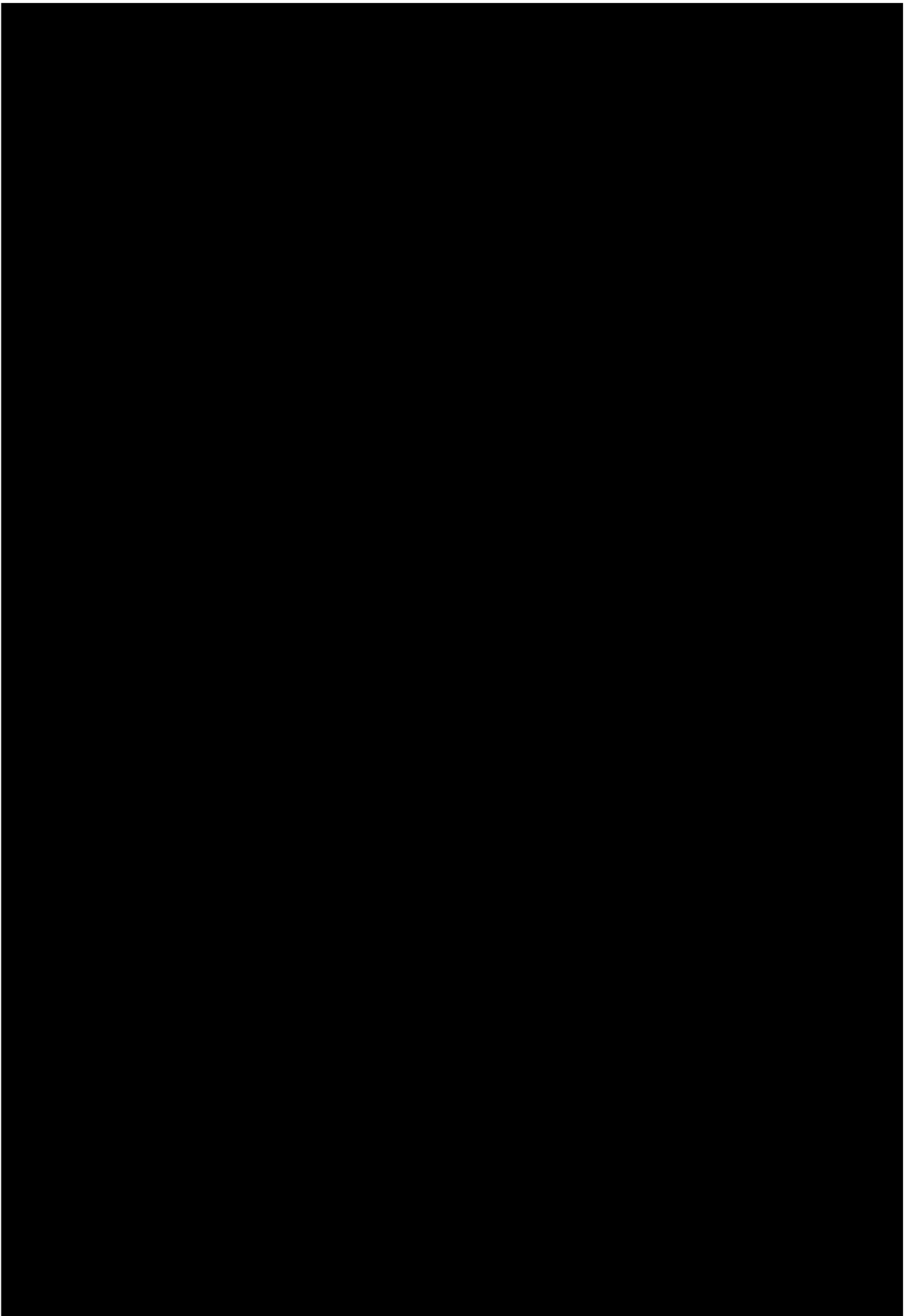
Die Länge der Stäbe des Versteifungsträgers orientiert sich an den Etappenlängen beim Bau der Brücke bzw. den Angriffspunkten der Seile. Um den geometrischen Verlauf des Brückenträgers (Gradienten, Trasse) möglichst realitätsnah abzubilden, wird jede Etappenlänge in zwei gleich lange Stäbe unterteilt. Für die beiden Randfelder mit Stützweiten von 97,5 m ergeben sich daraus jeweils 20 Einzelstäbe mit Längen zwischen 4,9 m und 5,2 m. Das 25 m lange Mittelfeld setzt sich aus insgesamt 44 Einzelstäben mit Längen von 7,5 m bis 8,5 m zusammen. Nur die nah an den Pylonen gelegenen Stäbe (2 x 4 Stk.) sowie die Stäbe in Brückenmitte (4 Stk.) weisen mit 4,3 m bzw. 6,36 m geringere Längen auf. Die angrenzenden Felder der Rampenbrücken (je 2 Stück) werden mit jeweils einem Stab je Feld modelliert. Die Stützweiten betragen 70m für die West- [REDACTED] bzw. 65m für die Ostrampe [REDACTED].

Die Stahlpylone bilden mit den Pylonenpfeilern aus Beton eine funktionelle Einheit und werden in ihrer exakten Form erfasst. Die 37m hohen Betonpfeiler werden in jeweils 3 Stäbe mit abgestuften Querschnitten unterteilt. Für die drachenförmigen Pylonstiele werden jeweils 2x15 Stäbe mit variierenden Querschnittswerten verwendet. Die Spitze der Pylone wird durch jeweils 10 Einzelstäbe mit weitgehend konstanten Querschnittswerten abgebildet, an deren Endpunkten die Seile angreifen.

Die Betonpfeiler der Rampenbrücken sowie die Trennpfeiler werden mit jeweils einem Balkenstab abgebildet, dessen Querschnitt über die gesamte Höhe konstant ist.

Die Seile werden in ihrer tatsächlichen räumlichen Lage modelliert. Die unteren Seileinleitungspunkte befinden sich auf Höhe der Fahrbahn etwa [REDACTED] außerhalb der Randträger (Verankerungstraversen). Die oberen Seileinleitungspunkte werden nicht im Schnittpunkt der Pylonachse mit den Seilen angesetzt, sondern an den Stellen, an denen über Seilkopf und Traversen die Seilkräfte wirklich in die Pylone eingeleitet werden. Es ergeben sich entsprechende Exzentrizitäten im Angriff der Seile am Versteifungsträger und an den Pylonen, die im Programm RSTAB als Stabexzentrizität eingegeben werden.

Bei exzentrisch angeschlossenen Stäben entspricht die Stablänge der tatsächlichen Länge des Bauteils. Die Stablasten und die ermittelten Stabschnittgrößen und Stabverschiebungen beziehen sich auf die Länge des Stabes. Knotenlasten und die sich daraus ergebenden Schnittkräfte und Verschiebungen hingegen beziehen sich auf die Randknoten, die den Stab definieren.



Der Versteifungsträger weist einen 3,45m hohen trapezförmigen Hohlkastenquerschnitt mit einer Oberrandbreite von 8,6m, einer Unterrandbreite von 6m und beiderseits auskragenden Fahrbahnteilen von jeweils 4,5m Breite auf. Der Querschnitt bleibt im Wesentlichen über die gesamte Brückenlänge unverändert. Die geringen Blechaufdickungen in den Seileinleitungsbereichen sind von untergeordneter Bedeutung für das Gesamttragwerk, da sie sich nur über kurze Strecken ergeben. Für die Ermittlung der Querschnittswerte des Überbaus werden die Längsrippen im Deck- und Bodenblech und die Beulsteifen der Stegbleche mit herangezogen.

Die Stahlpylone sind als Hohlkästen mit Querrahmen und Längssteifen ausgebildet. Die Pylonpfeiler sowie die Pfeiler der Rampenbrücken und Trennpfeiler weisen Stahlbetonhohlkastenquerschnitte auf. Die entsprechenden Querschnittswerte der Einzelstäbe werden der Altstatik entnommen [REDACTED].

Aufgrund von Korrosionsschäden an den Seilen wurden in den Jahren 1978 und 1979 alle 88 freibewitterten Seile durch neue, jetzt teil- bzw. vollverzinkte ersetzt. Gegenüber der ursprünglichen Ausführung vergrößerten sich hierbei die Seildurchmesser [REDACTED].

Die vorliegende Nachrechnung erfolgt mit den neuen Seildurchmessern. Der Einfluss des Seildurchhangs auf die Seilsteifigkeit wird durch eine Reduktion der entsprechenden Querschnittsflächen berücksichtigt. Für die neuen Seildurchmesser sowie die zugehörigen Querschnittsflächen wird auf [REDACTED] verwiesen.

Das statische System in horizontaler Richtung ist wesentlich durch die Lagerung des Brückenträgers geprägt. Während der Überbau in Querrichtung sowohl an den Enden (Trennpfeilern) als auch an den Pylonen abgestützt ist, wurde er in Längsrichtung nur am [REDACTED] gehalten. Über einen Längsanschlag ist er dort so angeschlossen, dass keine Relativverschiebungen in Längsrichtung und Relativverdrehungen um eine lotrechte Achse möglich sind. Der Längsanschlag ist so eingestellt, dass er für alle Lasten mit Ausnahme der ständigen Lasten, für die die Anschlagkraft Null beträgt, wirksam ist. In allen anderen Bereichen ist der Überbau in Längsrichtung nur über den elastischen Widerstand der Seile und der Pylone gehalten.

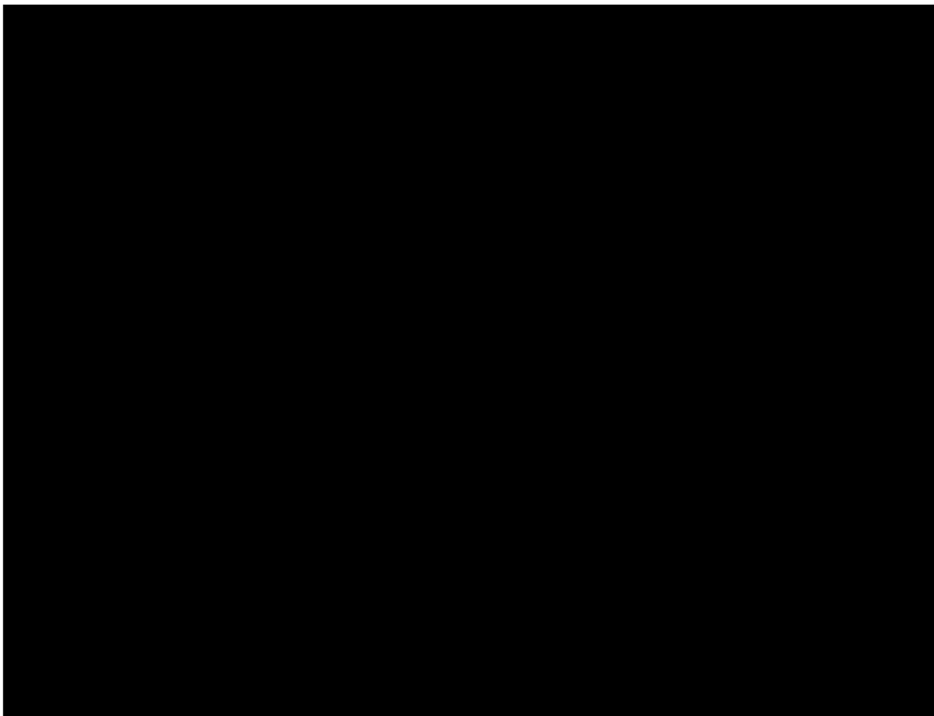
Alle Betonpfeiler (Pylonpfeiler, Trennpfeiler, Rampenpfeiler) sind an ihren Fußpunkten fest eingespannt. Zwischen Pylonenpfeiler und Stahlpylonen besteht eine monolithische Verbindung. An den Trennpfeilern liegt der Versteifungsträger auf Rollenlagern, d. h. er ist in Längsrichtung verschieblich gelagert. Die Nachbarlose [REDACTED] liegen auf kurzen Kragarmen auf längsverschieblichen Lagern auf dem Stahlüberbau auf.

Der Spannbetonüberbau lagert über Neotopfgleitlager auf den Rampenpfeilern auf (längsverschieblich).

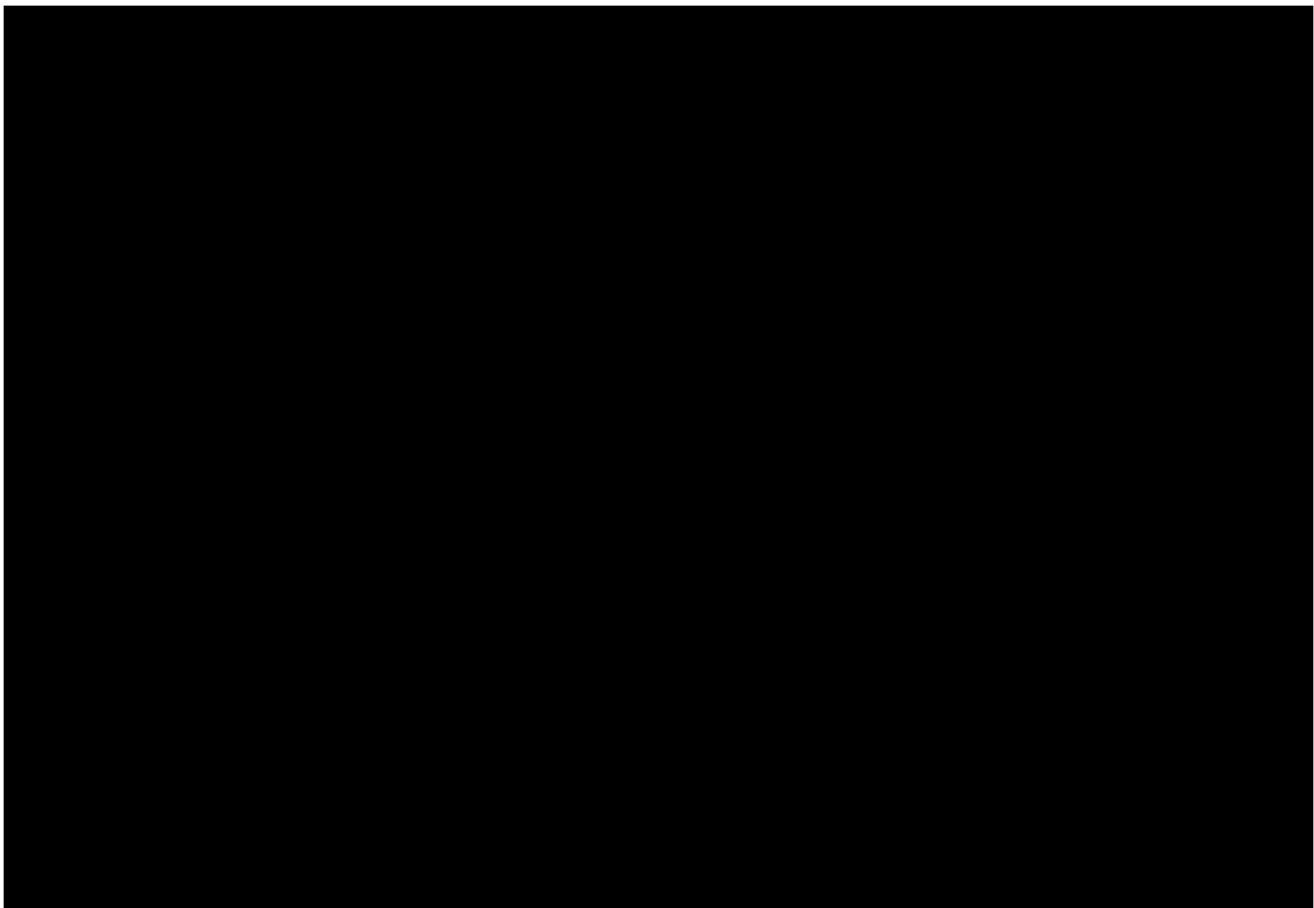
Aufgrund der näherungsweisen Symmetrie des Bauwerks zur Brückenmitte werden alle statischen Nachweise nur für die westliche Brückenhälfte geführt. Der östliche Brückenteil verhält sich weitgehend identisch. Zur Lokalisierung der Nachweisschnitte werden die Seileinleitungspunkte am Versteifungsträger gemäß Altstatik als Punkte [REDACTED].

Die entsprechenden Seilnummern werden ebenfalls aus der Altstatik entnommen. Die Seile auf der Südseite werden von West nach Ost in 1000er-Schritten mit den Nummern [REDACTED] benannt.

Innerhalb des Querschnitts werden an jedem Punkt [REDACTED] in Längsrichtung mehrere Querschnittspunkte untersucht. Die maßgebenden Querschnittspunkte werden ebenfalls der Altstatik entnommen und sind in [REDACTED] graphisch dargestellt. Jeder Querschnittspunkt zeichnet sich dadurch aus, dass die Spannungen infolge der Überlagerung aus Gesamttragwerk, orthotroper Plattenwirkung und Seileinleitung maximal bzw. minimal werden können. Je nach Lage des Querschnittspunktes leistet eine der drei Spannungen den größten Beitrag oder liefert keinen Beitrag zur Gesamtspannung.



Die Nachweise am Versteifungsträger werden mit Hilfe der Spannungen in den Querschnittspunkten für einzelne Bauteile geführt. Die Einzelbauteile sind in [REDACTED] dargestellt, wobei mit grün ein Stahl der Güte [REDACTED] und mit rot ein Stahl der Güte [REDACTED] bezeichnet wird.



Bezeichnung der Einzelbauteile:

I	Bodenblech	XI	Äußere Längsrippe (Deckblech)
II	Dienstwegblech	XII	Randträger
III	Längsrippe (Bodenblech)	XIII	Obergurtquerträger (Standard)
IV	Längsrippe (Dienstwegblech)	XIV	Seileinleitungsquerträger
V	Untergurtquerträger (Standard)	XV	Zugstrebe
VI	Hauptträgersteg	XVI	Kragtraverse
VII	Beulsteife (Steg)	XVII	Äußerer Viertelkreisträger
VIII	Quersteife (Steg)	XVIII	Innerer Viertelkreisträger
IX	Deckblech	XIX	Seilkopf
X	Längsrippe (Deckblech)	XX	Untergurtquerträger (Seileinleitung)

6.3.2. Schnittgrößen

Im Rahmen der Nachrechnung der Strombrücke werden die Schnittgrößen für folgende Lastfälle berechnet:

1) Ständige Lasten

- Eigengewicht der Stahlkonstruktion inkl. Ausbaulasten (Beläge, Ausstattung, etc.)
- Vorspannung der Seile
- Wahrscheinliche Baugrundsetzungen
- Wahrscheinliche Pfeilerverkantungen in Längsrichtung
- Wahrscheinliche Pfeilerverkantungen in Querrichtung

2) Veränderliche Lasten

- Verkehrslasten in jeweils ungünstigster Laststellung (Flächenlasten, Achslasten, Bremslasten)
- Windlasten in Längs- und Querrichtung (auf Versteifungsträger, auf Pylone, auf Seile)
- Temperatureinwirkungen (konstanter/linearer Temperaturanteil)
- Mögliche Pfeilerverkantungen in Längsrichtung
- Mögliche Pfeilerverkantungen in Querrichtung

3) Ermüdungslasten

Die Lastfälle werden alle einzeln mit dem Programm [REDACTED] durchgerechnet. Mit Hilfe der Funktion Lastfallkombinationen des Programms [REDACTED] erfolgt anschließend eine Überlagerung der Ergebnisse verschiedener Einzellastfälle zu Bemessungslasten. Es werden die extremen Schnittgrößen berechnet.

Im Rahmen der Altstatik wurde durch Nebenrechnungen bewiesen, dass die bei der Superposition vorausgesetzte Theorie I. Ordnung für die Bemessung des Versteifungsträgers und der Seile zulässig ist. Für die Bemessung der Pylone erfolgt für einige ausgewählte Lastfallgruppen eine Berechnung der Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung.

(a) Bemessungsschnittgrößen

Gemäß DIN-FB 101 setzen sich die Einwirkungskombinationen für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit aus folgenden Anteilen zusammen:

- 1) dem Bemessungswert der ständigen Einwirkungen ($\gamma_G \cdot G_{kj}$)
- 2) dem Bemessungswert der vorherrschenden veränderlichen Einwirkung ($\gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$)
- 3) den Kombinationswerten weiterer veränderlicher Einwirkungen ($\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$)

Bei Vorhandensein mehrerer veränderlicher Einwirkungen kann jede Beanspruchung vorherrschend sein, so dass für die Bemessung verschiedene Einwirkungskombinationen gebildet werden müssen.

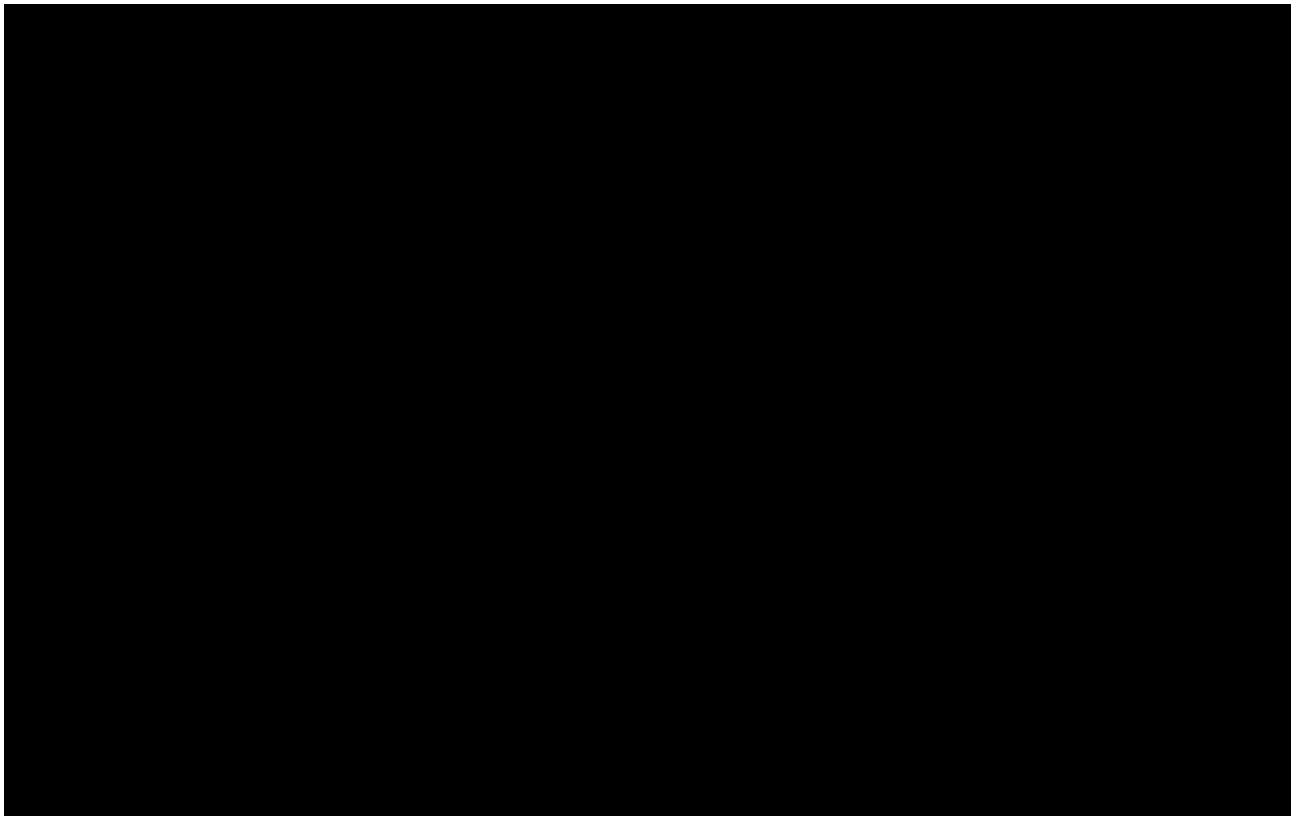
Aus den oben aufgeführten veränderlichen Lasten leisten für den Versteifungsträger abhängig von Schnittgröße, die maximiert bzw. minimiert werden soll, und der Lage in Brückenlängsrichtung entweder die Verkehrslasten oder die Windlasten in Querrichtung den größten Beitrag. Für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden deshalb die maximalen und minimalen Schnittgrößen folgender zwei Lastfallkombinationen ermittelt:

Lastfallkombination 1: Bemessungswert der Beanspruchungen mit Verkehr als vorherrschende veränderliche Einwirkung. Die veränderlichen Lasten Wind, Temperatur und mögliche Pfeilerverkantungen werden mit ihren Kombinationswerten in Ansatz gebracht.

Lastfallkombination 2: Bemessungswert der Beanspruchungen mit Wind in Querrichtung als vorherrschende veränderliche Einwirkung. Die veränderlichen Lasten Verkehr, Temperatur und mögliche Pfeilerverkantungen werden mit ihren Kombinationswerten in Ansatz gebracht.

Zum besseren Vergleich mit den Schnittgrößenverläufen gemäß Altstatik wird darüber hinaus eine Lastfallkombination für die Summe aus Haupt- und Zusatzlasten (1,0-fache Lasten) nach DIN 1072 gebildet, welche im Folgenden mit Lastfallkombination HZ bezeichnet wird. Die Überlagerungsvorschrift für diese Kombination wird der Altstatik entnommen.

In [REDACTED] sind die maximalen und minimalen Biegemomente M_Y im Versteifungsträger für die Lastfallkombinationen 1, 2 und HZ aufgetragen und den Biegemomenten für Haupt- und Zusatzlasten gemäß Altstatik gegenübergestellt. Die Minimalwerte sind jeweils gestrichelt dargestellt.



Es zeigt sich, dass sich die Biegemomente M_Y für die Lastfallkombination HZ gegenüber den Haupt- und Zusatzlasten gemäß Altstatik infolge der neuen Lastansätze bereichsweise stark vergrößert haben. Am deutlichsten werden die Vergrößerungen:

- I [REDACTED]
- I [REDACTED]
- I [REDACTED]
- I [REDACTED]



Die Bemessung des Tragwerks erfolgt jedoch nicht mit 1,0-fachen Lasten (LK HZ) sondern mit den Bemessungslasten der Lastfallkombinationen 1 und 2, wobei die Sicherheit auf der Widerstandsseite aufgrund des gegenüber der Altstatik geänderten Nachweisformates (Teilsicherheitskonzept) jetzt $\gamma = 1,1$ statt bisher 1,5 beträgt. Grob festgestellt dürfen die Schnittgrößen der Lastfallkombinationen 1 und 2 also 35% (1,5/1,1) größer sein als die Haupt- und Zusatzlasten gemäß Altstatik ohne das rechnerisch eine höhere Ausnutzung des Tragwerks auftritt. Für die Biegemomente M_Y dieser Lastfallkombinationen kann festgestellt werden:

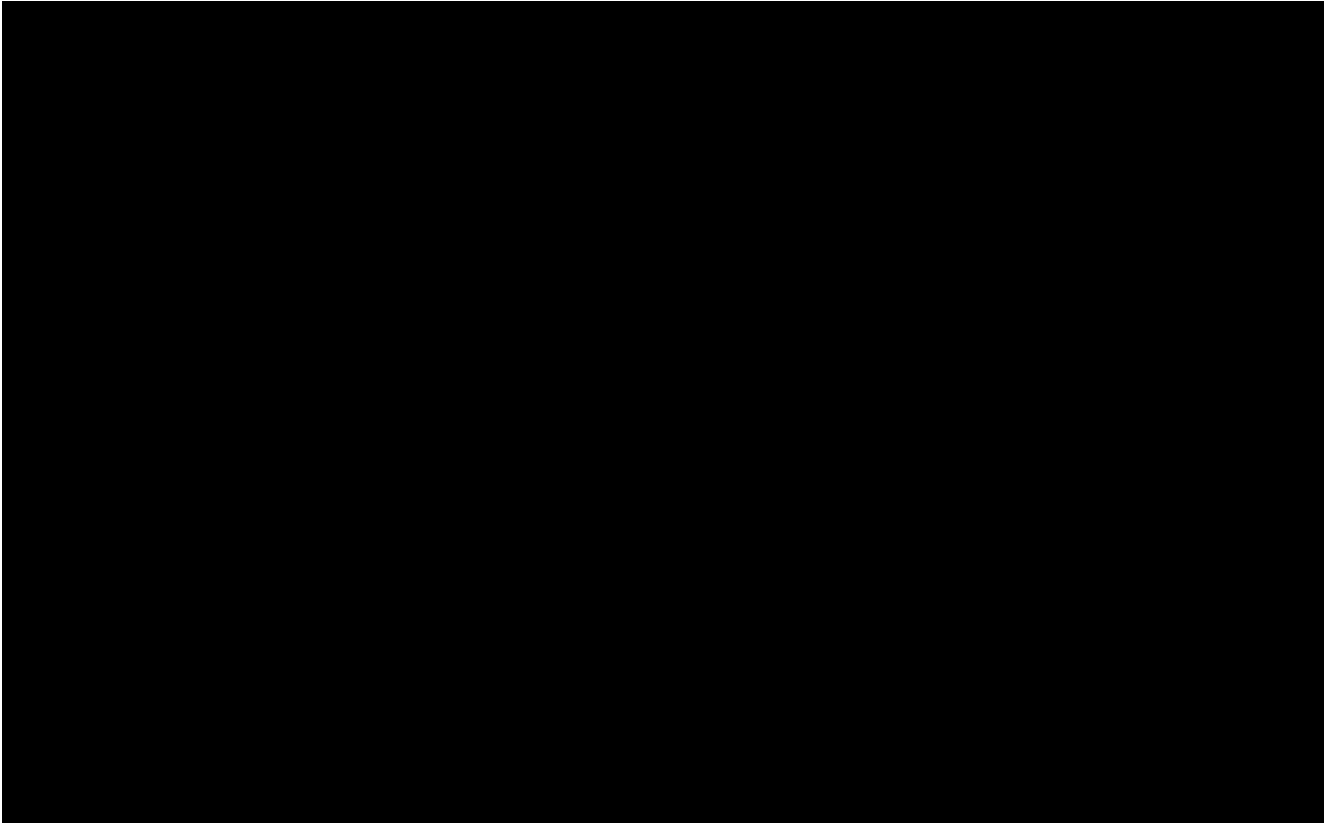
- Eine deutliche Vergrößerung der Biegemomente M_Y gegenüber den Haupt- und Zusatzlasten gemäß Altstatik zeigt sich nur bei der Lastfallkombination 1.
- Die Lastfallkombination 2 mit Wind in Querrichtung als vorherrschende veränderliche Last zeigt nur in Feldmitte der Randfelder [REDACTED] für max M_Y eine Erhöhung von ca. 25% gegenüber den damaligen Haupt- und Zusatzlasten. Da Wind in Querrichtung keinen Beitrag zu M_Y liefert wirken sich in allen anderen Bereichen die Kombinationsbeiwerte ψ_0 so stark aus, dass sich für die Lastfallkombination 2 größtenteils geringere Werte als für 1,0-fache Lasten ergeben.
- Für die Lastfallkombination 1 treten die deutlichsten Vergrößerungen der maximalen Biegemomente M_Y mit ca. 70% bei Kilometer -230 [REDACTED] und mit über 100% bei Kilometer 0 [REDACTED] auf. Die deutlichsten Vergrößerungen der minimalen Biegemomente M_Y treten mit ca. 50% bei Kilometer -171 [REDACTED] und mit über 40% bei Kilometer -47 [REDACTED] auf. In allen 4 Fällen betragen die Vergrößerungen mehr als 35%, so dass von gegenüber der Altstatik höheren Spannungsausnutzungen auszugehen ist.

[REDACTED] zeigt die zu den maximalen bzw. minimalen Biegemomenten M_Y zugeordneten Biegemomente M_Z für die Lastfallkombinationen 1, 2 und HZ im Vergleich zu den Haupt- und Zusatzlasten gemäß Altstatik. Die zu max M_Y zugeordneten Werte sind mit durchgezogenen Linien und die zu min M_Y zugeordneten Werte gestrichelt dargestellt.

Es ist deutlich zu erkennen, dass die Maximalwerte direkt an den Pylonen und in der Mitte des Hauptfeldes auftreten. Dies resultiert aus der Tatsache, dass das statische System der Strombrücke in Querrichtung ein dreifeldriger Durchlaufträger mit Spannweiten von 97,5 m/325 m/97,5 m ist, der in den Feldmitten und über den Auflagern (Pylone) seine maximale Biegebeanspruchung erfährt. Eine elastische Stützung durch die Seile ist nur in vertikaler Richtung und in Längsrichtung gegeben.

Für die Biegemomente M_Z der Lastfallkombinationen 1 und 2 kann folgendes festgestellt werden:

- die maximalen Biegemomente ($\pm$) an den Pylonen [REDACTED] vergrößern sich gegenüber den Haupt- und Zusatzlasten gemäß Altstatik um ca. 10% für die Lastfallkombination 1 und ca. 150% für Lastfallkombination 2, so dass dort wegen der Erhöhung von mehr als 35% eine gegenüber der Altstatik größere Beanspruchung zu erwarten ist
- die maximalen Biegemomente ($\pm$) in der Mitte des Hauptfeldes [REDACTED] vergrößern sich gegenüber den Haupt- und Zusatzlasten gemäß Altstatik nur für die Lastfallkombination 2 und zwar um ca. 140%. Auch hier ist von einer höheren Querschnittsausnutzung auszugehen ($V > 35\%$).



Aus dem Vergleich der Schnittgrößen M_Y und M_Z mit der Altstatik lässt sich vermuten, dass zumindest bei den Punkten [REDACTED] infolge der höheren M_Y und bei den [REDACTED] infolge der größeren Biegemomente M_Z in einigen Querschnittspunkten eine höhere Spannungsausnutzung eintritt (Vergrößerungen gegenüber der Altstatik > 35%).

Zur Ermittlung der Normalspannungen in den einzelnen Querschnittspunkten des Versteifungsträgers werden neben den Biegemomenten M_Y und M_Z auch die entsprechenden Normalkräfte benötigt. Für die Lastfallkombinationen 1, 2 und HZ sind die zu den maximalen bzw. minimalen Biegemomenten M_Y zugeordneten Normalkräfte in [REDACTED] dargestellt, wobei die zu min M_Y zugeordneten Werte wieder mit gestrichelten Linien bezeichnet sind.

Aufgrund der Lagerung an den Schrägseilen ist der Versteifungsträger fast vollständig überdrückt. Lediglich in der Mitte des Hauptfeldes treten geringe Zugkräfte auf. Die zu den minimalen M_Y zugeordneten Normalkräfte weisen allgemein deutlich größere Werte auf als die Normalkräfte bei max M_Y .



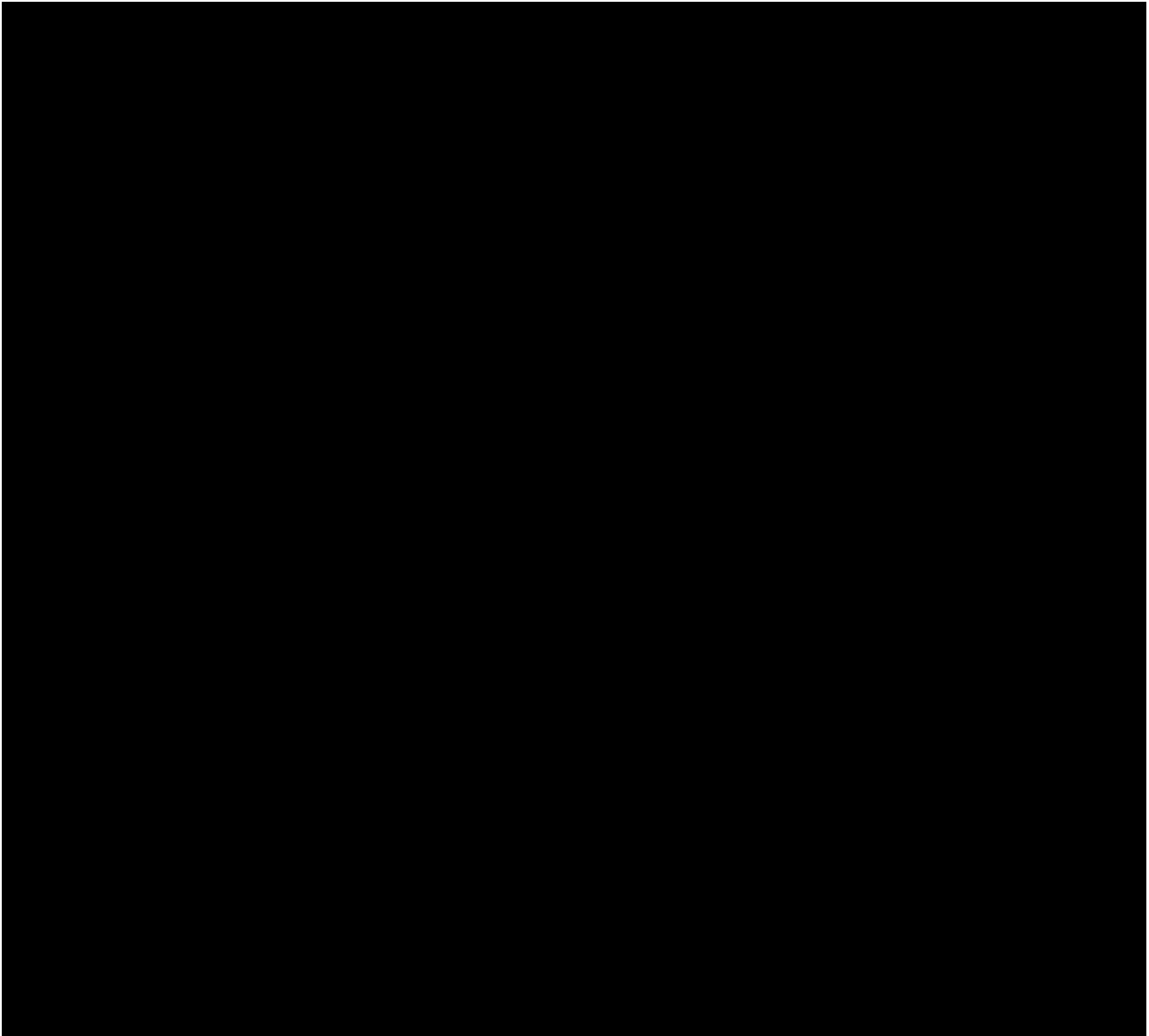
(b) Schnittgrößen infolge Ermüdungslasten

Zur Berechnung der Ermüdungsbeanspruchung wird das Ermüdungslastmodell 3 über die gesamte Brückenlänge in jedem Seileinleitungspunkt und in den Feldmitten zwischen zwei Seileinleitungspunkten auf den Versteifungsträger aufgebracht. Sofern ungünstig wirkend, wird in 40m Entfernung ein zweites Ermüdungslastmodell 3 berücksichtigt.

Je nach Lage des Belastungspunktes bzw. der Belastungspunkte ergeben sich für den Versteifungsträger extreme Beanspruchungen. In sind die maximalen und minimalen Biegemomente infolge des Ermüdungslastmodells 3 über die westliche Brückenhälfte graphisch dargestellt.

6.3.3. Seilkräfte

Nach dem Seilaustausch in den Jahren 1978 und 1979 vergrößerten sich die Durchmesser der Seile um [REDACTED]. Da die Dehnsteifigkeit der Seile einen großen Einfluss auf die resultierenden Seilkräfte hat, werden in der [REDACTED] zunächst die alten und neuen Seildurchmesser sowie die zugehörigen reduzierten Querschnittsflächen (Seildurchhang) gegenübergestellt.



Während sich die Dehnsteifigkeit der meisten Seile nach dem Austausch nur wenig geändert hat, vergrößerten sich einzelne Seilquerschnitte erheblich. Dies betrifft vor allem die direkt neben den Pylonen angreifenden Seile [REDACTED].

(a) Bemessungsseilkräfte

Um neben dem Einfluss der neuen Lastansätze auch den Einfluss der geänderten Seildurchmesser auf die Seilkräfte zu erfassen, erfolgt die Ermittlung der maximalen Seilkräfte an folgenden zwei unterschiedlichen Systemen:



System 1: Tragwerksmodell gemäß [REDACTED] mit den alten Seilquerschnitten

System 2: Tragwerksmodell gemäß [REDACTED] (Seilquerschnitte nach dem Austausch)

Ebenso wie für die Schnittgrößen am Versteifungsträger werden die maximalen Seilkräfte für die Lastfallkombinationen 1 und 2 berechnet und mit den Kräften für Haupt- und Zusatzlasten gemäß Altstatik verglichen.

Die Faktoren V_1 und V_2 in [REDACTED] bezeichnen die Vergrößerungsfaktoren der maximalen Seilkräfte bezogen auf die maximalen Kräfte für Haupt- und Zusatzlasten gemäß Altstatik. Der Faktor V_3 bezeichnet den Anteil der Seilkrafterhöhung, der sich allein aus den größeren Seildurchmessern nach dem Austausch ergibt. Es wird deutlich, dass sich die Seilkräfte bei identischer Belastung nur durch die geänderten Dehnsteifigkeiten der Seile um bis zu 30% vergrößern.

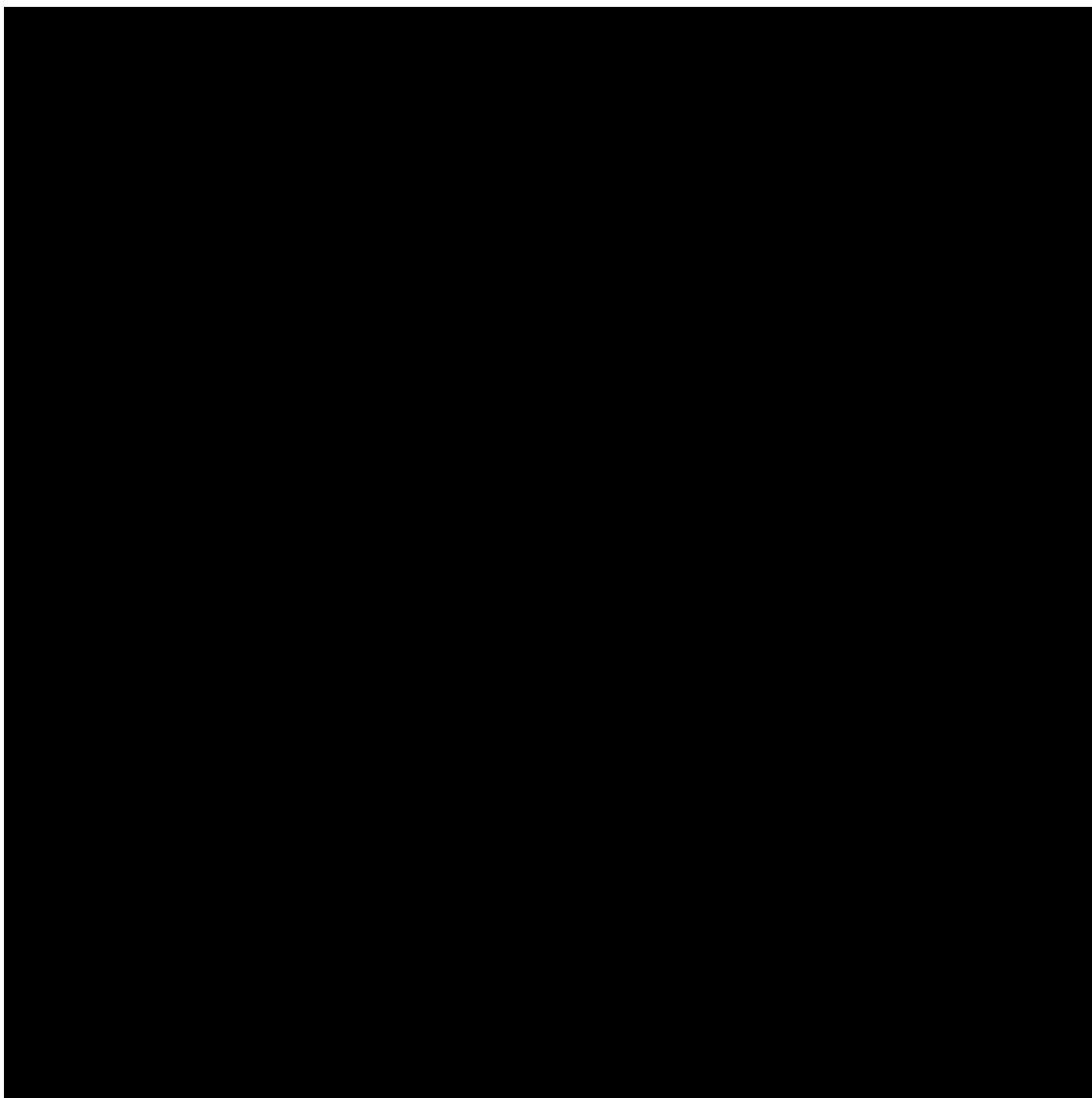
Insgesamt liegen die maximalen Bemessungskräfte der Seile [REDACTED] um bis zu 100% [REDACTED] über den Seilkräften gemäß Altstatik. Aufgrund des geänderten Nachweisformates wären bei gleicher Ausnutzung etwa 35% Seilkrafterhöhung zulässig [REDACTED].

Zumindest für die Seile, die in den Punkten [REDACTED] angreifen sind demnach höhere Spannungsausnutzungen der Seile sowie der Seilverankerungen zu erwarten. Auch die Seilkrafteinleitung in den Versteifungsträger wird sich in diesen Bereichen negativ verändern. Für die Seile und deren Verankerungen, die in den Punkten [REDACTED] am Versteifungsträger angreifen sind gegenüber der Altstatik keine höheren Ausnutzungen zu erwarten.

Zur Berechnung der Gesamtspannungen werden neben den maximalen Seilkräften auch die zu den Lastfallüberlagerungen für max/min M_Y zugeordneten Seilkräfte ermittelt. Sie liegen im Allgemeinen bei 65% bis 90% der maximalen Seilkräfte. Die genauen Zahlen können dem [REDACTED] entnommen werden.

(b) Seilkräfte infolge Ermüdungslasten

Das Ermüdungslastmodell 3 wird über die gesamte Brückenlänge in jedem Seileinleitungspunkt und in den Feldmitten zwischen zwei Seileinleitungspunkten auf den Versteifungsträger aufgebracht. Sofern ungünstig wirkend, wird in 40m Entfernung ein zweites Ermüdungslastmodell 3 berücksichtigt. In der folgenden Tabelle sind die maximalen und minimalen Normalkräfte in den Seilen zusammengestellt.

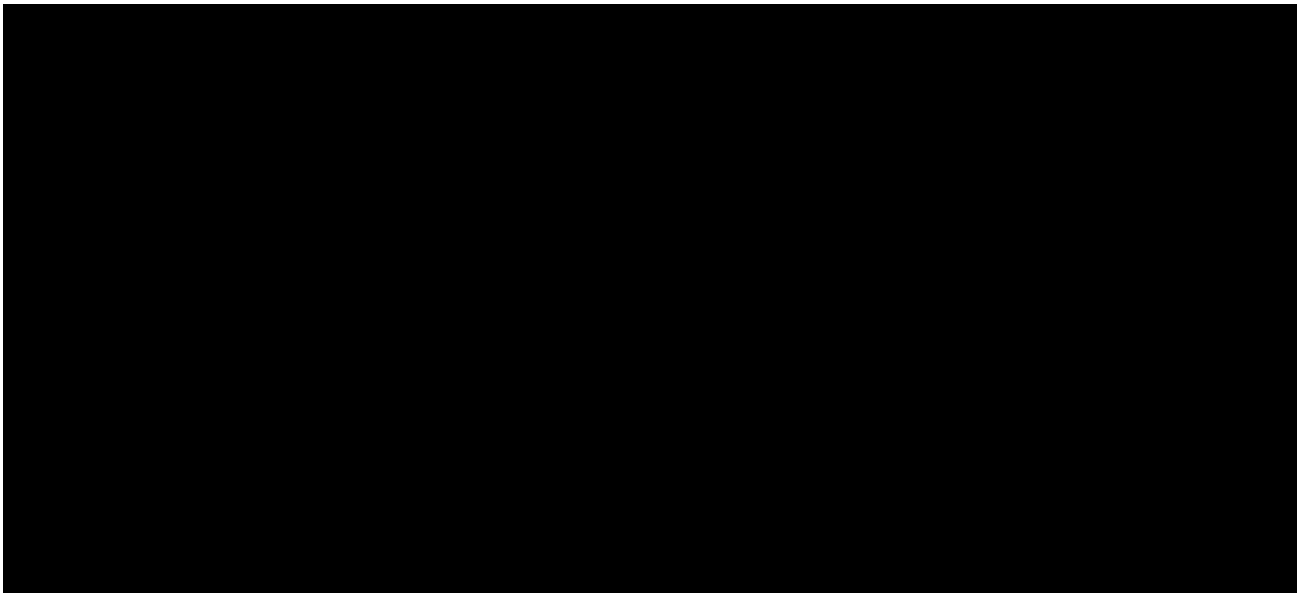


6.4. Orthotrope Fahrbahnplatte

6.4.1. Tragwerksmodell

(a) Allgemeines

Neben der Beanspruchung aus der Haupttragwirkung wird die stählerne Fahrbahnplatte durch den örtlichen Lastabtrag beeinflusst. Die lokalen Beanspruchungen werden durch Achs- und Flächenlasten des Verkehrslastmodells (LM1) sowie das Eigengewicht hervorgerufen. Die Fahrbahn ist als orthotrope Platte ausgebildet. Die Verbindung von Versteifungsträger und Fahrbahn führt dazu, dass das Deckblech zugleich den Fahrweg, als auch den Obergurt von Längs- und Querträgern darstellt. Eine Überlagerung aus den Gesamttragwerksspannungen in Brückenlängsrichtung, den Spannungen aus orthotroper Plattenwirkung sowie der Seileinleitung ist daher in einzelnen Bauteilen zu berücksichtigen. Zur Veranschaulichung der Konstruktion ist in [REDACTED] die Darstellung IV – 1 des DIN-FB 103 aufgeführt.



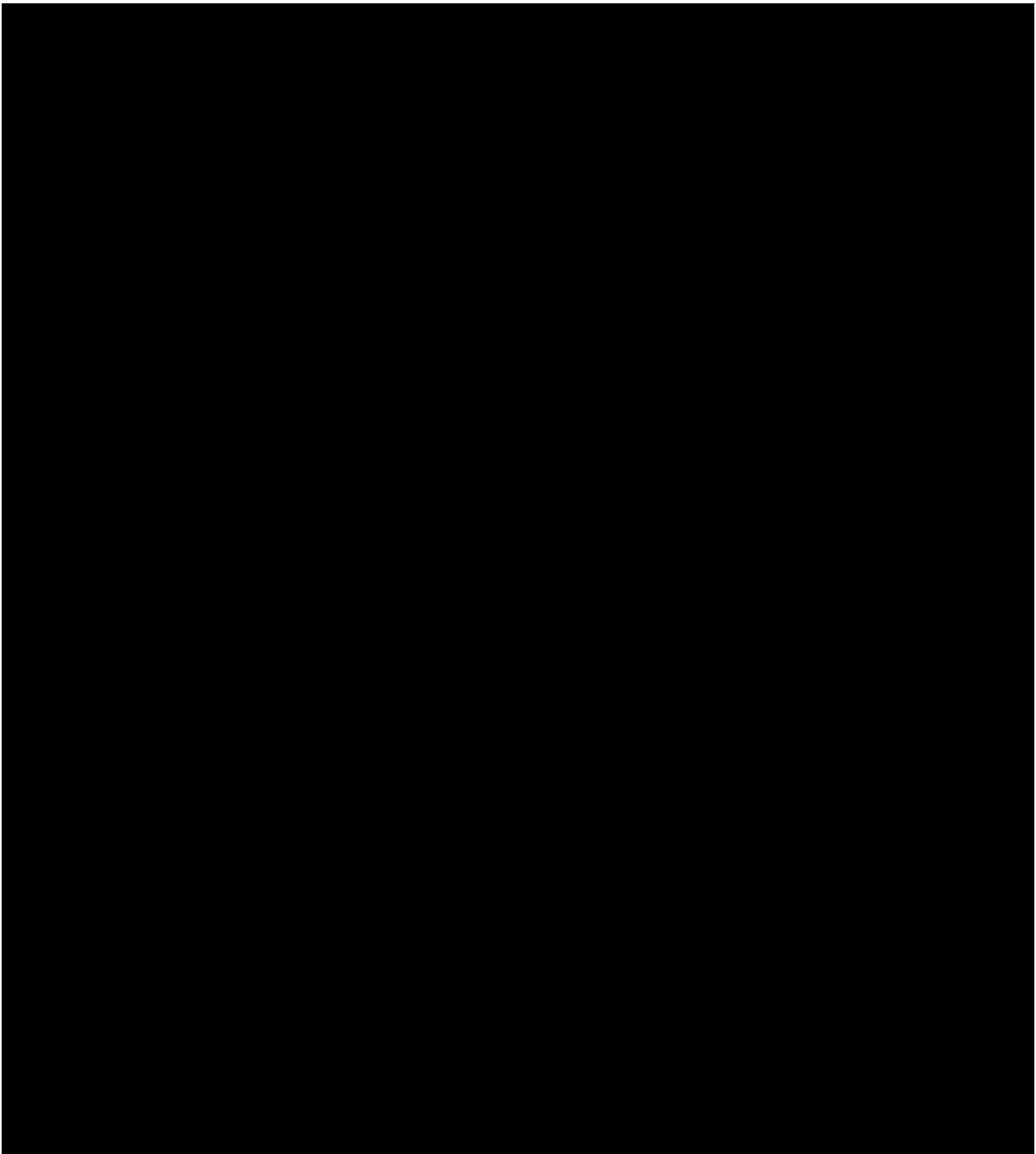
Die Systemskizze [REDACTED] verdeutlicht die richtungsabhängigen Tragwerkeigenschaften der Fahrbahnplatte. Die trapezförmig ausgebildeten Längsrippen [REDACTED] sind auf den Querträgern [REDACTED] nahezu starr gestützt, die ihrerseits die Lasten an den Hauptträgersteg [REDACTED] bzw. den Randträger [REDACTED] weitergeben. Im Anschluss wird die Beanspruchung zu den Seileinleuchtungsquerträgern (XIV) [REDACTED] und den angreifenden Schrägseilen geleitet.

(b) Modellbildung

Die Modellierung und Berechnung der orthotropen Fahrbahnplatte erfolgt mit Hilfe des Stabwerksprogramms [REDACTED]. In Anlehnung an die Altstatik wird ein Trägerrost gewählt. Die Erfassung der unterschiedlichen Geometrien in Brückenlängsrichtung, wie Stützweite zwischen den Seilen und variierende Querträgerabstände, führen zu verschiedenen Trägerrostsystemen. Für eine realistische Ermittlung der Beanspruchung in allen Brückenabschnitten werden drei verschiedene Grundsysteme gewählt.



Zur Abbildung der Felder zwischen den Seileinleitungspunkten [REDACTED] wird Grundsystem 1 benutzt. Da in diesem Bereich der Querträgerabstand (1,96m) und die Stützweite zwischen den Seilangriffspunkten (9,82m) identisch sind, wird der Trägerrost vereinfacht und auf zwei Felder begrenzt.



Zwischen den Punkten [REDACTED] sind die Abstände ebenfalls unveränderlich. Das darauf basierende Grundsystem 2 mit einem Querträgerabstand von 2,15 m ist in [REDACTED] dargestellt.

Für die wirklichkeitsnahe Idealisierung des Mittelfelds [REDACTED] werden die Nachbarfelder mit-erfasst (Grundsystem 3). Insbesondere für den Randträger ermöglicht der auf vier Seileinleitungspunkte ausgedehnte Trägerrost eine exaktere Berechnung der Schnittgrößen.



In allen Systemen wird das Tragverhalten des Trägerrosts durch die unterschiedlichen Biegesteifigkeiten der Stäbe abgebildet. Die Querschnitte der Einzelbauteile [REDACTED] sind der Geometrie des „Normal-„ bzw. Seileinleitungsbereichs“ bei Seileinleitungspunkt [REDACTED] angepasst. Änderungen der Querschnitte über die Brückenlänge wie z.B. Blechaufdickungen sind gering und für die Schnittgrößenermittlung unerheblich. Die Stabzüge sind im Schwerpunkt der Bauteile angeordnet.

In Längsrichtung bilden die Einzelquerschnitte der Längsrippen, der Randträger und der Hauptträger jeweils eigene Stäbe. Die Längsrippen setzen sich aus einer Hohlrippe (System Hoesch) und dem angeschweißten Deckblech als Obergurt zusammen. Die Standardquerträger sind ebenfalls mit ihrer tatsächlichen Biegesteifigkeit erfasst. Aufgrund der Scheibenwirkung durch den Dreiecksverband aus Hauptträgersteg, Querträger und Zugstrebe wird der Seileinleitungsquerträger in den Grundsystemen mit einer Steifigkeit $I_y \approx \infty$ idealisiert. Im Trägerrostmodell der Altstatik wurde diese vertikale Unverschieblichkeit mithilfe einer starren Stützung des gesamten Hauptträgerstegs modelliert. Diese Annahme stimmt nur im Bereich der Seileinleitung. Zwischen den Seilangriffspunkten ist diese Vereinfachung ungeeignet, da eine mögliche Verformung bzw. Durchbiegung des Versteifungsträgers ausgeschlossen wird.

Die Annahme des unendlich biegesteifen Seileinleitungsquerträgers wird nur zur Berechnung der Schnittgrößen an Randträger, Längsrippen und Standardquerträger verwendet. Zur Erfassung der Beanspruchung im Seileinleitungsquerträger werden die Grundsysteme zusätzlich angepasst. Die Scheibenwirkung wird mithilfe einer starren Stützung des Hauptträgerstegs im Bereich der Seileinleitung idealisiert. Dem Biegestab des Seileinleitungsquerträgers wird ein realistischer Querschnitt zugeordnet. Die angreifenden Seile werden in Übereinstimmung mit der Altstatik in allen Systemen als starre Lagerung ausgebildet. Die Schnittgrößen liegen dadurch geringfügig auf der sicheren Seite.

(c) Lastverteilung

Zur Ermittlung der Beanspruchung in Rand- und Querträgern werden die Radlasten, analog zur Altstatik, als Punktlasten eingeführt. Die Verteilung der Last über die Reifenaufstandsfläche hat aufgrund der großen Stützweite der Bauteile nur einen geringen Einfluss und wird vernachlässigt. Die Lastverteilung auf die Quer- und Randträger erfolgt durch die Längsrippen [REDACTED]. Die verschiedenen, bemessungsrelevanten Querschnittspunkte am Versteifungsträger erfordern die Untersuchung einer Vielzahl von Lastfällen, die mithilfe von „Wanderlasten“ generiert werden.

Die Berechnung der Schnittgrößen in den Längsrippen kann auf wesentliche Lastfälle reduziert werden. Die erheblich geringere Biegesteifigkeit im Vergleich zu den Querträgern führt annähernd zu einer Durchlaufträgerwirkung, womit sich die maßgebenden Laststellungen ergeben. Um die Lastverteilung auf „benachbarte“ Längsrippen zu ermöglichen werden zusätzliche Stäbe in Querrichtung in das Grundsystem 2 eingeführt [REDACTED]. Die Biegeweichheit des Deckblechs führt allerdings dazu, dass eine Lastverteilung auf die angrenzenden Rippen kaum entsteht. Die Schnittgrößenverläufe ändern sich durch die Anpassung nur geringfügig.

6.4.2. Schnittgrößen

Für die Berechnung der Schnittgrößen in den Bauteilen der orthotropen Fahrbahnplatte werden im Gegensatz zum Gesamttragwerk lediglich die Einwirkungen aus Verkehr (Achslasten, Flächenlasten) und Eigengewicht maßgebend. Weitere Belastungen sind für das lokale Tragwerk nicht zu berücksichtigen.

Um die Überlagerung mit den Schnittgrößen aus dem Gesamttragwerk in Brückenlängsrichtung und der Seileinleitung im Rahmen des Teilsicherheitskonzepts überschaubar zu halten, werden sowohl die Verkehrslasten, als auch das Eigengewicht mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_Q = 1,5$ kombiniert. Da die Verkehrsbelastung die vorherrschende Komponente bei der Berechnung der Fahrbahnplatte bildet, liegt diese Vereinfachung nur geringfügig auf der sicheren Seite.

Zur Wahrung der Übersichtlichkeit sind nachfolgend nur die Ergebnisse der errechneten Biegemomente dargestellt. Die Belastung der Bauteile durch Querkraft ist dem [REDACTED] zu entnehmen.

Im Vergleich zur Altstatik führen die Achslasten des Verkehrslastmodell LM1 des DIN-FB 1 zu einer deutlichen Erhöhung (235 %) der Beanspruchung [REDACTED]. Die Auswirkung auf die orthotrope Fahrbahnplatte muss aber differenziert betrachtet werden.

Der überwiegende Teil der Lastvergrößerung im Lastmodell 1 resultiert aus dem zusätzlichen Doppelachsfahrzeug [REDACTED]. Die Abmessungen der einzelnen Fahrstreifen und des Brückenträgers ermöglichen allerdings keine gleichzeitige Aufstellung der Tandemmodelle zwischen den Hauptträgerstegen. Die Laststellung beidseitig des Mittelschrammbordes ist nicht zulässig. Aus diesem Grund reduziert sich die Lasteinwirkung für den Bereich zwischen den Hauptträgerstegen erheblich.

Im Rahmen der Berechnung der orthotropen Fahrbahnplatte werden die Schnittgrößen aller relevanten Bauteile im Obergurt des Versteifungsträgers berechnet. Neben den in [REDACTED] dargestellten Elementen führen Abweichungen in der Materialgüte und den Querschnittsabmessungen zu weiteren Querschnittstypen. Bei der Spannungsermittlung in [REDACTED] werden die unterschiedlichen Querschnitte berücksichtigt. Für die Schnittgrößenermittlung ist dies nicht erforderlich.

[REDACTED] werden die ermittelten Biegemomentenverläufe der einzelnen Bauteiltypen den Werten der Altstatik gegenübergestellt. Die entsprechende Querkraftbeanspruchung ist [REDACTED] zu entnehmen. Die Biegemomente der Altstatik ergeben sich aus dem Verkehrslastmodell der DIN 1072 sowie dem Eigengewicht der Fahrbahnplatte. Die Vergleichbarkeit mit den berechneten Biegemomenten ist durch Einführung der Teilsicherheitsbeiwerte erschwert. Eine Erhöhung der Schnittgrößen über 35 % [REDACTED] führt im Vergleich zur Altstatik zu größeren Belastungen im Tragwerk.

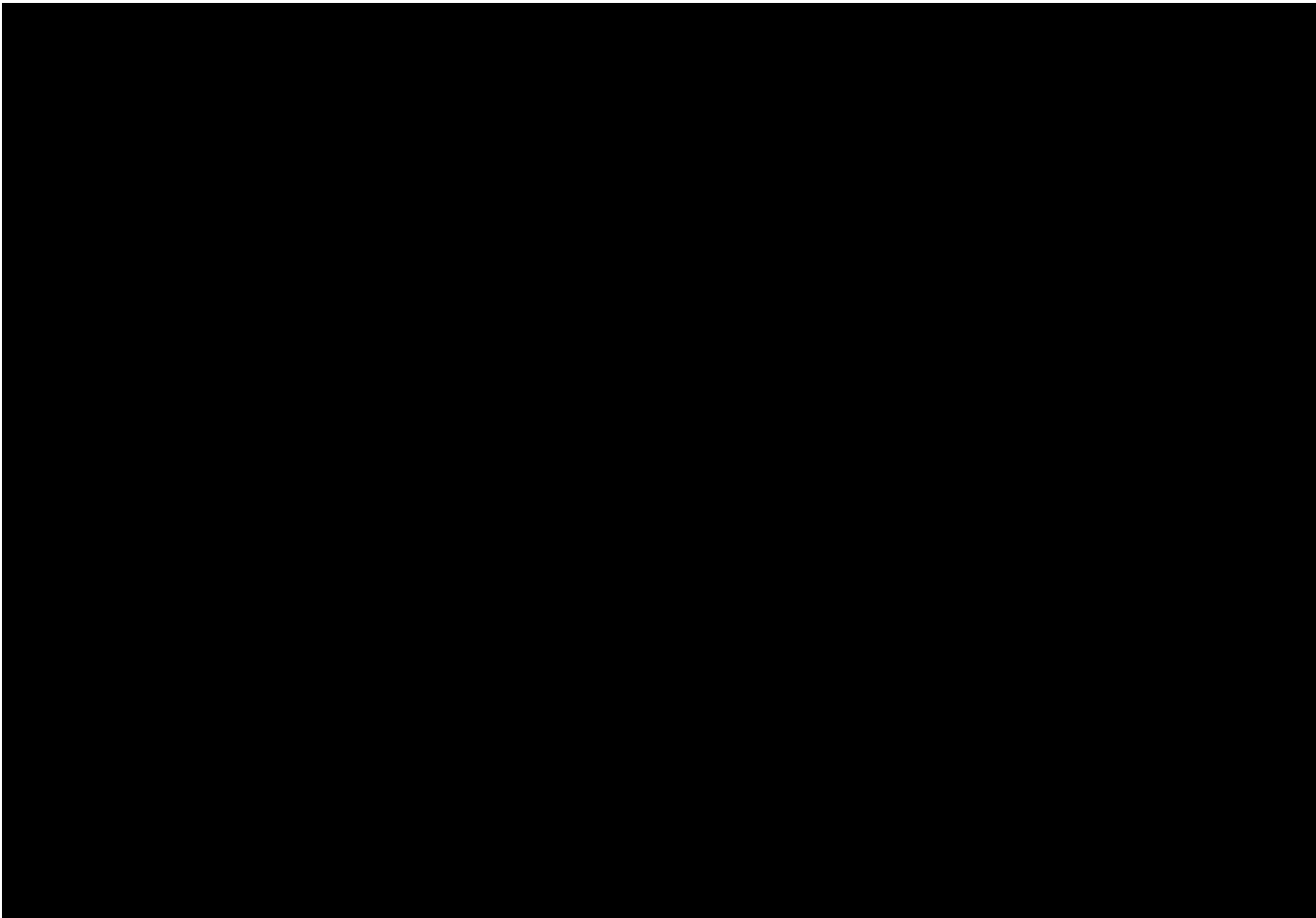
(a) Obergurtquerträger XIII (Standard) :

Die Obergurtquerträger (Standard) werden entsprechend ihrer Konstruktion und Lage im Brückenbauwerk in vier verschiedene Typen unterschieden [REDACTED] [REDACTED] zeigt exemplarisch die max/min Biegemomente am Obergurtquerträger des [REDACTED]. Die Ermittlung erfolgt mithilfe des [REDACTED]. Für den [REDACTED] sind die Ergebnisse auf die gesamte Brückenlänge übertragbar. Die Schnittgrößen an den [REDACTED] sind nahezu identisch und werden nicht dargestellt [REDACTED].

Der Nullpunkt der Abszisse bildet die Symmetrieachse der Fahrbahnplatte. Es wird darauf hingewiesen, dass der Schnittgrößenverlauf in der Altstatik durch eine Verbindung von Maximal- und Minimalwerten erzeugt wurde. Damals wurden lediglich einzelne Extremwerte ermittelt und anschließend mithilfe von linearen und parabelförmigen Ausgleichskurven verbunden. Der unterschiedlichen Verläufe zwischen den Schnittgrößen der Altstatik und der Neuberechnung, in qualitativer Hinsicht, sind auf diesen Umstand zurückzuführen.

Prinzipiell lassen sich folgende Veränderungen zwischen Altstatik und Neuberechnung (ohne Teilsicherheitsbeiwerte) zusammenfassen:

- Vergrößerung des minimalen Biegemoments am Schnittpunkt mit dem Hauptträgersteg (Punkt a) um ca. 20 %
- Vergrößerung des maximalen Biegemoments in Fahrbahnmitte (Punkt b) um ca. 20 %
- Verringerung des minimalen Biegemoments in Fahrbahnmitte (Punkt b) um ca. 10%
- Geringfügige Abminderung der minimalen Momente in den Punkten d und e



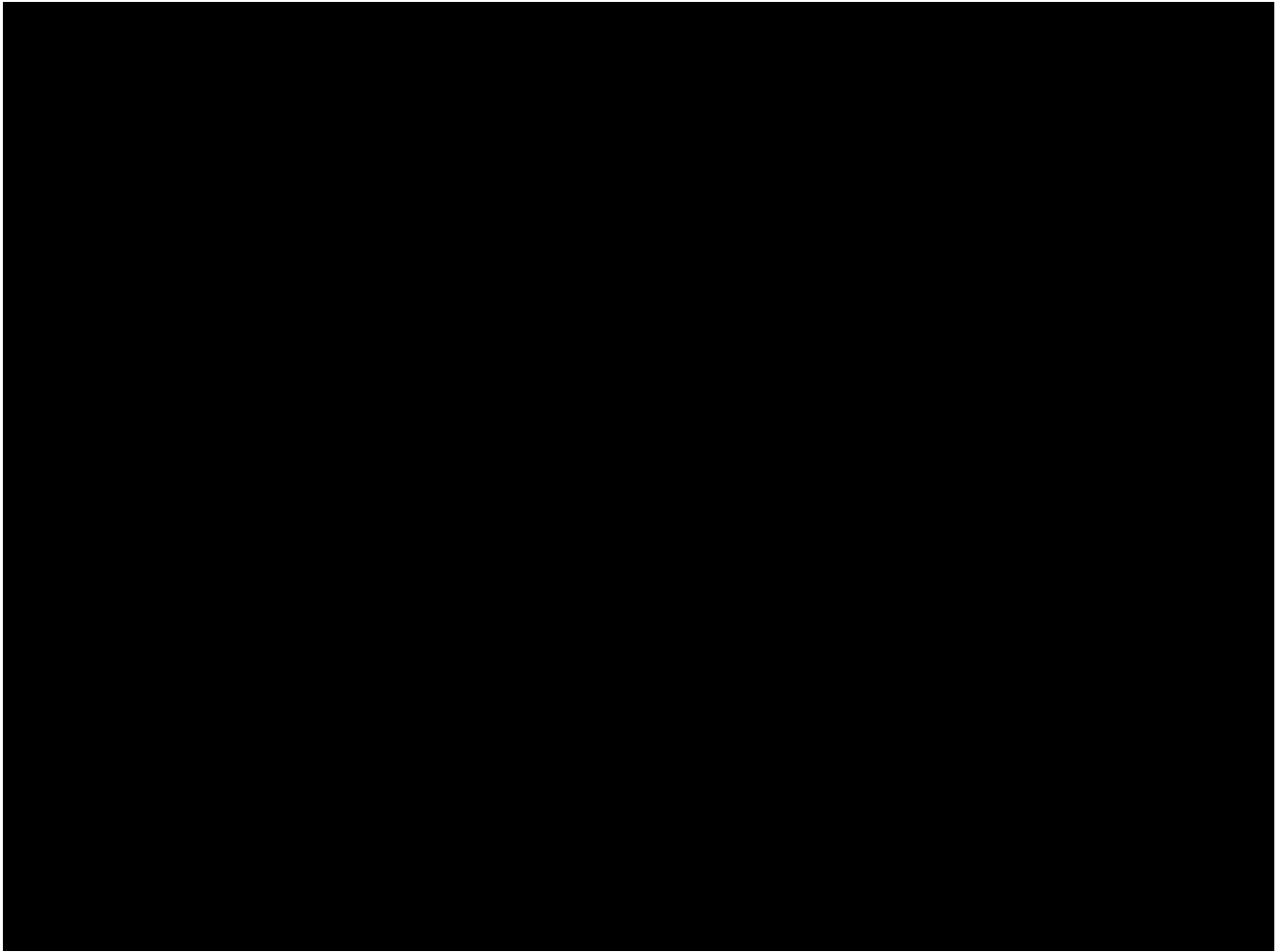
Für die Veränderung der Ergebnisse lassen sich zwei Ursachen nennen. Die Abminderung bzw. Vergrößerung der Biegemomente im Querschnittspunkt b ist auf die veränderte Modellierung zurückzuführen. Der Wechsel von starrer zu elastischer Stützung des Hauptträgerstegs beeinflusst insbesondere die Fahrbahnmitte. Die Vergrößerung des Stützmomentes am Schnittpunkt mit dem Hauptträger wird durch die Aufstellung des zweiten Doppelachsfahrzeuges hervorgerufen.

Da die Ausgleichsfunktionen in der Altstatik grundsätzlich auf der sicheren Seite liegend angesetzt wurden, verändern sich die Momente an den Querschnittspunkten außerhalb der Extremalwerte, nur gering.

(b) Seileinleitungsquerträger XIV:

Die Schnittgrößen aller Seileinleitungsquerträger sind identisch. Die geringfügigen Steifigkeitsunterschiede zwischen den Typen [REDACTED] verändern den Biegemomentenverlauf nur marginal. In [REDACTED] sind die berechneten Biegemomente aufgeführt. Da die Beanspruchung der Querträger hauptsächlich von ihrer Stützweite abhängt, sind die gezeigten Werte auf die gesamte Brückenlänge übertragbar.

Generell gelten die Aussagen zur Beanspruchung des Querträgers XIII auch für den Seileinleitungsquerträger XIV.

**(c) Randträger XII:**

Die unterschiedlichen Stützweiten zwischen den Schrägseilen und die variierenden Abstände zwischen den Querträgern beeinflussen die Steifigkeit des Randträgers. Aus diesem Grund treten über die Brückenlänge verteilt, unterschiedliche Schnittgrößen auf. Exemplarisch ist in [REDACTED] die Beanspruchung des Randträgers zwischen Seilangriffspunkt [REDACTED] dargestellt. Die Grafik ist für die Punkte [REDACTED] identisch, für die übrigen Bereiche ist sie ähnlich. Eine vollständige Auflistung der Biegemomente am Randträger ist [REDACTED] zu entnehmen.

Aufgrund der Vielzahl an Abmessungen und notwendigen Laststellungen werden, in Anlehnung an die Altstatik, nur die Extremwerte ermittelt. Der Verlauf wird mithilfe einer parabelförmigen Ausgleichsfunktion erzeugt.



Ergebnisse:

- Verringerung des minimalen Biegemomentes am Seilangriffspunkt um ca. 15 %
- Deutliche Vergrößerung des minimalen Biegemomentes in Feldmitte
- Keine Veränderung des maximalen Biegemomentes in Feldmitte

Die vergleichbaren Werte zwischen Alt- und Neuberechnung des minimalen Stütz- bzw. maximalen Feldmomentes resultieren aus den nahezu identischen Lasteinwirkungen am Randträger. Die ungünstigsten Laststellungen werden durch Aufstellung eines Doppelachsfahrzeugs im Kragbereich erreicht. Die Summe der einzelnen Radlasten ergibt sowohl nach DIN 1072, als auch nach DIN-FB 101 jeweils 600 kN. Eine Überbeanspruchung des Tragwerks im Bereich der Randträgers ist nicht zu erwarten.

(d) Längsrippen

Die Beanspruchung der Längsrippen wird am Grundsystem 2 [REDACTED], dem Trägerrostmodell mit dem größten Querträgerabstand (2,15m) ermittelt. Die Biegemomente werden in den Querschnittspunkten [REDACTED] zur Erfassung der unterschiedlichen Einbausituationen, ausgewertet. Der Querschnittspunkt [REDACTED] ist repräsentativ für den Großteil aller Längsrippen in der Fahrbahnplatte. Stellvertretend für die Rippen direkt am Hauptträgersteg wird der Punkt [REDACTED] berechnet. Der Punkt [REDACTED] bildet den Übergang zum Randträger und weist einen von der Regelausbildung, veränderten Querschnitt auf. Die minimalen Schnittgrößen treten jeweils an der Lagerung zum Querträger auf. In „Feldmitte“ zwischen den benachbarten Querträgern stellt sich das maximale Biegemoment ein.

Es ist eine deutliche Erhöhung der Momentenbeanspruchung zu verzeichnen. Sie resultiert aus der Vergrößerung der Radlasten sowie der Verkleinerung der Radaufstandsfläche des Lastmodells LM1. Neben den Biegemomenten treten in den Längsrippen max./min. Querkkräfte $V_{\max} = 330 \text{ kN}$ (LK1) auf. Allerdings überlagern sich diese Querkkräfte nicht mit den Größt- bzw. Kleinstbiegemomenten. Die zugehörige Querkraft beträgt 195 kN.

Die Schnittgrößen und Spannungen in den Längsrippen werden hauptsächlich vom Querträgerabstand beeinflusst. Da die Abstände über die Brückenlänge nur geringfügig variieren (1,92m ÷ 2,15m), sind die Spannungen auf die gesamte Konstruktion übertragbar.

6.5. Spannungen am Versteifungsträger

6.5.1. Spannungen aus Gesamttragwerk in Längsrichtung

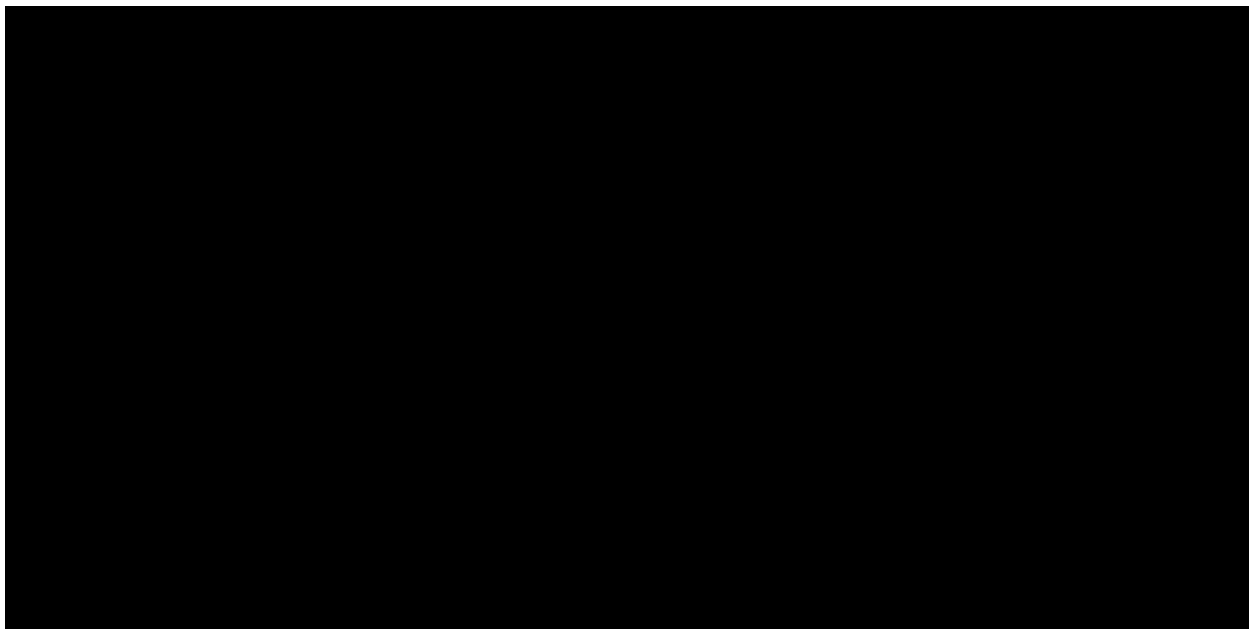
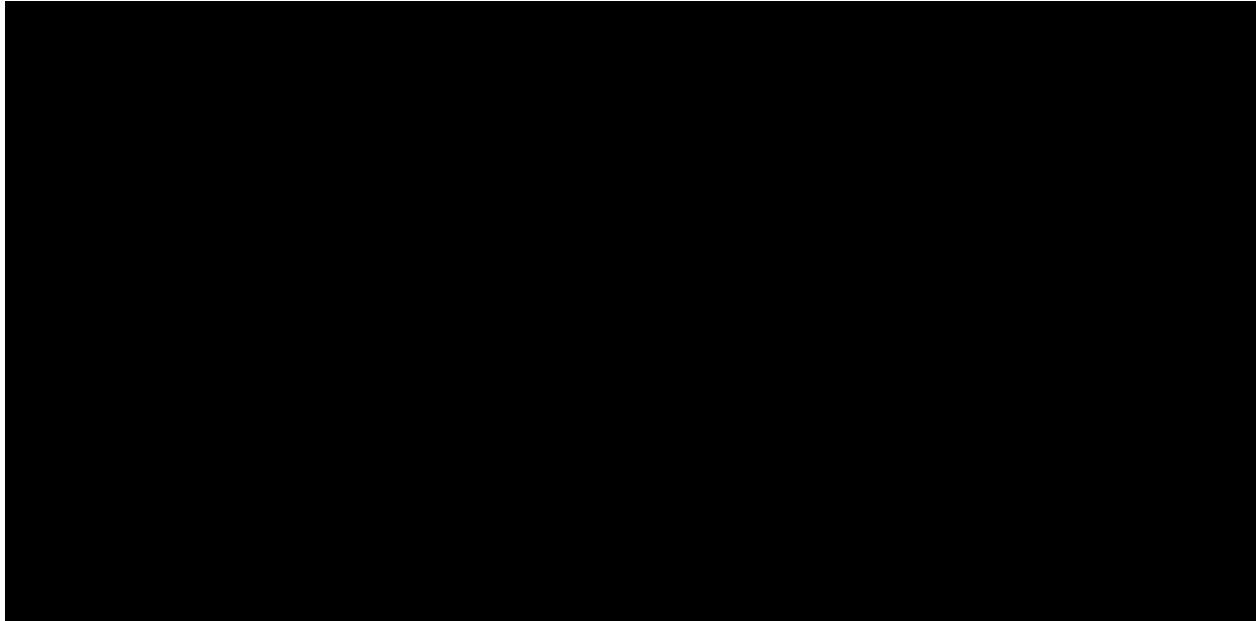
Die maximalen und minimalen Spannungen aus dem Gesamttragwerk in Längsrichtung werden für alle in [REDACTED] dargestellten Querschnittspunkte ermittelt. Die Berechnung erfolgt mit dem Programm [REDACTED]. Grundlage der Berechnung sind die in Abschnitt 6.3.2 eingeführten Schnittgrößenkombinationen [REDACTED].

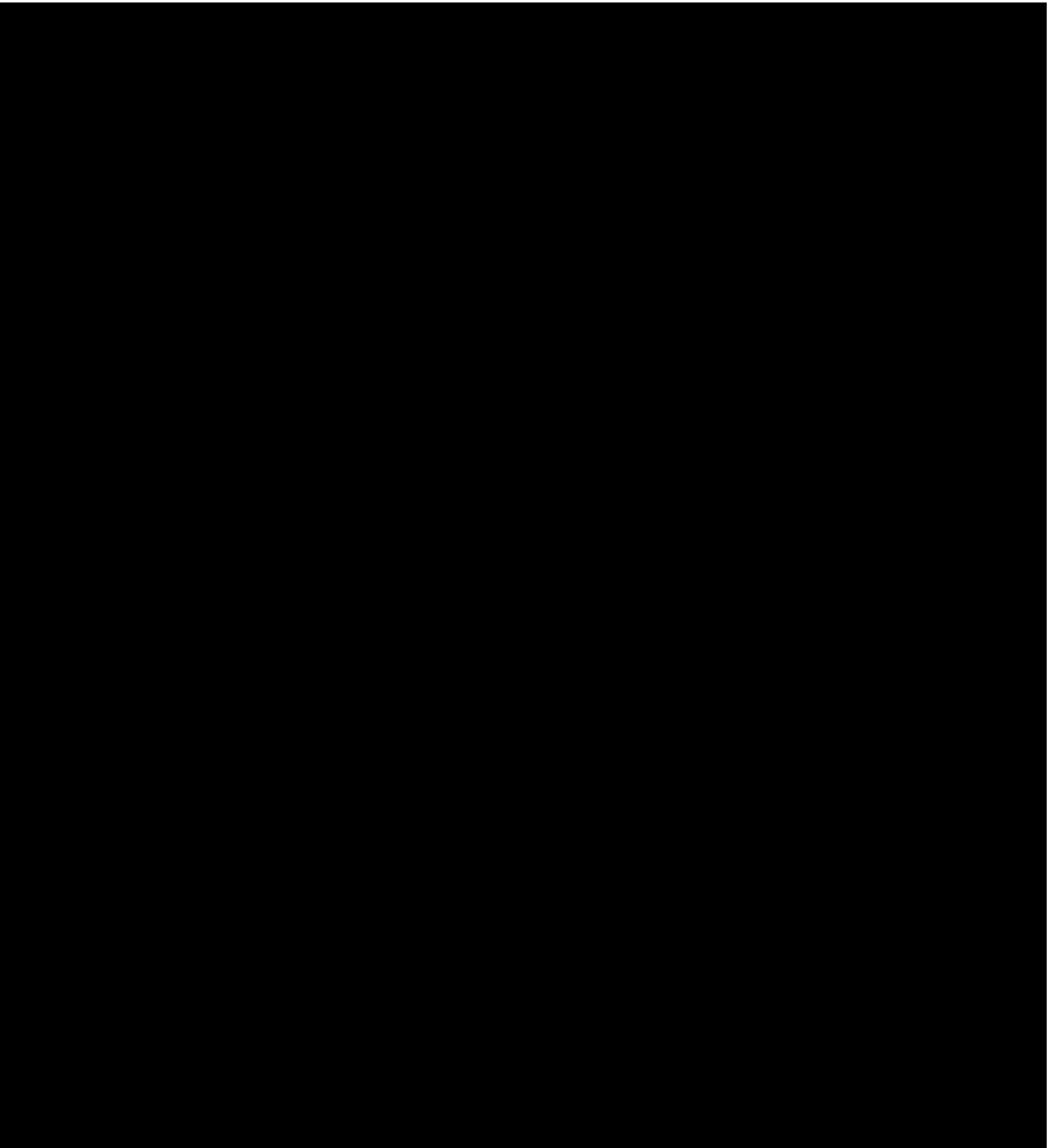
In Brückenlängsrichtung wird, wie auch bei den Schnittgrößen und Seilkräften, nur die westliche Brückenhälfte betrachtet (Kilometer -260 bis 0). Für jeden der 15 Querschnittspunkte wurden die Spannungen in den Punkten [REDACTED] berechnet [REDACTED].

(a) Bemessungsspannungen

Nachfolgend sind beispielhaft die Normalspannungen σ_x in den Querschnittspunkten [REDACTED] über die gesamte westliche Brückenhälfte in Form von Diagrammen dargestellt. Für die Normalspannungen in allen weiteren Querschnittspunkten wird auf den [REDACTED] verwiesen. Die Schubspannungen aus dem Gesamttragwerk in Längsrichtung sind bei diesem Tragwerk von untergeordneter Bedeutung.

Auf der x-Achse der Diagramme ist die Brückenlängsachse dargestellt (Kilometer -260 bis 0) und auf der y-Achse werden die jeweiligen Spannungen aus dem Gesamttragwerk in Längsrichtung abgetragen. Für jeden Querschnittspunkt werden die Spannungen infolge der Lastfallkombinationen [REDACTED] [REDACTED] aufgezeigt und den Spannungen für Haupt- und Zusatzlasten gemäß Altstatik gegenübergestellt. Die minimalen Spannungen jeder Lastfallkombination sind jeweils mit gestrichelten Linien bezeichnet.





Aus den Diagrammen lässt sich Folgendes ableiten, wobei sich die Aussagen 1 bis 4 aus Gründen der besseren Vergleichbarkeit mit der Altstatik zunächst auf die Spannungen infolge der Schnittgrößen für die Lastfallkombination ■■■ beziehen. Auf die Lastfallüberlagerungen gemäß DIN-FB wird später verallgemeinernd eingegangen.

1) Querschnittspunkte ■■■:

- Im Bereich der Brückenlängsachse ■■■ treten die maximalen (Zug) Spannungen etwa bei $x = -12$ bis -30m auf ■■■; Die minimalen (Druck) Spannungen treten etwa bei $x = -220\text{m}$ und $x = -94\text{m}$ ■■■. Aufgrund der neuen Lastansätze erhöhen sich die Spannungen an diesen Stellen um 30% bis 40% gegenüber den Spannungen gemäß Altstatik. Der Grund für



die Spannungserhöhung im Querschnittspunkt ■ ist vorwiegend das größere max. M_Y infolge der höheren Verkehrslasten. Die Windlasten in Querrichtung haben auf diesen Querschnittspunkt keine Auswirkungen (Schwerachse).

- In den Querschnittspunkten ■, die sich näher am Querschnittsrand befinden, treten sowohl die maximalen (Zug) Spannungen als auch die minimalen (Druck) Spannungen im Bereich der Pylone und in Feldmitte der Strombrücke auf ■. Die Erhöhung der Spannungen in diesen Bereichen beträgt bis zu 90%. Verantwortlich für die Spannungserhöhungen in den Querschnittspunkten ■, sind vorwiegend die größeren Windlasten, die in diesen Bereichen ein großes Biegemoment M_Z und damit eine hohe Belastung der Querschnittsränder zur Folge haben.
- Für den Querschnittspunkt ■ ergeben sich Spannungsspitzen in den Punkten ■ für minimale (Druck) Spannungen und in den Punkten ■ für maximale (Zug) Spannungen. Je nach Lage des Punktes in Brückenlängsrichtung sind Verkehrs- oder Windlasten hauptverantwortlich für die jeweilige Spannungsspitze.

2) Querschnittspunkte ■ ■:

Für die Querschnittspunkte ■ gelten die für die Querschnittspunkte ■ gemachten Aussagen analog. Je weiter sich der jeweilige Querschnittspunkt am Querschnittsrand befindet, umso mehr werden die Spannungsspitzen durch die Windlasten in Querrichtung verursacht. Im Querschnittspunkt ■ haben die Windlasten keinen Einfluss und die Spannungsspitzen liegen dort, wo die Verkehrslasten ihren größten Einfluss haben. Die maßgebenden Punkte in Brückenlängsrichtung gelten für die Punkte ■. Die Diagramme für die Spannungen in den Querschnittspunkten ■

3) Querschnittspunkte ■:

In allen 4 Querschnittspunkten ■ treten die maximalen (Zug) Spannungen bei $x = -220\text{m}$ und $x = 0\text{m}$ auf ■. Die minimalen (Druck) Spannungen ergeben sich jeweils bei $x = -181\text{m}$ und $x = -30\text{m}$ ■. Da das Bodenblech nicht sehr breit ist und die Querschnittspunkte ■ alle recht nah an der Schwerachse des Versteifungsträgers liegen, sind die Verkehrslasten vorrangig für die Spannungsspitzen verantwortlich. Windlasten sind hier von untergeordneter Bedeutung. Die Erhöhung der Spannungen infolge der neuen Lastansätze beträgt in den maßgebenden Punkten für die maximalen Spannungen bis zu 70% und für die minimalen Spannungen bis zu 30%.

4) Querschnittspunkte ■:

Die Lage der Spannungsspitzen in den Querschnittspunkten ■ ist in den Diagrammen im ■ deutlich zu erkennen. Aufgrund ihrer Lage am Rand des Versteifungsträgers treten sowohl die maximalen (Zug) Spannungen als auch die minimalen (Druck) Spannungen im Bereich der Pylone und in Feldmitte der Strombrücke auf ■. Verantwortlich für die Spannungsspitzen sind vorwiegend die Windlasten. Aufgrund der starken Vergrößerung der Windlastansätze nach DIN-

FB 101 gegenüber der Altstatik ergeben sich für diese Querschnittspunkte Erhöhungen um bis zu 110% für die maximalen (Zug) Spannungen und bis zu 70% für die minimalen (Druck) Spannungen.

Spannungen infolge der Lastfallüberlagerungen nach DIN-FB 101:2003:

Der DIN-FB 101 basiert auf dem Teilsicherheitskonzept. Der Bemessungswert der Beanspruchungen ergibt sich durch Multiplikation der Einzeleinwirkungen mit Teilsicherheitsbeiwerten. Bei gleichzeitigem Auftreten mehrerer veränderlicher Einwirkungen erfolgt darüber hinaus eine Abminderung mit Kombinationsbeiwerten. Nur die jeweils vorherrschende veränderliche Last geht in ihrer vollen Größe in die Überlagerung ein.

Durch die Verwendung von Kombinationsbeiwerten ψ wird die gleichzeitige Wirkung von Wind- und Verkehrslasten, die bei diesem Tragwerk die maßgebenden Einwirkungen darstellen, deutlich abgeschwächt. Speziell bei solchen Querschnittspunkten, die durch Biegemomente M_Y und Biegemomente M_Z gleichermaßen beansprucht werden, erreichen die Spannungen bei Überlagerung aller charakteristischen Lasten in voller Höhe (Haupt- und Zusatzlasten) zum Teil eine ähnliche Größenordnung wie die Spannungen infolge der Schnittgrößenkombinationen nach DIN-FB (Multiplikation der Einwirkungen mit $\gamma_F = 1,35 - 1,50$). Die Erhöhungen durch die Teilsicherheitsbeiwerte γ_F werden durch die Kombinationsbeiwerte ψ wieder aufgehoben.

Darüber hinaus liegen die für die Haupttragwerksspannungen maßgebenden Punkte in Brückenlängsrichtung bei Ermittlung der Spannungen unter den Einwirkungskombinationen nach DIN-FB 101 nicht immer an den oben beschriebenen Stellen.

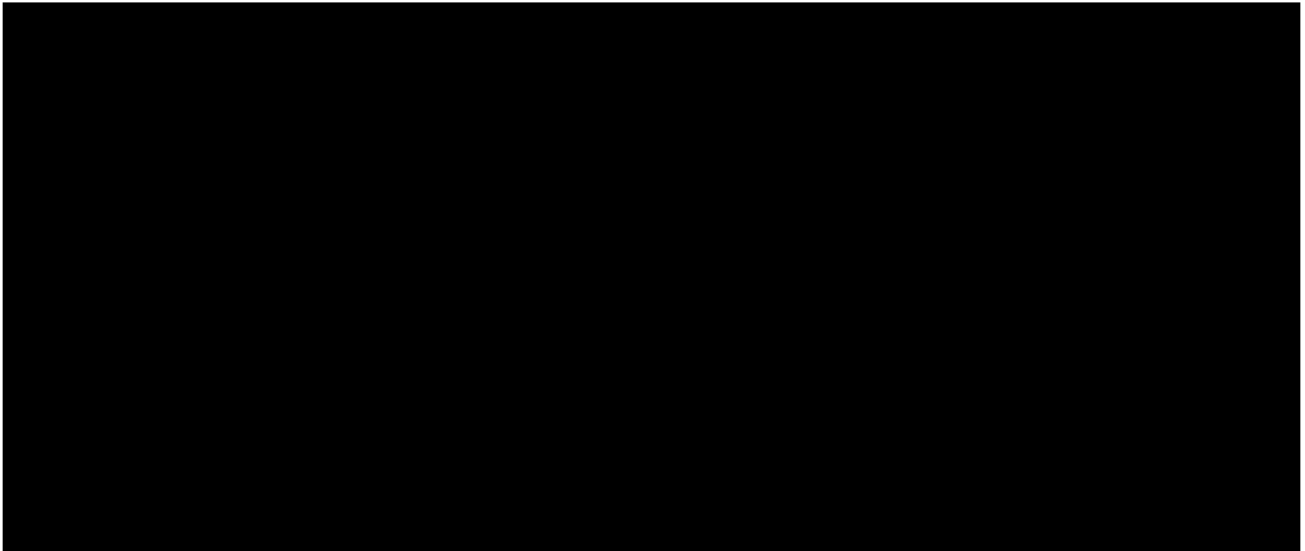
Abschließend kann festgestellt werden, dass für die meisten Querschnittspunkte die Haupttragwerksspannungen in einem der Punkte [REDACTED] maximal oder minimal werden [REDACTED].

(b) Spannungen infolge Ermüdungslasten

Für den Ermüdungsnachweis des Tragwerks wird die maximale Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_p$ benötigt, die sich aus der Differenz der größten und kleinsten Spannung infolge Ermüdungslasten ergibt. Da das Ermüdungslastmodell 3 vorwiegend Schub- und Biegebeanspruchungen M_Y im Versteifungsträger hervorruft, treten die extremen Normalspannungen σ_x an der Querschnittsober- und Unterseite des Brückenträgers auf. Die Spannungen infolge Ermüdungslasten werden deshalb nur an jeweils einem Querschnittspunkt im Deck- und Bodenblech ermittelt.

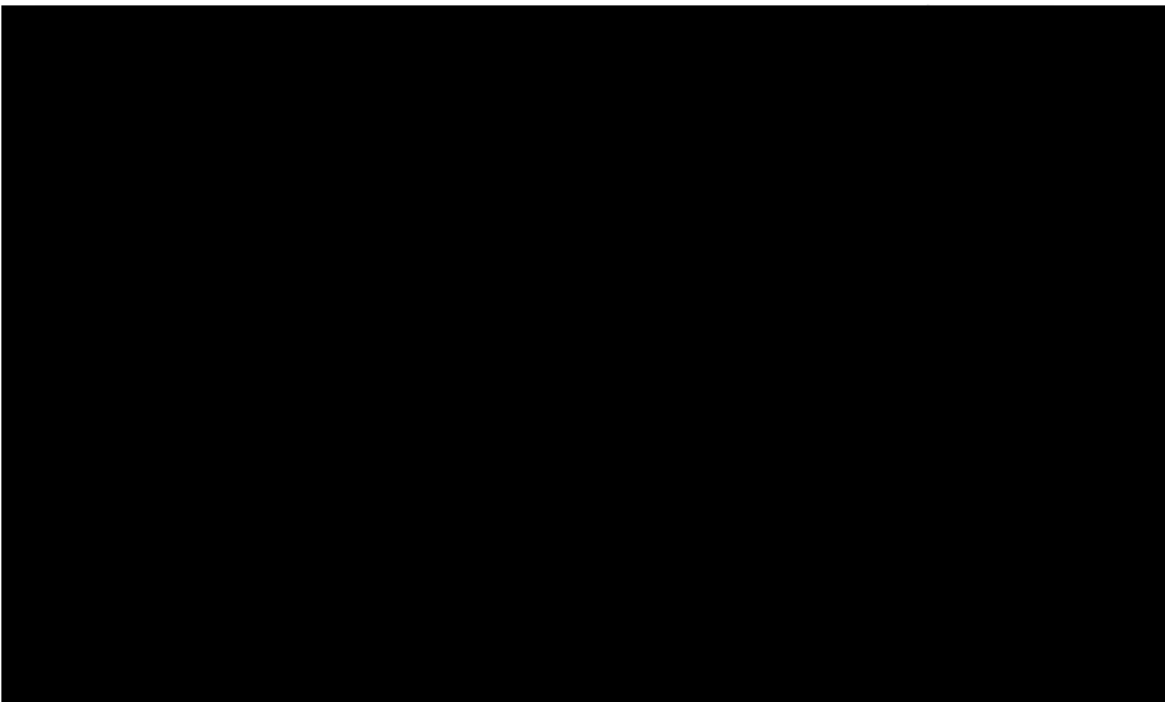
In der folgenden Abbildung sind die maximalen und minimalen Normalspannungen σ_x für die Querschnittspunkte [REDACTED] graphisch dargestellt. Die maximale Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_p$ ergibt sich für den Querschnittspunkt [REDACTED]

$$\Delta\sigma_p [REDACTED] = 1,37 \text{ kN/cm}^2 - (-0,81 \text{ kN/cm}^2) = 2,18 \text{ kN/cm}^2 = 21,8 \text{ N/mm}^2$$



6.5.2. Spannungen infolge Seileinleitung

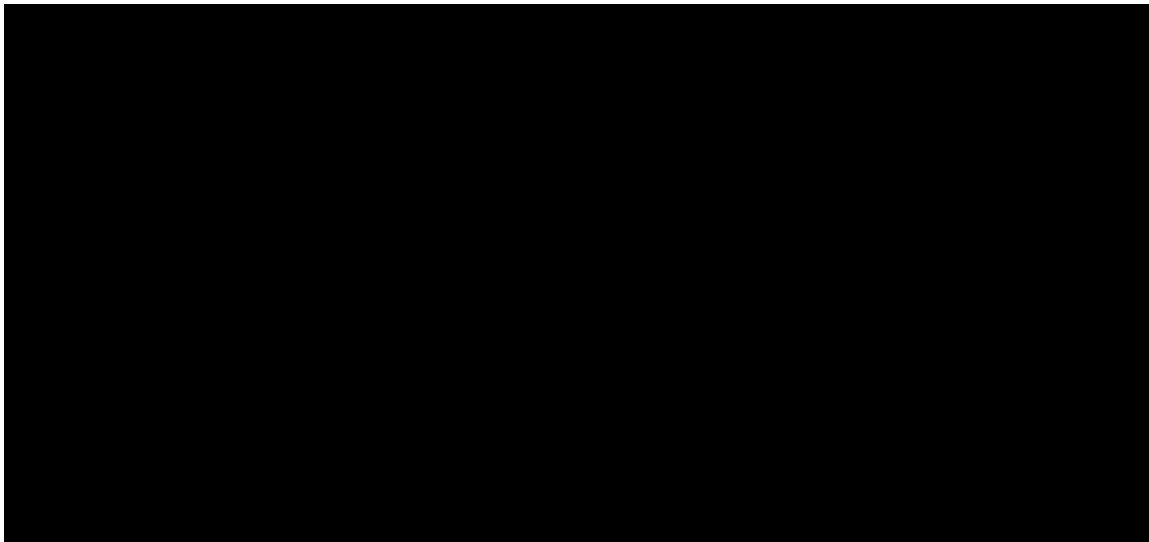
Die mit Seilköpfen versehenen Seilenden setzen sich auf zweiwandige Kragtraversen ab, die den wechselnden Seilneigungen folgen und von zwei parallelen und in Brückenlängsrichtung weisenden Scheiben in Viertelkreisform gestützt werden. Die so genannten Viertelkreisscheiben sind zwischen Deckblech und Seileinleitungsquerträger angeordnet und wandeln die schräge Seilkraft in eine waagerechte und eine lotrechte Komponente um. Die waagerechte Komponente belastet das Deckblech im Seileinleitungsbereich (Bereich der Querschnittspunkte [REDACTED]) und die lotrechte Komponente wird vom Seileinleitungsquerträger und der schrägen Zugstrebe aufgenommen [REDACTED]



(a) Deckblechspannungen im Seilanschlagbereich

In diesem Abschnitt wird die Seilkrafteinleitung in das Deckblech untersucht, wobei die Grundlegenden Rechenannahmen zur Ermittlung der Beanspruchung aus Seileinleitung dabei der Altstatik, Kapitel 5.3.2 und 6.5 entnommen werden. Demnach werden die Spannungen σ_x und τ für den außen und innen liegenden Kraftanschluss ermittelt. Auf den Nachweis der σ_y -Spannungen wird gemäß Altstatik verzichtet, weil die Spannungsanteile einerseits sehr klein sind und andererseits beim Nachweis der Vergleichsspannung zum Teil entlastend wirken. Das Problem der Einleitung wird als reine Scheibenbeanspruchung untersucht.

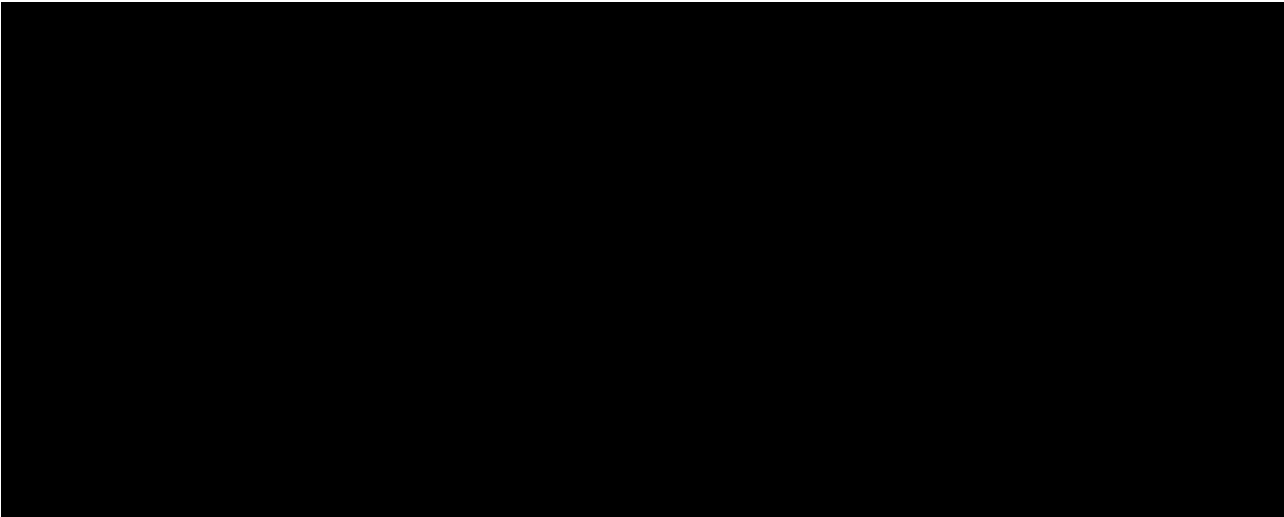
Die Normalkraftkomponente der Seilkraft S_d wird über den äußeren und inneren Viertelkreisträger als Schubkraft in das Fahrbahnblech eingeleitet. Wie in [REDACTED] dargestellt entstehen im Deckblech je nach Lage eines Punktes im unmittelbaren Seilkrafteinleitungsbereich Zug- oder Druckspannungen (σ_x).



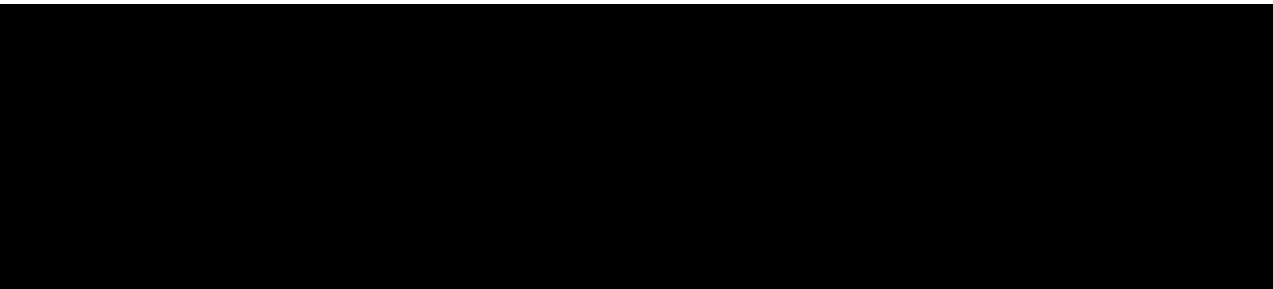
Die Deckblechstärke in der Umgebung des Seilanschlusses beträgt allgemein [REDACTED]. Darüber hinaus wurden die Deckblechränder im Seileinleitungsbereich auf bis zu [REDACTED] örtlich verstärkt. Diese Verstärkungen wurden, abhängig von der Höhe der jeweiligen Seilkraft, abgestuft, so dass fast jeder Seileinleitungspunkt eine unterschiedliche Blechdickenverteilung aufweist. Von der Größe der maximalen Seilkraft bzw. der waagerechten Seilkraftkomponente können demnach also keine direkten Rückschlüsse auf die Spannungsausnutzung eines Seileinleitungspunktes gezogen werden.

Da es sich bei der vorliegenden Untersuchung um eine Nachrechnung des Bauwerks handelt, werden im Folgenden nicht alle Seileinleitungsbereiche betrachtet. Es werden vielmehr nur solche Punkte untersucht, in denen entweder die Spannungen aus dem Gesamttragwerk in Längsrichtung maximal werden oder sich die maximalen Seilkräfte gegenüber der Altstatik wesentlich erhöht haben.

Für den äußeren Anschlagbereich [REDACTED] werden die Spannungen infolge Seileinleitung in den Punkten [REDACTED] ermittelt. In [REDACTED] sind die maximalen Schub- und Normalspannungen zusammengefasst. Aufgrund der großen Seilkräfte infolge Verkehrslasten ergeben sich die maximalen Spannungen im Bereich der Seileinleitung allgemein unter der Lastfallkombination 1.



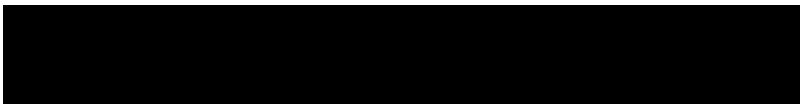
Für den inneren Anschlagbereich  wurden im Rahmen der Altstatik Spannungen in den Punkten  ermittelt. Die vorliegende Nachrechnung beschränkt sich auf den Punkt , der aufgrund der maximalen Spannungen aus dem Gesamttragwerk in Längsrichtung und der Seilkrafterhöhung um mehr als 40% gegenüber der Altstatik vermutlich den ungünstigsten dieser Punkte darstellt.



(b) Spannungen in den Seileinleitungsquerträgern und den „benachbarten“ Querträgern

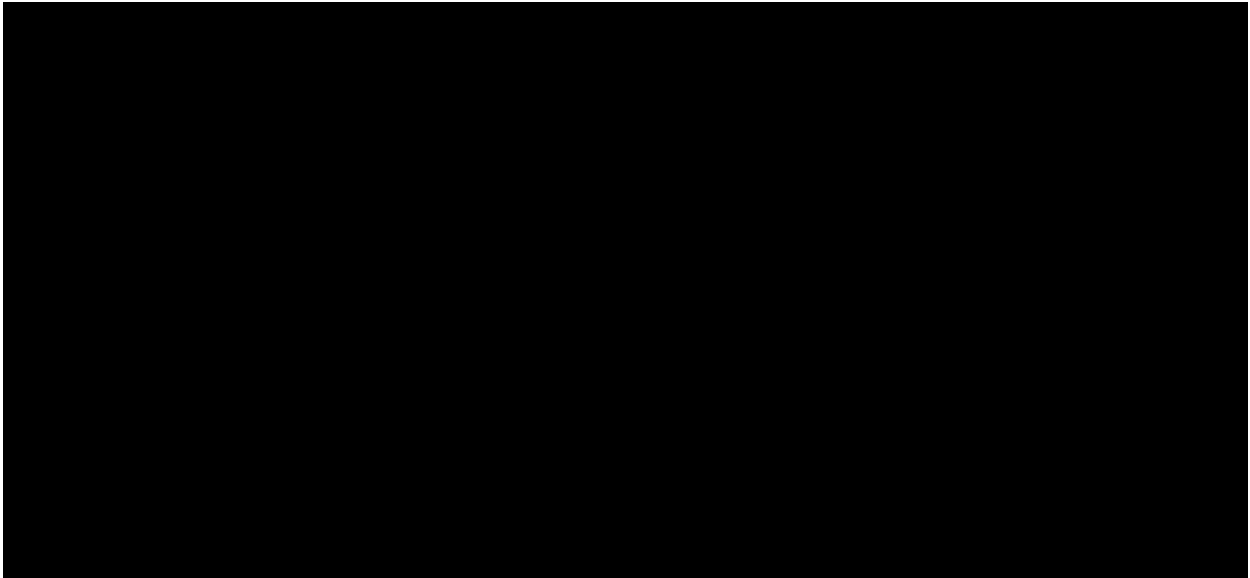
Die Kraftverteilung des Seils im Seileinleitungsbereich, mithilfe der Vierteilkreisscheiben, erzeugt eine Horizontaldruckkraftkomponente S_D sowie eine geneigte Zugkraft S_z , die zusätzliche Belastungen in Ober- und Untergurtquerträger sowie im Hauptträgersteg hervorrufen . Analog zur Altstatik wird davon ausgegangen, dass diese Kraftaufteilung 1400 mm vom äußeren Rand der Fahrbahnplatte abgeschlossen ist. Die anteilige Druckkraft ist danach in Steg und Untergurt des Seilquerträgers eingeleitet. Zusätzlich zum Normalkraftangriff erzeugt die Druckkomponente eine Biegebeanspruchung durch das exzentrisch zur Schwerachse des Querträgers angreifende Seil.

Zur Ermittlung der Flächen bzw. Widerstandsmomente infolge des Seilangriffs wird die Scheibentheorie der Altstatik übernommen. Es wird davon ausgegangen, dass sich die Druckkomponente unter einem Winkel β  auf das Deckblech verteilt. An dem Punkt, an dem sich die Achse des benachbarten Querträgers mit dem Verlauf der Mittragenden Breite schneidet, beteiligt sich der Querträger an der Lastaufnahme. Anschließend erfolgt die Verteilung in Steg und Untergurt.

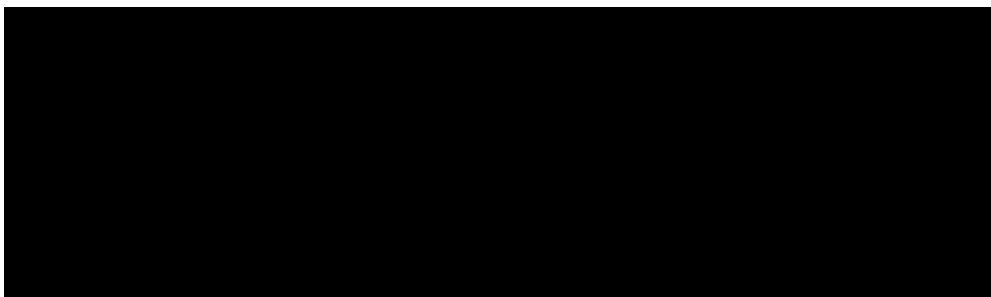


Es wird angenommen, dass die lineare Lastausstrahlung danach in einen parabelförmigen Verlauf übergeht. Die Lastausbreitung verringert sich sukzessive. Für die Nachweispunkte [REDACTED] ergeben sich stark differierende Querschnittswerte. Die Mittragenden Breiten, die sich durch die Seileinleitung einstellen sind in [REDACTED] aufgeführt.

Der Verlauf der Lastausstrahlung zeigt, dass sich die benachbarten Querträger bereits vor dem Querschnittspunkt e am Lastabtrag beteiligen.



Die genauen Querschnittswerte und Widerstandsmomente der einzelnen Knotenpunkte sind dem [REDACTED] zu entnehmen. Exemplarisch ist der angesetzte Querschnitt für den Querträgertyp [REDACTED] dargestellt.

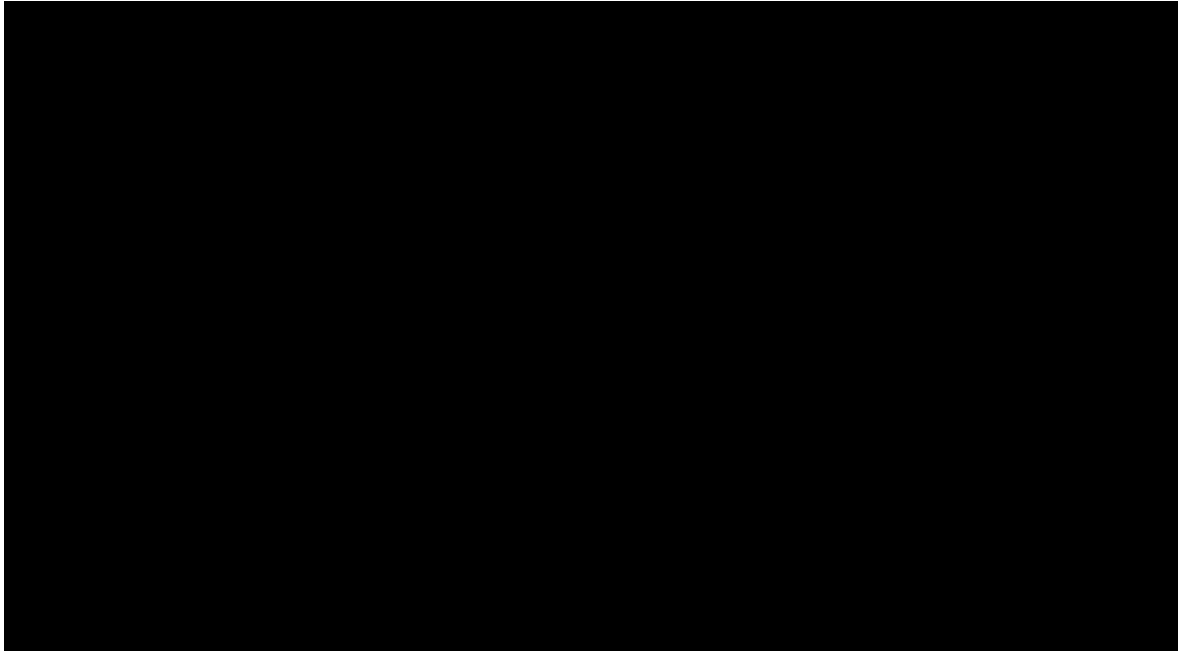


Wie beschrieben wurden die Seilquerträger in der Altstatik in zwei Gruppen untergliedert. An Seileinleitungsbereichen, in denen Druckkräfte ≤ 3200 kN aus dem Seilangriff entstanden, wurde der Querträgertyp II angeordnet. Der biegesteifere Querträgertyp [REDACTED] wurde an höherbeanspruchten Seilangriffspunkten (bis 4800 kN) ausgebildet.

Durch den nachträglichen Seilwechsel veränderten sich die Seilkräfte ungleichmäßig stark [REDACTED]. Infolgedessen ist die vorgenommene Einteilung in der Altstatik nicht mehr gültig. Damit müssen die Druckkomponenten großer Seilkräfte teilweise durch den weicheren Querträgertyp [REDACTED] abgetragen werden.

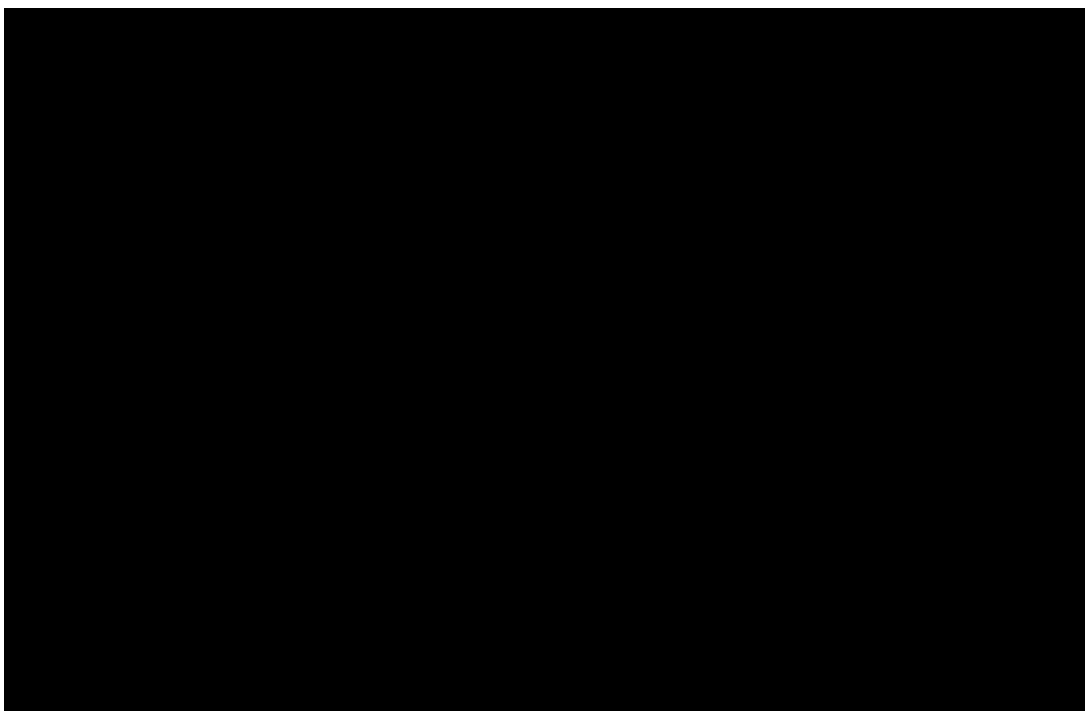


In [REDACTED] sind die Normalspannungen aus der Druckkraft des Seilangriffs für ausgewählte Knotenpunkte in Längsrichtung dargestellt. Im Querschnittspunkt [REDACTED] werden Spannungen nur in den Seileinleitungsquerträgern erzeugt. Infolge der Lastausstrahlung wirken die Normalspannungen in den anderen Querschnittspunkten gleichermaßen in den direkt benachbarten Querträgern. Die Vergrößerung der Querschnittsflächen führt zur Fahrbahnmitte zu einer Verringerung der Druckspannungen.



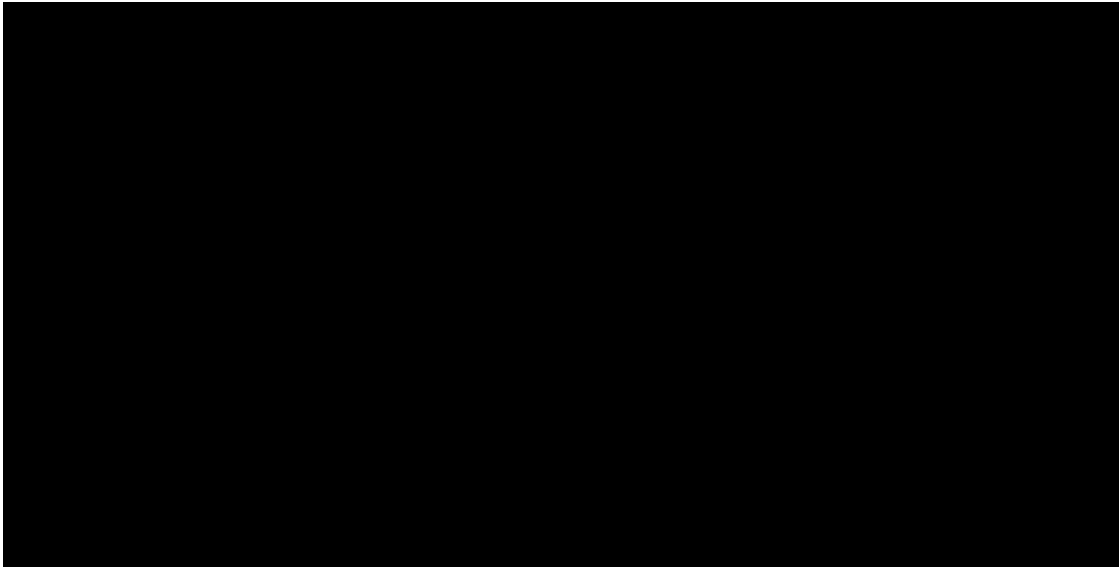
Dem Scheibenmodell liegt die Annahme zugrunde, dass die Druckkraft horizontal durch den Stab geführt wird. Durch die Neigung der Fahrbahn sowie die unterschiedlichen Querschnitte in den einzelnen Punkten weicht die Seilachse vom Schwerpunkt der Querträger ab. Diese Exzentrizität bedingt eine zusätzliche Biegebeanspruchung.

Die entsprechenden Belastungen im Deckblech sowie im Untergurt von Seileinleitungsquerträger und deren „Nachbarn“ sind [REDACTED] aufgelistet.

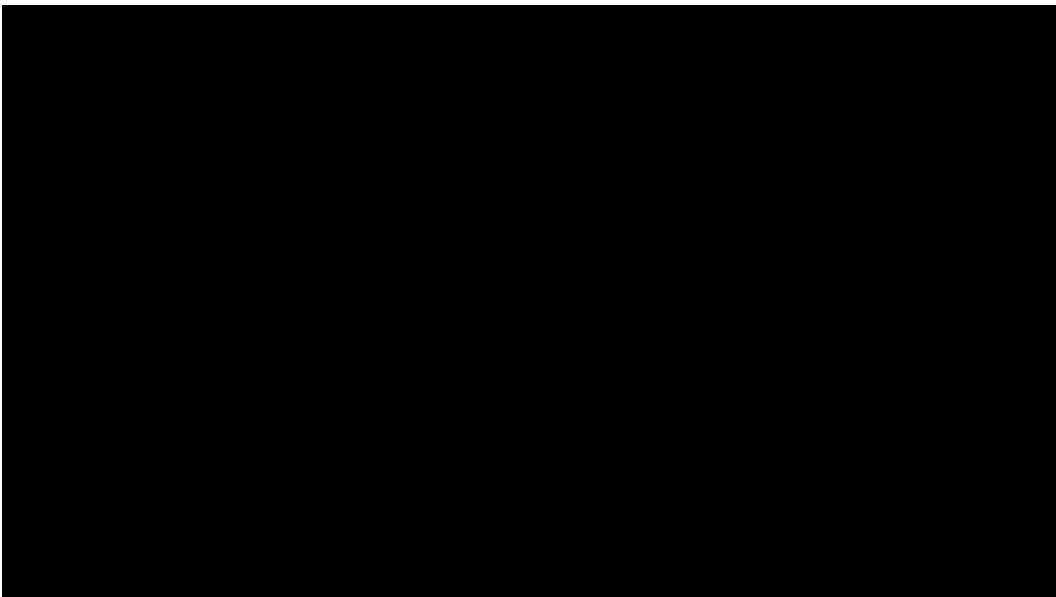


Die Spannungen durch die Exzentrizität der Druckkraft sind im Fahrbahndeckblech eher gering. Allerdings treten dort zusätzliche Beanspruchungen aus dem Gesamttragwerk in Längsrichtung, der orthotropen Plattenwirkung sowie der Seileinleitung in Längsrichtung auf.

Im Untergurt des Seileinleitungsquerträgers und der angrenzenden Querträger ergeben die Spannungen aus der Seileinleitung bereits einen erheblichen Anteil an der Gesamtbeanspruchung. Im Gegensatz zu den Querträgertypen [REDACTED], die nicht durch Seilkräfte belastet sind, wurden sie [REDACTED] über den gesamten Querschnitt entsprechend mit dem höherfesten Stahl [REDACTED] ausgebildet.



Das zugrunde gelegte Scheibenmodell sieht ein Mitwirken der Nachbarn der Seilquerträger erst kurz vor dem untersuchten Querschnittspunkt [REDACTED] vor. Folgerichtig stellen sich in Punkt [REDACTED] keine Spannungen ein.



Die [REDACTED] zeigen, dass die großen Seilkräfte in den Punkten [REDACTED] zu erheblichen Spannungen in den Bauteilen führen.



(c) Spannungen in den Zugstreben

Die Vertikalkomponente der Seilkraft S_V lässt sich in die Zugstrebenkraft S_Z und eine Druckkomponente S_D zerlegen. Die Druckkomponente S_D wird von den Seileinleitungsquerträgern aufgenommen und mit der entsprechenden Kraft auf der anderen Seite des Versteifungsträgers kurzgeschlossen (vgl. Abschnitt 6.5.3). Die Kraft S_Z verursacht Zugspannungen in den Zugstreben und wird im Anschlussbereich der Zugstreben an den Hauptträgersteg in die Komponenten S_{Steg} als Druckkraft im Steg und S_U als Zugkraft im Untergurt-Querträger zerlegt.

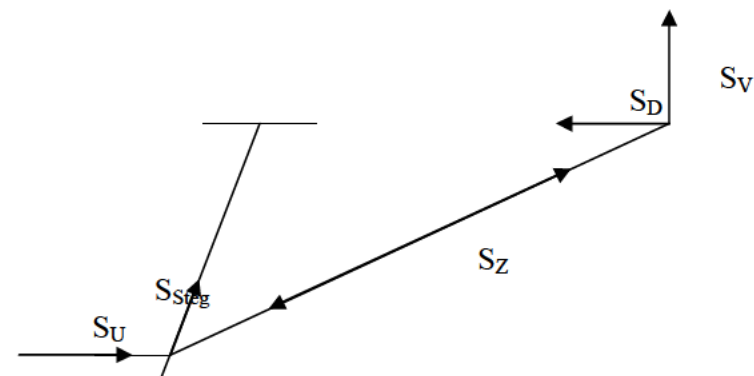


Abbildung 6.26 Zerlegung der Vertikalkomponente der Seilkraft

Bei den Zugstreben handelt es sich um 300 bzw. 400mm breite Flacheisen, die vom äußeren Viertelkreisträger zum Kastenboden verlaufen. Für den Anschluss an den Untergurt wurden die Zugstreben durch Schlitze in den Hauptträgerstegen durchgesteckt und als Obergurt der Untergurt-Querträger weitergeführt. Im Anschlussbereich an den Steg des Seileinleitungsquerträgers besteht die Zugstrebe aus zwei Flacheisen mit einer Gesamtbreite von [REDACTED] abzüglich der Stegdicke t_1 . Der Anschluss erfolgt über Kehlnähte.

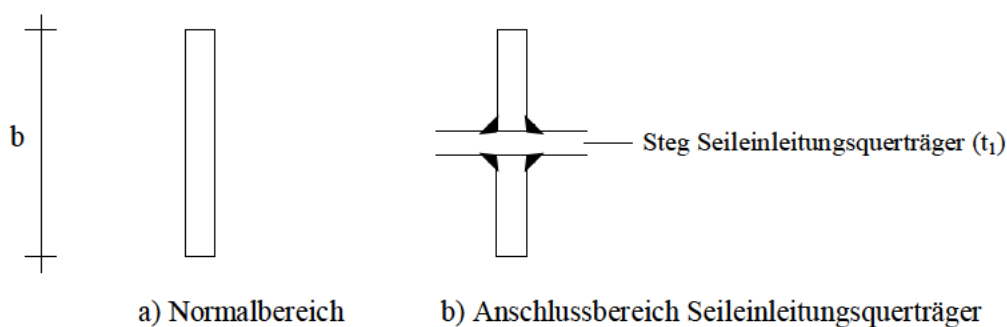
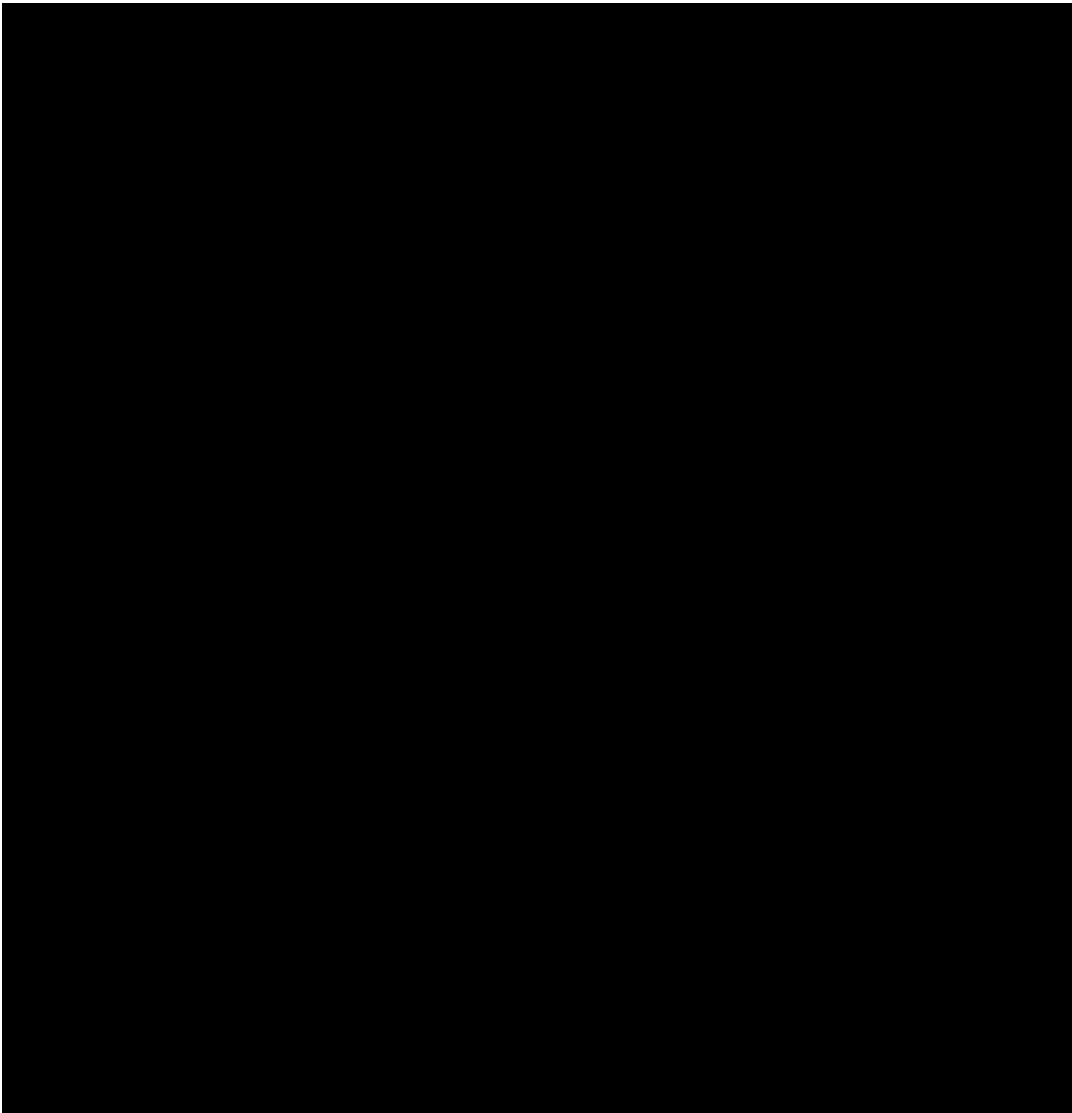


Abbildung 6.27 Querschnitt der Zugstreben

Im Rahmen der Nachrechnung werden die Spannungen der Zugstreben im Normalbereich und im Anschlussbereich an die Seileinleitungsquerträger ermittelt. Sie sind in [REDACTED] zusammengestellt. Die Anschlusskehlnähte an die Seileinleitungsquerträger werden ebenfalls untersucht, sind jedoch nicht als kritisch zu bewerten ($\eta > 2,6$).



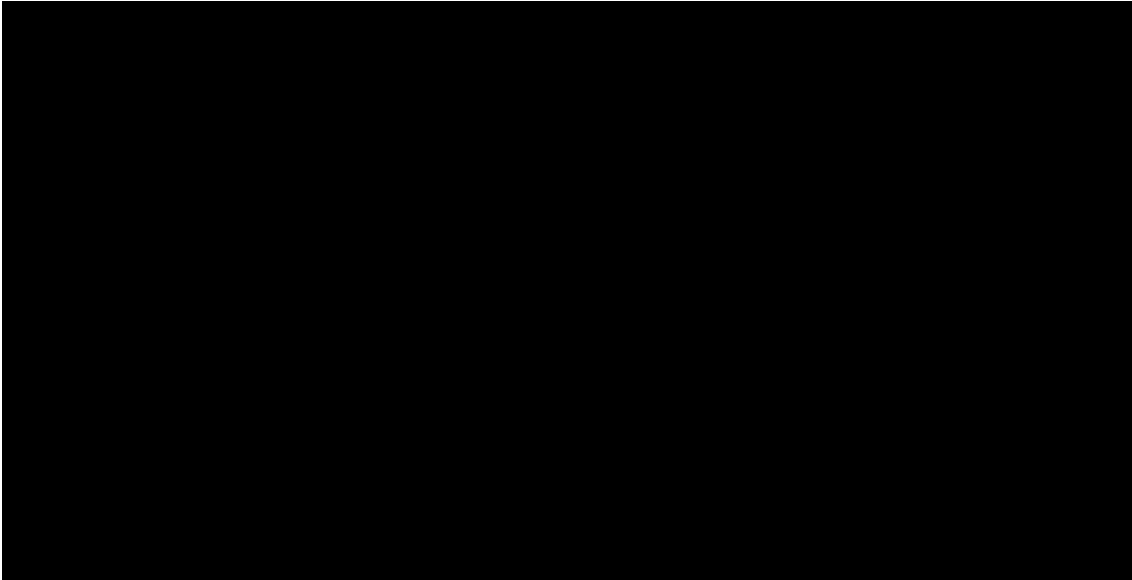
(d) Spannungen in den Untergurt-Querträgern im Seileinleitungsbereich

Die Zugstreben sind im Inneren des Hohlkastens als Obergurt der Untergurt-Querträger fortgeführt, d. h. der Untergurt-Querträger (Seileinleitung) wird durch die exzentrische Einleitung der Kraft S_U zusätzlich auf Biegung beansprucht.

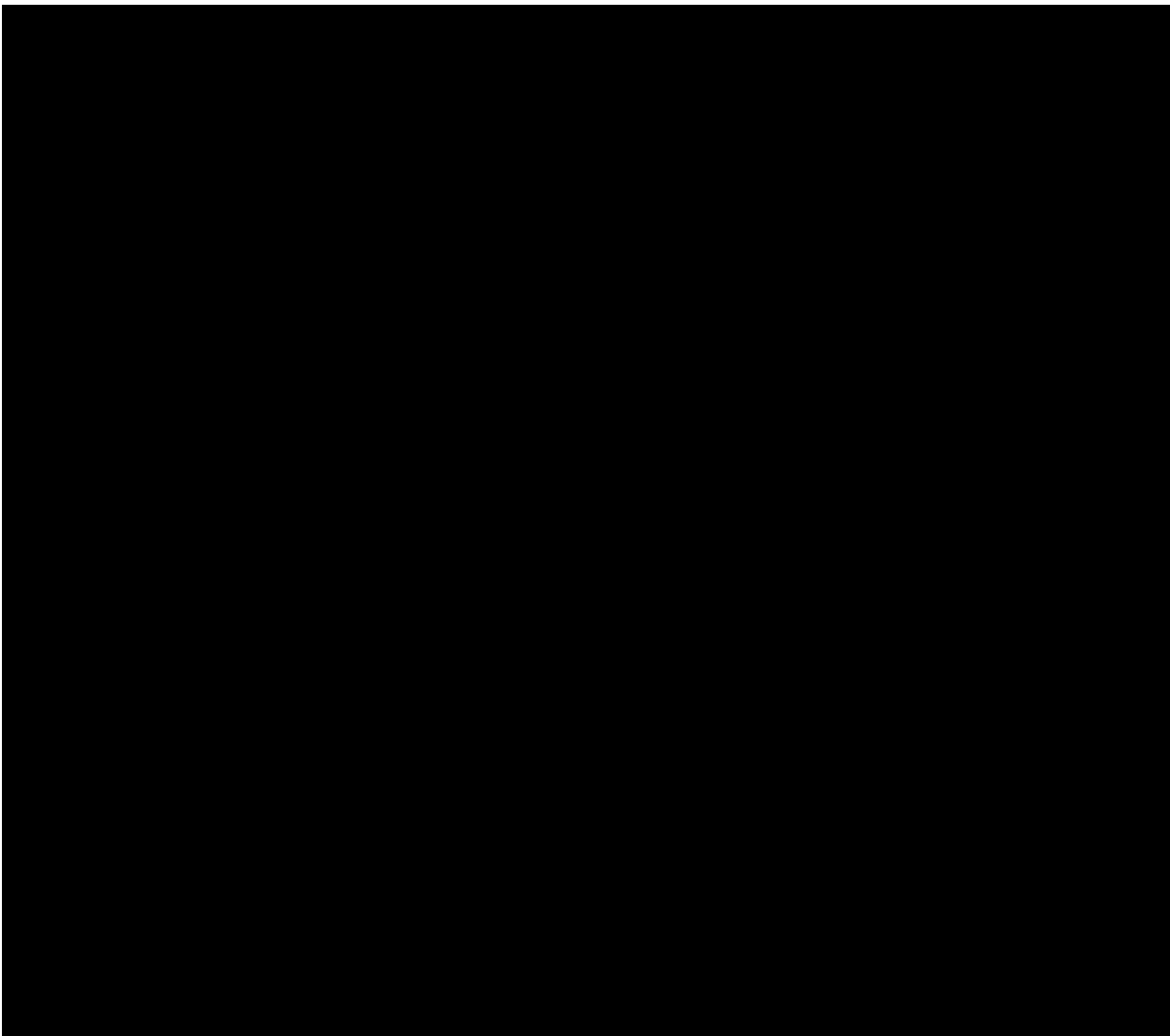
In den Seilkrafteinleitungsbereichen im Untergurt sind 7 unterschiedliche Querträgertypen vorhanden, die im Folgenden mit den Nummern [REDACTED] bezeichnet werden. Sie unterscheiden sich im Wesentlichen in der Dicke des Querträger-Obergurtes [REDACTED]. Die Breite des Obergurtes richtet sich nach der Breite der Zugstreben und beträgt [REDACTED].

Im Rahmen der Nachrechnung werden die Untergurt-Querträger im Seilkrafteinleitungsbereich in den maßgebenden Schnitten [REDACTED] bemessen [REDACTED]. Während der Untergurt-Querträger im Schnitt [REDACTED] nur durch σ_Y -Spannungen belastet wird, treten im Schnitt [REDACTED] σ_X -Spannungen aus dem Gesamttragwerk in Längsrichtung und σ_Y -Spannungen aus der Seilkrafteinleitung auf. Da aufgrund des exzentrischen Lastangriffes im Untergurt (Bodenblech) stets eine Druckspannung auftritt wird für die Bemessung die Obergurtzugspannung maßgebend.





Die maßgebenden Spannungen der Obergurte der Untergurt-Querträger im Seilkrafteinleitungsbereich sind in [REDACTED] zusammengestellt, wobei die Berechnung der Spannungen im Schnitt [REDACTED] mit den zu $\min M_{Y,d}$ (Gesamttragwerk) zugeordneten Seilkräften erfolgt (vgl. Gesamtspannungen, Abschnitt 6.5.4(f)).



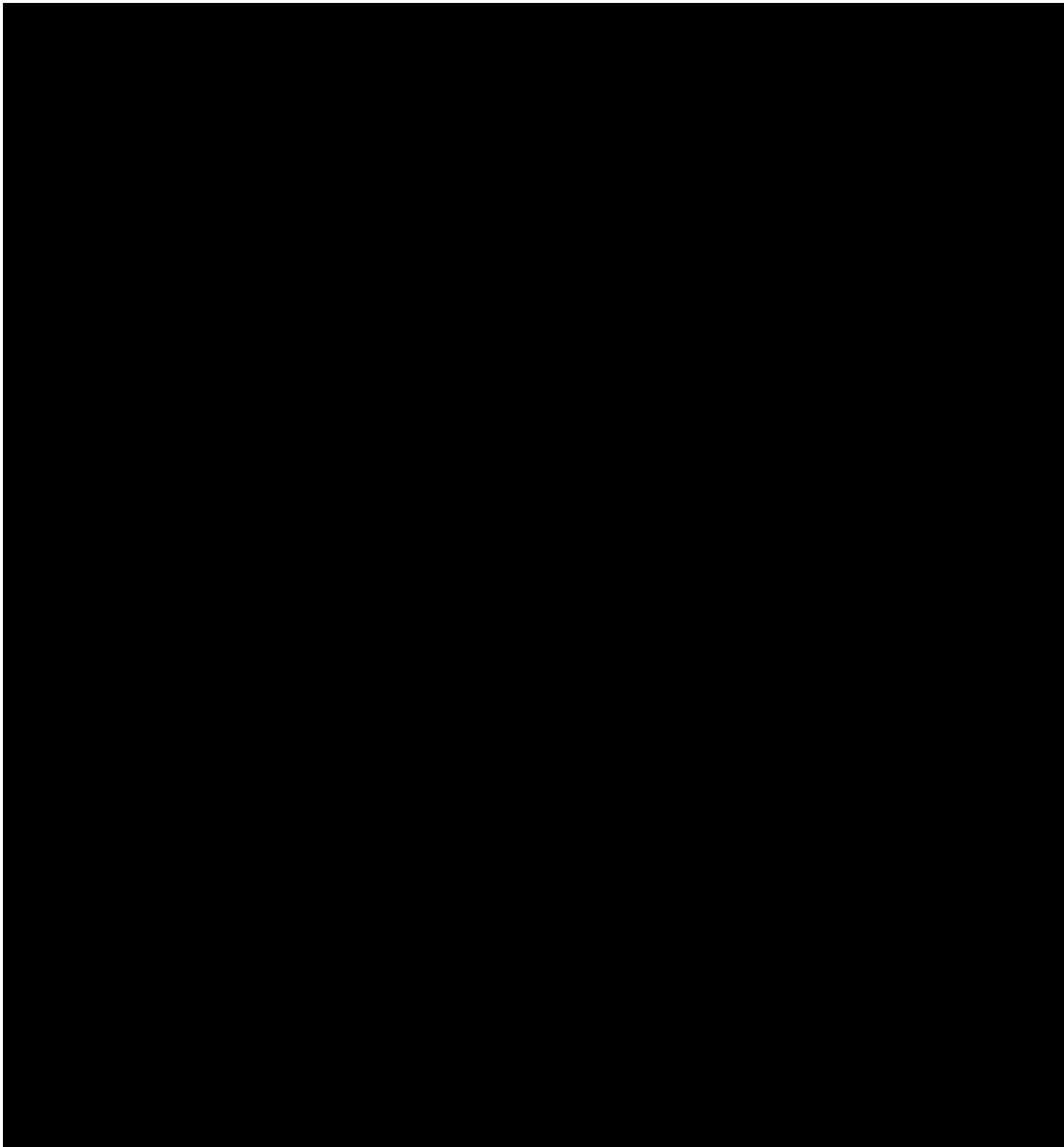
(e) Stegspannungen aus Seilkrafteinleitung

Die Seilkrafteinleitung in die Hauptträgerstege wird im Rahmen der Stabilitätsnachweise für die Stege im Seilkrafteinleitungsbereich (vgl. Abschnitt 6.6.4) untersucht. Im Folgenden werden nur ergänzende Spannungsnachweise für die Verstärkung der Stege gegen Kerbspannungen geführt.

Die Zugstreben sind durch [REDACTED] breite Schlitze in die Hauptträger-Stege geführt und an den Obergurt der Untergurt-Querträger angeschlossen. Durch diese Konstruktion erhält der Hauptträgersteg eine Kraftkomponente, die ungleichmäßig über die Breite der Strebe eingeleitet wird. Über den Rändern der Strebe entstehen Spannungsspitzen. Im Bereich neben den Schlitzen bilden sich dagegen Zugspannungen, die ein Einreißen des Stegblechs bewirken können.

Um dies zu verhindern, wurden auf die Innenseite der Stegbleche Zusatzquerschnitte [REDACTED] aufgeschweißt, die vom Bodenblech bis zur zweiten Längssteife laufen.

Die σ_Y -Spannungen am Gurt (Hauptträgersteg) dieser Zusatzquerschnitte sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt. Die Berechnungsannahmen zur Ermittlung dieser Spannungen wurden der Altstatik entnommen.



6.5.3. Spannungen aus orthotroper Fahrbahnplatte

Die Spannungsermittlung aus der örtlichen Tragwirkung der orthotropen Fahrbahnplatte erfolgt auf Basis der in Abschnitt 6.4.2 bzw. [REDACTED] dargestellten Schnittgrößen. Belastungen aus der Haupttragwirkung in Längsrichtung und der Seileinleitung können zusätzliche Spannungen in den Bauteilen der Fahrbahnplatte hervorrufen. Die Gesamtspannungen sind dem Abschnitt 6.5.4 zu entnehmen.

Die in diesem Abschnitt aufgeführten Bemessungsspannungen wurden auf Basis der Lastfallkombination 1 ermittelt. Sie ergeben sich durch Multiplikation des Teilsicherheitsbeiwerts ($\gamma_Q = 1,5$) mit den charakteristischen Spannungen. Die Ermittlung der Mittragenden Breiten zur Berechnung der Widerstandsmomente erfolgt nach DIN-FB 101. Die Querschnitte der einzelnen Bauteile sind dem [REDACTED] zu entnehmen.

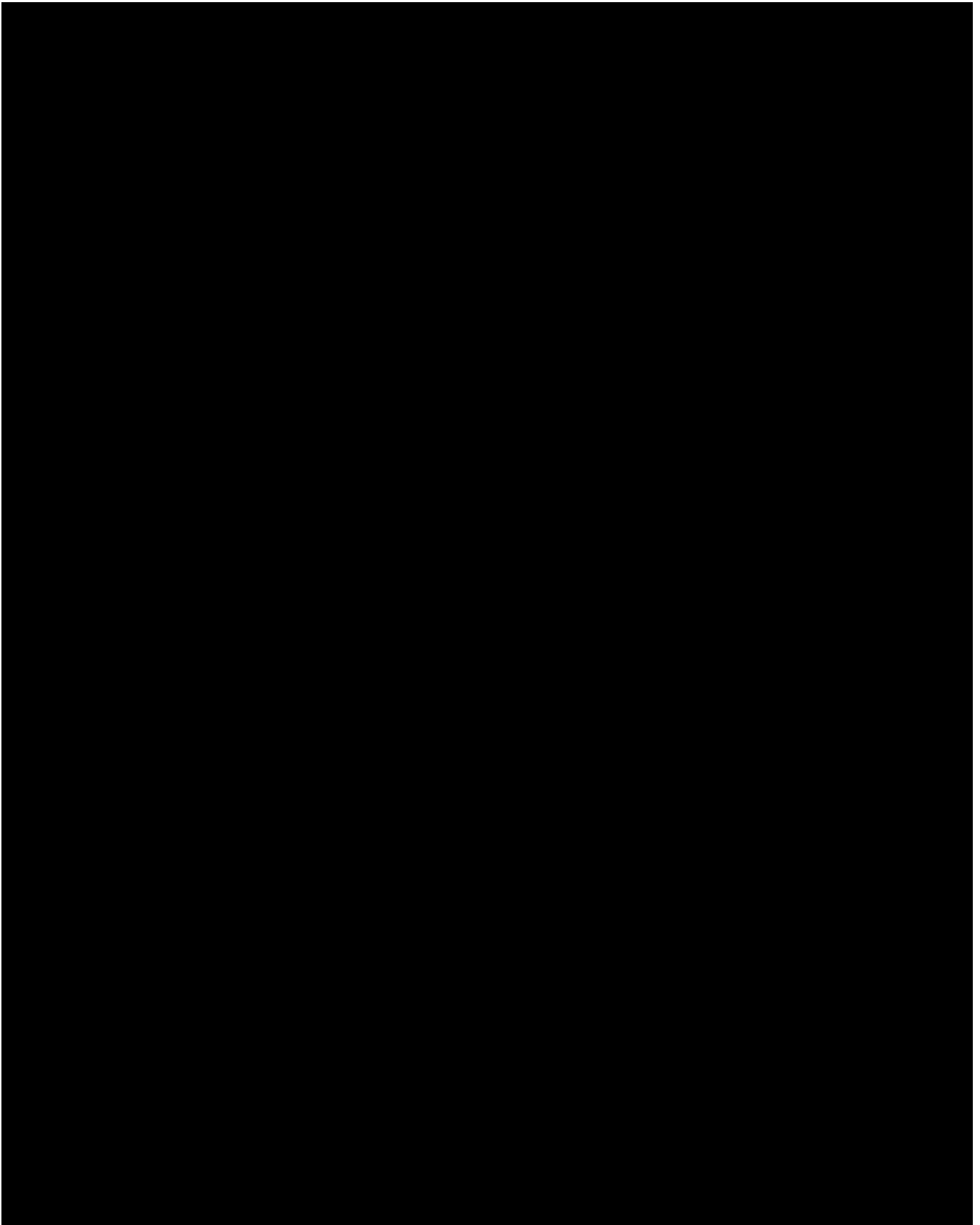
(a) Obergurtquerträger (Standard) XIII

Entlang des Versteifungsträgers sind 6 verschiedene Querträgertypen vorhanden, die aufgrund ihrer Lage bzw. der zusätzlichen Belastung durch die Seilkräfte unterschiedlich große Beanspruchungen erfahren. Im Einzelnen handelt es sich um folgende Querträgertypen:

- Typ 1: Normalquerträger zwischen den Seileinleitungspunkten
- Typ 2: Normalquerträger in Feldmitte des Hauptfeldes [REDACTED]
- Typ 3: Nachbarn der Seileinleitungsquerträger in den [REDACTED]
- Typ 4: Nachbarn der Seileinleitungsquerträger in den [REDACTED]
- Typ I: Seileinleitungsquerträger in den [REDACTED]
- Typ II: Seileinleitungsquerträger in den Punkten [REDACTED]

Zunächst werden die Spannungen in den Querträgertypen [REDACTED] behandelt. Der Standardquerträger Typ 1 wurde, ausgenommen vom „Mittelfeld“ [REDACTED] [REDACTED], in jedem Feld eingebaut. Der Querträgertyp 2 wurde lediglich im Mittelfeld verwendet. Abweichend von der Ausbildung des Standardquerträgers [REDACTED] wurde der Untergurt zwischen den Stößen in Fahrbahnmitte mit der Materialgüte [REDACTED] versehen. Die Trägertypen 3 und 4, die jeweils neben den Seileinleitungsquerträgern angeordnet wurden, sind hingegen vollständig in [REDACTED] gefertigt. Die zusätzlichen Spannungen infolge der Seileinleitung erfordern diese Materialanpassung.

Die Normalspannungen σ_y sowie die Schubspannungen τ_{yz} aus der orthotropen Plattenwirkung werden in den Querschnittspunkten a - d ermittelt. Aufgrund des Schnittgrößenverlaufs, der Materialabstufungen sowie den Spannungsüberlagerungen sind diese Punkte maßgebend, in Analogie zur Altstatik. Die Zusammenstellung der minimalen sowie maximalen Spannungen in den verschiedenen Querträgern ist in [REDACTED] aufgeführt.



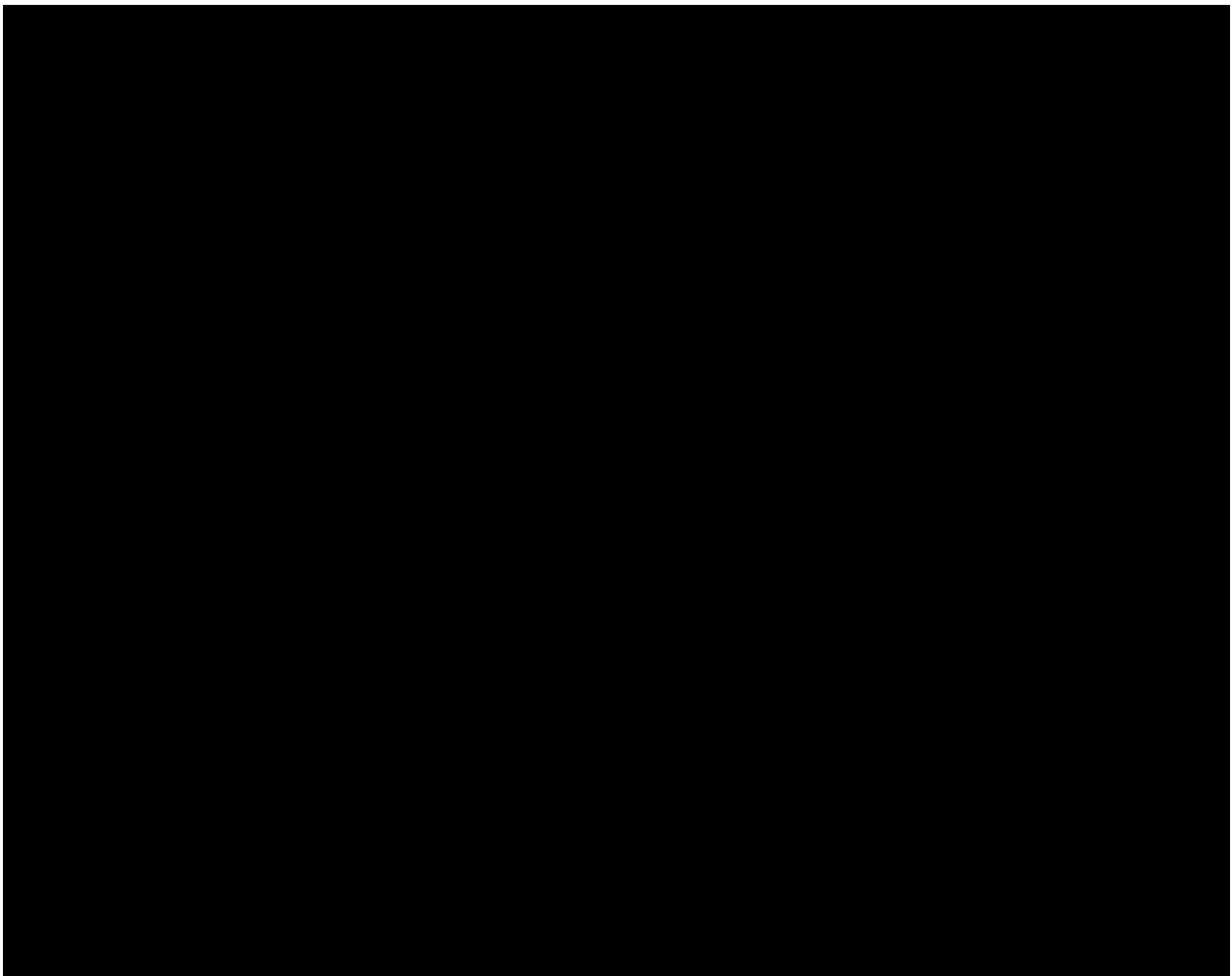
Die größten Spannungen treten am Anschluss des Hauptträgerstegs sowie in Fahrbahnmitte auf. Die Tabelle zeigt insgesamt eine hohe Belastung aller Querträger. Unter Berücksichtigung weiterer Überlagerungen aus dem Gesamttragwerk und der Seileinleitung ergeben sich große Auslastungsgrade.



(b) Seileinleitungsquerträger XIV

Die Lage der unterschiedlichen Seileinleitungsquerträger wurde bereits im vorangegangenen Abschnitt erläutert. Sie resultiert aus der berechneten Belastung der angreifenden Seile in der Altstatik. Der Querträgertyp I weist insgesamt eine höhere Steifigkeit auf und wurde an Stellen mit höherer Seilkraft, entsprechend der Altstatik ausgebildet.

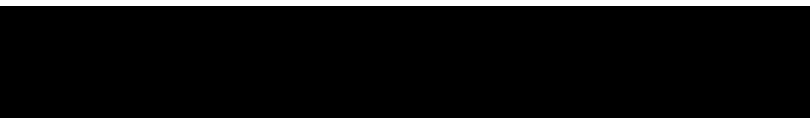
Im Allgemeinen sind die Spannungen im Seileinleitungsquerträger [REDACTED], infolge orthotroper Plattenwirkung, vergleichbar mit den anderen Querträgertypen. Aufgrund der identischen Belastung sind die unterschiedlichen Ergebnisse lediglich auf die Lage der Träger zwischen den Seilen sowie die abweichenden Querschnittswerte zurückzuführen.

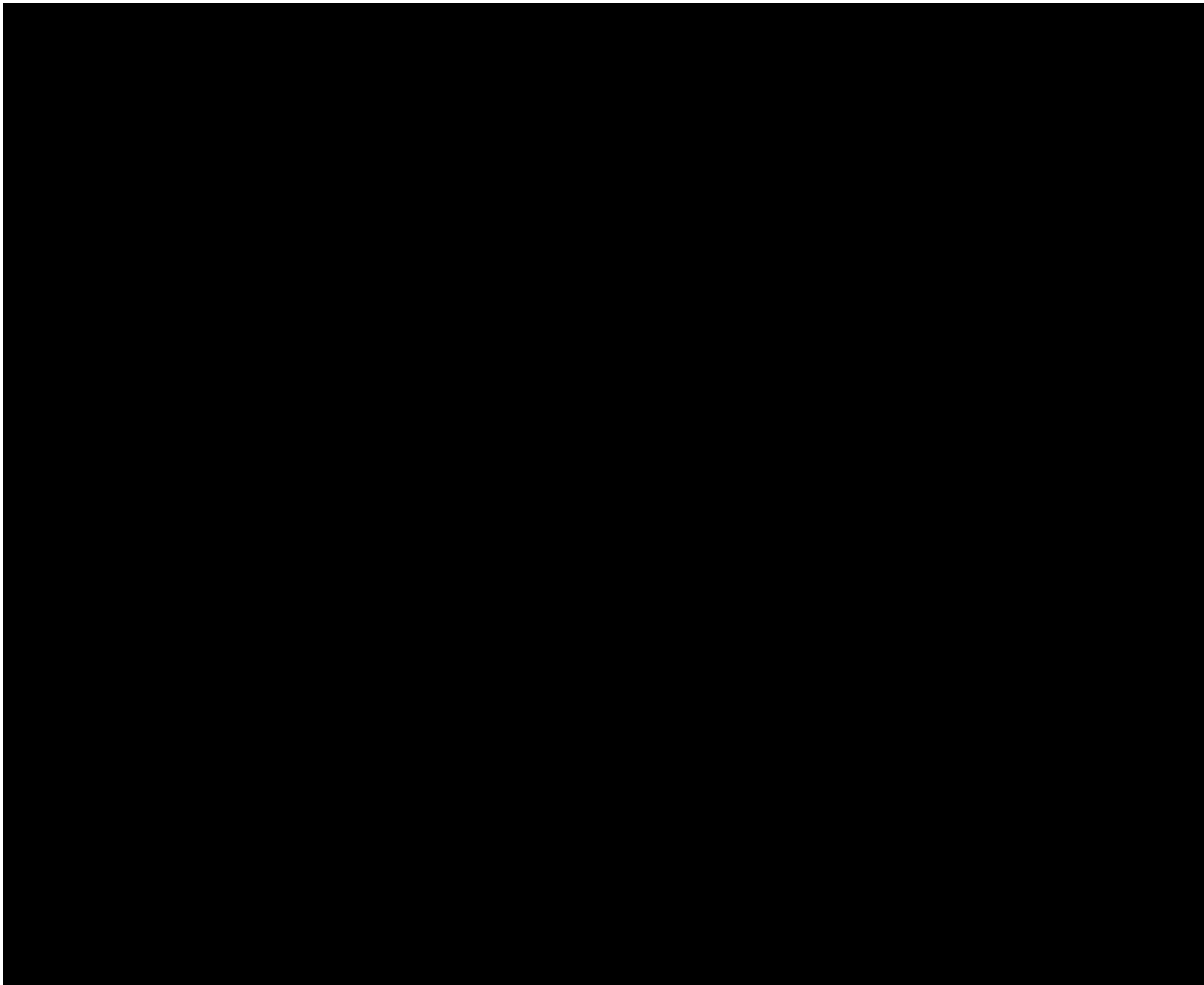
**(c) Randträger XII**

Bei der Ermittlung der Bemessungsspannungen des Randträgers werden die Querschnittswerte der Altstatik zugrunde gelegt [REDACTED].

Die direkte Beanspruchung der Randträger durch das Schrägseil führt zu einer starken Anpassung der Blechstärken entsprechend dem Kraftfluss. Aus diesem Grund wurden in der Umgebung der Seileinleitungspunkte mehrere Stellen untersucht. In [REDACTED] ist die jeweilige Maximal- bzw. Minimalbeanspruchung aufgelistet.

Für die Punkte [REDACTED] wurde kein repräsentativer Trägerrost modelliert und keine Werte ermittelt.



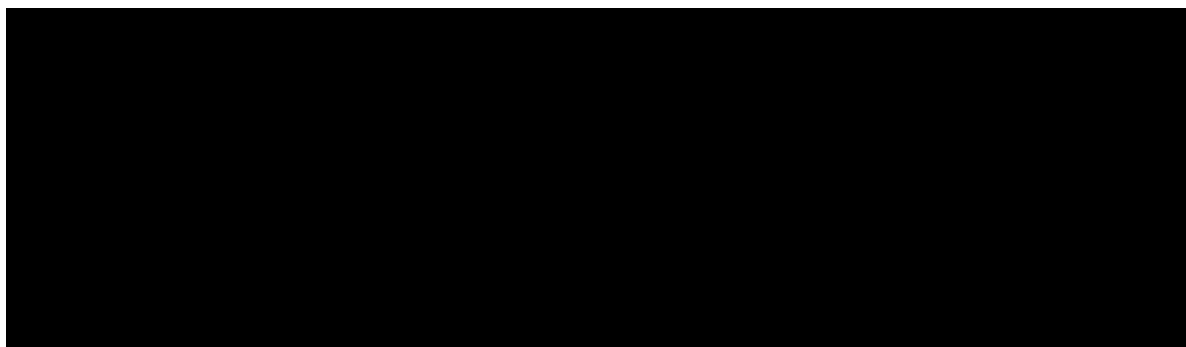


Im Allgemeinen haben sich die Belastungen der Bleche im Ober- und Untergurt im Vergleich zur Altstatik nur marginal verändert.

Auf die Auflistung der Schubspannungen τ_{xz} in den einzelnen Punkten wird in diesem Zusammenhang verzichtet. Die Beanspruchung des Stegblechs ist generell $< 5 \text{ kN/cm}^2$. Bei der nachfolgenden Berechnung der Gesamtspannungen sind die Schubspannungen allerdings berücksichtigt.

(d) Längsrippen X

Die Spannungsermittlung in den Längsrippen basiert auf den Schnittgrößen aus Abschnitt 6.4.2. Die Querschnitte mit den entsprechenden Widerstandsmomenten sind dem [REDACTED] zu entnehmen. Die Bemessungsspannungen werden mithilfe der Lastfallkombination 1 gebildet.



Die Rad- und Flächenlasten des Lastmodells 1 führen in den Längsrippen zu einer hohen Spannungsentwicklung [REDACTED]. Die zulässigen Spannungen werden teilweise zu 80 % ausgenutzt. Unter Berücksichtigung weiterer Lasten, beispielsweise aus dem Gesamttragwerk in Längsrichtung, sind insbesondere an der Unterkante nur noch geringe Reserven vorhanden.

6.5.4. Gesamtspannungen

In vielen Bereichen des Tragwerks ergeben sich die Gesamtspannungen durch Superposition verschiedener Spannungsanteile. Je nach Lage und Funktion eines Einzelbauteils können sie sich nur aus einem oder aus mehreren Anteilen zusammensetzen.

Im Folgenden werden die Gesamtspannungen für solche Bauteile bzw. Querschnittspunkte ermittelt, in denen mindestens zwei der in den Abschnitten 6.5.1 bis 6.5.3 beschriebenen Spannungsanteile einen Beitrag leisten. Für alle hier nicht aufgeführten Bereiche des Tragwerks sind die Spannungen aus dem Gesamttragwerk in Längsrichtung, die Spannungen infolge Seileinleitung oder die Spannungen aus orthotroper Fahrbahnplatte allein maßgebend für die Bemessung. Sie können den Abschnitten 6.5.1 bis 6.5.3 entnommen werden.

(a) Gesamtspannungen für das Deckblech im Seilanschlagbereich (Querschnittspkt. [REDACTED])

Die Gesamtspannungen des Deckblechs im Seileinleitungsbereich ergeben sich durch Superposition der Spannungen aus dem Gesamttragwerk in Längsrichtung, den Spannungen aus orthotroper Plattenwirkung und den örtlichen Spannungen infolge Seileinleitung.

Für den äußeren Anschlagbereich (Umgebung von Querschnittspunkt [REDACTED]) werden die Gesamtspannungen im Deckblech in den Punkten [REDACTED] ermittelt. Die maximalen Normal- und Vergleichsspannungen sind in [REDACTED] zusammengefasst.

Während sich die Maximalwerte im den Punkt [REDACTED] aus den Schnittgrößen und Seilkräften der Lastfallkombination 1 (Verkehrslasten vorherrschend) ergeben, resultieren die maximalen Spannungen in den Punkten [REDACTED] aus den Schnittgrößen und Seilkräften der Lastfallkombination 2 (Wind vorherrschend).

Bei der Beurteilung der Ergebnisse ist zu berücksichtigen, dass die Spannungen bei maximaler Seilkraft ($\max S_d$) durch eine ungünstige Überlagerung der maximalen Spannungen aus dem Gesamttragwerk in Längsrichtung und den maximalen Spannungen infolge Seileinleitung gebildet werden. Die tatsächlichen Spannungen sind geringer. Sie liegen zwischen den Werten für $\max/\min M_Y$ und den Werten für $\max S_d$.

Für den inneren Anschlagbereich (Umgebung von Querschnittspunkt [REDACTED]) werden die Gesamtspannungen in Punkt [REDACTED] ermittelt. Die maximalen Normal- und Vergleichsspannungen sind in [REDACTED] aufgeführt. Sie ergeben sich aus den Schnittgrößen und Seilkräften der Lastfallkombination 2 (Wind vorherrschend).

(b) Gesamtspannungen für den Randträger (Unterkante, Querschnittspunkt 5)

Die Gesamtspannungen für den Randträger (Unterkante) ergeben sich durch Superposition der Spannungen aus dem Gesamttragwerk in Längsrichtung und den Spannungen aus orthotroper Plattenwirkung. Nachweisrelevant sind Druckspannungen, die sich je nach Lage in Längsrichtung aus den Schnittgrößen der Lastfallkombination 1 oder 2 ergeben. Die Spannungen aus orthotroper Plattenwirkung leisten den größten Beitrag zu den Gesamtspannungen.

Die minimalen Normalspannungen an der Randträger-Unterkante sind in [REDACTED] zusammengefasst. Sie treten jeweils an den Seileinleitungsquerträgern (Stützmoment aus orthotroper Platte) auf.

(c) Gesamtspannungen des Fahrbahnblechs außerhalb des Seilanschlagbereiches

Das Fahrbahnblech bildet den Obergurt der Längsrippen und der Querträger. Neben den Spannungen aus dem Gesamttragwerk erhält es aus der orthotropen Fahrbahnplatte Normal- und Schubspannungen in x- und y-Richtung.

Für den Spannungsnachweis des Fahrbahnblechs außerhalb des Seilanschlagbereiches (Querschnittspunkte [REDACTED]) werden die Vergleichsspannungen maßgebend. Sie setzen sich aus folgenden Spannungsanteilen zusammen:

- σ_x -Spannungen aus dem Gesamttragwerk in Längsrichtung
- Schubspannungen τ_{xz} aus dem Gesamttragwerk in Längsrichtung
- σ_x -Spannungen aus orthotroper Fahrbahnplatte (Längsrippen)
- Schubspannungen aus τ_{xz} orthotroper Fahrbahnplatte (Längsrippen)
- σ_y -Spannungen aus orthotroper Fahrbahnplatte (Querträger)
- Schubspannungen aus τ_{yz} orthotroper Fahrbahnplatte (Querträger)

Entlang des Versteifungsträgers sind 6 verschiedene Querträgertypen vorhanden, die aufgrund ihrer Lage bzw. der zusätzlichen Beanspruchung durch die Seilkräfte unterschiedliche Beanspruchungen erfahren. Für eine Beschreibung der einzelnen Querträgertypen wird auf Abschnitt 6.5.3 verwiesen.

In [REDACTED] sind die Gesamtspannungen des Fahrbahnblechs in den Querschnittspunkten [REDACTED] für alle 6 Querträgertypen zusammengestellt. Aufgrund des großen Einflusses der Beanspruchungen aus der orthotropen Fahrbahnplatte (Verkehrslasten) wird in allen Fällen die Lastfallkombination 1 maßgebend.

Bei der Beurteilung der Ergebnisse ist zu beachten, dass bei Querschnittspunkt [REDACTED] ein Materialwechsel von [REDACTED] im Fahrbahnblech stattfindet [REDACTED].

(d) Gesamtspannungen der Längsrippen (Deckblech)

Die Gesamtspannungen der Deckblech-Längsrippen [REDACTED] ergeben sich durch Superposition der Spannungen aus dem Gesamttragwerk in Längsrichtung und den Spannungen der Längsrippen aus orthotroper Plattenwirkung.

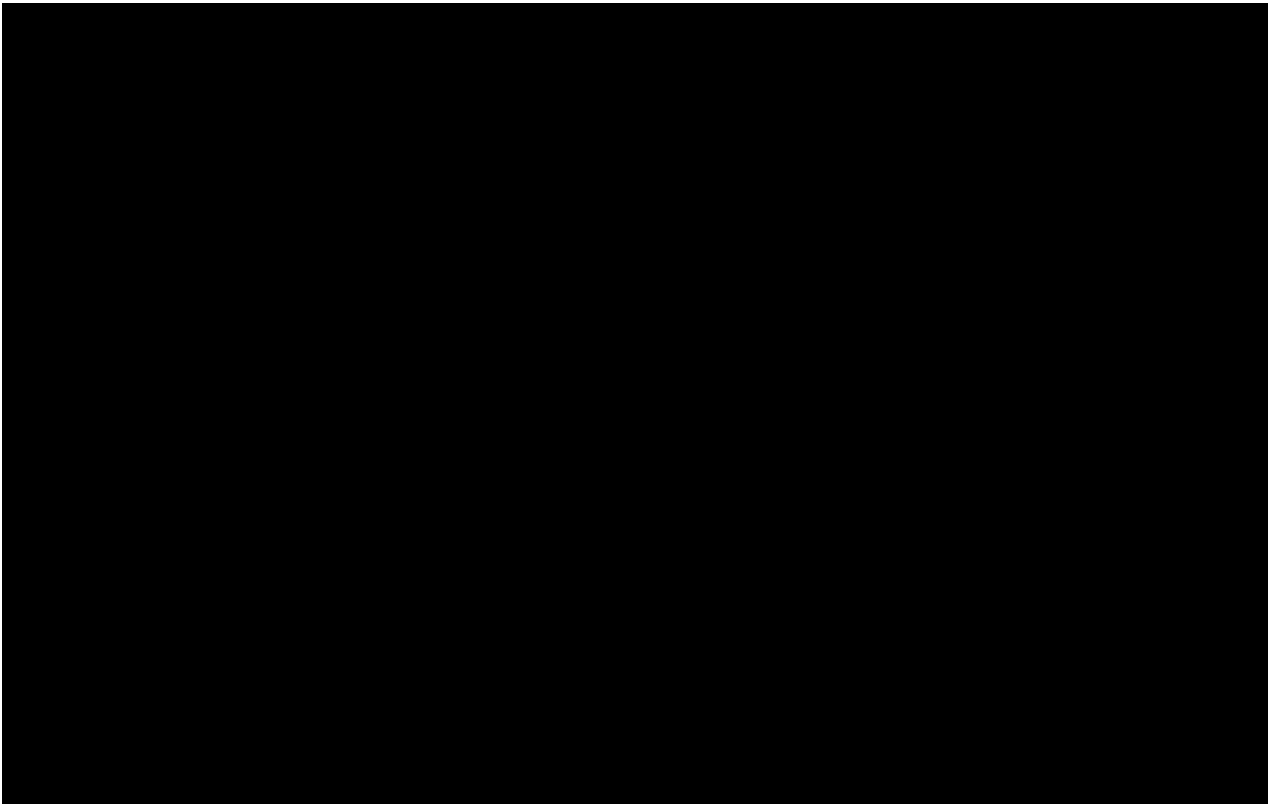
Die maximalen und minimalen Normalspannungen in den Längsrippen (Unterkante) sind in [REDACTED] zusammengestellt. Für die Querschnittspunkte [REDACTED] wird Lastfallkombination 1 und für Querschnittspunkt [REDACTED] Lastfallkombination 2 maßgebend. Die größten Zugspannungen treten in Längsrichtung jeweils bei Punkt [REDACTED] auf, die größten Druckspannungen ergeben sich in den Punkten [REDACTED]

(e) Gesamtspannungen in den Seileinleitungsquerträgern und benachbarten Querträgern

In diesem Abschnitt werden die Gesamtspannungen in den Untergurten der Seileinleitungsquerträger und angrenzenden Querträger dargestellt. Die Belastungen des Obergurtes, der gleichzeitig das Fahrbahndeckblech bildet, wurden bereits im vorangegangenen Abschnitt (c) beschrieben.

Im Steg der Querträger wirken hauptsächlich Schubspannungen τ_{yz} infolge der lokalen Verkehrslasten. Sie haben keine Spannungsüberschreitungen ($\eta \geq 1,14$) zur Folge und werden an dieser Stelle nicht weiter aufgeführt.

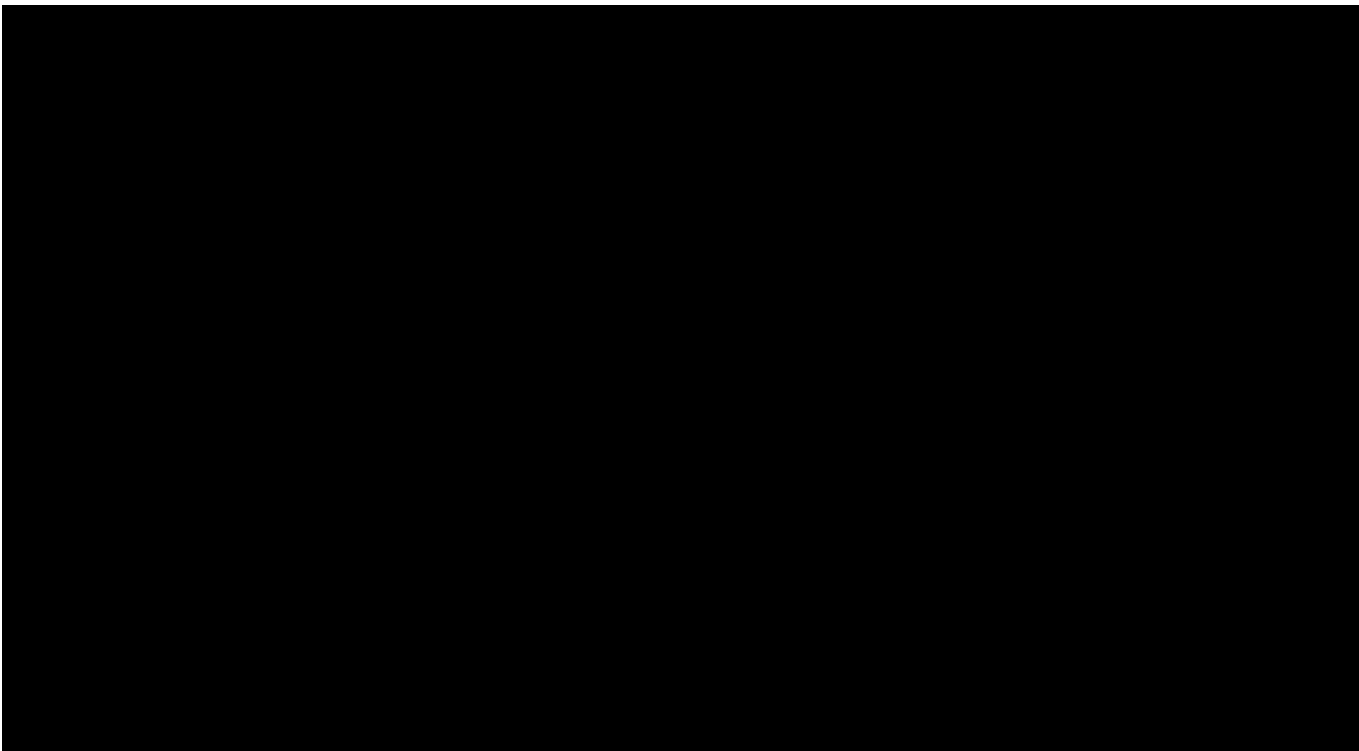
Im Allgemeinen treten folgende Beanspruchungen am Untergurt der Seileinleitungsquerträgers bzw. deren „Nachbarn“ auf:

- σ_Y -Spannungen und Schubspannungen τ_{YZ} aus orthotroper Fahrbahnplatte
 - σ_Y -Spannungen aus der Seileinleitung und exzentrischem Seilangriff
- 

Der große Einfluss der Verkehrslasten hat zur Folge, dass die Lastkombination 1 (LK1) maßgebend wird. Die auftretenden Vergleichsspannungen am Anschluss des Hauptträgerstegs [REDACTED] sowie am Stoß im Kragbereich [REDACTED] sind in [REDACTED] dargestellt. In den übrigen untersuchten Querschnittspunkten werden die zulässigen Vergleichsspannungen jeweils unterschritten.

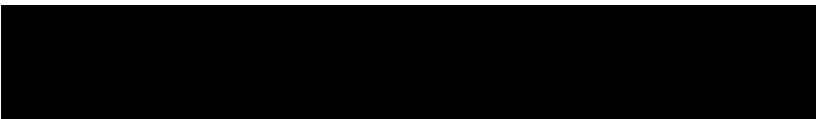
Im Kreuzungspunkt mit dem Hauptträgersteg sind die Druckspannungen am Untergurt besonders hoch. In den meisten Seileinleitungspunkten ist die elastische Querschnittstragfähigkeit an dieser Stelle ausgenutzt bzw. überschritten.

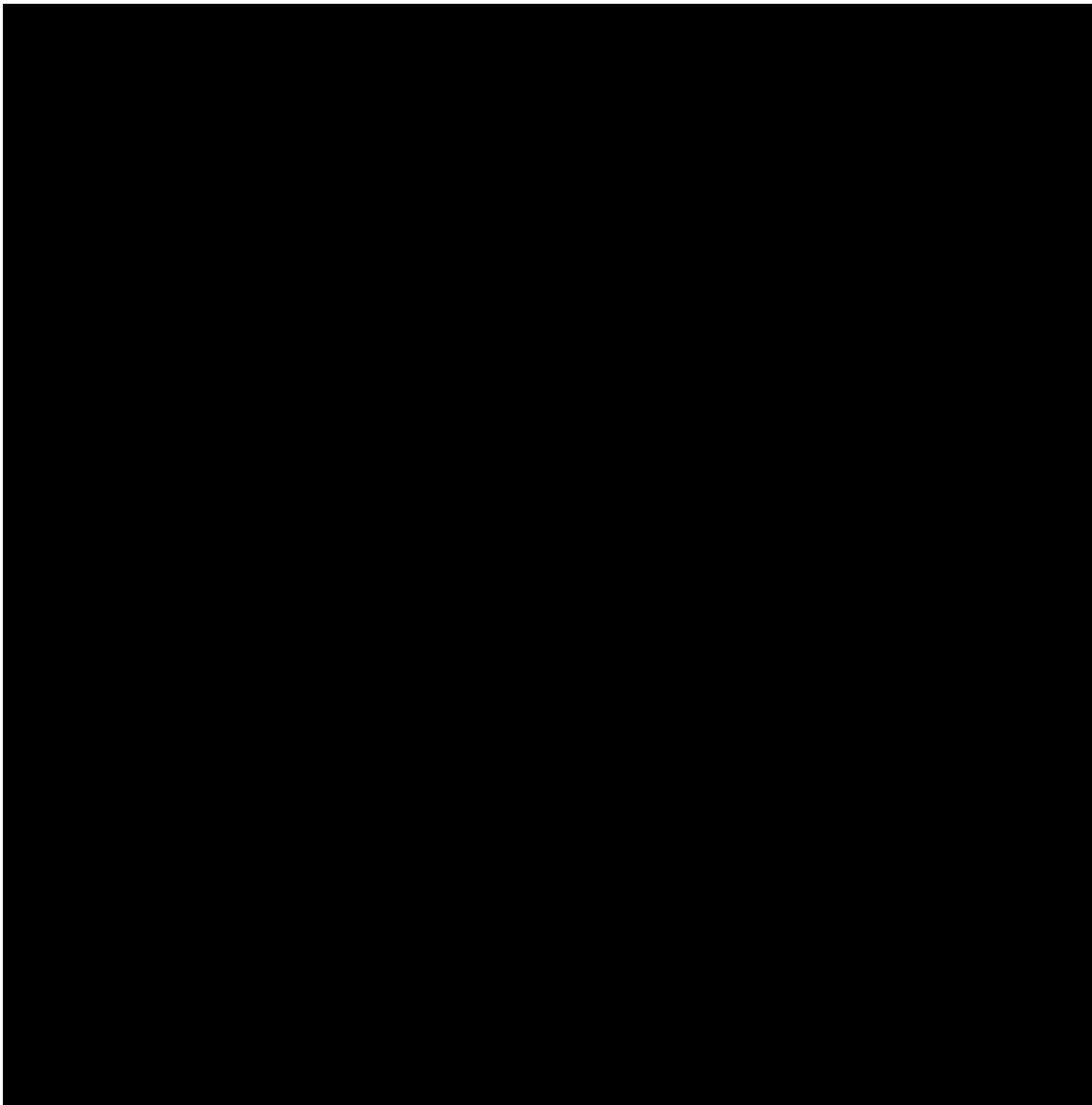
Die direkt an den Seileinleitungsquerträger angrenzenden Querträger sind etwas geringer ausgelastet. Lediglich an einigen Seileinleitungspunkten am Anschluss zum Hauptträgersteg [REDACTED] sind die Vergleichsspannungen ebenfalls überschritten [REDACTED].



(f) Gesamtspannungen im Dienstwegblech (Seilkrafteinleitung)

Die Vergleichsspannungen im Schnitt D der Untergurt-Querträger im Seilkrafteinleitungsbereich [REDACTED] [REDACTED] sich aus den σ_x - und τ -Spannungen aus dem Gesamttragwerk in Längsrichtung (min $M_Y \rightarrow$ Druckspannungen im Dienstwegblech) und den σ_Y -Spannungen (Zug) aus Seileinleitung [REDACTED] zusammen. Sie sind in der [REDACTED] zusammengestellt.

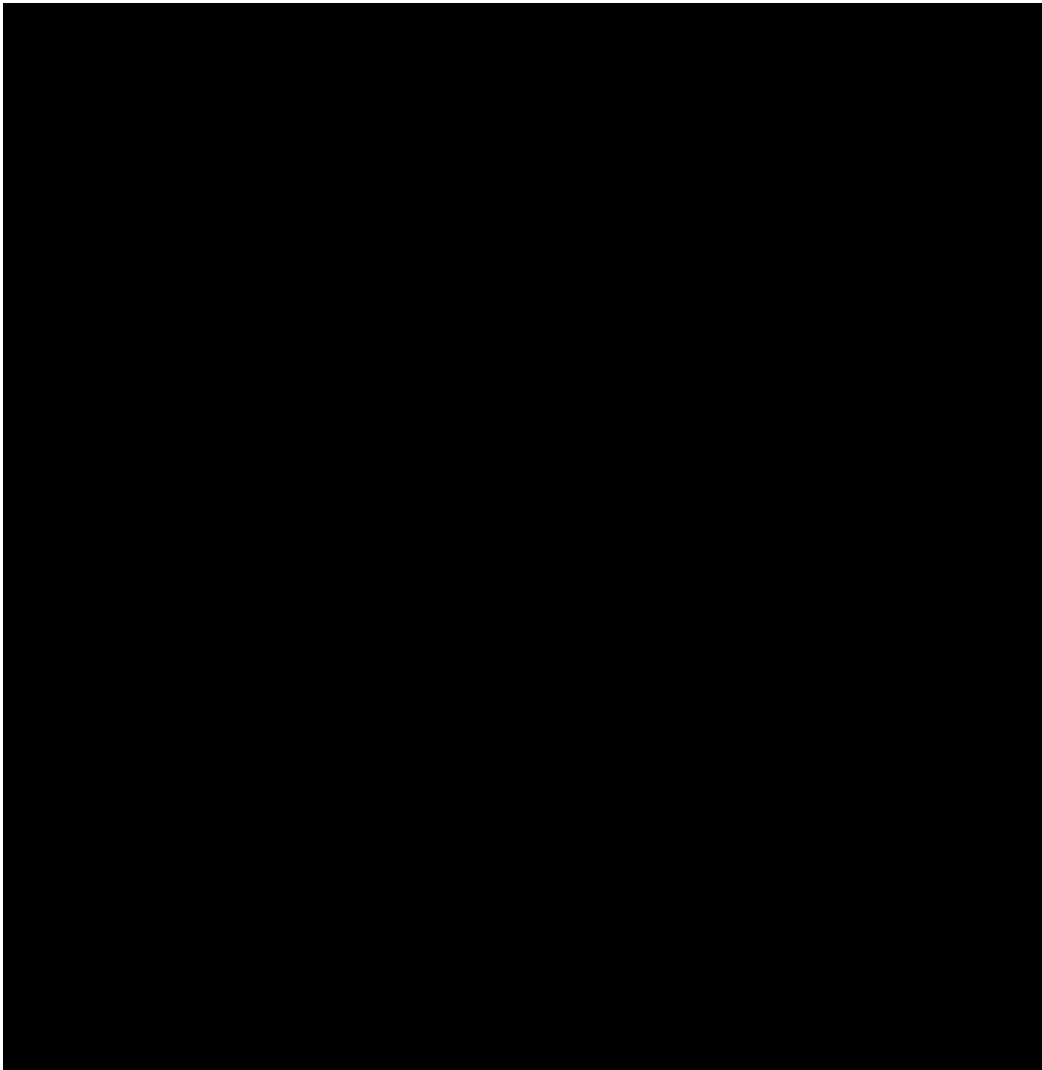




(g) Gesamtspannungen in den Zusatzquerschnitten im Bereich der Schlitzte in den Stegen

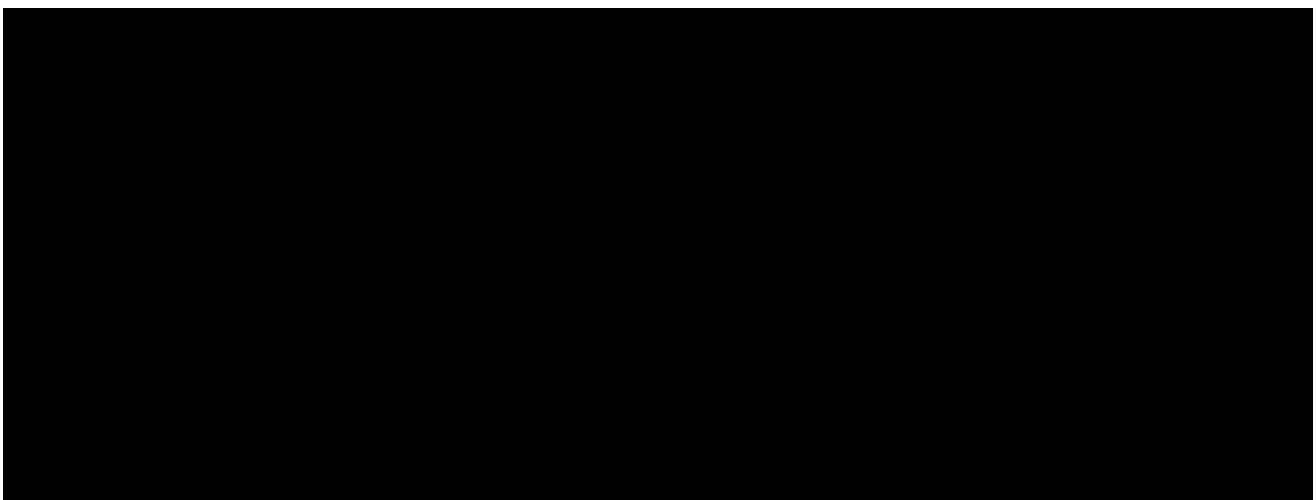
Die Vergleichsspannungen in den Zusatzquerschnitten im Bereich der Schlitzte in den Stegen setzen sich aus den σ_x - und τ -Spannungen aus dem Gesamtragwerk in Längsrichtung und den σ_y -Spannungen (Zug) aus der Seilkraftumlenkung [REDACTED] zusammen. Für die Zusatzquerschnitte werden die maximalen Spannungen aus dem Gesamtragwerk ungünstig mit den lokalen σ_y -Spannungen infolge der maximalen Seilkräfte überlagert.

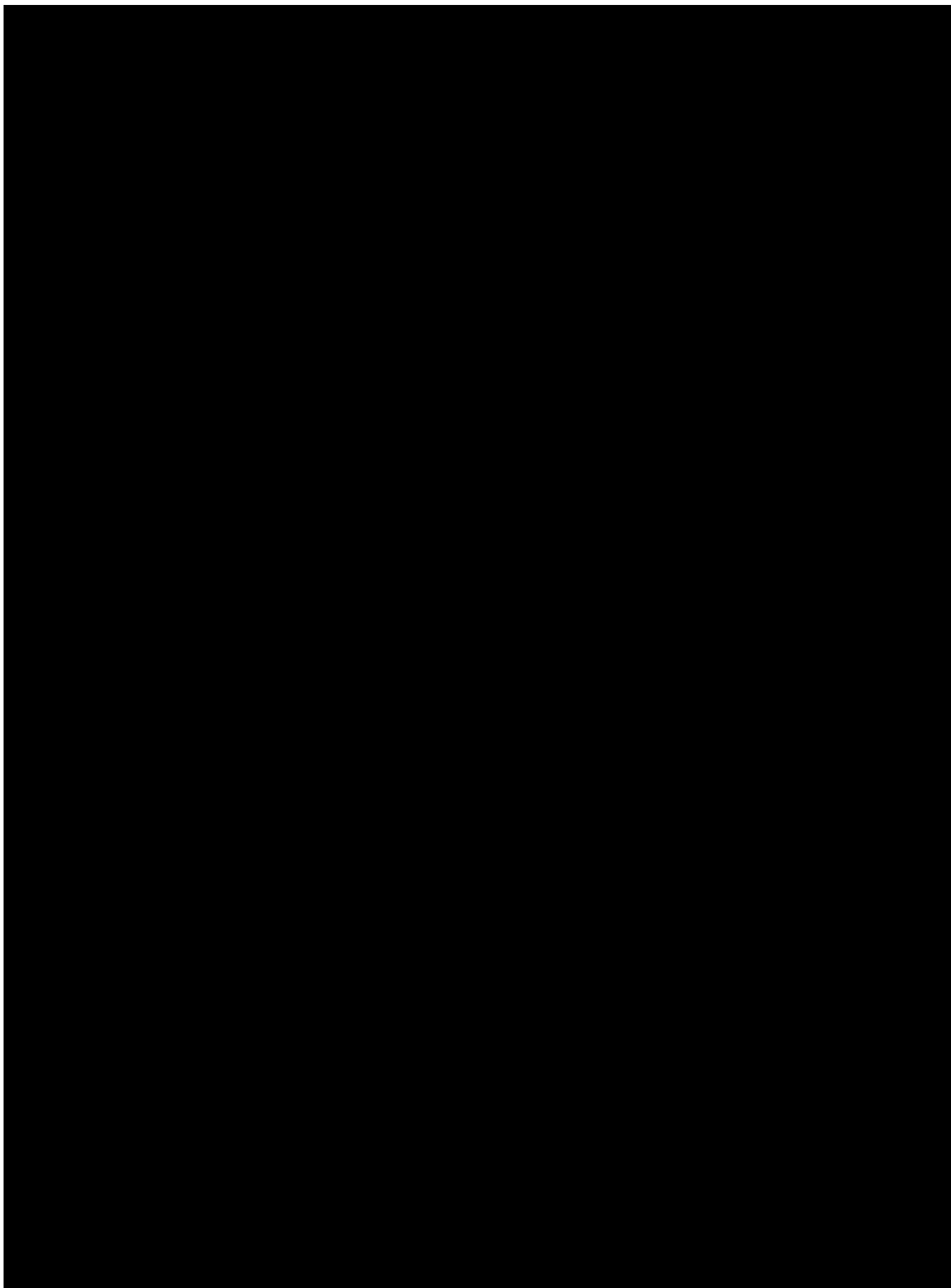




6.5.5. Spannungsnachweise

Die Spannungsnachweise werden bauteilbezogen jeweils am ungünstigsten [REDACTED] Brückenlängsrichtung geführt. Die Ergebnisse sind in [REDACTED] zusammengestellt.





Die Ergebnisse aus der [REDACTED] werden im Folgenden erläutert und bewertet:

- Bodenblech I:** Die Erfüllungsgrade der Spannungsnachweise liegen immer über $\eta = 1,0$; im Bereich des Bodenbleches tritt rechnerisch keine Überbeanspruchung auf.
- Dienstwegblech II:** Im Normalbereich zwischen den Seileinleitungspunkten tritt rechnerisch keine Überbeanspruchung auf ($\eta > 1,0$). Im Bereich der Seileinleitungsquerträger ergeben sich die Vergleichsspannungen im Dienstwegblech aus der Überlagerung der Spannungen aus dem Gesamttragwerk in Längsrichtung (σ_x , τ) und der Zugspannungen σ_y aus der Seilkrafteinleitung. Da sich die Seilkräfte gegenüber der Altstatik teilweise erheblich erhöht haben, treten in den Seileinleitungspunkten [REDACTED] in Längsrichtung Überschreitungen der Tragwiderstände im Dienstwegblech auf. In [REDACTED] ist der Erfüllungsgrad für den ungünstigsten Punkt [REDACTED] mit $\eta = 0,76$ angegeben. Alle weiteren Punkte stellen sich etwas besser dar.
- Untergurtquerträger V:** Die Untergurtquerträger erhalten die maßgebende Belastung aus der exzentrischen Einleitung der Zugstrebenkraft. Eine Überschreitung der Tragwiderstände tritt nur in solchen Punkten in Längsrichtung auf, in denen sich die maximalen Seilkräfte gegenüber der Altstatik signifikant erhöht haben. Dies trifft in den Punkten [REDACTED] zu, wobei der Punkt [REDACTED] mit einem Erfüllungsgrad von $\eta = 0,85$ den ungünstigsten darstellt. Die Spannungsnachweise der Untergurtquerträger in allen weiteren Seilkrafteinleitungspunkten sind mit Erfüllungsgraden $\eta > 1,0$ erfüllt.
- Hauptträgersteg VI:** Im Hauptträgersteg werden die Spannungen im Bereich der Schlitzte für die Zugstreben untersucht. Auch hier treten rechnerische Überbeanspruchungen vor allem dort auf, wo sich die maximalen Seilkräfte und damit auch die Zugstrebenkräfte gegenüber der Altstatik signifikant erhöht haben. Eine Überbeanspruchung der Hauptträgerstege im Bereich der Schlitzte tritt in den Punkten [REDACTED] in Längsrichtung auf. Punkt [REDACTED] stellt sich mit einem Erfüllungsgrad $\eta = 0,92$ am ungünstigsten dar. In allen weiteren Punkten sind die Spannungsnachweise mit Erfüllungsgraden $\eta > 1,0$ erfüllt.
- Deckblech IX:** Für die Spannungsnachweise wird das Deckblech (IX) in den Normal- und Seileinleitungsbereich unterteilt. Im Normalbereich erhält das Deckblech σ_y -Spannungen aus den Standard-Obergurtquerträgern (XIII) und im Seilkrafteinleitungsbereich liefern die Seileinleitungsquerträger (XIV) mit ihren erhöhten Druckspannungen aus der Seilkrafteinleitung die σ_y -Spannungen. Die Spannungen in Brückenlängsrichtung unterscheiden sich nicht. Rechnerische Überbeanspruchungen im Deckblech treten über den Stegen [REDACTED] und in der Mitte des Versteifungsträgers [REDACTED] auf, wo das Deckblech mit einer Stahlgüte [REDACTED] ausgeführt wurde. Normal- und Seileinleitungsbereich liefern dabei ähnliche Ergebnisse.

	In Brückenlängsrichtung erweist sich das Deckblech in den Punkten [REDACTED] als am höchsten beansprucht. In Querrichtung tritt der kleinste Erfüllungsgrad ($\eta = 0,70$) im Querschnittspunkt [REDACTED] auf.
Längsrippen X:	Die Längsrippen erfahren Beanspruchungen aus dem Gesamttragwerk in Längsrichtung und aus der orthotropen Fahrbahnplatte. Da die Querträgerabstände nahezu konstant sind, ergeben sich aus der orthotropen Platte in allen Punkten in Längsrichtung nahezu identische Spannungen. Die maximalen Beanspruchungen der Längsrippen treten dort auf, wo die Spannungen aus dem Gesamttragwerk in Längsrichtung ihre Spitzen haben. Dies betrifft die Punkte [REDACTED] 0, wobei sich die Längsrippe im Querschnittspunkt [REDACTED] mit einem Erfüllungsgrad von $\eta = 0,87$ am ungünstigsten darstellt.
Randträger XII:	Die Randträger zeigen an der Unterkante keine erhöhten Beanspruchungen. An der Oberkante sind die zulässigen Spannungen nur gering überschritten ($\min \eta > 0,86$). In Brückenlängsrichtung treten die größten Beanspruchungen des Randträgers bei Punkt [REDACTED] auf [REDACTED]).
Obergurtquerträger: XIII	Querträgertyp [REDACTED]: Der Querträgertyp [REDACTED] erhält seine Belastungen ausschließlich aus der örtlichen Tragwirkung der orthotropen Platte. Es sind Verkehrslasten und das Eigengewicht abzutragen. Da die Belastungen der Querträger hauptsächlich von ihrer Spannweite in Querrichtung abhängen, sind die Beanspruchungen über die gesamte Brückenlänge nahezu konstant. Die geringere Stahlfestigkeit [REDACTED] zwischen den Querträgerstößen in Fahrbahnmitte [REDACTED] führt am Querschnittspunkt [REDACTED] zu einem Erfüllungsgrad von $\eta = 0,80$. Die hohe Biegebeanspruchung am Anschluss zum Hauptträgersteg (Punkt a) bedingt trotz des höherfesten Materials [REDACTED] ebenfalls eine Überbeanspruchung der Konstruktion ($\eta = 0,91$). In den restlichen Querschnitten sind die zulässigen Spannungen jeweils eingehalten ($\eta > 1,10$). Querträgertyp [REDACTED] Die Spannungen des Querträgertyps [REDACTED] sind insgesamt deutlich geringer als bei Querträgertyp [REDACTED]. Die große Stützweite im Mittelfeld zwischen den Seileinleitungspunkten hat für die Beanspruchung der Querträger nur einen geringen Einfluss. Die steifere Ausbildung und die Erhöhung der Materialgüte [REDACTED] im Feld, führen zur Spannungsabnahme. Die untersuchten Querschnitte liegen innerhalb der elastischen Querschnittstragfähigkeit ($\eta > 1,33$).

Querträgertyp ■:

Neben den Verkehrslasten erhalten die Querträgertypen ■ zusätzliche Beanspruchungen durch die „Nachbarlage“ zu den Seileinleitungsquerträgern. Durch die Scheibenwirkung des Deckblechs werden die angreifenden Seilkräfte auch über Querträgertyp ■ abgetragen. Die erhebliche Vergrößerung der Seilkraft am Seileinleitungspunkt ■ bewirkt eine geringfügige Spannungsüberschreitung im Querschnittspunkt ■ ($\eta = 0,94$). In allen übrigen Punkten sind die Spannungsnachweise eingehalten ($\eta > 1,05$).

Querträgertyp ■:

Die ungleichmäßige Erhöhung der Seilkräfte führt im Bereich der Seileinleitungspunkte ■ zu einer rechnerischen Überbeanspruchung des Querträgertyps ■. Die Spannungsüberschreitungen treten am Anschluss zum Hauptträgersteg ■ auf. Der niedrigste Erfüllungsgrad stellt sich mit $\eta = 0,89$ ein. In den restlichen Seileinleitungsbereichen sind die Nachweise jeweils eingehalten ($\eta > 1,0$).

Seileinleitungs-
querträger XIV:

Seileinleitungsquerträgertyp ■

Die großen Lasten infolge der Seileinleitung führen am Anschluss zum Hauptträgersteg ■ an nahezu allen Seileinleitungsquerträgern zu Spannungsüberschreitungen. Lediglich an den Seilangriffspunkten ■ sind die Nachweise eingehalten ($\eta > 1,0$). Besonders kritisch ist die Bauteilbelastung an den Seileinleitungspunkten ■. Es treten Erfüllungsgrade $\eta = 0,79 - 0,82$ auf. In den übrigen Punkten sind die auftretenden Erfüllungsgrade $\eta > 0,84$.

Zugstreben XV:

Die Zugstreben erhalten ihre Belastung allein aus den Seilen. Eine rechnerische Überbeanspruchung der Zugstreben tritt in allen Punkten in Längsrichtung auf, in denen sich die maximalen Seilkräfte gegenüber der Altstatik um mehr als 35% (1,5/1,1) erhöht haben. Nur die Spannungsnachweise in den Punkten ■ (Seilkrafterhöhung $< 35\%$) sind mit Erfüllungsgraden $\eta > 1,0$ eingehalten.

Am ungünstigsten stellen sich die Zugstreben im Anschluss an die Seileinleitungsquerträger dar. Bei Punkt ■ in Längsrichtung ergibt sich ein Erfüllungsgrad von $\eta = 0,67$. Die Spannungsnachweise der Zugstreben in allen weiteren Punkten in Brückenlängsrichtung sind mit Erfüllungsgraden von $\eta > 0,78$ im Anschlussbereich an die Seileinleitungsquerträger und $\eta > 0,86$ im Normalbereich eingehalten.

6.6. Stabilitätsnachweise Versteifungsträger

Die Dünnwandigkeit der Wände des Versteifungsträgers stellt Beuluntersuchungen in den Mittelpunkt der Bemessung. Die Stabilitätsnachweise werden nach DIN 18800 Teil 2 und 3 geführt.

6.6.1. Stabilität des Obergurtes

Am Obergurt des Versteifungsträgers werden Stabilitätsnachweise an den Quer- und Randträgern durchgeführt. Die Knick- bzw. Beuluntersuchung des gesamten Deckblechs wurde analog zur Altstatik nicht betrachtet.

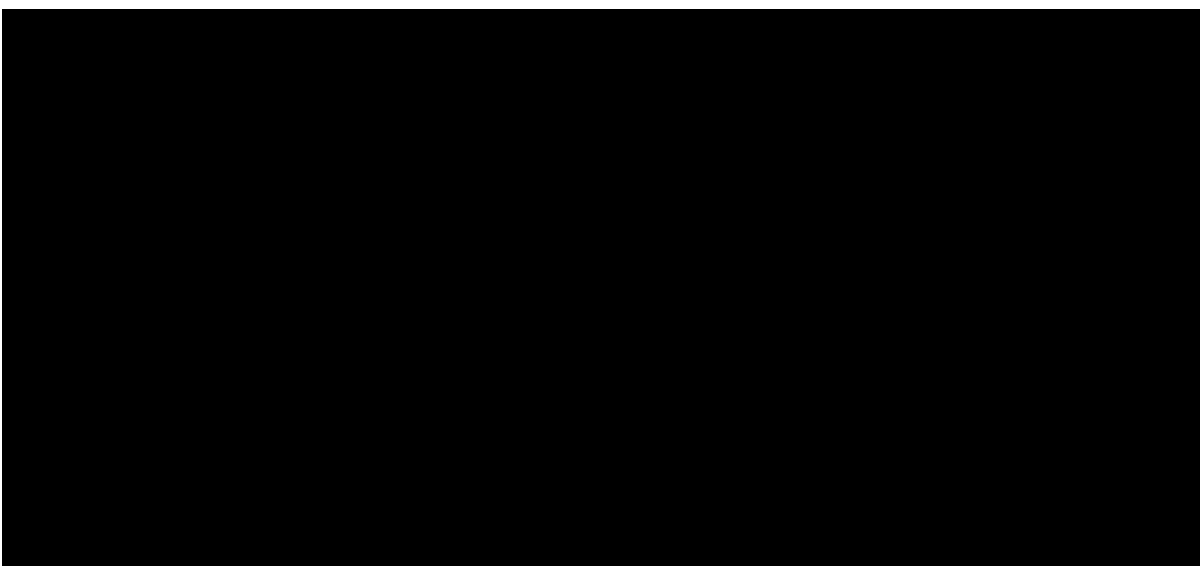
Im Rahmen der Stabilitätsnachweise werden folgende Untersuchungen geführt:

- Biegeknicknachweis des Randträgeruntergurts
- Nachweis der Beulsicherheit am Randträger
- Biegeknicknachweis der Querträgeruntergurte (Typ I ÷ 4)
- Nachweis der Beulsicherheit der Querträgerstege (Typ I ÷ 4)

Da die Knicknachweise mithilfe der plastischen Querschnittstragfähigkeiten berechnet werden entstehen größere Spannungsreserven. Aus diesem Grund sind durchgeführten Nachweise für den Randträger- sowie Querträgeruntergurt jeweils eingehalten.

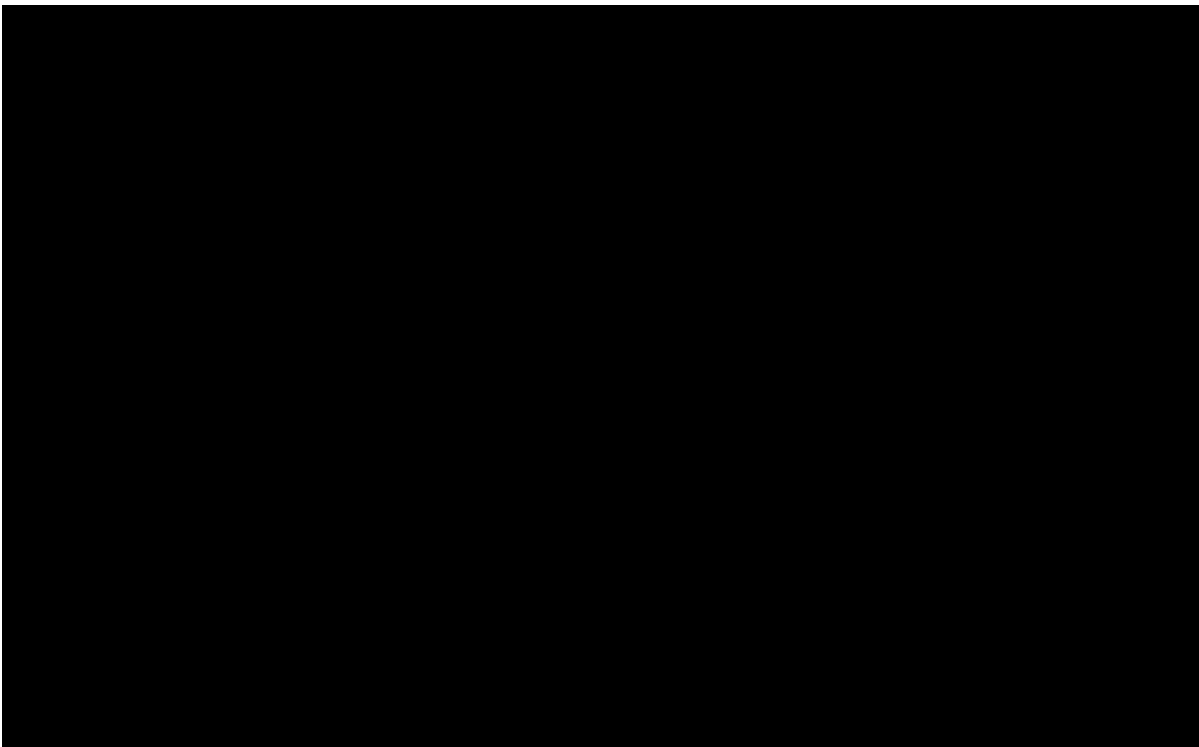
Im Gegensatz dazu führen die Beulnachweise in den Stegen von Rand- und Querträgern zu einer erheblichen Abminderung der Erfüllungsgrade.

Analog zur Altstatik werden an den Querträgern die Felder zwischen Hauptträgersteg und den Querträgerstößen, an denen vertikale Laschen angeordnet sind, untersucht. Die Beanspruchung ist in diesem Bereich besonders groß. Die untersuchten Beulfelder am Querträger sind in  dargestellt.



Die Stegbleche des Randträgers sind jeweils an den Stegen der Querträger gehalten. Damit ergibt sich die Länge des Beulfelds zu max. 2,15m. Belastet werden die Bleche [REDACTED] durch die Spannungen infolge der Seileinleitung, des Gesamttragwerks in Längsrichtung und der orthotropen Plattenwirkung. Zusätzlich ergeben sich Schubspannungen aus der Seileinleitung und der örtlichen Verkehrsbelastung.

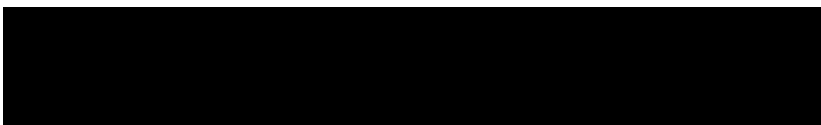
Die Auflistung der minimalen Erfüllungsgrade für Rand- und Querträgerblech findet sich in [REDACTED]. Es zeigt sich, dass insbesondere die Stege der Seileinleitungsquerträger erheblich überbeansprucht werden. Die stark gestiegenen Seilkräfte in Überlagerung mit der erhöhten Verkehrsbelastung führen zu den niedrigen Erfüllungsgraden.

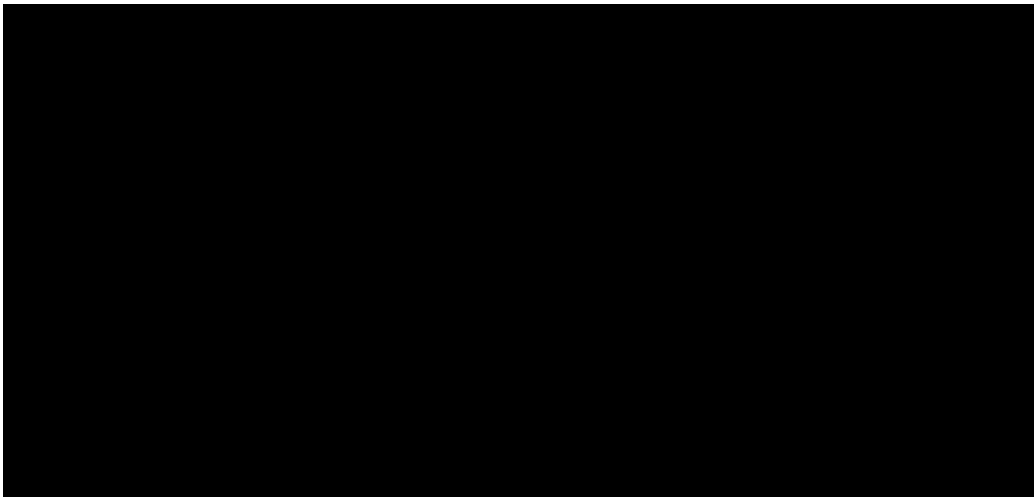


6.6.2. Stabilität des Untergurtes

Der Untergurt des Versteifungsträgers besteht aus einem oberen und einem unteren Kastenboden von jeweils [REDACTED] Dicke, die jeweils durch Längs- und Quersteifen ausgesteift sind. Der obere Kastenboden (Dienstwegblech) hat eine Breite von 3,2m und wird durch insgesamt 6 Längssteifen [REDACTED] stabilisiert. Der untere Kastenboden (Bodenblech) ist insgesamt 6m breit und teilt sich in die Bereiche [REDACTED]. Er ist mit 5 Längsrippen bestehend aus Hoesch-Trapezprofilen [REDACTED] ausgesteift.

In Querrichtung wird der Untergurt durch geschweißte Blechträger, die den doppelten Abstand der Fahrbahnquerträger [REDACTED] haben, gestützt. Das Dienstwegblech ist darüber hinaus mit zusätzlichen Quersteifen [REDACTED] jeweils zwischen den Untergurt-Querträgern ausgesteift.



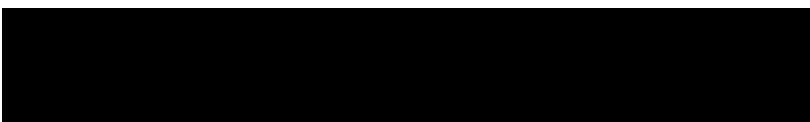
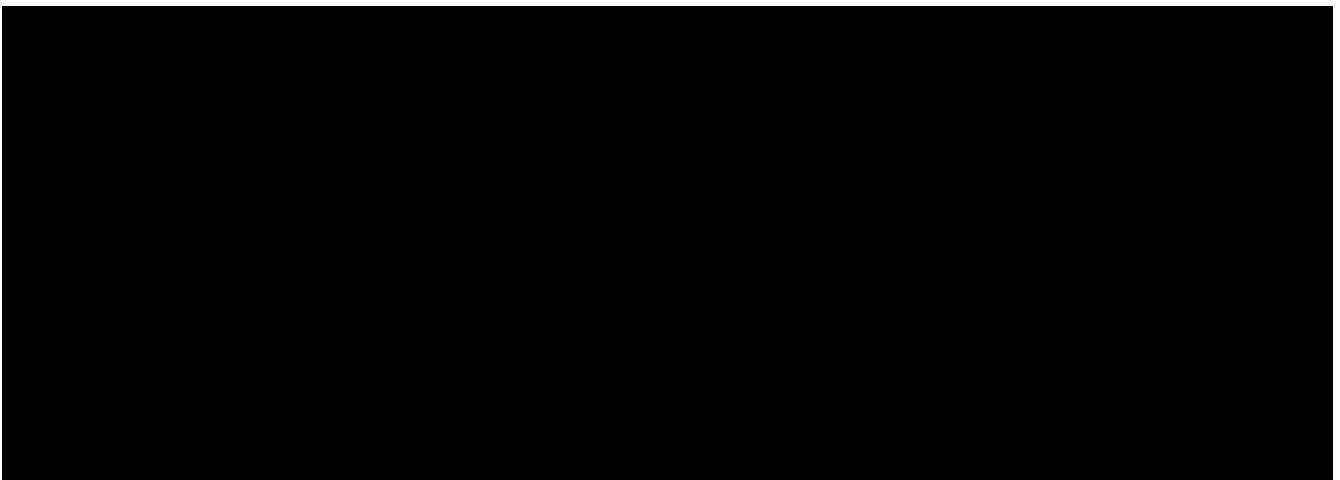


Im Rahmen der Stabilitätsuntersuchungen für den Untergurt werden folgende Nachweise geführt:

- Nachweis des von Bodenblech, Dienstwegblech (inkl. Längssteifen) und abschließenden Seitenwänden gebildeten Hohlkastens [REDACTED] als ein an den Querträgern federnd gestützter Druckstab [REDACTED]
- Nachweis der Beulsicherheit des Dienstwegblechs [REDACTED] inklusive Überprüfung von knickstabähnlichem Verhalten
- Nachweis der Beulsicherheit des Bodenblechs im [REDACTED] inklusive Überprüfung von knickstabähnlichem Verhalten
- Stabilitätsuntersuchung der Längssteifen des oberen Kastenbodens [REDACTED] als exzentrisch gedrückte, querbelastete Druckstäbe (Querlast = Gehweglast)

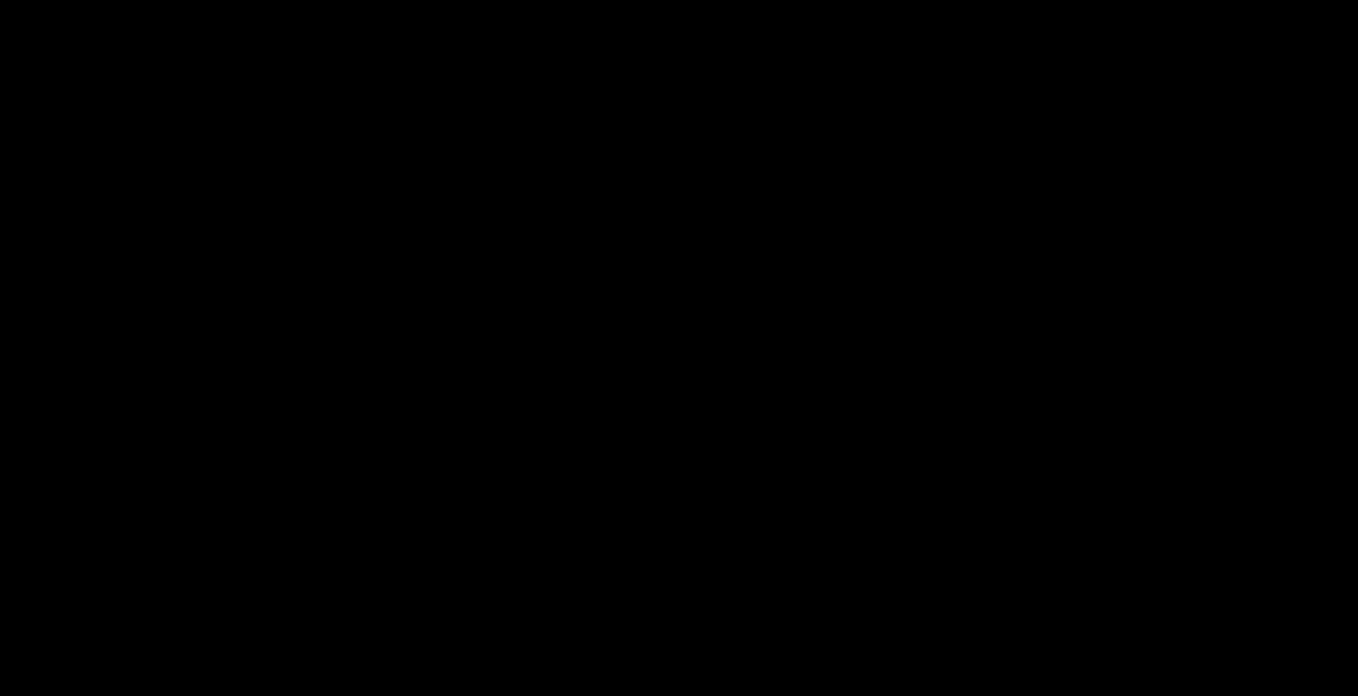
Die Ergebnisse der Stabilitätsuntersuchungen für den Untergurt des Versteifungsträgers sind in

[REDACTED] zusammengestellt, wobei sich die Erfüllungsgerade auf den jeweils ungünstigsten Punkt (maximale Druckspannung) in Brückenlängsrichtung beziehen.



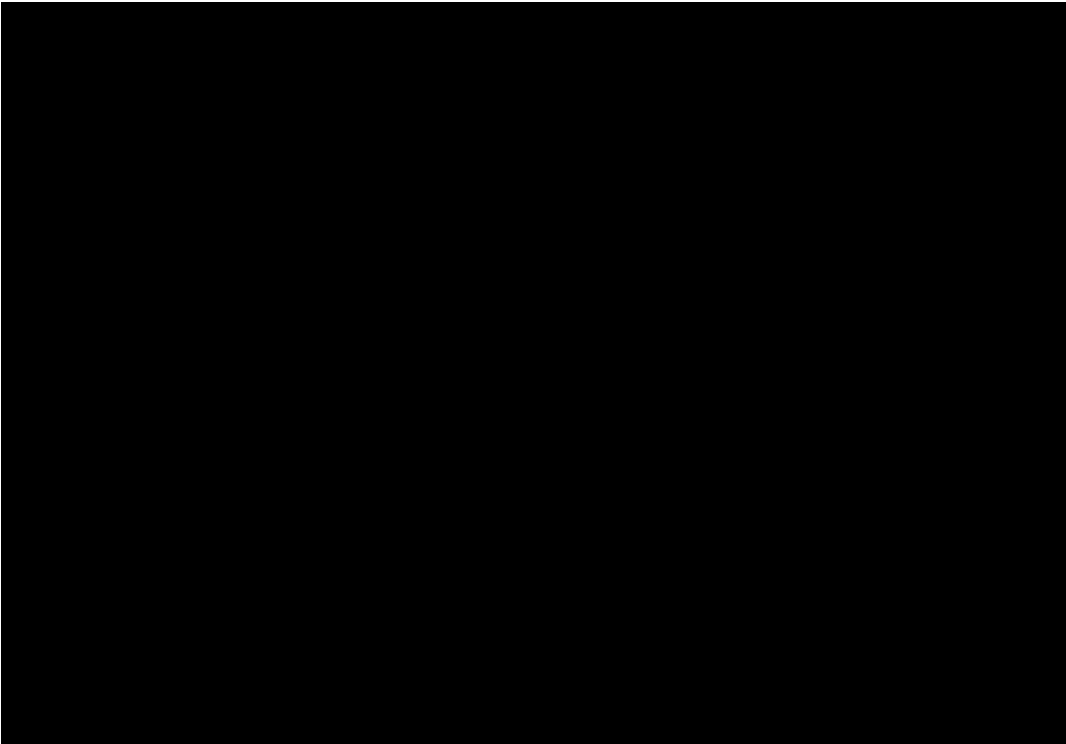
6.6.3. Stabilität der Stege

Die Stege des Versteifungsträgers sind mit einem stabilisierenden Steifenrost, bestehend aus Längs- und Quersteifen, überzogen. Die Längssteifen [REDACTED] sind über die Stöße hinweg durchgeführt und damit Bestandteil des Gesamtquerschnitts [REDACTED]. Die Querrippen bestehen aus geschweißten Blechträger T-Profilen und haben in der Regel den doppelten Abstand der Fahrbahnquerträger [REDACTED]).

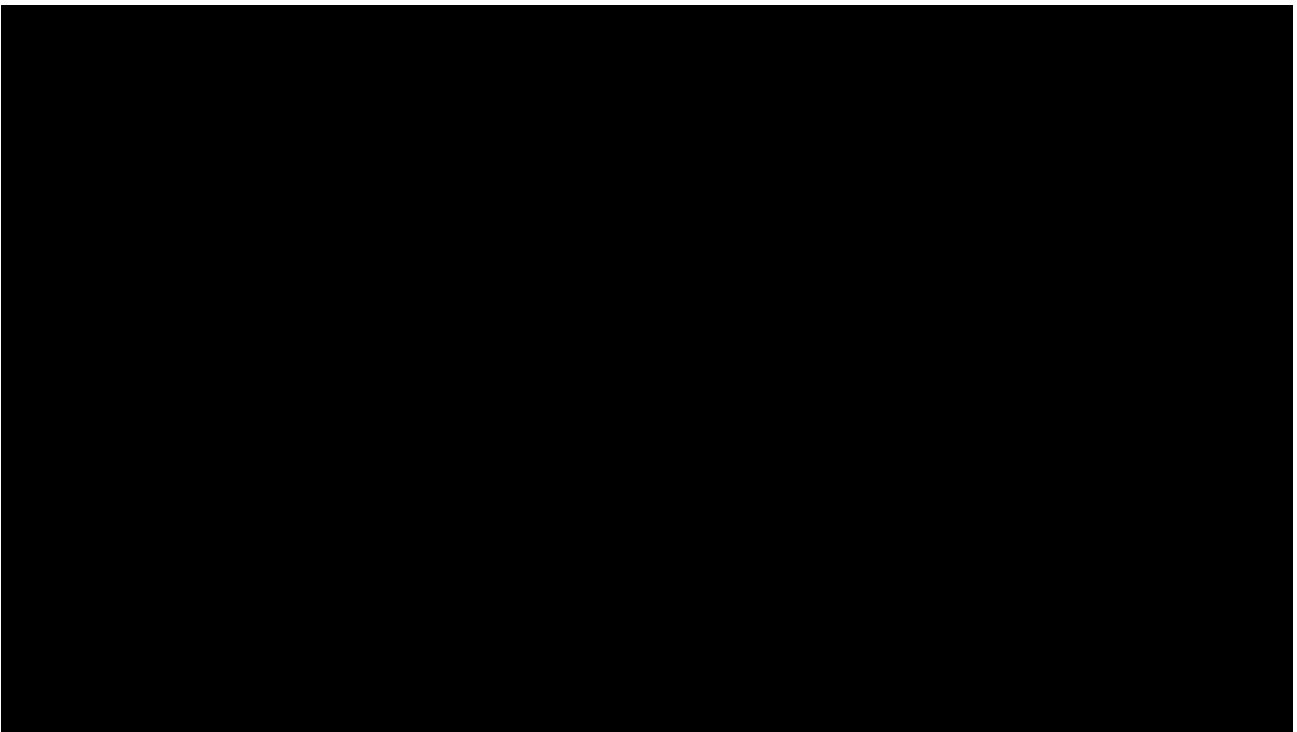


Im Rahmen der Stabilitätsuntersuchungen für die Hauptträgerstege werden folgende Nachweise geführt:

- Nachweis der Längssteifen mit anteiligem Blech als Knickstab zwischen zwei Quersteifen (Knickstabähnliches Verhalten im Rahmen der Beulnachweise Teilfeld/Gesamtfeld)
- Nachweis der Quersteifen als Biegeträger
- Nachweis der Beulsicherheit für die Einzelfelder [REDACTED]
- Nachweis der Beulsicherheit für das Teilfeld [REDACTED] zwei Querrippen ausgesteift durch Längsrippen
- Nachweis der Beulsicherheit für das Gesamtfeld [REDACTED] zwischen jeder vierten Querrippe (Abstand zwischen 2 Seilen) ausgesteift durch Längsrippen



Die Ergebnisse der Stabilitätsuntersuchungen für die Stege des Versteifungsträgers sind in [REDACTED] [REDACTED] zusammengestellt, wobei sich die Erfüllungsgerade auf den jeweils ungünstigsten Punkt in Brückenlängsrichtung beziehen.



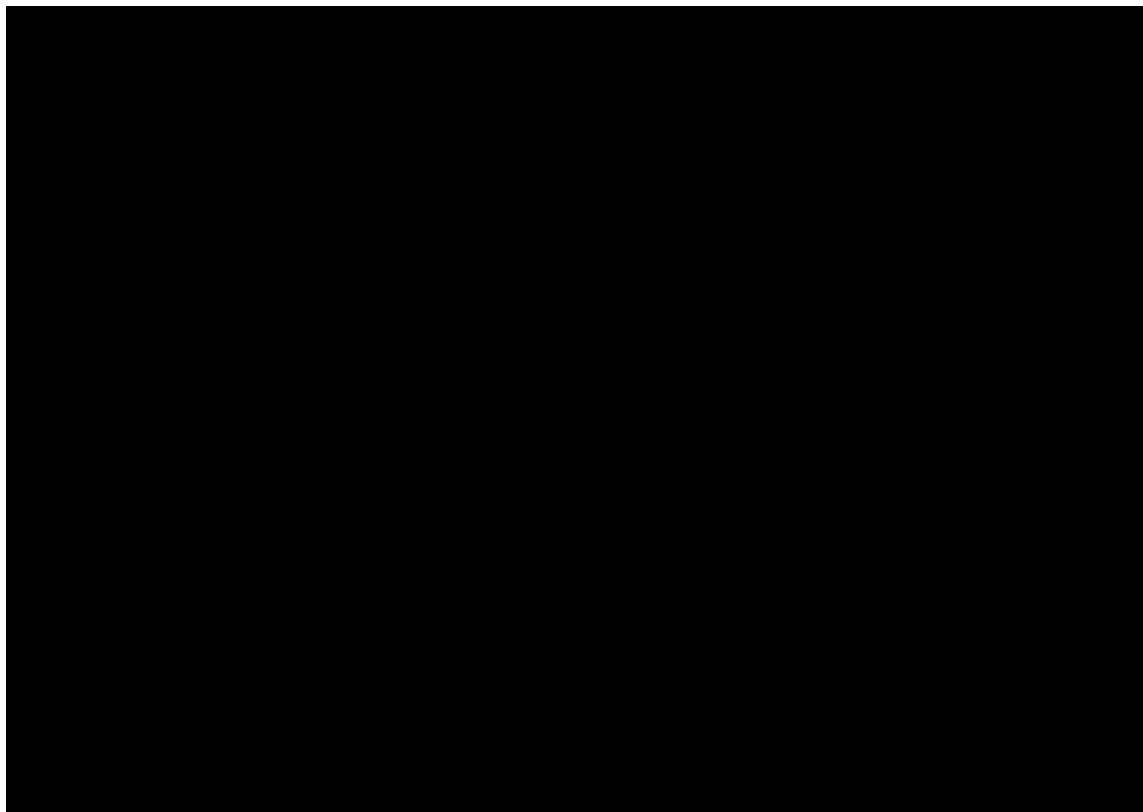
6.6.4. Stabilität der Stege im Seileinleitungsbereich

Die Vertikalkomponente der Seilkräfte wird über die Zugstreben [REDACTED] vom Obergurt in den Untergurt des Versteifungsträgers eingeleitet. Bei den Zugstreben handelt es sich um Flacheisen mit Breiten von [REDACTED], die durch die geschlitzten Hauptträgerstege durchgeführt und als Obergurt der Untergurt-Querträger im Inneren des Hohlkastens fortgeführt werden. Die Kraftkomponente, die aus der Umlenkung der Zugkraft resultiert, wird als Druckkraft über die Zugstrebenbreite in die Hauptträgerstege eingeleitet. Es entstehen gegenüber den Stegen außerhalb der Seilkrafteinleitungen örtlich höhere Beanspruchungen, die in den Nachweisen in Abschnitt 6.6.3 nicht erfasst sind.

Während das Stegblech im Normalbereich eine konstante Dicke von [REDACTED] aufweist, sind die Stege im Bereich der Zugstrebenanschlüsse (Seilkrafteinleitung) örtlich verstärkt worden. Je nach Größe der Beanspruchung (Seilkraft) sind Stegdicken bis [REDACTED] und zusätzliche Quersteifen vorhanden. Die verstärkten Bleche sind in [REDACTED] schraffiert dargestellt.

An den Rändern und in der Mitte des Verstärkungsbereiches jedes Seileinleitungspunktes reichen drei Quersteifen vom oberen zum unteren Stegblechrand. Sie werden aus einem Steg [REDACTED] und einem Gurt [REDACTED] gebildet. Darüber hinaus sind zwischen dem unteren Stegblechrand und der zweiten Längssteife weitere Quersteifen [REDACTED] zur Stabilisierung der unmittelbaren Krafteinleitungsbereiche [REDACTED] vorhanden. Die Längssteifen liegen in den selben Abständen wie im übrigen Tragwerk.

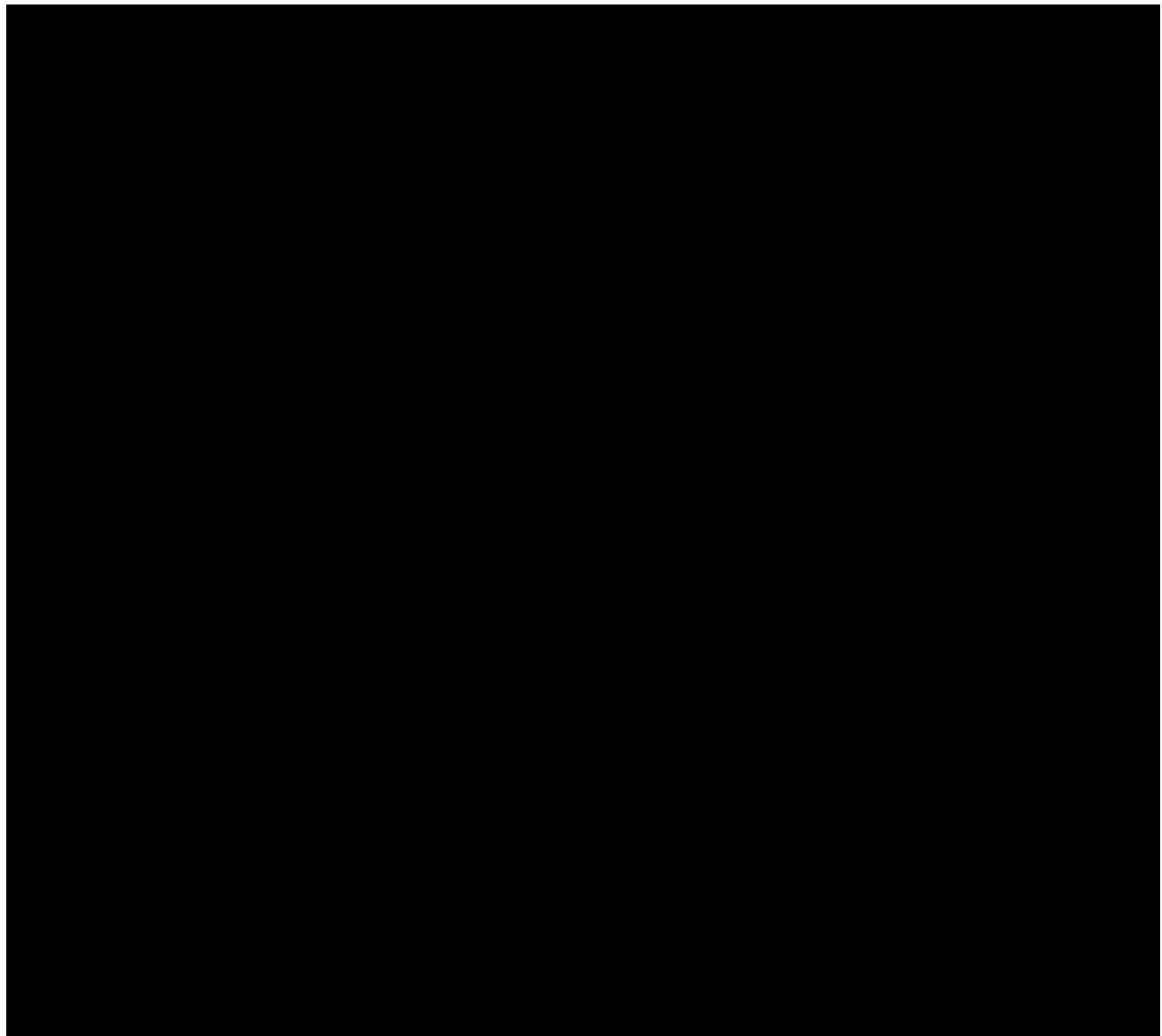
In besonders hoch beanspruchten Seilkrafteinleitungspunkten sind auch in den Beulfeldern [REDACTED] zusätzliche Mittelsteifen vorhanden. Diese Steifen sind in [REDACTED] gestrichelt dargestellt.



Für die Ausstrahlung der konzentriert auf Zugstrebenbreite angreifenden Querbelastrung (σ_y) des Steges wird analog zur Altstatik eine unendlich ausgedehnte isotrope Halbscheibe mit Angriff einer Randnormalkraft betrachtet. Im Rahmen der Nachrechnung wird keine Scheibenberechnung durchgeführt. Die Verteilung der Spannungen im Seilkrafteinleitungsbereich wird aus der Altstatik übernommen.

Im Zugstrebeneinleitungsbereich der Stege werden je Seileinleitungspunkt in Längsrichtung 10 Beulfelder untersucht [REDACTED]. Die Blechdicken dieser Beulfelder wurden in der Altstatik abhängig von der Größe der lokalen Beanspruchung (Seilkraft) stark abgestuft und variieren über die Brückenlänge. Für detaillierte Angaben zu den örtlichen Verstärkungen wird auf den [REDACTED] und die Bestandspläne verwiesen.

[REDACTED] sind die Erfüllungsgrade η der Beulsicherheitsnachweise für die Felder [REDACTED] in den Seileinleitungspunkten [REDACTED] zusammengestellt, wobei die Definition des Erfüllungsgrades bei Stabilitätsnachweisen zu beachten ist [REDACTED]



Bei der Beurteilung der Ergebnisse der Stabilitätsuntersuchungen im Seilkrafteinleitungsbereich ist zu beachten, dass in allen Beulnachweisen jeweils die maximalen Druckspannungen σ_x (Maximum von LK 1 und LK 2) aus dem Gesamttragwerk in Längsrichtung mit den örtlichen Spannungen infolge der maximalen Seilkräfte überlagert werden. Folglich liegen alle Beulnachweise im Seilkrafteinleitungsbereich um ein gewisses Maß auf der sicheren Seite. Im Einzelnen gelten für die Beulfelder folgende Aussagen:

Beulfelder [REDACTED]

Die Erfüllungsgrade dieser Beulfelder liegen auch bei ungünstiger Überlagerung über 1,0. Es besteht keine Beulgefahr. Auf genauere Betrachtungen wird verzichtet.

Beulfelder [REDACTED]

Aufgrund der Lage an der Stegobenseite ergeben sich die maximalen Druckspannungen aus dem Gesamttragwerk in Längsrichtung allgemein bei einer Lastfallüberlagerung für $\max M_Y$. Die Lastfallkombinationen 1 und 2 liefern dabei ähnliche Ergebnisse.

Die zugeordneten Seilkräfte bei $\max M_Y$ betragen im Bereich der Pylone [REDACTED] etwa 75% und zur Feldmitte des Hauptfeldes [REDACTED] hin etwa 85% der maximalen Seilkräfte. Unter Berücksichtigung dieser Werte ergibt sich für den ungünstigsten Punkt [REDACTED] ein Erfüllungsgrad von $\eta = 0,90$, so dass die Beulsicherheit der Felder [REDACTED] nicht als kritisch einzustufen ist.

Beulfelder [REDACTED]

Für die Beulfelder [REDACTED] gelten die Aussagen für die Beulfelder [REDACTED] analog. Bei Überlagerung von zugeordneten Werten ergibt sich im ungünstigsten Fall [REDACTED] ein Erfüllungsgrad $\eta = 0,93$. Die Beulgefahr wird als gering eingeschätzt.

Beulfelder [REDACTED]

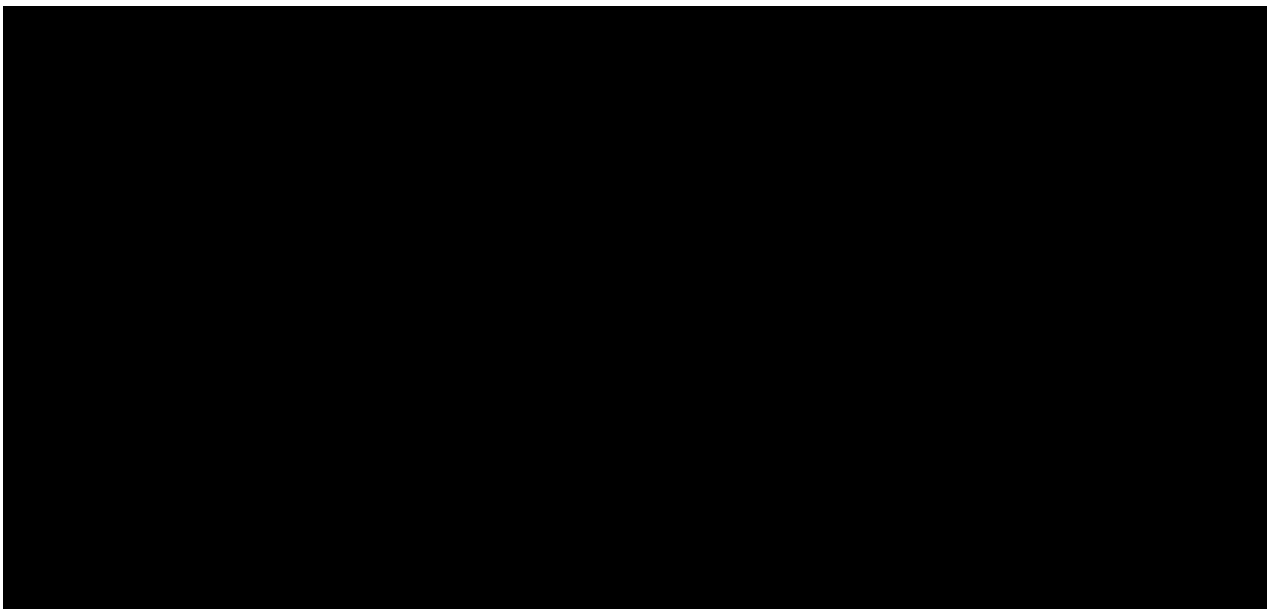
Die Beulfelder [REDACTED] liegen in der Mitte der Hauptträgerstege. Für diesen Bereich ergeben sich die maximalen Druckspannungen aus dem Gesamttragwerk in Längsrichtung bei einer Lastfallüberlagerung für $\min M_Y$. Maßgebend wird die Lastfallkombination 1 für die Punkte [REDACTED] und die Lastfallkombination 2 für die Punkte [REDACTED]. In allen Fällen betragen die zugeordneten Seilkräfte etwa 65-70% der maximalen Seilkräfte.

Auch bei einer Überlagerung von zugeordneten Werten ist die Beulsicherheit im ungünstigsten Punkt [REDACTED] mit einem Erfüllungsgrad von nur $\eta = 0,70$ gegeben, so dass in den Beulfeldern [REDACTED] von einer erhöhten Beulgefahr auszugehen ist. Als besonders kritisch sind dabei die Seileinleitungspunkte [REDACTED] einzustufen.

6.7. Seile und Seilverankerungen

Aufgrund von Korrosionsschäden wurden die 88 Seile der Köhlbrandbrücke in den Jahren 1978/79 vollständig ausgetauscht. Bei den neuen Seilen handelt es sich um teil- bzw. vollverzinkte Seile aus Rund- und Z-Profil-Drähten mit einer Nennfestigkeit $f_{u,k} = 1600 \text{ N/mm}^2$.

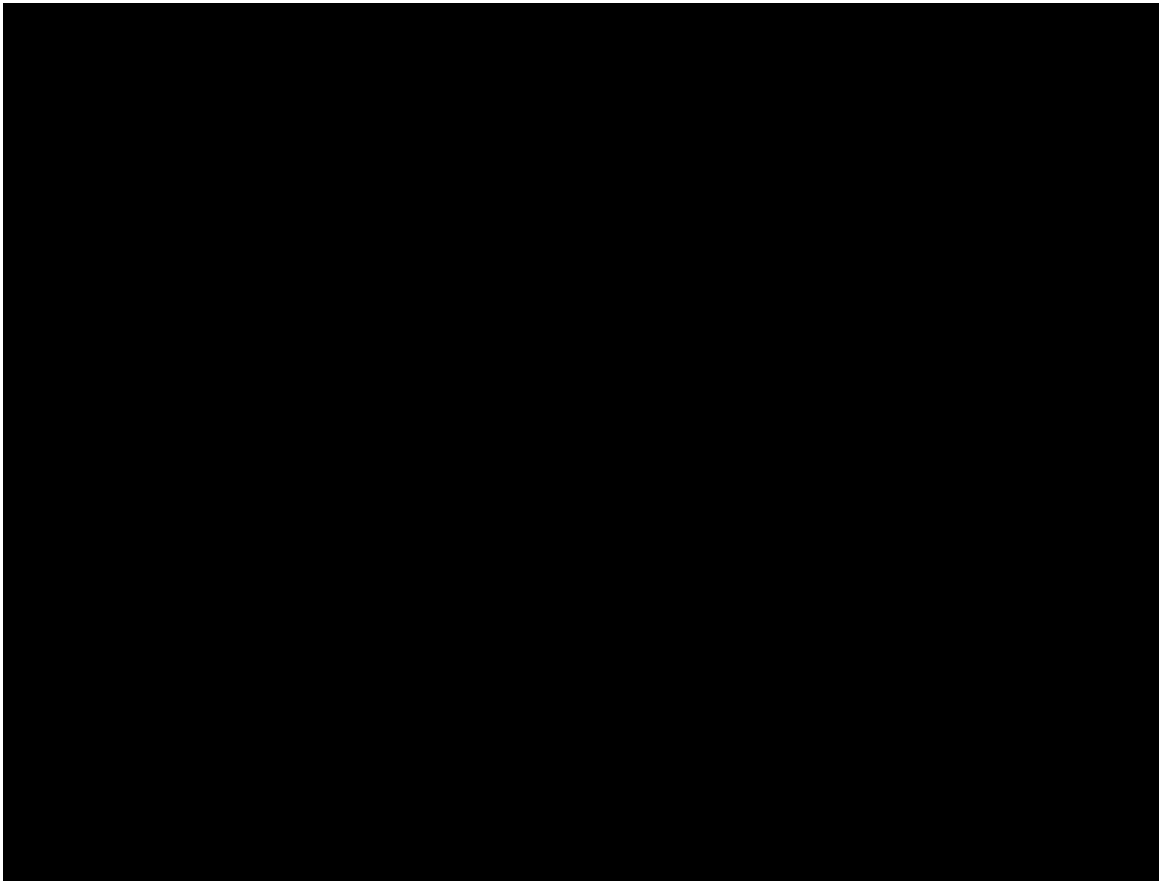
Die mit Seilköpfen versehenen Seile sind jeweils unten am Versteifungsträger und oben am Pylon einzeln verankert. Unten liegen sie seitlich des Versteifungsträgers auf konsolartigen Kragtraversen, die den wechselnden Seilneigungen folgen und von zwei parallelen und in Brückenlängsrichtung weisenden Viertelkreisscheiben gestützt werden [REDACTED]. Die Kragtraversen bilden mit der zugehörigen Verankerungskonstruktion eine an allen Seilverankerungspunkten gleich ausgebildete Einheit, die sich nur durch die Neigung unterscheidet. Um eine Besichtigung der Seile bis direkt vor den Seilkopf zu ermöglichen, wurden die unteren Verankerungskonstruktionen beim Austausch der Seile durch Einführung eines Barrenpaares zwischen Seilkopf und Kragtraverse umgestaltet.



Die Verankerungen der oberen Seilenden sind prinzipiell ähnlich aufgebaut wie die Seilverankerungen am Versteifungsträger [REDACTED]. Dort setzen sich die Seilköpfe über zwischengelegte Futterplatten auf Ankerplatten ab, die sich ihrerseits auf in das Pyloninnere ragende Traversen stützen. Bei den Ankerplatten handelt es sich um [REDACTED] dicke, zweiteilige Stahlplatten, die je eine halbkreisförmige Ausnehmung für das Seil haben. Bei der ursprünglichen Konstruktion vor dem Auswechseln der Tragseile waren die Ausnehmungen zueinander angeordnet, so dass die einzelnen Seile unterhalb des Seilkopfes umschlossen wurden.

Da die Seildurchmesser nach dem Austausch um [REDACTED] vergrößert wurden, konnte die obere Verankerungskonstruktion nicht beibehalten werden. Die Ankerplatten wurden wieder verwendet, jedoch so gedreht, dass die Seilausnehmungen von den Seilen wegweisen. Zur Übertragung der Seilkraft vom Seilkopf auf die Ankerplatten wurde, wie bei der unteren Seilverankerung, ein Barrenpaar zwischengeschaltet, welches die Seiloberfläche bis zum Eintritt in den Seilkopf visuell erreichbar macht [REDACTED]

[REDACTED]



Neben einem hochwertigen Korrosionsschutz erhielten die neuen Seile auch mehrere konstruktive Verbesserungen in den Verankerungsbereichen:

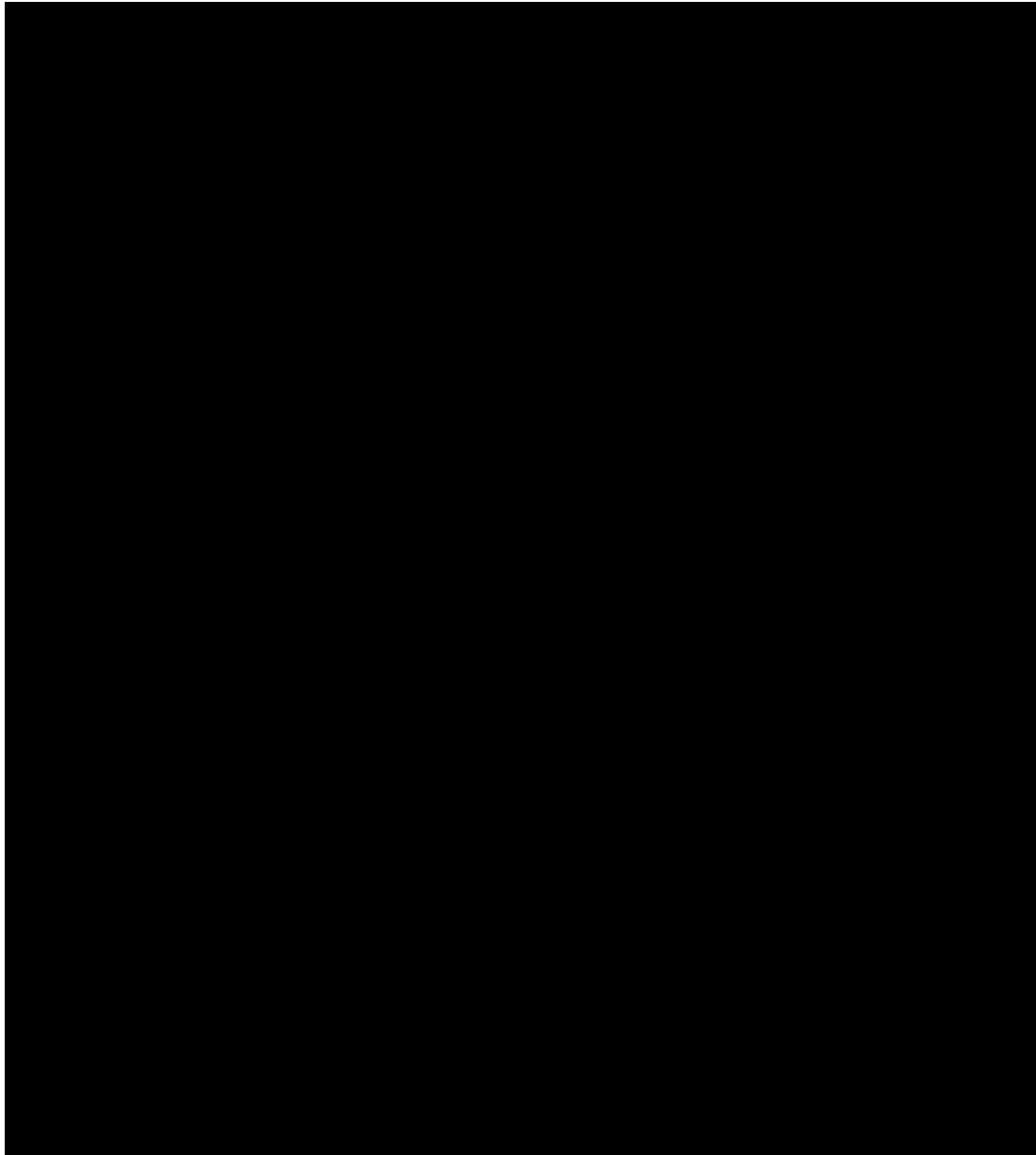
- Zur Unterdrückung winderregter Schwingungen wurden in Handlaufhöhe je 2 Kfz-Stoßdämpfer (möglichst rechtwinklig) zwischen Seilen und Geländer angeordnet.
- Etwa einen Meter vor den unteren Seilköpfen wurden Seilstützlager angeordnet, die die Aufgabe haben, Auslenkungen vom Seilendbereich fernzuhalten und damit Zusatzspannungen am Übergang zwischen Seilkopf und elastischem Seil zu vermeiden.
- Im Gegensatz zur Erstaussführung wurden geschmiedete Seilköpfe aus [REDACTED] in neuer verstärkter Form gewählt, deren Konstruktion einen verbesserten Wasserabfluss gewährleistet.



6.7.1. Spannungsnachweis der Seile

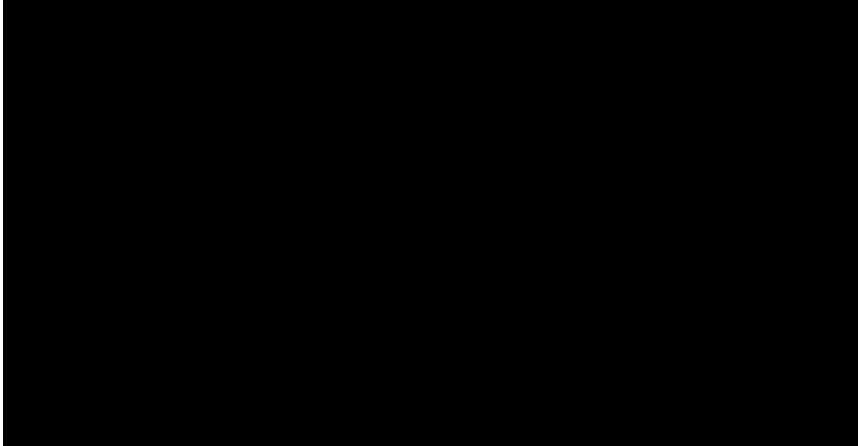
Gemäß DIN-FB 103, II-A.5.1 berechnet sich die charakteristische Widerstandsgröße der Seile aus der Nennbruchspannung multipliziert mit dem Nettoquerschnitt. Für die Berechnung des Bemessungswiderstandes ist bei vollverschlossenen Seilen ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_M = 1,65$ anzunehmen.

Die vorhandenen Seilkräfte N_{Ed} wurden bereits in Abschnitt 6.3.3 zusammengestellt. In der folgenden Tabelle sind die maximalen Seilkräfte den Bemessungswiderständen gegenübergestellt. Es ergibt sich ein minimaler Erfüllungsgrad $\eta = 1,03$, der bei den Seilen [REDACTED] auftritt.



6.7.2. Seilköpfe

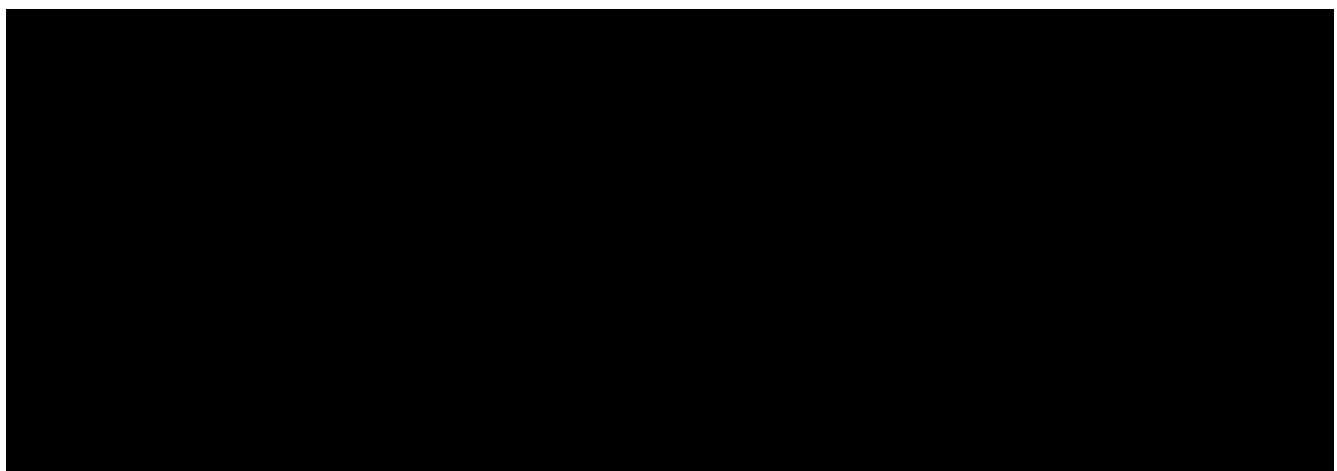
Bei den neuen Seilköpfen (nach dem Auswechseln der Tragseile) handelt es sich um geschmiedete Köpfe aus alterungsbeständigem Stahl [REDACTED] mit einer zylindrischen Außenfläche, die sich durch eine große Aufstandsfläche und damit geringen Spannungen in der Aufstandsfläche auszeichnen.



In DIN-FB 103, II-A.3.2 (3) in Verbindung mit Tabelle II-A.2 werden Vorgaben für die allgemeinen Abmessungen solcher Seilköpfe gemacht [REDACTED], welche im Rahmen der Nachrechnung überprüft werden. Es zeigt sich, dass die Abmessungen der Seilköpfe abgesehen von geringen Abweichungen (< 5%) den Vorgaben des DIN-FB 103 entsprechen.

Darüber hinaus werden für die Seilköpfe Nachweise der Spannungen in der Aufstandsfläche ($\sigma_{A,d}$) sowie der Ringzugspannungen ($\sigma_{R,d}$) geführt, wobei gemäß DIN-FB 103, II-A.8.3 (3) eine Belastung von $S_{R,k} = f_{u,k} \cdot A_S$ (1,0-facher charakteristischer Widerstand der Seile) zugrunde gelegt wird.

Für diese Spannungsnachweise werden die Seile in Seilgruppen mit jeweils gleichen Seildurchmessern zusammengefasst. Die maximalen Spannungen je Seilgruppe unter der Belastung $S_{R,k}$ der Seile sind in [REDACTED] zusammengestellt. Für detaillierte Angaben zur Spannungsermittlung wird auf den [REDACTED] verwiesen.



Die Ergebnisse der Spannungsnachweise zeigen, dass alle Seilköpfe eine ausreichende Tragfähigkeit mit Erfüllungsgrad größer als $\eta = 1,34$ aufweisen.

6.7.3. Barren

Bei den Barren handelt es sich um Balkenelemente, die nach dem Auswechseln der Tragseile zwischen den Seilköpfen und den weiteren Verankerungselementen eingeführt wurden, um die Besichtigung der Seile bis direkt vor den Seilkopf zu ermöglichen [REDACTED].

Sie werden direkt durch die Seilköpfe belastet und dienen zur Weiterleitung der Seilkräfte auf die Ankerplatten (Seilverankerungen an den Pylonen) bzw. direkt auf die Kragtraversen (Seilverankerungen am Versteifungsträger).

Für die Barren werden im Rahmen der Nachrechnung folgende Nachweise geführt:

- Spannungen in der Aufstandsfläche Barren/Ankerplatten der oberen Barren
- Spannungen in der Aufstandsfläche Barren/Kragtraversen der unteren Barren

Bei den Biege- und Querkraftnachweisen der Barren waren gemäß den statischen Nachweisen für das Auswechseln der Tragseile vom August 1978 [3] Reserven von mehr als 50% vorhanden. Da sich die Seilkräfte gegenüber den damaligen Werten um weniger als 50% erhöht haben, werden diese Nachweise nicht maßgebend und werden im Rahmen der Nachrechnung nicht geführt.

Gemäß DIN-FB 103, II-A.3.2 (1) sind die Verankerungen der Seile und deren Lagerelemente derart auszuführen, dass die Grenzbeanspruchbarkeit der Seile vor einem Querschnittsfließen oder einer anderen bleibenden Verformung der Verankerung oder Lagerelemente erreicht wird, so dass eine Beschädigung der Verankerung nicht auftritt. Die Berechnung der maximalen Spannungen in der Aufstandsfläche der Barren erfolgt deshalb unter der Belastung $S_{R,d} = f_{u,k} \cdot A_S / \gamma_M$ der Seile. Die Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle zusammengefasst. Für weitere Informationen zu den Nachweisen wird auf den [REDACTED] verwiesen.

Die Spannungen in der Aufstandsfläche der oberen Barren liegen allgemein unterhalb der Fließgrenze des [REDACTED]. Nur im Bereich der Drillingsseile tritt eine geringfügige Überschreitung auf. Der Erfüllungsgrad beträgt jedoch auch hier nahezu 1,0 und ist damit nicht als kritisch zu bewerten.

Bei den Spannungen in der Aufstandsfläche der unteren Barren treten höhere Beanspruchungen auf. Für die Seilgruppe IVa mit einem Seildurchmesser von [REDACTED] beträgt der Erfüllungsgrad nur $\eta = 0,81$. Setzt man allerdings als Belastung die tatsächlich auftretende Seilkraft $\max S_d = 4400 \text{ kN}$ [REDACTED] anstatt der Grenzbeanspruchbarkeit der Seile an, so kann die Spannung in der Aufstandsfläche dieser Barren mit einem Erfüllungsgrad $\eta = 1,02$ aufgenommen werden.

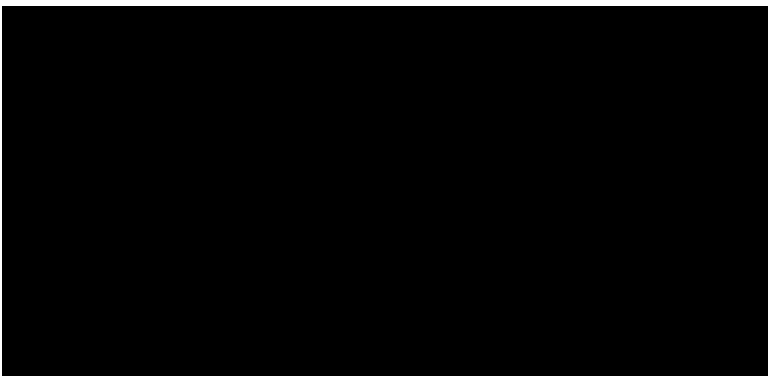
6.7.4. Ankerplatten

Bei den Seilverankerungen an den Pylonen setzten sich die Barren auf Ankerplatten ab, die sich ihrerseits auf die Traversen stützen [REDACTED]. Die Ankerplatten waren bereits in der ursprünglichen Konstruktion (vor dem Seilaustausch) vorhanden und wurden nach dem Auswechseln der Tragseile wieder verwendet indem jeweils die linke und rechte Ankerplatte miteinander vertauscht und um ein gewisses Maß voneinander abgerückt wurden.

Durch die Zwischenschaltung der Barren wurde die Belastung gegenüber der ursprünglichen Konstruktion von der Ankerplattenmitte weg in Richtung der Traversen verlagert, so dass sich bei gleicher Belastung eine geringere Beanspruchung der Ankerplatten ergibt.

Wie bereits in [REDACTED] erläutert sind die Seilverankerungen derart auszuführen, dass die Grenzbeanspruchbarkeit der Seile vor einem Querschnittsfließen der Verankerung auftritt, d. h. je größer die Querschnittsfläche eines Seils umso höher ist die Beanspruchung der Ankerplatten.

Im Rahmen der Nachrechnung werden die Ankerplatten solcher Verankerungen nachgewiesen, deren Seildurchmesser am größten sind bzw. sich nach dem Seilaustausch am deutlichsten vergrößert haben. Im Einzelnen betrifft dies die Verankerungen folgender Seile:



Für die Ankerplatten werden Biege- und Schubspannungen ermittelt, wobei die Schubspannungen im Allgemeinen nicht maßgebend sind. Die maximalen Normalspannungen der Ankerplatten infolge Biegung sind in [REDACTED] zusammengestellt. Abgesehen von den Verankerungen der Seile [REDACTED] können die Spannungen mit einer ausreichenden Sicherheit aufgenommen werden. Setzt man für die Seile [REDACTED] die tatsächlichen Seilkräfte (2161 kN bzw. 3059 kN) anstelle der Grenzbeanspruchbarkeit der Seile an, so ergibt sich auch hier ein Erfüllungsgrad von $\eta > 1,12$.



6.7.5. Traversen

Bei den unteren Traversen handelt es sich um zweiwandige Kragtraversen, die den wechselnden Seilneigungen folgen und von zwei parallelen Viertelkreisscheiben gestützt werden. Sie wurden im Zusammenhang mit dem Auswechseln der Tragseile in den Jahren 1978/1979 nicht geändert. Durch die Anordnung der Seilstützlager wirkt die Seilkraft seit dem Seilaustausch in Richtung der Traversen.

Die oberen Traversen sind Verankerungsträger im Inneren der Pylonen. Im Allgemeinen handelt es sich um Zweifeldträger, die in den Pylonseiten und -mittelwänden aufgelagert sind. Der Querschnitt besteht aus geschweißten Blechträgern bestehend aus einem starken Steg mit variabler Bauhöhe und einem breiten Obergurt. Die westliche bzw. östliche Pylonenwand dient den Traversen als Untergurt. In Traversenmitte wurden die Verankerungsträger zweimal ausgesteift, so dass die quer zur Traverse gerichteten Seilkraftkomponenten praktisch keine Beanspruchung der Traversen erzeugen.

Die Seile sind nicht wie alle anderen Seile in der Pylonenspitze verankert sondern etwas weiter unten in den drachenförmigen Pylonenriegeln. Bei den Verankerungstraversen dieser Seile handelt es sich um Einfeldträger mit einer Stützweite von 2,5 m (Abstand der Riegelwände). Im Querschnitt handelt es sich um Blechträger bestehend aus einem mm dicken Steg mit einer konstanten Bauhöhe von mm sowie einem Ober- und Untergurt von jeweils Breite und Dicke. Für detaillierte Informationen zu den Abmessungen der Verankerungsträger wird auf die Bestandspläne und die Altstatik, Kapitel 7 verwiesen.

Im Rahmen des Seilaustausches erhielten die jeweils unteren Verankerungstraversen in den Pylonen ein Loch, welches die Besichtigung und Unterhaltung der Seile erleichtern soll. Darüber hinaus wurden die die Traversen belastenden Ankerplatten näher zu den Auflagern gelegt, so dass sich die Biegebeanspruchung der Traversen bei gleicher Beanspruchung gegenüber der ursprünglichen Konstruktion vor dem Auswechseln der Tragseile verringert hat.

(a) Bemessung der unteren Traversen (Versteifungsträger)

Ebenso wie die Barren und Ankerplatten sollten gemäß DIN-FB 103 auch die Verankerungstraversen derart ausgeführt sein, dass die Grenzbeanspruchbarkeit der Seile vor einem Querschnittsfließen der Traversen auftritt. Diese Belastung kann jedoch auf fast keine der Traversen aufgebracht werden ohne dass eine Überbeanspruchung auftritt. Die Nachweise werden deshalb unter der tatsächlichen Belastung (maximale Seilkräfte S_d) geführt.

Entlang des Versteifungsträgers sind insgesamt 4 Traversentypen vorhanden, die sich in den Stegdi-cken und -abständen sowie in den Ausführungen der Schweißnähte unterscheiden. Alle weiteren Abmessungen sind für alle Traversen gleich.

Im Rahmen der Nachrechnung wird die jeweils ungünstigste Verankerungstraverse jedes Traversen-typs nachgewiesen (Traversen in den Punkten [REDACTED]). Der Erfüllungsgrad aller weiteren Tra-versen wird durch entsprechende Umrechnung über das Seilkraftverhältnis ermittelt. Die Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt, wobei sich der minimale Erfüllungsgrad jeweils beim Nachweis der Schubspannungen in den Stegen bzw. der Anschlussschweißnaht an die äußere Viertel-kreisscheibe ergibt. Normalspannungen infolge Biegung können immer aufgenommen werden.

Die meisten Verankerungstraversen können die maximalen Seilkräfte S_d aufnehmen und in den Versteifungsträger weiterleiten. Nur in den Punkten [REDACTED] tritt eine Überbeanspruchung auf. Kritisch sind vor allem die Punkte [REDACTED], in denen sich die Seilkräfte gegenüber der Altstatik am stärksten vergrößert haben [REDACTED].

(b) Bemessung der oberen Traversen (Pylone)

Für die oberen Verankerungstraversen werden folgende Nachweise geführt, wobei als Beanspruchung ebenfalls die maximalen Seilkräfte N_{Ed} zugrunde gelegt werden:

- Spannungsnachweis in den Traversen der Seile [REDACTED]
- Spannungsnachweis in der Aufstandsfläche der Ankerplatten aller Seilverankerungen (Kontaktfläche Flansch/Steg Verankerungstraverse)
- Spannungsnachweis im Bereich des Besichtigungsloches

Die Spannungsnachweise der Verankerungstraversen der Seile [REDACTED] werden unter den Berechnungsansätzen der Altstatik, Kapitel 7 geführt. In beiden Traversen tritt eine Überbeanspruchung infolge Normalspannungen auf. Die Erfüllungsgrade betragen $\eta = 0,84$ und $\eta = 0,98$.

Die Spannungen in der Kontaktfläche zwischen Flansch und Steg der Traversen unterhalb der Ankerplatten werden für alle Verankerungstraversen berechnet. Die größte Ausnutzung tritt bei Seil [REDACTED] auf. Die Erfüllungsgrade liegen in allen Fällen über $\eta = 1,0$.

Abgesehen von den Traversen in den Verankerungspunkten der Seile [REDACTED] erhielten alle jeweils unteren Traversen beim Seilaustausch ein Besichtigungsloch mit einem Durchmesser von [REDACTED]. Im Bereich des Besichtigungsloches tritt eine erhöhte Schubbeanspruchung auf, die im Rahmen der Nachrechnung nachgewiesen wird. Als Ergebnis kann festgestellt werden, dass die Schubspannungen auch im Bereich des Besichtigungsloches aufgenommen werden können. Die Erfüllungsgrade betragen allgemein $\eta > 1,8$.

6.7.6. Seilstützlager

Im Zusammenhang mit dem Auswechseln der Tragseile in den Jahren 1978/1979 wurden etwa einen Meter vor den unteren Seilköpfen Seilstützlager angeordnet, die die Aufgabe haben, Auslenkungen vom Seilendbereich fernzuhalten und damit Zusatzspannungen am Übergang zwischen Seilkopf und elastischem Seil zu vermeiden.

Im Rahmen der statischen Berechnung zum Auswechseln der Tragseile [3] wurden die Seilstützlager für eine maximale Seilkraft von 4010 kN bemessen. Da in dieser Berechnung deutlich größere Reserven als die Seilkrafterhöhung durch die neuen Lastansätze vorhanden sind, wurde im Rahmen der Nachrechnung auf einen Nachweis der Seilstützlager verzichtet.

6.7.7. Viertelkreisscheiben

Die Viertelkreisscheiben sind zwischen Deckblech und Seileinleitungsquerträger angeordnet und wandeln die schräge Seilkraft in eine waagerechte und eine lotrechte Komponente um [REDACTED]. Da sich vor allem die Seilkräfte in den Punkten [REDACTED] und [REDACTED] gegenüber der Altstatik wesentlich vergrößert haben, werden die Viertelkreisträger sowie die Anschlussschweißnähte an den Versteifungsträger im Rahmen der Nachrechnung nur in diesen Punkten nachgewiesen.

Der Nachweis zeigt, dass die Viertelkreisscheiben selbst ausreichend dimensioniert sind. Die Schubspannungen können mit Erfüllungsgraden $\eta > 1,5$ aufgenommen werden. Die Schwachstelle in diesem Bereich der Konstruktion sind die Anschlussschweißnähte zwischen der äußeren Viertelkreisscheibe und dem Seileinleitungsquerträger, über die die Vertikalkomponente der Seilkraft in den Seileinleitungsquerträger eingeleitet wird. In beiden Punkten [REDACTED] und [REDACTED] ergibt sich aus dem Nachweis der Schweißnähte ein Erfüllungsgrad von $\eta = 0,87$.

6.8. Pylonen und Pfeiler

Die Normalkraftbelastung der Pylone hat sich infolge der neuen Verkehrslastansätze um weniger als 8% gegenüber der Altstatik erhöht, so dass in den Pylonen allgemein keine wesentlich höheren Beanspruchungen zu erwarten sind.

Die Windlasten nach DIN-FB 101 bei gleichzeitiger Berücksichtigung von Verkehrslasten haben sich gegenüber der Altstatik verdoppelt. Bei der Bemessung nach dem Teilsicherheitskonzept wird jedoch nur die jeweils vorherrschende veränderliche Einwirkung in voller Höhe berücksichtigt und alle weiteren Einwirkungen gehen mit ihren Kombinationswerten in die Lastfallüberlagerungen ein. Für Windlasten beträgt der Kombinationsbeiwert $\psi_0 = 0,30$, so dass die Verdoppelung der Lasten in den Nachweisen wieder aufgehoben wird. Auch durch die Windlasten bei gleichzeitiger Berücksichtigung von Verkehrslasten sind demnach rechnerisch keine höheren Beanspruchungen in den Pylonen zu erwarten.

Trotz insgesamt nahezu gleich bleibender Belastung können auch im Bereich der Pylone örtlich geringe Überbeanspruchungen auftreten. Diese sind vor allem im Bereich der Einleitungspunkte der Seile [REDACTED] zu erwarten, da sich die Bemessungskräfte dieser Seile gegenüber der Altstatik wesentlich erhöht haben [REDACTED].

Die Seilverankerungen in den Pylonen wurden im Abschnitt 6.7 untersucht. Auf eine detaillierte Berechnung der Pylonen selbst wird im Rahmen der Nachrechnung der Köhlbrandbrücke verzichtet.

6.9. Lager und Anschlagkonstruktionen

Bei den Lagern zwischen Versteifungsträger und Trennpfeilern handelt es sich um Verschleißbauteile, die ohnehin einer ständigen Inspektion bedürfen. Im Rahmen der Nachrechnung der Köhlbrandbrücke wird auf eine detaillierte Behandlung verzichtet.

Bei den Anschlagkonstruktionen handelt es sich um einen Queranschlag am Pylon Ost und einen Längs- und Queranschlag am Pylon West.

Die Queranschlüsse dienen zur Übertragung der quergerichteten Windlasten vom Versteifungsträger auf die Pylonen. Die maximale Belastung erfahren sie bei alleiniger Wirkung von quergerichteten Windlasten. Da sich die Windlasten ohne gleichzeitige Berücksichtigung von Verkehrslasten nach DIN-FB 101 gegenüber der Altstatik nur unwesentlich erhöht haben [REDACTED], sind die Nachweise der Altstatik weiterhin gültig.

Der Längsanschlag am Pylon West verhindert Relativverschiebungen in Längsrichtung sowie Relativverdrehungen um die lotrechte Achse zwischen Versteifungsträger und Pylonen. Die Hauptbeanspruchung in Längsrichtung entsteht durch Pfeilerverkantungen, Wind- und Temperaturlasten sowie Bremslasten. Da sich die Bremslasten gegenüber der Altstatik mehr als verdoppelt haben und auch die Windlasten höher geworden sind, ist eine rechnerische Überbeanspruchung des Anschlags in Längsrichtung nicht auszuschließen. Eine detaillierte Bemessung der Anschlagkonstruktion wurde im Rahmen der Nachrechnung aus Zeitgründen nicht durchgeführt.

6.10. Endquerträger und Seileinleitung der Drillingsseile

An den Enden des Stahlüberbaus entstehen durch den Anschluss der Drillingsseile deutlich höhere Lasten als an den übrigen Seileinleitungsquerträgern. Die größere Belastung des Endquerträgers erforderte eine veränderte Konstruktion. Aus diesem Grund wurde ein kastenartiger Träger, der neben Biegung um zwei Achsen auch durch eine Normalkraft und ein Torsionsmoment belastet wird, ausgebildet. Zur lokalen Einleitung der Seilkräfte wurden veränderte Ankerplatten und Verankerungsträger verwendet. Über auskragende Bleche werden die Lasten in den Querträger eingeleitet.

Die angreifenden Seilkräfte [REDACTED] haben sich im Bereich des Endquerträgers [REDACTED] um ca. 15 % gegenüber der Altstatik erhöht. Die Nachweise der übrigen Seilkonstruktionen (vgl. Abschnitt 6.7) haben gezeigt, dass geringe Spannungserhöhungen innerhalb der elastischen Tragfähigkeit bleiben. Entsprechend konnten bei der Nachrechnung der Verankerungselemente der Drillingsseile keine signifikanten Spannungsüberschreitungen festgestellt werden.

Aufgrund der dominierenden Seilkraft sind die gewachsenen Spannungen infolge örtlicher Radlasten im Bereich des Endquerträgers von untergeordneter Bedeutung. Die Belastungen des Querträgers einschließlich des Deckblechs liegen damit größtenteils innerhalb der zulässigen Spannungen. Da sowohl der Querschnitt des Hohlkastens als auch die Dicke des Fahrbahnblechs dem Kraftverlauf entsprechend der Seileinleitung abgestuft wurden, sind lokale rechnerische Spannungsüberschreitungen allerdings nicht auszuschließen.

Eine ausführliche Bemessung der Endquerträger und der Seileinleitung der Drillingsseile wurde im Rahmen der Nachrechnung nicht durchgeführt.

6.11. Ermüdungsnachweise

6.11.1. Ermüdung des Versteifungsträgers

Für Brückenträger, bei denen das Eigengewicht einen sehr großen Anteil an der Spannung ausmacht und der verbleibende Anteil $\Delta\sigma$ aus Verkehr im Verhältnis klein ist, wird der Ermüdungsnachweis in der Regel nicht maßgebend. Gemäß DIN-FB 103, 9.1 (2) darf auf den Ermüdungsnachweis verzichtet werden, wenn die Bedingung " $\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma \leq 26 / \gamma_{Mf}$ [N/mm²]" erfüllt ist.

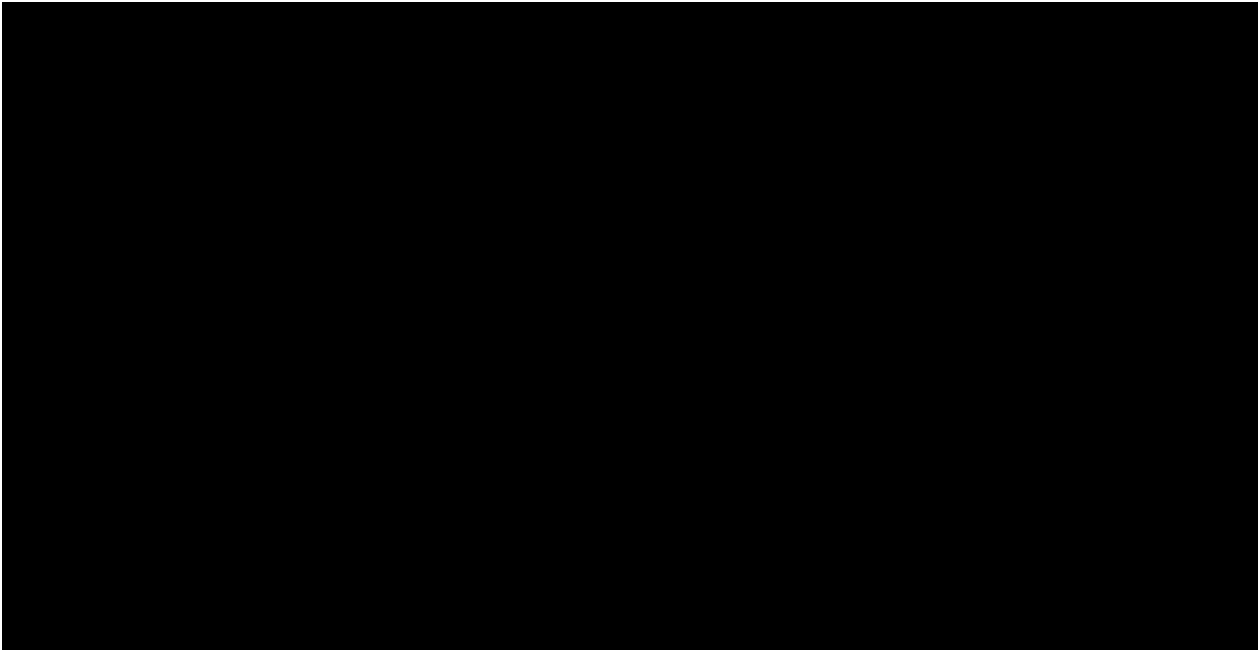
Für das Gesamttragwerk in Längsrichtung wird die größte Nennspannungsschwingbreite infolge Ermüdungslasten in Abschnitt 6.5.1(b) mit $\Delta\sigma = 21,8$ N/mm² ermittelt, so dass die Bedingung 9.1 mit einem Erfüllungsgrad von $\eta = 1,04$ eingehalten ist ($1,0 \cdot 21,8 \text{ N/mm}^2 \leq 26 \text{ N/mm}^2 / 1,15 = 22,61 \text{ N/mm}^2$); für den Versteifungsträger besteht demnach keine Ermüdungsgefahr.

6.11.2. Ermüdung der Seile und Seilverankerungen

(a) Ermüdung der Seile

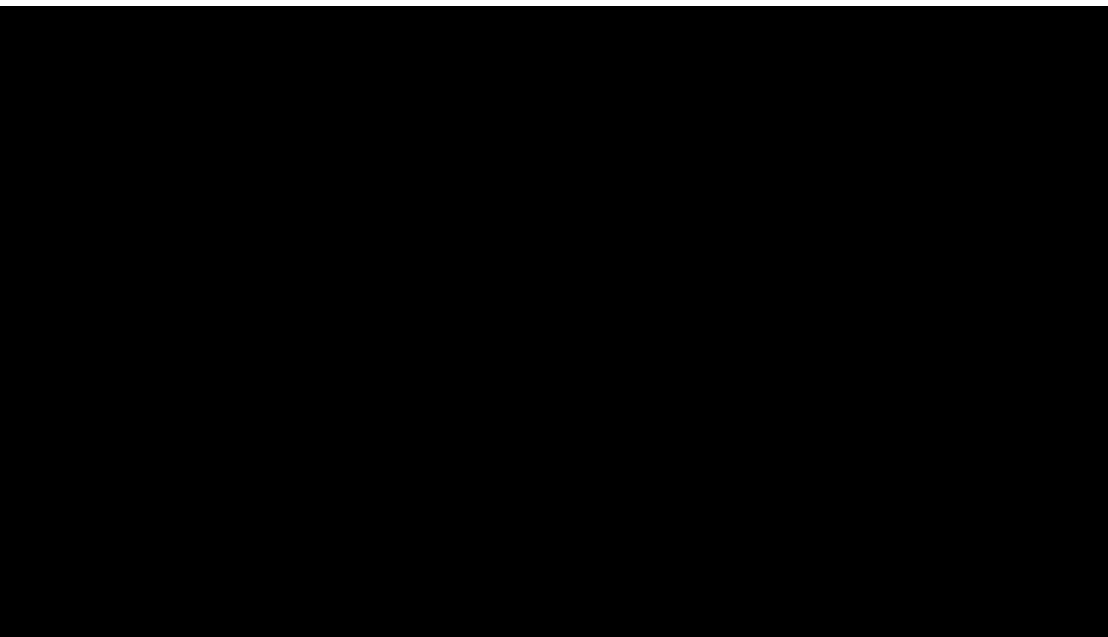
Die Ermüdungskategorie von Seilen soll durch Versuche bestimmt werden, die die Verankerungskonstruktion und ungewollte Eigenspannungen, wie sie in der Praxis auftreten können, berücksichtigen. Falls keine Versuche vorliegen ist für vollverschlossene Seile gemäß DIN-FB 103, II-A.9.2 eine Ermüdungskategorie 112 ($\Delta\sigma_c = 112$ N/mm²) anzusetzen.

Die größten und kleinsten Seilkräfte infolge Ermüdungslasten (Ermüdungslastmodell 3) sind bereits in Abschnitt 6.3.3(b) zusammengestellt. [REDACTED] wird die zugehörige Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ für die Ermittlung der Schädigung berechnet.



Der Ermüdungsnachweis muss nach DIN-FB 103, 9.5.1 die Bedingung " $\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_C/\gamma_{Mf}$ " erfüllen. Die Schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite bezogen auf 2 Millionen Spannungsspiele $\Delta\sigma_{E,2}$ ergibt sich dabei durch Multiplikation der Nennspannungsschwingbreite mit dem Anpassungsbeiwert λ für Straßenbrücken, der sich gemäß DIN-FB 103, 9.5.2 für das vorliegende Tragwerk zu $\lambda = \lambda_{max} = 1,87$ ergibt. Die Teilsicherheitsbeiwerte sind nach DIN-FB 103, 9.3 für Haupttragelemente mit $\lambda_{Ff} = 1,0$ und $\lambda_{Mf} = 1,15$ anzusetzen.

Für die Seile [REDACTED] sind gemäß [REDACTED] Schädigungen infolge Ermüdung nicht auszuschließen. Alle weiteren Seile weisen eine ausreichende Ermüdungsfestigkeit auf.



(b) Ermüdung der Seilverankerungen und Zugstreben

Die größte Ermüdungsgefahr tritt bei den Seilen [REDACTED] auf. Für diese Seile sind in [REDACTED] die maximalen Seilkraftschwingbreiten ΔS_k infolge Ermüdungslasten [REDACTED] den maximalen Seilkräften für die Bemessung S_d [REDACTED] gegenübergestellt. Das Verhältnis dieser beiden Kräfte beträgt weniger als 0,07, so dass die Spannungsschwingbreite infolge Ermüdungslasten in den Einzelbauteilen der Verankerungskonstruktionen weniger als 7% der Bemessungsspannungen dieser Tragelemente beträgt.

Der kleinste Erfüllungsgrad bei der Bemessung der Seilverankerungen und Zugstreben tritt mit $\eta = 0,80$ in den Schweißnähten der unteren Traversen bzw. mit $\eta = 0,75$ in den Zugstreben auf [REDACTED]; die maximale Bemessungsspannung beträgt $\sigma_d = 48,54 \text{ kN/cm}^2$ in den Zugstreben [REDACTED]. Daraus folgt für die maximale Spannungsschwingbreite infolge Ermüdungslasten ein $\Delta\sigma \leq 0,07 \cdot 485 \text{ N/mm}^2 = 34 \text{ N/mm}^2$.

Die Verankerungskonstruktionen setzen sich aus verschiedenen Einzelbauteilen zusammen, bei deren Detailausbildung der Kerbfall $\Delta\sigma = 80 \text{ N/mm}^2$ (Kehlnähte unter Schub) nicht unterschritten wird.

Mit einem $\lambda = \lambda_{\max} = 1,87$ ergibt sich die Schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite bezogen auf 2 Millionen Spannungsspiele zu $\Delta\sigma_{E,2} = 1,87 \cdot 34 \text{ N/mm}^2 = 64 \text{ N/mm}^2$, so dass für Kerbgruppen größer als 80 keine Ermüdungsgefahr besteht.

6.11.3. Ermüdung Fahrbahnplatte

Zur Gewährleistung einer nachhaltigen Funktionalität der Fahrbahnplatte ist neben der Dimensionierung insbesondere die konstruktive Ausbildung der einzelnen Teilbereiche entscheidend. Bei Einhaltung konstruktiver Mindeststandards gilt der Ermüdungsnachweis für die orthotrope Fahrbahnplatte als erbracht.

Auf Grundlage des DIN-FB 103 wird im folgenden Abschnitt überprüft, inwieweit die verwendeten baulichen Details den heutigen Standardanforderungen entsprechen. Die Aussagen beziehen sich lediglich auf die konstruktiven Ausführungen ohne rechnerische Untersuchung. Die Konstruktion der orthotropen Fahrbahnplatte der Köhlbrandbrücke erfolgte auf Basis der DIN 4101 (August 1941).

(a) Fahrbahnblech

Die ermüdungswirksamen Beanspruchungen im Deckblech entstehen aus der Biegung der Platte infolge der örtlichen Radlast. Bei Einhaltung der folgenden Kriterien sind die Biegemomente nicht gesondert nachzuweisen. Die einzelnen Forderungen lauten:

- das Fahrbahnblech sollte im Fahrbahnbereich, bei einer Mindestbelagsdicke von 40 mm, eine Dicke von $t \geq 14$ mm aufweisen:
 $\text{vorh. } t_{\text{Belag}} = 70 \text{ mm} \geq \text{erf. } t_{\text{Belag}} = 40 \text{ mm}$
 $\text{vorh. } t_{\text{Blech}} = 12 \text{ mm} \leq \text{erf. } t_{\text{Blech}} = 14 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{nicht eingehalten}$
- der Längsrippenabstand im Fahrbahnbereich soll 300 mm nicht überschreiten:
 $e_{\text{vorh}} = 300 \text{ mm} \leq e_{\text{erf}} = 300 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{eingehalten}$
- das Verhältnis zwischen Längsrippenabstand und Deckblechdicke sollte ≥ 25 sein:
 $\text{vorh. } e/t = 300/12 = 25 \leq \text{erf. } e/t \quad \rightarrow \quad \text{eingehalten}$
- die Längsrippen sollten eine Mindestdicke 6 mm dick und eine Mindeststeifigkeit nach Abb. IV-4 DIN-FB 103 aufweisen:
 $t_{\text{vorh}} = 6 \text{ mm} \leq t_{\text{erf}} = 6 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{eingehalten}$
 Die erforderliche Steifigkeit wird durch den geringen Querträgerabstand von max. 2,15 m deutlich eingehalten.

(b) Deckblechstöße

Die Stöße im Deckblech sind sowohl in Längs- als auch in Querrichtung als doppelte V- Naht oder V-Naht mit Wurzellage auszuführen. In Einzelfällen ist eine einfache V-Naht mit keramischer Unterlage möglich. Die vorhandene Schweißverbindung ist in beide Richtungen als eine einfache V-Naht ohne Unterlage ausgeführt worden und entspricht damit nicht den Empfehlungen. Die Verbindungen zwischen Deckblech und den Stegen von Haupt- und Querträgern entsprechen mit den verwendeten Doppelkehlnähten den gültigen Anforderungen.

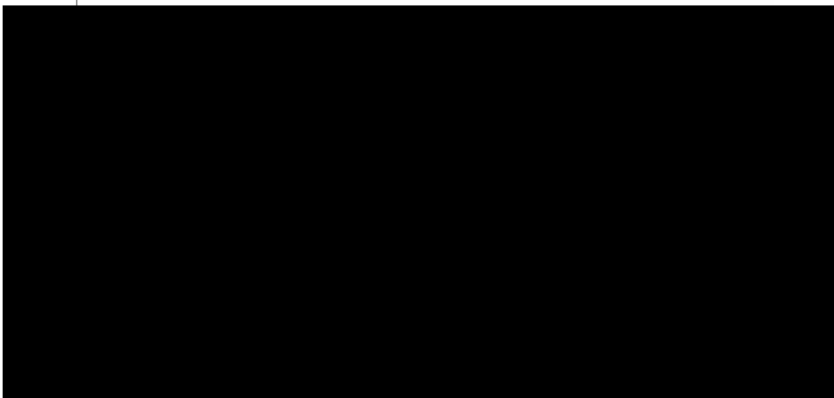
(c) Fahrbahnlängsrippen

Das eingebaute Hohlprofil mit Trapezquerschnitt entspricht der allgemeinen Regelausbildung. Allerdings soll die Verbindung zwischen Längsrippen und Deckblech im Fahrbahnbereich, unabhängig von der Ausnutzung, als Stumpfnaht erfolgen. Die vorhandene Schweißverbindung wurde mit einer Kehlnaht hergestellt und genügt den Empfehlungen nicht. Außerhalb des Schrammbords, in Bereichen ohne Fahrbahnverkehr, ist die Schweißung mittels Kehlnähten allerdings zulässig (vgl. DIN-FB 103 Tabelle IV-4 (4) und (5)).

Um die Ermüdungsbeanspruchung zwischen der Verbindung Querträger – Längsrippen möglichst gering zu halten, sind die Längsrippen im Regelfall mittels Stegausenhmung durch den Querträger zu führen. Im Einzelnen ist entweder eine komplette Umschweißung der Profile oder ein Freischnitt am Untergurt vorzusehen. Die ausgeführte Variante mit Querträgerstegausenhmung und vollständiger Schweißung mit Doppelkehlnähten entspricht vollständig den Anforderungen. Um die Einleitung Druckkomponente der Seilkraft vom Seilquerträger zum benachbarten Querträger nicht zu beeinflussen wurde jedoch lokal davon abgewichen. Vor dem Stoß im Kragbereich wurden die Längsrippen zwischen Seileinleitungsquerträger und dessen „Nachbarn“ stumpf an das Querträgerstegblech angeschlossen [REDACTED]. Dabei wurde das Stegblech nicht ausgenommen. Für diesen Ausnahmefall sind in DIN-FB 103 Abschnitt 1.3.5.3 folgende Bedingungen einzuhalten:

- nur für Brücken mit leichtem Verkehr
- Querträgerabstand $\leq 2,75$ m
- Besondere Anforderungen an Stahlgüte und Schweißarbeiten

Aufgrund des hohen Schwerlastverkehrs auf der Köhlbrandbrücke entsprechen die vereinzelt stumpf angeschlossen Längsrippen, ohne Stegblechausenhmung, nicht den Anforderungen.

**(d) Querträger**

Die Schweißverbindungen zwischen Querträgersteg/Querträgeruntergurt und Hauptträgerstegblech entsprechen den gültigen Empfehlungen (vgl. DIN-FB 103 Tabelle IV-4 (12) - (15)). In beiden Fällen ist eine Stumpfnaht gefordert und eine K-Naht ausgeführt worden.



6.12. Zusammenfassung

Im Rahmen der rechnerischen Überprüfung der Stahlbrücke werden neben Last- und Schnittgrößenvergleichen mit der Altstatik [1] Spannungsnachweise, Stabilitätsnachweise und Ermüdungsnachweise für verschiedene Bereiche des Tragwerks geführt. In allen diesen Nachweisen zeigen sich Defizite hinsichtlich der Tragwiderstände und auch der Ermüdungsfestigkeiten, die jedoch bis auf einige Ausnahmen nicht als kritisch einzustufen sind.

Die Spannungsnachweise werden nach dem Nachweisverfahren Elastisch-Elastisch (E-E) geführt, dass heißt sowohl die Beanspruchungen als auch die Beanspruchbarkeiten werden auf Grundlage der Elastizitätstheorie berechnet und plastische Tragreserven werden nicht berücksichtigt.

Geringe Überschreitungen der zulässigen Spannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind generell nicht als kritisch zu bewerten, da sie zunächst nur zu einer Abminderung der Sicherheiten führen. Bei größeren Überschreitungen der Tragwiderstände ($\eta < 0,85$) besteht die Gefahr des Übergangs in den plastischen Bereich, was je nach Lage und Funktion eines Bauteils als mehr oder weniger kritisch einzustufen ist.

Im Einzelnen können die Ergebnisse der Spannungsnachweise wie folgt zusammengefasst werden:

- Für das Bodenblech (I), die Untergurtquerträger (V, XX), die Hauptträgerstege (VI), die Längsrippen der Fahrbahnplatte (X), die Randträger (XII) und die Seile (inkl. Seilköpfe) sind die Anforderungen aus den aktuellen Normen ohne bzw. mit vertretbaren Überschreitungen der Tragwiderstände eingehalten.
- Das Dienstwegblech (II) zeigt im Normalbereich zwischen den Seilen keine rechnerische Überbeanspruchung. Im Anschlussbereich der Untergurtquerträger treten vor allem nahe an den Pylonen [REDACTED] und bei Punkt [REDACTED] größere Überschreitungen der Tragwiderstände ($\eta = 0,76$) auf (σ_V).
- Im Deckblech (IX) treten in Fahrbahnmitte, wo eine geringere Stahlgüte [REDACTED] verwendet wurde, sowohl im Normalbereich zwischen den Seilen als auch über den Seileinleitungsquerträgern (XIV) rechnerische Überbeanspruchungen (σ_V) auf ($\eta = 0,70$). Die maßgebenden Stellen liegen hauptsächlich in Feldmitte des Hauptfeldes [REDACTED]
- Die Spannungen (σ_V) der Standard-Obergurtquerträger (XIII) erreichen nur in Fahrbahnmitte am Untergurt, der mit einem Stahl der Güte [REDACTED] ausgeführt wurde [REDACTED], bedenkliche Größenordnungen ($\eta = 0,80$). Aufgrund des nahezu konstanten Querträgerabstandes sind, abgesehen von den stärker ausgebildeten Nachbarn der Seileinleitungsquerträger [REDACTED] [REDACTED] und den Obergurtquerträgern in der Mitte des Hauptfeldes [REDACTED] [REDACTED] alle Standard-Querträger betroffen.
- An den Untergurten der Seileinleitungsquerträger (XIV) treten im Anschlussbereich zu den Hauptträgerstegen teilweise größere Überschreitungen der Tragwiderstände auf ($\eta = 0,80$). Betroffen sind die Seileinleitungsquerträger an den Pylonen [REDACTED] und bei Punkt [REDACTED].

- Die Zugstreben (XV), die die vertikale Seilkraftkomponente in den Untergurt des Versteifungsträgers einleiten, sind rechnerisch an einigen Stellen überbeansprucht. Vor allem die zulässigen Spannungen im Anschlussbereich an die Seileinleitungsquerträger (XIV) sind vielfach deutlich überschritten. Am stärksten betroffen sind die Zugstreben an den Pylonen [REDACTED] und bei Punkt [REDACTED] aber auch alle weiteren Zugstreben zwischen Punkt [REDACTED] in Längsrichtung sind sehr hoch beansprucht.
- Die Seilverankerungen bestehend aus Barren, Ankerplatten, Traversen und Viertelkreisscheiben [REDACTED] weisen allgemein keine oder nur geringe rechnerische Überbeanspruchungen auf. Größere Überschreitungen der Tragwiderstände treten nur in den Verankerungstraversen am Versteifungsträger (XVI) nahe der Pylonen [REDACTED] auf ($\eta = 0,8$). Maßgebend sind Schubspannungen in den Stegen der Traversen und den Anschlussschweißnähten an die äußere Viertelkreisscheibe (XVII).

Bei den Stabilitätsnachweisen handelt es sich im Wesentlichen um Beuluntersuchungen von ebenen Blechfeldern. Vereinzelt werden auch Biegeknicknachweise geführt.

Den Beulnachweisen nach DIN 18800 liegen ebenso wie den Spannungsnachweisen Teilsicherheitsbeiwerte auf der Beanspruchungs- und Widerstandseite zugrunde. Geringe Überschreitungen der Tragwiderstände führen auch hier zunächst zu einer Abminderung dieser Sicherheiten. Erst bei größeren Überschreitungen ($\eta < 0,85$) ist von einer erhöhten Beulgefahr auszugehen.

Im Einzelnen können die Ergebnisse der Stabilitätsnachweise wie folgt zusammengefasst werden:

- Eine Gefahr von Biegeknicken besteht an keiner Stelle des Tragwerks
- Für die Stege der Randträger (XII) und das Dienstwegblech inklusive Beulsteifen (II) sind die Beulnachweise aus den aktuellen Normen ohne bzw. mit vertretbaren Überschreitungen der Tragwiderstände eingehalten.
- An den Stegen der Obergurt-Querträger (XIII) ergeben sich aus den Beulnachweisen Erfüllungsgrade von $\eta = 0,66 - 0,74$. Betroffen sind alle Standard-Querträger außer den stärker ausgebildeten Obergurtquerträgern in der Mitte des Hauptfeldes [REDACTED]
- Die Stege der Seileinleitungsquerträger (XIV) sind rechnerisch stark beulgefährdet ($\eta > 0,52$). Am stärksten betroffen sind die Seileinleitungsquerträger nahe an den Pylonen [REDACTED]
- Für das Bodenblech (I) inkl. Längsrippen (III) besteht bereichsweise die Gefahr von knickstabähnlichem Versagen ($\eta > 0,67$). Maßgebend sind die Punkte [REDACTED] in Brückenlängsrichtung.
- Die Hauptträgerstege (VI) außerhalb des Seileinleitungsbereiches sind nur unterhalb der unteren Längssteife beulgefährdet. Betroffen sind ausschließlich die Stegabschnitte nahe der Pylonen [REDACTED] mit Erfüllungsgraden $\eta = 0,80$.

- Die Hauptträgerstege im Seilkrafteinleitungsbereich sind örtlich verstärkt und ausgesteift. Eine erhöhte Beulgefahr besteht nur in Stegmitte zwischen der zweiten und vierten Längssteife von unten außerhalb des verstärkten Bereiches [REDACTED]. Am stärksten betroffen sind die Seilkrafteinleitungspunkte nahe an den Pylonen [REDACTED] aber auch alle weiteren Seilkrafteinleitungsbereiche zwischen Punkt [REDACTED] und [REDACTED] in Längsrichtung sind als kritisch zu bewerten.

Ermüdungsnachweise werden für den Versteifungsträger sowie die Seile und Seilverankerungen geführt. Für die orthotrope Fahrbahnplatte wird auf die konstruktiven Vorgaben des DIN-FB 103 zurückgegriffen.

Für den Versteifungsträger und die Seilverankerungen besteht keine Ermüdungsgefahr. Die Ermüdungsfestigkeit der Seile sollte möglichst durch entsprechende Tests bestimmt werden. Da keine Versuchsergebnisse vorliegen, wird der Ermüdungsnachweis der Seile auf der sicheren Seite liegend mit den Vorgaben des DIN-Fachberichtes 103 geführt. Aus diesem Nachweis ergibt sich, dass Schädigungen infolge Ermüdung für die insgesamt 8 Seile direkt neben den Pylonen nicht auszuschließen sind. Alle weiteren Seile weisen eine ausreichende Ermüdungsfestigkeit auf.

Die Detailausbildung der orthotropen Fahrbahnplatte entspricht nicht in allen Punkten den Konstruktionsvorgaben des DIN-Fachberichtes 103, so dass eine verminderte Ermüdungsfestigkeit der Fahrbahnplatte nicht auszuschließen ist. Da die konstruktive Durchbildung bei einem Großteil der Brücken mit schadhafter Fahrbahnplatte jedoch wesentlich größere Abweichungen von den Konstruktionsvorgaben des DIN-FB 103 aufweist und an der Strombrücke bisher keine Schäden festgestellt wurden, wird die Situation nicht als kritisch eingeschätzt.

7. Zusammenfassung

7.1. Zustandsbeurteilung

Die Zustandsbeurteilung beruht auf den Ergebnissen der Brücken-Hauptprüfungen der Jahre 2000 und 2007 sowie auf der rechnerischen Überprüfung des Tragwerks. Die für die Brücke in den Prüfprotokollen dokumentierten Schäden und Mängel lassen sich folgenden neun Schadensgruppen zuordnen:

- Schäden an Spanngliedern
- Freiliegende Betonstahlbewehrung
- Betonabplatzungen
- Kiesnester, Hohlstellen
- Alkali-Kieselsäure-Reaktion
- Risse
- Durchfeuchtungen, Ausblühungen, Salzablagerungen
- Schäden am Stahlüberbau
- Schäden an Schrägseilen

Eine Bewertung dieser Schadensgruppen ergibt folgendes Bild:

- Aktuell können an der Köhlbrandbrücke mehr als 5000 Schadstellen festgestellt werden. Viele der Schäden sind typisch für Brücken dieser Bauart und stellen keine Gefährdung dar.
- Generell ist für die Köhlbrandbrücke das **Schadensausmaß** als **durchschnittlich** bis **hoch** einzustufen; ein Vergleich mit Untersuchungen an Spannbetonbrücken von Bundesfernstraßen belegt diese Einschätzung.
- Für die **Spannbetonrampen** sind Schäden relevant, die auf das Eindringen von Wasser in die Betonkonstruktion zurückzuführen sind; Ursachen können Undichtigkeiten in der Konstruktion und den Brückenentwässerungsleitungen sowie Beregnung und Sprühnebel sein, als fördernde Umstände sind Risse ($> 0,3$ mm) und Betonabplatzungen zu werten. Als Folge des eindringenden (ggf. chloridhaltigen) Wassers treten Bewehrungskorrosion sowie Alkali-Kieselsäure-Reaktion auf; beide Schadensarten sind für die Tragwerkssicherheit bedeutsam.
- Hinsichtlich **Bewehrungskorrosion** (Spannstahl und Betonstahl) muss von mittlerer bis hoher Gefährdung ausgegangen werden (neuere Messungen deuten auf aktiv ablaufende Korrosion in der Fahrbahnplatte hin). Durch das Unterbinden des Wasserzutritts bzw. die Sanierung undichter Stellen kann Bewehrungskorrosion verringert werden, vollständig verhindern lässt sie sich mit vertretbarem Aufwand aber nicht.
- **Alkali-Kieselsäure-Reaktion** stellt für die Spannbetonrampen eine anhaltende große Gefährdung dar. Gefügeschädigungen, Netz- und Schalenrisse oder Betonabplatzungen können die Folge sein. Bis heute liegen keine Forschungsergebnisse vor, die eine Prognose der zeitlichen Entwicklung von

Alkali-Kieselsäure-Reaktion erlauben würden. Grundsätzlich sind Zuschläge, die alkalireaktive Kieselsäure enthalten dauerhaft reaktionsfähig; so kann auch bei über 30 Jahre alten Bauten bei Feuchtigkeit Zutritt Alkali-Kieselsäure-Reaktion auftreten.

- Oberflächenschäden, die aufgrund von Alkali-Kieselsäure-Reaktion auftreten (z.B. Netzsrisse), führen zu einem erleichterten Eindringen von Wasser; dies kann Frostschäden, Bewehrungskorrosion und eine Verstärkung der Alkali-Kieselsäure-Reaktion zur Folge haben.
- Für die Zustandsbeurteilung sind zudem **Risse** zu beachten, besonders solche, die in Bereichen hoher Beanspruchung vorliegen (z.B. Schrägsrisse in den Stegen). Das Entstehen von Rissen kann in der Regel aufgrund der Vielzahl möglicher Einflüsse rechnerisch nicht abschließend geklärt werden. Bei der Köhlbrandbrücke muss dennoch vermutet werden, dass die Rissbildung in einigen Fällen eine sicherheitsrelevanten Schädigungen darstellt.
- Von besonderer Bedeutung ist die Tatsache, dass sowohl die **Anzahl der Schäden** als auch das **Schadensausmaß** im Zeitraum zwischen 2000 und 2007 **deutlich zugenommen** haben.
- Die **Stahlbrücke** weist generell nur wenige Schäden auf. Es können insbesondere keine Schäden aus Spannungsüberschreitungen (z.B. plastische Deformationen, Risse) festgestellt werden.
- Zu beachten sind die Schäden am Korrosionsschutz der Schrägseile, die im April/August 2007 festgestellt wurden.

Anmerkung: Eine zeitliche Prognose bezüglich des Schädigungsfortschritts ist aufgrund der Komplexität der mechanischen und physikalisch-chemischen Wechselwirkungen nicht möglich. Entsprechende Rechenmodelle erfassen jeweils einzelne Einflüsse unter Standardbedingungen; eine Übertragung auf konkrete Tragwerke ist in der Regel nicht möglich. In der praktischen Anwendung hat sich deshalb die "Beobachtungsmethode" etabliert, die für ein über einen gewissen Zeitraum "überwachtes" Bauwerk zuverlässige Beurteilungsgrundlagen liefert. Die hier vorgenommene Beurteilung und die nachfolgenden Maßnahmenempfehlungen bauen auf diesem Vorgehen auf.

Aus statischer Sicht weisen die **Spannbetonrampen** der Köhlbrandbrücke nur geringe Mängel auf; über weite Bereiche sind die Biege- und Querkrafttragfähigkeit trotz der im Vergleich zur Altstatik höheren Lasten gewährleistet. Dennoch liegen einige Schwachstellen vor; die wichtigsten sind:

- Die Stützbereiche der längeren Spannweiten der Westrampe weisen bezüglich Querkraft ungenügende Erfüllungsgrade auf ($\eta < 0,7$); kritisch ist dabei der Stegbeton (Druckstreben) entlang der unteren Kastenplatte.
- Die für eine einwandfreie Einleitung der Querkräfte in die Brückenlager erforderliche Bewehrung fehlt (indirekte Lagerung).

Zu beachten ist allerdings, dass in den Berechnungen von einem einwandfreien Zustand des Tragwerks ausgegangen wird; Abweichungen davon (vgl. oben) führen zu einer Reduktion der Sicherheit und folglich zu einer ggf. von den Rechenergebnissen abweichenden Einschätzung. Unter Berücksichtigung der vorliegenden Schäden und Mängel kann für die **Spannbetonrampen** insgesamt ein

schadhafter Zustand, für einzelne Komponenten allerdings ein schlechter Zustand festgestellt werden; diese Einstufung bedingt das Ergreifen weiterer Maßnahmen (siehe Kapitel 7.3).

Anmerkung: Der Beurteilung des Tragwerks liegt folgende Einstufung zugrunde: *guter Zustand*, *annehmbarer Zustand*, *schadhafter Zustand*, *schlechter Zustand*, *alarmierender Zustand*.

In der rechnerischen Überprüfung der **Stahlbrücke** ergeben sich an vielen Stellen Defizite hinsichtlich der Tragwiderstände und auch der Ermüdungsfestigkeiten, die jedoch - auch in Anbetracht des relativ guten Zustands des Tragwerks - nicht als gravierend einzustufen sind. Dennoch treten in einigen Einzelbauteilen bzw. Querschnittsbereichen rechnerische Überbeanspruchungen auf, die nicht außer Acht gelassen werden sollten; betroffen sind vor allem folgende Stellen:

- In den Ober- und Untergurten der Obergurtquerträger in Fahrbahnmitte ($\eta > 0,70$ bis $0,80$), in den Untergurten der Seileinleitungsquerträger im Anschlussbereich an die Hauptträgerstege ($\eta > 0,80$) und in den Zugstreben zur Weiterleitung der Seilkraft in den Untergurt des Versteifungsträgers ($\eta > 0,67$) treten mehrfach nicht zu vernachlässigende Überschreitungen der zulässigen Normal- bzw. Vergleichsspannungen auf.
- Die Kragtraversen im Bereich der unteren Verankerungen der Seile [REDACTED] weisen in den Stegen und Anschlussschweißnähten größere rechnerische Überbeanspruchungen infolge Schubspannungen auf ($\eta = 0,80$).
- Im Dienstwegblech treten im Bereich der Einleitung der Zugstrebenkraft Spannungsspitzen auf ($\eta > 0,76$).
- In den Stegen fast aller Obergurtquerträger sowie in Teilbereichen der Hauptträgerstege ist von einer erhöhten Beulgefahr auszugehen ($\eta > 0,52$).
- Für das Bodenblech besteht bereichsweise die Gefahr knickstabähnlichen Versagens ($\eta > 0,67$).
- Die Seile [REDACTED] weisen eine rechnerisch ungenügende Ermüdungsfestigkeit auf ($\eta = 0,66$).
- Die Detailausbildung der orthotropen Fahrbahnplatte lässt eine verminderte Ermüdungsfestigkeit vermuten.

Die Überbeanspruchungen treten in den Obergurtquerträgern über die gesamte Brückenlänge gleichermaßen auf, ansonsten aber vorwiegend in den Verankerungsbereichen der Seile [REDACTED]. Im Rahmen der Überprüfung der Stahlbrücke konnten nicht alle erforderlichen Nachweise geführt werden. Für die meisten Bereiche des Tragwerks kann eine Überbeanspruchung jedoch durch Last- und Schnittgrößenvergleiche ausgeschlossen werden. Einzig beim Längsanschlag am Pylon West ergeben sich durch die Lastvergleiche Hinweise auf eventuelle Schwachstellen.

Trotz der stellenweise nicht unerheblichen rechnerischen Überbeanspruchungen kann, unter Berücksichtigung des geringen Schädigungsgrades, für die **Stahlbrücke** insgesamt ein **annehmbarer Zustand** festgestellt werden.

Die sich aus der rechnerischen Überprüfung für Spannbetonrampen und Stahlbrücke ergebenden Defizite werden durch die Erfüllungsgrade η quantifiziert. Berücksichtigt man die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen und Widerstände, bedeuten Erfüllungsgrade im Bereich $0,60 < \eta < 1,0$ eine Reduzierung der Sicherheiten, jedoch keine akute Versagensgefahr. Über diese Sicherheiten hinaus bestehen für einzelne Bauteile auch plastische Tragreserven. Die errechneten Erfüllungsgrade liegen nahezu alle bei $\eta > 0,60$. Die Anordnung von Sofortmaßnahmen ist deshalb nicht erforderlich.

Bezüglich Materialermüdung stellen einzelne Schweißnähte der Stahlbrücke sowie die Kragplattenanschnitte der Spannbetonrampen mögliche Schwachstellen dar. Diese sollten weiter beobachtet und ggf. unter Beachtung der tatsächlichen Verkehrslasten eingehend überprüft werden.

7.2. Folgerungen

Gegenüber dem mit dem Zwischenbericht (Nr. 1009-01) vom 20. November 2007 dokumentierten Bearbeitungsstand wurden deutliche Fortschritte erzielt: Heute liegen detaillierte Kenntnisse zum Zustand der Köhlbrandbrücke vor, es können Gefährdungen und Defizite benannt und teilweise quantifiziert werden, und die weiterführenden Maßnahmen lassen sich konkretisieren. Die im Zwischenbericht beschriebenen Folgerungen behalten jedoch weitgehend ihre Gültigkeit. Es handelt sich dabei nicht um aus den Berechnungen und Zustandsprüfungen entwickelte Fakten, sondern um aus der Zustandsbeurteilung und Erfahrungswerten abgeleitete Nutzungsszenarien. Dieses Vorgehen ist deshalb angezeigt und sinnvoll, weil sich weder die Schadensentwicklung noch die Maßnahmen- und Investitionsplanung ausreichend genau prognostizieren lassen.

Bei mit der Köhlbrandbrücke vergleichbaren Bauwerken wird üblicherweise von einer Nutzungsdauer von 80 bis 100 Jahren ausgegangen. Die Köhlbrandbrücke hat demnach noch - eine kontinuierliche Instandhaltung vorausgesetzt - eine planmäßige Restnutzungsdauer von ca. 50 Jahren. Grundsätzlich gilt, dass der Aufwand für die Überwachung des Bauwerks sowie für Verstärkungs- und Instandhaltungsmaßnahmen mit fortschreitender Nutzungsdauer zunimmt. Für die Instandhaltungsplanung bzw. die Anordnung einzelner Maßnahmen sind deshalb die Faktoren Schädigungsfortschritt und Kostenentwicklung bedeutsam; eine ausreichende Tragwerkssicherheit und eine uneingeschränkte Nutzung (Verkehr) muss dabei gewährleistet werden.

Aus heutiger Sicht lässt sich festhalten, dass die planmäßige Restnutzungsdauer der Spannbetonrampen mit vertretbarem Aufwand nicht erreicht werden kann, für die Stahlbrücke ist dies hingegen möglich. Daraus lassen sich die folgenden Nutzungsszenarien ableiten und korrespondierende Instandhaltungsmaßnahmen formulieren:

Nutzungsszenario A - Erhaltungsziel 20 Jahre

Das Nutzungsszenario A bedeutet, dass für die Köhlbrandbrücke - insbesondere auch für die Rampen - eine Restnutzungsdauer von 20 Jahren zu gewährleisten ist. Dieses Ziel kann durch die Anordnung folgender Maßnahmen erreicht werden:

- a) Weiterführende Untersuchungen; es sind dies z.B. Probeentnahmen, Verkehrserhebungen sowie weitere Inspektionen und rechnerische Überprüfungen (Phase 2).
- b) Bei Bedarf Verstärkung einzelner Tragwerkskomponenten der Spannbetonrampen und der Stahlbrücke.
- c) Systematische Überwachung des Tragwerks z.B. durch Messungen (Monitoring) und durch verkürzte Inspektionsintervalle.
- d) Übliche Instandhaltung/Erneuerung aller Tragwerksteile.

Ziel der aufgeführten Maßnahmen ist es, die weitere (uneingeschränkte) Nutzung der Brücke sicherzustellen und den Schädigungsfortschritt zu verlangsamen.

Eine Kostenermittlung für die Maßnahmen a) bis c) ist noch nicht möglich. Ein Schätzwert kann einzig für die Maßnahme d) angegeben werden: Für die übliche Instandhaltung und Erneuerung aller Tragwerksteile ist mit Kosten von ca. 1,5 Mio. € pro Jahr zu rechnen (Erfahrungswert), so dass dies als minimaler Aufwand angesehen werden kann.

Nutzungsszenario B - Erhaltungsziel 20 bis 50 Jahre

Eine Restnutzungsdauer von mehr als 20 Jahren bedingt einen unverhältnismäßig großen Aufwand für Überwachung, Verstärkung und Instandhaltung der Brücke. Es sind die Maßnahmen a) bis d) aus dem Nutzungsszenario A vorzusehen, wobei damit zu rechnen ist, dass sowohl die jährlichen als auch die Kosten für gezielte Eingriffe (Maßnahme b)) stark zunehmen werden. Schließlich dürften die Gesamtkosten aus dem Nutzungsszenario C erreicht oder sogar überschritten werden.

Nutzungsszenario C - Erhaltungsziel ≥ 50 Jahre

Die Erreichung des Nutzungsziels von 50 (und mehr) Jahren erfordert ein schrittweises Vorgehen:

- 1) Anordnung der Maßnahmen a), c) und d) aus Nutzungsszenario A.
- 2) Ersatz der kompletten Spannbetonrampen; diese werden an gleicher Stelle in Etappen neu gebaut, wobei der Verkehr während der Bauzeit auf temporäre Hilfsbrücken umgeleitet wird.
- 3) Übliche Instandhaltung/Erneuerung aller (verbleibenden) Tragwerksteile.

Der Umfang der aufgeführten Maßnahmen und das konkrete Vorgehen können erst festgelegt werden, wenn eine Entscheidung darüber vorliegt, wann mit dem Ersatz der Rampen begonnen wird, da die Maßnahmen auf den dann vorliegenden Zustand der Brücke abzustimmen sind. Eine Kostenschätzung für die Maßnahmen 1) und 3) ist noch nicht möglich. Für den Ersatz der Rampen (Maßnahme 2) muss mit Kosten von mindestens 90 Mio. € gerechnet werden.

7.3. Maßnahmenempfehlungen

Die an der Köhlbrandbrücke festgestellten Schäden und Mängel erfordern es, weiterführende Untersuchungen vorzusehen. Dies ergibt sich anhand der in diesem Bericht (Phase 1) dokumentierten Ergebnisse sowie aufgrund der aus Zeitgründen nicht detailliert überprüften Konstruktionsdetails oder Schädigungsmechanismen. Aus den in Kapitel 7.2 skizzierten Nutzungsszenarien geht hervor, dass - unabhängig von der Festlegung bezüglich des Erhaltungsziels - die Maßnahme a) aus Nutzungsszenario A (bzw. die Phase 2 der Untersuchungen) ausgelöst werden sollte. Mit Blick auf die Tragwerkssicherheit und die weitere (uneingeschränkte) Nutzung der Brücke ist es aber dennoch wichtig, die Frage nach dem Nutzungsszenario möglichst zeitnah zu klären.

Die nachfolgenden Empfehlungen beziehen sich folglich auf die Phase 2 der Untersuchungen (siehe auch Kapitel 1.2). In einem ersten Schritt sollte in Absprache mit Vertretern der *Hamburg Port Authority* ein detaillierter Maßnahmenplan erstellt werden; dieser sollte sowohl die in nächster Zeit vorgesehenen Instandhaltungsmaßnahmen als auch mögliche ergänzende Inspektionen und messtechnische Überprüfungen beinhalten, wobei folgende Maßnahmen in Betracht kommen:

- Für Bauteile mit Erfüllungsgraden $\eta < 0,85$ werden außerplanmäßige Inspektionen empfohlen, um mögliche Überbeanspruchungen anhand von Rissen, Abplatzungen oder plastischen Verformungen erkennen zu können.
- Für ausgewählte Schwachstellen und Schäden sollten die Möglichkeiten der messtechnischen Überprüfung abgeklärt werden (Verformungen, Relativverschiebungen, Dehnungen, Schwingungen). Belastungsversuche sind in Betracht zu ziehen, da damit wertvolle Hinweise auf die Steifigkeiten der Tragwerkskomponenten und den Kraftfluss gewonnen werden können.
- In den Spannbetonrampen sollten gezielte Nachinspektionen durchgeführt und Baustoffproben entnommen werden (Risse, Bewehrungskorrosion, Alkali-Kieselsäure-Reaktion).
- Im Hinblick auf die weiterführende Überprüfung kritischer Tragwerkskomponenten sollten Verkehrserhebungen (Verkehrsmengen, Fahrzeuggewichte) durchgeführt werden; darauf aufbauend können (ggf. verschiedene) Verkehrsentwicklungsszenarien erarbeitet werden.
- Für einige der identifizierten Schwachstellen und Schäden sind ergänzende rechnerische Überprüfungen - unter Beachtung der durch die hier aufgeführten Maßnahmen neu hinzu gewonnen Erkenntnisse - durchzuführen.

Ziel der Untersuchungen ist die Entwicklung eines detaillierten Vorgehensvorschlags für zukünftige Instandhaltungs- und Verstärkungsmaßnahmen.

Hamburg, 25. April 2008