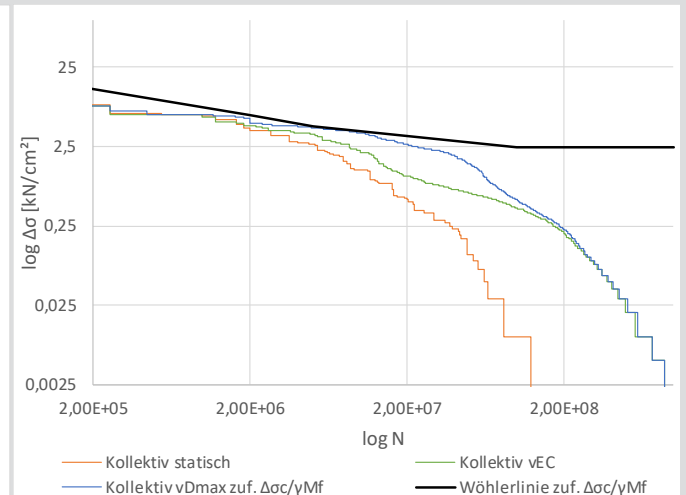
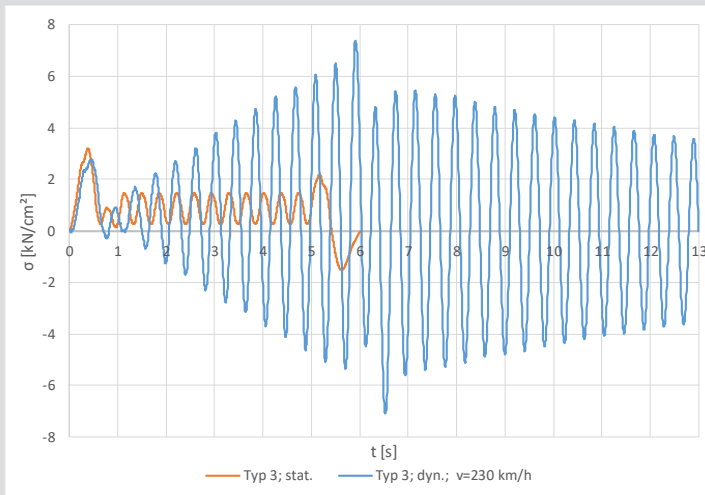


Ermüdungsverhalten aufgrund statischer versus dynamischer Zugsüberfahrten für die Haupttragelemente einer Stabbogenbrücke



D-5/81/2019

Petra Almer, BSc.
 Institut für Stahlbau
 Technische Universität Graz

Ermüdungsverhalten aufgrund statischer versus dynamischer Zugsüberfahrten für die Haupttragelemente einer Stabbogenbrücke

Masterarbeit

Zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieurin

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften – Konstruktiver Ingenieurbau

Eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Fakultät für Bauingenieurwissenschaften – Institut für Stahlbau

Betreuer

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Harald UNTERWEGER

Dipl.-Ing. Andreas SCHÖRGHOFER-QUEIROZ, BSc

Verfasser

Petra Almer, BSc

Graz, Dezember 2019

Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

Datum

Unterschrift

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich ein paar dankende Worte aussprechen.

Ich möchte ein großes Dankeschön an Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Harald Unterweger richten, dass mir die Möglichkeit gegeben wurde, dieses interessante Thema als meine Masterarbeit am Institut für Stahlbau bearbeiten zu dürfen.

Ein besonderer Dank gilt Dipl.-Ing. Andreas Schörghofer-Queiroz, BSc, der mich über die gesamte Zeit der Erstellung dieser Masterarbeit hervorragend betreut hat und stets ein offenes Ohr für meine Fragen hatte.

Das größte Dankeschön richtet sich an meine Eltern, Gudrun und Johann, die es mir überhaupt erst ermöglichten dieses Studium zu absolvieren und die immer hinter mir stehen. Ohne ihre Unterstützung und ihren Rückhalt wäre das alles nicht möglich gewesen.

Auch bei meiner Schwester Maria möchte ich mich ganz herzlich bedanken, dass sie mir stets mit Rat und Tat beiseite steht und immer für mich da ist. Auch bei meinem Schwager Christian möchte ich mich bedanken, der mir mit seinem umfangreichen Wissen in meinem Studium stets zur Hilfe war.

Ein besonderes Dankeschön geht auch an meinen Freund Daniel, der mich nicht nur während des Studiums, sondern in allen Lebenslagen unterstützt und immer für mich da ist. Es ist schön dich an meiner Seite zu wissen.

Kurzfassung

Zur Beurteilung des Ermüdungsverhaltens bei Eisenbahnbrücken wird im Allgemeinen eine statische Berechnung zugrunde gelegt. Die Zugsüberfahrten werden hierbei statisch simuliert. Hat der Zug dabei die Brücke verlassen, so liegen auch keine Schnittgrößen und Spannungen mehr vor. Ein Nachschwingen der Brücke, welches in der Realität auftritt, kann bei der statischen Betrachtung nicht erfasst werden. Führt man allerdings eine dynamische Berechnung durch, bei welcher die Zugsüberfahrt dynamisch simuliert wird, so können auch diese Nachschwingungen erfasst werden.

Diese können bei einer dynamischen Berechnung zu deutlich mehr Spannungsspielen führen, als bei einer statischen Berechnung auftreten. Außerdem können Resonanzerscheinungen bei statischer Betrachtung nicht erfasst werden, welche aber großen Einfluss auf den Spannungsverlauf haben können.

Daher wird im Zuge dieser Masterarbeit das Ermüdungsverhalten einer zweigleisigen, stählernen Eisenbahnbrücke mit durchgehendem Schotterbett anhand einer statischen bzw. einer dynamischen Berechnungsweise untersucht. Es sollen Antworten auf die Fragen gefunden werden, ob eine dynamische Berechnung zu höheren Schädigungen führt, als eine statische und ob damit die Vorhersage von Ermüdungsschäden basierend auf einer statischen Berechnung unterschätzt werden würde.

Abstract

For evaluating the fatigue behaviour of a railway bridge, in generally a static calculation is used. In this case the train crossing is simulated statically. If the train has left the bridge after the static crossing, there are no more internal forces and stresses. The free vibration of the bridge, which always occurs in reality, cannot be detected by static simulation. In the case of a dynamic calculation or dynamic train crossing, these free vibrations can also be detected.

Due to the free vibrations, which are detected in a dynamic calculation, the number of stress ranges can be significantly higher than due to a static calculation. In addition, in a static calculation, resonance effects caused by trains at certain speeds cannot be detected. But these effects can enormously increase the stresses.

Therefore, this master thesis examines the fatigue behaviour of a two-track steel railway bridge with a continuous ballast bed on the basis of a static and a dynamic calculation method. The results are compared to provide an answer to the question of whether a dynamic calculation leads to higher fatigue damage than a static one and whether a static calculation would underestimate the prediction of fatigue damage.

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis	I
1. Einführung	1
1.1. Allgemeines.....	1
1.2. Aufgabenstellung und Zielsetzung	3
1.3. Aufbau der Arbeit.....	3
1.4. Verwendete Softwarepakete.....	4
2. Grundlagen der Ermüdung	5
2.1. Ermüdungsnachweis mit Lastmodell 71 aus ÖNORM EN 1991-2.....	5
2.1.1. Ermittlung der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite bei zwei Millionen Lastwechseln $\Delta\sigma_{E,2}$	6
2.1.2. Ermüdungsfestigkeit	9
2.1.3. Ermüdungsnachweis.....	11
2.2. Ermüdungsnachweis mit Betriebszügen der Typen 1 bis 8 aus ÖNORM EN 1991-2...12	
2.2.1. Simulation der Betriebszugsüberfahrt.....	14
2.2.2. Dynamische Beiwerte bzw. dynamische Erhöhung bei der Betriebszugssimulation	14
2.2.3. Zählverfahren – Reservoir-Methode.....	16
2.2.4. Gesamtkollektivbildung für 100 Jahre Lebensdauer	18
2.2.5. Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner	19
2.2.6. Ermüdungsnachweis.....	20
2.2.7. Umrechnung eines mehrstufigen Spannungskollektivs in ein Einstufenkollektiv	20
3. Berechnungsgrundlagen	23
3.1. Modellbildung.....	23
3.1.1. Querschnitte.....	26
3.1.1.1. Material	26
3.1.1.2. Hauptträger	27
3.1.1.3. Bogen	29
3.1.1.4. Querträger.....	38
3.1.1.5. Längsrippen.....	40
3.1.1.6. Bogenquerriegel	40
3.1.1.7. Hänger	41
3.1.2. Modellierung in RFEM	42

3.1.2.1.	Fahrbahnquerschnitt	43
3.1.2.2.	Bogen	43
3.1.2.3.	Lagerungsbedingungen	44
3.2.	Lastaufbringung bzw. Lastverteilung	48
3.3.	Spannungsberechnung aus Betriebszugsüberfahrt	51
3.4.	Symmetrieannahmen	54
4.	Statische Berechnung und Ermittlung von $\Delta\sigma_{E,2}$	57
4.1.	Lastmodell 71 aus ÖNORM EN 1991-2	57
4.1.1.	Untersuchte Stellen	59
4.1.2.	Berechnung der Spannungs-Zeit-Verläufe mittels Spannungseinflusslinien	62
4.1.2.1.	Einflusslinien und Auswertung für Hauptträger (HT) A – Viertelpunkt	67
4.1.2.2.	Einflusslinien und Auswertung für Hauptträger (HT) A – Mitte	75
4.1.2.3.	Einflusslinien und Auswertung für Bogen A – Viertelpunkt	78
4.1.2.4.	Einflusslinien und Auswertung für Bogen A – Mitte	81
4.2.	Überfahrt der Betriebszüge der Typen 1 bis 8 aus ÖNORM EN 1991-2	84
4.2.1.	Lastfallgenerierung	85
4.2.2.	Dynamische Beiwerte bzw. dynamische Erhöhung	86
4.2.3.	Ergebnisse – statische Betriebszugkollektive für 100 Jahre	86
4.3.	Vergleich der $\Delta\sigma_{E,2}$ beider Varianten	91
5.	Dynamische Berechnung der Betriebszugsüberfahrt	95
5.1.	Belastung	96
5.1.1.	Achslasten	96
5.1.2.	Massen	97
5.2.	Simulation einer dynamischen Zugsüberfahrt	97
5.2.1.	Zeitdiagramme	97
5.2.2.	Untersuchter Geschwindigkeitsbereich	99
5.3.	Berechnungsmethode	101
5.3.1.	Allgemeines	101
5.3.1.1.	Newmark-Verfahren	101
5.3.1.2.	Modalanalyse	102
5.3.2.	Berechnungsparameter	103
5.3.2.1.	Freiheitsgrade	103
5.3.2.2.	FE-Netz	103

5.3.2.3.	Zeitschritte.....	104
5.3.2.4.	Dämpfung.....	105
5.3.3.	Wahl der Berechnungsmethode.....	107
5.3.3.1.	Vergleich des Newmark-Verfahrens anhand unterschiedlicher Parameter	107
5.3.3.2.	Vergleich des Newmark-Verfahrens mit der Modalanalyse	110
5.3.3.3.	Vergleich von unterschiedlichen Zeitschritten Δt bei der Speicherung.....	113
5.3.3.4.	Übersicht der gewählten Parameter	116
5.4.	Erhöhung der Ergebnisse aus der dynamischen Berechnung	116
5.4.1.	Erhöhung der Spannungen.....	116
5.4.2.	Erhöhung der Beschleunigungen	117
5.5.	Ergebnisse – dynamische Kollektive	117
5.6.	Ergebnisse – Tragwerksbeschleunigung.....	118
6.	Schädigungsberechnung.....	123
6.1.	Grundlagen und Festlegungen der Schädigungsberechnung.....	123
6.1.1.	Auszuwertende Spannungskollektive	123
6.1.2.	Überlagerung der dynamischen Schädigungsergebnisse.....	124
6.1.2.1.	Schädigungen zufolge v_{EC} für 100 Jahre Lebensdauer	124
6.1.2.2.	Schädigungen zufolge v_{Dmax} für 100 Jahre Lebensdauer	124
6.2.	Variante I – minimal erforderliche Ermüdungsfestigkeit für 100 Jahre – $\Delta\sigma_{c,min,100\text{ Jahre}}$	125
6.2.1.	Schädigungen zufolge $\Delta\sigma_{c,min,100\text{ Jahre}}$	127
6.2.1.1.	Schädigungen zufolge statischer Berechnung – D_{stat}	128
6.2.1.2.	Schädigungen zufolge dynamischer Berechnung – D_{dyn}	134
6.2.1.3.	Gegenüberstellung der Schädigungen zufolge statischer und dynamischer Berechnung – D_{dyn}/D_{stat}	142
6.3.	Variante II – $\Delta\sigma_c$ zufolge ÖNORM EN 1993-1-9	148
6.3.1.	Kerbfälle zufolge ÖNORM EN 1993-1-9.....	148
6.3.1.1.	Teilsicherheitsbeiwert γ_{Mf}	148
6.3.1.2.	Ermüdungsfestigkeiten am Hauptträger	148
6.3.1.3.	Ermüdungsfestigkeiten an den Bögen.....	151
6.3.2.	Schädigungen zufolge $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$	153
6.3.2.1.	Schädigungen zufolge statischer Berechnung – D_{stat}	153

6.3.2.2.	Schädigungen zufolge dynamischer Berechnung – D_{dyn}	157
6.3.2.3.	Gegenüberstellung der Schädigungen zufolge statischer und dynamischer Berechnung – $D_{\text{dyn}}/D_{\text{stat}}$	160
6.4.	Gegenüberstellung beider Varianten zur Größe von $\Delta\sigma_c$	165
6.4.1.	Schädigungen zufolge statischer Berechnung – D_{stat}	167
6.4.2.	Schädigungen zufolge dynamischer Berechnung – D_{dyn}	169
6.4.3.	Gegenüberstellung der Schädigungen zufolge statischer und dynamischer Berechnung – $D_{\text{dyn}}/D_{\text{stat}}$	173
7.	Zusammenfassung und Ausblick	179
7.1.	Zusammenfassung.....	179
7.2.	Ausblick.....	180
8.	Literaturverzeichnis	183

1

1. Einführung

1.1. Allgemeines

Zur Beurteilung des Ermüdungsverhaltens bei Eisenbahnbrücken wird im Allgemeinen eine statische Berechnung zugrunde gelegt. Das bedeutet, dass die Überfahrten der Züge statisch simuliert werden. Im Wesentlichen werden dabei die Lasten der Züge stets um ein gewisses Maß nach vorne gerückt und so in weiterer Folge für jede Lastposition, die Schnittgrößen und Spannungen berechnet. In weiterer Folge werden die Größe und die Häufigkeit von Spannungsänderungen ermittelt. Hat der Zug bei dieser statischen Zugsüberfahrt die Brücke verlassen, so liegen auch keine Schnittgrößen und Spannungen mehr vor. Ein Nachschwingen der Brücke, welches in der Realität stets auftritt, kann bei so einer Betrachtung nicht erfasst werden. Führt man allerdings eine dynamische Berechnung durch und simuliert die Zugsüberfahrt dynamisch, so können auch diese Nachschwingungen erfasst werden. Die Schwingungen welche nach Verlassen des Zuges von der Brücke auftreten, können dabei sehr lange anhalten, wegen der geringen Dämpfung bei Stahltragwerken.

Die „Richtlinie für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken“ [1] schreibt einen Vergleich der Schnittgrößen zufolge einer statischen und einer dynamischen Berechnung vor, sofern eine dynamische Berechnung des betrachteten Tragwerks erforderlich ist. Sind die dynamischen Schnittgrößen höher als die statischen, so werden unter gewissen Bedingungen die Ermüdungslasten der statischen Berechnung um einen Prozentsatz erhöht, welcher sich aus der Differenz der maximalen dynamischen Schnittgröße zur statischen ergibt. Die Anzahl der Spannungsspiele bleibt hierbei jedoch unverändert. Der Ermüdungsnachweis wird dann also aufgrund der statischen Berechnung mit erhöhten ermüdungswirksamen Lasten geführt. [1]

Für das Führen eines Ermüdungsnachweises ist die Kenntnis über die Anzahl und die Größe der auftretenden Spannungsänderungen (Spannungsspiele $\Delta\sigma$) aufgrund der Zugsüberfahrten von großer Bedeutung. Durch das Vorhandensein der Nachschwingungen bei einer dynamischen Betrachtung kann die Anzahl solcher Spannungsänderungen bzw. Spannungsspiele deutlich größer sein als bei einer statischen. Zudem können bei einer statischen Berechnung Resonanzerscheinungen, welche durch Züge bei gewissen Geschwindigkeiten hervorgerufen werden, nicht erfasst werden. Solche können aber die vorliegenden Spannungen enorm erhöhen.

1. Einführung

Daher wird im Zuge dieser Masterarbeit das Ermüdungsverhalten einer zweigleisigen, stählernen Eisenbahnbrücke mit durchgehendem Schotterbett anhand einer statischen bzw. einer dynamischen Berechnungsweise untersucht. Die Ergebnisse der Ermüdungsberechnungen werden gegenübergestellt, um eine Antwort auf die Frage zu liefern, ob eine dynamische Berechnung zu höheren Schädigungen führt, als eine statische und ob damit die Vorhersage von Ermüdungsschäden basierend auf einer statischen Berechnung unterschätzt werden würde.

In Abbildung 1.1 werden für den Viertelpunkt des Hauptträgers, der in dieser Masterarbeit untersuchten Stabbogenbrücke, die Spannungsverläufe aufgrund einer statischen mit jenen einer dynamischen Berechnung gegenübergestellt und dargestellt. Jener Punkt am Querschnitt, an welchen diese Spannungen ermittelt wurden, wird in Abbildung 1.2 mit einem roten Kreis hervorgehoben. Die gezeigten Spannungen wurden aufgrund der Überfahrt des Betriebszuges Typ 3 der ÖNORM EN 1991-2 [2] ermittelt. Bei Betrachtung der Spannungsverläufe zeigt sich, dass nachdem der Zug bei der statischen Berechnung die Brücke verlassen hat (oranger Verlauf), keine Schwingungen mehr vorliegen. Bei der dynamischen Berechnung hingegen kann ein Nachschwingen der Brücke erfasst werden und man sieht, dass noch lange nach Verlassen des Zuges von der Brücke Spannungen mit nicht unbedeutender Größe vorliegen. Ebenfalls ist deutlich erkennbar, dass die Spannungen welche aufgrund der dynamischen Berechnung auftreten, deutlich größer sind, als jene zufolge der statischen Berechnungsweise. Das resultiert daraus, dass dieser Zug bei der vorliegenden Geschwindigkeit Resonanzerscheinungen hervorruft.

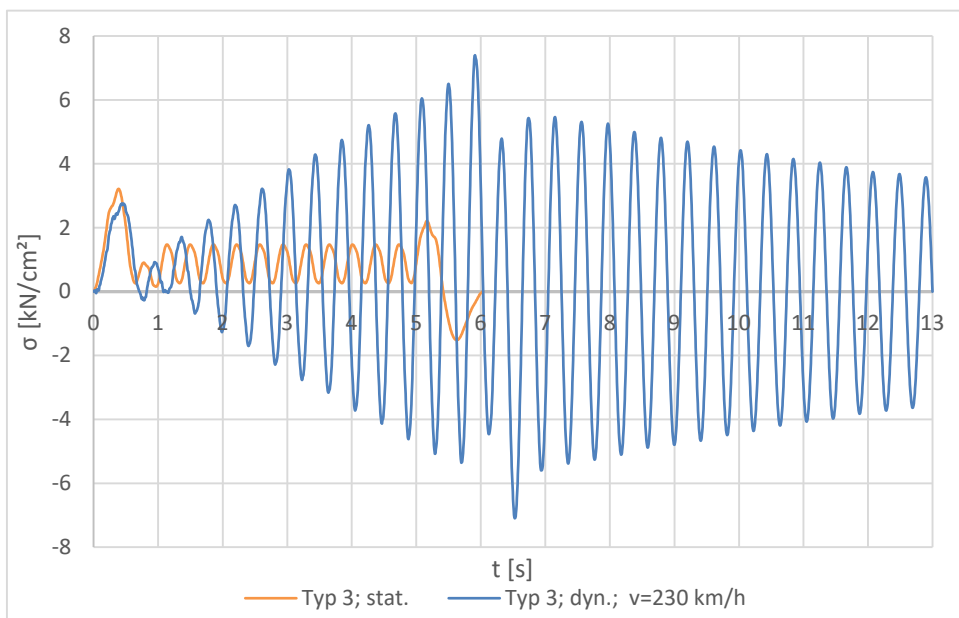


Abbildung 1.1: Spannungsverlauf anhand statischer bzw. dynamischer Berechnung bei Zugüberfahrt des Typs 3 im Viertelpunkt der Brücke

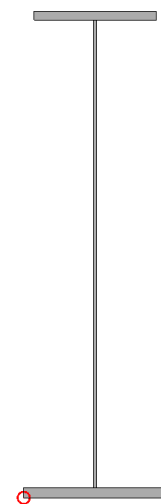


Abbildung 1.2: untersuchter Punkt am Querschnitt des Hauptträgers

Diese angeführten Umstände können sich enorm auf das Ermüdungsverhalten auswirken. Bei Untersuchung der Ermüdung basierend auf einer statischen Berechnung der Spannungsspiele kann somit die Vorhersage von Ermüdungsschäden deutlich unterschätzt werden.

1.2. Aufgabenstellung und Zielsetzung

In der vorliegenden Masterarbeit wird das Ermüdungsverhalten, zum einen basierend auf einer statischen Berechnung und zum anderen auf Grundlage einer dynamischen Berechnung, untersucht. Nach jeweiliger Simulation der Zugsüberfahrten werden die Spannungsspiele ausgezählt und die Beanspruchungskollektive ermittelt. Dann werden mithilfe der Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner die zu erwartenden Ermüdungsschädigungen berechnet. Die Ergebnisse zufolge der statischen Berechnung werden mit jenen der dynamischen Berechnung verglichen. Das Ziel dieser Masterarbeit ist es, feststellen zu können, ob bei einer dynamischen Berechnung signifikant höhere Schädigungen auftreten als zufolge einer üblichen statischen Berechnung.

Die Berechnungen werden an einer zweigleisigen stählernen Stabbogenbrücke mit durchgehendem Schotterbett durchgeführt. Das Ermüdungsverhalten wird dabei an den Haupttragelementen, dies sind Hauptträger und Bogen, für eine zugrunde gelegte Lebensdauer von 100 Jahren untersucht. Den Berechnungen werden nur Vertikallasten aus Verkehr zugrunde gelegt, horizontale Belastungen werden gänzlich vernachlässigt.

1.3. Aufbau der Arbeit

In diesem einleitenden Kapitel 1 wird die Aufgabenstellung und die Zielsetzung dieser Masterarbeit erklärt. Außerdem wird nachfolgend eine Übersicht über die vorhandenen Kapitel angeführt.

Im Kapitel „2. Grundlagen der Ermüdung“ werden Erläuterungen und Grundlagen der Ermüdung angeführt, welche die Basis sind, um sich mit der Thematik auseinandersetzen zu können. Es wird auch in gewissem Maße der Stand der Technik bezüglich der Praxisanwendung wiedergegeben.

In Abschnitt „3. Berechnungsgrundlagen“ werden alle Grundlagen, auf denen die Berechnungen basieren, festgehalten. Dies umfasst zum einen die Modellbildung der Stabbogenbrücke, aber auch die Lastaufbringung und die Vorgehensweise der Spannungsberechnung.

Kapitel „4. Statische Berechnung und Ermittlung von $\Delta\sigma_{E,2}$ “ beschäftigt sich mit der statischen Berechnungsweise. Zum einen erfolgt die Berechnung auf Grundlage des Lastmodell 71, der ÖNORM EN 1991-2 [2] und zum anderen mit den Betriebszügen der Typen 1 bis 8 der ÖNORM EN

1991-2 [2]. Die erhaltenen Ergebnisse werden anschließend einander gegenübergestellt. Als Ergebnis wird die äquivalente Einstufenbeanspruchung $\Delta\sigma_{E,2}$ erhalten.

In Kapitel „5. Dynamische Berechnung der Betriebszugsüberfahrt“ werden die Grundlagen der dynamischen Berechnung erläutert. Außerdem werden die Ergebnisse – ähnlich wie in Kapitel 4 – vorgestellt.

In Abschnitt „6. Schädigungsberechnung“ erfolgt die Darstellung der Ergebnisse der Schädigungsberechnungen zufolge einer statischen bzw. dynamischen Berechnung. Zudem werden die Schädigungen zufolge der dynamischen Berechnung mit jenen der statischen zueinander in Beziehung gesetzt und miteinander verglichen.

In Kapitel „7. Zusammenfassung und Ausblick“ werden aus den Ergebnissen Schlussfolgerungen gezogen und ein Ausblick angeführt.

1.4. Verwendete Softwarepakete

Sämtliche statische und dynamische Berechnungen dieser Masterarbeit wurden mit der Statiksoftware RFEM 5.19.01 [3] durchgeführt. Die Modellierung der Querschnitte der Stabbogenbrücke erfolgte mit dem Programm DUENQ 8.17.01 [4].

Die Überlagerungen der Spannungskollektive, sowie die Überlagerungen der Beanspruchungen aus den Einzelachsen bei der dynamischen Berechnung und die Auszählung der Spannungskollektive mit der Reservoir-Methode, sowie die Auswertung der Spannungskollektive zur Ermittlung der Schädigung erfolgte mit dem Programm Matlab [5]. Hierfür wurden vom Institut für Stahlbau Matlab-Skripten zur Verfügung gestellt.

Weiters wurden sämtliche Diagramme und angeführte Tabellen mit dem Tabellenkalkulationsprogramm Excel [6] erstellt. Alle selbst erstellten Abbildungen wurden mit der Studentenversion des CAD-Programms Allplan 2017 [7] angefertigt. Diese Masterarbeit wurde verfasst mit dem Textverarbeitungsprogramm Word [8].

2

2. Grundlagen der Ermüdung

Da in dieser Masterarbeit das Ermüdungsverhalten einer Stabbogenbrücke untersucht werden soll, werden hier die Grundlagen der Ermüdung besprochen.

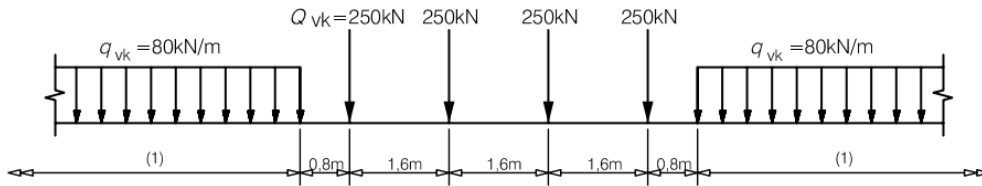
Wenn ein Bauteil häufigen und großen Änderungen der Verkehrsbelastung ausgesetzt ist, treten infolge dessen Spannungsänderungen auf, woraus sogenannte Spannungsspiele oder Spannungsschwingbreiten resultieren. Als Folge dessen kann ein Riss entstehen, welcher sich ausbreiten und schließlich zum Bruch des Bauteils führen kann. Unter diesem Vorgang versteht man Ermüdungsversagen. [9]

Die Kenntnis dieser Spannungsspiele $\Delta\sigma$ ist somit von entscheidender Bedeutung für die Beurteilung des Ermüdungsverhaltens eines Bauteils. Um diese zu ermitteln, wird im Allgemeinen eine statische Berechnung durchgeführt. In weiterer Folge wird ein Ermüdungsnachweis geführt, um Aussagen über das Auftreten von Ermüdungsschäden treffen zu können. Nachfolgend werden zwei Varianten, mit unterschiedlicher Vorgehensweise, für die statische Berechnung und die Führung des Ermüdungsnachweises vorgestellt. Eine dieser Varianten basiert auf dem Lastmodell 71 der ÖNORM EN 1991-2 [2] und der Verwendung von Schädigungsäquivalenzfaktoren λ der ÖNORM EN 1993-2 [10]. Es ist jene Vorgehensweise, die auch in der Praxis Anwendung findet. Die zweite vorgestellte Variante beruht auf der Simulation der Überfahrt der zugehörigen Betriebszüge der ÖNORM EN 1991-2 [2].

Wendet man diese beiden Varianten an einem Einfeldträger in Feldmitte an, so erhält man idente Ergebnisse [11]. Liegen allerdings komplexe Bauwerke vor, wie beispielsweise in dieser Masterarbeit eine Stabbogenbrücke, so sind größere Abweichungen in den Ergebnissen zu erwarten, wobei die Simulation der Betriebszugsüberfahrten die zutreffenden Ergebnisse liefert.

2.1. Ermüdungsnachweis mit Lastmodell 71 aus ÖNORM EN 1991-2

Das Lastmodell 71, in weiterer Folge mit LM 71 abgekürzt, besteht aus vier Einzellasten und anschließenden Linienlasten zu beiden Seiten der Einzellasten [2]. Zu sehen sind die Lasten des LM 71 in Abbildung 2.1.



Legende

1 keine Begrenzung

Abbildung 2.1: Lastmodell 71 [2]

Im Falle eines Schotterbetts, dürfen die Einzellasten, durch gleichwertige Linienlasten ersetzt werden [2].

2.1.1. Ermittlung der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite bei zwei Millionen Lastwechseln $\Delta\sigma_{E,2}$

Die Vorgehensweise aufgrund des Lastmodell 71, gemäß der ÖNORM EN 1991-2 [2], stellt die gängige Praxis für einen Ingenieur dar. Ermittelt wird dabei die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite bei zwei Millionen Lastwechseln $\Delta\sigma_{E,2}$, welche nach ÖNORM EN 1993-2, Abschnitt 9.4.1 [10] berechnet wird [10]:

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda * \Phi_2 * \Delta\sigma_p \tag{2.1}$$

Diese Formel setzt sich zusammen aus: [10]

- $\Delta\sigma_{E,2}$ schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite bei zwei Millionen Spannungsspielen
- λ Schädigungsäquivalenzfaktor nach ÖNORM EN 1993-2, Abschnitt 9.5.3 [10]
- Φ_2 dynamischer Beiwert gemäß ÖNORM EN 1991-2, Abschnitt 6.4.5.2 [2]
- $\Delta\sigma_p$ Spannungsschwingbreite aus der statischen Überfahrt des Lastmodells 71

Um $\Delta\sigma_{E,2}$ ermitteln zu können, muss vorab die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_p$ ermittelt werden. Dabei werden die Lasten des LM 71 am Bauwerk in ungünstigster Stellung aufgebracht, sodass daraus die maximale bzw. minimale Spannung an der jeweiligen untersuchten Stelle am Bauwerk resultiert. Dabei bedient man sich zumeist der Anwendung von Einflussflächen bzw. -linien. [10]

In Abbildung 2.2 ist beispielhaft dargestellt, wie die Lasten des LM 71 auf das Tragwerk aufgebracht werden müssen, für den Nachweis in Feldmitte des ersten Feldes. Wie hier zu erkennen ist, werden die Lasten entsprechend der Einflusslinie an jenen Feldern nicht aufgestellt, an denen eine Belastung günstig wirken würde und somit eine Entlastung vorhanden wäre [12]. Möchte man die maximalste Beanspruchung ermitteln, so werden die Lasten entsprechend nur in den positiven

Bereichen der Einflusslinie bzw. -fläche aufgebracht. Dasselbe Prinzip wird angewandt, wenn die minimalste Beanspruchung ermittelt werden soll.

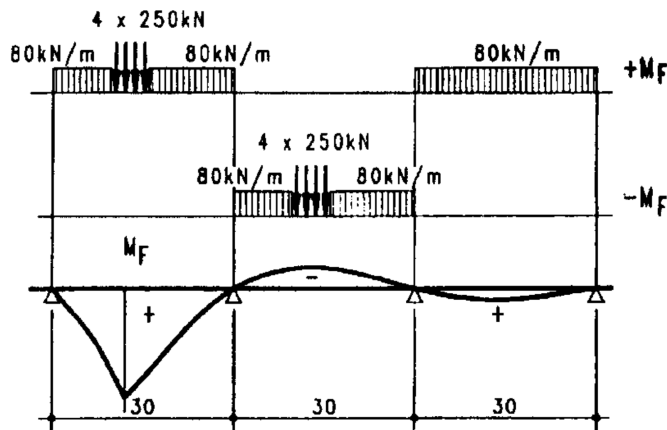


Abbildung 2.2: Beispielhafte Lastaufbringung des LM 71 [13]

Die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_p$ errechnet sich gemäß ÖNORM EN 1993-2, Abschnitt 9.4.1 [10] als Absolutwert der Differenz von maximaler und minimaler Spannung: [10]

$$\Delta\sigma_p = |\sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}| \quad (2.2)$$

Dabei ist: [10]

- $\Delta\sigma_p$ Spannungsschwingbreite
- $\Delta\sigma_{p,max}$ maximale Spannung infolge LM 71
- $\Delta\sigma_{p,min}$ minimale Spannung infolge LM 71

Um aus der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_p$ die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite bei zwei Millionen Spannungsspielen $\Delta\sigma_{E,2}$ zu erhalten, werden der Schädigungsäquivalenzfaktor λ und der dynamische Beiwert Φ_2 benötigt. [10]

Der Schädigungsäquivalenzfaktor λ setzt sich aus vier einzelnen Beiwerten zusammen und errechnet sich nach ÖNORM EN 1993-2, Abschnitt 9.5.3 [10] aus:

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 \leq \lambda_{max} \quad (2.3)$$

Der Beiwert λ_1 ist, in Abhängigkeit der Einflusslänge des Bauteils, der Tabelle 9.3 oder 9.4 der ÖNORM EN 1993-2 [10] zu entnehmen und berücksichtigt die Einflusslinie, Spannweite und den Verkehr. (Abweichungen von der Jahresbruttotonnage 25 Millionen Tonnen) [10]

Der Beiwert λ_2 wird der ÖNORM EN 1993-2, Tabelle 9.5 [10] entnommen und ist vom Verkehrsaufkommen bestimmt. [10]

2. Grundlagen der Ermüdung

λ_3 ergibt sich aus ÖNORM EN 1993-2, Tabelle 9.6 [10] aufgrund der Nutzungsdauer des Bauwerks. (Abweichungen vom empfohlenen Wert von 100 Jahren) [10]

λ_4 berücksichtigt die Gleisanzahl und ist abhängig vom Verhältnis $\Delta\sigma_1/\Delta\sigma_{1+2}$. Wobei $\Delta\sigma_1$ die Spannungsschwingbreite resultierend aus der Belastung des LM 71 auf nur einem Gleis und $\Delta\sigma_{1+2}$ die Spannungsschwingbreite bei Belastung auf beiden Gleisen ist. [10]

Legt man der Berechnung eine Begegnungshäufigkeit von 12% zugrunde, so ist λ_4 in Abhängigkeit des genannten Spannungsschwingbreitenverhältnisses der Tabelle 9.7 der ÖNORM EN 1993-2 [10] zu entnehmen. [10]

Liegt eine andere Begegnungshäufigkeit vor, so ist λ_4 nach ÖNORM EN 1993-2, Abschnitt 9.5.3 [10] folgendermaßen zu berechnen:

$$\lambda_4 = \sqrt[5]{n + [1 - n] * [a^5 + (1 - a)^5]} \quad (2.4)$$

Mit: [10]

a $\Delta\sigma_1/\Delta\sigma_{1+2}$

n Häufigkeit mit der sich die Züge begegnen (z.B. bei 12% $\rightarrow n=0,12$)

Bei der Berechnung von $\Delta\sigma_p$ müssen beide Gleise als ungünstigst belastet angesehen werden. [2]

Die obere Grenze λ_{\max} ist nach ÖNORM EN 1993-2, Abschnitt 9.5.3 [10] mit 1,40 festgelegt.

Durch Multiplikation mit dem dynamischen Beiwert Φ_2 werden die Ergebnisse erhöht, um dynamische Effekte berücksichtigen zu können. Resonanzeffekte werden dadurch allerdings nicht abgedeckt. [2]

Φ_2 wird gemäß der ÖNORM EN 1991-2, Abschnitt 6.4.5.2 [2] wie folgt berechnet:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82 \quad (2.5)$$

Wobei gilt [2]: $1 \leq \Phi_2 \leq 1,67$

Mit: [2]

Φ_2 dynamischer Beiwert bei sorgfältiger Gleiserhaltung

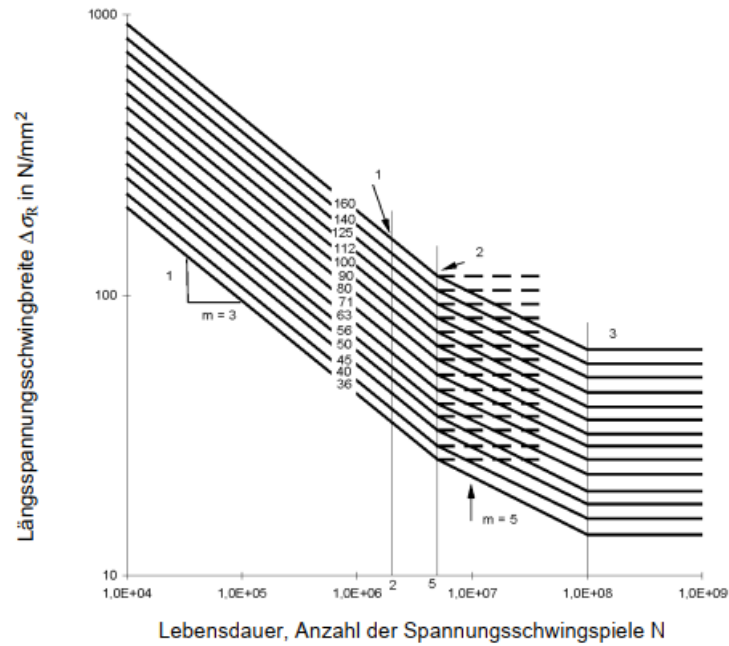
L_Φ maßgebende Länge [m] aus ÖNORM EN 1991-2, Tabelle 6.2 [2]

2.1.2. Ermüdungsfestigkeit

Um nun eine Aussage treffen zu können, ob ein Ermüdungsversagen droht, ist die Kenntnis der Ermüdungsfestigkeit von entscheidender Bedeutung. Die Ermüdungsfestigkeit wird im Allgemeinen durch Ermüdungsfestigkeitskurven, sogenannte Wöhlerlinien, angegeben. Sie bringen die Größe und die Häufigkeit der Spannungsspiele miteinander in Verbindung und geben Auskunft darüber, in welchem Ausmaß diese beiden Parameter ertragbar sind und bei welchen Werten ein Ermüdungsversagen eintritt. [14]

In Abbildung 2.3 werden die Wöhlerlinien der ÖNORM EN 1993-1-9 [14] dargestellt. Durch eine doppel-logarithmische Darstellung erscheinen die Wöhlerlinien als Geraden [9]. Diese weisen die Steigung $m = 3$ bei Normalspannungsbeanspruchung auf [14].

Definiert werden die Wöhlerlinien mit dem sogenannten Kerbfall. Dieser stellt den Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ bei zwei Millionen Spannungsspielen in N/mm^2 dar. Ermittelt werden diese Werte anhand von Ermüdungsversuchen und sind in weiterer Folge für verschiedene Konstruktionsdetails angegeben. Aus einer Zusammenstellung an Konstruktionsdetails gilt es, das passende Detail und somit den passenden Kerbfall für das vorliegende und zu untersuchende Detail zu wählen. So ist in Tabelle 2.1 ein Auszug der Zusammenstellung an Konstruktionsdetails der ÖNORM EN 1993-1-9 [14] zu sehen (Tabelle 8.3 von [14]). Diesem Konstruktionsdetail ist der Kerbfall 112 zugeordnet, was zugleich bedeutet, dass es einen Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ von 112 N/mm^2 aufweist. Als Wöhlerlinie wäre für diesen Fall in Abbildung 2.3 jene Linie heranzuziehen die mit der Zahl 112 gekennzeichnet ist. [14]



Legende

- 1 Kerbfall $\Delta\sigma_c$
- 2 Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$
- 3 Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_L$

Abbildung 2.3: Wöhlerlinie für Längsnormalspannungen [14]

Tabelle 2.1: Kerbdetail (Auszug der ÖNORM EN 1993-1-9 [14], Tabelle 8.3) [14]

Kerbfall	Konstruktionsdetail	Beschreibung	Anforderungen
112		<p><u>Ohne Schweißbadsicherung:</u></p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Querstöße in Blechen und Flachstählen. 2) Vor dem Zusammenbau geschweißte Flansch- und Stegstöße in geschweißten Blechträgern. 3) Vollstöße von Walzprofilen mit Stumpfnähten ohne Freischnitte. 4) Querstöße in Blechen oder Flachstählen, abgeschrägt in Breite oder Dicke mit einer Neigung $\leq 1/4$. 	<ul style="list-style-type: none"> - Alle Nähte blecheben in Lastrichtung geschliffen. - Schweißnaht- und -auslaufstücke sind zu verwenden und anschließend zu entfernen, Blechränder sind blecheben in Lastrichtung zu schleifen. - Beidseitige Schweißung mit ZFP. <p><u>Kerbfall 3):</u> Walzprofile mit denselben Abmessungen ohne Toleranzunterschiede</p>

In Abbildung 2.3 werden außer dem Kerbfall $\Delta\sigma_c$ noch weitere wichtige Werte angegeben. Zum einen ist es die Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ und zum anderen der Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_L$. Liegen Spannungsspiele eines Spektrums bzw. Betriebskollektivs unterhalb des Schwellenwerts der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_L$, so tragen diese Spannungsspiele nicht zur Schädigung bei. $\Delta\sigma_L$ liegt bei 10^8 Spannungsspielen. Für die Wöhlerlinien nach Abbildung 2.3 gilt $\Delta\sigma_L=0,405 \cdot \Delta\sigma_c$. [14]

Ein Spektrum an Spannungsschwingbreiten kann auch als Spannungskollektiv bezeichnet werden. [9]

Die Dauerfestigkeit liegt bei $5 \cdot 10^6$ Spannungsspielen. Liegt ein Einstufenkollektiv, also ein Kollektiv mit gleich großen Spannungsspielen, unterhalb dieses Werts, so wird keine Schädigung hervorgerufen. In der Realität liegen allerdings zumeist veränderliche Spannungsspiele vor. Würde in diesem Fall das gesamte Kollektiv unter der Dauerfestigkeit liegen ($\Delta\sigma_{\max} < \Delta\sigma_D$), dann würde auch hier keine Schädigung auftreten. [14]

2.1.3. Ermüdungsnachweis

Der Ermüdungsnachweis wird unter Berücksichtigung von Teilsicherheitsfaktoren, sowohl auf der Einwirkungs- als auch auf der Widerstandsseite, geführt. So müssen auf der Einwirkungsseite die Spannungen mit dem Beiwert γ_{Ff} erhöht werden, wobei γ_{Ff} laut [2], [10] und [15] zu 1,0 gesetzt wird. Auf der Widerstandsseite muss der Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ um den Teilsicherheitsbeiwert γ_{Mf} reduziert werden. Dadurch ergibt sich auch, dass die Wöhlerlinie weiter nach unten rückt. Der Teilsicherheitsbeiwert γ_{Mf} ist dabei abhängig von der Schadensfolge und dem gewählten Bemessungskonzept. [14]

Der Ermüdungsnachweis erfolgt mittels der schadensäquivalenten Spannungsschwingbreite bei 2 Millionen Spannungsspielen $\Delta\sigma_{E,2}$ und der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ unter Berücksichtigung von Teilsicherheitsfaktoren nach Formel (2.6). [14]

Gemäß ÖNORM EN 1993-1-9 [14] wird der Nachweis wie folgt gezeigt geführt:

$$\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E,2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \tag{2.6}$$

Mit: [14]

γ_{Ff}	Teilsicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite
$\Delta\sigma_{E,2}$	schadensäquivalente Spannungsschwingbreite bei 2 Millionen Spannungsspielen
$\Delta\sigma_c$	Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit bei 2 Millionen Spannungsspielen
γ_{Mf}	Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite

Im Zuge dieser Masterarbeit wird $\gamma_{Mf}=1,15$ gesetzt. Dies bedeutet, dass für den betrachteten Bauteil des Haupttragwerkes regelmäßige Inspektionen hinsichtlich möglicher Ermüdungsrisse durchgeführt werden [14].

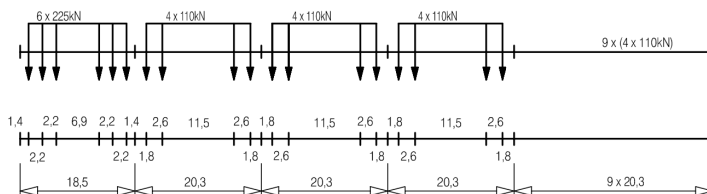
2.2. Ermüdungsnachweis mit Betriebszügen der Typen 1 bis 8 aus ÖNORM EN 1991-2

Die einzelnen Zugtypen 1 bis 8 stellen eine Mischung aus Personen- und Güterzügen dar [2]. Die Achslasten dieser Züge sind Abbildung 2.4, Abbildung 2.5 und Abbildung 2.6 zu entnehmen.

(1) Regel- und Nahverkehr

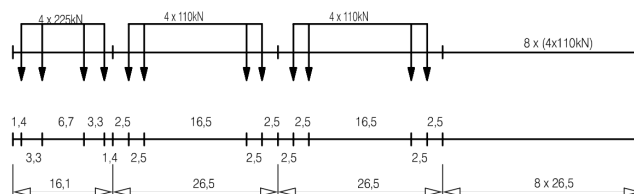
Typ 1 Lokgezogener Reisezug

$$\Sigma Q = 6630\text{kN} \quad V = 200\text{km/h} \quad L = 262,10\text{m} \quad q = 25,3\text{kN/m'}$$



Typ 2 Lokgezogener Reisezug

$$\Sigma Q = 5300\text{kN} \quad V = 160\text{km/h} \quad L = 281,10\text{m} \quad q = 18,9\text{kN/m'}$$



Typ 3 Hochgeschwindigkeitsreisezug

$$\Sigma Q = 9400\text{kN} \quad V = 250\text{km/h} \quad L = 385,52\text{m} \quad q = 24,4\text{kN/m'}$$

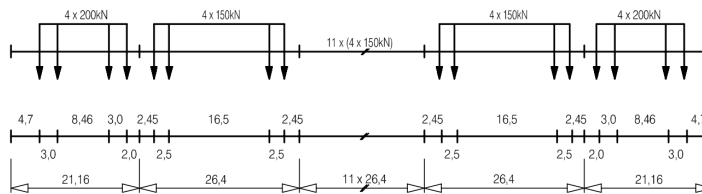
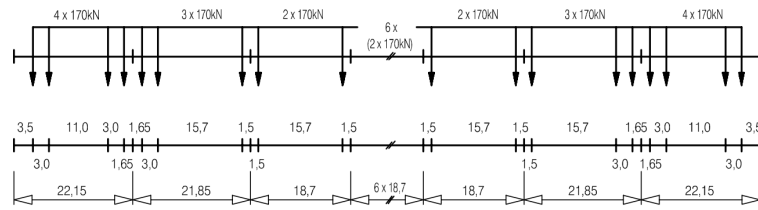


Abbildung 2.4: Typ 1 bis 3 [2]

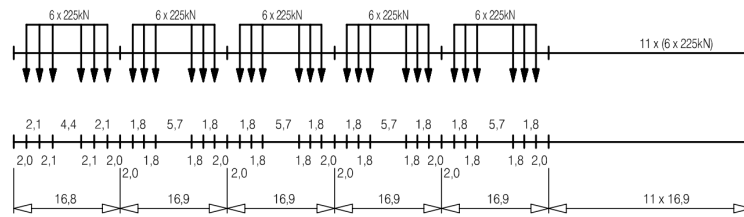
Typ 4 Hochgeschwindigkeitsreisezug

$$\Sigma Q = 5100\text{kN} \quad V = 250\text{km/h} \quad L = 237,60\text{m} \quad q = 21,5\text{kN/m}'$$



Typ 5 Lokgezogener Güterzug

$$\Sigma Q = 21600\text{kN} \quad V = 80\text{km/h} \quad L = 270,30\text{m} \quad q = 80,0\text{kN/m}'$$



Typ 6 Lokgezogener Güterzug

$$\Sigma Q = 14310\text{kN} \quad V = 100\text{km/h} \quad L = 333,10\text{m} \quad q = 43,0\text{kN/m}'$$

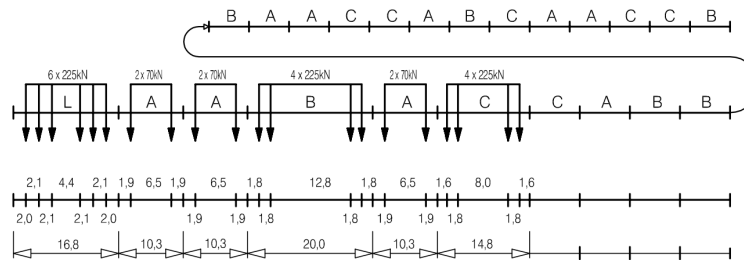
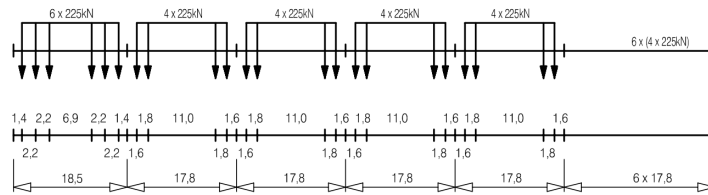


Abbildung 2.5: Typ 4 bis 6 [2]

2. Grundlagen der Ermüdung

Typ 7 Lokgezogener Güterzug

$$\Sigma Q = 10350\text{kN} \quad V = 120\text{km/h} \quad L = 196,50\text{m} \quad q = 52,7\text{kN/m}^2$$



Typ 8 Lokgezogener Güterzug

$$\Sigma Q = 10350\text{kN} \quad V = 100\text{km/h} \quad L = 212,50\text{m} \quad q = 48,7\text{kN/m}^2$$

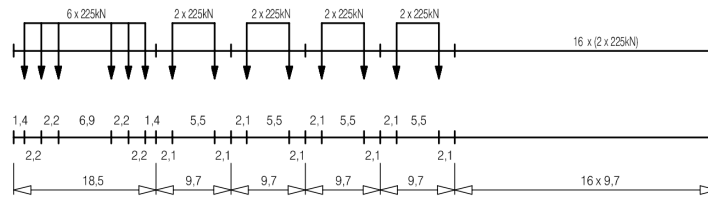


Abbildung 2.6: Typ 7 und 8 [2]

2.2.1. Simulation der Betriebszugsüberfahrt

Mit diesen Betriebszügen wird eine statische Überfahrt über das Tragwerk simuliert. Das heißt, die Lasten der Züge werden stetig um eine gewisse Distanz oder Schrittweite über die Brücke gerückt. Dieser Vorgang wird solange wiederholt, bis der gesamte Zug die Brücke verlassen hat. Jedes Mal Vorrücken der Lasten ergibt eine neue Lastposition bzw. einen neu zu rechnenden Lastfall. Aus diesem Prozess resultiert eine Vielzahl an Laststellungen, wobei für jede die Spannungen an ausgewiesenen Stellen der betrachteten Bauteile berechnet werden. Daraus ergibt sich der Spannungs-Zeit-Verlauf aus der einzelnen Betriebszugsüberfahrt (gleichwertig zu Spannungs-Lastpositions-Verlauf).

2.2.2. Dynamische Beiwerte bzw. dynamische Erhöhung bei der Betriebszugssimulation

Die ermittelten Spannungen aus einer statischen Zugsüberfahrt müssen erhöht werden, um dynamische Auswirkungen auch infolge von Gleisimperfektion abdecken zu können [2]. Diese Erhöhung wird laut ÖNORM EN 1991-2, Anhang D [2] für Ermüdungsberechnungen mit folgendem Faktor angegeben:

$$\varphi_{gesamt} = 1 + \frac{1}{2} * (\varphi' + \frac{1}{2} * \varphi'') \quad (2.7)$$

(Anmerkung: Die Bezeichnung φ_{gesamt} ist in der Norm nicht vorhanden und wurde für diese Masterarbeit gewählt bzw. eingeführt.)

Mit: [2]

φ', φ'' dynamische Beiwerte

Die Spannungen, welche, wie in Abschnitt 2.2.1 beschrieben, aus den statischen Achslasten ermittelt wurden, werden durch Multiplikation mit dem Faktor aus Formel (2.7) dynamisch erhöht. [2]

Der Beiwert φ' wird nach Anhang D der ÖNORM EN 1991-2 [2] folgendermaßen berechnet:

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \quad (2.8)$$

Wobei: [2]

$$K = \frac{v}{160} \quad \text{für } L \leq 20 \text{ m} \quad (2.9)$$

$$K = \frac{v}{47,16 * L^{0,408}} \quad \text{für } L > 20 \text{ m} \quad (2.10)$$

Mit: [2]

v Maximalgeschwindigkeit des Betriebszugs in [m/s]

L Maßgebende Länge L_ϕ nach Abschnitt 6.4.5.3, Tabelle 6.2 der ÖNORM EN 1991-2 [2]

Der Beiwert φ'' wird ebenfalls nach Anhang D der ÖNORM EN 1991-2 [2] berechnet:

$$\varphi'' = 0,56 * e^{-\frac{L^2}{100}} \quad (2.11)$$

Mit: [2]

L Maßgebende Länge L_ϕ nach Abschnitt 6.4.5.3, Tabelle 6.2 der ÖNORM EN 1991-2 [2]

Die maßgebende Länge L_ϕ wird der Tabelle 6.2 der ÖNORM EN 1991-2 [2] im Abschnitt 6.4.5.3 entnommen.

Da jeder Betriebszug eine andere Maximalgeschwindigkeit v aufweist, sind auch die dynamischen Beiwerte φ' für jeden Zugtyp unterschiedlich. Der dynamische Beiwert φ'' ist allerdings unabhängig von der Geschwindigkeit und ist für die Typen 1 bis 8 ident. [2]

2.2.3. Zählverfahren – Reservoir-Methode

Nachdem man an den betrachteten Stellen am Bauteil einen Spannungs-Zeit-Verlauf ermittelt und diesen dynamisch erhöht hat, benötigt man in weiterer Folge ein Zählverfahren, um die einzelnen Spannungsspiele zu bestimmen (Anzahl n_i und Größe $\Delta\sigma_i$ der Spannungsspiele). Vorgestellt wird in weiterer Folge das Zählverfahren der sogenannten Reservoir-Methode, welches laut ÖNORM EN 1993-1-9 [14] angewendet werden kann. [14]

In Abbildung 2.7 ist ein Beispiel für einen Spannungs-Zeit-Verlauf bzw. Spannungs-Lastpositions-Verlauf zu sehen, wobei die Bezeichnung LP für Lastposition steht.

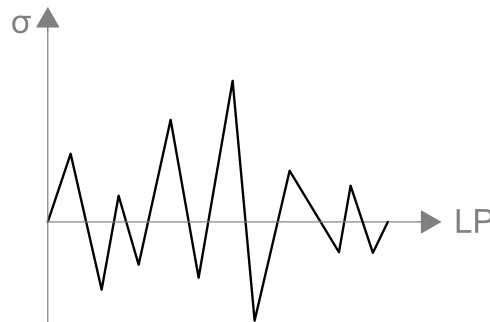


Abbildung 2.7: Spannungs-Lastpositions-Verlauf

Bei der gewählten Vorgehensweise der Reservoir-Methode wird zuerst der Spannungs-Lastpositions-Verlauf an der maximalen Stelle durchtrennt. In Abbildung 2.9 wird das mit einer strichlierten Linie symbolisiert. Durch diese Trennung ist eine neue Anordnung des Verlaufs möglich. So wird der Teil 1 des ursprünglichen Signals hinter Teil 2 gesetzt. Durch diese neue Anordnung befindet sich nun am Anfang, sowie am Ende des Verlaufs, die Stelle mit der maximalen Spannung, wie es in Abbildung 2.10 zu erkennen ist.

Für die Auszählung der Spannungsspiele ist es erforderlich, den vorliegenden Spannungsverlauf in Klassen einzuteilen [16], um eine überschaubare Anzahl an unterschiedlich hohen Spannungsspielen $\Delta\sigma_i$ zu erhalten. Alle Spannungen, welche sich in einer Klasse befinden, werden unter der oberen Grenze dieser zusammengefasst.

Die horizontalen Linien in Abbildung 2.8 stellen eine solche Klasseneinteilung beispielhaft dar. Weist eine Spannung einen Wert zwischen zwei Linien auf, wie es hier beispielsweise mit Punkt A gekennzeichnet ist, so wird dieser Spannung der obere Grenzwert der entsprechenden Klasse zugeordnet, welcher in diesem Fall der oberen horizontalen Linie entspricht. Befindet man sich beispielsweise in der Klasse von $4,50 \text{ kN/cm}^2$ bis $4,52 \text{ kN/cm}^2$, so werden alle Spannungen die zwischen diesen beiden Werten liegen, dem Wert $4,52 \text{ kN/cm}^2$ zugeordnet. Das bedeutet in weiterer Folge auch, dass die ausgezählten Spannungsspiele in solche Klassen eingeteilt werden.

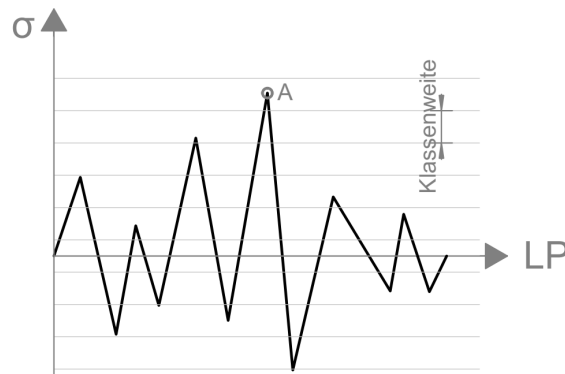


Abbildung 2.8: Klasseneinteilung des Spannungs-Lastpositions-Verlaufes

Der gesamte Spannungsverlauf wird als Oberflächenrelief aufgefasst und gedanklich mit Wasser geflutet. Als nächsten Schritt lässt man an der tiefsten Stelle des Beckens das Wasser aus. Die Höhendifferenz des abgelassenen Wassers stellt dann das erste und auch größte Spannungsspiel $\Delta\sigma_1$ dar. In den restlichen Becken bzw. Reservoirs ist dann aber trotzdem noch Wasser enthalten, somit wird nun erneut das Wasser an der tiefsten Stelle des jeweiligen Reservoirs ausgelassen und man erhält beispielsweise aufgrund dieser Höhendifferenz $\Delta\sigma_2$. Dieses Vorgehen wird wiederholt, bis sich in keinem Reservoir mehr Wasser befindet. Neben der Größe der Spannungsspiele wird auch ermittelt, wie oft diese auftreten. [17]

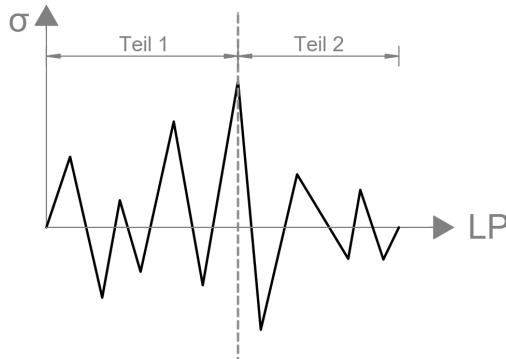


Abbildung 2.9: Spannungs-Lastpositions-Verlauf wird an maximaler Stelle durchtrennt

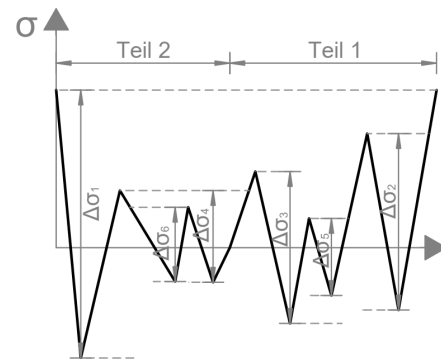


Abbildung 2.10: Spannungsspiele mittels Reservoir-Methode

Im nächsten Schritt werden die Spannungsspiele $\Delta\sigma_i$ der Größe nach geordnet und die Anzahl der Spannungsspiele n_i aufgetragen. Dadurch erhält man ein Kollektiv der auftretenden Spannungsspiele. [14]

Für das hier gezeigte Beispiel ist das Kollektiv in Abbildung 2.11 zu sehen.

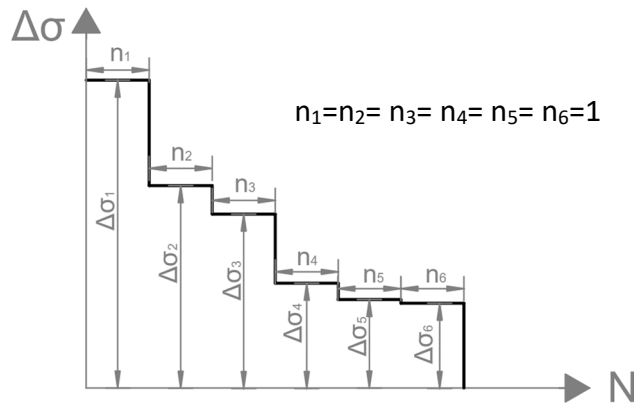


Abbildung 2.11: Spannungsspielkollektiv (in Anlehnung an ÖNORM EN 1993-1-9 [14])

2.2.4. Gesamtkollektivbildung für 100 Jahre Lebensdauer

Um eine realistische Zugsmischung der Zugstypen 1 bis 8 abzubilden, findet die Verkehrszusammenstellung der ÖNORM EN 1991-2, Anhang D, Tabelle D.1 [2] für „Regelverkehr mit einer Achslast von $\leq 22,5\text{ t}$ “ Anwendung [2]. Diese führt auch zu den Schädigungsäquivalenzfaktoren λ_1 [11].

In Tabelle 2.2 ist die Anzahl der Zugsüberfahrten je Kalendertag und Gleis für die einzelnen Zugstypen 1 bis 8 gemäß ÖNORM EN 1991-2 [2] angeführt.

Tabelle 2.2: Verkehrszusammenstellung für „Regelverkehr mit Achslast $\leq 22,5\text{ t}$ “ [2]

Zugtyp	Zuganzahl je Tag	Zuggewicht [t]	Verkehrsvolumen [10^6t/Jahr]
1	12	663	2,90
2	12	530	2,32
3	5	940	1,72
4	5	510	0,93
5	7	2160	5,52
6	12	1431	6,27
7	8	1035	3,02
8	6	1035	2,27
	67		24,95

Multipliziert man die Anzahl der Spannungsspiele mit der Anzahl der Zugsüberfahrten pro Tag, so erhält man das Spannungskollektiv für einen Tag. Weitere Multiplikation mit 365 Tagen und 100 Jahren ergibt in weiterer Folge das Gesamtspannungskollektiv für eine angenommene Lebensdauer von 100 Jahren.

2.2.5. Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner

Für das zu untersuchende Detail gilt es einen passenden Kerbfall und somit die entsprechende Wöhlerlinie zu wählen. Ist das Spannungskollektiv für die gesamte Lebensdauer ermittelt und ist auch die jeweils erforderliche Wöhlerlinie festgelegt, so gilt es dieses Kollektiv an der Wöhlerlinie auszuwerten, um die resultierende Schädigung zu ermitteln. [14]

Dafür bedient man sich sogenannter Schadensakkumulationshypothesen. In diesem Fall jener nach Palmgren-Miner. Diese Schädigungshypothese besagt, dass die Gesamtschädigung D am Bauteil durch die Schädigungsanteile eines jeden Spannungsspiels $\Delta\sigma_i$ hervorgerufen wird. Jedes Spannungsspiel trägt also einen gewissen Anteil an der Gesamtschädigung bei und all diese Anteile von allen Spannungsspielen $\Delta\sigma_i$ zusammen, ergeben als Folge dessen eine Gesamtschädigung D . [9]

Mathematisch wird dies, wie folgend angegeben, ausgedrückt: [9]

$$D = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \frac{n_3}{N_3} + \dots = \sum \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad (2.12)$$

Mit: [9]

n_1, n_2, n_3, n_i Anzahl der tatsächlich auftretenden Spannungsspiele $\Delta\sigma_i$

N_1, N_2, N_3, N_i Anzahl der Spannungsspiele die aufgrund der vorliegenden Wöhlerlinie für die Einstufenbeanspruchung $\Delta\sigma_i$ ertragbar sind

Die Spannungsspiele welche auftreten (n_i) und welche ertragbar sind (N_i), sind in den nachfolgenden Abbildungen für ein Beispiel gezeigt. In Abbildung 2.12 wird die Anzahl der Spannungsspiele n_1 bis n_6 gezeigt, welche aufgrund dieses Spannungskollektivs für die Spannungsspiele $\Delta\sigma_1$ bis $\Delta\sigma_6$ auftreten. In Abbildung 2.13 ist die Anzahl der Spannungsspiele N_i , welche aufgrund einer bestimmten Wöhlerlinie ertragbar sind, dargestellt. Dabei kann auf Höhe des Spannungsspiels $\Delta\sigma_i$ eine horizontale Linie gezogen werden, welche sich mit der Wöhlerlinie schneidet. Die zu diesem Schnittpunkt gehörende Anzahl an Spannungsspielen N_i ist jene, welche ertragbar ist.

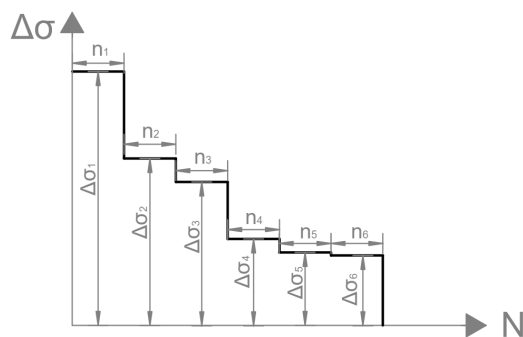


Abbildung 2.12: Spannungskollektiv mit auftretenden Spannungsspielen (in Anlehnung an ÖNORM EN 1993-1-9 [14])

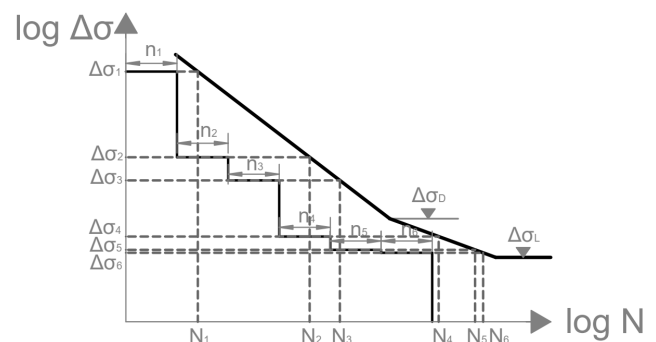


Abbildung 2.13: ertragbare Spannungsspiele je $\Delta\sigma_i$ (in Anlehnung an ÖNORM EN 1993-1-9 [14])

Ein Versagen tritt ein, wenn sich nach Formel (2.12) für die Summe der Verhältnisse der Anzahlen von auftretenden und ertragbaren Spannungsspielen ein Wert D größer 1 ergibt. [9]

Wie in Abbildung 2.3 und Abbildung 2.13 zu erkennen ist, befindet sich auf Höhe der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ ein Knick in der Wöhlerlinie, an welchem sich die Steigung m von 3 auf 5 ändert. Dieser Umstand berücksichtigt eine teilschädigende Wirkung von Spannungsspielen unter der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$. Liegt bereits eine gewisse Schädigung vor, so können auch jene Spannungsspiele zu einer Schädigung führen, die eigentlich unter der anfänglichen Dauerfestigkeit liegen. Steigt die Schädigung an, so ist das verbunden mit einer abfallenden Dauerfestigkeit. [9]

2.2.6. Ermüdungsnachweis

Es müssen auch bei dieser Variante des Ermüdungsnachweises, mit Simulation der Betriebszugsüberfahrten, ebenfalls auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite Teilsicherheitsbeiwerte berücksichtigt werden. Die Spannungsspiele $\Delta\sigma_i$ müssen mit dem Beiwert γ_{FF} erhöht werden, wobei γ_{FF} auch hier zu 1,0 gesetzt werden kann [2], [10], [15]. Auf der Widerstandsseite ist zu berücksichtigen, dass $\Delta\sigma_c$ um den Teilsicherheitsbeiwert γ_{MF} mittels $\Delta\sigma_c/\gamma_{MF}$ reduziert werden muss und somit auch die Wöhlerlinie, an welcher das Spannungskollektiv ausgewertet wird, dadurch ebenfalls reduziert und somit nach unten gerückt wird (Werte N_{Ri} statt N_i). [14]

Der Ermüdungsnachweis auf Grundlage der Schadensakkumulationshypothese ergibt sich nach ÖNORM EN 1993-1-9 [14] zu:

$$D_d = \sum_i^n \frac{n_{Ei}}{N_{Ri}} \leq 1,0 \quad (2.13)$$

2.2.7. Umrechnung eines mehrstufigen Spannungskollektivs in ein Einstufenkollektiv

Ein Spannungskollektiv, wie es beispielsweise in Abbildung 2.12 dargestellt ist, welches unterschiedlich große Spannungsspiele $\Delta\sigma_i$ aufweist, kann in ein schädigungsäquivalentes Einstufenkollektiv $\Delta\sigma_e$ umgerechnet werden. Dieses verursacht die gleiche Schädigung wie das tatsächliche Kollektiv. Das Kollektiv wird also nunmehr nicht als eines mit unterschiedlich großen Spannungsspielen, sondern als eines mit konstanter Spannungsspielhöhe $\Delta\sigma_e$ dargestellt. Bezogen wird dieses Einstufenkollektiv zumeist auf eine Anzahl an Spannungsspielen von zwei Millionen und wird dann als $\Delta\sigma_{E,2}$ bezeichnet. [9], [14]

Wird ein Einstufenkollektiv der Länge N_{max} auf ein gleichwertiges Einstufenkollektiv $\Delta\sigma_{E,2}$ mit einer Länge $N_e=2 \cdot 10^6$ umgerechnet, so gilt:

$$\Delta\sigma_{E,2} = \alpha_N * \Delta\sigma_{EK} \quad (2.14)$$

$$\text{mit } \alpha_N \text{ [9]: } \alpha_N = \left(\frac{N_{max}}{N_e}\right)^{1/m} = \left(\frac{N_{max}}{2 \cdot 10^6}\right)^{1/m} \quad (2.15)$$

(Anmerkung: für die Wöhlerlinien nach ÖNORM EN 1993-1-9 [14] gilt: $m=3$)

Im Zuge dieser Masterarbeit wird das äquivalente Einstufenkollektiv durch die Höhe $\Delta\sigma_{EK}=\Delta\sigma_c$ ausgedrückt und die zugehörige Spannungsspielzahl N_{max} ermittelt. Da ein linearer Zusammenhang zwischen Gesamtschädigung D und Anzahl an Spannungsspielen n bzw. N vorliegt, kann N_{max} direkt aus der Schädigung D des Gesamtkollektivs berechnet werden zu:

$$N_{max} = D * 2 * 10^6$$

Im Grenzfall $D=1,0$ ergibt sich dann, wie gefordert, $N_{max}=2 \cdot 10^6$ für $\Delta\sigma_{EK}=\Delta\sigma_c$.

Um nun zu $\Delta\sigma_{E,2}$ zu gelangen, wird in Formel (2.14) $\Delta\sigma_{EK}=\Delta\sigma_c$ gesetzt. Dies führt auf:

$$\Delta\sigma_{E,2} = \alpha_N * \Delta\sigma_c = \left(\frac{N_{max}}{2 \cdot 10^6}\right)^{\frac{1}{m}} * \Delta\sigma_c = \left(\frac{D * 2 * 10^6}{2 \cdot 10^6}\right)^{\frac{1}{m}} * \Delta\sigma_c = D^{1/m} * \Delta\sigma_c \quad (2.16)$$

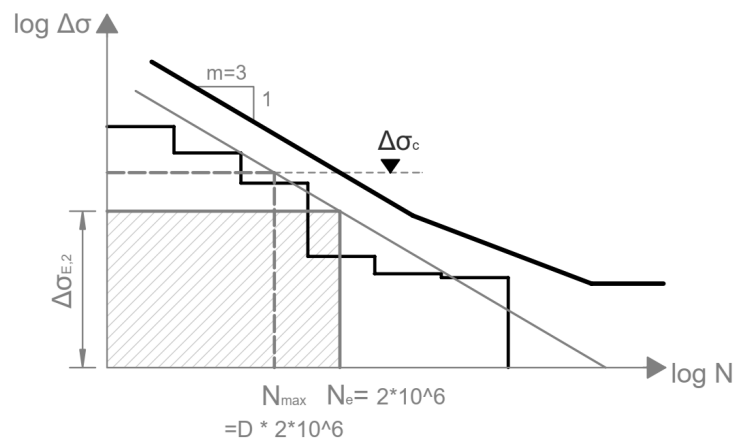


Abbildung 2.14: Umwandlung in Einstufenkollektiv der Länge $N_e=2 \cdot 10^6$

3

3. Berechnungsgrundlagen

In diesem Abschnitt werden wichtige Grundlagen, welche den Berechnungen zugrunde gelegt wurden, näher beschrieben. Dies ist zum einen die Modellbildung, sowie die Lastaufbringung und die Lastverteilung der Achslasten. Weiters wird beschrieben wie die Ermittlung der Spannungen erfolgte. Es erfolgt ebenfalls eine Anmerkung zu Symmetrieeigenschaften des Modells.

3.1. Modellbildung

Alle Berechnungen bzw. Untersuchungen in dieser Masterarbeit werden an einer zweigleisigen Stabbogenbrücke mit einer Stützweite von 65,50 m durchgeführt. Diese Brücke wurde in der Statiksoftware RFEM 5.19.01 modelliert. Als Grundlage für die Modellierung dienen die Pläne einer Stabbogenbrücke aus dem Archiv des Instituts für Stahlbau an der TU Graz.

Um dieses Modell überhaupt erstellen zu können, ist es notwendig alle vorhandenen und benötigten Querschnitte in RFEM bereitzustellen. Dafür wurden die Querschnitte mit dem Programm DUENQ 8.17.01 erstellt. Im nachfolgenden Abschnitt wird beschrieben, wie die Modellierung der Querschnitte erfolgte. Außerdem werden die Abmessungen der einzelnen Querschnitte angegeben.

Nachfolgende Abbildungen zeigen die Brücke und geben einen Überblick über deren Abmessungen und die Lage der Querschnitte.

Abbildung 3.1 zeigt eine Draufsicht der Stabbogenbrücke. Da diese in ihrem Aufbau symmetrisch ist, wird die Draufsicht geteilt dargestellt. Auf der linken Seite blickt man auf die gesamte Brücke. Im rechten Teil wird die Anordnung der Längsrippen und Querträger, sowie die Anordnung der einzelnen Querschnitte dieser, gezeigt.

Abbildung 3.2 zeigt Schnitt 1-1. Die Schnittführung ist in der Draufsicht zu erkennen. In diesem Schnitt sind unter anderem der Hauptträger und der Bogen, sowie die Anordnung der Querschnitte des Hauptträgers zu sehen. Die Querschnittsanordnung des veränderlichen Bogens ist in Abschnitt 3.1.1.3 angegeben.

Abbildung 3.3 zeigt Schnitt 2-2 welcher den Querschnitt der Stabbogenbrücke in Brückenmitte darstellt. In allen dieser drei genannten Abbildungen ist das Achsraster system zu erkennen, welches auch als Grundlage für die Modellierung diente.

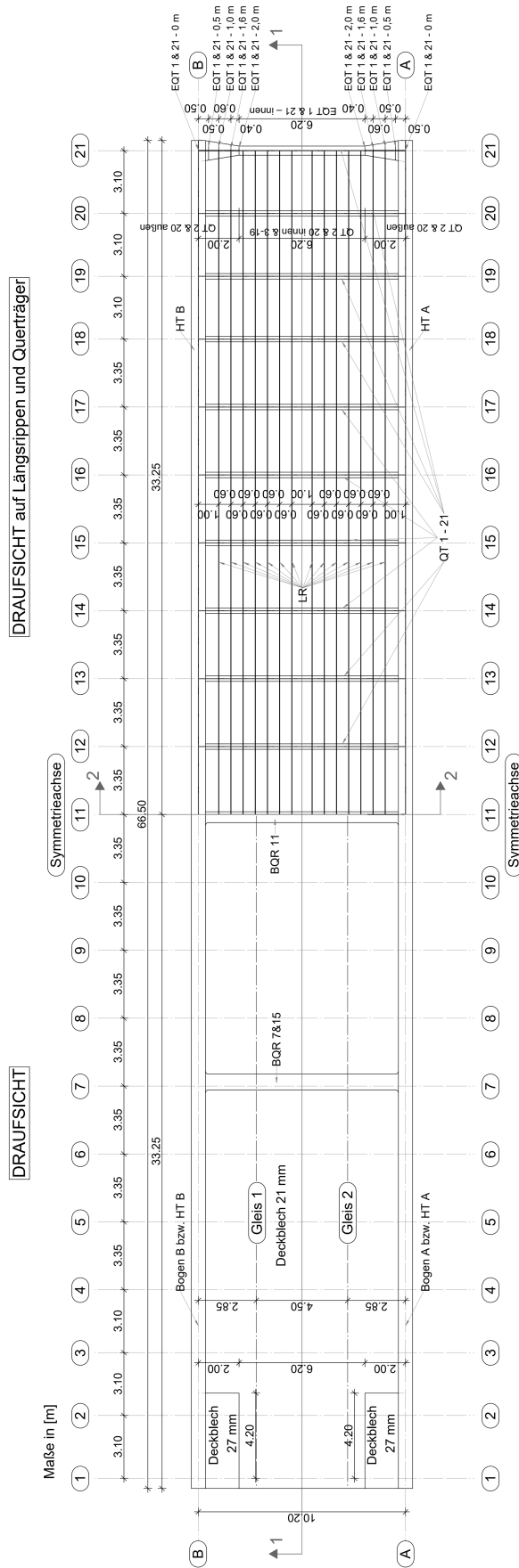


Abbildung 3.1: Draufsicht der Stabbogenbrücke

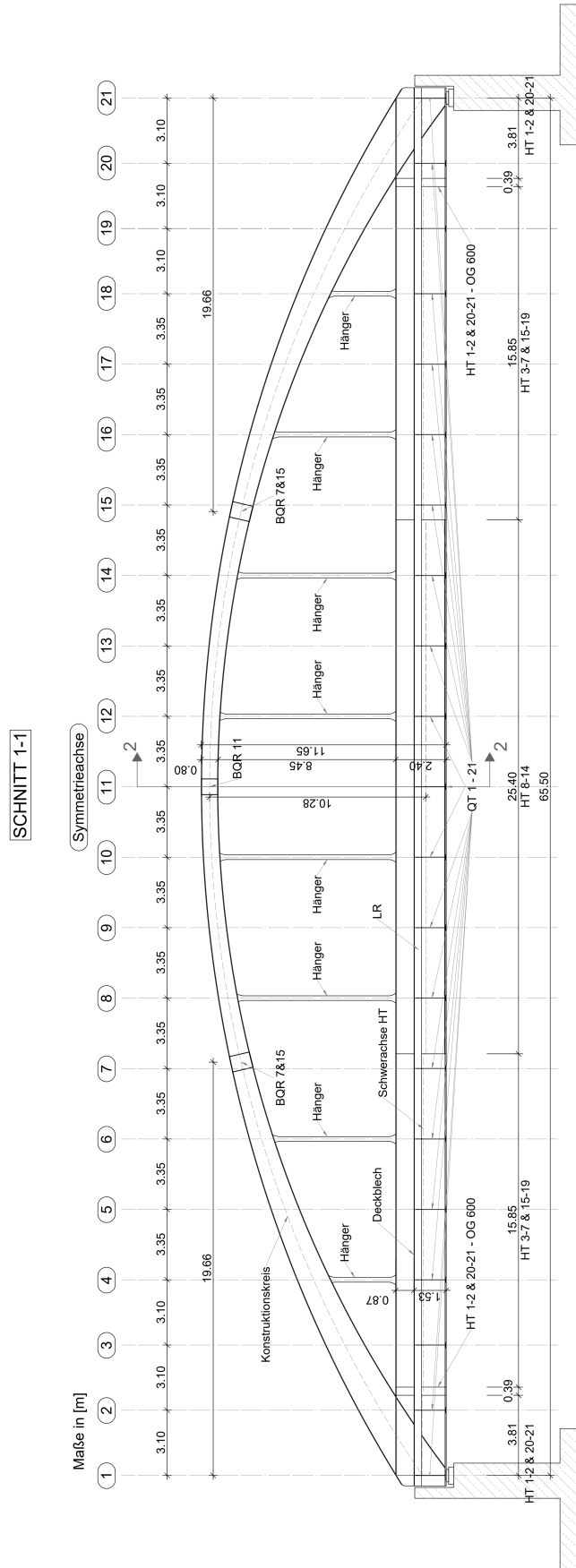


Abbildung 3.2: Schnitt 1-1 der Stabbogenbrücke

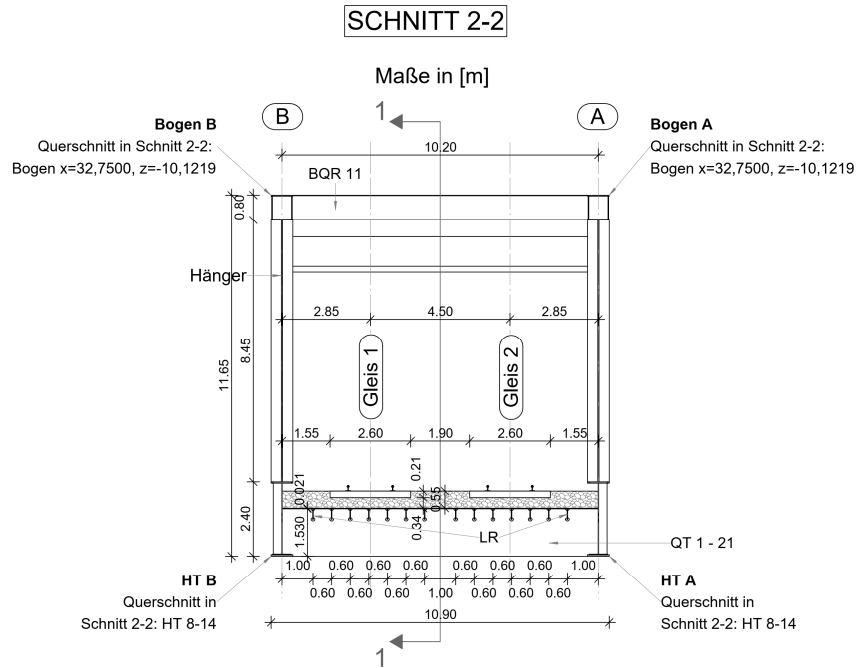


Abbildung 3.3: Schnitt 2-2 der Stabbogenbrücke

3.1.1. Querschnitte

Als FE-Modell wird ein räumliches Stabwerksmodell verwendet, wobei das Deckblech selbst mit Schalenelementen modelliert wurde.

Bei den Querschnitten der Einzelstäbe, die in DUENQ modelliert wurden, handelt es sich um:

- Hauptträger (HT)
- Bogen
- Querträger (QT)
- Längsrippen (LR)
- Bogenquerriegel (BQR)
- Hänger

3.1.1.1. Material

Als Material wurde für alle Querschnitte S 235 angegeben. Diese Wahl konnte dadurch erfolgen, da für die späteren rein elastischen Berechnungen, die Streckgrenze keine Rolle spielt. Es werden keine Tragfähigkeitsnachweise durchgeführt, sondern das Augenmerk liegt auf der Ermüdung und hierbei fließt die Streckgrenze nicht ein.

3.1.1.2. Hauptträger

Um den Hauptträger im RFEM-Modell so realitätsnahe wie möglich abzubilden, wurden in DUENQ vier Querschnitte angelegt.

Die Hauptträger liegen, wie in Abbildung 3.1, Abbildung 3.2 und Abbildung 3.3 zu sehen, in den Achsen A und B und erstrecken sich über die Achsen 1 bis 21 mit einer Länge von 65,50 m.

Nachfolgend werden die einzelnen Querschnitte der Hauptträger vorgestellt. Es wird angemerkt, dass die beiden Hauptträger bezüglich der Anordnung der Querschnitte symmetrisch sind.

Hauptträger im Bereich Achse 3 – 7 und 15 – 19

Der Querschnitt mit dem Namen „HT 3 – 7 & 15 – 19“ verläuft zwischen den Achsen 3 bis 7 und 15 bis 19, wie in Abbildung 3.2 zu erkennen ist.

In Abbildung 3.4 ist der Querschnitt mit seinen Maßen zu sehen, so wie diese auch in DUENQ eingegeben worden sind. In Abbildung 3.5 ist eine Darstellung aus DUENQ, mit der Lage des Schwerpunktes zu erkennen.

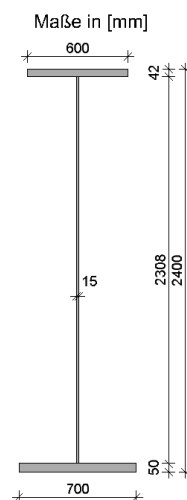


Abbildung 3.4: Querschnitt HT 3-7 & 15-19

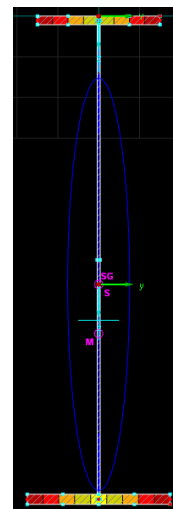


Abbildung 3.5: Querschnitt HT 3-7 & 15-19 in DUENQ [4]

Hauptträger im Bereich Achse 8 – 14

Dieser Hauptträger mit der Bezeichnung „HT 8-14“ erstreckt sich über die Achsen 8 bis 14. Auf den Untergurt wurde bei diesem Querschnitt eine Lamelle aufgeschweißt.

In der folgenden linken Abbildung ist der Querschnitt zu sehen, so wie er auch in DUENQ umgesetzt wurde. Rechts ist wiederum der Querschnitt in DUENQ abgebildet.

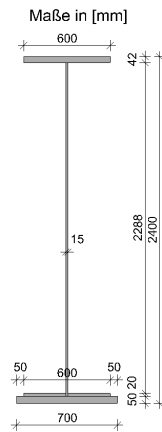


Abbildung 3.6: Querschnitt HT 8-14

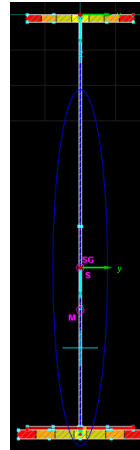


Abbildung 3.7: Querschnitt HT 8-14 in DUENQ [4]

Hauptträger beim Bogenfußpunkt (Achsen 1 – 2 und 20 – 21)

Im Gegensatz zu den Querschnitten die oben angeführt werden, gibt es hier geringe Unterschiede. Zum einen weisen Ober- und Untergurt dieselbe Breite auf. Der Obergurt ist dünner als bei den anderen Querschnitten und der Steg ist dicker. Nachfolgend ist der Querschnitt „HT 1-2 & 20-21“ zu sehen.

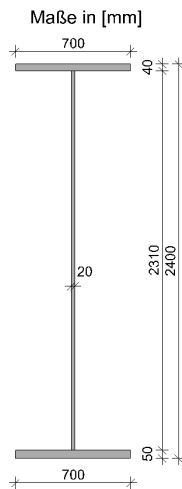


Abbildung 3.8: Querschnitt HT 1-2 & 20-21

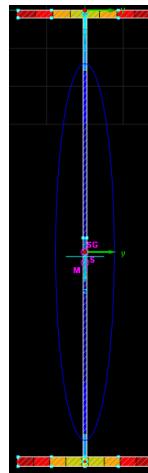


Abbildung 3.9: Querschnitt HT 1-2 & 20-21 in DUENQ [4]

Zwischen Achse 2 und 3 bzw. 19 und 20 verjüngt sich der Obergurt des Hauptträgers auf einer Länge von 39 cm von 700 mm auf 600 mm. Deshalb wird ein Querschnitt mit der Bezeichnung „HT 1-2 & 20-21 – OG 600“ angelegt, dessen Obergurtbreite linear veränderlich ist. Abbildung 3.10 zeigt diesen Querschnitt mit einer Obergurtbreite von 600 mm.

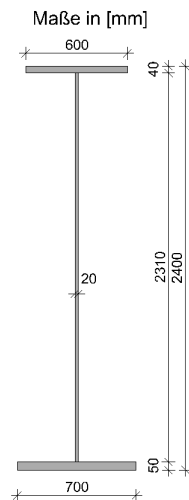


Abbildung 3.10: Querschnitt HT 1-2 & 20-21 – OG 600

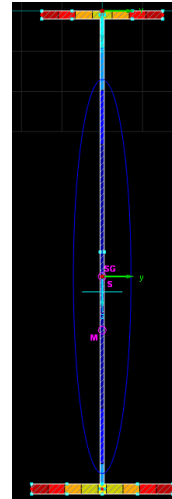


Abbildung 3.11: Querschnitt HT 1-2 & 20-21 – OG 600 in DUENQ [4]

3.1.1.3. Bogen

Der Bogen weist über die gesamte Länge einen Kastenquerschnitt mit veränderlicher Querschnittshöhe auf. Da die Querschnittshöhe nur in Bogenmitte bekannt war und an den zur Modellierung benötigten Stellen nicht, wurde mit den Radien, welche den Bogen definieren und in Abbildung 3.12 zu sehen sind, dieser nachkonstruiert und in weiterer Folge die Querschnittshöhen ermittelt. Das Vorgehen dafür wird in den folgenden Abschnitten genauer erläutert.

Konstruktion des Bogens

Da der Bogen eine veränderliche Querschnittshöhe besitzt, weisen der äußere und innere Kreis, mit welchen der Bogen konstruiert wird, andere Radien auf. In Abbildung 3.12 wird die Konstruktion des Bogens dargestellt und man kann darin die einzelnen Radien erkennen.

3. Berechnungsgrundlagen

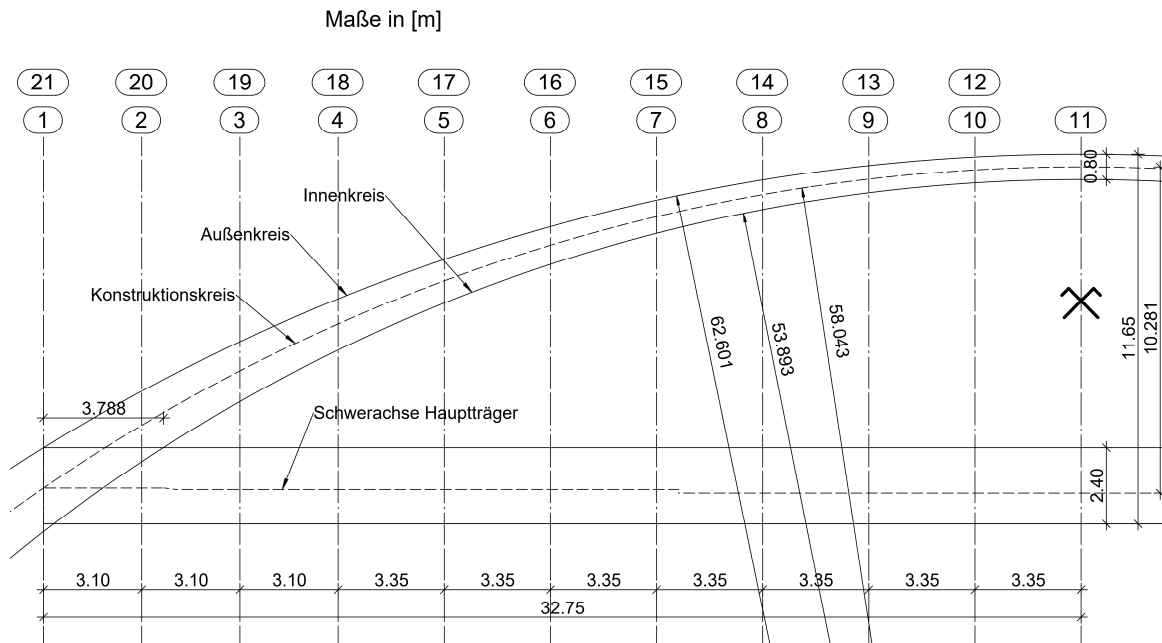


Abbildung 3.12: Konstruktion Bogen

Aufgrund der veränderlichen Querschnittshöhe, weist die Schwerachse eine Funktion auf, welche nicht exakt einem Kreis entspricht. Der Querschnitt ist über den gesamten Bogen hinweg doppelsymmetrisch, wonach der Schwerpunkt in jedem Querschnitt genau im Mittelpunkt liegt. Um nicht die genaue Funktion der Schwerachse ermitteln zu müssen wurde ein Kreis zur Hilfe genommen, welcher in weiterer Folge als Konstruktionskreis bezeichnet wird. Dieser wurde mittels zwei Punkten konstruiert. Zum einen mit dem Scheitel, welcher genau mittig im Bogenquerschnitt in Brückenmitte bei Achse 11 liegt, und zum anderen mit dem Schnittpunkt mit der Schwerachse des Hauptträgers bei Achse 1. Anschließend wurde normal auf diesen Konstruktionskreis die Querschnittshöhe ermittelt. Dieser führt in allen Querschnitten allerdings nicht genau durch den Schwerpunkt. Somit wurde die Differenz zwischen dem wahren Schwerpunkt bzw. der wahren Schwerachse und dem Konstruktionskreis bei der Modellierung in RFEM mittels Stabexzentrizitäten berücksichtigt. Der hier vorgestellte Konstruktionskreis wurde in RFEM als Basis zur Modellierung des Bogens herangezogen.

Ermittlung der Querschnittshöhen

Um an einer ausreichenden Anzahl an Knoten am Bogen Ergebnisse erhalten zu können, wurde der Bogen in einzelne kleine Stäbe unterteilt. An den Stabanfängen und -enden dieser einzelnen Stäbe befinden sich somit Knoten. Auf dieses Vorgehen wird später noch genauer eingegangen. Als Folge dessen ist es aber auch erforderlich, dass aufgrund der veränderlichen Querschnittshöhe, viele einzelne Querschnitte in DUENQ erzeugt werden müssen. An jedem Stabanfang- und ende muss

also ein anderer Querschnitt definiert werden. Die Breiten der Kastenquerschnitte und auch die Dicken der einzelnen Bleche sind für den gesamten Bogen ident.

Die Ermittlung der Querschnittshöhen erfolgte rechnerisch. Dafür wurde als erster Schritt eine lineare Funktion eingeführt, welche zum einen durch den Mittelpunkt des Konstruktionskreises und zum anderen durch den jeweilig betrachteten Knoten am Konstruktionskreis führt. Diese Funktion verläuft somit in dieselbe Richtung wie der Radius des Konstruktionskreises, wenn dieser durch die Punkte am Konstruktionskreis führt. Definiert wird diese lineare Funktion wie folgt (siehe dazu auch Abbildung 3.13):

$$z_m(x) = k * x + d \tag{3.1}$$

Wobei k die Steigung der Gerade und d der Achsenabschnitt auf der z-Achse ist, wie in Abbildung 3.13 dargestellt. Der Koordinatenursprung wurde hierbei an derselben Stelle wie in RFEM gewählt und ist ebenfalls in dieser Abbildung zu sehen.

Der Innen- und der Außenkreis wurden als Kreisfunktionen definiert:

Außenkreisfunktion:
$$z_a(x) = z_{M,a} - \sqrt{R_a^2 - (x - x_{M,a})^2} \tag{3.2}$$

Innenkreisfunktion:
$$z_i(x) = z_{M,i} - \sqrt{R_i^2 - (x - x_{M,i})^2} \tag{3.3}$$

Mit:

$z_a(x)$ bzw. $z_i(x)$ Kreisgleichung des Außenkreises bzw. Innenkreises, wobei z_a bzw. z_i die z-Koordinate und x die x-Koordinate des Außen- bzw. Innenkreises ist

$z_{M,a}$ bzw. $z_{M,i}$ z-Koordinate des Außen- bzw. Innenkreismittelpunkts

R_a bzw. R_i Radius des Außen- bzw. Innenkreises

$x_{M,a}$ bzw. $x_{M,i}$ x-Koordinate des Außen- bzw. Innenkreismittelpunkts

In den folgenden Tabellen ist eine Übersicht über die Radien, sowie die Koordinaten der Kreismittelpunkte gegeben. Die Koordinaten beziehen sich auf das in Abbildung 3.13 dargestellte Koordinatensystem.

Tabelle 3.1: Radien der einzelnen Kreise

Außenkreis R_a :	62.6010	[m]
Innenkreis R_i :	53.8927	[m]
Konstruktionskreis R_m :	58.0429	[m]

3. Berechnungsgrundlagen

Tabelle 3.2: Koordinaten der Mittelpunkte der einzelnen Kreise

Außenkreis:	$x_{M,a} =$	32.7500	[m]	$z_{M,a} =$	52.0795	[m]
Innenkreis:	$x_{M,i} =$	32.7500	[m]	$z_{M,i} =$	44.1708	[m]
Konstruktionskreis:	$x_{M,m} =$	32.7500	[m]	$z_{M,m} =$	47.9210	[m]

In folgender Abbildung sind die einzelnen Kreise und deren Funktionen angegeben. Auch die lineare Funktion welche in Richtung des Radius des Konstruktionskreises verläuft wird hier dargestellt. Links unten ist der Koordinatenursprung angegeben, welcher mit dem in RFEM gewählten übereinstimmt.

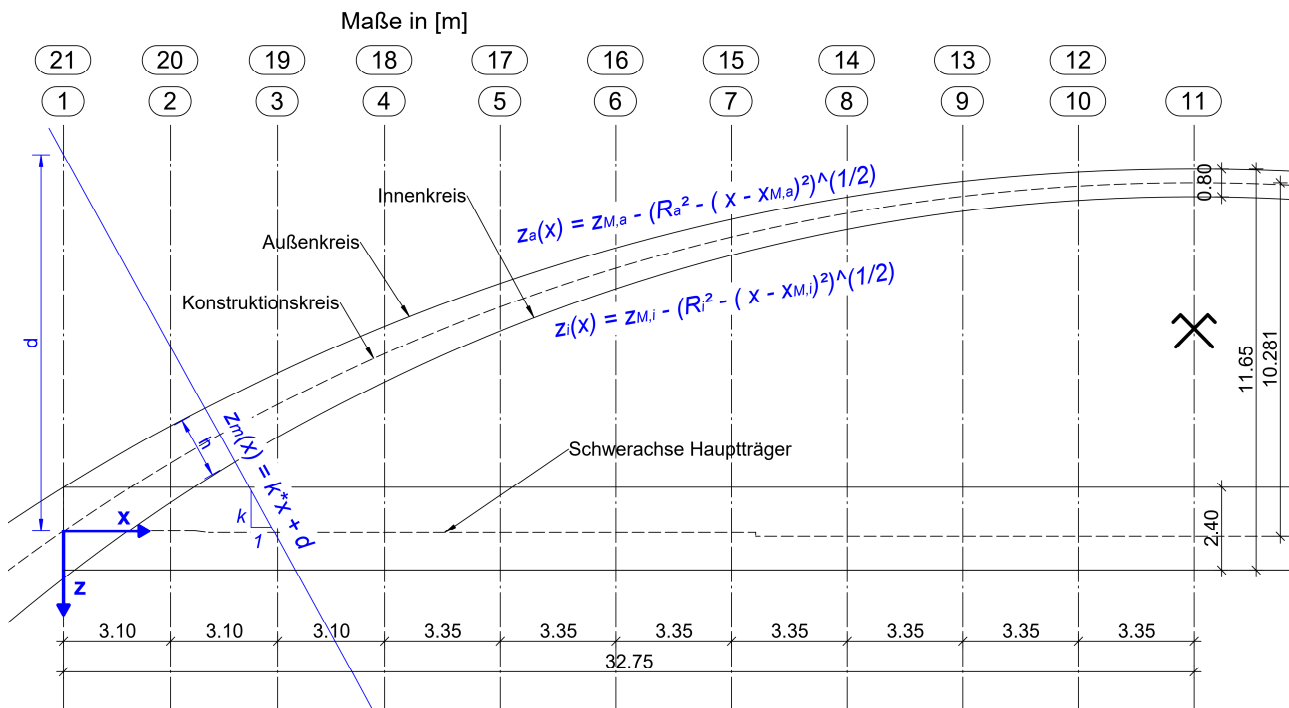


Abbildung 3.13: Ermittlung der Querschnittshöhen

Um die Querschnittshöhen zu ermitteln, wurden zuerst die Komponenten k und d der Geradengleichung ermittelt. Dies erfolgte zum einen mit den Koordinaten des Mittelpunkts des Konstruktionskreises und zum anderen mit den Koordinaten der Knoten am Bogen, welche zur Unterteilung dessen dienen, wie bereits oben beschrieben. Diese Knoten liegen genau am Konstruktionskreis.

Anschließend werden durch Gleichsetzen der Geradengleichung und der Kreisgleichung die Schnittpunkte dieser beiden Funktionen ermittelt, welche die Koordinaten des Außenkreises bzw. des Innenkreises abbilden.

In Formel (3.4) werden die Geradengleichung aus (3.1) und die Kreisfunktion des Außenkreises aus (3.2) gleichgesetzt. Die Parameter k , d , $z_{M,a}$, R_a und $x_{M,a}$ sind bereits bekannt. Durch Umformen auf die Variable x erhält man die x -Koordinate x_a des Schnittpunktes dieser beiden Funktionen, welcher am Außenkreis des Bogens liegt. Die bereits umgeformte Gleichung zur Berechnung von x_a ist in

Formel (3.5) angeführt. In Formel (3.6) wird die Geradengleichung aus (3.1) mit der Kreisfunktion des Innenkreises aus (3.3) gleichgesetzt. Die Formel (3.7) stellt die Berechnung der x-Koordinate x_i des Schnittpunktes am Innenkreis dar.

Außenkreis:

$$k * x + d = z_{M,a} - \sqrt{R_a^2 - (x - x_{M,a})^2} \quad (3.4)$$

$$x_a = \frac{\sqrt{(k^2 + 1) * R_a^2 - k^2 * x_{M,a}^2 + 2 * k * x_{M,a} * (z_{M,a} - d) - (z_{M,a} - d)^2} - x_{M,a} - k * (z_{M,a} - d)}{k^2 + 1} \quad (3.5)$$

Innenkreis:

$$k * x + d = z_{M,i} - \sqrt{R_i^2 - (x - x_{M,i})^2} \quad (3.6)$$

$$x_i = -\frac{\sqrt{(k^2 + 1) * R_i^2 - k^2 * x_{M,i}^2 + 2 * k * x_{M,i} * (z_{M,i} - d) - (z_{M,i} - d)^2} - x_{M,i} - k * (z_{M,i} - d)}{k^2 + 1} \quad (3.7)$$

Setzt man in weiterer Folge in die Kreisfunktion des Außenkreises (Formel (3.2)) für die Variable x die errechnete x-Koordinate x_a aus Formel (3.5) ein, so erhält man die dazugehörige z-Koordinate z_a am Außenkreis. Für den Innenkreis wiederum wird in die Kreisfunktion des Innenkreises (Formel (3.3)) für die Variable x die errechnete x-Koordinate x_i aus Formel (3.7) eingesetzt, wodurch man die dazugehörige z-Koordinate z_i am Innenkreis erhält.

Durch nachfolgend angegebene Formel erhält man anschließend die Querschnittshöhe h des Bogens, welche normal auf den Konstruktionskreis gemessen werden kann, wie es auch in Abbildung 3.13 zu sehen ist.

$$h = \sqrt{(z_i - z_a)^2 + (x_i - x_a)^2} \quad (3.8)$$

Mit:

- h Querschnittshöhe im jeweiligen Punkt
- z_i bzw. z_a z-Koordinate des Innen- bzw. Außenkreises
- x_i bzw. x_a x-Koordinate des Innen- bzw. Außenkreises

Dieses Vorgehen kann angewendet werden, um an jedem beliebigen Punkt des Bogens seine Querschnittshöhe zu ermitteln. Dafür benötigt man lediglich die Koordinaten dieses Punkts am Konstruktionskreis des Bogens.

In weiterer Folge gilt es die erforderlichen Stabexzentrizitäten zu ermitteln. Diese ergeben sich als die Differenz des wahren Schwerpunkts zum Konstruktionskreis, wie es in Abbildung 3.14 dargestellt

3. Berechnungsgrundlagen

ist. Die Exzentrizität e ergibt sich dabei als Differenz des Knotens am Konstruktionskreis, hier mit K gekennzeichnet, und des Schwerpunkts S . Die rechnerische Ermittlung wird nachfolgend vorgestellt.

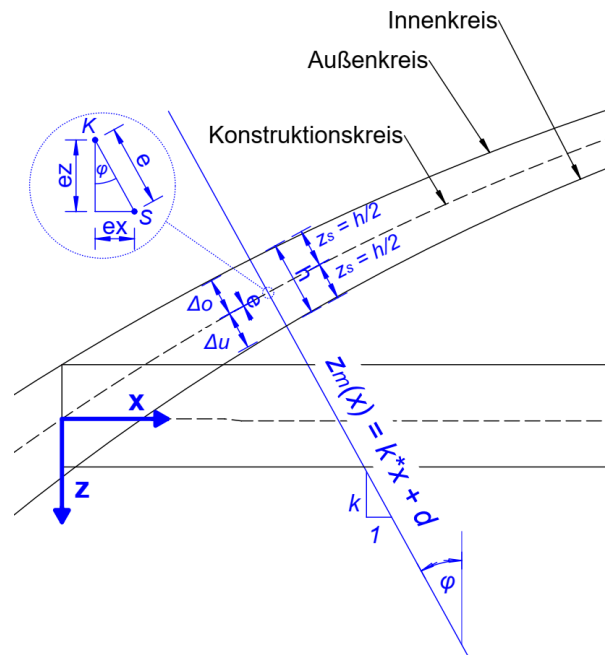


Abbildung 3.14: Ermittlung der Stabexzentrizität

Der wahre Schwerpunkt liegt in der Mitte des Querschnittes, womit sich der Schwerpunktabstand z_s nach Formel (3.9) ergibt.

$$z_s = \frac{h}{2} \quad (3.9)$$

Der Abstand der Koordinaten am Außenkreis zum Konstruktionskreis Δo wird mit Formel (3.10) ermittelt. Der Abstand der Koordinaten am Innenkreis zum Konstruktionskreis Δu wird mit Formel (3.11) ermittelt. Die Lage von Δo und Δu wird in Abbildung 3.14 dargestellt.

$$\Delta o = \sqrt{(z_a - z_m)^2 + (x_a - x_m)^2} \quad (3.10)$$

$$\Delta u = \sqrt{(z_i - z_m)^2 + (x_i - x_m)^2} \quad (3.11)$$

Die Exzentrizität e ergibt sich in weiterer Folge als Differenz von z_s und Δo bzw. Δu .

$$e = z_s - \Delta o = \Delta u - z_s \quad (3.12)$$

In RFEM wurde die Exzentrizität als globale Stabexzentrizität berücksichtigt. Das bedeutet die Exzentrizität e wird aufgesplittet in einen x -Anteil e_x und einen z -Anteil e_z , wie es in Abbildung 3.14 zu sehen ist. Rechnerisch erfolgt dies mit nachstehenden Formeln.

$$e_x = e * \sin \varphi \tag{3.13}$$

$$e_z = e * \cos \varphi \tag{3.14}$$

Der Winkel φ errechnet sich dabei folgendermaßen:

$$\varphi = \sin^{-1} \left(\frac{x_{M,m} - x_m}{R_m} \right) \tag{3.15}$$

Mit:

- $x_{M,m}$ x-Koordinate des Mittelpunkts des Konstruktionskreises
- x_m x-Koordinate des Knotens am Konstruktionskreis
- R_m Radius des Konstruktionskreises

Übersicht über die einzelnen Bogenquerschnitte

Der Bogen verläuft, wie auch der Hauptträger, in den Achsen A und B und erstreckt sich über die Achsen 1 bis 21, siehe dazu Abbildung 3.1. Die Sehne beträgt 65,50 m und der Stich weist von der Unterkante des Hauptträgers bis zur Oberkante des Bogens in Bogenmitte eine Länge von 11,65 m auf, wie in Abbildung 3.2 zu sehen. Der Bogen weist in den Achsen A und B dieselben Querschnitte auf.

Wie bereits erwähnt, sind die einzelnen Blechstärken und die Breite des Bogenquerschnitts in jedem Punkt entlang des Bogens gleich. Lediglich die Querschnittshöhe verändert sich über die gesamte Länge des Bogens.

Nachfolgende Abbildungen zeigen den Bogenquerschnitt als Kastenquerschnitt. Die Höhe ist dabei nur exemplarisch für alle Querschnitte dargestellt. In der folgenden linken Abbildung ist der Querschnitt zu sehen, so wie er auch in DUENQ umgesetzt wurde und rechts ist der Querschnitt in DUENQ abgebildet.

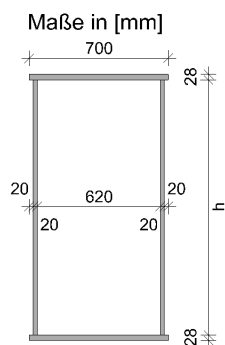


Abbildung 3.15: Querschnitt Bogen

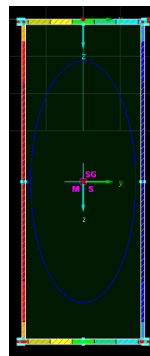


Abbildung 3.16: Querschnitt Bogen in DUENQ [4]

3. Berechnungsgrundlagen

In den nachfolgenden Tabellen sind die Parameter, die zur Ermittlung der Querschnittshöhen erforderlich sind und bereits vorhin beschrieben wurden, angegeben. Außerdem sind die errechneten Querschnittshöhen angegeben. Diese Werte sind jeweils für den Stabanfang und das Stabende der einzelnen Stäbe angegeben. Die Querschnittsbezeichnungen leiten sich von den Koordinaten am Konstruktionskreis ab, an welchen in RFEM Knoten vorhanden sind. Diese Koordinatenangaben in den Querschnittsbezeichnungen sind als Meterangaben zu verstehen.

Die nachfolgenden Tabellen bzw. die Koordinaten in dieser gelten für die Achsen 1 bis 11, sowohl in Achse A und Achse B. Die Ergebnisse sind spiegelsymmetrisch für die Achsen 11 bis 21.

3.1.1.4. Querträger

In jeder der 21 Achsen verläuft zwischen den beiden Hauptträgern ein Querträger. Als Querschnitt weist der Querträger einen umgekehrten T-Querschnitt auf, da das Deckblech separat als Blechscheibe modelliert wurde. Bei den Achsen 1, 2, 20 und 21 liegen Unterschiede der Querschnittsabmessungen zu den restlichen Achsen vor.

Endquerträger in den Achsen 1 und 21

Der Endquerträger weist im Bereich des Bogenfußpunkts eine Verbreiterung des Untergurts auf, welche allerdings zur Mitte des Querträgers hin abnimmt, wie in nachfolgender Abbildung rot umrandet dargestellt. Die Querträger werden in kleinere Stäbe unterteilt, um sie mit den Längsrippen im Modell verbinden zu können. Dieses Vorgehen erfordert durch die veränderliche Breite des Untergurts die Erstellung von mehreren Querschnitten für den Endquerträger. Der Verlauf des Untergurts ist dabei linear. Die Stabunterteilungen und die Querschnitte an jenen Stellen können untenstehender Abbildung entnommen werden.

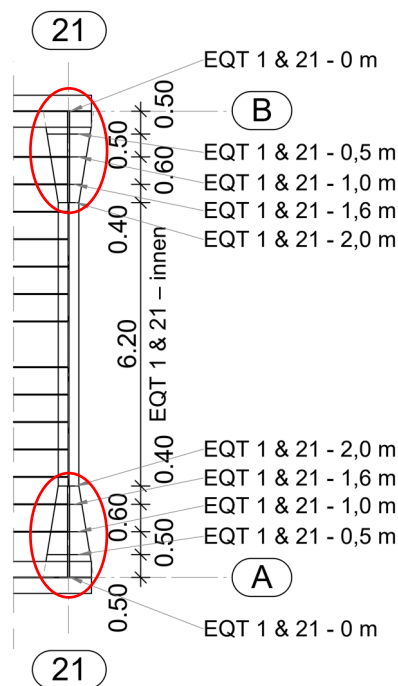


Abbildung 3.17: Draufsicht Endquerträger

Die folgenden Abbildungen geben exemplarisch die Form des Endquerträgerquerschnittes an. Abbildung 3.18 zeigt die Bezeichnungen der Querschnittsabmessungen der unterschiedlichen Querschnitte, welche in Tabelle 3.4 angegeben sind.

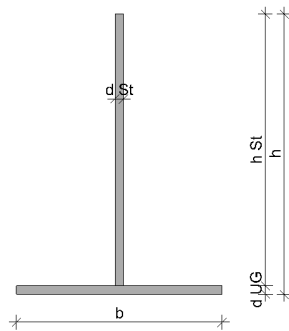


Abbildung 3.18: Querschnitt Endquerträger

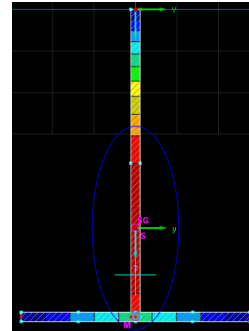


Abbildung 3.19: Querschnitt Endquerträger in DUENQ [4]

Die Querschnittsbezeichnungen orientieren sich an den Achsen, in dem Fall an Achse 1 und 21. Die Zahlenangaben 0 m bis 2,0 m, orientieren sich an der Distanz der einzelnen Stabsunterteilungen vom Anfang bzw. Ende des Querträgers. Sie stehen für den veränderlichen Bereich des Untergrurts. Die Bezeichnung „innen“ gibt den Bereich mit konstanter Untergrurtbreite an.

Tabelle 3.4: Endquerträger – Querschnittsabmessungen

Querschnittsbezeichnung	Steghöhe h_{St} [mm]	Stegdicke d_{St} [mm]	Untergrurtbreite b [mm]	Untergrurtstärke d_{UG} [mm]	Gesamthöhe h [mm]
EQT 1 & 21 – 0 m	1458	45	1100	45	1503
EQT 1 & 21 – 0,5 m	1458	45	937.5	45	1503
EQT 1 & 21 – 1,0 m	1458	45	775	45	1503
EQT 1 & 21 – 1,6 m	1458	45	580	45	1503
EQT 1 & 21 – 2,0 m	1458	45	450	45	1503
EQT 1 & 21 – innen	1464	20	450	45	1509

Querträger in den Achsen 2 bis 20

Der Querschnitt der Querträger ist für die Achsen 3 bis 19 ident. Bei den Achsen 2 und 20 gibt es in den Endbereichen kleine Unterschiede in der Steg- und Gesamthöhe, da dort die Fahrbahn dicker ist, als in den anderen Bereichen.

In Abbildung 3.3 ist eine Ansicht des Regelquerträgers zu sehen.

In Tabelle 3.5 sind die Steg- und die Gesamthöhe der Regelquerträger angegeben. Die Bezeichnung „außen“ bildet den Bereich mit der dickeren Fahrbahn ab, wobei „innen“ den Bereich mit der dünneren Fahrbahn darstellt. Die Bezeichnungen 2, 20, 3 und 19 stehen für die jeweiligen Achsen.

Tabelle 3.5: Regelquerträger – Querschnittsabmessungen

Querschnittbezeichnung	Steghöhe h_{st} [mm]	Gesamthöhe h [mm]
QT 2 & 20 außen	1458	1503
QT 2 & 20 innen & 3-19	1464	1506

In Abbildung 3.20 ist der Querschnitt des Regelquerträgers mit seinen Abmessungen dargestellt. Lediglich die Steghöhe h_{st} und die Gesamthöhe h sind Tabelle 3.5 zu entnehmen.

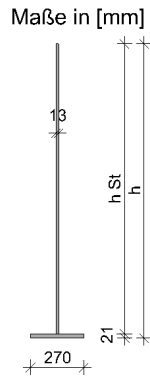


Abbildung 3.20: Querschnitt Querträger

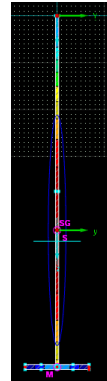


Abbildung 3.21: Querschnitt Querträger in DUENQ [4]

3.1.1.5. Längsrippen

Die Längsrippen, als „LR“ bezeichnet, verlaufen parallel zu den Hauptträgern über die gesamte Stützweite von 65,50 m. Zudem weisen sie überall den identen Querschnitt auf. Der Regelabstand der Längsrippen in Brückenquerrichtung beträgt 600 mm. In Abbildung 3.1 und Abbildung 3.3 ist die Lage der Längsrippen in Bezug zu den Querträgern zu sehen.

Nachfolgend wird der Querschnitt der Längsrippen dargestellt.

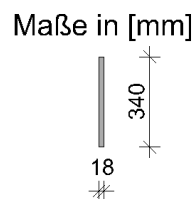


Abbildung 3.22: Querschnitt LR

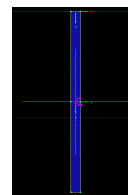


Abbildung 3.23: Querschnitt LR in DUENQ [4]

3.1.1.6. Bogenquerriegel

Die Bogenquerriegel verlaufen in den Achsen 7, 11 und 15 zwischen den beiden Bögen. Gleich wie der Bogen besteht auch der Bogenquerriegel aus einem Kastenquerschnitt.

Bogenquerriegel in den Achsen 7 und 15

In den nachfolgenden Abbildungen ist der Querschnitt des Bogenquerriegels in Achse 7 mit seinen Abmessungen angegeben. Für den Bogenquerriegel in Achse 15 gelten diese Abmessungen spiegelbildlich. Die Bezeichnung dieses Querschnittes lautet BQR 7 & 15.

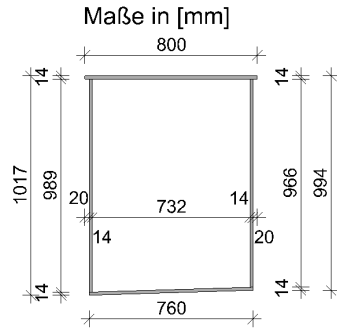


Abbildung 3.24: Querschnitt BQR 7 & 15

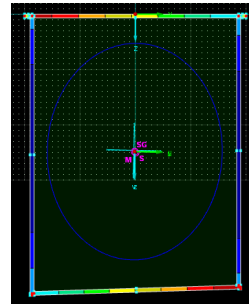


Abbildung 3.25: Querschnitt BQR 7 & 15 in DUENQ [4]

Bogenquerriegel in der Achse 11

In den nachfolgenden Abbildungen ist der Querschnitt des Bogenquerriegels in Achse 11 (BQR 11) mit seinen Abmessungen angegeben.

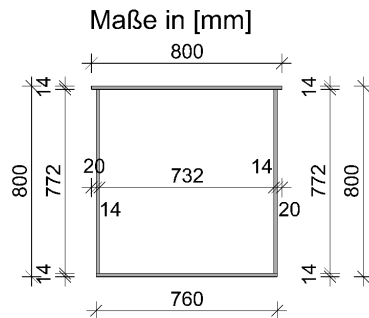


Abbildung 3.26: Querschnitt BQR 11

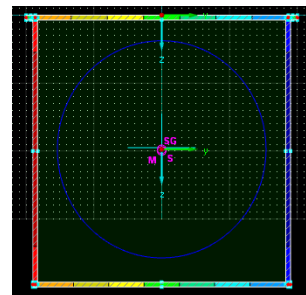


Abbildung 3.27: Querschnitt BQR 11 in DUENQ [4]

3.1.1.7.Hänger

Die Hänger befinden sich in den Achsen 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16 und 18. Ihr Querschnitt ist ein Flachstahl mit einem Querschnitt 220/40 mm, der in den nachfolgenden Abbildungen dargestellt ist.

Maße in [mm]

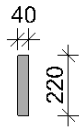


Abbildung 3.28: Querschnitt Hänger

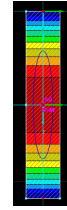


Abbildung 3.29: Querschnitt Hänger in DUENQ [4]

3.1.2. Modellierung in RFEM

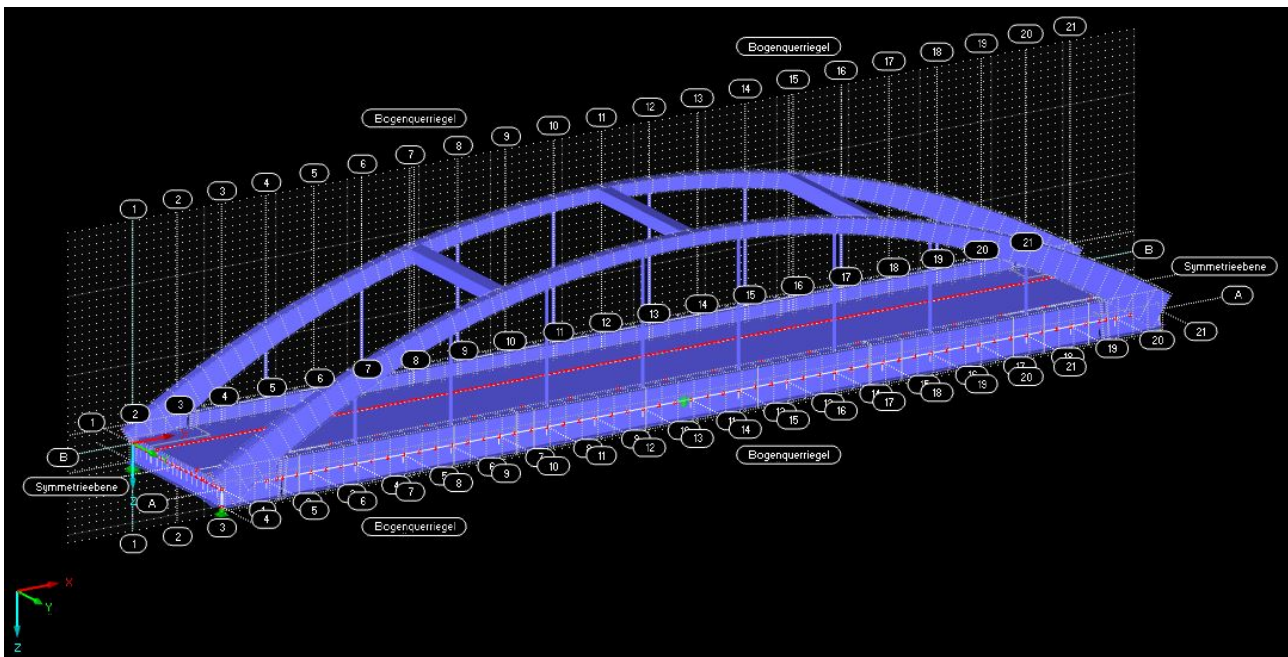


Abbildung 3.30: RFEM-Modell der untersuchten Stabbogenbrücke [3]

Bis auf das Deckblech wurden alle Bauteile als Stabelemente modelliert. Um ausreichend genaue Ergebnisse an den Hauptträgern und den Bögen zu erhalten, ist es erforderlich die Stäbe zu unterteilen. Somit erhält man genügend Knoten an denen Ergebnisse vorhanden sind. Für die Unterteilung hat man sich an dem Achsraster orientiert, welches in Abbildung 3.1, Abbildung 3.2 und Abbildung 3.3 zu sehen ist. Dieser Raster stimmt mit den Abständen der Querträger überein. Zur Unterteilung der Stäbe wurde ein Abstand gewählt, welcher ein Drittel des Achs- bzw. Querträgerabstands beträgt. Lediglich die Hauptträger und die Bögen wurden derart fein unterteilt, da diese die Haupttragelemente darstellen und lediglich diese Bauteile hinsichtlich der Ermüdung näher untersucht werden.

Ein weiteres Kriterium für eine realitätsnahe Abbildung sind vorhandene Stabexzentrizitäten. Da beispielsweise die einzelnen Hauptträger-Querschnitte, unterschiedlich sind und somit unterschiedliche Schwerpunkte aufweisen, wurden entsprechende Stabexzentrizitäten berücksichtigt. Auf diese Weise kann der Hauptträger zutreffend abgebildet werden, sodass Unter-

und Obergurt auf gleicher Höhe liegen. Auch bei den anderen Bauteilen wurden Exzentrizitäten miteinbezogen, um dafür zu sorgen, dass die einzelnen Tragwirkungen richtig erfasst werden.

Zu erwähnen ist, dass alle Stellen wo Stöße von unterschiedlichen Querschnitten vorliegen, diese entsprechend ihrer Ausführung biegesteif modelliert wurden.

3.1.2.1. Fahrbahnquerschnitt

Der Fahrbahnquerschnitt besteht aus den Hauptträgern in den Achsen A und B und einer orthotropen Platte, bestehend aus einem Deckblech mit Schalenelementen, Längsrippen und Querträgern.

Hauptträger

Die Querschnitte des Hauptträgers sind in Abschnitt 3.1.1.2 und deren Anordnung auf Abbildung 3.2 zu sehen. Wie bereits erwähnt, werden die Stöße der einzelnen Querschnitte biegesteif modelliert.

Orthotrope Platte

Das Deckblech der orthotropen Platte wurde als ebene Fläche mit Schalenelementen modelliert. Es weist zwei unterschiedliche Dicken auf. In den Bereichen der Bogenfußpunkte weist es eine Dicke von 27 mm, ansonsten von 21 mm auf, wie es in Abbildung 3.1 dargestellt ist.

Die Querträger verlaufen in den Achsen 1 bis 21. Wie bereits erwähnt, unterscheiden sich die Endquerträger in den Achsen 1 und 21 von den Querträgern in den restlichen Achsen. Die Anordnung der Querschnitte ist in Abschnitt 3.1.1.4, sowie in Abbildung 3.1 und Abbildung 3.17, zu entnehmen. An den Punkten an denen die Querträger am Hauptträger anschließen, müssen Knoten vorhanden sein. Dasselbe gilt für die Schnittpunkte von Querträger und Längsrippen. Auch hier müssen Knoten vorhanden sein, womit die Längsrippen von Querträger zu Querträger modelliert wurden und an diese biegesteif anschließen.

3.1.2.2. Bogen

Der Bogen verläuft in den Achsen A und B und schließt im Bogenfußpunkt biegesteif an den Hauptträger an.

Modelliert wurde der Bogen, indem der in Abschnitt 3.1.1.3 vorgestellte Konstruktionskreis als Basis für die Modellierung diente. Dieser Konstruktionskreis stellt, wie bereits erwähnt, nicht die tatsächliche Schwerlinie des Bogens dar. Aus diesem Grund wurde der Bogen mittels Stabexzentrizitäten an den Stabanfängen und Stabenden in die wahre Lage gebracht, sodass der Schwerpunkt jedes Stabquerschnittes auf der tatsächlichen Schwerlinie zu liegen kommt. Dabei

3. Berechnungsgrundlagen

stellen die Exzentrizitäten die Differenz zwischen der tatsächlichen Schwerpunktlage jedes Querschnittes und dem Konstruktionskreis dar.

Bogenquerriegel

Die Bogenquerriegel schließen bei den Achsen 7, 11 und 15 biegesteif an die Bögen in den Achsen A und B an. Auch hier wurden Exzentrizitäten berücksichtigt.

Hänger

Die Hänger verlaufen in den Achsen 4,6,8,10,12,14,16 und 18 und schließen sowohl am Hauptträger als auch am Bogen biegesteif an. Hier wurde auf die idealisierte Modellierung eines Gelenks am Stabanfang und -ende verzichtet. Aufgrund der großen Schlankheit der Hänger sind die Biegemomente an den Anschlüssen sehr gering.

3.1.2.3. Lagerungsbedingungen

In Abbildung 3.31 ist das Lagerungsschema der Stabbogenbrücke zu erkennen. In den Achsen A und B bei den Achsen 1 und 21 sind dazu gelenkige Lagerungen vorgesehen. Dabei sind die Auflager in Achse B bei den Achsen 1 und 21 in alle Richtungen horizontal verschieblich gelagert. In Achse A bei 1 und 21 hingegen sind die Lager nur längsverschieblich ausgeführt. Weiters ist über alle 21 Achsen der Brücke verlaufend ein mittig verlaufender, sogenannter Steuerstab zu erkennen, da die Brücke kein längsfestes Lager aufweist.

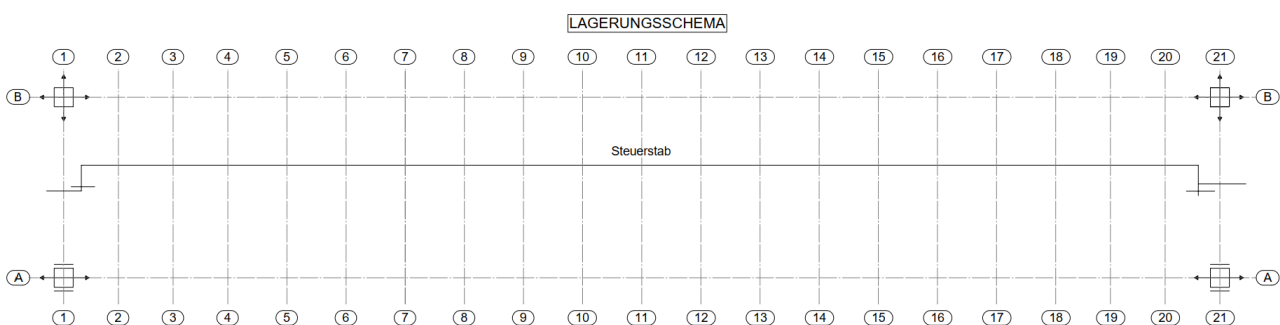


Abbildung 3.31: Lagerungsschema der Stabbogenbrücke

Bei einem Steuerstab handelt es sich um ein System zur Lagerung einer Brücke in Längsrichtung. Die einzelnen Komponenten des Systems und wie diese miteinander verbunden sind, ist in Abbildung 3.32 zu sehen. Ein solches Steuerstabsystem besteht aus dem eigentlichen Steuerstab, an welchem Hebelarme, sogenannte Bremshebel, gelenkig anschließen. Diese wiederum sind mit sogenannten

Haltestäben gelenkig zusammengeschlossen. Diese Haltestäbe werden in der dahinter liegenden Widerlagerwand verankert. Das Steuerstabsystem wird unter der Fahrbahn angeordnet. [18]

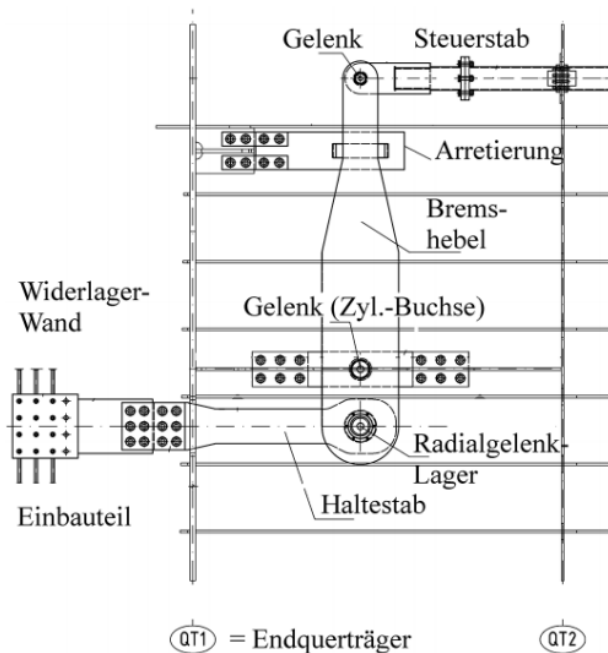


Abbildung 3.32: Komponenten eines Steuerstabsystems [18]

Die Bremshebel sind an beiden Enden des Steuerstabs verschieden lang, siehe dazu Abbildung 3.33. Dadurch ergibt sich, dass die Haltestäbe nicht auf derselben Höhe (im Grundriss gesehen), also nicht symmetrisch am Widerlager anschließen, wie es in Abbildung 3.33 zu erkennen ist. Die Bremshebel sind aufgrund der beidseitig gelenkigen Anschlüsse drehbar. [18]

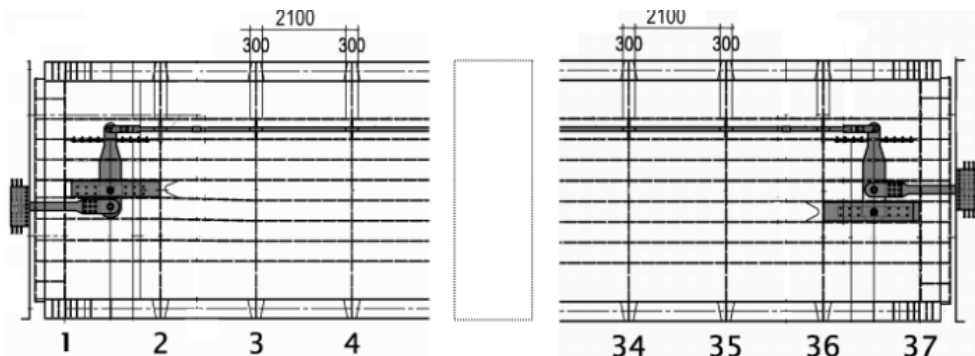


Abbildung 3.33: Antimetrischer Anschluss des Steuerstabsystems an die Widerlager [18]

Ein Steuerstabsystem bietet mehrere Funktionen. Zum einen ermöglicht es bei Temperaturänderungen Längsdehnungen des Tragwerks, ohne dabei Zwängungen zu erzeugen. Das System kann dabei so ausgelegt sein, dass beide Widerlagerseiten gleich große Dehnungen aufnehmen, wodurch in Brückenmitte keine Verschiebungen aufgrund der Dehnungen entstehen.

3. Berechnungsgrundlagen

Zu vergleichen wäre dieses Verhalten mit einem horizontal unverschieblichen Lager in Brückenmitte. [18]

Das Verhalten des Steuerstabsystems bei Temperaturänderungen ist in folgender Abbildung erkenntlich. Der graue Balken stellt hierbei den Brückenüberbau dar, welcher vereinfacht als Stab abgebildet wird. Um den Überbau ist das Steuerstabsystem angeordnet. Mit strichlierten Linien wird die Ausgangslage des Steuerstabsystems dargestellt. Der Überbau kann sich aufgrund von Temperaturänderungen ausdehnen bzw. verkürzen, ohne Zwängungen, weder im Brückenüberbau noch im Steuerstab, zu erzeugen. [18]

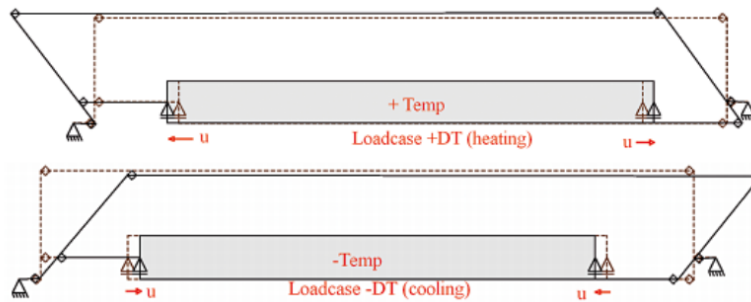


Abbildung 3.34: Verhalten des Steuerstabsystems bei Temperaturänderungen [18]

Auch Horizontalkräfte infolge Bremsen und Anfahren können in gewünschtem Maße auf beide Widerlagerseiten aufgeteilt werden. Das ist aufgrund der unterschiedlich langen Bremshebel und dem antimetrischen Anschluss möglich. Zu welchen Teilen diese Aufteilung erfolgt, ist abhängig davon, wie unterschiedlich lange die Bremshebel sind und wie der Anschluss der Haltestäbe am Widerlager erfolgt. Abbildung 3.35 zeigt das Verhalten des Steuerstabsystems bei Bremsen und Anfahren eines Zuges. [18]

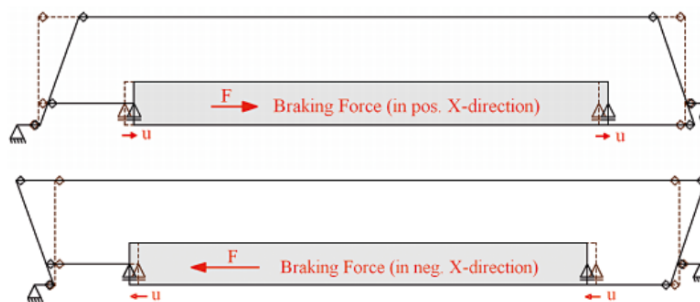


Abbildung 3.35: Verhalten des Steuerstabsystems bei Bremsen und Anfahren [18]

Modellierung in RFEM

In RFEM werden die Lager, welche in Abbildung 3.31 in der Achse A angeordnet sind, als in Längsrichtung verschiebliche Lager modelliert. Die Lager in der Achse B werden als allseits verschieblich angesetzt. Alle diese vier Lager sind in vertikaler Richtung, also in z-Richtung,

unverschieblich und sind unter dem Untergurt der beiden Hauptträger angeordnet. Um sie in dieser Lage und nicht im Schwerpunkt der Hauptträger anzuordnen, wurden diese mittels Starrstäben an die Hauptträger angeschlossen.

Der Steuerstab wird nicht exakt als solcher modelliert, sondern es wird das Verhalten dieses und seine Wirkungen der Lagerung in Längsrichtung, weitestgehend abgebildet. Das wurde erreicht, indem in Brückenmitte bei jedem Hauptträger ein nur in Längsrichtung unverschiebliches Lager angeordnet wurde, wie es in Abbildung 3.36 und Abbildung 3.37 dargestellt ist. In vertikaler Richtung ist das Lager verschieblich. Eine solche Abbildung der realen Lagerungsbedingungen kann angenommen werden, da in dieser Masterarbeit keine horizontalen Belastungen berücksichtigt werden und somit in weiterer Folge keine horizontalen Auflagerreaktionen resultieren.

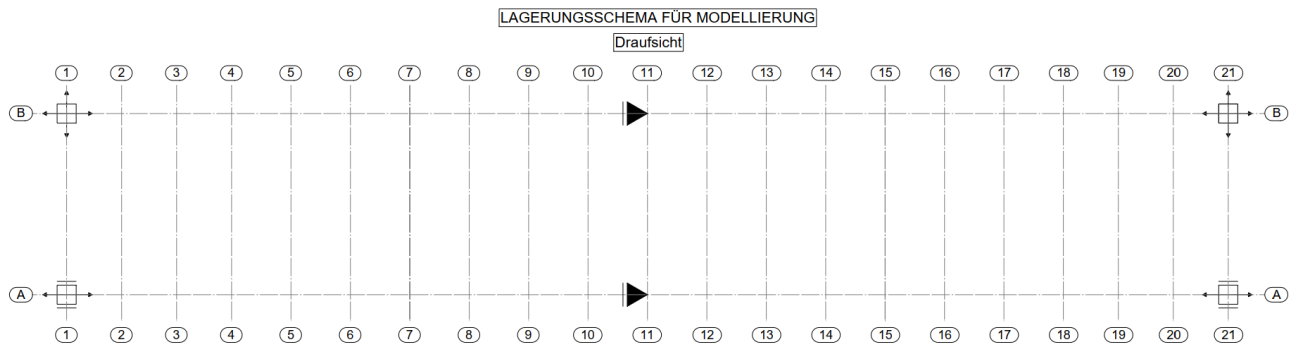


Abbildung 3.36: idealisiertes Lagerungsschema für die Modellierung in RFEM – Grundriss

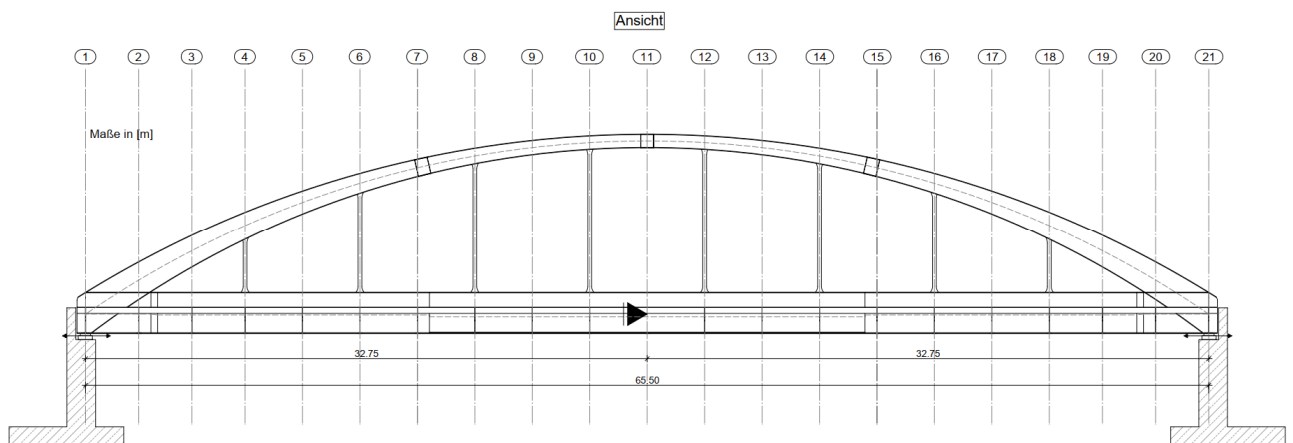


Abbildung 3.37: idealisiertes Lagerungsschema für die Modellierung in RFEM – Ansicht

3.2. Lastaufbringung bzw. Lastverteilung

Die Achslasten der Betriebszüge werden gemäß Abschnitt 6.3.6.1 der ÖNORM EN 1991-2 [2] in Längsrichtung auf drei Schienenstützpunkte aufgeteilt. Dies erfolgt wie in nachstehender Abbildung gezeigt.

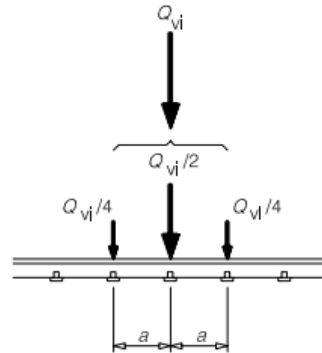
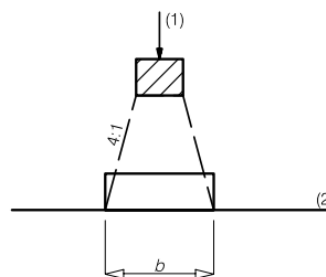


Abbildung 3.38: Lastverteilung einer Einzellast durch die Schiene [2]

Die Schienenstützpunkte sind in diesem Fall die Schwellen. Der nationale Anhang ÖNORM B 1991-2 [12] gibt dabei einen Schwellenachsabstand von 60 cm an. Dies entspricht für den vorliegenden Fall ebenfalls dem Abstand der Schienenstützpunkte, welcher in Abbildung 3.38 mit a gekennzeichnet ist.

Im Programm RFEM wurden keine Schienen modelliert, dadurch erfolgt die Belastung direkt auf das Deckblech. Abschnitt 6.3.6.2 der ÖNORM EN 1991-2 [2] gibt dazu an, dass Einzellasten mit einem Ausbreitungsverhältnis von 4:1 durch Schwellen und Schotter auf die jeweilige Bezugsebene verteilt werden. Dies ist in Abbildung 3.39 und Abbildung 3.40 ersichtlich. In diesem Fall stellt die Bezugsebene das Deckblech dar. Dieses Ausbreitungsverhältnis gilt dabei in Längs- und Querrichtung [2], womit sich in weiterer Folge aus den Einzellasten, Flächenlasten ergeben.

Da in dieser Masterarbeit nur Vertikallasten, im speziellen die oben genannten Achslasten der Züge, berücksichtigt werden, entfällt der horizontale Anteil Q_h der Einzellast in Abbildung 3.40.



Legende

- 1 Last auf Schwelle
- 2 Bezugsebene

Abbildung 3.39: Lastverteilung einer Einzellast in Längsrichtung [2]

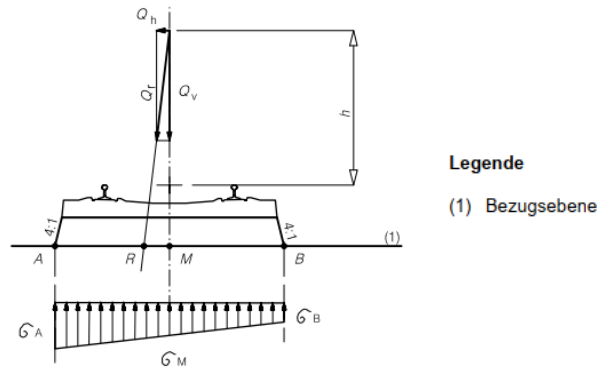


Abbildung 3.40: Lastverteilung einer Einzellast in Querrichtung [2]

Um die Abmessungen der Flächen, auf welche diese Flächenlasten infolge der Achslasten wirken, ermitteln zu können, benötigt man einerseits die Schwellenabmessungen und andererseits die Höhe des Schotterbetts. Der nationale Anhang [12] legt die Abmessungen der Schwellen, wie in nachstehender Tabelle zu sehen ist, fest. Für das Schotterbett wird von der Oberkante des Deckblechs weggehend bis zur Oberkante der Schwelle eine Dicke von 55 cm [19] angenommen – die Höhe unter der Schwelle beträgt somit $55 - 21 = 34$ cm.

Tabelle 3.6: Schwellenabmessungen [12]

Schwelle	Abmessungen bei Eisenbahnen	Abmessungen bei Straßenbahnen
	cm	
Schwellenachsabstand	60	65
Schwellenbreite	26	26
Schwellenhöhe	21	16
Schwellenlänge	260	250

Mit den genannten Schwellenabmessungen und der Dicke des Schotterbettes ergibt sich mit einem Ausbreitungsverhältnis von 4:1 eine Länge l von 0,43 m ($=0,26 + 2 \cdot 0,34/4$) und eine Breite b von 2,77 m ($=2,60 + 2 \cdot 0,34/4$). Daraus errechnet sich eine Fläche von $1,19 \text{ m}^2$, auf welche die Einzellasten – nach der Aufteilung gemäß ÖNORM EN 1991-2 [2], entsprechend Abbildung 3.38 – verteilt werden und infolge dessen die Flächenlasten wirken.

Nachfolgend wird in Abbildung 3.41 bis Abbildung 3.44 auf der linken Seite das Schema der Lastverteilung in Längs- bzw. Querrichtung mit den oben angeführten Parametern der Schwellenabmessungen und Schotterbettdicke angeführt. Rechts sind die Flächenlasten in Längs- bzw. Querrichtung zu sehen, welche sich durch die Lastverteilung einer Achslast ergeben.

3. Berechnungsgrundlagen

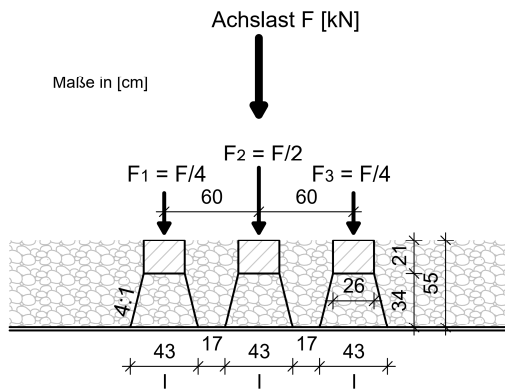


Abbildung 3.41: Lastverteilung einer Achslast in Längsrichtung (in Anlehnung an ÖNORM EN 1991-2 [2])

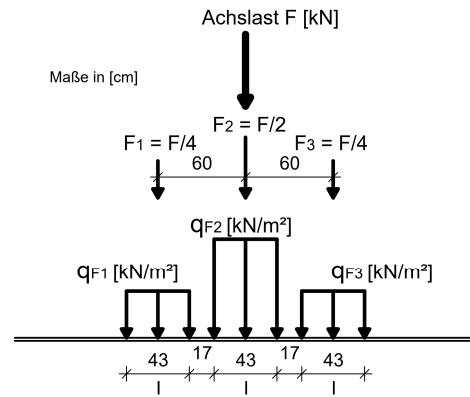


Abbildung 3.42: Flächenlasten in Längsrichtung aufgrund der Lastverteilung einer Achslast

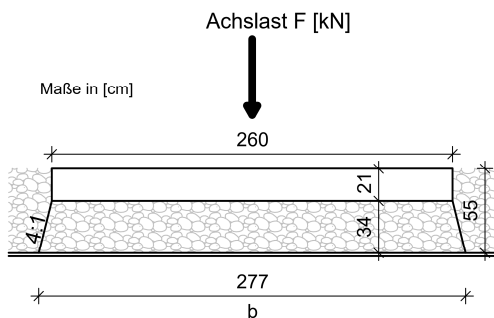


Abbildung 3.43: Lastverteilung einer Achslast in Querrichtung (in Anlehnung an ÖNORM EN 1991-2 [2])

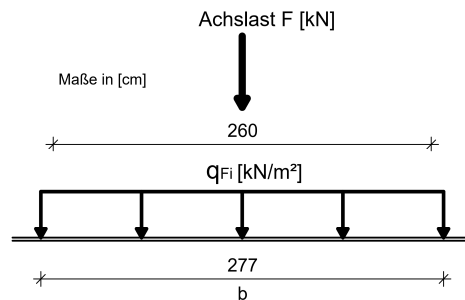


Abbildung 3.44: Flächenlasten in Querrichtung aufgrund der Lastverteilung einer Achslast

Als Beispiel seien hier die Flächenlasten, welche sich durch die Lastverteilung der Achslasten der Lok von Typ 2 ergeben, angeführt. Abbildung 3.45 zeigt diese Flächenlasten der Lok von Typ 2. Die Achslasten und Achsabstände sind in Abbildung 2.4 angegeben.

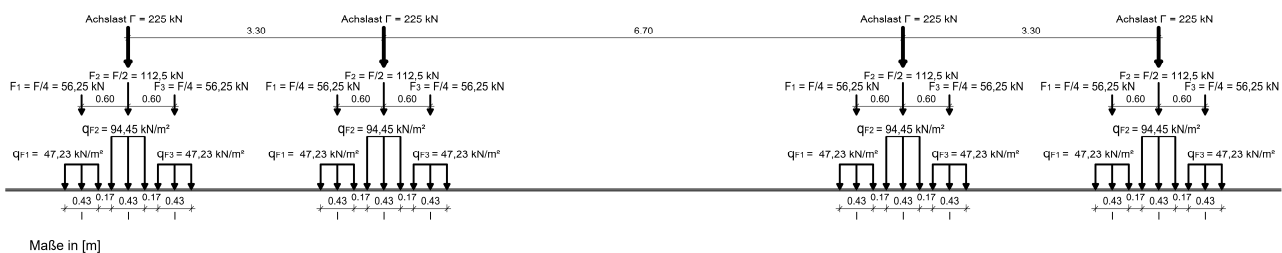


Abbildung 3.45: Lastverteilung in Längsrichtung der Achslasten von der Lok von Typ 2

Für eine Achslast $F=225$ kN ergibt sich:

$$q_{F1} = q_{F3} = \frac{F/4}{0,43 * 2,77} = \frac{225/4}{0,43 * 2,77} = 47,23 \text{ kN/m}^2$$
$$q_{F2} = 2 * q_{F1} = 94,45 \text{ kN/m}^2$$

3.3. Spannungsberechnung aus Betriebszugsüberfahrt

Als Ergebnisse der Berechnungen mit RFEM erhält man an den Knoten der Hauptträger und Bögen Schnittkräfte. Wie bereits in Kapitel „3.1.2 - Modellierung in RFEM“ beschrieben, wurden die Hauptträger und Bögen in viele einzelne Stäbe unterteilt, sodass man an ausreichend vielen Knoten Ergebnisse erhält. Diese Knoten und somit auch die Ergebnisse liegen in den Drittelpunkten der Querträger-Achsen und an jedem Schnittpunkt von unterschiedlichen Querschnitten bzw. Bauteilen vor.

Von Bedeutung für die Hauptträger- und Bogenquerschnitte sind die Schnittkräfte Normalkraft N , Moment M_y und Moment M_z . Querkräfte und Torsionsmomente werden vernachlässigt, da angenommen wird, dass die höchste Kerbwirkung aus den Längsnormalspannungen zufolge Normalkraft sowie Moment M_y und M_z stammen.

Die Nennspannungen werden an vier Punkten am Querschnitt berechnet, welche für die Kerbwirkung und in weiterer Folge für den Kerbfall von Bedeutung sind. Diese Spannungspunkte werden in den nachfolgenden Abbildungen vorgestellt.

Beim Querschnitt HT 8-14 werden zwei Unterscheidungen getroffen. An jener Stelle bzw. jenem Knoten des Hauptträgers, wo sich das Lamellenende in Trägerquerrichtung befindet, liegen die Spannungspunkte 3 und 4 des Querschnittes HT 8-14 an der Unterkante der innenseitigen Lamelle, wie in Abbildung 3.49 zu erkennen ist. Im restlichen Hauptträger bzw. an den restlichen Knoten des Hauptträgers, die den Querschnitt HT 8-14 aufweisen, werden die Spannungspunkte wie sie in Abbildung 3.48 zu sehen sind, in den Außenpunkten (maximal elastische Normalspannungen σ_x) angenommen.

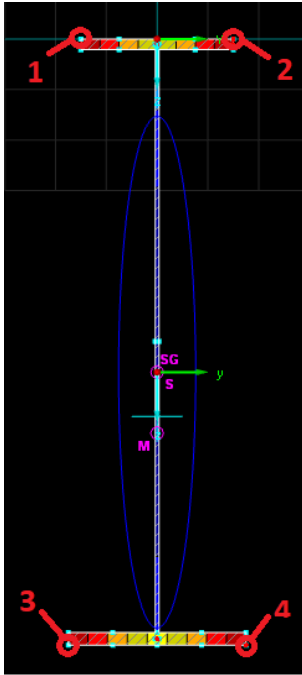


Abbildung 3.46: Spannungspunkte am Querschnitt HT 1-2 & 20-21 und HT 1-2 & 20-21 – OG 600 [4]

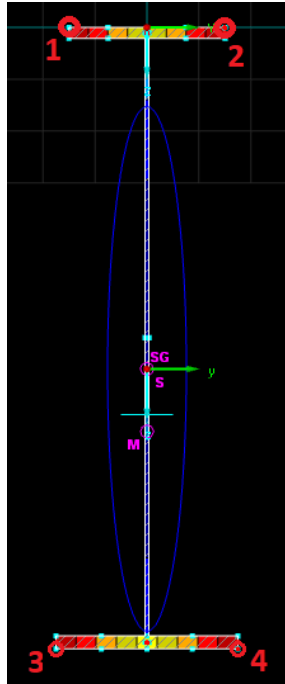


Abbildung 3.47: Spannungspunkte am Querschnitt HT 3-7 & 15-19 [4]

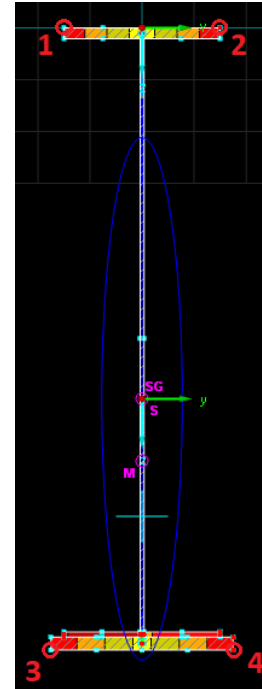


Abbildung 3.48: Spannungspunkte am Querschnitt HT 8-14 [4]

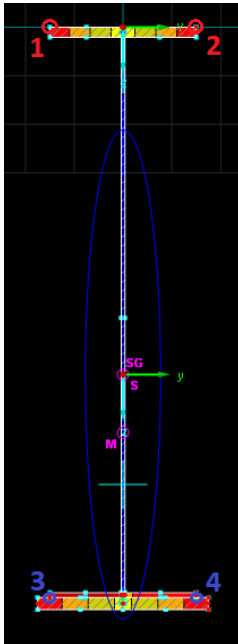


Abbildung 3.49: Spannungspunkte am Querschnitt HT 8-14 beim Lamellenende [4]

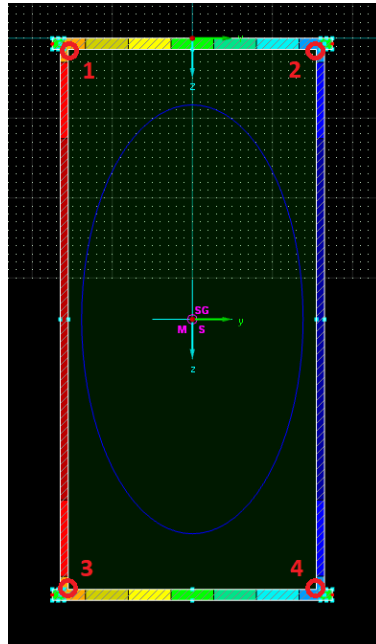


Abbildung 3.50: Spannungspunkte am Bogen [4]

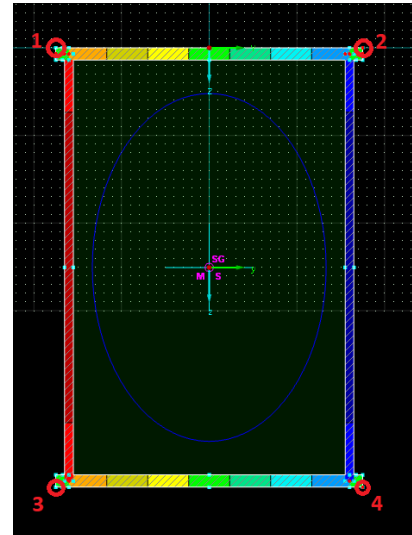


Abbildung 3.51: Spannungspunkte am Bogen bei Anschluss eines Bogenquerriegels [4]

Die Lage der Spannungspunkte am Bogen zeigt die Abbildung 3.50 und Abbildung 3.51.

In Abbildung 3.52 ist für den Querschnitt der Stabbogenbrücke im Schnitt 2-2 beispielhaft die Anordnung der Spannungspunkte an Hauptträger und Bogen für die Achsen A und B zu sehen.

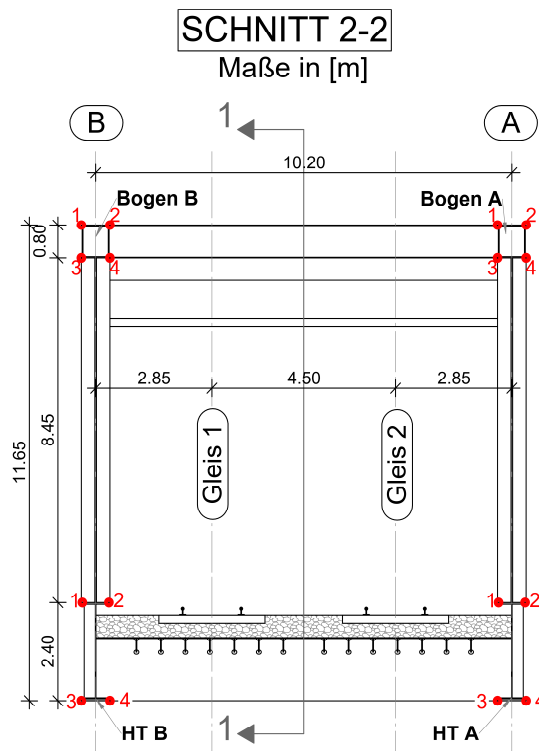


Abbildung 3.52: Verteilung der Spannungspunkte am Querschnitt der Stabbogenbrücke

Die Berechnung der elastischen Spannungen zufolge der Schnittkräfte Normalkraft N , Moment M_y und M_z in den vier genannten und in den Abbildungen dargestellten Spannungspunkten, erfolgt für jede Laststellung der Betriebszüge folgendermaßen:

$$\sigma_i [kN/cm^2] = \frac{N [kN]}{A [cm^2]} \pm \frac{M_y [kNm] * 100}{W_{y,i} [cm^3]} \pm \frac{M_z [kNm] * 100}{W_{z,i} [cm^3]} \quad (3.16)$$

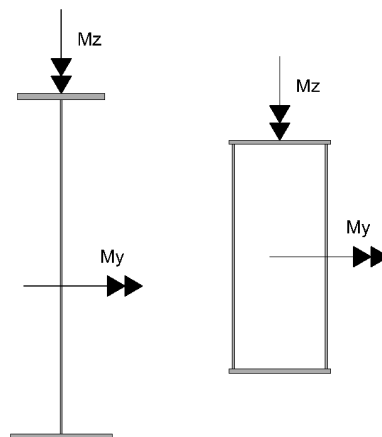


Abbildung 3.53: Beispielhafte Darstellung der Momente M_y und M_z

Mit:

$i = 1$ bis 4

σ_i	Spannung im jeweiligen Spannungspunkt am Querschnitt in [kN/cm ²]
N	Normalkraft im untersuchten Knoten in [kN]
M_y, M_z	Moment M_y bzw. M_z im untersuchten Knoten in [kNm]
A	Fläche des Querschnittes in [cm ²]
$W_{y,i}$	Widerstandsmoment bezüglich y-Achse des Querschnittes im Punkt i in [cm ³]
$W_{z,i}$	Widerstandsmoment bezüglich z-Achse des Querschnittes im Punkt i in [cm ³]

3.4. Symmetrieannahmen

Zugsüberfahrten werden sowohl bei der dynamischen als auch bei der statischen Berechnung in RFEM nur auf Gleis 2, nahe Achse A, simuliert. Grund hierfür sind Symmetrieeigenschaften des Modells. Die Lagerung ist, wie in Abbildung 3.36 erkennbar, in Querrichtung der Brücke nicht symmetrisch. Es wurden allerdings Ergebnisse bei Belastung von Gleis 2 mit denen bei Belastung von Gleis 1 verglichen, womit man zu dem Entschluss gekommen ist, dass die Brücke bzw. dessen Ergebnisse bei Belastung von Gleis 2 als symmetrisch angenommen werden können (Symmetrie der Ergebnisse zwischen Achse A und B).

Zum besseren Verständnis wird diese Symmetrie der Ergebnisse anhand eines Beispiels erklärt, wie es auch in Abbildung 3.54 zu sehen ist. Fährt ein Zug auf Gleis 2 und betrachtet man hierbei den Punkt bei $x_1 = 16$ m am HT A (in Achse 6), so liefert das bei $x_1 = 16$ m am HT B dieselben Schnittkräfte bei gleicher Laststellung des Zuges am Gleis 1, jedoch bei entgegengesetzter Fahrtrichtung. Die Fahrtrichtung der Züge ist ebenfalls in der Abbildung erkenntlich. Das gilt für jeden beliebigen Knoten an den Hauptträgern und den Bögen. Bezüglich der errechneten Spannungen ist bei den Spannungspunkten darauf zu achten, dass das Ergebnis in Achse B im Punkt 1 und 3 mit jenem an Achse A im Punkt 2 und 4 symmetrisch ist. Dies deshalb, da dieselben Spannungspunkte in Achse A und B einmal außen und einmal innen zu liegen kommen. Die Anordnung der Spannungspunkte am Querschnitt der Stabbogenbrücke ist in Abbildung 3.52 für Schnitt 2-2 beispielhaft dargestellt. Auch in Abbildung 3.54 werden die Spannungspunkte in der Draufsicht beispielhaft angegeben.

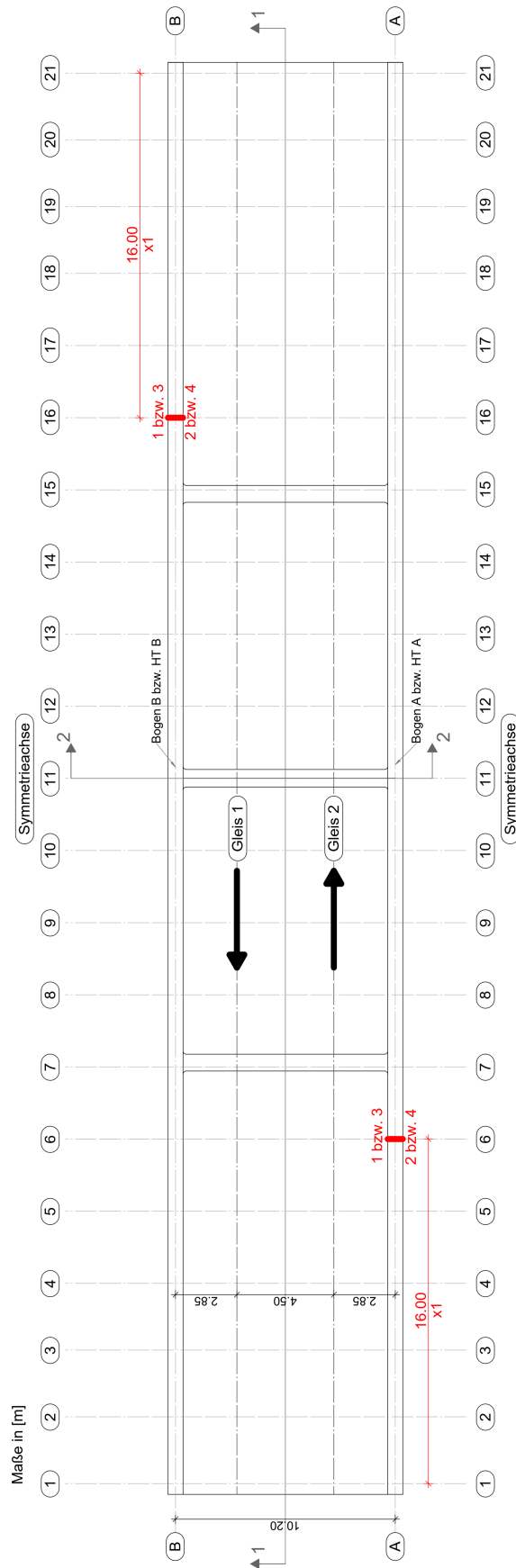


Abbildung 3.54: Symmetrie der Ergebnisse

4

4. Statische Berechnung und Ermittlung von $\Delta\sigma_{E,2}$

Die statische Berechnung erfolgt zum einen anhand des Lastmodell 71 der ÖNORM EN 1991-2 [2] und zum anderen werden für die Berechnung die Betriebszüge der ÖNORM EN 1991-2 [2] herangezogen. Wie in Kapitel „2 – Grundlagen der Ermüdung“ angeführt, sind bei komplexen Tragsystemen große Unterschiede zwischen diesen beiden Varianten zu erwarten. Deshalb werden in diesem Kapitel beide Berechnungsvarianten angewendet und anschließend ein Vergleich durchgeführt.

Um eine Zugsüberfahrt statisch simulieren zu können, werden die Achslasten der einzelnen Züge um eine bestimmte Schrittweite Δx am Gleis nach vorne gerückt. Jedes Mal Vorrücken um die Schrittweite Δx ergibt einen neuen Lastfall. Dies erfolgt solange, bis der gesamte Zug über die Brücke gefahren ist. Hat der Zug die Brücke verlassen und wurde somit auch der letzte Lastfall erzeugt, sind auch keine Nachschwingungen vorhanden, die in der Realität allerdings auftreten und nicht unwesentlich für das Ermüdungsverhalten sein können.

Die entstandenen Lastfälle werden statisch berechnet und in weiterer Folge werden Spannungen an bezüglich des Kerbfalls wichtigen Punkten am Querschnitt berechnet, wie es in Abschnitt 3.3 bereits beschrieben wurde.

Die statischen Berechnungen erfolgen mit dem Programm RFEM.

4.1. Lastmodell 71 aus ÖNORM EN 1991-2

Im folgenden Abschnitt wird die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite bei 2 Millionen Spannungsspielen $\Delta\sigma_{E,2}$ auf Basis des LM 71 berechnet. Um diese zu berechnen, werden, wie in Abschnitt „2.1.1 – Ermittlung der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite bei zwei Millionen Lastwechseln $\Delta\sigma_{E,2}$ “ angeführt, die Beiwerte λ und Φ_2 benötigt [10].

Der Beiwert λ_1 wird aus der Tabelle 9.3 „EC-Mix“ der ÖNORM EN 1993-2 [10] herausgelesen, obwohl der nationale Anhang ÖNORM B 1993-2 [15] vorsieht, diesen Wert der Tabelle 9.4 zu entnehmen. Diese Entscheidung wurde getroffen, da dies mit der statischen Berechnung der Zugstypen 1 bis 8 aus Abschnitt 4.2 (maximale Achslast 22,5 t) übereinstimmt. Der Beiwert λ_1 ist auf die Zugstypen 1

4. Statische Berechnung und Ermittlung von $\Delta\sigma E,2$

bis 8 der ÖNORM EN 1991-2 [2] an einem Einfeldträger kalibriert [11]. Die Werte für λ_1 werden in Abhängigkeit von der jeweiligen vorliegenden Einfluslänge abgelesen [10].

Der Beiwert λ_2 wird der ÖNORM EN 1993-2, Tabelle 9.5 [10] entnommen und beträgt **1,00** für diese Brücke mit einem Verkehrsaufkommen von **25 Millionen Tonnen pro Gleis pro Jahr**.

λ_3 ergibt sich aus ÖNORM EN 1993-2, Tabelle 9.6 [10] mit einer **Nutzungsdauer von 100 Jahren** zu **1,00**.

λ_4 wird nach Formel (2.4) gemäß ÖNORM EN 1993-2 [10] berechnet. Die Begegnungshäufigkeit der Züge wurde in dieser Masterarbeit mit 0 % angenommen. Somit ergibt sich für den Parameter n ebenfalls ein Wert von 0. Die Werte λ_4 finden sich in Abschnitt 4.1.2.1, 4.1.2.2, 4.1.2.3 und 4.1.2.4.

Die obere Grenze λ_{max} ist nach ÖNORM EN 1993-2, Abschnitt 9.5.3 [10] mit **1,40** festgelegt.

Zur Berechnung des dynamischen Beiwerts Φ_2 wird die maßgebende Länge L_ϕ benötigt [2]. ÖNORM EN 1991-2, Tabelle 6.2 [2] ergibt für L_ϕ für die untersuchten Hauptträger- und Bogenquerschnitte die halbe Stützweite, siehe dazu Tabelle 4.1. Bei einer Stützweite von 65,5 m führt das zu einem L_ϕ von **32,75 m**. Die Länge L_ϕ ist immer dieselbe, wonach bei den weiteren Berechnungen und untersuchten Knoten im Viertelpunkt und Brückenmitte nicht mehr näher darauf eingegangen wird.

Tabelle 4.1: Maßgebende Länge [2]

Fall	Bauteil	Maßgebende Länge L_ϕ
Hauptträger		
5.1	Einfeldträger und Platten (einschließlich einbetonierter Stahlträger)	Stützweite in Hauptträgerrichtung
5.2	Durchlaufende Träger und Platten über n Felder mit $L_m = 1/n (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$ (6.6)	$L_\phi = k \cdot L_m$ (6.7) mindestens $\max L_i (i = 1, \dots, n)$ $n = 2 \quad 3 \quad 4 \quad \geq 5$ $k = 1,2 \quad 1,3 \quad 1,4 \quad 1,5$
5.3	Halb- und Vollrahmen oder Hohlkästen - zweistielig - mehrstielig	das System wird als Dreifeldträger angesehen (verwende 5.2 mit den Längen der Stiele und des Riegels) das System wird als Mehrfeldträger angesehen (verwende 5.2 mit den Längen der Endstiele und der Riegel)
5.4	Einzelgewölbe, Bogen, Versteifungsträger von Langerschen Balken	halbe Stützweite
5.5	Gewölbe, Gewölbereihe mit Hinterfüllung	2fache lichte Weite jedes Einzelgewölbes
5.6	Hänger (in Verbindung mit Versteifungsträgern)	4facher Hängerabstand in Längsrichtung
Stützkonstruktionen		
6	Pfeiler, Stützrahmen, Lager, Gelenke, Zuganker sowie für die Berechnung von Pressungen unter Lagern	maßgebende Länge der aufgelagerten Tragelemente

4.1.1. Untersuchte Stellen

Als zu untersuchende Stellen wurden folgende festgelegt:

- Hauptträger (HT) A – Viertelpunkt der Brücke; $x=16$ m
- Hauptträger (HT) A – Mitte der Brücke; $x=32,75$ m
- Bogen A – Viertelpunkt der Brücke; $x=16$ m
- Bogen A – Mitte der Brücke; $x=32,75$ m

An jeder dieser Stellen sind im RFEM-Modell Knoten vorhanden, an welchen Schnittgrößen vorliegen und in weiterer Folge somit Spannungen berechnet werden können.

Diese untersuchten Stellen bzw. Knoten am Bogen und Hauptträger sind in Abbildung 4.1 zu erkennen. Der Hauptträger A und der Bogen A verlaufen entlang Achse A. Dies ist in Abbildung 3.1 und Abbildung 3.3 ersichtlich.

Um Klarheit zu schaffen wird hinsichtlich einer **einheitlichen Bezeichnung** in weiterer Folge von den **untersuchten Stellen**, anstelle von untersuchten Knoten gesprochen.

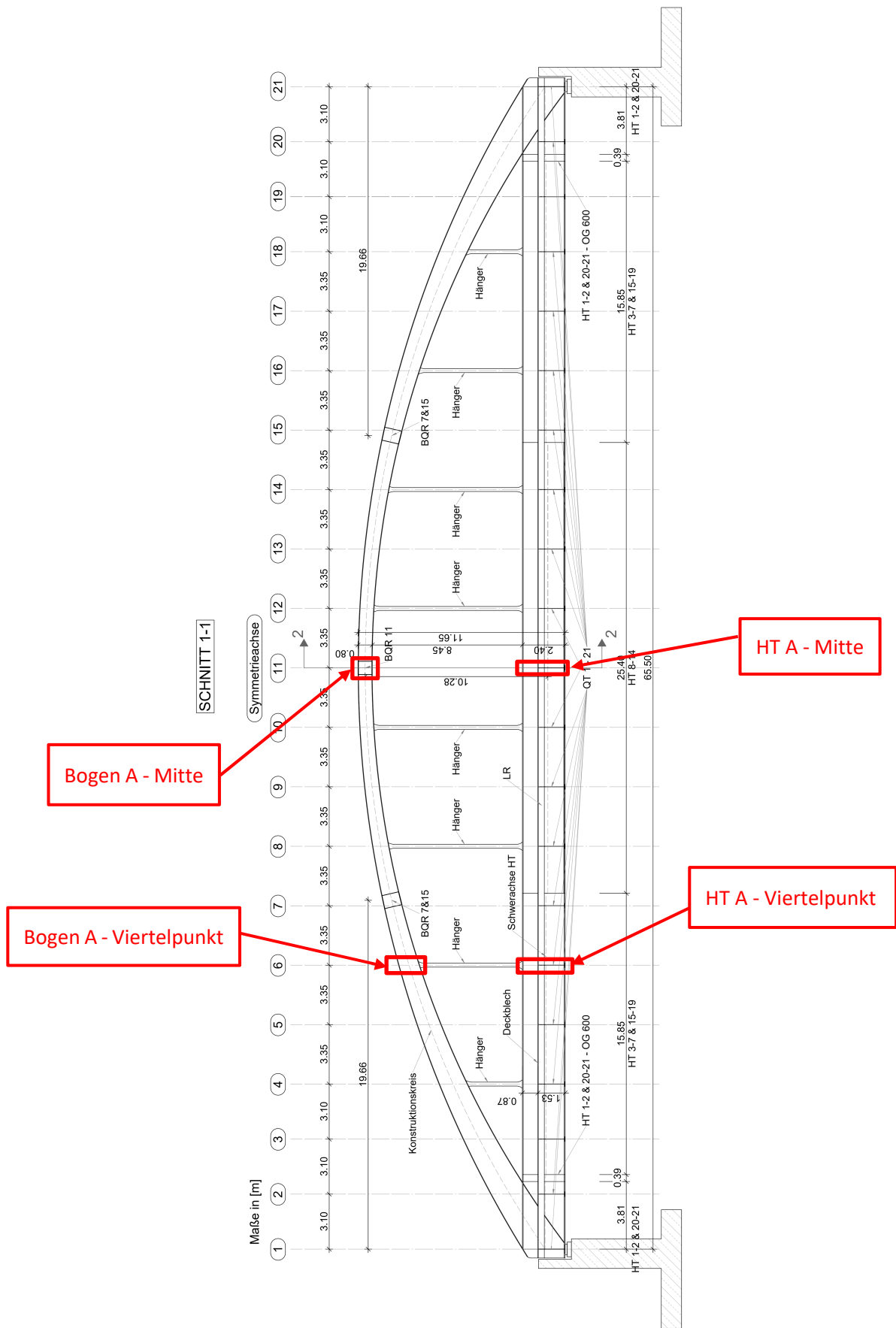


Abbildung 4.1: Untersuchte Querschnitte der Brücke

In Abbildung 4.2, Abbildung 4.3, Abbildung 4.4 und Abbildung 4.5 sind die Querschnitte zu den oben genannten Stellen zu sehen. Weiters sind hier die einzelnen Punkte abgebildet an welchen die Spannungen berechnet wurden. Diese sind mit den Zahlen 1 bis 4 gekennzeichnet.

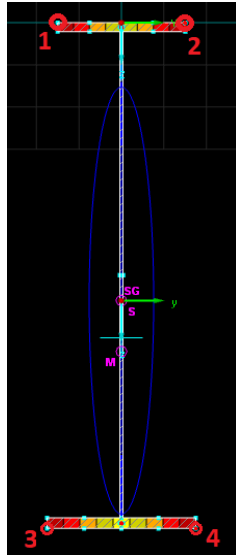


Abbildung 4.2: Querschnitt - HT A - Viertelpunkt [4]

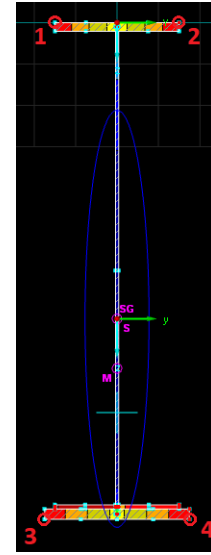


Abbildung 4.3: Querschnitt - HT A - Mitte [4]

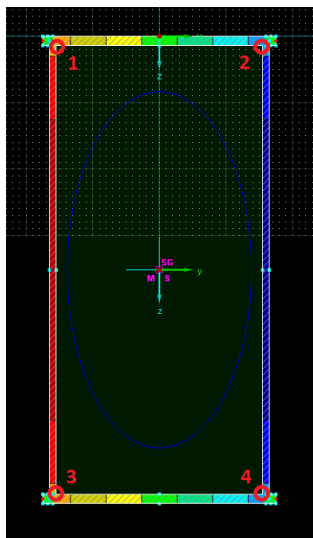


Abbildung 4.4: Querschnitt - Bogen A - Viertelpunkt [4]

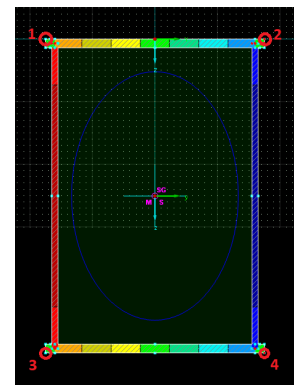


Abbildung 4.5: Querschnitt - Bogen A - Mitte [4]

4.1.2. Berechnung der Spannungs-Zeit-Verläufe mittels Spannungseinflusslinien

Zu Beginn werden in RFEM mit dem Zusatzmodul RF-INFLUENCE Einflussflächen auf der Fahrbahn für die Schnittgrößen N , M_y , und M_z für die vier untersuchten Stellen ermittelt. Diese sind in Abschnitt 4.1.1 angeführt.

In den nachfolgenden Abbildungen werden die Einflussflächen infolge einer Achslast der Größe $P=1\text{ kN}$ für die Schnittgrößen N , M_y , und M_z für die Viertelpunkte und die Mitten der Bauteile Hauptträger und Bogen in Achse A dargestellt. Die Werte in den dazugehörigen Legenden sind mit einem Faktor 10.000 versehen, um eine höhere Genauigkeit zu erlangen. Bei der späteren Auswertung wird dieser Faktor wieder herausgerechnet, aber die höhere Genauigkeit in Form von einer höheren Anzahl an Kommastellen bleibt erhalten.

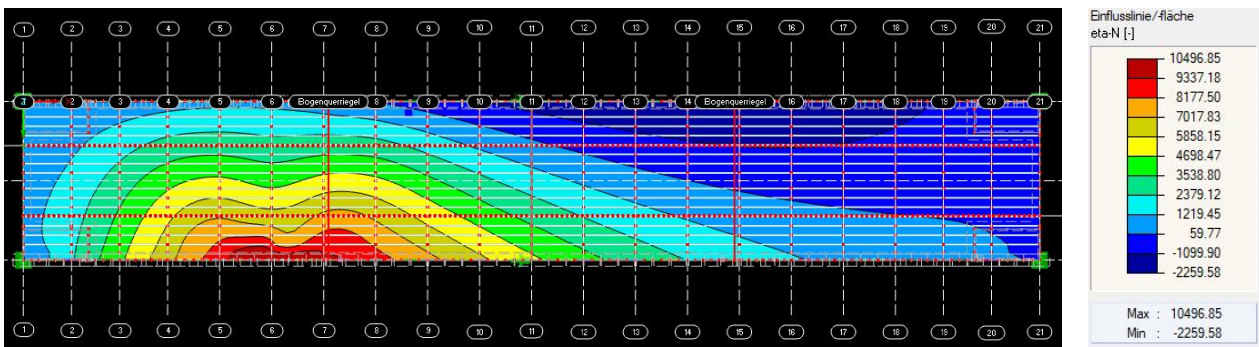


Abbildung 4.6: Einflussfläche für Normalkraft N für HT A-Viertelpunkt [3]

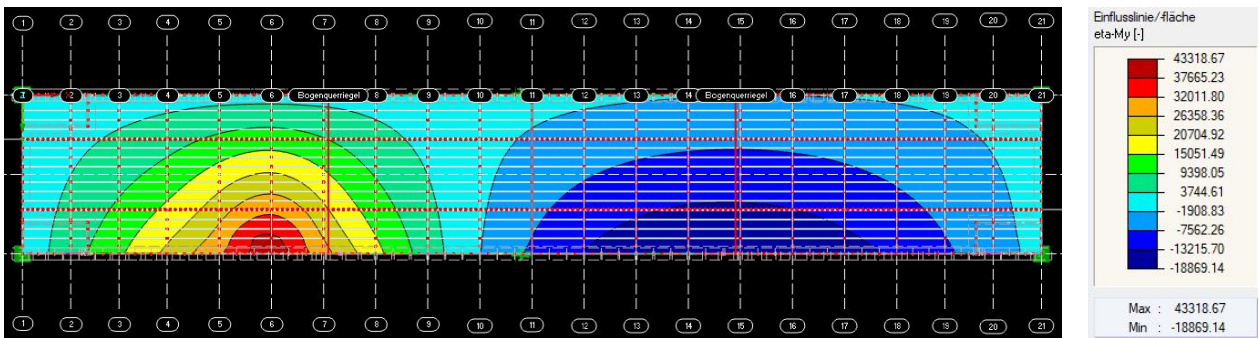


Abbildung 4.7: Einflussfläche für Moment M_y für HT A-Viertelpunkt [3]

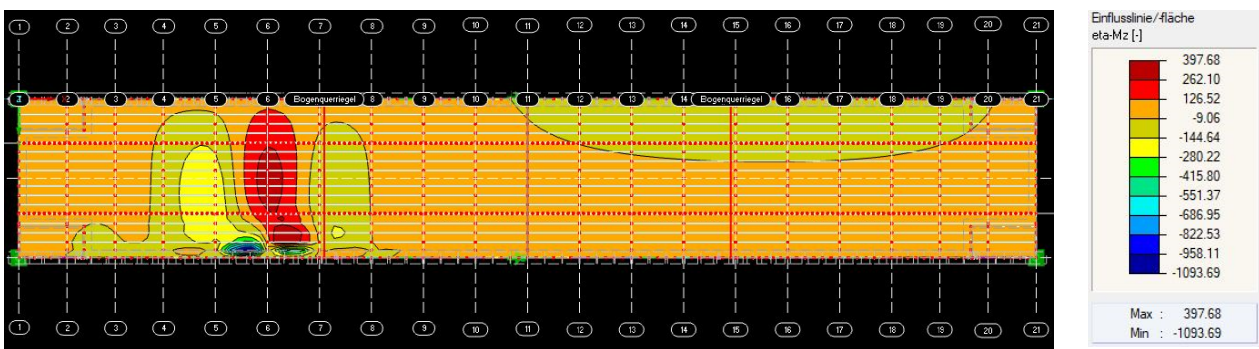


Abbildung 4.8: Einflussfläche für Moment M_z für HT A-Viertelpunkt [3]

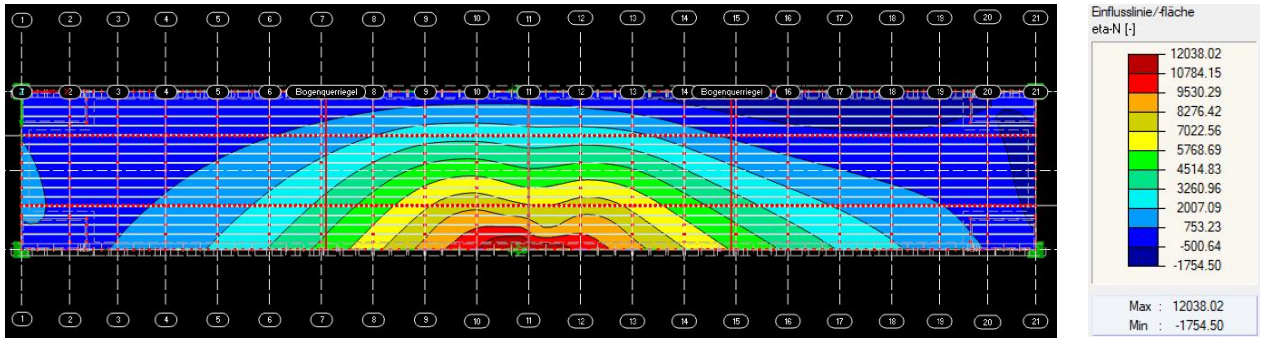


Abbildung 4.9: Einflussfläche für Normalkraft N für HT A-Mitte [3]

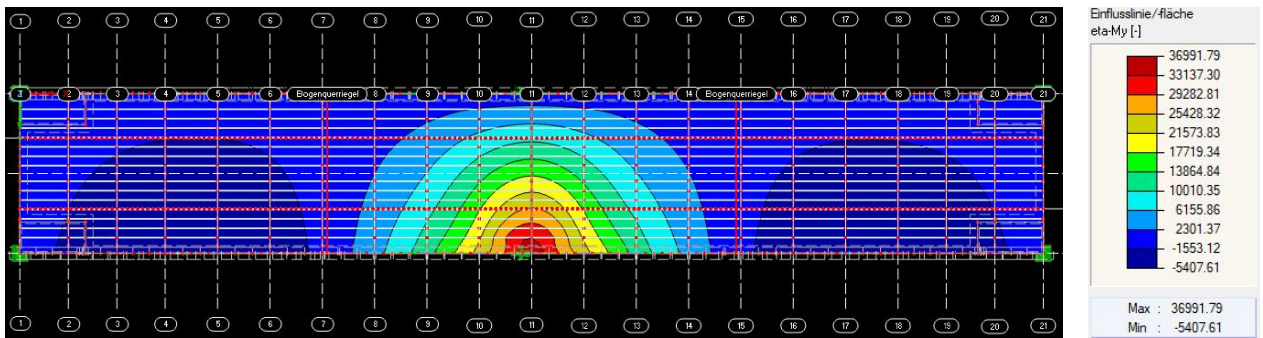


Abbildung 4.10: Einflussfläche für Moment M_y für HT A-Mitte [3]

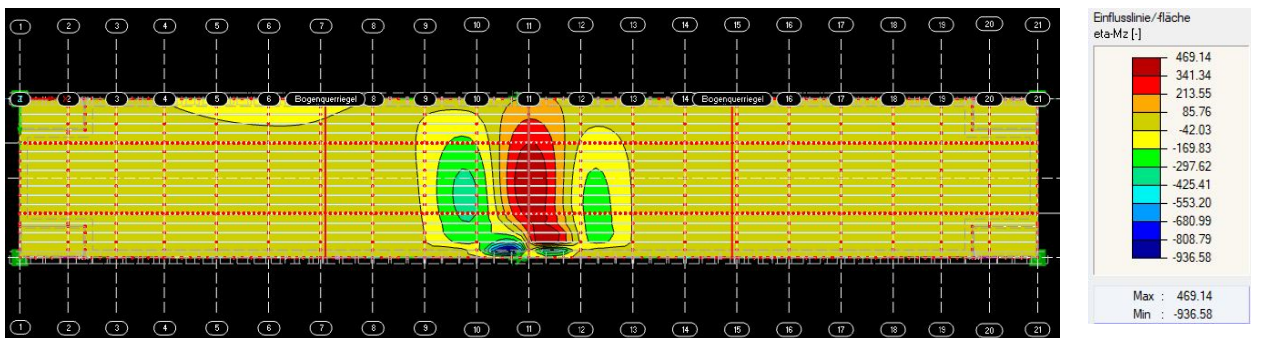


Abbildung 4.11: Einflussfläche für Moment M_z für HT A-Mitte [3]

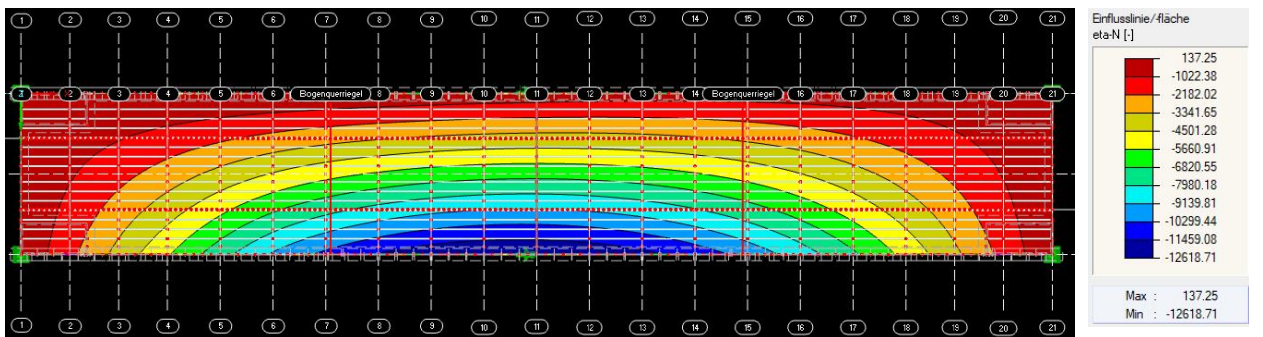


Abbildung 4.12: Einflussfläche für Normalkraft N für Bogen A-Viertelpunkt [3]

4. Statische Berechnung und Ermittlung von $\Delta\sigma_{E,2}$

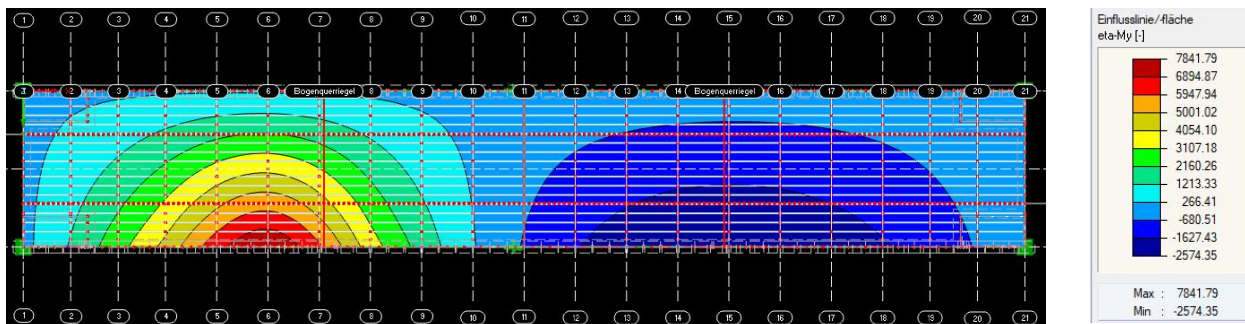


Abbildung 4.13: Einflussfläche für Moment M_y für Bogen A-Viertelpunkt [3]

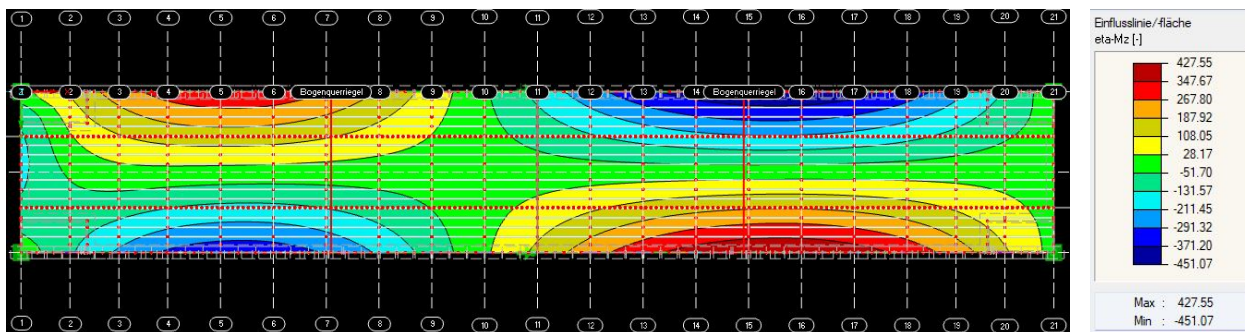


Abbildung 4.14: Einflussfläche für Moment M_z für Bogen A-Viertelpunkt [3]

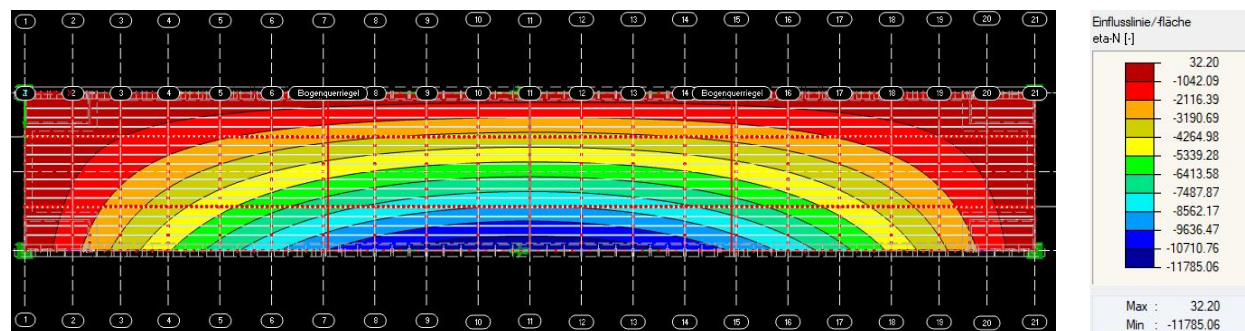


Abbildung 4.15: Einflussfläche für Normalkraft N für Bogen A-Mitte [3]

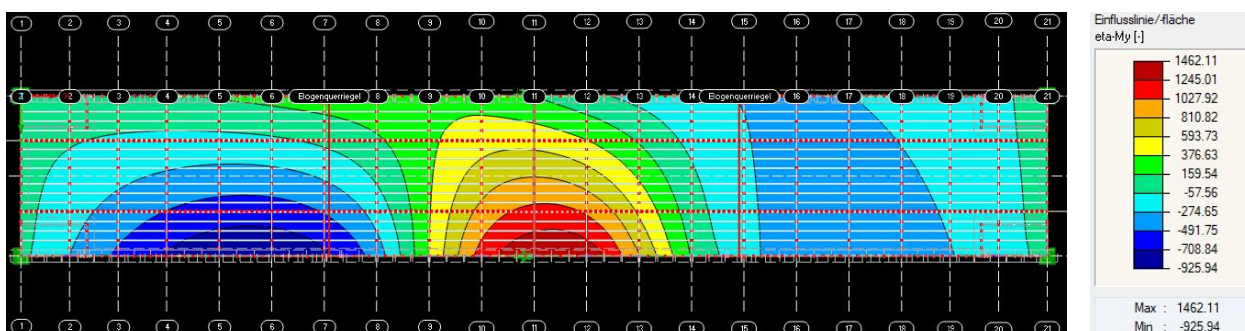


Abbildung 4.16: Einflussfläche für Moment M_y für Bogen A-Mitte [3]

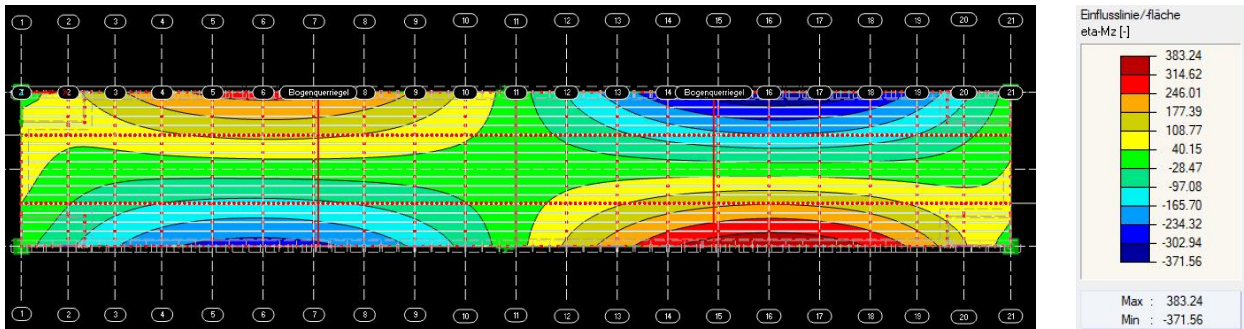


Abbildung 4.17: Einflussfläche für Moment M_z für Bogen A-Mitte [3]

Weiters wurden aus den Einflussflächen der Fahrbahn die einzelnen Einflusslinien η_N , η_{M_y} und η_{M_z} in den Mittellinien beider Gleise ermittelt. Daraus erfolgte die Berechnung von Spannungseinflusslinien $\eta_{\sigma,i}$. Das erfolgt für alle vier Punkte am Querschnitt der untersuchten Stellen, in den Viertelpunkten und der Brückenmitte, welche in Abbildung 4.2, Abbildung 4.3, Abbildung 4.4 und Abbildung 4.5 zu sehen sind.

Hierfür wurden die Werte der Einflussflächen an Rasterpunkten von RFEM exportiert und im Tabellenkalkulationsprogramm Excel weiterverarbeitet. Die Rasterpunkte haben dabei einen Abstand von 5 cm in Brückenlängsrichtung, wonach auch die Werte $\eta_{\sigma,i}$ in Abständen von 5 cm vorhanden sind.

Die Herleitung der Spannungseinflusslinie erfolgte folgendermaßen:

$$\sigma_i [kN/cm^2] = \frac{N [kN]}{A [cm^2]} \pm \frac{M_y [kNm] * 100}{W_{y,i} [cm^3]} \pm \frac{M_z [kNm] * 100}{W_{z,i} [cm^3]} \quad (4.1)$$

$$\eta_{\sigma,i} * F [kN] = \frac{\eta_N * F [kN]}{A [cm^2]} \pm \frac{\eta_{M_y} * F [kN] * 100}{W_{y,i} [cm^3]} \pm \frac{\eta_{M_z} * F [kN] * 100}{W_{z,i} [cm^3]} \quad (4.2)$$

$$\eta_{\sigma,i} * F [kN] = \left[\frac{\eta_N}{A [cm^2]} \pm \frac{\eta_{M_y} * 100}{W_{y,i} [cm^3]} \pm \frac{\eta_{M_z} * 100}{W_{z,i} [cm^3]} \right] * F [kN] \quad (4.3)$$

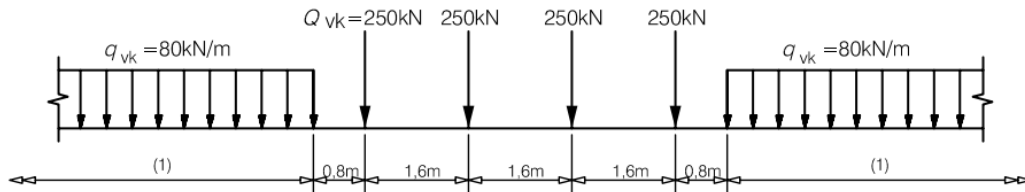
$$\eta_{\sigma,i} [-] = \left[\frac{\eta_N}{A [cm^2]} \pm \frac{\eta_{M_y} * 100}{W_{y,i} [cm^3]} \pm \frac{\eta_{M_z} * 100}{W_{z,i} [cm^3]} \right] \quad (4.4)$$

Mit:

- σ_i Spannung im jeweiligen Punkt am Querschnitt in $[kN/cm^2]$
- N Normalkraft an der untersuchten Stelle in $[kN]$
- M_y, M_z Moment M_y bzw. M_z an der untersuchten Stelle in $[kNm]$
- A Fläche des Querschnittes in $[cm^2]$
- W_y Widerstandsmoment bezüglich y-Achse des Querschnittes in $[cm^3]$

4. Statische Berechnung und Ermittlung von $\Delta\sigma_{E,2}$

- W_z Widerstandsmoment bezüglich z-Achse des Querschnittes in $[\text{cm}^3]$
 F Einzellast in $[\text{kN}]$
 $\eta_{\sigma,i}$ Spannungseinflusslinie für die Punkte $i = 1$ bis 4 am Querschnitt
 η_N Normalkrafteinflusslinie für $F=1 \text{ kN}$
 η_{M_y} Momenteinflusslinie für M_y für $F=1 \text{ kN}$
 η_{M_z} Momenteinflusslinie für M_z für $F=1 \text{ kN}$



Legende

- 1 keine Begrenzung

Abbildung 4.18: Lasten des Lastmodell 71 [2]

(Zusatz zur Legende der Abbildung 4.18: erforderlichenfalls Trennung [12])

Die Lasten des LM 71 wurden in jener Form aufgebracht, wie sie auch in Abbildung 4.18 zu sehen sind, die Einzellasten als solche und die Linienlast ebenfalls als Linienlast. Auf eine Aufteilung der Einzellast, wie es in Abschnitt 3.2 gezeigt wird, wird hier verzichtet. Die Berechnung von Spannungen erfolgt nicht indem die Lasten auf die Brücke bzw. die Fahrbahn aufgebracht werden, sondern indem die Lasten an verschiedenen Stellen der Spannungseinflusslinie ausgewertet werden. Diese Stellen wurden so gewählt, wie sie für maßgebend erachtet wurden. Dies wird in den nachfolgenden Berechnungen dargestellt.

Die Auswertung der Spannungseinflusslinie wurde für die Einzellasten wie folgt durchgeführt:

$$\sigma_i [\text{kN}/\text{cm}^2] = Q_{vk,j} [\text{kN}] * \eta_{\sigma,i,x} = 250 * \eta_{\sigma,i,x} \quad (4.5)$$

Mit:

- σ_i Spannung im jeweiligen Punkt am Querschnitt ($i=1$ bis 4) in $[\text{kN}/\text{cm}^2]$
 $Q_{vk,j}$ Einzellast des LM 71 in $[\text{kN}]$; $j = 1$ bis 4 für vier Einzellasten des LM 71
 $\eta_{\sigma,i,x}$ Wert der Spannungseinflusslinie an der Stelle x , an welcher sich die Einzellast befindet

Die Auswertung der Spannungseinflusslinie wurde für die Linienlasten wie folgt durchgeführt:

$$\sigma_i [\text{kN/cm}^2] = \frac{q_{vk} [\text{kN/m}]}{100} * \sum_x \frac{\eta_{\sigma,i,x} + \eta_{\sigma,i,x+1}}{2} * \Delta x [\text{cm}] \quad (4.6)$$

Mit:

σ_i	Spannung im jeweiligen Punkt am Querschnitt (i=1 bis 4) in [kN/cm ²]
q_{vk}	Linienlast des LM 71 in [kN/m]
$\eta_{\sigma,i,x}$	Wert der Spannungseinflusslinie an der Stelle x
$\eta_{\sigma,i,x+1}$	Wert der Spannungseinflusslinie an der Stelle x+1
Δx	Abstand zwischen den beiden Rasterpunkten x und x+1, d.h. $\Delta x=5$ cm

Bei der Auswertung der Linienlasten wurde die Gesamtfläche unter der Spannungseinflusslinie mit dem Wert der Linienlast multipliziert. Die Werte der Spannungseinflusslinie sind, wie bereits angesprochen, nur an den Rasterpunkten, also immer im Abstand von 5 cm vorhanden. Zwischen diesen Rasterpunkten wurde ein linearer Verlauf angenommen. Somit ergibt sich zwischen den Rasterpunkten eine Trapezfläche. Aufsummiert wurden dabei alle Trapezflächen, die im jeweilig betrachteten Einflussbereich liegen und von der Linienlast betroffen sind. Die Linienlast wird, wie gefordert, ungünstigst aufgestellt.

Es wurde eine minimale und maximale Spannung durch die isolierte Belastung von Gleis 1 und Gleis 2 berechnet. Das erfolgt indem die Lasten ungünstigst an den Spannungseinflusslinien beider Gleise ausgewertet werden. Um die maximale Spannung bei Belastung eines Gleises zu erhalten, wurden die Lasten des LM 71 im positiven Bereich der Einflusslinie ungünstig aufgestellt. Um die minimale Spannung zu erhalten wurden die Lasten auf dieselbe Weise im negativen Einflussbereich aufgestellt.

4.1.2.1. Einflusslinien und Auswertung für Hauptträger (HT) A – Viertelpunkt

In den nachfolgenden Abbildungen sind die Spannungseinflusslinien $\eta_{\sigma,i}$ und die Einflusslinien η_N , η_{M_y} und η_{M_z} für alle vier Punkte des Querschnittes bei Belastung von jeweils einem Gleis für den Viertelpunkt des Hauptträgers dargestellt.

4. Statische Berechnung und Ermittlung von $\Delta\sigma_{E,2}$

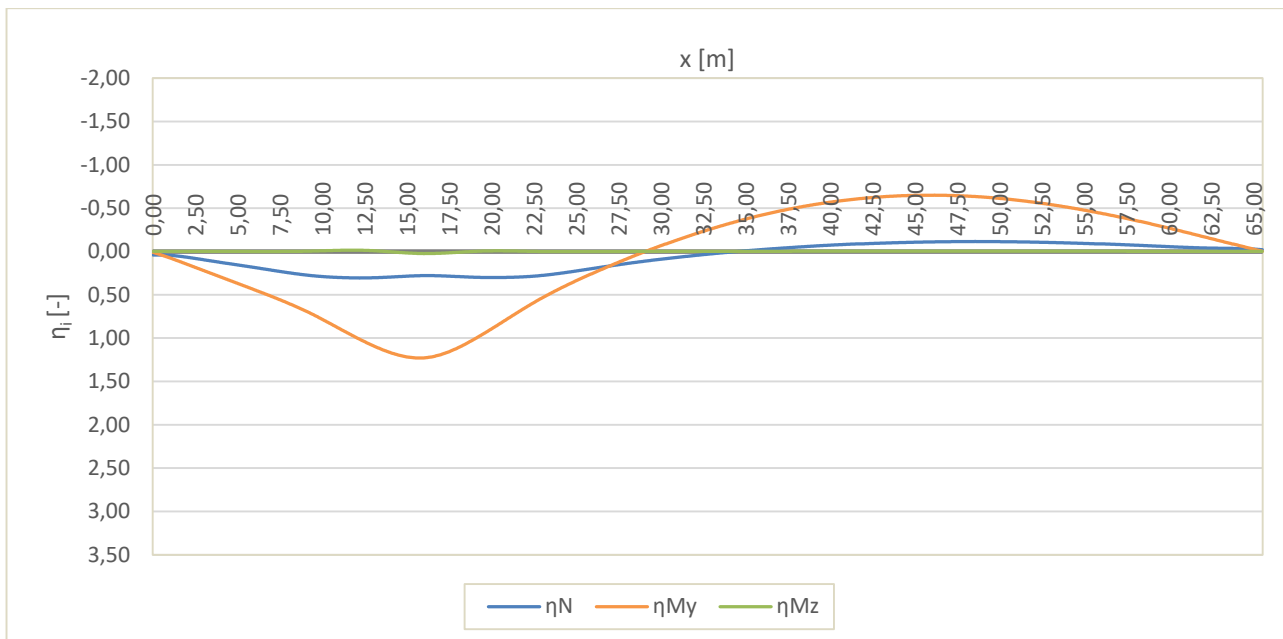


Abbildung 4.19: HT A Viertelpunkt – Einflusslinie η_i – Gleis 1

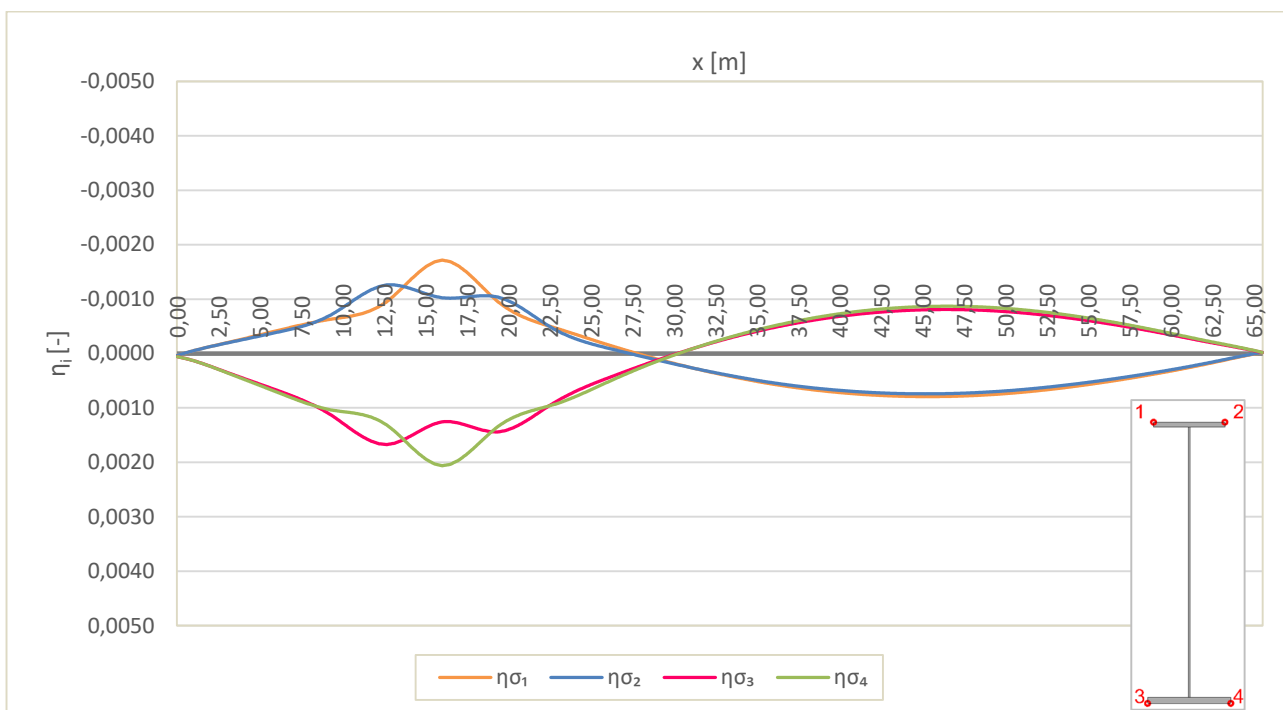


Abbildung 4.20: HT A Viertelpunkt – Spannungseinflusslinie η_{σ_i} – Gleis 1

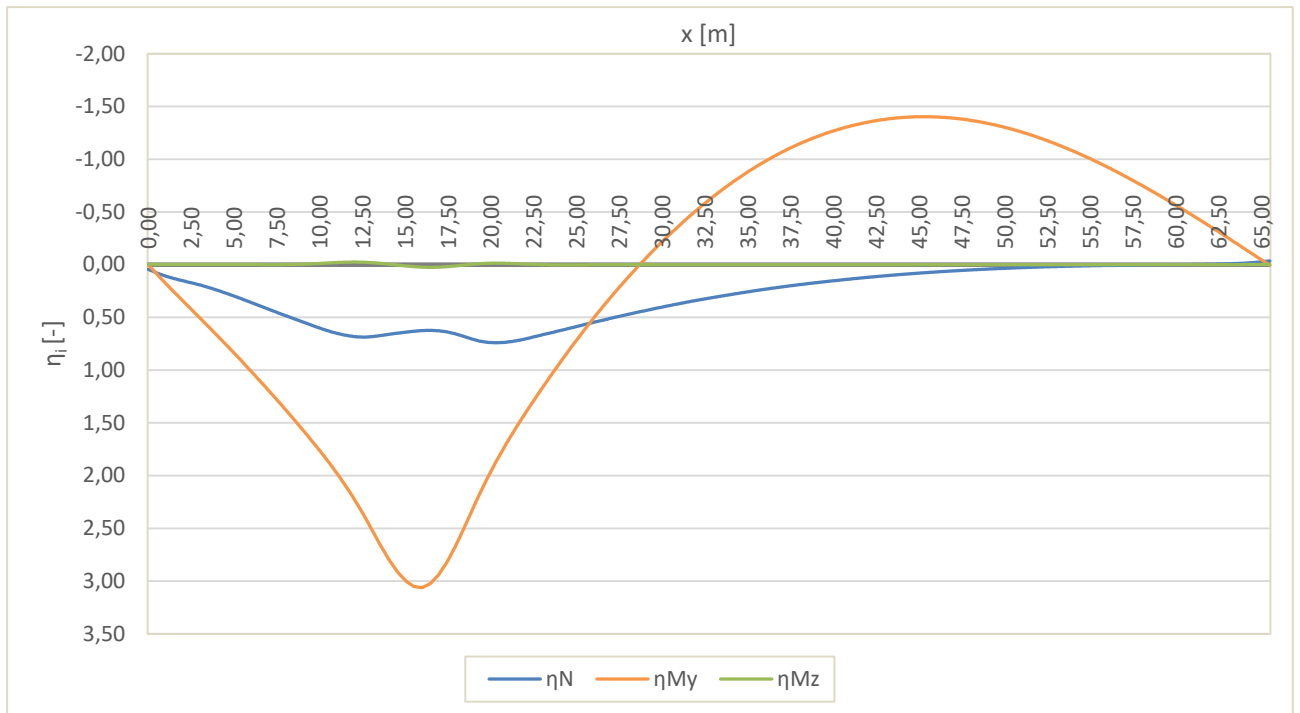


Abbildung 4.21: HT A Viertelpunkt – Einflusslinie η_i – Gleis 2

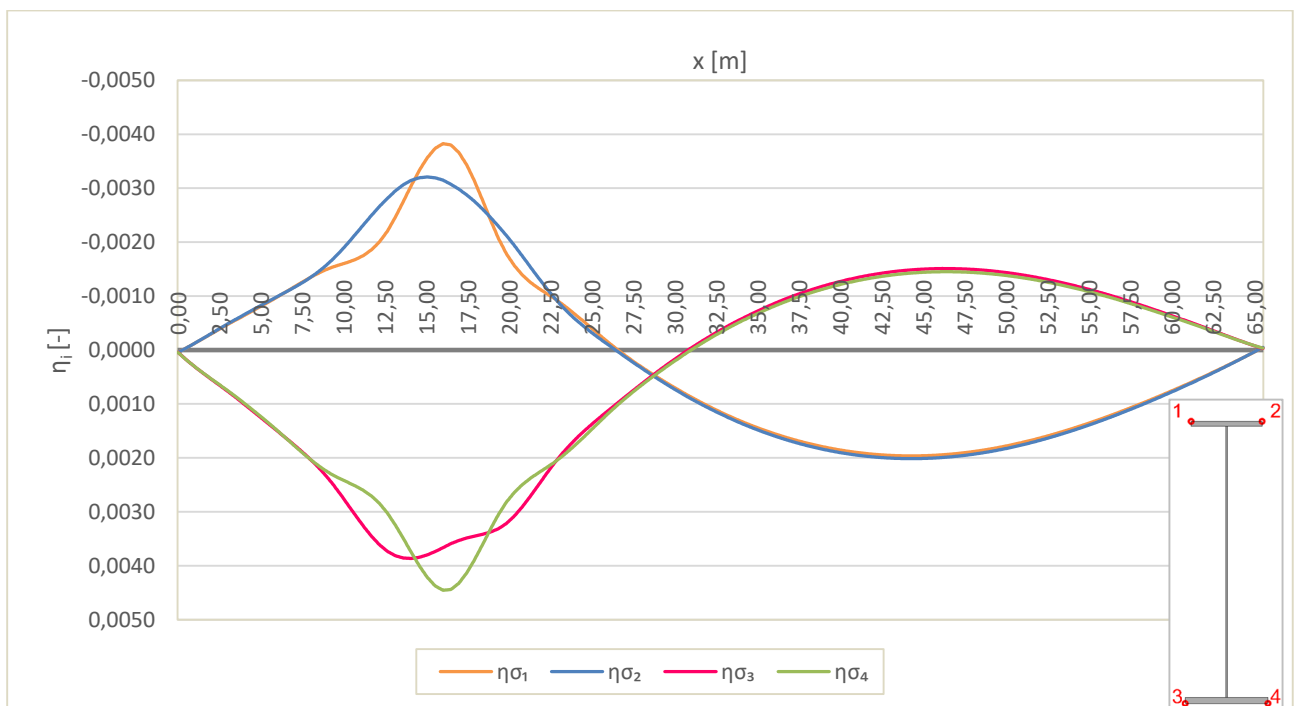


Abbildung 4.22: HT A Viertelpunkt – Spannungseinflusslinie $\eta_{\sigma i}$ – Gleis 2

HT A – Viertelpunkt – Punkt 1

Für den Viertelpunkt des HT A wird für Punkt 1 beispielhaft gezeigt, wie die einzelnen Berechnungsschritte erfolgen, um zum Endergebnis $\Delta\sigma_{E,2}$ zu gelangen. Für die restlichen Punkte 2

4. Statische Berechnung und Ermittlung von $\Delta\sigma_{E,2}$

bis 4 wird der Berechnungsvorgang nicht mehr dargestellt, da das Ablaufschema ident zu jenem von Punkt 1 ist.

- **Minimale Spannung $\sigma_{1,min}$**

Um die minimale Spannung $\sigma_{1,min}$ zu erhalten, wurden für beide Gleise fünf Laststellungen des LM 71 berücksichtigt, wobei sich als maßgebendste Laststellung bei beiden Gleisen die Laststellung 5 herausstellt (Abbildung 4.23 und Abbildung 4.24, mit $\Delta x_{LST}=0$). Die Positionen der anderen vier Laststellungen je Gleis sind in Tabelle 4.2 und Tabelle 4.3 angegeben.

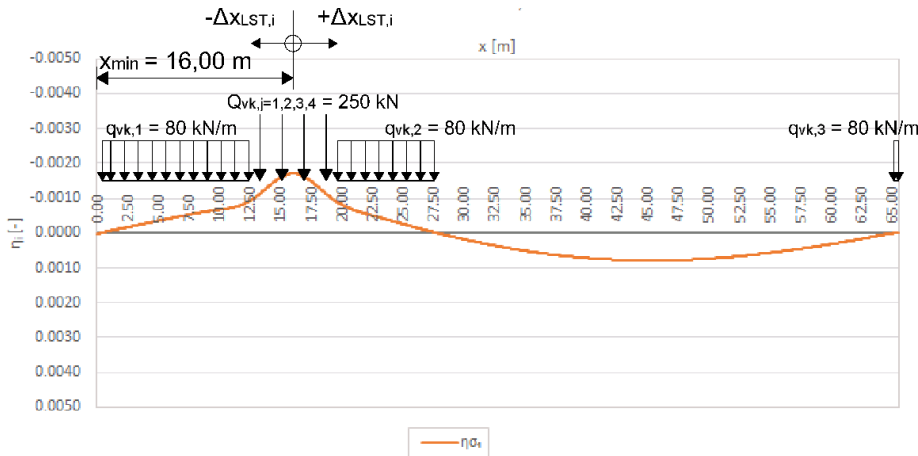


Tabelle 4.2: HT A
Viertelpunkt –
Laststellungen auf Gleis 1
für $\sigma_{1,min,Gleis\ 1}$

Laststellung i Min.; Gleis 1	$\Delta x_{LST,i}$
Laststellung 1	2.40
Laststellung 2	0.80
Laststellung 3	-0.80
Laststellung 4	-2.40

Abbildung 4.23: HT A Viertelpunkt – Laststellung auf Gleis 1 für $\sigma_{1,min,Gleis\ 1}$

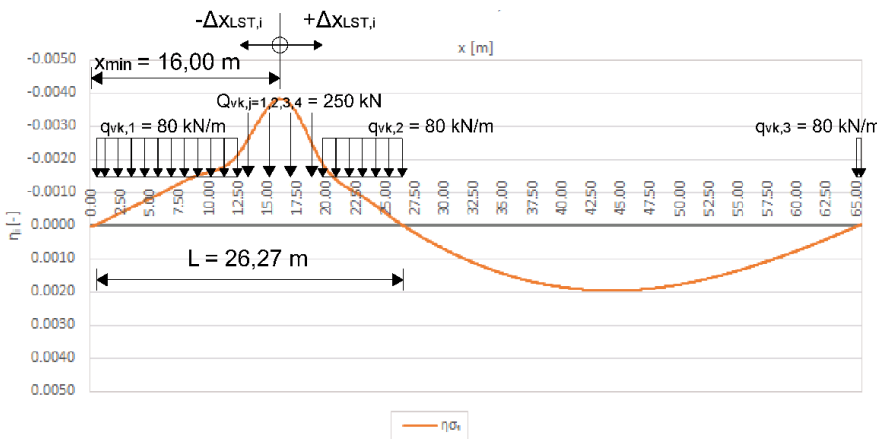


Tabelle 4.3: HT A
Viertelpunkt –
Laststellungen auf Gleis 2
für $\sigma_{1,min,Gleis\ 2}$

Laststellung i Min.; Gleis 2	$\Delta x_{LST,i}$
Laststellung 1	2.40
Laststellung 2	0.80
Laststellung 3	-0.80
Laststellung 4	-2.40

Abbildung 4.24: HT A Viertelpunkt – Laststellung auf Gleis 2 für $\sigma_{1,min,Gleis\ 2}$

In Tabelle 4.4 und Tabelle 4.5 sind die Ergebnisse der Auswertung beider Gleise für die maßgebende Laststellung des negativen Einflussbereichs angegeben.

Tabelle 4.4: HT A Viertelpunkt – Auswertung $\sigma_{1,\min,\text{Gleis 1}}$

Laststellung 5:

Last	Lastposition von x [m] / Lastposition x [m]	Lastposition bis x [m]	$\eta_{\sigma 1}$ bzw. $\Sigma((\eta_{\sigma,1,x} + \eta_{\sigma,1,x+1})/2) * \Delta x$	Auswertung - $\sigma_{1,\min}$ [kN/cm ²]
$q_{vk,1} = 80$ [kN/m]	0.35	12.80	-0.561194	-0.45
$Q_{vk,1} = 250$ [kN]	13.60	-	-0.0012118	-0.30
$Q_{vk,2} = 250$ [kN]	15.20	-	-0.0016301	-0.41
$Q_{vk,3} = 250$ [kN]	16.80	-	-0.0016395	-0.41
$Q_{vk,4} = 250$ [kN]	18.40	-	-0.0012264	-0.31
$q_{vk,2} = 80$ [kN/m]	19.20	27.79	-0.361745	-0.29
$q_{vk,3} = 80$ [kN/m]	65.17	65.50	-0.000289	0.00
$\sigma_{1,\min,\text{Gleis 1}}$				-2.17

Tabelle 4.5: HT A Viertelpunkt – Auswertung $\sigma_{1,\min,\text{Gleis 2}}$

Laststellung 5:

Last	Lastposition von x [m] / Lastposition x [m]	Lastposition bis x [m]	$\eta_{\sigma 1}$ bzw. $\Sigma((\eta_{\sigma,1,x} + \eta_{\sigma,1,x+1})/2) * \Delta x$	Auswertung - $\sigma_{1,\min}$ [kN/cm ²]
$q_{vk,1} = 80$ [kN/m]	0.28	12.80	-1.329488	-1.06
$Q_{vk,1} = 250$ [kN]	13.60	-	-0.0027502	-0.69
$Q_{vk,2} = 250$ [kN]	15.20	-	-0.0036189	-0.90
$Q_{vk,3} = 250$ [kN]	16.80	-	-0.0037074	-0.93
$Q_{vk,4} = 250$ [kN]	18.40	-	-0.0027689	-0.69
$q_{vk,2} = 80$ [kN/m]	19.20	26.55	-0.685238	-0.55
$q_{vk,3} = 80$ [kN/m]	65.23	65.50	-0.000587	0.00
$\sigma_{1,\min,\text{Gleis 2}}$				-4.82

In Tabelle 4.6 werden nochmal die Spannungen bei Belastung je Gleis, mit deren maßgebendsten Laststellungen und der zugehörigen Lastposition der ersten Einzellast $Q_{vk,1}$ angegeben. Außerdem wird die **Gesamtspannung** aus beiden Gleisen, sprich die minimale Spannung $\sigma_{1,\min}$ angeführt.

Tabelle 4.6: HT A Viertelpunkt – $\sigma_{1,\min}$

$\sigma_{1,\min,\text{Gleis i}}$	$\sigma_{1,\min}$ [kN/cm ²]	maßgebende Laststellung	zugehörige Lastposition von $Q_{vk,1}$ [m]
$\sigma_{1,\min,\text{Gleis 1}}$	-2.17	Laststellung 5	13.60
$\sigma_{1,\min,\text{Gleis 2}}$	-4.82	Laststellung 5	13.60
Gesamt: $\sigma_{1,\min}$	-6.99		

- **Maximale Spannung $\sigma_{1,\max}$**

Um die maximale Spannung $\sigma_{1,\max}$ zu erhalten, wurden für beide Gleise fünf Laststellungen des LM 71 berücksichtigt.

4. Statische Berechnung und Ermittlung von $\Delta\sigma_{E,2}$

Die maßgebendste Laststellung bei Gleis 1 und Gleis 2 ist Laststellung 5 (Abbildung 4.25 und Abbildung 4.26, mit $\Delta x_{LST}=0$). Die Positionen der anderen vier Laststellungen je Gleis sind in Tabelle 4.7 und Tabelle 4.8 angegeben.

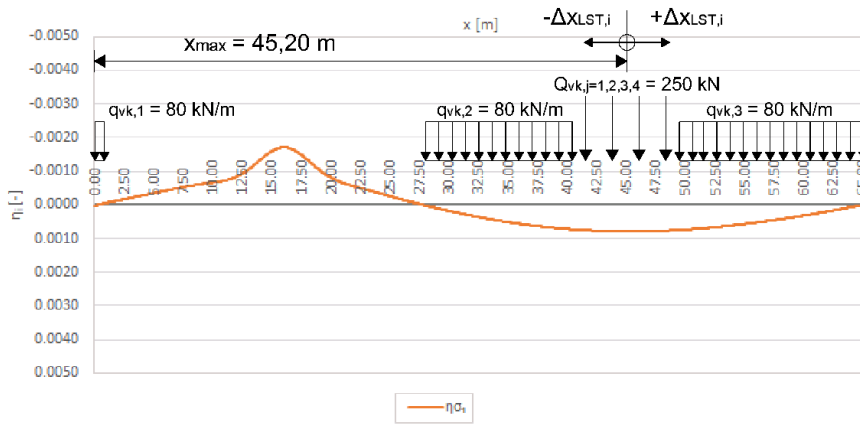


Tabelle 4.7: HT A
Viertelpunkt –
Laststellungen auf Gleis 1

für $\sigma_{1,max,Gleis 1}$

Laststellung i Max.; Gleis 1	$\Delta x_{LST,i}$
Laststellung 1	2.40
Laststellung 2	0.80
Laststellung 3	-0.80
Laststellung 4	-2.40

Abbildung 4.25: HT A Viertelpunkt – Laststellung auf Gleis 1 für $\sigma_{1,max,Gleis 1}$

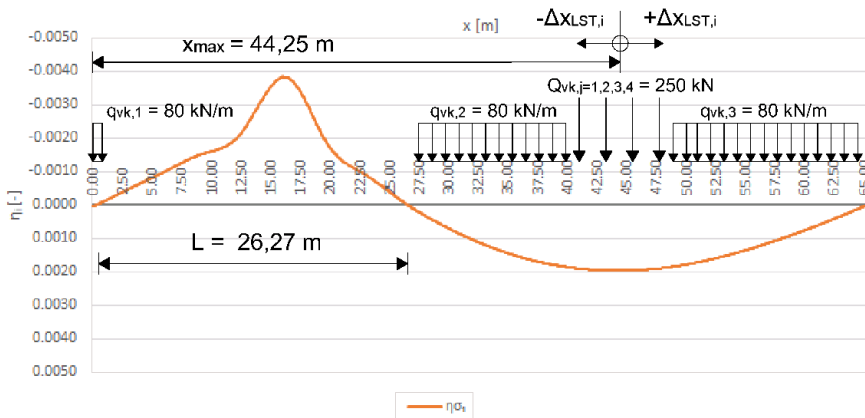


Tabelle 4.8: HT A
Viertelpunkt –
Laststellungen auf Gleis 2

für $\sigma_{1,max,Gleis 2}$

Laststellung i Max.; Gleis 2	$\Delta x_{LST,i}$
Laststellung 1	2.40
Laststellung 2	0.80
Laststellung 3	-0.80
Laststellung 4	-2.40

Abbildung 4.26: HT A Viertelpunkt – Laststellung auf Gleis 2 für $\sigma_{1,max,Gleis 2}$

In Tabelle 4.9 werden die maximalen Spannungen bei Belastung je Gleis angegeben mit deren maßgebendsten Laststellungen und der zugehörigen Lastposition der ersten Einzellast $Q_{vk,1}$. Außerdem wird die **Gesamtspannung** aus beiden Gleisen, sprich die maximale Spannung $\sigma_{1,max}$ angeführt.

Tabelle 4.9: HT A Viertelpunkt – $\sigma_{1,max}$

$\sigma_{1,max,Gleis i}$	$\sigma_{1,max}$ [kN/cm ²]	maßgebende Laststellung	zugehörige Lastposition von $Q_{vk,1}$ [m]
$\sigma_{1,max,Gleis 1}$	1.92	Laststellung 5	42.80
$\sigma_{1,max,Gleis 2}$	4.92	Laststellung 5	41.85
Gesamt: $\sigma_{1,max}$	6.83		

- **Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{p,i}$:**

Die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{p,i}$ für die Punkte 1 bis 4 am Querschnitt werden, wie in ÖNORM EN 1993-2, Abschnitt 9.4.1 [10] angegeben, berechnet:

$$\Delta\sigma_{p,i} = |\sigma_{i,max} - \sigma_{i,min}| \quad (4.7)$$

Mit $i = 1$ bis 4, der Punkte am Querschnitt.

Nach Formel (4.7) wird die Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_{p,1}$ aus der ungünstigsten Belastung beider Gleise berechnet und ergibt für Punkt 1:

$$\Delta\sigma_{p,1} = 13.82 \text{ [kN/cm}^2\text{]}$$

- **Dynamischer Beiwert Φ_2**

Für den dynamischen Beiwert wird L_ϕ aus ÖNORM EN 1991-2, Tabelle 6.2 [2] entnommen, siehe dazu Abschnitt 4.1. L_ϕ beträgt die halbe Stützweite und somit 32,75 m. Φ_2 wird gemäß ÖNORM EN 1991-2 [2] nach Formel (2.5) berechnet.

In Tabelle 4.10 wird der errechnete Wert für Φ_2 angegeben.

Tabelle 4.10: HT A Viertelpunkt – dynamischer Beiwert Φ_2 für Punkt 1

$L_\phi =$	32.75	[m]
$\Phi_2 =$	1.081	[-]
$1.0 \leq$	Φ_2	≤ 1.67

- **Schädigungsäquivalenzfaktoren λ**

λ_1 wird aus Tabelle 9.3 „EC-Mix“ der ÖNORM EN 1993-2 [10] herausgelesen, wobei hier L als die „kritische Länge der Einflusslinie“ angegeben wird.

In diesem Fall wird L mit der Einflusslinienlänge jenes Bereichs angenommen, welcher betragsmäßig den größten Einfluss hat. Liefert beispielsweise der negative Einflussbereich einen minimalen Wert, welcher betragsmäßig größer ist, als jener des positiven Bereichs, so wird die Einflusslinienlänge am negativen Bereich abgelesen. Nachdem eruiert wurde, welcher Bereich der maßgebende ist, wird auf der konservativen Seite liegend, die kürzere Einflusslinienlänge von beiden Gleisen herangezogen. Dieses Vorgehen gilt für alle weiteren Berechnungen und ist somit für alle anderen untersuchten Stellen in den Viertelpunkten und der Brückenmitte ident, womit bei den weiteren Berechnungen nicht nochmal näher darauf eingegangen wird.

Der Grund warum für die kritische Länge L der Einflusslinie ein solches Vorgehen gewählt wurde ist, dass in [10] keine Werte für eine Stabbogenbrücke angegeben werden, sondern nur für Einfeld- und Durchlaufträger oder andere nicht zutreffende Fälle.

4. Statische Berechnung und Ermittlung von $\Delta\sigma_{E,2}$

In diesem Fall wird die Einflusslinienlänge von Gleis 2 im negativen Einflussbereich herangezogen, denn hier liegt das betragsmäßige Maximum der Spannungen σ_x vor. Dargestellt wird der zutreffende Bereich der Einflusslinienlänge in Abbildung 4.26.

λ_1 wird anschließend aus der Tabelle 9.3 „EC-Mix“ der ÖNORM EN 1993-2 [10] herausgelesen. λ_2 und λ_3 sind wie am Anfang von Kapitel 4.1 angegeben 1,00 und sind für alle Punkte am Querschnitt und in weiterer Folge für jede untersuchte Stelle in den Viertelpunkten und der Brückenmitte dieselben.

Bei λ_4 ist das Verhältnis bei Belastung von nur einem Gleis, $\Delta\sigma_1$, zur Belastung von beiden Gleisen, $\Delta\sigma_{1+2}$, entscheidend [10]. In diesem Fall ist die Spannungsschwingbreite bei Belastung von Gleis 2 größer. λ_4 wird nach Formel (2.4) gemäß ÖNORM EN 1993-2 [10] berechnet.

Für den Viertelpunkt des HT A ergibt sich für λ_4 nach ÖNORM EN 1993-2 [10] beispielsweise:

$$\text{mit: } a = \frac{\Delta\sigma_{1,\text{Gleis 2}}}{\Delta\sigma_{1+2}} = \frac{9,74}{13,82} = 0,705 [-] ; \quad n = 0$$

$$\lambda_4 = \sqrt[5]{n + [1 - n] * [a^5 + (1 - a)^5]} = \sqrt[5]{0 + [1 - 0] * [0,705^5 + (1 - 0,705)^5]} = 0,706 [-]$$

Der Schädigungsäquivalenzfaktor λ wird gemäß ÖNORM EN 1993-2 [10] nach Formel (2.3) berechnet.

Tabelle 4.11 gibt die Schädigungsäquivalenzfaktoren λ für Punkt 1 an.

Tabelle 4.11: HT A Viertelpunkt – Schädigungsäquivalenzfaktoren $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4, \lambda$ und λ_{\max} für Punkt 1

L =	26.27	[m]
$\lambda_1 =$	0.657	[-]
$\lambda_2 =$	1.00	[-]
$\lambda_3 =$	1.00	[-]
$\Delta\sigma_{1,\text{Gleis 1}} =$	4.08	[kN/cm ²]
$\Delta\sigma_{1,\text{Gleis 2}} =$	9.74	[kN/cm ²]
$\Delta\sigma_{1+2} =$	13.82	[kN/cm ²]
$\Delta\sigma_{1,\text{Gleis 2}}/\Delta\sigma_{1+2} =$	0.705	[-]
$\lambda_4 =$	0.706	[-]
$\lambda =$	0.464	[-]
$\lambda \leq$	λ_{\max}	= 1.4

Nachfolgend ist die **schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{E,2,1}$** für den Viertelpunkt des Hauptträgers für Punkt 1 des Querschnittes angegeben. Berechnet wurde diese gemäß ÖNORM EN 1993-2 [10] nach Formel (2.1):

$$\Delta\sigma_{E,2,1} = \lambda * \Phi_2 * \Delta\sigma_{p,1} = 0,464 * 1,081 * 13,82 = \mathbf{6,94 [kN/cm^2]}$$

Zusammenfassung der Ergebnisse von Punkt 1 bis 4

Nachfolgend werden zusammenfassend die Ergebnisse der Punkte 1 bis 4 dargestellt. Die Vorgehensweise bei der Berechnung wurde für Punkt 1 bereits vorgestellt und ist dieselbe für die Punkte 2 bis 4.

Tabelle 4.12: HT A Viertelpunkt – Zusammenfassung der Ergebnisse

HT A Viertelpunkt	Punkt i			
	1	2	3	4
$\sigma_{i,\min,\text{Gleis 1}}$ [kN/cm ²]	-2.17	-1.93	-1.87	-2.01
zugehörige Lastposition von $Q_{vk,1}$ [m]	13.60	11.05	44.20	44.20
$\sigma_{i,\min,\text{Gleis 2}}$ [kN/cm ²]	-4.82	-4.79	-3.45	-3.31
zugehörige Lastposition von $Q_{vk,1}$ [m]	13.60	12.65	43.75	43.75
$\sigma_{i,\min,\text{gesamt}}$ [kN/cm²]	-6.99	-6.72	-5.33	-5.32
$\sigma_{i,\max,\text{Gleis 1}}$ [kN/cm ²]	1.92	1.80	2.85	3.10
zugehörige Lastposition von $Q_{vk,1}$ [m]	42.80	42.80	11.05	13.60
$\sigma_{i,\max,\text{Gleis 2}}$ [kN/cm ²]	4.92	5.05	6.85	6.89
zugehörige Lastposition von $Q_{vk,1}$ [m]	41.85	41.85	12.45	13.60
$\sigma_{i,\max,\text{gesamt}}$ [kN/cm²]	6.83	6.85	9.70	10.00
$\Delta\sigma_{p,i}$ [kN/cm²]	13.82	13.58	15.02	15.31
L_Φ [m]	32.75			
Φ_2 [-]	1.081			
	1.0 $\leq \Phi_2 \leq$ 1.67			
L [m]	26.27	26.12	30.16	30.24
Einflussbereich von L	Gleis 2 im negativen Einflussbereich	Gleis 2 im negativen Einflussbereich	Gleis 1 im positiven Einflussbereich	Gleis 1 im positiven Einflussbereich
λ_1 [-]	0.657	0.658	0.650	0.650
λ_2 [-]	1.00			
λ_3 [-]	1.00			
$\Delta\sigma_{1,\text{ Gleis 1}}$ [kN/cm ²]	4.08	3.73	4.72	5.11
$\Delta\sigma_{1,\text{ Gleis 2}}$ [kN/cm ²]	9.74	9.84	10.30	10.20
$\Delta\sigma_{1+2}$ [kN/cm ²]	13.82	13.58	15.02	15.31
$\Delta\sigma_{1,\text{ Gleis 2}}/\Delta\sigma_{1+2}$ [-]	0.705	0.725	0.686	0.666
λ_4 [-]	0.706	0.726	0.688	0.670
λ [-]	0.464	0.478	0.447	0.435
λ_{\max} [-]	1.40			
$\Delta\sigma_{E,2,i}$ [kN/cm²]	6.94	7.01	7.26	7.20

4.1.2.2. Einflusslinien und Auswertung für Hauptträger (HT) A – Mitte

In den nachfolgenden Abbildungen sind die Spannungseinflusslinien $\eta_{\sigma,i}$ und die Einflusslinien η_N , η_{M_y} und η_{M_z} für alle vier Punkte des Querschnittes bei Belastung von jeweils einem Gleis für die Mitte des Hauptträgers dargestellt.

4. Statische Berechnung und Ermittlung von $\Delta\sigma E,2$

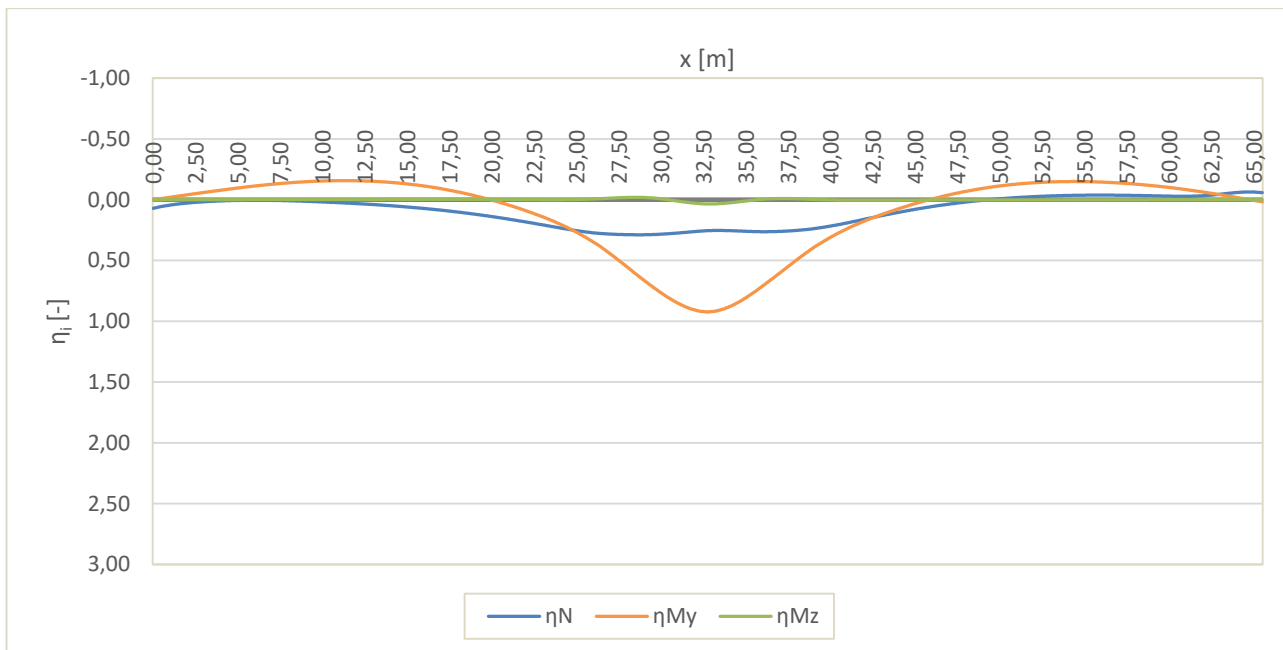


Abbildung 4.27: HT A Mitte – Einflusslinie η_i – Gleis 1

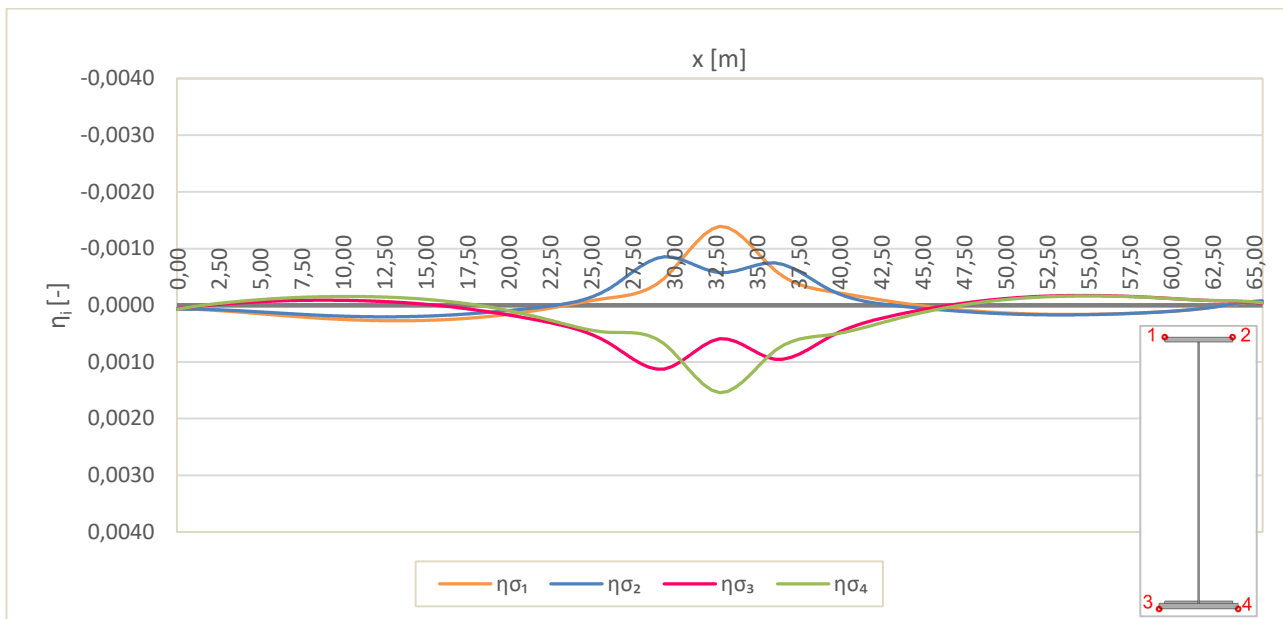


Abbildung 4.28: HT A Mitte – Spannungseinflusslinie η_{σ_i} – Gleis 1

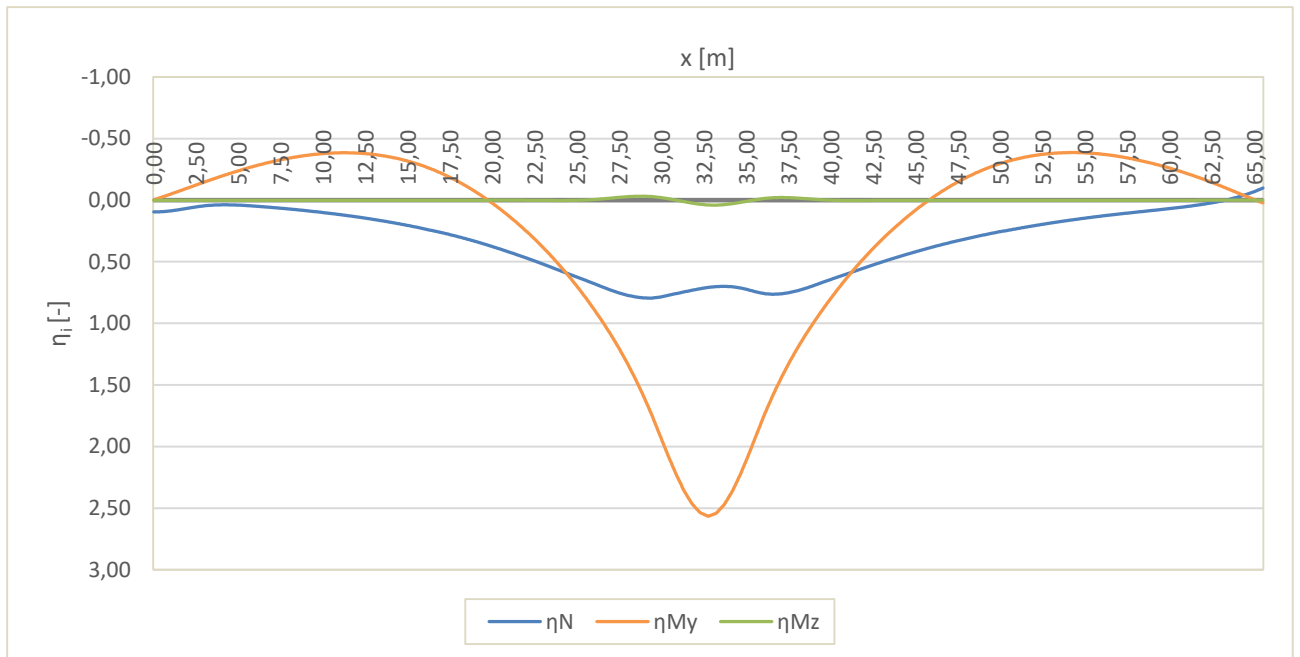


Abbildung 4.29: HT A Mitte – Einflusslinie η_i – Gleis 2

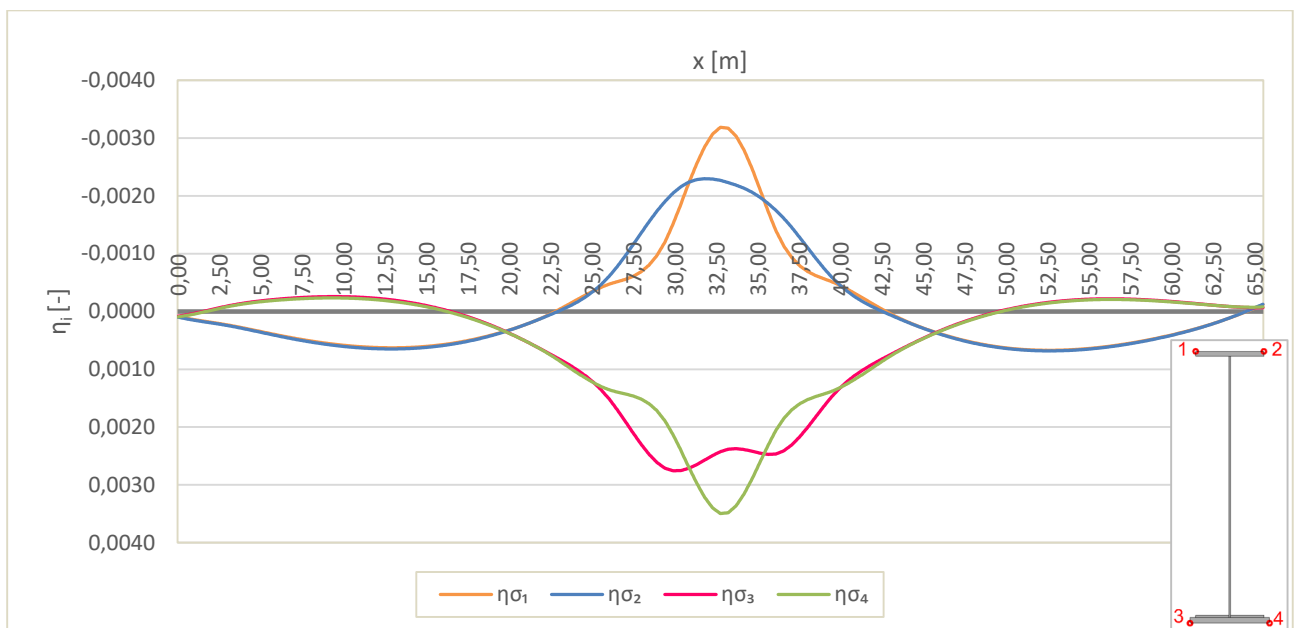


Abbildung 4.30: HT A Mitte – Spannungseinflusslinie η_{σ_i} – Gleis 2

Zusammenfassung der Ergebnisse von Punkt 1 bis 4

Nachfolgend werden zusammenfassend die Ergebnisse der Punkte 1 bis 4 dargestellt. Die Vorgehensweise bei der Berechnung wurde für Punkt 1 des Viertelpunkts im HT A bereits vorgestellt und ist dieselbe für die Mitte des Hauptträgers.

Tabelle 4.13: HT A Mitte – Zusammenfassung der Ergebnisse

HT A Mitte	Punkt i			
	1	2	3	4
$\sigma_{i,min,Gleis\ 1}$ [kN/cm ²]	-1.32	-1.09	-0.33	-0.38
zugehörige Lastposition von $Q_{vk,1}$ [m]	30.35	27.80	52.35	52.80
$\sigma_{i,min,Gleis\ 2}$ [kN/cm ²]	-3.07	-2.99	-0.52	-0.48
zugehörige Lastposition von $Q_{vk,1}$ [m]	30.35	30.20	6.90	6.90
$\sigma_{i,min,gesamt}$ [kN/cm ²]	-4.39	-4.08	-0.85	-0.86
$\sigma_{i,max,Gleis\ 1}$ [kN/cm ²]	0.64	0.53	1.68	1.86
zugehörige Lastposition von $Q_{vk,1}$ [m]	10.75	10.25	26.55	30.35
$\sigma_{i,max,Gleis\ 2}$ [kN/cm ²]	1.86	1.90	4.68	4.78
zugehörige Lastposition von $Q_{vk,1}$ [m]	50.00	50.35	28.30	30.35
$\sigma_{i,max,gesamt}$ [kN/cm ²]	2.49	2.43	6.36	6.64
$\Delta\sigma_{p,i}$ [kN/cm ²]	6.88	6.51	7.21	7.50
L_{Φ} [m]	32.75			
Φ_2 [-]	1.081			
	1.0 ≤ Φ_2 ≤ 1.67			
L [m]	19.99	19.62	30.93	29.10
Einflussbereich von L	Gleis 2 im negativen Einflussbereich	Gleis 2 im negativen Einflussbereich	Gleis 1 im positiven Einflussbereich	Gleis 1 im positiven Einflussbereich
λ_1 [-]	0.670	0.675	0.648	0.652
λ_2 [-]	1.00			
λ_3 [-]	1.00			
$\Delta\sigma_{1,Gleis\ 1}$ [kN/cm ²]	1.95	1.62	2.01	2.25
$\Delta\sigma_{1,Gleis\ 2}$ [kN/cm ²]	4.93	4.89	5.20	5.25
$\Delta\sigma_{1+2}$ [kN/cm ²]	6.88	6.51	7.21	7.50
$\Delta\sigma_{1,Gleis\ 2}/\Delta\sigma_{1+2}$ [-]	0.716	0.751	0.721	0.701
λ_4 [-]	0.718	0.751	0.722	0.703
λ [-]	0.481	0.507	0.468	0.458
λ_{max} [-]	1.40			
$\Delta\sigma_{E,2,i}$ [kN/cm ²]	3.58	3.57	3.65	3.71

4.1.2.3. Einflusslinien und Auswertung für Bogen A – Viertelpunkt

In den nachfolgenden Abbildungen sind die Spannungseinflusslinien $\eta_{\sigma,i}$ und die Einflusslinien η_N , η_{M_y} und η_{M_z} für alle vier Punkte des Querschnittes bei Belastung von jeweils einem Gleis für den Viertelpunkt des Bogens dargestellt.

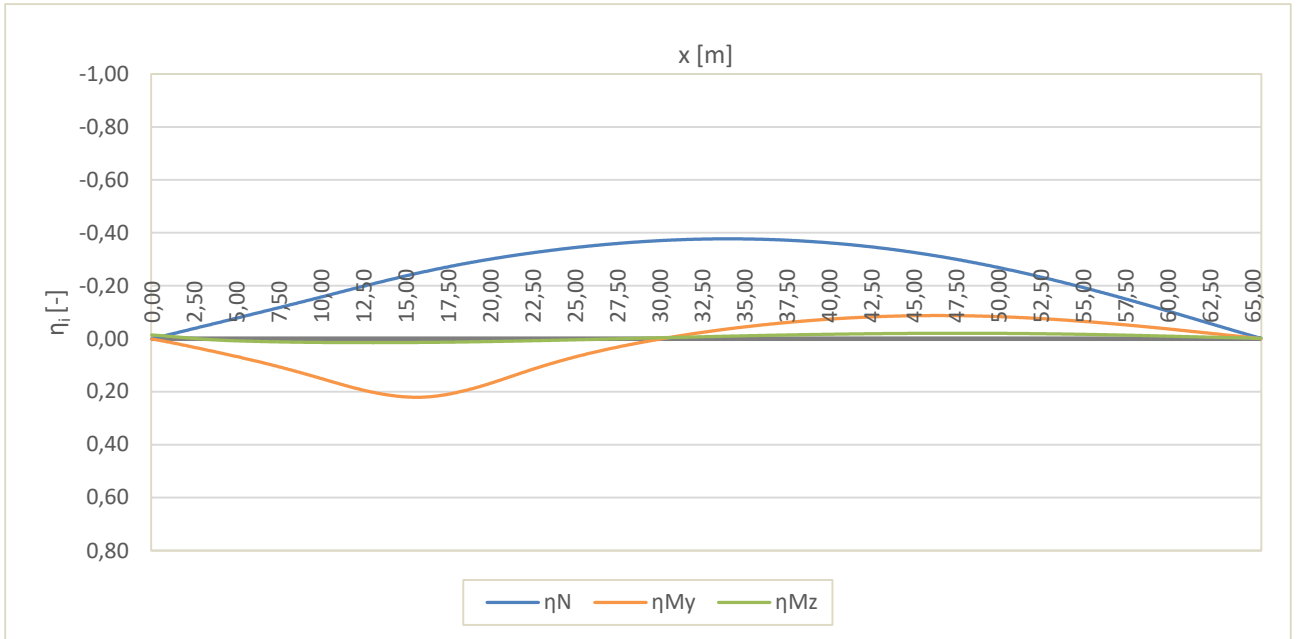


Abbildung 4.31: Bogen A Viertelpunkt – Einflusslinie η_i – Gleis 1

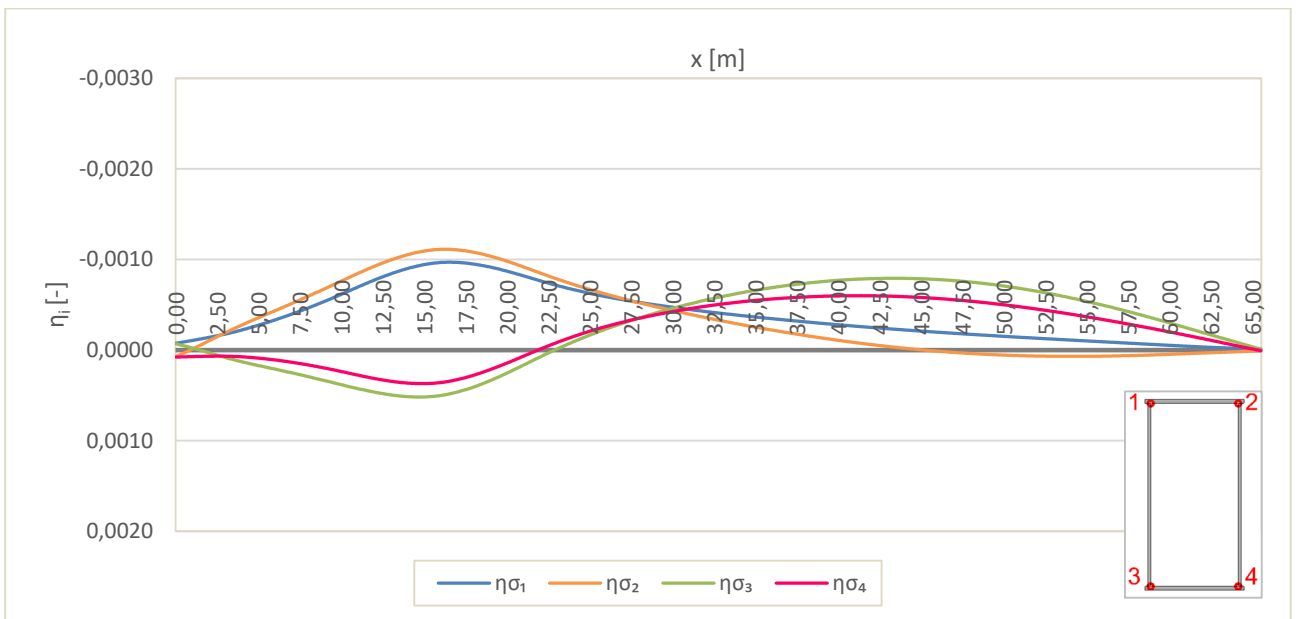


Abbildung 4.32: Bogen A Viertelpunkt – Spannungseinflusslinie η_{σ_i} – Gleis 1

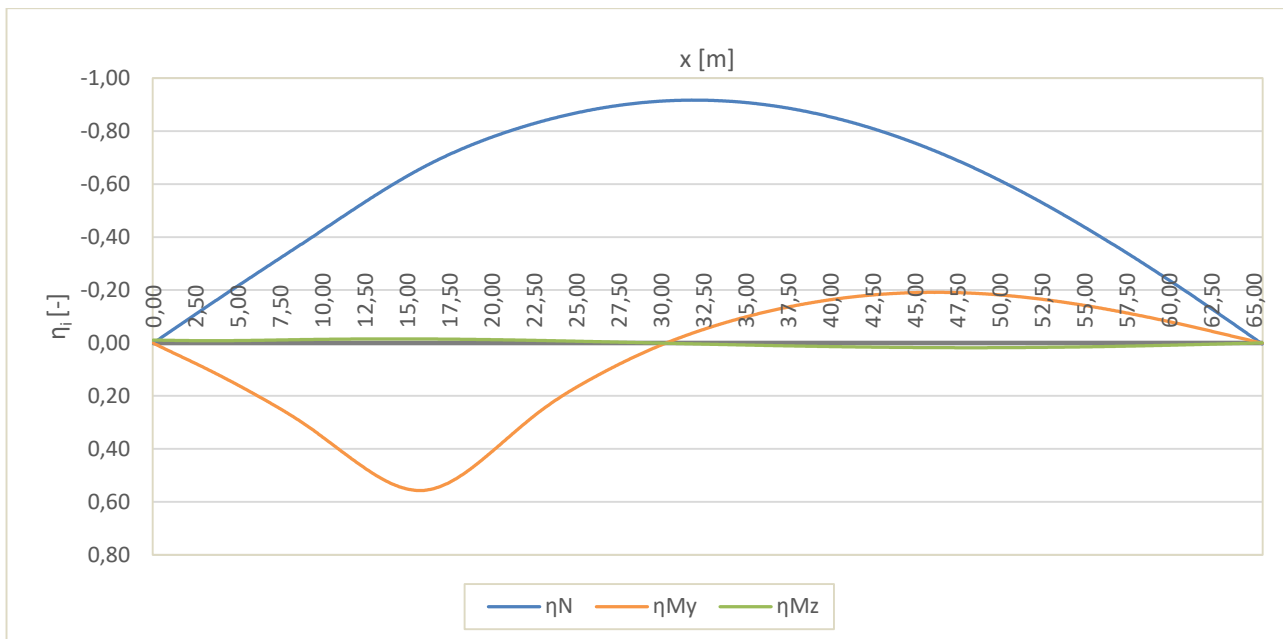


Abbildung 4.33: Bogen A Viertelpunkt – Einflusslinie η_i – Gleis 2

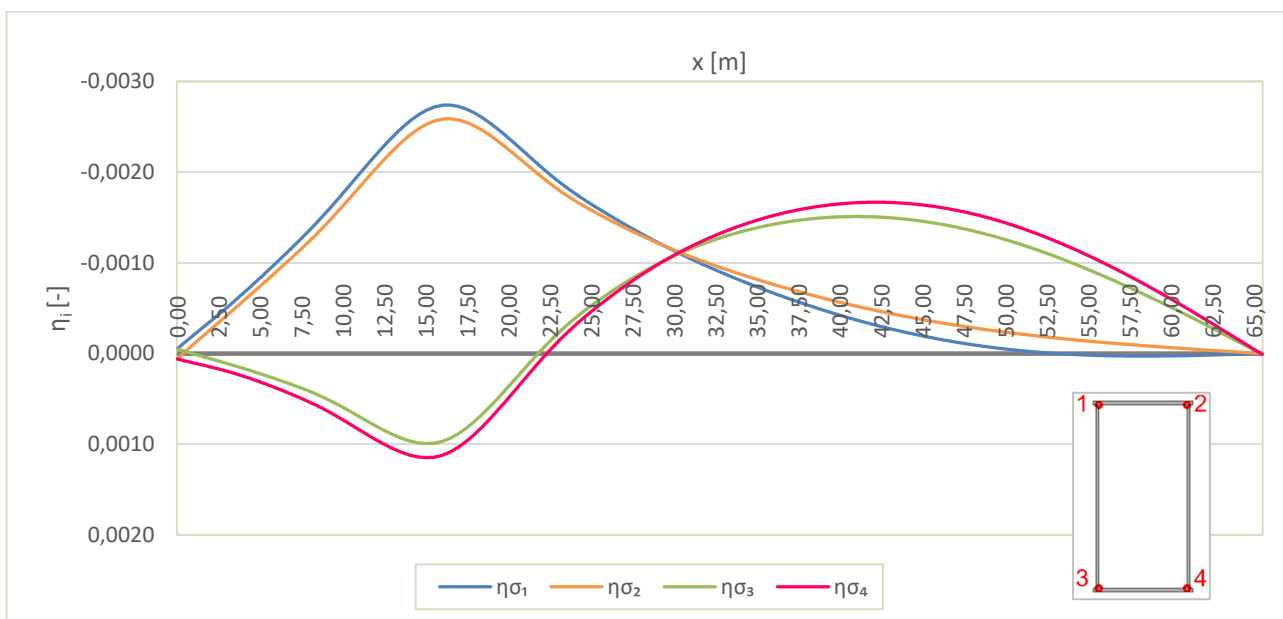


Abbildung 4.34: Bogen A Viertelpunkt – Spannungseinflusslinie $\eta_{\sigma i}$ – Gleis 2

Zusammenfassung der Ergebnisse von Punkt 1 bis 4

Nachfolgend werden zusammenfassend die Ergebnisse der Punkte 1 bis 4 dargestellt. Die Vorgehensweise bei der Berechnung wurde für Punkt 1 des Viertelpunkts im HT A bereits vorgestellt und ist dieselbe für den Viertelpunkt des Bogens.

Tabelle 4.14: Bogen A Viertelpunkt – Zusammenfassung der Ergebnisse

Bogen A Viertelpunkt	Punkt i			
	1	2	3	4
$\sigma_{i,min,Gleis 1}$ [kN/cm ²]	-2.47	-2.40	-2.16	-1.67
zugehörige Lastposition von $Q_{vk,1}$ [m]	14.10	14.05	40.90	38.95
$\sigma_{i,min,Gleis 2}$ [kN/cm ²]	-6.06	-6.06	-4.21	-4.59
zugehörige Lastposition von $Q_{vk,1}$ [m]	14.05	14.05	38.50	39.90
$\sigma_{i,min,gesamt}$ [kN/cm ²]	-8.53	-8.46	-6.36	-6.26
$\sigma_{i,max,Gleis 1}$ [kN/cm ²]	0.00	0.11	0.76	0.51
zugehörige Lastposition von $Q_{vk,1}$ [m]	[-]	51.90	12.20	11.80
$\sigma_{i,max,Gleis 2}$ [kN/cm ²]	0.03	0.01	1.30	1.60
zugehörige Lastposition von $Q_{vk,1}$ [m]	55.85	0.00	12.65	12.65
$\sigma_{i,max,gesamt}$ [kN/cm ²]	0.03	0.12	2.06	2.11
$\Delta\sigma_{p,i}$ [kN/cm ²]	8.56	8.58	8.43	8.37
L_ϕ [m]	32.75			
Φ_2 [-]	1.081			
	$1.0 \leq \Phi_2 \leq 1.67$			
L [m]	53.19	44.38	42.65	43.11
Einflussbereich von L	Gleis 2 im negativen Einflussbereich	Gleis 1 im negativen Einflussbereich	Gleis 1 im negativen Einflussbereich	Gleis 2 im negativen Einflussbereich
λ_1 [-]	0.630	0.640	0.640	0.640
λ_2 [-]	1.00			
λ_3 [-]	1.00			
$\Delta\sigma_{1,Gleis 1}$ [kN/cm ²]	2.47	2.50	2.91	2.18
$\Delta\sigma_{1,Gleis 2}$ [kN/cm ²]	6.09	6.07	5.51	6.19
$\Delta\sigma_{1+2}$ [kN/cm ²]	8.56	8.58	8.43	8.37
$\Delta\sigma_{1,Gleis 2}/\Delta\sigma_{1+2}$ [-]	0.711	0.708	0.654	0.740
λ_4 [-]	0.713	0.710	0.659	0.740
λ [-]	0.449	0.454	0.422	0.474
λ_{max} [-]	1.40			
$\Delta\sigma_{E,2,i}$ [kN/cm ²]	4.15	4.21	3.84	4.29

4.1.2.4. Einflusslinien und Auswertung für Bogen A – Mitte

In den nachfolgenden Abbildungen sind die Spannungseinflusslinien $\eta_{\sigma,i}$ und die Einflusslinien η_N , η_{M_y} und η_{M_z} für alle vier Punkte des Querschnittes bei Belastung von jeweils einem Gleis für die Mitte des Bogens dargestellt.

4. Statische Berechnung und Ermittlung von $\Delta\sigma_{E,2}$

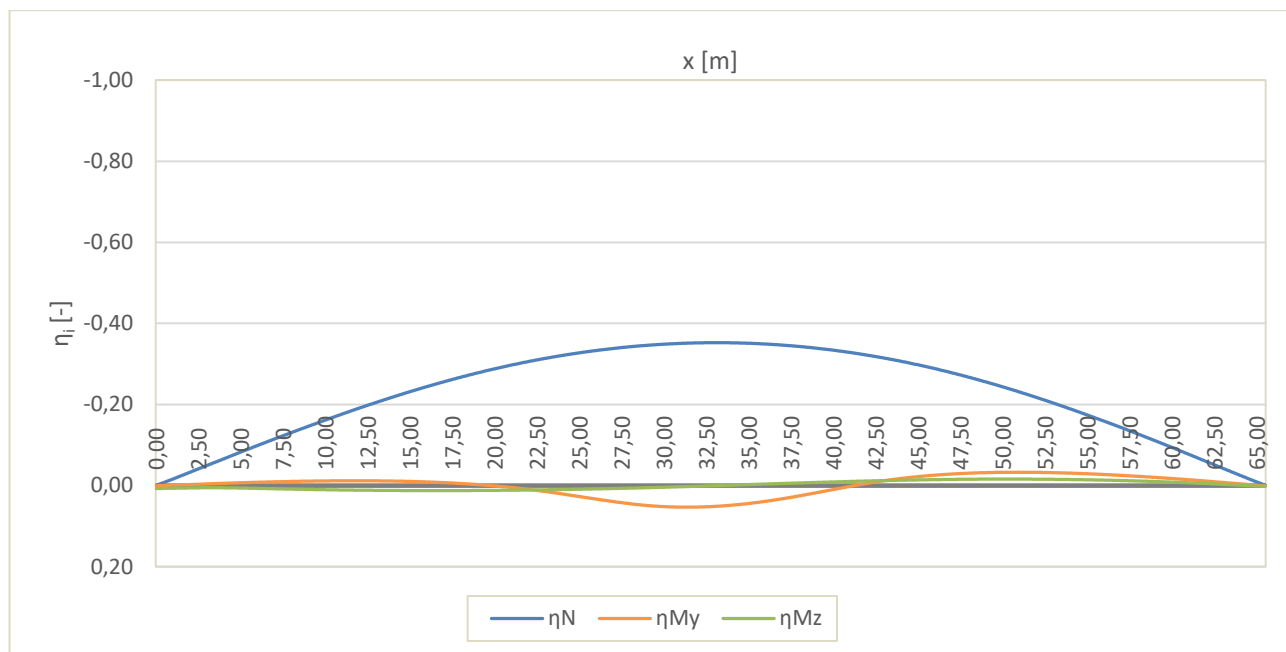


Abbildung 4.35: Bogen A Mitte – Einflusslinie η_i – Gleis 1

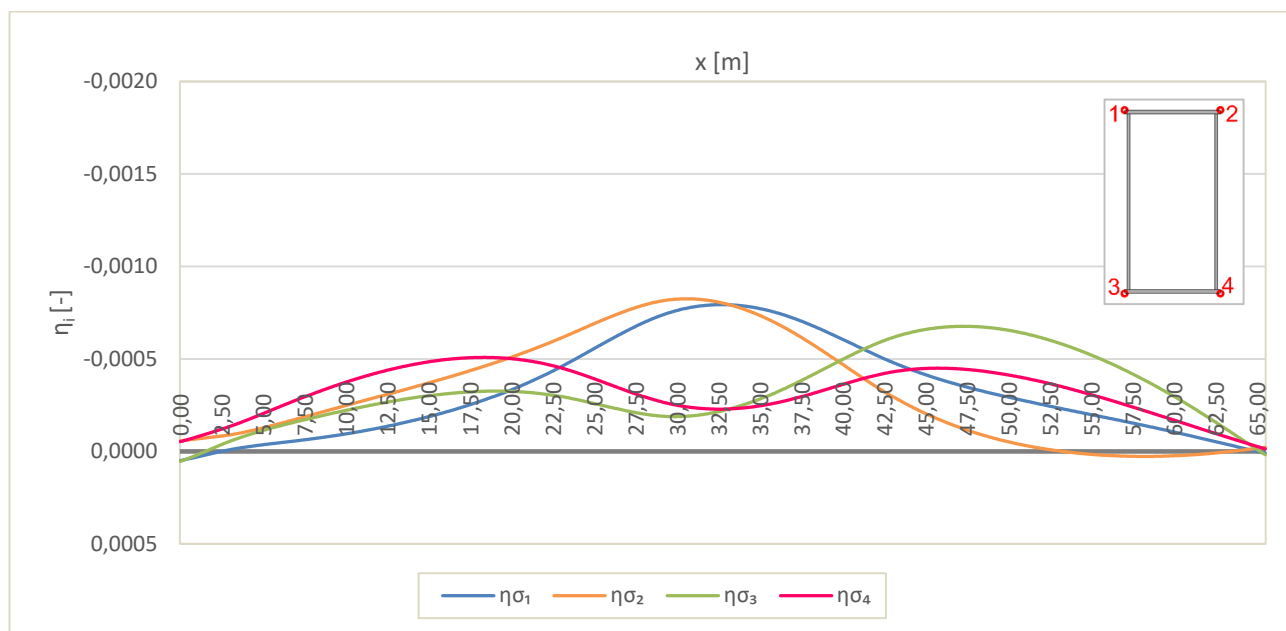


Abbildung 4.36: Bogen A Mitte – Spannungseinflusslinie $\eta_{\sigma i}$ – Gleis 1

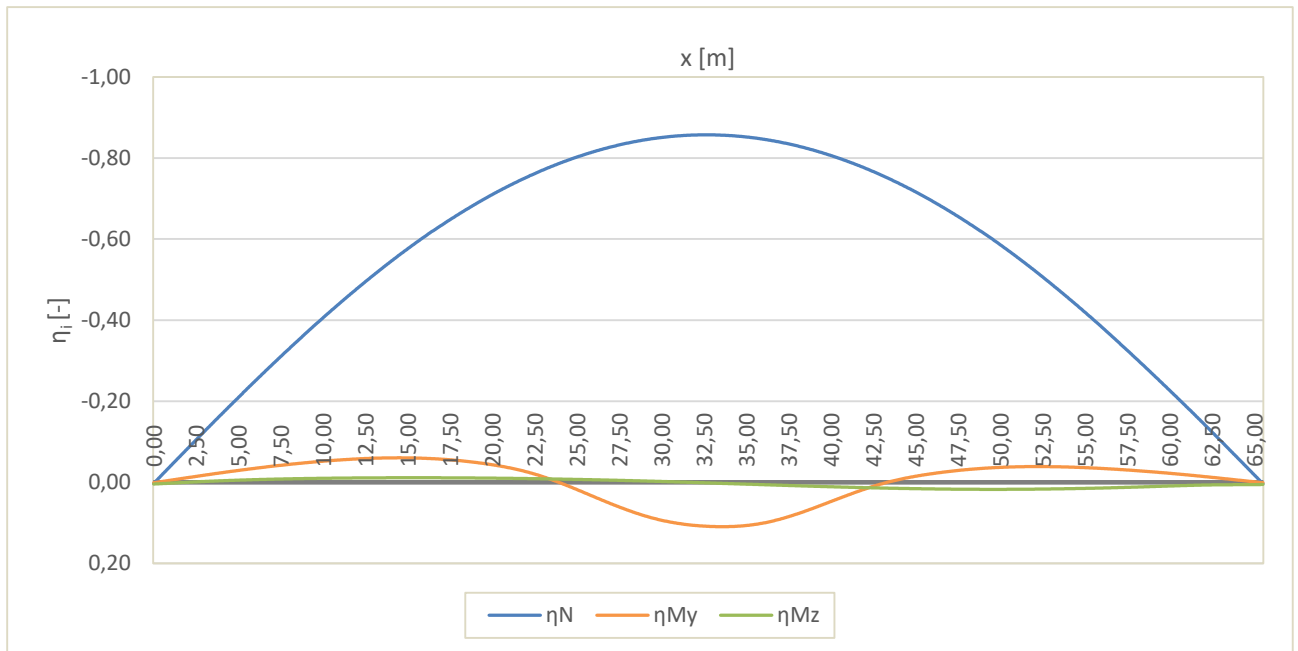


Abbildung 4.37: Bogen A Mitte – Einflusslinie η_i – Gleis 2

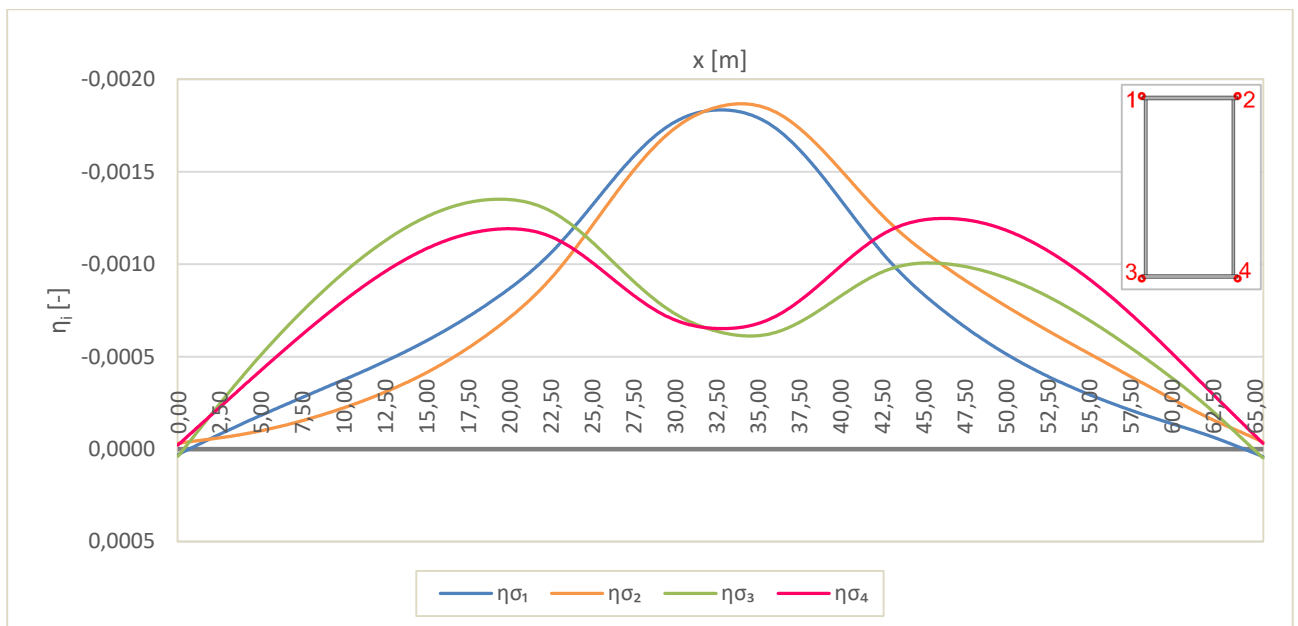


Abbildung 4.38: Bogen A Mitte – Spannungseinflusslinie η_{σ_i} – Gleis 2

Zusammenfassung der Ergebnisse von Punkt 1 bis 4

Nachfolgend werden zusammenfassend die Ergebnisse der Punkte 1 bis 4 dargestellt. Die Vorgehensweise bei der Berechnung wurde für Punkt 1 des Viertelpunkts im HT A bereits vorgestellt und ist dieselbe für die Mitte des Bogens.

Tabelle 4.15: Bogen A Mitte – Zusammenfassung der Ergebnisse

Bogen A Mitte	Punkt i			
	1	2	3	4
$\sigma_{i,min,Gleis\ 1}$ [kN/cm ²]	-2.13	-2.10	-2.06	-1.93
zugehörige Lastposition von $Q_{vk,1}$ [m]	30.35	28.00	44.75	16.00
$\sigma_{i,min,Gleis\ 2}$ [kN/cm ²]	-4.90	-5.08	-4.83	-4.95
zugehörige Lastposition von $Q_{vk,1}$ [m]	30.35	31.75	16.95	43.75
$\sigma_{i,min,gesamt}$ [kN/cm²]	-7.02	-7.18	-6.89	-6.88
$\sigma_{i,max,Gleis\ 1}$ [kN/cm ²]	0.02	0.03	0.01	0.00
zugehörige Lastposition von $Q_{vk,1}$ [m]	0.00	55.85	0.00	[-]
$\sigma_{i,max,Gleis\ 2}$ [kN/cm ²]	0.01	0.00	0.01	0.00
zugehörige Lastposition von $Q_{vk,1}$ [m]	65.50	[-]	65.50	[-]
$\sigma_{i,max,gesamt}$ [kN/cm²]	0.03	0.03	0.03	0.00
$\Delta\sigma_{p,i}$ [kN/cm²]	7.05	7.21	6.92	6.88
L_{Φ} [m]	32.75			
Φ_2 [-]	1.081			
	1.0 ≤ Φ_2 ≤ 1.67			
L [m]	62.45	53.21	63.65	65.50
Einflussbereich von L	Gleis 1 im negativen Einflussbereich	Gleis 1 im negativen Einflussbereich	Gleis 1 im negativen Einflussbereich	Gleis 1 bzw. 2 im negativen Einflussbereich
λ_1 [-]	0.628	0.630	0.626	0.625
λ_2 [-]	1.00			
λ_3 [-]	1.00			
$\Delta\sigma_{1, Gleis\ 1}$ [kN/cm ²]	2.14	2.13	2.08	1.93
$\Delta\sigma_{1, Gleis\ 2}$ [kN/cm ²]	4.91	5.08	4.84	4.95
$\Delta\sigma_{1+2}$ [kN/cm ²]	7.05	7.21	6.92	6.88
$\Delta\sigma_{1, Gleis\ 2}/\Delta\sigma_{1+2}$ [-]	0.696	0.705	0.700	0.719
λ_4 [-]	0.698	0.707	0.702	0.721
λ [-]	0.438	0.445	0.439	0.450
λ_{max} [-]	1.40			
$\Delta\sigma_{E,2,i}$ [kN/cm²]	3.34	3.47	3.29	3.35

4.2. Überfahrt der Betriebszüge der Typen 1 bis 8 aus ÖNORM EN 1991-2

In diesem Abschnitt erfolgt die statische Berechnung, anhand der Simulation der Überfahrt der Betriebszüge des Typs 1 bis 8 der ÖNORM EN 1991-2, Anhang D [2].

4.2.1. Lastfallgenerierung

Um eine Zugsüberfahrt statisch zu simulieren, werden die Achslasten eines Zuges stets um ein gewisses Schrittmaß am Gleis weiter nach vorne gerückt. Dabei entsteht für jedes Mal Vorrücken ein neuer Lastfall und dies geschieht solange, bis der gesamte Zug über die Brücke gefahren ist und die letzte Achslast, bzw. in diesem Fall Flächenlast (siehe Abbildung 3.42), diese verlässt. Die Generierung der Lastfälle erfolgt in RFEM mit dem Zusatzmodul RF-BEWEG Flächen.

Dabei werden die Flächenlasten des gesamten Zuges, welche zufolge der Verteilung der Achslasten entstehen, als Wanderlasten definiert. Diese wandern dann mit einer Schrittweite Δx von 25 cm auf einem Liniensatz, welcher sich in der Mitte des Gleises befindet, über die Brücke. Die Lage der Gleise und dessen Mittellinien sind in Abbildung 4.39 ersichtlich. Auch die Fahrtrichtung ist erkennbar.

Dieses Vorgehen erfolgt für alle 8 Betriebszüge separat. Somit fährt jeder Zug einzeln über das Gleis, und für jeden Zug erhält man entsprechende Lastfälle. Zugsbegegnungen bleiben unberücksichtigt, es befindet sich stets nur ein Zug auf der Brücke. Lasten und somit auch Lastfälle werden aufgrund der Symmetrie der Ergebnisse, siehe dazu Abschnitt „3.4 – Symmetrieanahmen“, nur auf Gleis 2 erzeugt.

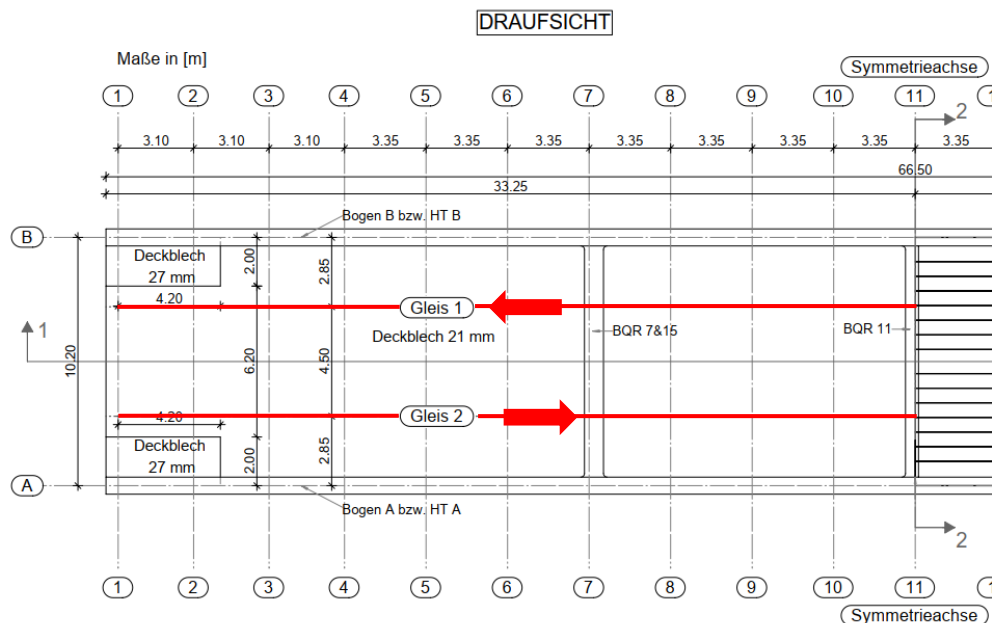


Abbildung 4.39: Lage des Liniensatzes in der Mitte des Gleises

4.2.2. Dynamische Beiwerte bzw. dynamische Erhöhung

Wie in Abschnitt „2.2.2 – Dynamische Beiwerte bzw. dynamische Erhöhung bei der Betriebszugsimulation“ angeführt, müssen die ermittelten Spannungen durch Multiplikation mit einem Faktor erhöht werden [2]. In diesem Abschnitt werden die ermittelten dynamischen Beiwerte φ' und φ'' angeführt.

Zur Berechnung des Beiwerts φ' wird die maßgebende Länge benötigt [2]. Diese wird der Tabelle 6.2 der ÖNORM EN 1991-2 im Abschnitt 6.4.5.3 [2] entnommen. Die **maßgebende Länge L_ϕ** ergibt sich, wie bereits in Kapitel 4.1 angeführt, mit der halben Stützweite zu **32,75 m**. Mit dieser maßgebenden Länge errechnet sich der Parameter K nach Formel (2.10). Der Beiwert φ' ergibt sich in weiterer Folge nach Formel (2.8).

Der Beiwert φ'' errechnet sich mit der maßgebenden Länge nach Formel (2.11).

Eine Übersicht der ermittelten dynamischen Beiwerte ist in Tabelle 4.16 zu sehen.

Tabelle 4.16: Übersicht der dynamischen Beiwerte φ' und φ'' (mit $L=32,75$ m)

Typ i	v [km/h]	v [m/s]	K	φ' [-]	φ'' [-]	Φ_{gesamt} [-]
Typ 1	200	55,56	0,28376	0,39262	1,23058E-05	1,19631
Typ 2	160	44,44	0,22701	0,29267	1,23058E-05	1,14634
Typ 3	250	69,44	0,35470	0,53650	1,23058E-05	1,26825
Typ 4	250	69,44	0,35470	0,53650	1,23058E-05	1,26825
Typ 5	80	22,22	0,11350	0,12801	1,23058E-05	1,06401
Typ 6	100	27,78	0,14188	0,16526	1,23058E-05	1,08263
Typ 7	120	33,33	0,17025	0,20498	1,23058E-05	1,10249
Typ 8	100	27,78	0,14188	0,16526	1,23058E-05	1,08263

4.2.3. Ergebnisse – statische Betriebszugskollektive für 100 Jahre

Durch die Simulation einer statischen Zugsüberfahrt der Betriebszüge des Typs 1 bis 8 erhält man an jedem Knoten der Hauptträger und der Bögen den Spannungs-Lastpositions-Verlauf. Dieser liegt für jeden Zugtyp gesondert vor.

Diese Verläufe werden, wie in Abschnitt 2.2.3 beschrieben, mit der Reservoir-Methode ausgezählt, wodurch man in weiterer Folge für jede Überfahrt eines jeden Zugtyps an jedem Knoten sowie jedem Spannungspunkt am Querschnitt ein Spannungskollektiv erhält.

Für die Auszählung der Spannungsspiele ist es erforderlich, den vorliegenden Spannungsverlauf in Klassen einzuteilen [16]. Das Vorgehen wird in Abschnitt 2.2.3 genauer erläutert. Die Klassenweite wurde in dieser Masterarbeit mit $0,02 \text{ kN/cm}^2$ definiert.

Da immer nur Zugsüberfahrten von einem Zug stattfinden, erhält man zuerst einzelne Spannungskollektive für jeden Zugtyp alleine und für eine Überfahrt auf Gleis 2. Um das Kollektiv

für einen Tag zu erhalten, werden die Anzahlen der Spannungsspiele mit der Zuganzahl je Tag, wie in Abschnitt „2.2.4 – Gesamtkollektivbildung für 100 Jahre Lebensdauer“ beschrieben, multipliziert. Die Anzahl der Zugsüberfahrten je Tag gemäß ÖNORM EN 1991-2 [2] sind für die einzelnen Typen der Tabelle 2.2 zu entnehmen. In weiterer Folge werden die Spannungsspielanzahlen mit 365 und 100 multipliziert, um das Gesamtkollektiv für eine Lebensdauer von 100 Jahren zu erhalten.

Um die Spannungskollektive für insgesamt alle acht Zugstypen zu erhalten, werden die Anzahlen der Spannungsspiele der einzelnen Klassen aufsummiert.

Da die Züge nicht nur auf Gleis 2, sondern ebenfalls auf Gleis 1 verkehren, gilt es die Kollektive unter Berücksichtigung der Symmetrie der Ergebnisse, siehe dazu Abschnitt 3.4, zu überlagern. Dabei werden die Spannungsspielanzahlen der einzelnen Klassen bei Zugsüberfahrten auf Gleis 2 mit jenen von Gleis 1 aufsummiert. Da die Ergebnisse symmetrisch sind, werden die Ergebnisse welche einer Zugüberfahrt auf Gleis 2 am Hauptträger A resultieren, mit den Ergebnissen an den symmetrischen Punkten am Hauptträger B, ebenfalls durch Überfahrt auf Gleis 2, aufsummiert. Damit erhält man die Spannungskollektive für eine Lebensdauer von 100 Jahren bei Zugsüberfahrten auf beiden Gleisen (mit jeweils 24,95 Millionen Tonnen je Jahr), jedoch ohne Zugsbegegnungen.

In Abbildung 4.40 sind beispielhaft Kollektive des Zugtyps 3 am Hauptträger A an der Stelle $x = 46,15$ m im Punkt 3 dargestellt. Diese Kollektive stellen zum einen die Einzelüberfahrten auf Gleis 2 bzw. 1 dar. Weiters wird das aufsummierte Kollektiv bei Zugsüberfahrten auf beiden Gleisen und auch jenes für die Lebensdauer von 100 Jahren dargestellt.

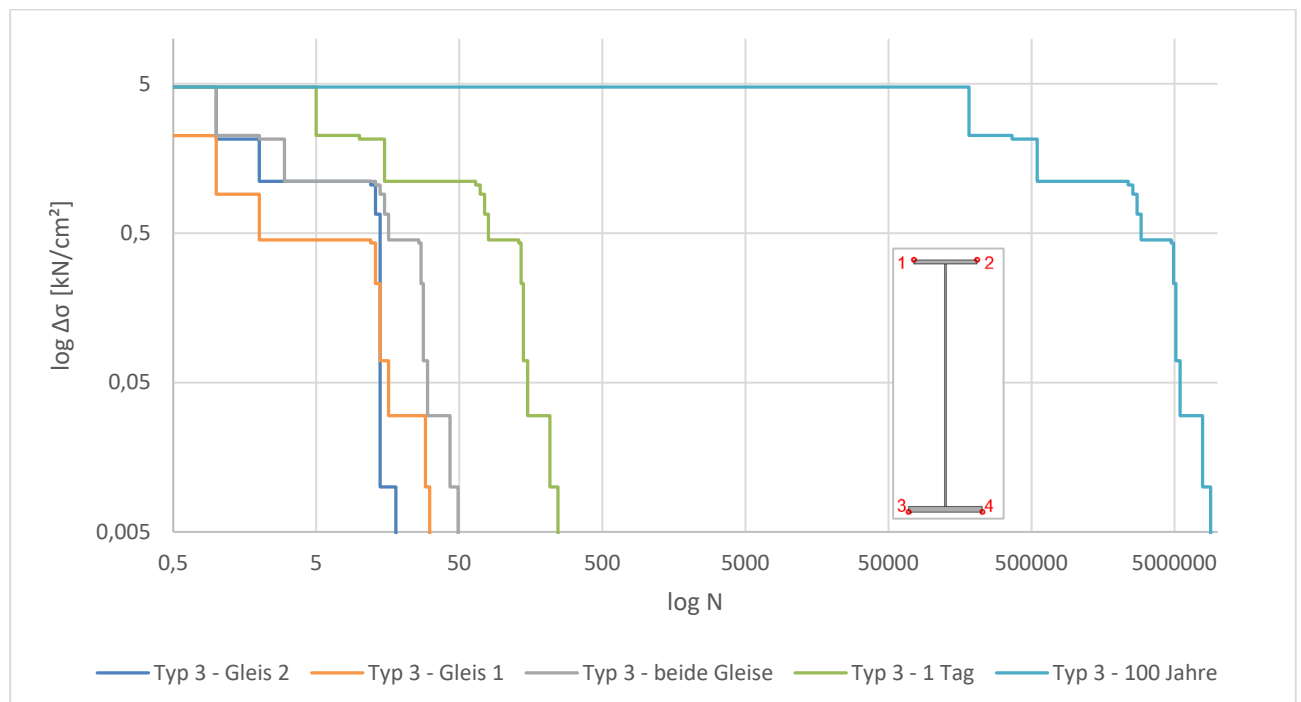


Abbildung 4.40: Kollektive des Zugtyps 3 am HT A an der Stelle $x = 46,15$ m, Punkt 3

Neben der Erstellung der Kollektive, erfolgte mittels der Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner eine Iteration der Wöhlerlinie derart (Berechnung mit $\gamma_{Mf}=1,0$), sodass man an jeder Stelle für das jeweilige Kollektiv eine Schädigung von $D=1,0$ nach 100 Jahren erhält. Das erfolgt indem man ausgehend von einem Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ die Wöhlerlinie solange in ihrer Höhe nach oben oder unten verschiebt, bis man die Schädigung $D=1,0$ erreicht. Durchgeführt wurde das für jede Stelle x am jeweiligen Bauteil und für jeden der vier Punkte am Querschnitt.

Nach dem Iterationsvorgang werden an jeder Stelle am Bauteil und an jedem der vier Spannungspunkte am Querschnitt die Spannungskollektive in Einstufenkollektive, wie in Abschnitt 2.2.5 beschrieben, umgewandelt. Daraus resultiert, dass die schadensäquivalente Spannungsschwingbreite bezogen auf zwei Millionen Spannungsspielen $\Delta\sigma_{E,2}$ mit dem Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ übereinstimmt. Dieser Wert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ stellt allerdings keinen Kerbfall aus der ÖNORM EN 1993-1-9 [14] dar, sondern würde in diesem Fall einer minimal erforderlichen Ermüdungsfestigkeit für 100 Jahre Lebensdauer entsprechen, abgekürzt als $\Delta\sigma_{c,min,100\text{ Jahre}}$.

Der Iterationsvorgang erfolgte für die Spannungskollektive der statischen Berechnungen, um eine einfache Aussage treffen zu können, inwiefern die Ergebnisse der Schädigungsberechnung aufgrund der dynamischen Berechnung von jenen der statischen abweichen – bei beiden Berechnungen gilt derselbe Wert $\Delta\sigma_c$.

In den nachfolgenden Abbildungen sind die Verläufe der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten bezogen auf $2 \cdot 10^6$ Spannungsspiele $\Delta\sigma_{E,2,stat}$ über die gesamte Länge von Hauptträger und Bogen dargestellt. Diese Werte sind als Mindestwerte der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ zu verstehen für eine Lebensdauer von 100 Jahren.

Bei den Diagrammen der Hauptträger ist der Bereich des Lamellenendes bei 20,35 m und 45,15 m sehr gut zu erkennen, in diesen Bereichen fällt der Verlauf von $\Delta\sigma_{E,2}$ an den Punkten 3 und 4 stark ab.

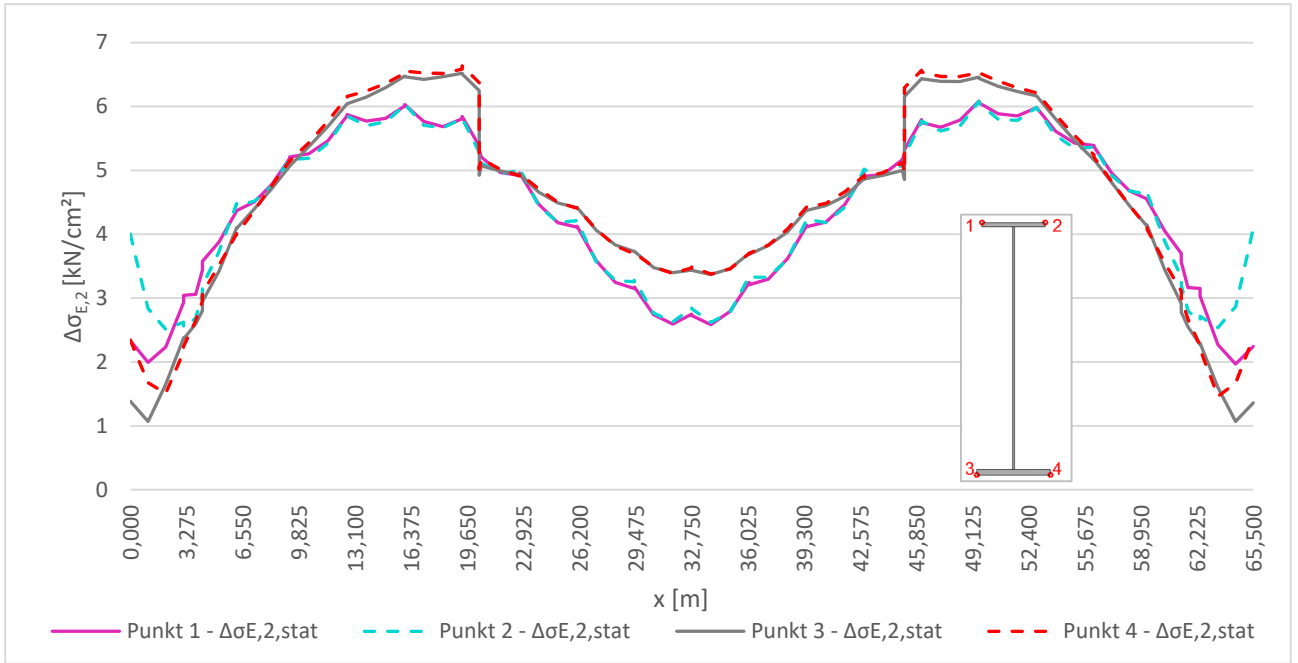


Abbildung 4.41: $\Delta\sigma_{E,2,stat}$ entlang HT B

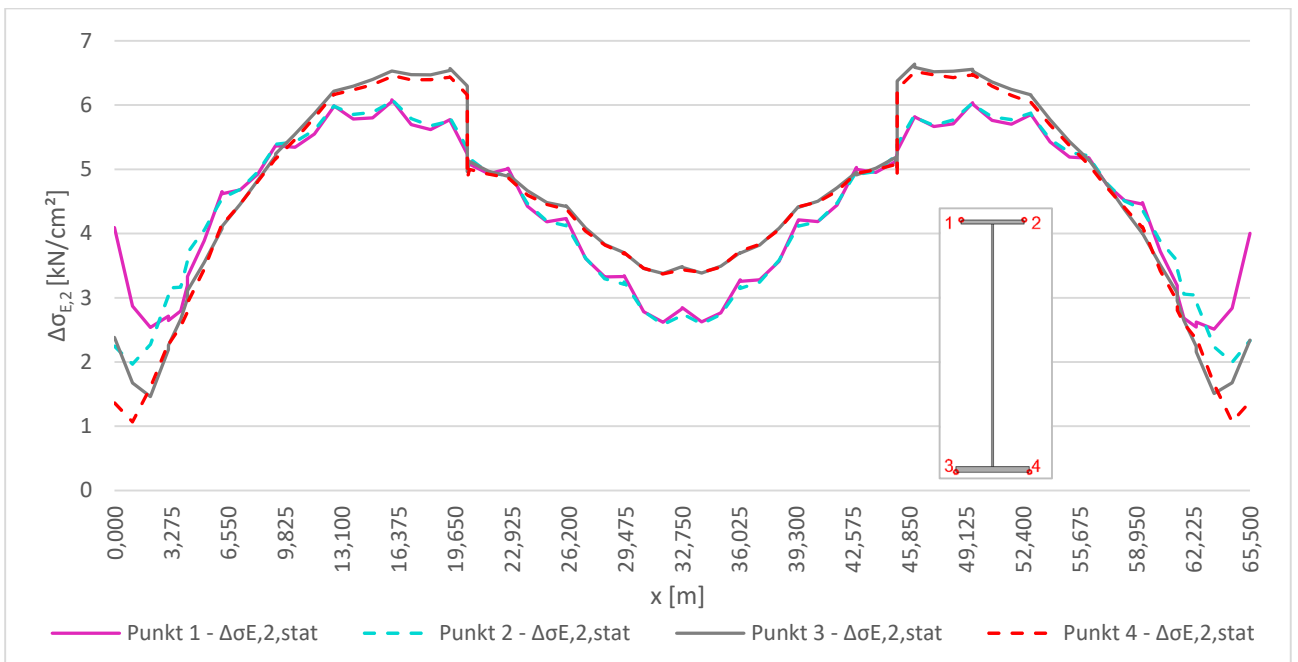


Abbildung 4.42: $\Delta\sigma_{E,2,stat}$ entlang HT A

Bei den Diagrammen der Bögen sind die Anschlussstellen der Hänger gut zu erkennen. An jenen Stellen liegen Spitzen des girlandenähnlichen Verlaufes vor.

4. Statische Berechnung und Ermittlung von $\Delta\sigma_{E,2}$

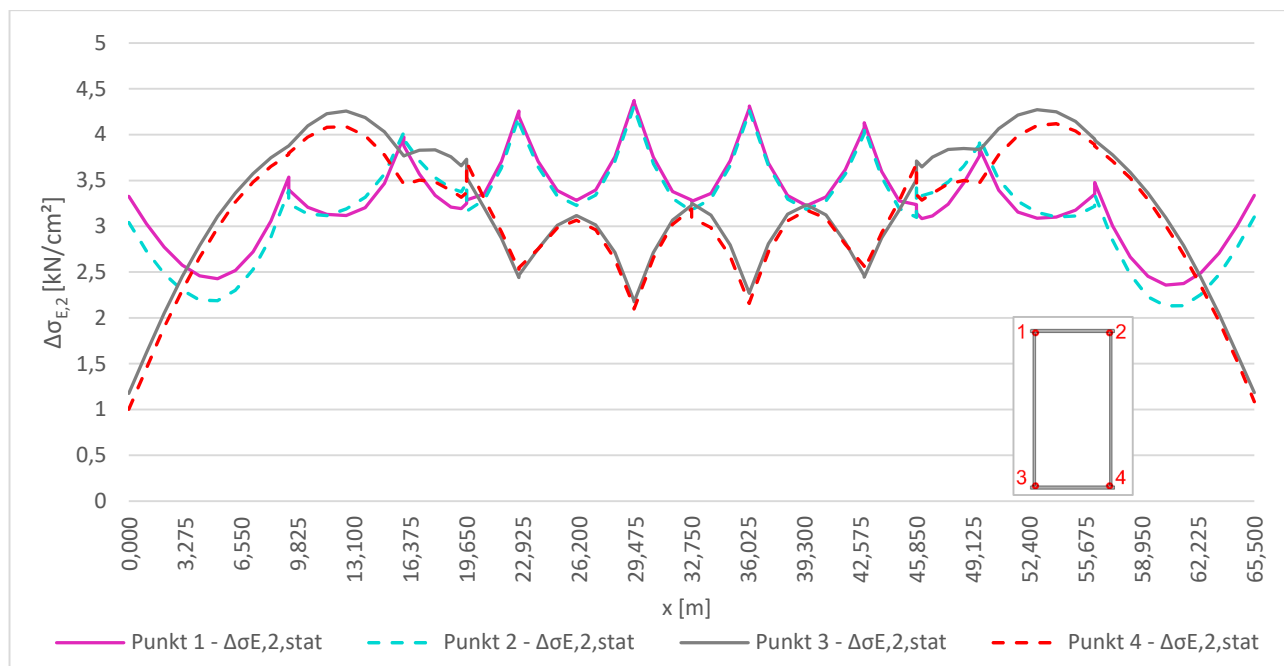


Abbildung 4.43: $\Delta\sigma_{E,2,stat}$ entlang Bogen B

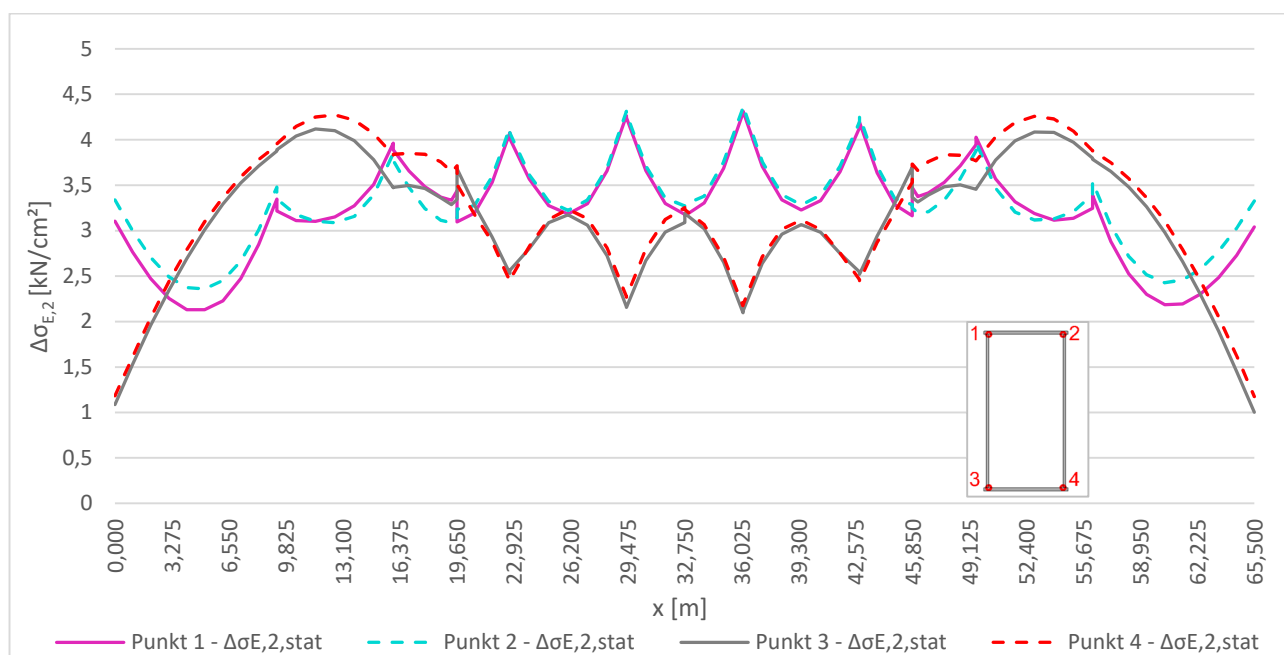


Abbildung 4.44: $\Delta\sigma_{E,2,stat}$ entlang Bogen A

In Abbildung 4.45 wird der Verlauf des statischen Gesamtkollektivs, sowie des äquivalenten Einstufenkollektivs mit $\Delta\sigma_{E,2,stat}$ dargestellt, welche sich an der Stelle $x = 46,15$ m am Hauptträger A im Punkt 3 befinden. Diese Stelle und dieser Spannungspunkt wurden gewählt, da hier das Maximum von $\Delta\sigma_{E,2,stat}$ vorliegt, wie es auch in Abbildung 4.42 ersichtlich ist. Weiters wird die Wöhlerlinie, die sich zufolge der minimal erforderlichen Ermüdungsfestigkeit für 100 Jahre Lebensdauer $\Delta\sigma_{c,min,100}$ Jahre ergibt, abgebildet. Hier ist sehr gut zu erkennen, dass das $\Delta\sigma_{E,2,stat}$ die Wöhlerlinie bei zwei Millionen Spannungsspielen berührt und somit den gleichen Wert aufweist wie $\Delta\sigma_{c,min,100}$ Jahre.

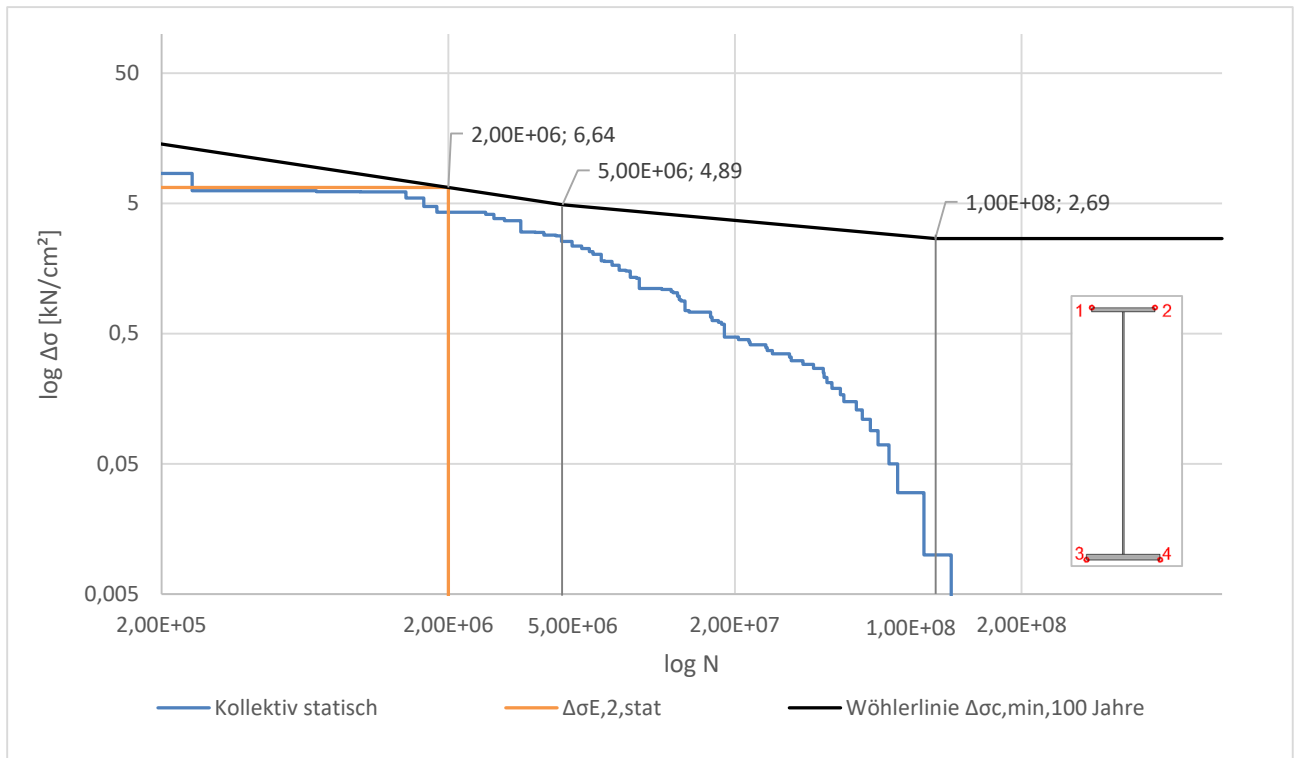


Abbildung 4.45: statische Gesamtkollektive für 100 Jahre am HT A an der Stelle $x = 46,15$ m im Punkt 3

4.3. Vergleich der $\Delta\sigma_{E,2}$ beider Varianten

In diesem Abschnitt folgt nun die Gegenüberstellung der Ergebnisse der Berechnungsvarianten zufolge des LM 71 mit Schädigungsäquivalenzfaktoren λ_i und der Simulation der Betriebszüge des Typs 1 bis 8. In den nachfolgenden Abbildungen sind die Ergebnisse der beiden Varianten an den einzelnen Bauteilen abgebildet.

Erwartungsgemäß liegen die Ergebnisse auf Basis des LM 71 höher als jene zufolge der Simulation der Betriebszüge der Typen 1 bis 8. Vor allem in den Viertelpunkten übersteigen die Ergebnisse auf Basis des LM 71 deutlich jene der Betriebszüge.

Die Ergebnisse auf Basis des LM 71 wurden für den Hauptträger und dem Bogen in der Achse A nur im Viertelpunkt bei 16 m und in der Mitte berechnet, gelten aber unter Berücksichtigung der Symmetrie der Ergebnisse auch für die Bauteile in Achse B.

4. Statische Berechnung und Ermittlung von $\Delta\sigma_{E,2}$

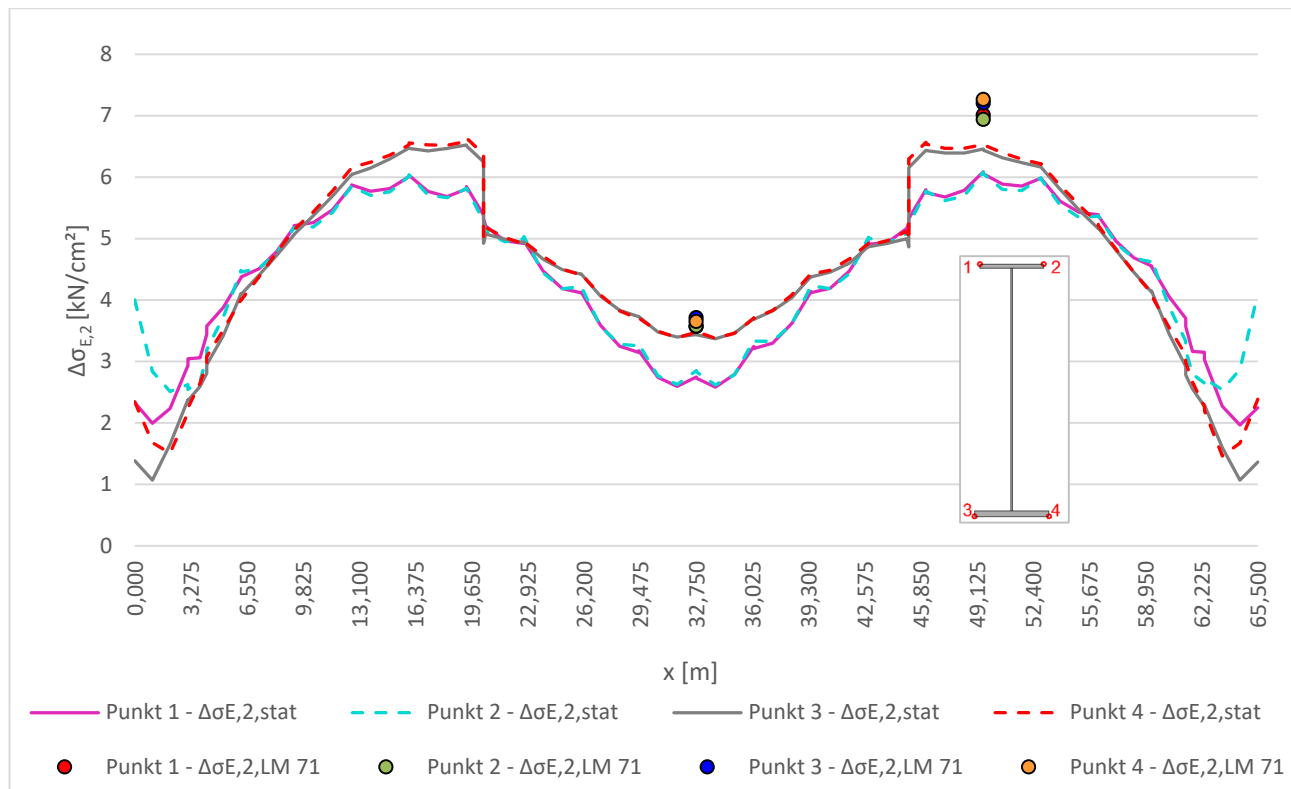


Abbildung 4.46: Vergleich $\Delta\sigma_{E,2,stat}$ mit $\Delta\sigma_{E,2,LM 71}$ entlang HT B

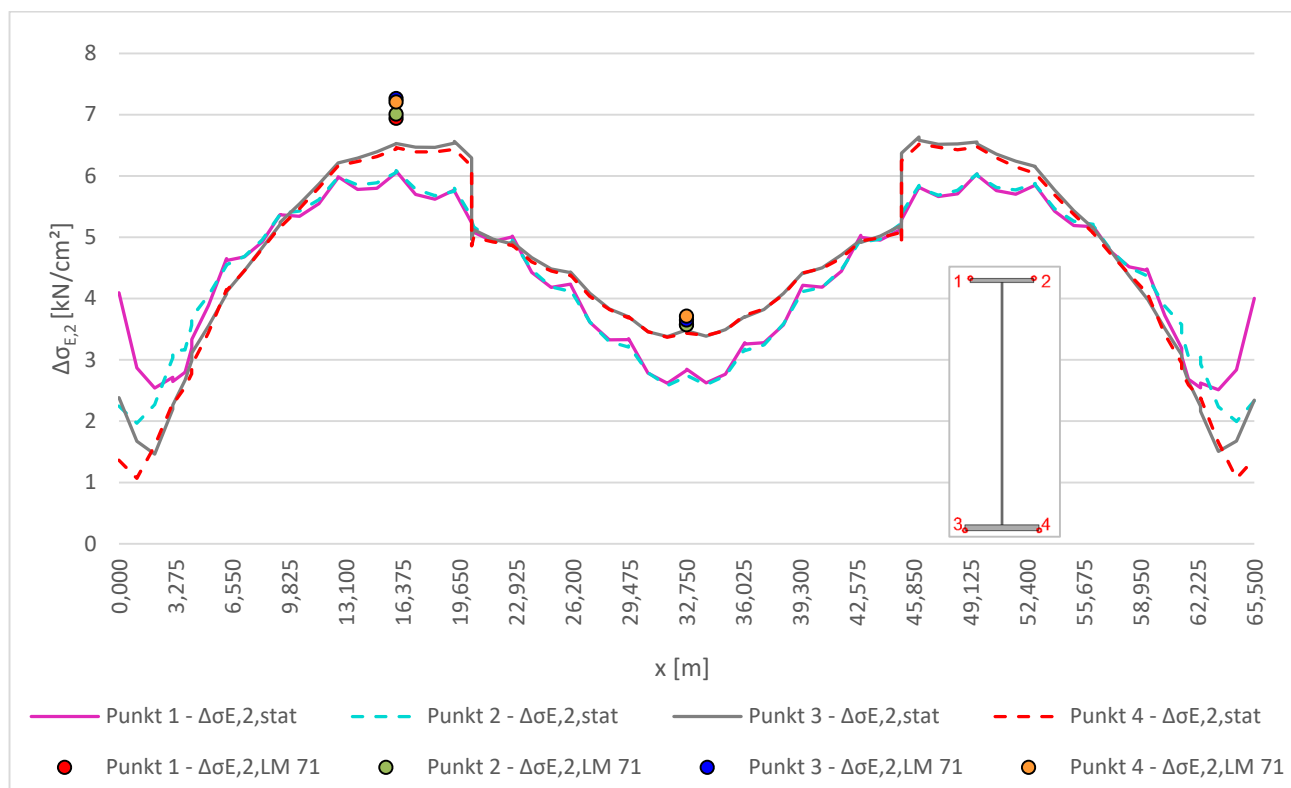


Abbildung 4.47: Vergleich $\Delta\sigma_{E,2,stat}$ mit $\Delta\sigma_{E,2,LM 71}$ entlang HT A

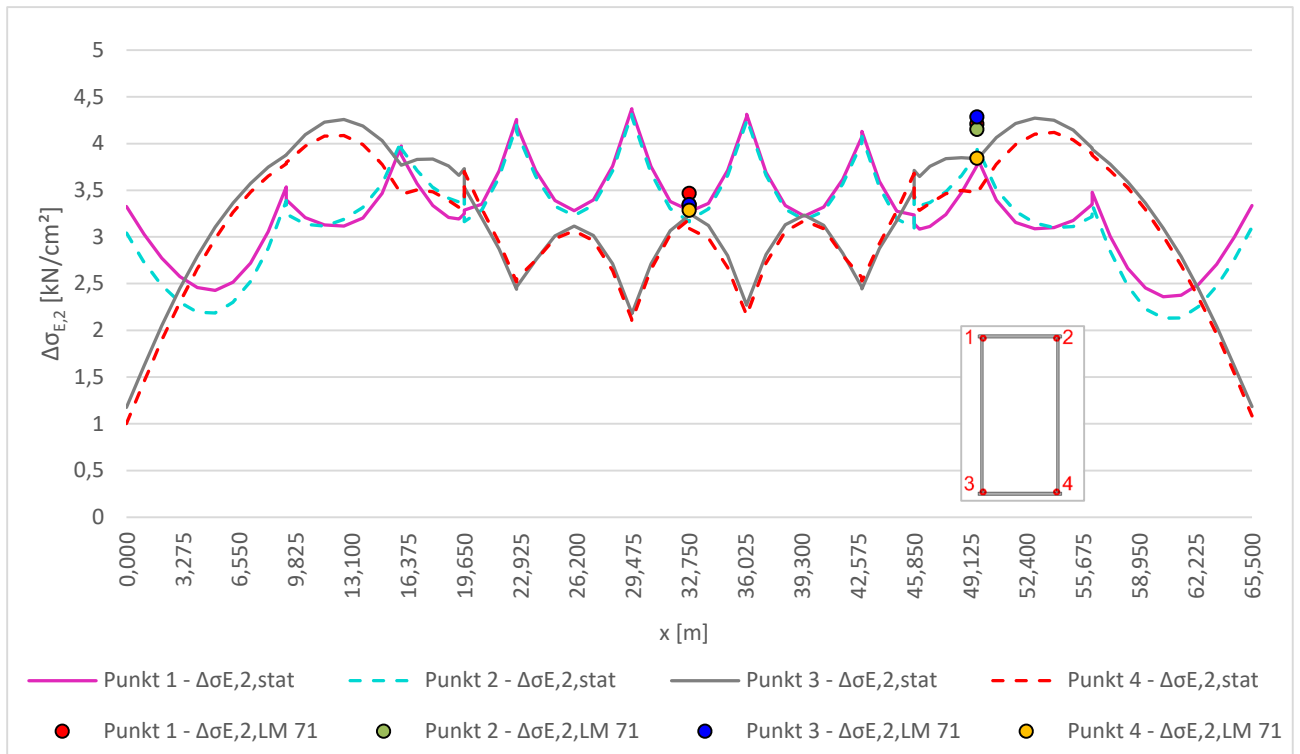


Abbildung 4.48: Vergleich $\Delta\sigma_{E,2,stat}$ mit $\Delta\sigma_{E,2,LM 71}$ entlang Bogen B

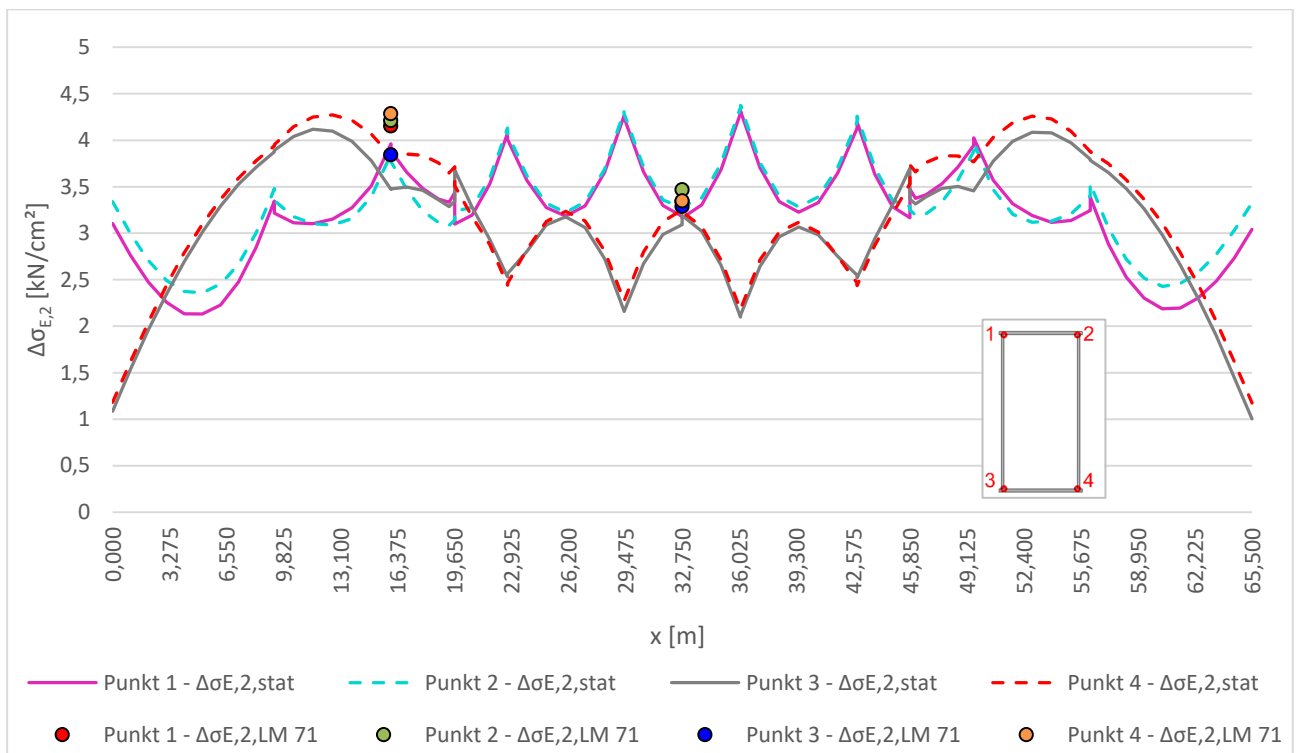


Abbildung 4.49: Vergleich $\Delta\sigma_{E,2,stat}$ mit $\Delta\sigma_{E,2,LM 71}$ entlang Bogen A

5

5. Dynamische Berechnung der Betriebszugsüberfahrt

Eine dynamische Berechnung ermöglicht nicht nur die Erfassung der Schwingungen bei einer Zugsüberfahrt, sondern auch der Nachschwingungen. Diese können einen erheblichen Einfluss auf das Ermüdungsverhalten haben, da hierbei deutlich mehr Spannungsspiele auftreten können, als wenn man nur jene bei der tatsächlichen Zugsüberfahrt selbst erfassen würde.

Bei der dynamischen Berechnung gilt es die Bewegungsgleichung zu lösen. Die vorliegende Stabbogenbrücke weist eine Vielzahl an Freiheitsgraden auf, womit sich dies als ein komplexes Vorgehen erweist. Die Bewegungsgleichung für ein System mit mehreren Freiheitsgraden weist im Allgemeinen folgende Form auf [20]:

$$M\ddot{x} + D\dot{x} + Kx = p(t) \quad (5.1)$$

Mit: [20]

M	Massenmatrix
\ddot{x}	zweite Ableitung nach der Zeit bzw. Beschleunigung an den Freiheitsgraden
D	Dämpfungsmatrix
\dot{x}	erste Ableitung nach der Zeit bzw. Geschwindigkeit an den Freiheitsgraden
K	Steifigkeitsmatrix
x	Variable, hier: Freiheitsgrade
p(t)	Belastungsvektor

Zur Lösung dieser Bewegungsgleichung gibt es verschiedene Verfahren [20]. Die für diese Masterarbeit relevanten werden im Abschnitt 5.3 angeführt.

Als Zugsüberfahrten, welche dynamisch berechnet werden, dienen, wie auch bei der statischen Berechnung, die Betriebszüge des Typs 1 bis 8 der ÖNORM EN 1991-2, Anhang D [2]. Die Vorgehensweise der Belastung wird in Abschnitt 5.1 genauer erläutert.

Die dynamische Berechnung der Stabbogenbrücke wird in RFEM mit dem Zusatzmodul RF-DYNAM Pro durchgeführt.

5.1. Belastung

5.1.1. Achslasten

Die dynamische Berechnung wird, wie bereits angesprochen, mit den Betriebszügen des Typs 1 bis 8 der ÖNORM EN 1991-2, Anhang D [2] durchgeführt. Um Rechenzeit im Programm RFEM zu sparen, wird dort allerdings nur die Überfahrt einer Einzelachse simuliert, jedoch unter Berücksichtigung des anschließenden Ausschwingvorganges des Tragwerks. Die Ergebnisse aus der Einzelachse, werden mit dem Programm Matlab anschließend, entsprechend des zeitlich versetzten Auftreffens der Zugsachsen auf das Tragwerk, superponiert. Diese Überlagerung wurde mit Matlab-Skripten durchgeführt, welche vom Institut für Stahlbau zur Verfügung gestellt wurden. Da für die Einzelachse eine Einzellast von 1 kN angenommen wurde, kann durch Multiplikation der Ergebnisse mit der tatsächlichen Achslast der tatsächliche Zug abgebildet werden.

Die Einzellast wird dabei gemäß ÖNORM EN 1991-2 [2], wie auch bei der statischen Berechnung, auf drei Schwellen aufgeteilt [2], sowie durch Schwellen und Schotter verteilt [2], sodass sie nunmehr als Flächenlasten wirken. Das Prinzip ist im Kapitel „3.2 - Lastaufbringung bzw. Lastverteilung“ ausführlich erklärt. Die Fläche auf welche die Einzellasten aufgeteilt werden und demnach auch die Flächenlasten wirken, ist ident mit jener aus Kapitel „3.2 - Lastaufbringung bzw. Lastverteilung“.

Die Einzelachse wird im Achsrasterabstand auf die Fahrbahn aufgebracht, sodass in den Achsen 1 bis 21 eine Last am Gleis aufgebracht wird. Diese Lastpositionen stimmen mit der Lage der Querträger überein. Allerdings wird für die Belastung der einzelnen Achsen ein eigener Lastfall zugewiesen, womit man 21 Lastfälle erhält.

Die Lastaufbringung an den Achsen 2 bis 20 sieht in Längsrichtung demnach wie in Abbildung 5.1 und Abbildung 5.2 dargestellt aus. In Querrichtung erfolgt die Lastverteilung ident, wie sie in Abbildung 3.43 und Abbildung 3.44 zu sehen ist.

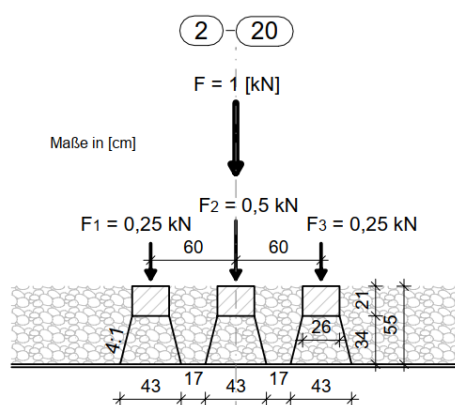


Abbildung 5.1: Lastverteilung einer Einzelachse in Längsrichtung bei den Achsen 2 bis 20 (in Anlehnung an ÖNORM EN 1991-2 [2])

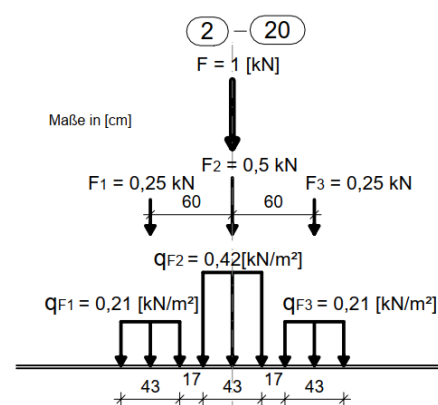


Abbildung 5.2: Flächenlasten in Längsrichtung aufgrund einer Lastverteilung einer Einzelachse bei den Achsen 2 bis 20

Bei den Achsen 1 und 21, welche genau am Anfang und Ende der Brücke liegen, wurde die Lastverteilung anders angenommen. Denn hier kann die Einzellast nicht auf drei Schwellen aufgeteilt werden. Somit wurde eine Lastverteilung gewählt, die in Abbildung 5.3 und Abbildung 5.4 zu sehen ist. Es wurde also nicht auf drei, sondern nur auf zwei Schwellen aufgeteilt. Die beiden aufgeteilten Einzellasten betragen dabei 0,5 kN. Die Einzellast F_1 wird dabei nicht auf eine Fläche von $1,19 \text{ m}^2$ verteilt, sondern auf eine halb so große Fläche. Diese Fläche weist eine Breite von $2,77 \text{ m}$ und eine Länge von $0,215 \text{ m}$ auf. Diese Länge ist somit die Hälfte der üblichen Länge.

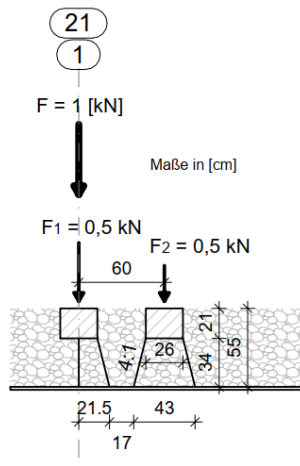


Abbildung 5.3: Lastverteilung einer Einzelachse in Längsrichtung bei den Achsen 1 und 21 (in Anlehnung an ÖNORM EN 1991-2 [2])

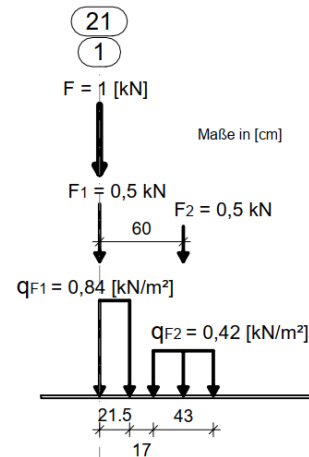


Abbildung 5.4: Flächenlasten in Längsrichtung aufgrund einer Lastverteilung einer Einzelachse bei den Achsen 1 und 21

5.1.2. Massen

Berücksichtigt werden in diesem Fall das Eigengewicht der Brücke und das Schotterbett. Die Wichte des Schotters wird aus der ÖNORM EN 1991-1-1, Tabelle A.6 [21] für normalen Schotter entnommen und beträgt $20,0 \text{ kN/m}^3$. Mit einer Schotterbettdicke von 55 cm ergibt sich somit eine Masse von 1100 kg/m^2 .

5.2. Simulierung einer dynamischen Zugsüberfahrt

5.2.1. Zeitdiagramme

Wie bereits angesprochen, wird nur die Überfahrt einer Einzelachse simuliert. Diese Einzelachse stellt die Anregung dar und befindet sich, in Abhängigkeit der Geschwindigkeit des Zuges, zu unterschiedlichen Zeitpunkten an unterschiedlichen Stellen. Um abbilden zu können, zu welchen Zeitpunkten die Lasten sich an welchen Stellen befinden, gibt es im Zusatzmodul RF-DYNAM Pro die

5. Dynamische Berechnung der Betriebszugsüberfahrt

Möglichkeit diese Lasten mit Zeitdiagrammen zu verknüpfen [22]. Auf diese Weise wird jeder der 21 Lastfälle mit einem Zeitdiagramm gekoppelt. Dadurch wird festgelegt zu welcher Größe und in welche Richtung, sowie an welcher Stelle die Anregung zur Schwingung erfolgt [22]. Die Stellen der Anregung erfolgen in Gleisachse 2 an den Achsen 1 bis 21.

Die ersten vier Zeitdiagramme sind in Abbildung 5.5 beispielhaft dargestellt. Hierbei wird ein Faktor k in Abhängigkeit der Zeit t dargestellt. Der Faktor k in Abhängigkeit von der Zeit t stellt in RF-DYNAM Pro das Zeitdiagramm dar [22]. Das Achssystem (in diesem Fall die Achsen 1 bis 6), welches auch dem der Modellierung entspricht, ist angeführt. Der Faktor k gibt zum Ausdruck, zu welchem Zeitpunkt die Belastung in welcher Größe auftritt [22]. Wird beispielsweise das erste Zeitdiagramm ganz oben betrachtet, so kann man daraus schließen, dass zum Zeitpunkt $t=0$ an der Achse 1 die Belastung in voller Höhe auftritt, da hier der Faktor k genau 1,0 ist. Mit zunehmender Zeit, nimmt die Größe der Kraft ab. Zum Zeitpunkt wo die Achse 2 erreicht wird, beträgt der Faktor k null und somit ist auch die Belastung in Achse 1 null. Im zweiten Zeitdiagramm beträgt der Faktor k zum Zeitpunkt wo die Achse 2 erreicht wird genau 1,0 und somit liegt hier für diesen Fall die volle Belastung vor. Mit diesem Schema wird bis zur Achse 21 vorgegangen. Das Zeitdiagramm dafür ist spiegelsymmetrisch zum Zeitdiagramm bei Achse 1. Es liegen also insgesamt 21 Zeitdiagramme vor.

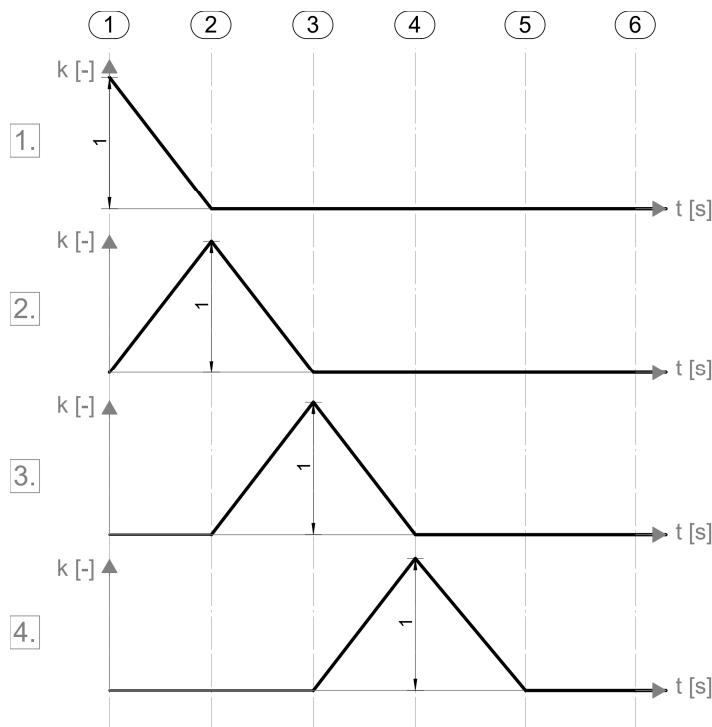


Abbildung 5.5: Zeitdiagramme zur Simulation der Achsüberfahrt

Diese Zeitdiagramme werden nun also mit jenen Lastfällen verknüpft, bei denen die Einzelachse jeweils nur an einer der Achsen 1 bis 21 auftritt. Lastfall 1 ist jener, bei dem die Belastung sich genau über Achse 1 befindet. Dieser Lastfall wird mit dem oben gezeigten ersten Zeitdiagramm verknüpft. Der zweite Lastfall, wo die Belastung bei Achse 2 vorliegt, wird mit dem zweiten Zeitdiagramm verknüpft. Dieses Schema wird bis zum 21. Lastfall und dem 21. Zeitdiagramm vollzogen.

Für unterschiedliche Geschwindigkeiten, liegen unterschiedliche Zeitdiagramme vor, da sich die Zeitpunkte t aufgrund der anderen Geschwindigkeiten ändern. Wie im nachfolgenden Abschnitt angeführt, wird ein bestimmter Geschwindigkeitsbereich mittels einzelner Geschwindigkeitsschritte unterteilt. Somit ist es erforderlich, für jede Geschwindigkeit die Zeitdiagramme neu festzulegen.

Bei der Verknüpfung der Lastfälle mit den Zeitdiagrammen ist es möglich die Belastung mit einem Faktor zu versehen [22]. In diesem Fall wurde hier ein Faktor 1000 berücksichtigt, welcher die Belastung um diesen Betrag vergrößert. Das wurde aber nur durchgeführt, um eine höhere Genauigkeit und damit mehr Kommastellen bei den Ergebnissen zu erhalten. Bei der Berechnung der Spannungen wird dieser Faktor aber wieder herausgerechnet, die höhere Genauigkeit bleibt dennoch bestehen.

Es gilt an dieser Stelle noch anzumerken, dass eine solche Zugsüberfahrt, auch bei der dynamischen Analyse, nur an Gleis 2 simuliert wurde. Grund dafür ist, wie bereits in Abschnitt „4.2.1 - Lastfallgenerierung“ angesprochen, dass die Ergebnisse für die Belastung auf Gleis 1 bzw. auf Gleis 2 als symmetrisch angenommen werden können.

5.2.2. Untersucher Geschwindigkeitsbereich

Um Aussagen treffen zu können, bei welcher Geschwindigkeit die größte Schädigung zu erwarten ist, wird in dieser Masterarbeit ein bestimmter Geschwindigkeitsbereich untersucht. Dieser umfasst die Höchstgeschwindigkeiten der Betriebszüge 1 bis 8 aus [2] und liegt in dieser Masterarbeit bei 80 km/h bis 250 km/h, wobei ab 120 km/h eine Unterteilung in 10 km/h-Schritten durchgeführt wurde. In Tabelle 5.1 ist der untersuchte Geschwindigkeitsbereich zu sehen. Unter 120 km/h wurde eine Unterteilung von 20 km/h vorgenommen. Die Höchstgeschwindigkeiten der Züge sind in Abbildung 2.4, Abbildung 2.5 und Abbildung 2.6 zu entnehmen.

In dieser Tabelle ist außerdem auch der maximale Zeitwert t_{\max} angegeben, mit welchem die jeweiligen Geschwindigkeiten berechnet werden. Dieser ergibt sich aus der doppelten Dauer einer Zugsüberfahrt. Mit diesem maximalen Zeitwert wird angenommen, dass die Nachschwingungen nach Verlassen der Brücke möglichst gut erfasst werden können, ohne eine zu lange Berechnungsdauer des Programms in Kauf nehmen zu müssen. Als Obergrenze wurde für t_{\max} ein Zeitwert von 24 s angesetzt, um so die Dauer beim Exportieren der Ergebnisse zu reduzieren.

Die Dauer der Zugsüberfahrt errechnet sich aus der Länge des maßgebenden Zuges. 80 km/h können alle Güterzüge fahren, welche im speziellen vom Typ 5 bis 8 sind. Der längste von ihnen ist Typ 6 mit einer Länge von 333,1 m und somit ergibt sich die Zugsüberfahrtsdauer aus der Länge dieses Zuges. Auch bei 100 km/h ist Typ 6 maßgebend.

Die Reisezüge des Typs 1 bis 4 fahren Geschwindigkeiten ab 120 km/h. Bei diesen Zügen werden Geschwindigkeiten unter 120 km/h nicht untersucht, da anzunehmen ist, dass diese Reisezüge nur

5. Dynamische Berechnung der Betriebszugsüberfahrt

sehr selten so langsame Geschwindigkeiten aufweisen. Falls sie in Ausnahmefällen doch so langsam fahren sollten, kann angenommen werden, dass hier die Güterzüge aufgrund der höheren Achslasten größere Schädigungen bezüglich des Ermüdungsverhaltens aufweisen. Ab 120 km/h wurde eine Unterteilung mit 10 km/h Schritten durchgeführt. So fährt beispielsweise Zugtyp 3, welcher eine Höchstgeschwindigkeit von 250 km/h aufweist, nicht durchgehend mit dieser, sondern kann auch langsamer fahren. Als maßgebende Länge für den maximalen Zeitwert t_{\max} gilt ab einer Geschwindigkeit von 120 km/h jene des Typs 3 mit 385,52 m. Die einzelnen Längen der Züge sind ebenfalls Abbildung 2.4, Abbildung 2.5 und Abbildung 2.6 zu entnehmen.

Die Güterzüge des Typs 5 bis 8 fahren hingegen Geschwindigkeiten im Bereich von 80 km/h bis 120 km/h.

Um feststellen zu können, bei welchem Zug und mit welcher Geschwindigkeit die größte Schädigung auftritt, ist es somit erforderlich den Geschwindigkeitsbereich zu unterteilen. Ab 120 km/h wird mit Schritten von 10 km/h unterteilt. Bei den Geschwindigkeiten unter 120 km/h wurde eine gröbere Unterteilung durchgeführt, da man davon ausgeht, dass diese im Vergleich zu den schnelleren Geschwindigkeiten, nicht maßgebend werden.

Tabelle 5.1: untersuchter Geschwindigkeitsbereich

v [km/h]	v [m/s]	maßgebende Länge [m]	Dauer der Zugsüberfahrt [s]	doppelte Dauer der Zugsüberfahrt [s]	t_{\max} [s]
80	22.222	333.1	14.990	29.979	24
100	27.778	333.1	11.992	23.983	24
120	33.333	385.52	11.566	23.131	24
130	36.111	385.52	10.676	21.352	22
140	38.889	385.52	9.913	19.827	20
150	41.667	385.52	9.252	18.505	19
160	44.444	385.52	8.674	17.348	18
170	47.222	385.52	8.164	16.328	17
180	50.000	385.52	7.710	15.421	16
190	52.778	385.52	7.305	14.609	15
200	55.556	385.52	6.939	13.879	14
210	58.333	385.52	6.609	13.218	14
220	61.111	385.52	6.309	12.617	13
230	63.889	385.52	6.034	12.068	13
240	66.667	385.52	5.783	11.566	12
250	69.444	385.52	5.551	11.103	12

Jede in Tabelle 5.1 angeführte Geschwindigkeit wird mit dem Zusatzmodul RF-DYNAM Pro für den jeweiligen maximalen Zeitwert t_{\max} dynamisch analysiert.

5.3. Berechnungsmethode

5.3.1. Allgemeines

Für die dynamische Berechnung mit dem Zusatzmodul RF-DYNAM Pro wurde ein lineares Zeitverlaufsverfahren zugrunde gelegt. Für dieses stehen wiederum zwei lineare Berechnungsmethoden zur Verfügung: eine modale Analyse oder das implizite Newmark-Verfahren [22]. Die Grundlagen dieser beiden Berechnungsverfahren sollen hier kurz vorgestellt werden.

Eine Gegenüberstellung beider Berechnungsverfahren ist in Abschnitt „5.3.3 - Wahl der Berechnungsmethode“ angeführt.

5.3.1.1. Newmark-Verfahren

Das Newmark-Verfahren stellt ein Zeitschrittverfahren und somit eine numerische Lösung dar. Dabei erhält man keine analytische Lösung, welche eine Funktion darstellt, sondern man unterteilt die untersuchte Zeitspanne in einzelne Zeitschritte. Aufgrund dessen erhält man Ergebnisse zu bestimmten Zeitpunkten, im Abstand vom gewählten Zeitschritt Δt . [23]

Die Gleichungen nach der Newmark-Methode ergeben sich wie in [20] angegeben:

$$x_1 = x_0 + \dot{x}_0 \Delta t + \ddot{x}_0 \left(\frac{1}{2} - \beta \right) \Delta t^2 + \ddot{x}_1 \beta \Delta t^2 \quad (5.2)$$

$$\dot{x}_1 = \dot{x}_0 + \ddot{x}_0 (1 - \gamma) \Delta t + \ddot{x}_1 \gamma \Delta t \quad (5.3)$$

Wobei:

$x_0, \dot{x}_0, \ddot{x}_0$	Variable x am Beginn des Zeitintervalls und deren erste und zweite Ableitungen nach der Zeit [20]
$x_1, \dot{x}_1, \ddot{x}_1$	Variable x am Ende des Zeitintervalls und deren erste und zweite Ableitungen nach der Zeit [20]
β, γ	Parameter zur Beschreibung des Beschleunigungs-Verlaufs innerhalb des Zeitschrittes [23]
Δt	Zeitschritt [20]

Die Parameter β und γ beschreiben also den Verlauf der Beschleunigung innerhalb des Zeitschrittes. Dieser kann nun konstant oder linear angenommen werden, woraufhin sich die Parameter entsprechend des jeweiligen Verlaufs unterscheiden. [23]

Bei der Berechnung mit dem Zusatzmodul RF-DYNAM Pro wird allerdings keine Angabe gemacht, mit welchem Ansatz der Beschleunigung die Berechnung erfolgt. [22]

Um ausreichend exakte Ergebnisse zu erhalten, ist es erforderlich den Zeitschritt Δt für die Berechnung ausreichend klein zu wählen [23]. Zur Wahl der Zeitschrittgröße wird im Abschnitt 5.3.2.3 näher eingegangen.

Anders als bei der nachfolgend vorgestellten Modalanalyse wird das gesamte System bzw. die gesamte Bewegungsgleichung des Mehrfreiheitsgradsystems gelöst. [24]

5.3.1.2. Modalanalyse

Durch die Modalanalyse ist es möglich ein komplexes Mehrfreiheitsgradsystem in eine Reihe von unabhängigen Systemen, mit nur einem Freiheitsgrad, umzuwandeln. Dabei behilft man sich orthogonaler Eigenvektoren. [1]

Die Massenmatrix M , die Dämpfungsmatrix D und die Steifigkeitsmatrix K der Bewegungsgleichung (Formel (5.1)) werden dadurch in eine diagonalisierte Form umgewandelt. [20]

Durch dieses Vorgehen gelingt es letztendlich, dass für jede Eigenform bzw. jede Eigenfrequenz eine zugehörige unabhängige Gleichung für ein System mit nur einem Freiheitsgrad vorliegt. Zum Schluss werden die einzelnen Ergebnisse der entkoppelten Bewegungsgleichungen superponiert, sodass man auf ein Gesamtergebnis des Mehrfreiheitsgradsystems gelangt. [1]

Für die Lösung der einzelnen entkoppelten Bewegungsgleichungen können verschiedene Berechnungsmethoden eingesetzt werden. Die Ergebnisse können analytisch oder numerisch ermittelt werden. [1]

Das Zusatzmodul RF-DYNAM Pro setzt dabei zur Lösung der Einfreiheitsgradsysteme auf das Newmark-Verfahren [22].

Da zu jeder Eigenfrequenz bzw. Eigenform eine unabhängige Gleichung vorliegt, ist es notwendig zu identifizieren, welche Eigenformen für die Berechnung bedeutend sind und berücksichtigt werden sollen. [1]

Die „Richtlinie für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken“ [1] gibt dazu Auswahlkriterien an. Demnach dürfen Eigenformen außer Acht gelassen werden, welche eine Eigenfrequenz größer als 30 Hz, oder größer als die 1,5-fache Eigenfrequenz der Eigenform 1. Ordnung, oder größer als die Eigenfrequenz jeder Eigenform dritter Ordnung (siehe Abbildung 5.8) aufweisen. Außerdem dürfen Eigenformen mit Eigenfrequenzen größer als 100 Hz außer Acht gelassen werden. Bei reiner Vertikalbelastung können Eigenformen, welche ausschließlich horizontale Verformungen in Längs- bzw. Querrichtung aufweisen, ebenfalls bei der Berechnung ausgenommen werden. [1]

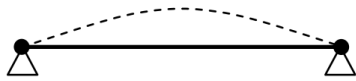


Abbildung 5.6: Biegeeigenform
1. Ordnung [1]



Abbildung 5.7: Biegeeigenform
2. Ordnung [1]



Abbildung 5.8: Biegeeigenform
3. Ordnung [1]

Bei der vorliegenden Stabbogenbrücke fällt es schwer zu entscheiden, welche Eigenformen als relevant gelten. Die Brücke ist sehr weich und selbst nach 1800 untersuchten Eigenformen kann das Kriterium von 30 Hz nicht erreicht werden, wenngleich bei dieser Anzahl an Eigenformen die Kriterien hinsichtlich der 1,5-fachen Frequenz der Grundschwingung und der Frequenz aller dritten Eigenformen als erfüllt angesehen werden können. Eine so hohe Anzahl an Eigenformen schlägt sich natürlich auch in der Berechnungsdauer nieder. Außerdem können im Zusatzmodul RF-DYNAM Pro Eigenfrequenzen nicht gesondert bzw. einzeln ausgewählt werden (nur Vorgabe eines Frequenzbereichs möglich), sodass auch wirklich nur relevante Eigenformen berücksichtigt werden würden.

Angeführt sei hier, dass bei der Berechnung der Eigenformen im Zusatzmodul RF-DYNAM Pro verschiedene Lösungsmethoden zur Verfügung stehen. [22]

5.3.2. Berechnungsparameter

Für die dynamische Berechnung in RFEM mit dem Zusatzmodul RF-DYNAM Pro gibt es verschiedene Berechnungsparameter die von Bedeutung sind. Diese sollen hier angeführt werden.

5.3.2.1. Freiheitsgrade

Für die dynamische Analyse werden in dieser Masterarbeit alle Freiheitsgrade berücksichtigt. Diese umfassen Verschiebungen in x-, y- und z-Richtung, sowie auch Verdrehungen um die x-, y- und z-Achse.

Als Massenmatrix wird dazu eine Diagonalmatrix mit Translations- und Rotationsfreiheitsgraden gewählt. Somit berücksichtigt diese Wahl der Massenmatrix alle Freiheitsgrade [22].

5.3.2.2. FE-Netz

Das FE-Netz kann mitunter die Qualität der Ergebnisse stark beeinflussen [25]. Darum ist darauf zu achten, ein möglichst feines Netz zu wählen, ohne dass es zu einer besonders langen Berechnungszeit führt. Im Abschnitt „5.3.3 – Wahl der Berechnungsmethode“ wird dabei ein Vergleich von zwei verschiedenen Netzgrößen durchgeführt.

5.3.2.3. Zeitschritte

Da beide vorgestellten Berechnungsmethoden auf einer numerischen Berechnung beruhen, ist es erforderlich einen ausreichend kleinen Zeitschritt Δt zu wählen, um genügend genaue Ergebnisse zu erhalten. Der Zeitschritt beeinflusst also die Genauigkeit der Ergebnisse der Berechnung stark. [23]

Als Richtwert für Δt wird in [1] ein zwanzigstel der Periodendauer der größten Anregungsfrequenz bzw. der größten erfassten Eigenfrequenz angegeben:

$$\Delta t \leq \frac{1}{20} * T = \frac{1}{20} * \frac{1}{f} \tag{5.4}$$

Mit: [1]

- Δt Zeitschritt [s]
- T Periodendauer – Kehrwert der Frequenz f [s]
- f größte Anregungsfrequenz bzw. größte zu berücksichtigende Eigenfrequenz [Hz]

Für die Wahl des Zeitschrittes sind die größte Anregungsfrequenz und auch die größte zu berücksichtigende Eigenfrequenz zu untersuchen. [1]

Die Anregungsfrequenz wird nach [1] wie folgt ermittelt:

$$f = \frac{v}{a} \tag{5.5}$$

Mit: [1]

- f Anregungsfrequenz [Hz]
- v Geschwindigkeit [m/s]
- a gemäß [1] die Länge eines Wagens oder der Achsabstand der Zugsachsen oder die zweifache Brückenspannweite [m] – Minimalwert maßgebend

Die größte Anregungsfrequenz erhält man demnach mit der Höchstgeschwindigkeit des schnellsten Zuges, welcher Typ 3 mit 250 km/h ist. Umgerechnet sind das 69,44 m/s. Für a wird der kleinste Achsabstand dieses Zuges gewählt, welcher 2,5 m beträgt. Die Geschwindigkeit und den Achsabstand in Formel (5.5) eingesetzt ergibt eine **Anregungsfrequenz von 27,776 Hz**.

Dadurch ergibt sich das Zeitschrittkriterium zu:

$$\Delta t \leq \frac{1}{20} * \frac{1}{f} = \frac{1}{20} * \frac{1}{27,776} = 0,0018 \text{ s} \tag{5.6}$$

Um das Kriterium bezüglich der Eigenfrequenz zu untersuchen, benötigt man die größte zu berücksichtigende Eigenform [1]. Dies ist aber wie bereits in Abschnitt „5.3.1.2 - Modalanalyse“

angeführt nicht einfach zu definieren. Nimmt man allerdings die Eigenfrequenz konservativ mit 30 Hz an, so ergibt sich:

$$\Delta t \leq \frac{1}{20} * \frac{1}{f} = \frac{1}{20} * \frac{1}{30} = 0,0017 \text{ s} \quad (5.7)$$

In RF-DYNAM Pro kann man einen Zeitschritt für die Berechnung an sich und für die Speicherung der Ergebnisse wählen. Man kann also auch festlegen zu welchen Zeitschritten Daten gespeichert und somit auch verfügbar sind. [22]

In Kapitel „5.3.3 - Wahl der Berechnungsmethode“ werden verschieden große Zeitschritte, sowohl für die Berechnung als auch für die Speicherung, untersucht.

5.3.2.4. Dämpfung

Für die dynamische Berechnung wird zur Abbildung der Dämpfung in dieser Masterarbeit die sogenannte Rayleigh-Dämpfung zugrunde gelegt. Die Dämpfungsmatrix ergibt sich dadurch folgendermaßen [1]:

$$D = \alpha * M + \beta * K \quad (5.8)$$

Die Parameter α und β werden mit folgenden Formeln bestimmt: [1]

$$\alpha = \frac{2 * \zeta * (\omega_2 * \omega_1^2 - \omega_1 * \omega_2^2)}{\omega_1^2 - \omega_2^2} \quad (5.9)$$

$$\beta = \frac{2 * \zeta * (\omega_2 - \omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (5.10)$$

Mit: [1]

- ζ Grunddämpfung [-]
- ω_1 gewählte Frequenz 1
- ω_2 gewählte Frequenz 2

Die Grunddämpfung ζ wird gemäß ÖNORM EN 1991-2, Abschnitt 6.4.6.3.1 [2] für Stahl- und Verbundbrücken mit einer Spannweite größer 20 m mit 0,5 % angesetzt.

Die beiden Parameter **α** und **β** werden auch für die Eingabe im Zusatzmodul RF-DYNAM Pro benötigt. Sie berechnen sich aus den **Eigenfrequenzen der Biegeeigenformen 1. und 2. Ordnung** [1]. In Abbildung 5.9 und Abbildung 5.10 sind die Biegeeigenformen 1. und 2. Ordnung der vorliegenden Stabbogenbrücke zu erkennen. Die Größe der Frequenzen ist allerdings unter anderem abhängig von der Feinheit des FE-Netzes. In Abschnitt 5.3.3 werden, wie bereits

5. Dynamische Berechnung der Betriebszugsüberfahrt

angesprochen, verschiedene Netzfeinheiten untersucht. Aus diesem Grund werden erst in diesem Abschnitt die Eigenfrequenzen und die Parameter α und β angeführt.

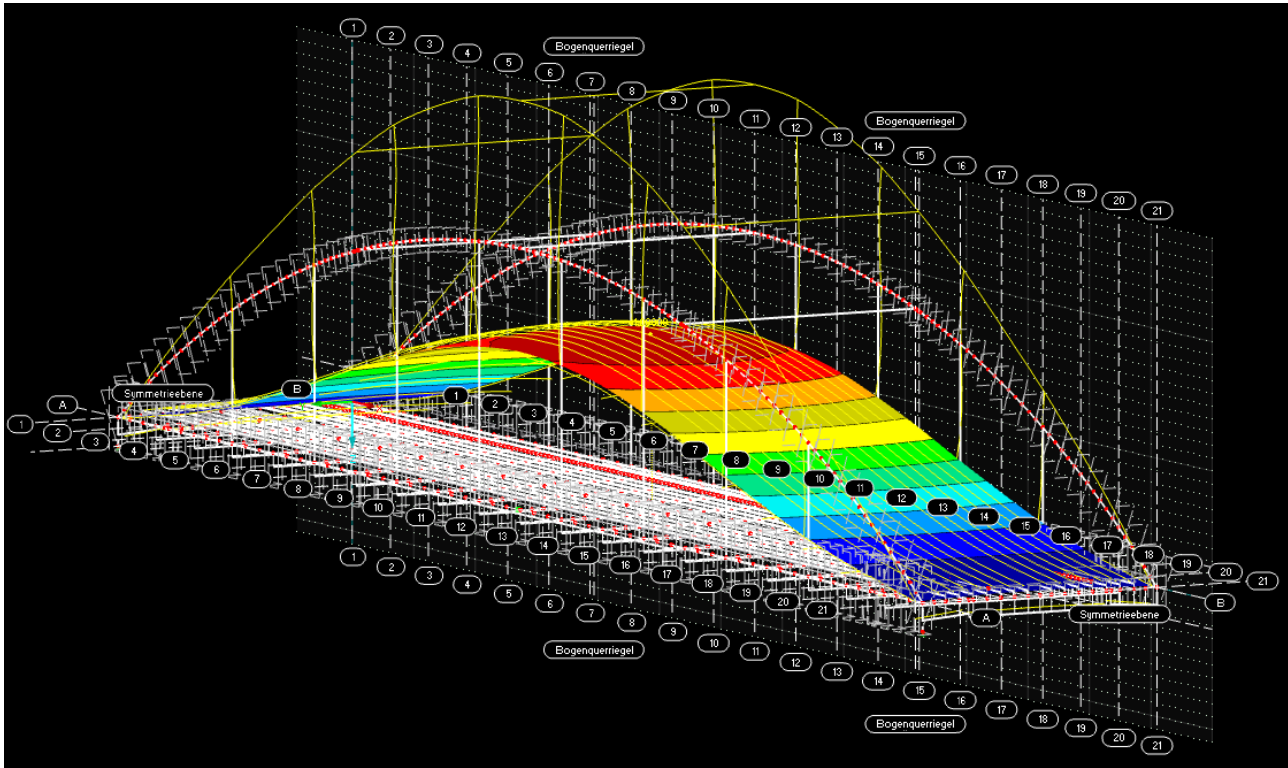


Abbildung 5.9: Biegeeigenform 1. Ordnung der Stabbogenbrücke [3]

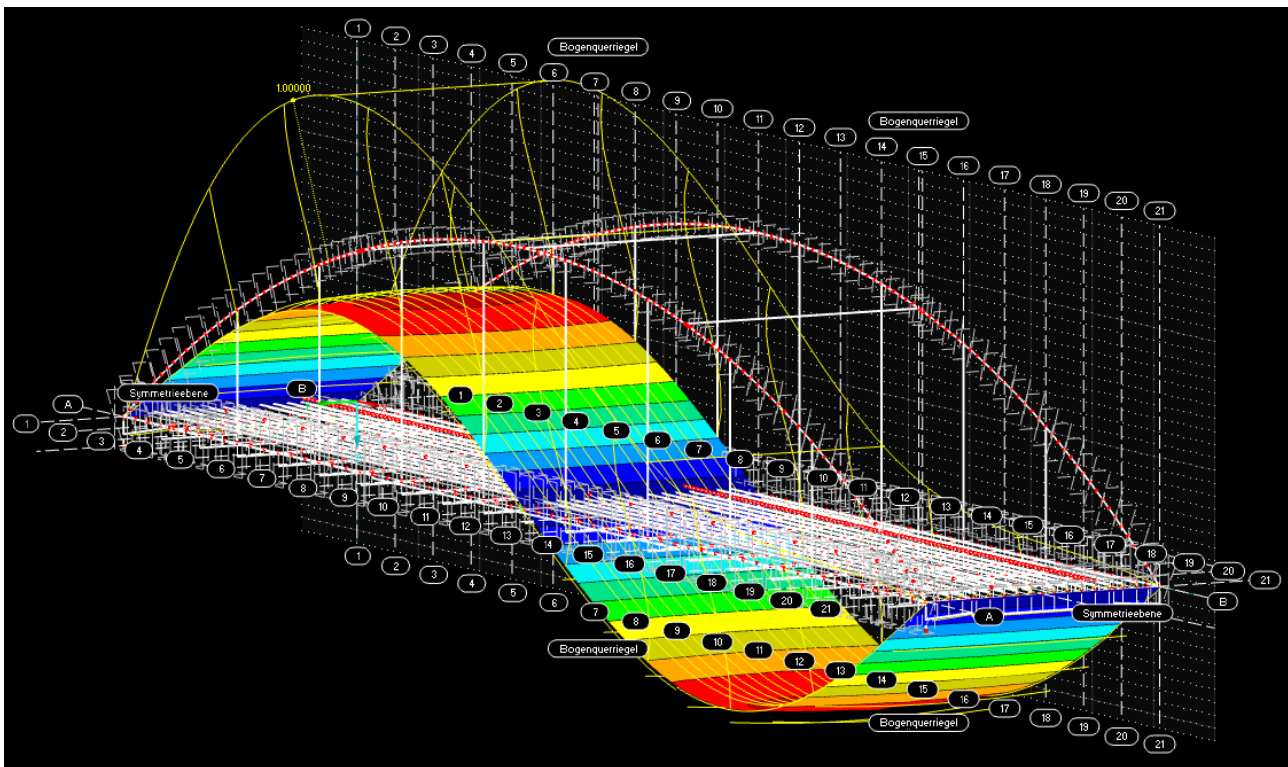


Abbildung 5.10: Biegeeigenform 2. Ordnung der Stabbogenbrücke [3]

5.3.3. Wahl der Berechnungsmethode

Um die bestmögliche Berechnungsvariante herauszufiltern und somit auch die bestmögliche Qualität der Ergebnisse zu erhalten, wurden verschiedene Berechnungsparameter gegenübergestellt. Zum einen wurde die Netz-Feinheit, zum anderen die Größe der Zeitschritte variiert. Eine andere Netzfeinheit bedeutet auch andere Parameter α und β der Dämpfungsmatrix. Ergebnisse anhand des Newmark-Verfahrens werden jenen der Modalanalyse gegenübergestellt. Bei diesem Vergleich gelten die Ergebnisse des Newmark-Verfahrens als Referenz. Grund hierfür ist, dass bei der Modalanalyse nur so viele Gleichungen gelöst werden, wie auch Eigenformen berücksichtigt wurden [1] und dieser Umstand stellt sich bei der vorliegenden Masterarbeit, wie bereits in 5.3.1.2 angeführt, als schwierig heraus.

Wie bereits in Abschnitt 5.2.1 angeführt, wird eine Zugsüberfahrt nur auf einem Gleis simuliert, da die Ergebnisse als symmetrisch angenommen werden können. Außerdem gelten die nachfolgenden Diagramme für die Belastung zufolge einer Einzelachse der Größe $P=1$ kN. Für die nachfolgend dargestellten Vergleiche wurde eine Geschwindigkeit von 250 km/h zugrunde gelegt und ein maximaler Zeitwert t_{\max} von zwei Sekunden gewählt, da es nur darum geht, die Unterschiede der einzelnen Berechnungsparameter darzulegen.

Untersucht werden die Schnittkräfte im Viertelpunkt und der Mitte des Hauptträgers A und Bogens A. Wo diese untersuchten Stellen liegen ist im Kapitel „4.1 - Lastmodell 71 aus ÖNORM EN 1991-2 [2]“ angeführt und ist in Abbildung 4.1 dargestellt.

5.3.3.1. Vergleich des Newmark-Verfahrens anhand unterschiedlicher Parameter

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse des Newmark-Verfahrens zufolge unterschiedlicher Parameter verglichen. Zum einen wird ein FE-Netz mit einer Elementlänge von **25 cm** mit der Elementlänge von **12,5 cm** verglichen. Für beide Netzfeinheiten werden auch unterschiedliche Zeitschritte für die Berechnung verglichen. Zum einen ein Zeitschritt von $\Delta t = 0,001$ s und zum anderen $\Delta t = 0,0005$ s. Für die Speicherung der Daten wurde ein einheitlicher Zeitschritt von 0,005 s gewählt, um die Rechendauer und auch die Dauer des Datenexports zu reduzieren.

Beim FE-Netz mit einer Elementlänge von **25 cm** liegt für die Biegeeigenform 1. Ordnung (siehe Abbildung 5.9) eine Eigenfrequenz von **17,839 rad/s** bzw. **2,839 Hz** und für die Biegeeigenform 2. Ordnung (siehe Abbildung 5.10) eine Eigenfrequenz von **15,292 rad/s** bzw. **2,434 Hz** vor.

Beim FE-Netz mit einer Elementlänge von **12,5 cm** liegt für die Biegeeigenform 1. Ordnung (siehe Abbildung 5.9) eine Eigenfrequenz von **17,832 rad/s** bzw. **2,838 Hz** und für die Biegeeigenform 2. Ordnung (siehe Abbildung 5.10) eine Eigenfrequenz von **15,283 rad/s** bzw. **2,432 Hz** vor.

5. Dynamische Berechnung der Betriebszugsüberfahrt

Die Faktoren α und β ergeben sich somit zu:

Tabelle 5.2: Parameter α und β der Rayleigh-Dämpfung

Netzfeinheit	α [-]	β [-]
Netz 25 cm	0.082338	0.000301832
Netz 12,5 cm	0.082297	0.000301978

In Abbildung 5.11 bis Abbildung 5.22 sind die Ergebnisvergleiche des Newmark-Verfahrens anhand unterschiedlicher Parameter dargestellt.

- Normalkraft N:**

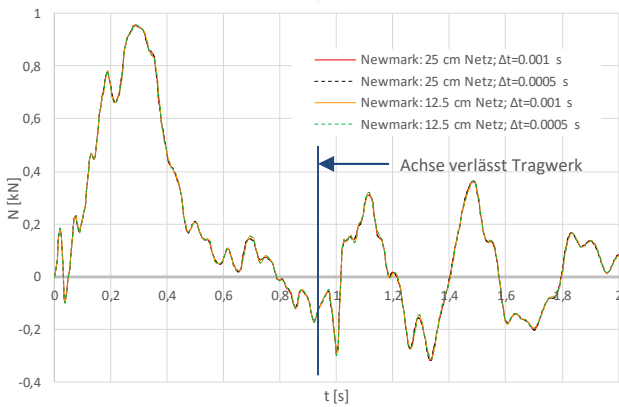


Abbildung 5.11: Vergleich Newmark-Verfahren – Normalkraft N – HT A Viertelpunkt

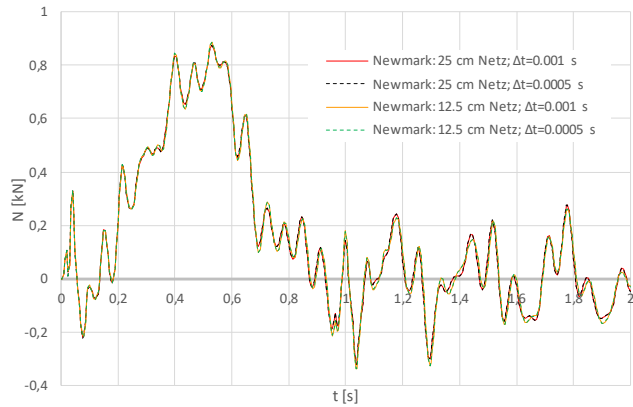


Abbildung 5.12: Vergleich Newmark-Verfahren – Normalkraft N – HT A Mitte

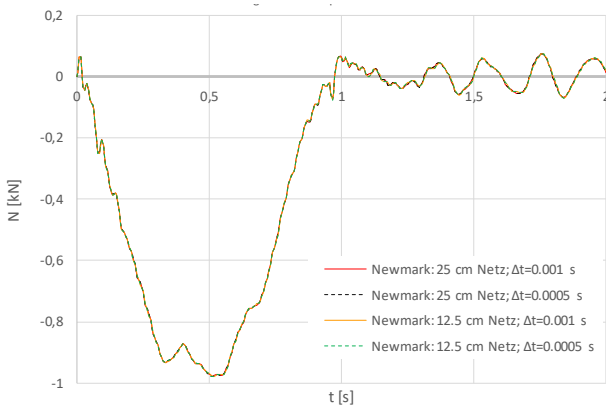


Abbildung 5.13: Vergleich Newmark-Verfahren – Normalkraft N – Bogen A Viertelpunkt

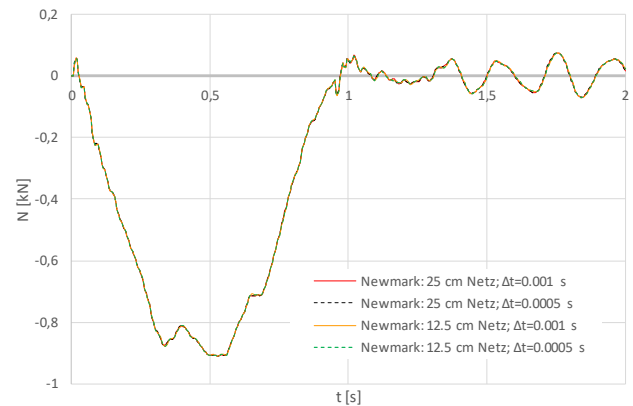


Abbildung 5.14: Vergleich Newmark-Verfahren – Normalkraft N – Bogen A Mitte

• **Moment M_y :**

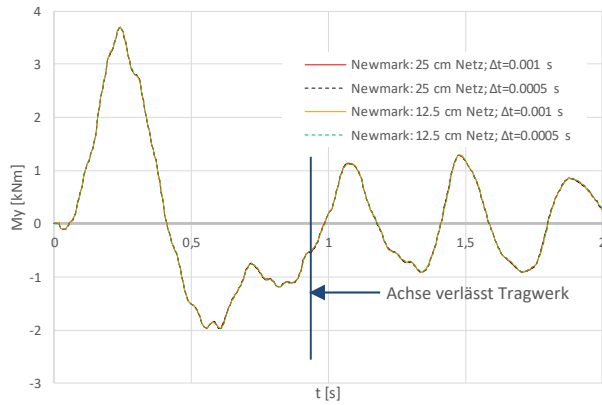


Abbildung 5.15: Vergleich Newmark-Verfahren – Moment M_y – HT A Viertelpunkt

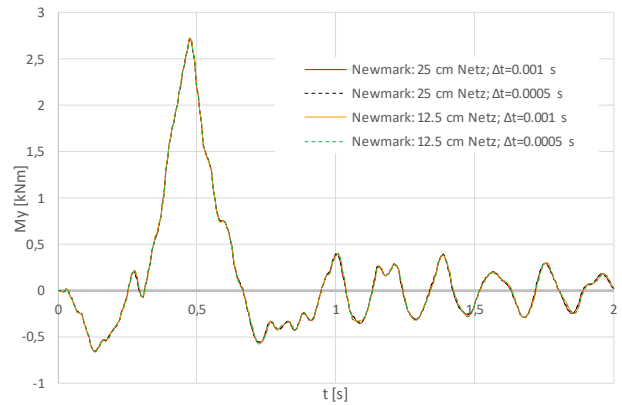


Abbildung 5.16: Vergleich Newmark-Verfahren – Moment M_y – HT A Mitte

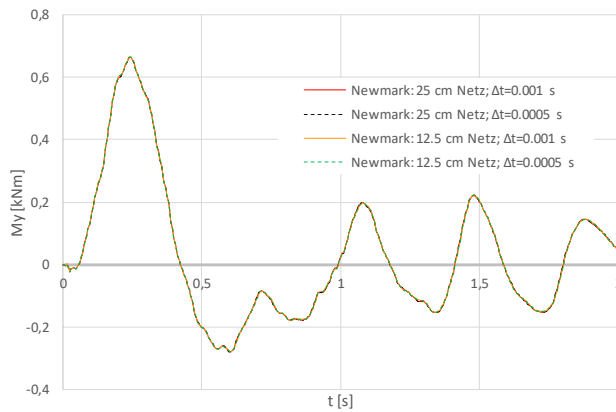


Abbildung 5.17: Vergleich Newmark-Verfahren – Moment M_y – Bogen A Viertelpunkt

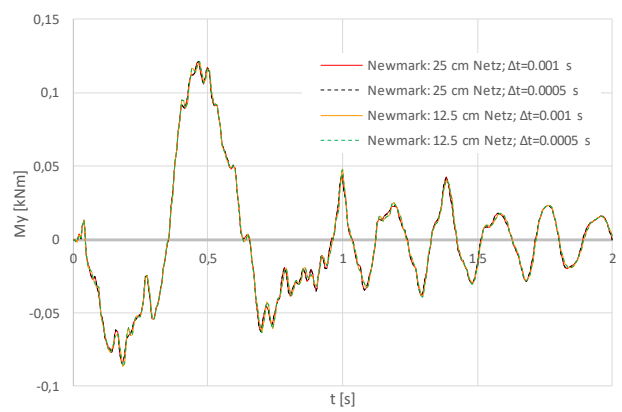


Abbildung 5.18: Vergleich Newmark-Verfahren – Moment M_y – Bogen A Mitte

• **Moment M_z :**

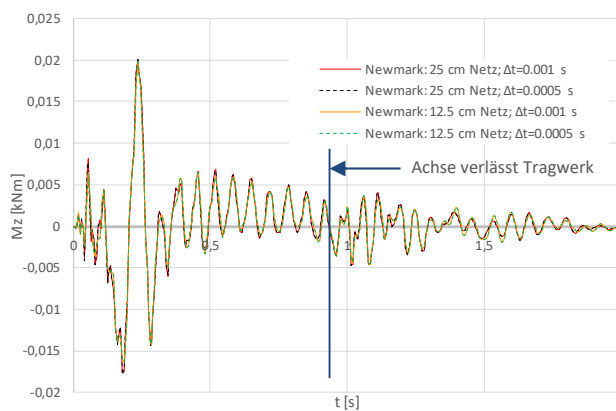


Abbildung 5.19: Vergleich Newmark-Verfahren – Moment M_z – HT A Viertelpunkt

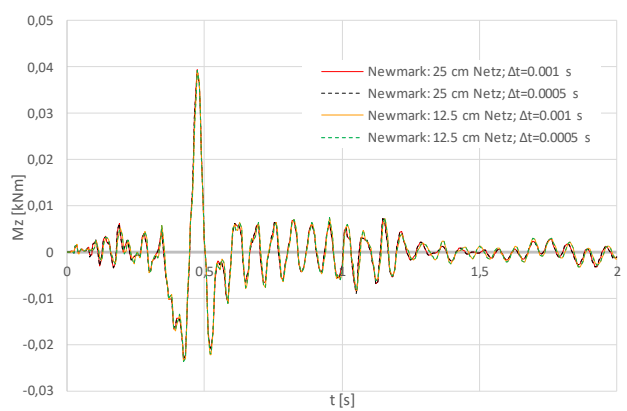


Abbildung 5.20: Vergleich Newmark-Verfahren – Moment M_z – HT A Mitte

5. Dynamische Berechnung der Betriebszugsüberfahrt

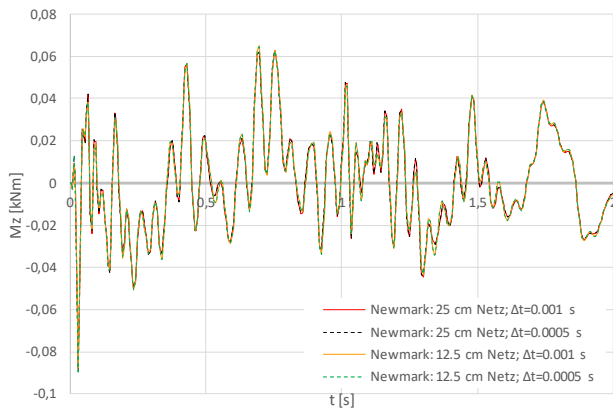


Abbildung 5.21: Vergleich Newmark-Verfahren –
Moment M_z – Bogen A Viertelpunkt

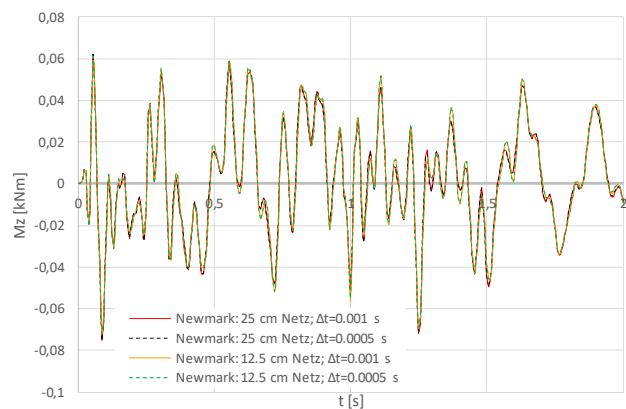


Abbildung 5.22: Vergleich Newmark-Verfahren –
Moment M_z – Bogen A Mitte

Anhand der Netzfeinheit sind nur in sehr geringen Bereichen Unterschiede zu erkennen. Beispielsweise zu sehen in Abbildung 5.12, im Bereich zwischen 1,5 s und 2 s. Allerdings sind das die einzigen erkennbaren Unterschiede bezüglich der verschiedenen Netzfeinheiten. Ansonsten decken sich die Ergebnisverläufe sehr gut.

Bezüglich der unterschiedlichen Zeitschritte Δt für die Berechnung sind, sowohl beim Netz mit 25 cm als auch mit 12,5 cm, keine Unterschiede zu erkennen.

Aufgrund dieses Vergleiches traf die Wahl bezüglich der Netzfeinheit auf das **FE-Netz mit einer Elementlänge von 25 cm**. Grund hierfür sind die nahezu nicht erkennbaren Unterschiede und die resultierende geringere Berechnungsdauer.

Da sich die Ergebnisse beider Zeitschritte so gut decken, wurde ein Zeitschritt von **$\Delta t=0,001$ s** gewählt, da auch hier die Berechnungsdauer im Vergleich mit dem feineren Zeitschritt geringer ist.

Die Rechenzeit für eine Elementlänge von 25 cm und einem Zeitschritt von $\Delta t=0,001$ s betrug etwa 30 Minuten für die Überfahrt der Einzelachse.

5.3.3.2. Vergleich des Newmark-Verfahrens mit der Modalanalyse

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse des Newmark-Verfahrens mit denen der Modalanalyse gegenübergestellt.

Die Kriterien zur Auswahl der Eigenformen bei der Modalanalyse nach [1] sind in Abschnitt 5.3.1.2 angeführt. Da das System sehr weich ist und auch bei 1800 Eigenformen eine Eigenfrequenz von 30 Hz nicht erreicht werden kann, sowie um die Rechenzeit etwas zu reduzieren, wurden für den Vergleich 200 Eigenformen gewählt.

Der Zeitschritt Δt für die Speicherung wurde auch hier mit 0,005 s gewählt. Für die Berechnung wurden die Zeitschritte aber variiert. Es werden die Ergebnisse nach dem Newmark-Verfahren mit einem Zeitschritt von 0,001 s und nach der Modalanalyse mit einem Zeitschritt von **0,001 s** und **0,0005 s** verglichen.

Nach den Erkenntnissen aus Abschnitt „5.3.3.1 – Vergleich des Newmark-Verfahrens anhand unterschiedlicher Parameter“ wurde das FE-Netz mit einer Elementlänge von 25 cm gewählt. Die Parameter α und β der Rayleigh-Dämpfung sind dafür in Tabelle 5.2 angegeben.

In Abbildung 5.23 bis Abbildung 5.34 sind die Ergebnisvergleiche (Newmark-Verfahren versus Modalanalyse) dargestellt.

• **Normalkraft N:**

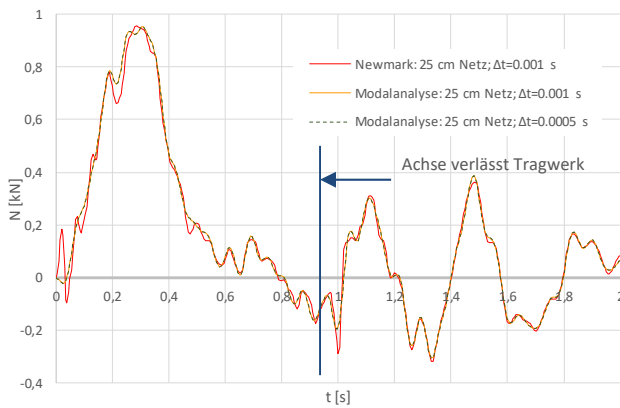


Abbildung 5.23: Vergleich Newmark-Verfahren – Modalanalyse – Normalkraft N – HT A Viertelpunkt

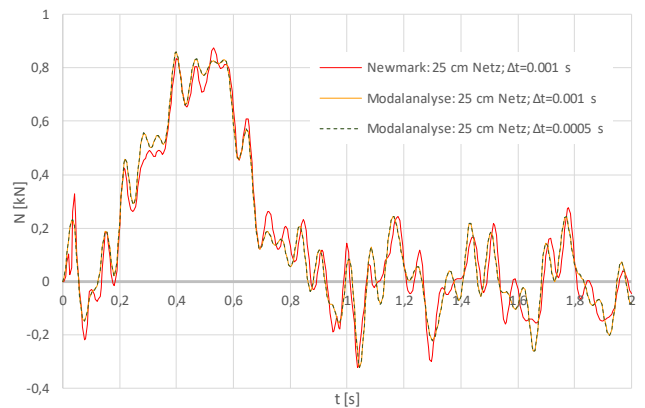


Abbildung 5.24: Vergleich Newmark-Verfahren – Modalanalyse – Normalkraft N – HT A Mitte

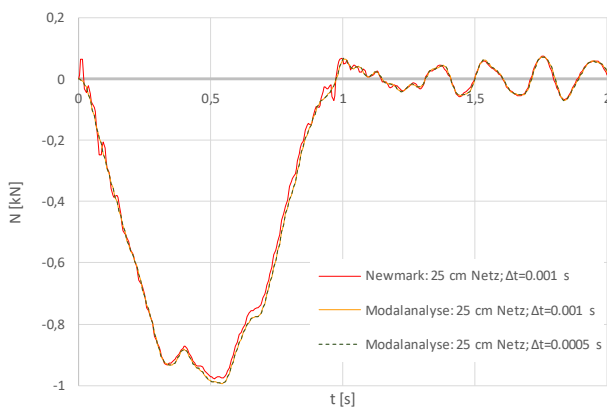


Abbildung 5.25: Vergleich Newmark-Verfahren – Modalanalyse – Normalkraft N – Bogen A Viertelpunkt

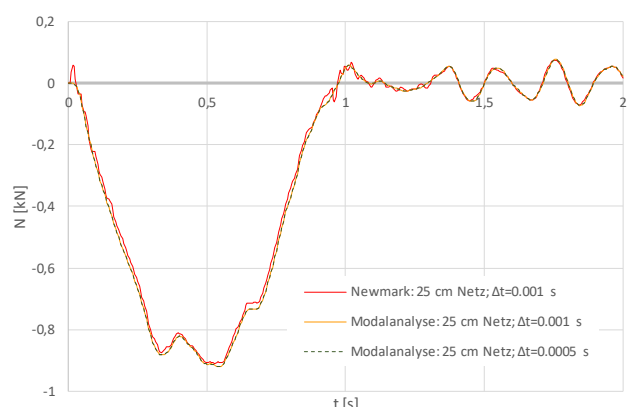


Abbildung 5.26: Vergleich Newmark-Verfahren – Modalanalyse – Normalkraft N – Bogen A Mitte

• **Moment M_y :**

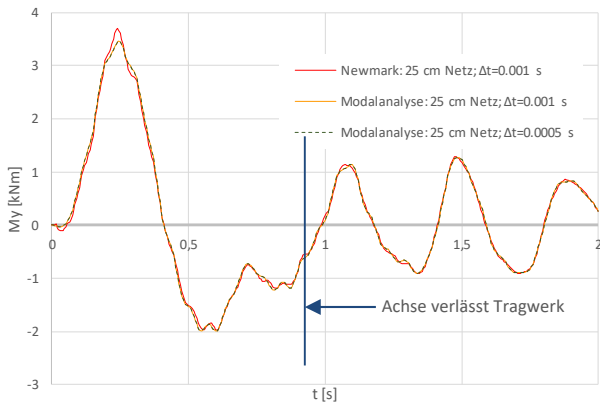


Abbildung 5.27: Vergleich Newmark-Verfahren – Modalanalyse – Moment M_y – HT A Viertelpunkt

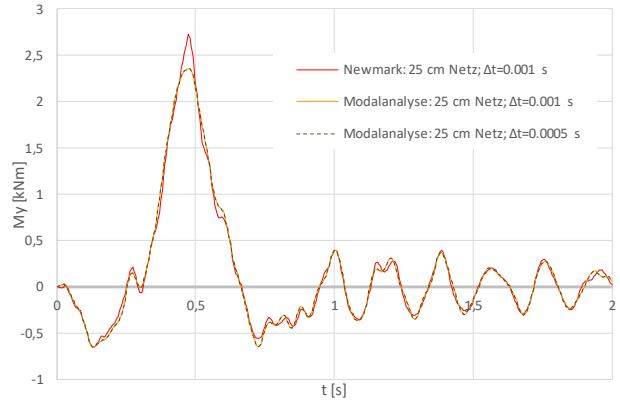


Abbildung 5.28: Vergleich Newmark-Verfahren – Modalanalyse – Moment M_y – HT A Mitte

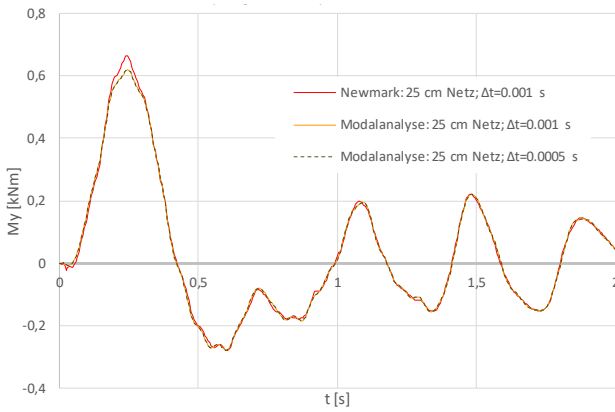


Abbildung 5.29: Vergleich Newmark-Verfahren – Modalanalyse – Moment M_y – Bogen A Viertelpunkt

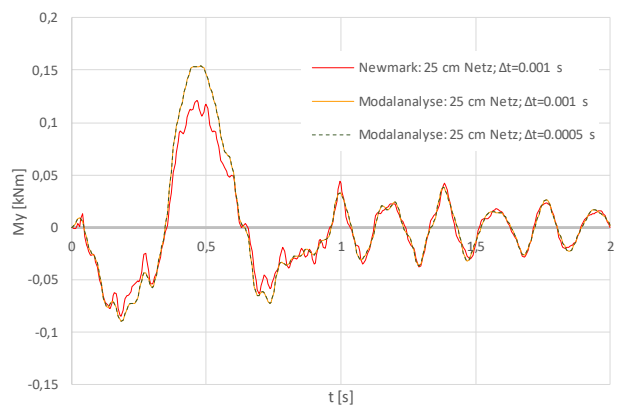


Abbildung 5.30: Vergleich Newmark-Verfahren – Modalanalyse – Moment M_y – Bogen A Mitte

• **Moment M_z :**

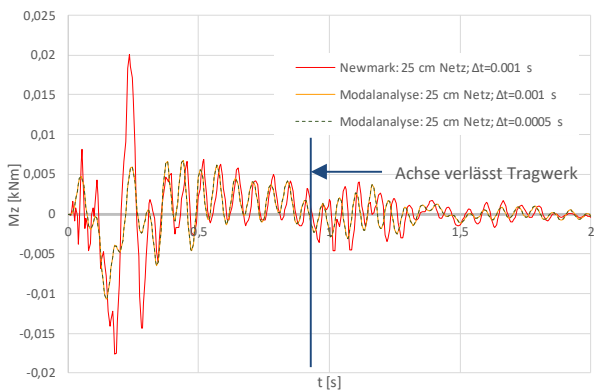


Abbildung 5.31: Vergleich Newmark-Verfahren – Modalanalyse – Moment M_z – HT A Viertelpunkt

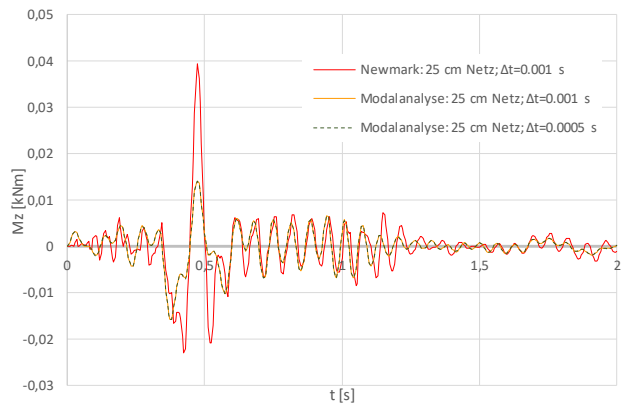


Abbildung 5.32: Vergleich Newmark-Verfahren – Modalanalyse – Moment M_z – HT A Mitte

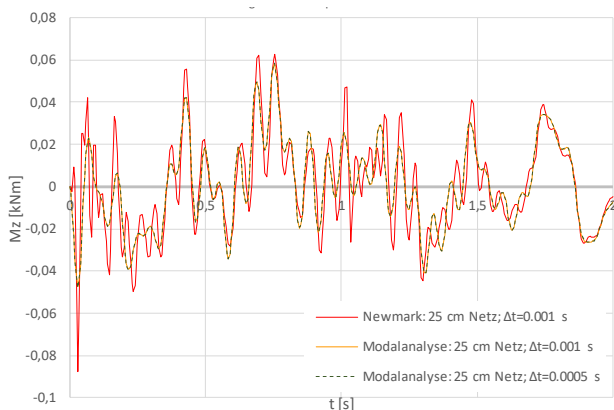


Abbildung 5.33: Vergleich Newmark-Verfahren – Modalanalyse – Moment M_z – Bogen A Viertelpunkt

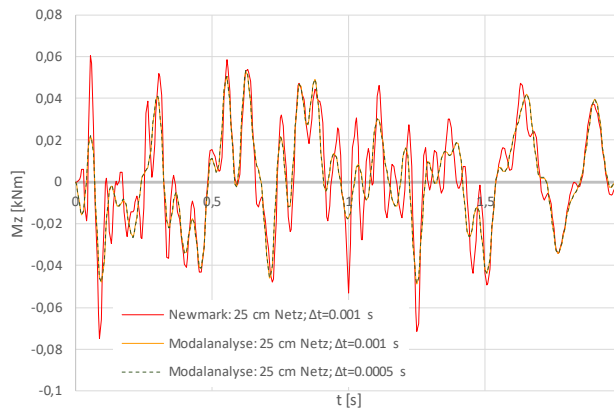


Abbildung 5.34: Vergleich Newmark-Verfahren – Modalanalyse – Moment M_z – Bogen A Mitte

In diesem Vergleich ist deutlich zu erkennen, dass sich die Ergebnisse der Modalanalyse mit jenen des Newmark-Verfahrens nicht zufriedenstellend decken. Vor allem die Maxima der Momente M_y können nicht genau genug abgebildet werden. Selbst ein feinerer Zeitschritt von $\Delta t=0,0005$ s für die Berechnung erreicht keine Besserung. Auch eine Erhöhung der Anzahl an Eigenformen die berücksichtigt werden, würde lediglich eine Annäherung an das Newmark-Verfahren darstellen. Außerdem können, wie bereits angesprochen, die Kriterien zur Auswahl an Eigenformen nicht vollends erfüllt werden. Ein weiterer Nachteil gegenüber dem Newmark-Verfahren ist, dass es mit der Berechnung mit RF-DYNAM Pro nicht möglich ist, nur jene Eigenformen auszuwählen, die von Bedeutung sind, sondern nur eine gesamte Anzahl an Eigenformen (Vorgabe eines Frequenzbereichs).

Da mit dem Newmark-Verfahren deutlich genauere Ergebnisse erzielt werden können und diese Berechnungsmethode keineswegs zu längeren Rechenzeiten führt, fällt die Wahl des Berechnungsverfahrens auf das **Newmark-Verfahren**.

5.3.3.3. Vergleich von unterschiedlichen Zeitschritten Δt bei der Speicherung

Um herausfinden zu können, welche Auswirkung der gewählte Zeitschritt für die Speicherung auf den Ergebnisverlauf hat, wurde für die Speicherung ein Zeitschritt von **0,005 s** und **0,001 s** verglichen. Der Zeitschritt für die Berechnung beträgt für beide Varianten 0,001 s.

In Abbildung 5.35 bis Abbildung 5.46 sind die Ergebnisvergleiche des Newmark-Verfahrens anhand unterschiedlicher Zeitschritte Δt für die Speicherung der Daten dargestellt.

• **Normalkraft N:**

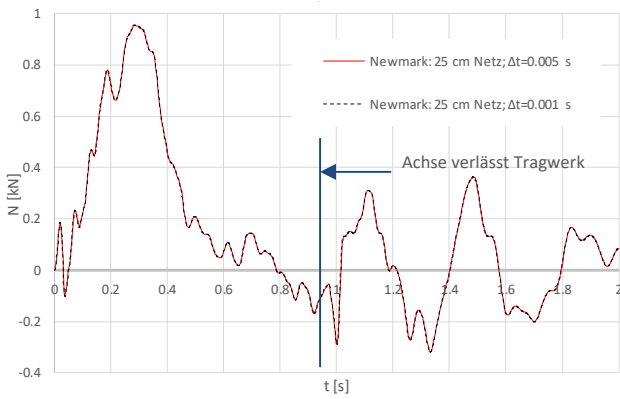


Abbildung 5.35: Vergleich Δt für Speicherung – Normalkraft N – HT A Viertelpunkt

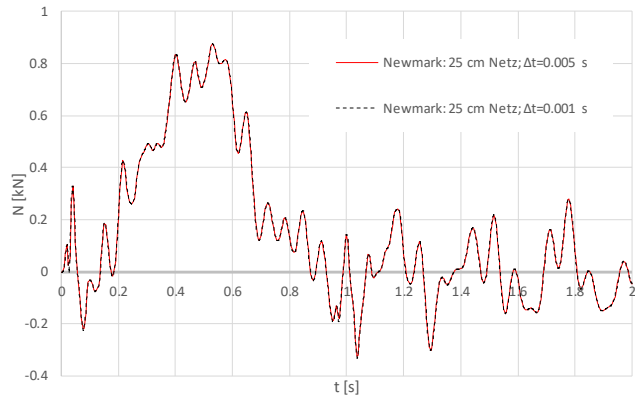


Abbildung 5.36: Vergleich Δt für Speicherung – Normalkraft N – HT A Mitte

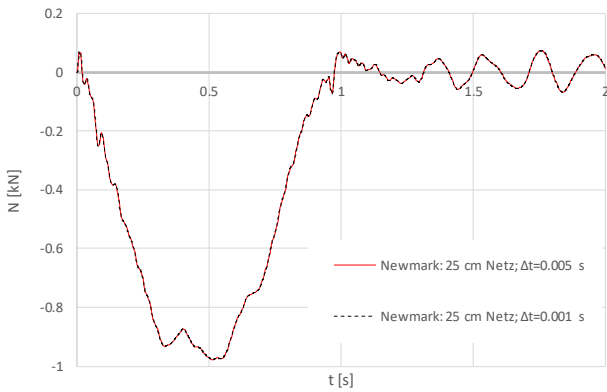


Abbildung 5.37: Vergleich Δt für Speicherung – Normalkraft N – Bogen A Viertelpunkt

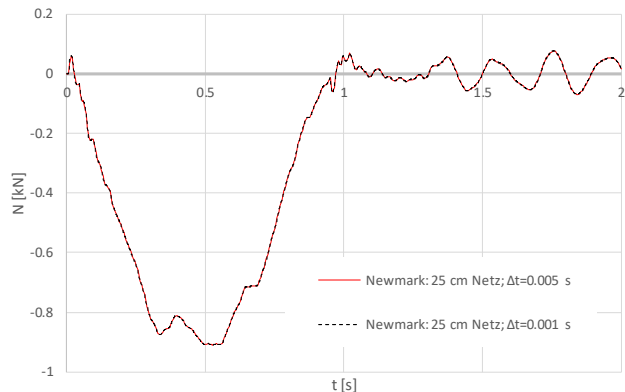


Abbildung 5.38: Vergleich Δt für Speicherung – Normalkraft N – Bogen A Mitte

• **Moment M_y :**

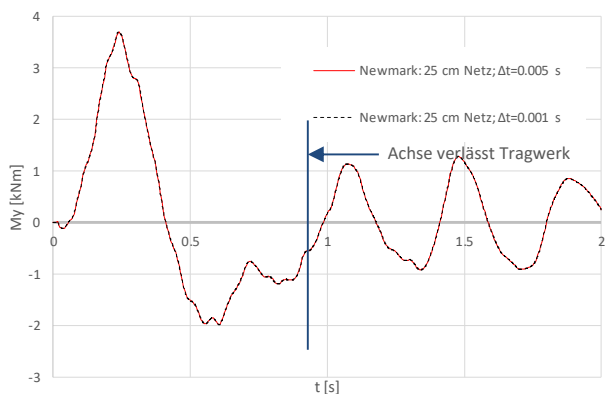


Abbildung 5.39: Vergleich Δt für Speicherung – Moment M_y – HT A Viertelpunkt

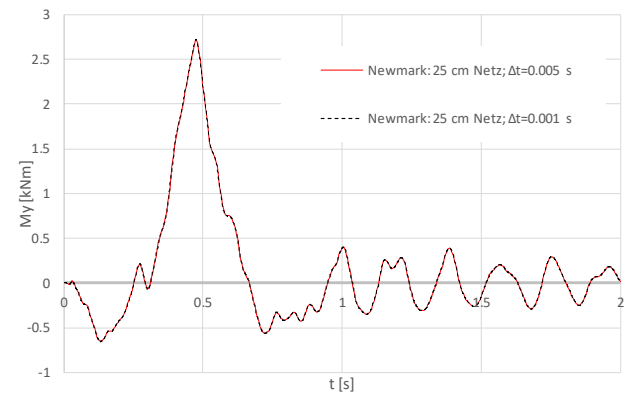


Abbildung 5.40: Vergleich Δt für Speicherung – Moment M_y – HT A Mitte

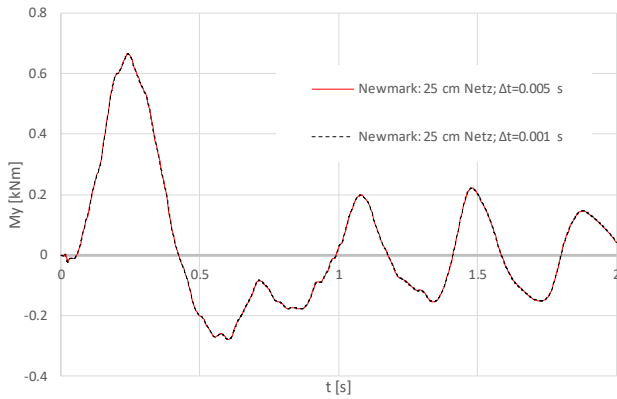


Abbildung 5.41: Vergleich Δt für Speicherung – Moment M_y – Bogen A Viertelpunkt

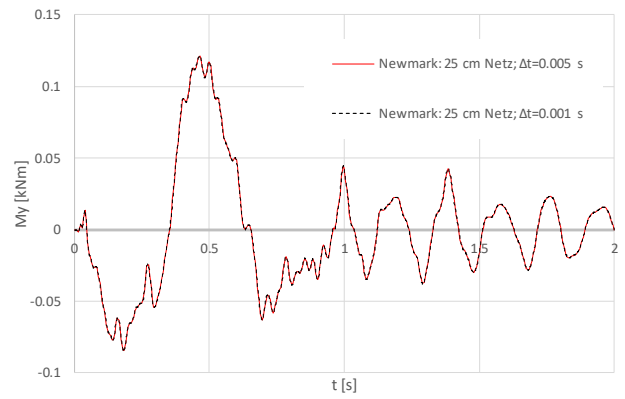


Abbildung 5.42: Vergleich Δt für Speicherung – Moment M_y – Bogen A Mitte

• **Moment M_z :**

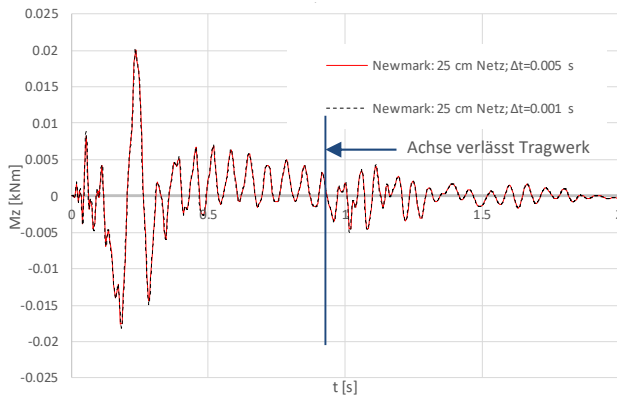


Abbildung 5.43: Vergleich Δt für Speicherung – Moment M_z – HT A Viertelpunkt

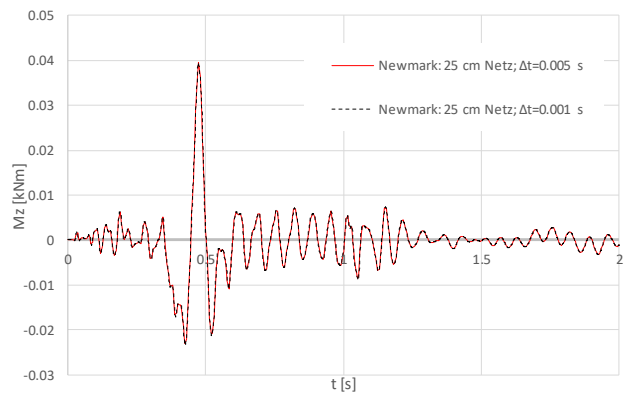


Abbildung 5.44: Vergleich Δt für Speicherung – Moment M_z – HT A Mitte

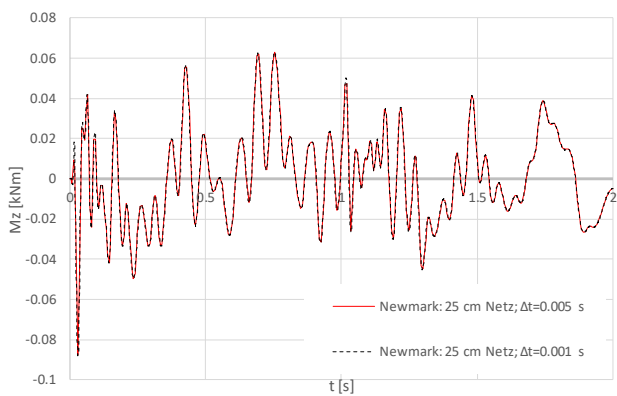


Abbildung 5.45: Vergleich Δt für Speicherung – Moment M_z – Bogen A Viertelpunkt

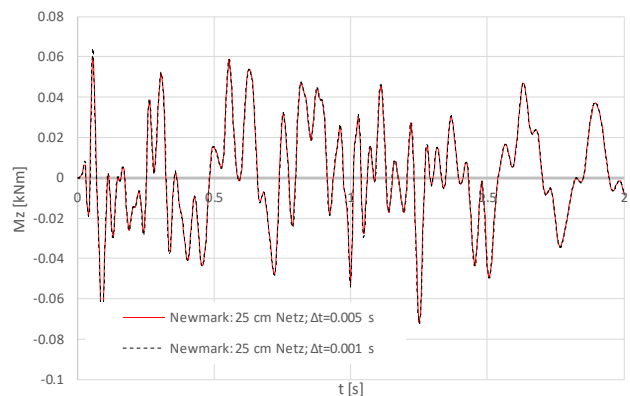


Abbildung 5.46: Vergleich Δt für Speicherung – Moment M_z – Bogen A Mitte

Der Ergebnisverlauf bei einer Speicherung in Schritten von 0,001 s weist keine Unterschiede zu jenem mit Schritten von 0,005 s auf. Somit wurde für die Datenspeicherung ein Zeitschritt von **0,005 s** gewählt. Aus diesem Grund kann die Datenmenge in Grenzen gehalten werden und die Dauer des Datenexports ist deutlich geringer.

5.3.3.4. Übersicht der gewählten Parameter

Nachfolgend wird nochmals ein Überblick über die für die Berechnung gewählten Parameter dargestellt.

Tabelle 5.3: Parameter für die dynamische Berechnung

Berechnungsmethode	Newmark-Verfahren
FE-Netz	25 cm Elementlänge
Δt für Berechnung	0,001 s
Δt für Speicherung	0,005 s
α für Rayleigh-Dämpfung	0.082338 [-]
β für Rayleigh-Dämpfung	0.0003018 [-]

5.4. Erhöhung der Ergebnisse aus der dynamischen Berechnung

5.4.1. Erhöhung der Spannungen

Auch bei der dynamischen Berechnung müssen die Ergebnisse erhöht werden, um Gleisunregelmäßigkeiten zu erfassen. Nach ÖNORM EN 1991-2 [2] müssen dynamische Auswirkungen, durch beispielsweise Gleisfehler, durch einen Faktor berücksichtigt werden. [2]

Dieser Faktor wird in dieser Masterarbeit mit φ_{dyn} bezeichnet. Angemerkt sei, dass sich diese Bezeichnung in der Norm nicht wiederfindet.

Bei der dynamischen Berechnung wird der dynamische Beiwert φ' nicht benötigt. Dieser Beiwert wird nur bei der statischen Berechnung benötigt. [2]

Somit bleibt von Formel (2.7) nur mehr folgender Term bestehen:

$$\varphi_{dyn} = 1 + \frac{1}{4} * \varphi'' \quad (5.11)$$

L beträgt auch hier die halbe Stützweite von 32,75 m. Der Beiwert φ'' ergibt sich daraus zu:

$$\varphi'' = 1.23058 * 10^{-5} [-]$$

Somit ergibt sich $\varphi_{dyn} \approx 1,00$.

5.4.2. Erhöhung der Beschleunigungen

Die Beschleunigungen entlang der Gleisachse, welche in Abschnitt 5.6 ermittelt werden, sind zu vergrößern, indem sie multipliziert werden mit: [2]

$$\left(1 + \frac{\varphi''}{2}\right) \quad (5.12)$$

Dieser Faktor gilt bei sorgfältiger Gleiserhaltung [2].

Zur Überprüfung der maximalen Beschleunigung ist der Beiwert φ'' nicht nach Anhang D, sondern nach Anhang C der ÖNORM EN 1991-2 [2] zu ermitteln:

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} * \left[56 * e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{10}\right)^2} + 50 * \left(\frac{L_{\Phi} n_0}{80} - 1\right) * e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{20}\right)^2} \right] \quad (5.13)$$

Wobei gilt: [2]

$$\varphi'' \geq 0 \quad (5.14)$$

Mit: [2]

α	Parameter der Geschwindigkeit, wobei $\alpha = 1$ bei $v > 22$ m/s [2]
L_{Φ}	Maßgebende Länge nach Abschnitt 6.4.5.3, Tabelle 6.2 der ÖNORM EN 1991-2 [2]
n_0	1. Biegeeigenfrequenz in [Hz]

L_{Φ} beträgt auch hier die halbe Stützweite von 32,75 m. Die erste Biegeeigenfrequenz beträgt 15,292 rad/s, was einem Wert von $n_0=2,434$ Hz entspricht. Mit diesen Werten eingesetzt in Formel (5.13) ergibt sich φ'' zu:

$$\varphi'' = -1,1029 * 10^{-4} [-]$$

Da φ'' nach Formel (5.14) einen Wert größer gleich Null betragen soll, wird in weiterer Folge φ'' mit **Null** angenommen. Dadurch ergibt sich, dass die Beschleunigungen nicht erhöht werden müssen, da sich der Faktor in Formel (5.12) zu 1 ergibt.

5.5. Ergebnisse – dynamische Kollektive

Bei der dynamischen Berechnung wurde jedem Zug ein Geschwindigkeitsbereich zugeordnet, welcher untersucht wurde, siehe dazu Abschnitt 5.2.2. Dadurch ergeben sich für jede untersuchte Geschwindigkeit eines jeden Zuges einzelne Spannungszeitverläufe an jeden Knoten der Hauptträger und Bögen, sowie an den vier Spannungspunkten am Querschnitt. Jeder dieser

Spannungszeitverläufe wird mittels der Reservoir-Methode ausgezählt, womit man für jeden Zug und jeder seiner Geschwindigkeiten ein Spannungskollektiv erhält.

In Abbildung 5.47 ist beispielhaft das Spannungskollektiv an der Stelle 16,00 m im Punkt 3 am HT A, resultierend aus einer Einzelüberfahrt des Zugtyps 3 auf Gleis 2, zu sehen.

Eine Überlagerung der Kollektive der einzelnen Züge für eine Lebensdauer von 100 Jahren findet hier vorerst nicht statt. Grund hierfür ist, dass zuerst die Schädigungsanteile, welche die einzelnen Züge mit ihren jeweiligen Geschwindigkeiten hervorrufen, ermittelt werden. Auf dieses Vorgehen und jenes zur Abbildung der gesamten Lebensdauer wird in Kapitel „6 – Schädigungsberechnung“ näher eingegangen.

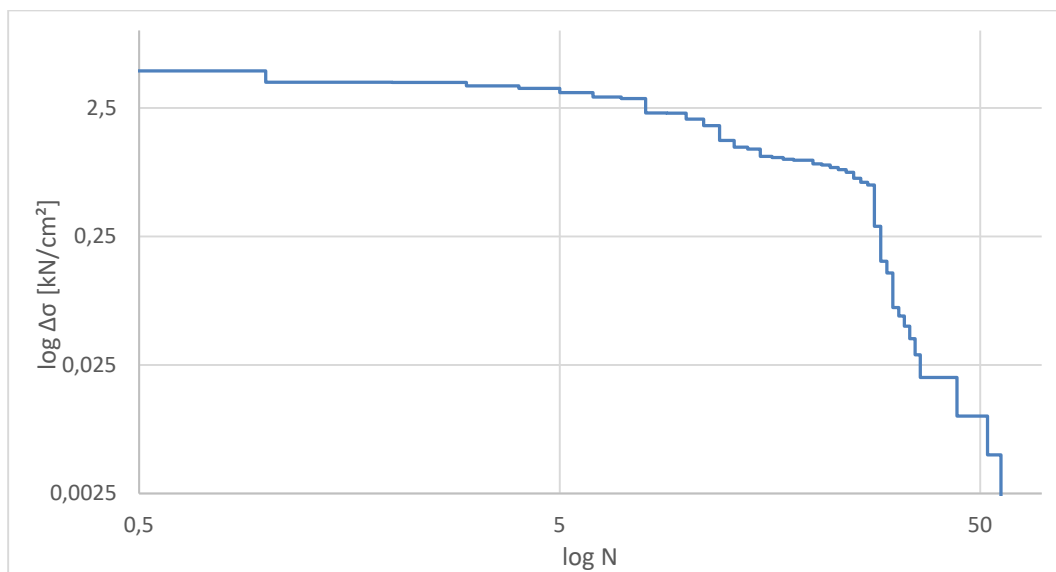


Abbildung 5.47: Spannungskollektiv einer Einzelüberfahrt des Betriebszuges Typ 3 mit 250 km/h

5.6. Ergebnisse – Tragwerksbeschleunigung

Im Zuge der dynamischen Berechnung gilt es ein Augenmerk auf die vertikale Beschleunigung des Überbaus zu setzen. Dies ist erforderlich, um einen sicheren Fahrbetrieb sicherstellen zu können, sodass zwischen den Rädern und den Schienen stets Kontakt besteht. Außerdem wird damit auch sichergestellt, dass das Gleis stabil bleibt. [1]

Bei Brücken, welche über einen Schotteroberbau verfügen, ist nach ÖNORM EN 1990/A1 [26] ein Grenzwert der vertikalen Beschleunigung von $3,5 \text{ m/s}^2$ einzuhalten.

Diese Überbaubeschleunigungen sind entlang des Gleises zu ermitteln [26]. Hierfür werden im RFEM-Modell Knoten in der Mittellinie des Gleis 2 auf der Fahrbahn eingefügt. Diese Knoten liegen jeweils an jeder der Achsen 1 bis 21 und somit auch an den Achsen der Querträger. Zwischen den Querträgern wurden je zwei weitere Knoten eingefügt, sodass Knoten im gedrittelten Querträgerabstand vorliegen. An diesen Punkten können die Beschleunigungen in vertikaler

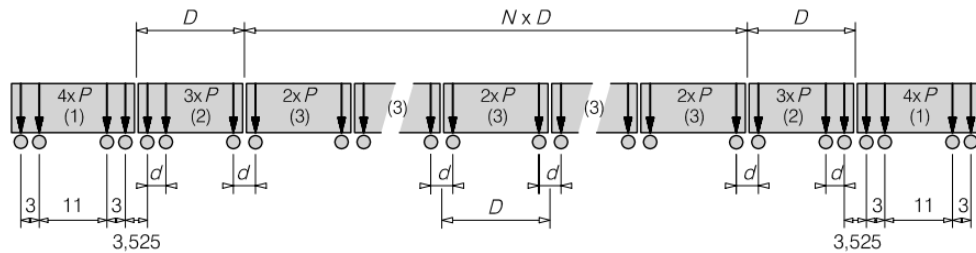
Richtung, also in Z-Richtung, abgelesen werden, welche durch die dynamische Berechnung mit dem Zusatzmodul RF-DYNAM Pro resultieren.

Die Ermittlung der Beschleunigungen erfolgt nur in Achse des Gleis 2, da auch hier angenommen werden kann, dass die Ergebnisse auf Gleis 1 als symmetrisch erachtet werden können.

Anzumerken ist, dass die Bereiche vor dem ersten Regelquerträger am Brückenanfang und -ende nicht betrachtet werden. Grund hierfür ist, dass in der Realität ein durchgehendes Schotterbett vorliegt, dieses aber im RFEM-Modell nicht modelliert wurde. Somit liegen in diesen Bereichen erhöhte und unrealistisch hohe Werte der vertikalen Beschleunigung vor, welche man in weiterer Folge außer Acht lässt. Betrachtet wird infolge dessen der Bereich zwischen 3,1 m und 62,4 m. Ausgeschlossen werden also die Bereiche mit einer Länge von 3,1 m zwischen Achse 1 und 2, sowie zwischen 20 und 21.

Als Belastung wird das Lastmodell HSLM-A der ÖNORM EN 1991-2 [2] herangezogen, da das Tragwerk eine Spannweite größer als 7 m aufweist. [2]

In Abbildung 5.48 wird das Lastmodell HSLM-A dargestellt. Dabei werden 10 unterschiedliche Typen von Modellzügen angegeben, welche verschiedene Zugparameter unterschiedlich definieren und in Tabelle 6.3 der ÖNORM EN 1991-2 [2] festgelegt sind [2]. Diese sind in Tabelle 5.4 angegeben.



Legende

- (1) Triebkopf (vorderer und hinterer Triebkopf identisch)
- (2) Endwagen (vorderer und hinterer Endwagen identisch)
- (3) Mittelwagen

Abbildung 5.48: Lastmodell HSLM-A [2]

Tabelle 5.4: Modellzüge des HSLM-A [2]

Modellzug	Anzahl der Mittelwagen N	Wagenlänge D [m]	Drehgestellachsenabstand d [m]	Einzellast P [kN]
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

5. Dynamische Berechnung der Betriebszugsüberfahrt

Die Berechnung der Beschleunigungen erfolgt, wie bereits angesprochen, auch hier mit dem Zusatzmodul RF-DYNAM Pro anhand der Belastung mit einer Einzelachse, so wie es auch in Abschnitt „5.1.1 – Achslasten“ angeführt ist. Die daraus erhaltenen Ergebnisse werden auch hier wieder mit Matlab-Skripten, welche vom Institut für Stahlbau zur Verfügung gestellt wurden, auf gleiche Weise überlagert, sodass sie für den jeweiligen Zugstypen übereinstimmen.

Berechnet werden die Beschleunigungen zufolge dieser 10 Modellzüge in einem Geschwindigkeitsbereich von 120 km/h bis 250 km/h. Dieser Bereich wird mit 10 km/h Schritten unterteilt. Gewählt wurde dieser Geschwindigkeitsbereich, da auch die Hochgeschwindigkeitszüge der Typen 1 bis 8 in diesem Bereich untersucht wurden.

Die erhaltenen Beschleunigungen entlang der Gleisachse sind auch hier zu erhöhen, um dynamische Auswirkungen abdecken zu können [2]. Wie in Abschnitt 5.4.2 angeführt, beträgt der Erhöhungsfaktor allerdings 1,0.

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Beschleunigungen auf Gleis 2 als Diagramme dargestellt. Die Werte der Beschleunigungen in den Diagrammen sind als Absolutwerte zu verstehen.

Abbildung 5.49 zeigt eine 3D-Grafik, wobei die Beschleunigungen in Abhängigkeit der Stelle am Gleis und der Geschwindigkeit als Fläche abgebildet wird. Die hier gezeigten Beschleunigungen stellen die maximalsten aller 10 Modellzüge dar und die dargestellte Fläche ist somit als die Umhüllende aus allen Modellzügen zu verstehen. Bereits hier ist zu erkennen, dass in den Viertelpunkten die Beschleunigungen stark steigen und in Brückenmitte im Vergleich dazu geringere Werte vorliegen.

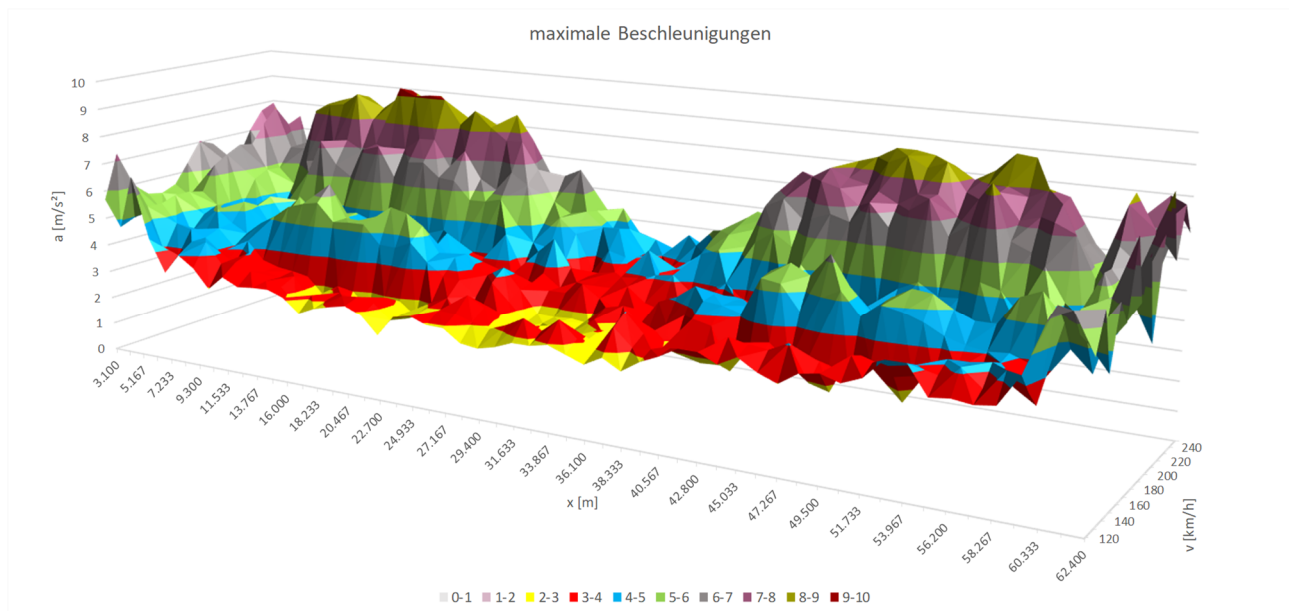


Abbildung 5.49: maximale Beschleunigungen entlang Gleis 2 als Umhüllende der Modellzüge A1 bis A10

In Abbildung 5.50 zeigt die schwarze Linie den Verlauf der Beschleunigung entlang Gleis 2, als die Umhüllende aller Geschwindigkeiten. Es werden also aus dem Geschwindigkeitsbereich von 120 bis 250 km/h lediglich die Maximalwerte abgebildet. Das Beschleunigungskriterium von $3,5 \text{ m/s}^2$ [26] wird als eine rote konstante Linie abgebildet. Somit lässt sich sehr gut erkennen, dass dieser Grenzwert an keiner Stelle entlang des Gleises eingehalten werden kann. Die maximale Beschleunigung ergibt sich mit $9,28 \text{ m/s}^2$ an der Stelle x mit $14,883 \text{ m}$ und ist damit auch deutlich höher als der erhöhte Beschleunigungsgrenzwert von $a_{\text{zul,max}}=6,0 \text{ m/s}^2$ bei Bestandstragwerken [1].

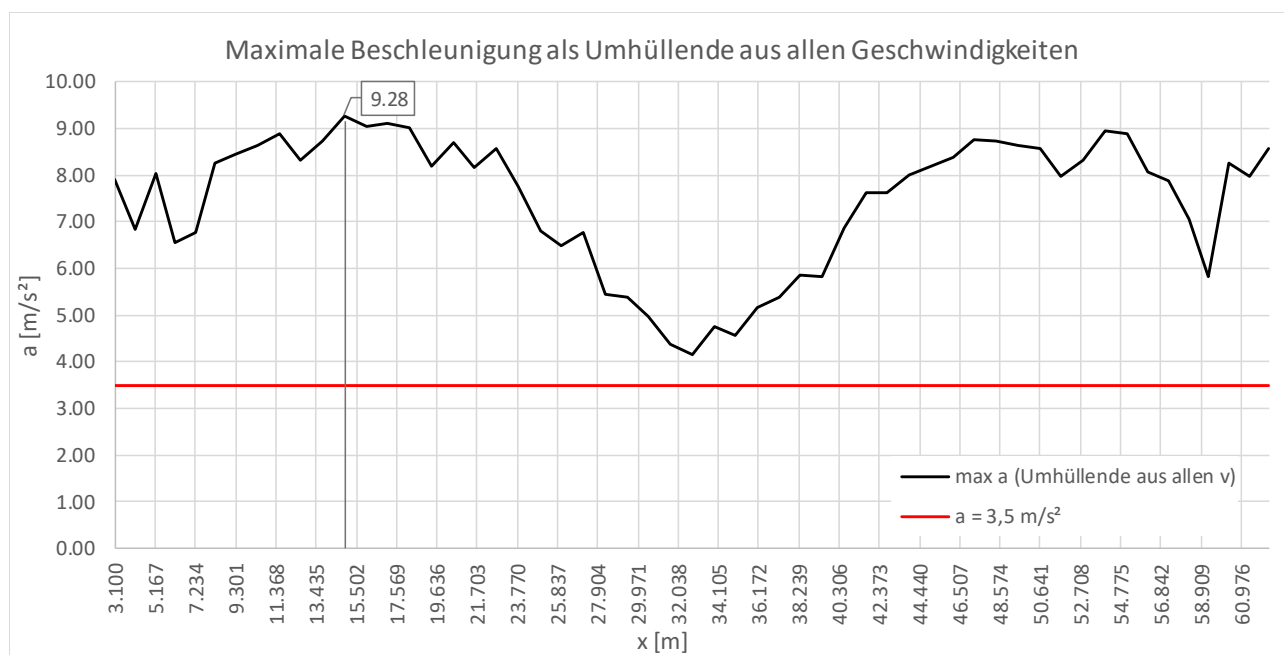


Abbildung 5.50: maximale Beschleunigungen entlang Gleis 2

Wie bereits erwähnt, tritt die maximale Beschleunigung an der Stelle x mit $14,883 \text{ m}$ auf. An genau dieser Stelle wird nun der Verlauf der Beschleunigung in Abhängigkeit der Geschwindigkeit untersucht und in Abbildung 5.51 abgebildet. Der hier gezeigte Verlauf stellt die Umhüllende aus allen 10 Modellzügen des HSLM-A dar. Zu erkennen ist, dass bei einer Geschwindigkeit von 230 km/h die maximale Beschleunigung von $9,28 \text{ m/s}^2$ auftritt. Weitere Untersuchungen haben gezeigt, dass bei Modellzug A10 die größte Beschleunigung auftritt. Errechnet man sich die Anregungsfrequenz für den Modellzug A10 nach Formel (5.5) mit einer Geschwindigkeit von 230 km/h und setzt für den Parameter a die Wagenlänge D von 27 m [2] ein, so erhält man eine Anregungsfrequenz von $2,366 \text{ Hz}$. Diese liegt nahe an der ersten Eigenfrequenz von $2,434 \text{ Hz}$, womit sich der Umstand der maximalen Beschleunigung erklären lässt. Dem Beschleunigungsverlauf in Abbildung 5.51 zufolge, würde eine Resonanzerscheinung vermutlich zwischen 230 km/h und 240 km/h auftreten.

5. Dynamische Berechnung der Betriebszugsüberfahrt

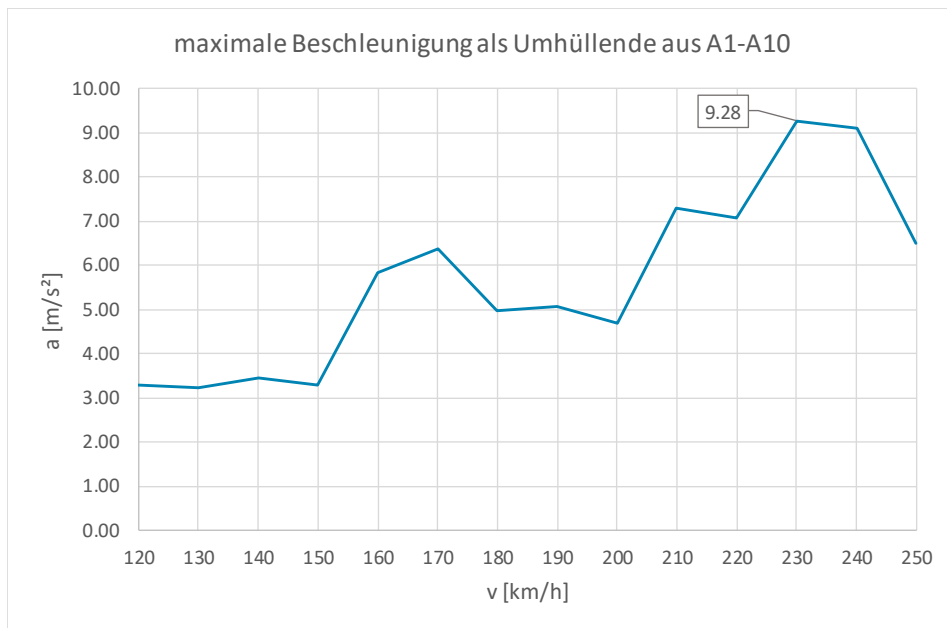


Abbildung 5.51: maximale Beschleunigungen an der Stelle $x=14,883$ m infolge HSLM-A-Lastmodell

6

6. Schädigungsberechnung

In den Abschnitten 4.2.3 und 5.5 wurde die Erstellung von Spannungskollektiven aus den Ergebnissen der statischen bzw. der dynamischen Berechnung beschrieben.

Die erhaltenen Spannungskollektive gilt es, wie es auch in Kapitel „2 – Grundlagen der Ermüdung“ beschrieben ist, an Wöhlerlinien auszuwerten, um eine Aussage über das jeweilige Ermüdungsverhalten treffen zu können [14]. Dafür werden zwei Varianten für die Definition der Wöhlerlinie ausgearbeitet. Bei Variante I, orientiert an der Projektierung neuer Brücken, legt man einen Wert für die minimal erforderliche Ermüdungsfestigkeit für eine Lebensdauer von 100 Jahren fest (für die statischen Gesamtkollektive, mit Verkehrsmischung nach Tabelle 2.2 und 100 Betriebsjahre), welcher die Höhe der Wöhlerlinie bestimmt und an welcher die Spannungskollektive ausgewertet werden. Bei Variante II, orientiert an der Untersuchung für Bestandstragwerke, wird der Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit der ÖNORM EN 1993-1-9 [14] aus einem Katalog an Konstruktionsdetails entnommen.

Grundsätzlich rufen Spannungskollektive die gänzlich unter der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ liegen, keine Schädigung hervor und werden somit auch nicht an der Wöhlerlinie ausgewertet [14]. In dieser Masterarbeit werden aber auch solche Spannungskollektive konservativ an der Wöhlerlinie nach Abbildung 2.13 ausgewertet und eine Schädigung D ermittelt.

6.1. Grundlagen und Festlegungen der Schädigungsberechnung

6.1.1. Auszuwertende Spannungskollektive

In Abschnitt „4.2.3 – Ergebnisse – statische Betriebszugkollektive für 100 Jahre“ wurde das Vorgehen zur Erstellung der Gesamtspannungskollektive für eine Lebensdauer von 100 Jahren beschrieben. Die daraus erhaltenen Spannungskollektive werden an den beiden nachfolgend beschriebenen Varianten I und II, hinsichtlich der Höhe der Wöhlerlinie $\Delta\sigma_c$ ausgewertet und somit die Schädigung D aufgrund des auftretenden Gesamtspannungskollektivs für die Lebensdauer von 100 Jahren ermittelt.

In Abschnitt „5.5 Ergebnisse – dynamische Kollektive“ wird das Vorgehen zur Kollektivbildung der einzelnen Züge und ihrer jeweiligen Geschwindigkeiten beschrieben. Die Spannungskollektive eines

jeden Zuges für jede seiner Geschwindigkeiten wird an beiden nachfolgend beschriebenen Varianten der Wöhlerlinie ausgewertet. Dadurch erhält man für jede Geschwindigkeit eines jeden Zuges einen Schädigungsanteil je Zugsüberfahrt, allerdings noch nicht die Schädigung für eine Lebensdauer von 100 Jahren.

6.1.2. Überlagerung der dynamischen Schädigungsergebnisse

Um die Gesamtschädigung aus den dynamischen Überfahrten auf beiden Gleisen und von allen acht Betriebszügen zu erhalten, werden, nicht die Spannungskollektive überlagert, wie bei den Ergebnissen der statischen Berechnung, sondern es erfolgt die Überlagerung der einzelnen Schädigungen zufolge den einzelnen Zügen und Geschwindigkeiten (implizit immer mit derselben Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$).

Die Überlagerung erfolgt auch hier wieder unter Berücksichtigung der Symmetrie der Ergebnisse (Abschnitt 3.4), um die Ergebnisse resultierend aus Zugsüberfahrten auf beiden Gleisen zu erhalten. Um die Ergebnisse für eine Lebensdauer von 100 Jahren zu erhalten, werden die Schädigungen D der einzelnen Züge und ihrer jeweiligen Geschwindigkeiten an jeder Stelle und an jedem Spannungspunkt mit der Zuganzahl pro Tag und 365 und 100 multipliziert. (Die Schädigung D ist linear proportional zur Spannungsspielanzahl)

Durchgeführt wird die Überlagerung der Schädigungen auf zwei bezüglich der Geschwindigkeiten verschiedene Optionen, welche in weiterer Folge vorgestellt werden.

6.1.2.1. Schädigungen zufolge v_{EC} für 100 Jahre Lebensdauer

Überlagert werden hierbei jene Schädigungsergebnisse, welche resultieren, wenn die jeweiligen Züge mit Maximalgeschwindigkeit nach ÖNORM EN 1991-2 [2] über die Brücke fahren (siehe dazu Abbildung 2.4 bis Abbildung 2.6). Diese Geschwindigkeit wird in weiterer Folge mit v_{EC} abgekürzt. Das Kürzel EC stellt hierbei eine Abkürzung des Begriffs Eurocode dar. Bei dieser Option der Überlagerung resultieren somit die Schädigungen an jeder Stelle und jedem Spannungspunkt aus denselben Geschwindigkeiten der einzelnen Züge, wie bei der statischen Berechnung.

6.1.2.2. Schädigungen zufolge v_{Dmax} für 100 Jahre Lebensdauer

Bei dieser Variante werden die Schädigungen resultierend aus jenen Geschwindigkeiten der einzelnen Züge überlagert, welche die größte Schädigung an den einzelnen Stellen am Bauteil und Spannungspunkten am Querschnitt hervorrufen. Diese Geschwindigkeiten werden mit v_{Dmax} bezeichnet.

Durch diese Variante der Überlagerungen der Schädigungen, erhält man an jeder Stelle des Bauteils und an jedem Spannungspunkt am Querschnitt die maximal mögliche Schädigung. Dies bedeutet aber auch, dass an jeder Stelle und auch an jedem Spannungspunkt diese maximale Schädigung aus unterschiedlichen Geschwindigkeiten der einzelnen Züge resultieren können.

6.2. Variante I – minimal erforderliche Ermüdungsfestigkeit für 100 Jahre – $\Delta\sigma_{c,\min,100\text{ Jahre}}$

Diese Variante der Ergebnisauswertung erfolgt nicht an Wöhlerlinien, welche mit den Kerbfällen der ÖNORM EN 1993-1-9 [14] festgelegt wurden. Man geht hier von einer minimal erforderlichen Ermüdungsfestigkeit für 100 Jahre Lebensdauer aus, wie bei Neuprojekten üblich. Um diese zu erhalten, wurde, wie in Abschnitt 4.2.3 angeführt, die Wöhlerlinie iteriert, damit sich für die statischen Spannungskollektive eine Schädigung von $D=1,0$ ergibt.

Die Vorgehensweise ist in Abbildung 6.1 für den Hauptträger und in Abbildung 6.2 für den Bogen dargestellt. Zuerst wurde für jeden untersuchten Querschnitt (Stelle x) sowie jeden untersuchten Querschnittspunkt ($i=1$ bis 4) jene Lage der Wöhlerlinie $\Delta\sigma_c$ individuell ermittelt, um gerade für diesen Querschnittspunkt eine Gesamtlebensdauer von 100 Jahren zu erreichen. Diese Ergebnisse sind in Abbildung 6.1 und Abbildung 6.2 dargestellt. Für einen objektiven Vergleich der Ermüdungsschädigung zwischen den verschiedenen Querschnitten an einem Bauteil (Hauptträger bzw. Bogen) ist nur ein Vergleich mit derselben Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ in allen Querschnitten sinnvoll. Daher ist in Abbildung 6.1 und Abbildung 6.2 jene Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{c,\min,100\text{ Jahre}}$ eingetragen für die an allen untersuchten Querschnitten tatsächlich zumindest 100 Jahre erreicht werden. (Anmerkung: Dieser Wert stellt in den Diagrammen den oberen Grenzwert der errechneten Werte $\Delta\sigma_{c,i}$ dar.)

Die Schädigungsberechnung erfolgt anschließend an einer Wöhlerlinie, dessen Höhe bzw. Lage durch $\Delta\sigma_{c,\min,100\text{ Jahre}}$ festgelegt wird. $\Delta\sigma_{c,\min,100\text{ Jahre}}$ wird auch auf eine Anzahl von $2 \cdot 10^6$ Spannungsspielen bezogen. Grund dafür, dass über das gesamte Bauteil $\Delta\sigma_{c,\min,100\text{ Jahre}}$ konstant angenommen wird ist, dass in der Praxis das Bauteil so ausgebildet wird, dass zumeist eine konstante Ermüdungsfestigkeit über das gesamte Bauteil hinweg vorliegt. Diesen Umstand versucht man mit dieser Variante I der Schädigungsberechnung abzubilden.

Mit einem konstanten Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ können außerdem die ermittelten Schädigungen über das gesamte Bauteil hinweg leichter interpretiert werden. Somit liegt jeder Stelle und jedem Spannungspunkt zur Auswertung die gleiche Wöhlerlinie zugrunde. Eventuelle Einflüsse aus Resonanzen oder ein großer Einfluss vom Moment M_y lassen sich anhand des Schädigungsverlaufes somit leichter feststellen. Dadurch, dass der Iterationsvorgang für die statische Berechnung stattfand und über das gesamte Bauteil $\Delta\sigma_{c,\min,100\text{ Jahre}}$ konstant ist, kann auf

6. Schädigungsberechnung

diese Weise einfach über das gesamte Bauteil hinweg eine Aussage getroffen werden, inwiefern die dynamische Berechnung von der statischen abweicht.

Der Teilsicherheitsbeiwert γ_{Mf} wird bei dieser Variante der Ergebnisauswertung nicht berücksichtigt, da es sich nicht um die tatsächlichen Kerbfälle der ÖNORM EN 1993-1-9 [14] handelt, sondern da die Wöhlerlinie hier so verschoben wird, dass die Schädigung exakt $D=1,0$ beträgt.

In Abbildung 6.1 und Abbildung 6.2 ist die minimal erforderliche Ermüdungsfestigkeit für 100 Jahre bezogen auf $2 \cdot 10^6$ Spannungsspielen $\Delta\sigma_{c,min,100 \text{ Jahre}}$ für die Bauteile Hauptträger und Bogen in Achse A angeführt. Aufgrund der Symmetrie der Ergebnisse, gelten die Werte von $\Delta\sigma_{c,min,100 \text{ Jahre}}$ für die Bauteile in Achse B ebenfalls. $\Delta\sigma_{c,min,100 \text{ Jahre}}$ ist ident mit dem Maximalwert der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite bei $2 \cdot 10^6$ Spannungsspielen $\Delta\sigma_{E,2,max,stat}$. Dieser konstante Wert wird zusammen mit den Ergebnissen des Einstufenkollektivs von der statischen Berechnung $\Delta\sigma_{E,2,stat}$ über das gesamte Bauteil dargestellt.

In Abbildung 6.1 sind die Verläufe von $\Delta\sigma_{c,min,100 \text{ Jahre}}$ und $\Delta\sigma_{E,2,stat}$ für den Hauptträger in Achse A zu sehen. Gut zu erkennen ist, dass der Wert von $\Delta\sigma_{c,min,100 \text{ Jahre}}$ durch den Maximalwert von $\Delta\sigma_{E,2,stat}$ bei 46,15 m in Punkt 3 bestimmt wird. Für den HT A beträgt $\Delta\sigma_{c,min,100 \text{ Jahre}}$ **6,64 kN/cm²**. Aufgrund der Symmetrie der Ergebnisse, siehe Abschnitt 3.4, wird für HT B derselbe Wert für $\Delta\sigma_{c,min,100 \text{ Jahre}}$ herangezogen.

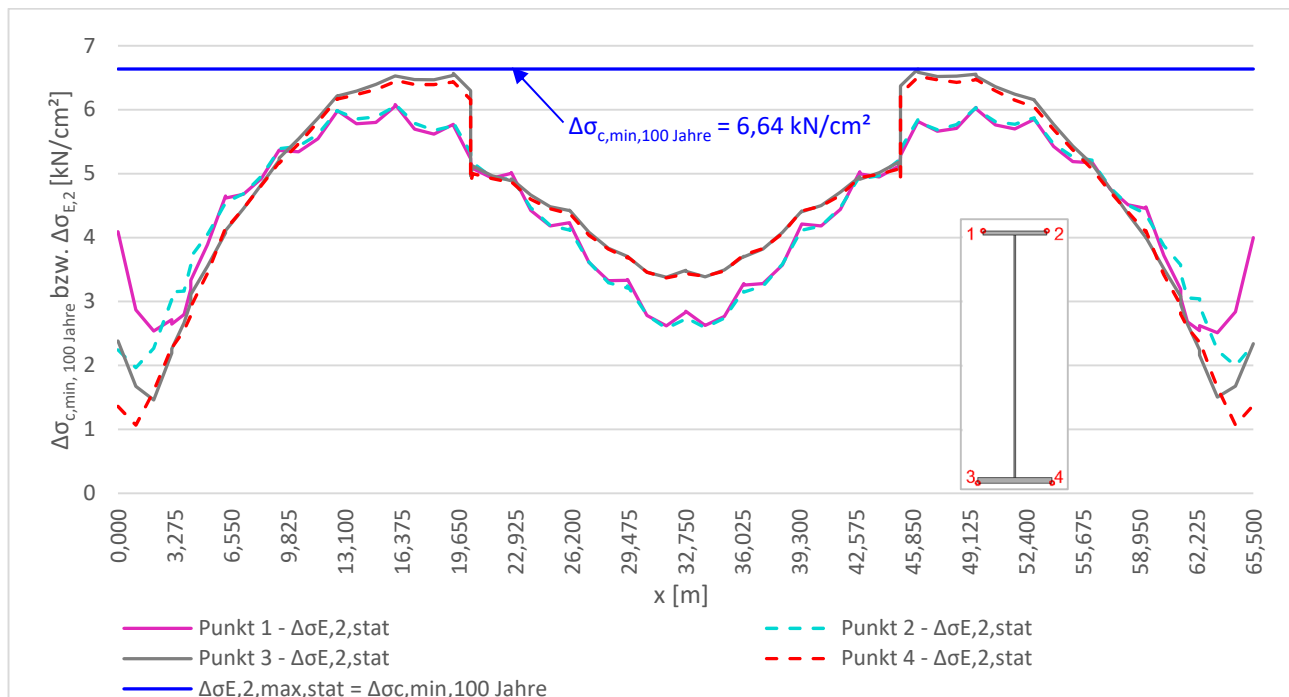


Abbildung 6.1: $\Delta\sigma_{c,min,100 \text{ Jahre}}$ und $\Delta\sigma_{E,2,stat}$ entlang HT A

Beim Bogen in Achse A, siehe Abbildung 6.2, wird $\Delta\sigma_{c,min,100 \text{ Jahre}}$ mit **4,37 kN/cm²** festgelegt. Maßgebend ist hier die Stelle bei $x = 36,10 \text{ m}$ im Punkt 2. Derselbe Wert gilt aufgrund der Symmetrie, siehe dazu Abschnitt 3.4, für den Bogen in Achse B.

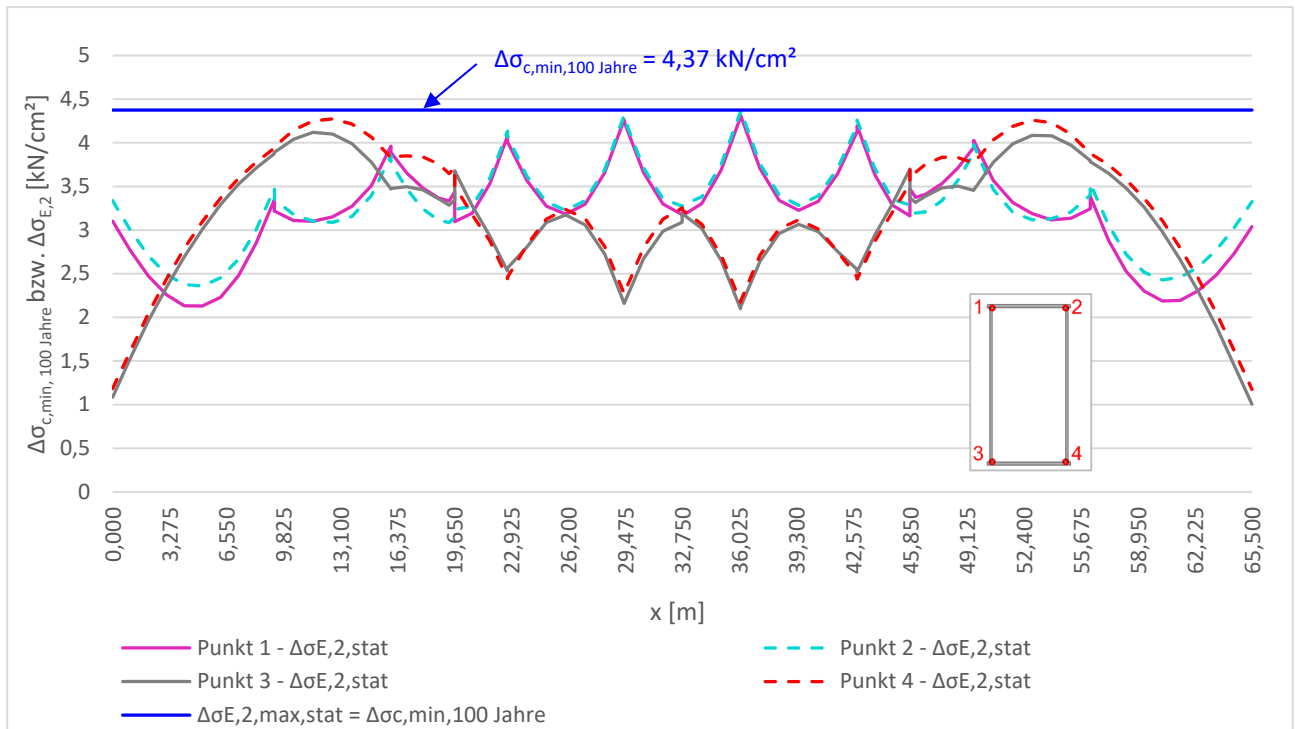


Abbildung 6.2: $\Delta\sigma_{c,\min,100\text{ Jahre}}$ und $\Delta\sigma_{E,2,\text{stat}}$ entlang Bogen A

Nachfolgend werden die Werte $\Delta\sigma_{c,\min,100\text{ Jahre}}$ für die Bauteile Hauptträger und Bogen zusammengefasst angegeben.

Tabelle 6.1: $\Delta\sigma_{c,\min,100\text{ Jahre}}$ der einzelnen Bauteile

Bauteil	$\Delta\sigma_{c,\min,100\text{ Jahre}}$ [kN/cm ²]
HT A & HT B	6,64
Boge A & Bogen B	4,37

6.2.1. Schädigungen zufolge $\Delta\sigma_{c,\min,100\text{ Jahre}}$

Die Schädigungen D, welche in den folgenden beiden Abschnitten vorgestellt werden, wurden an den Wöhlerlinien mit einem Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit von $\Delta\sigma_{c,\min,100\text{ Jahre}}$ mittels der Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner ausgewertet.

Aufgrund der Symmetrie der Ergebnisse, siehe dazu Abschnitt „3.4 – Symmetrieanahmen“, werden nachfolgende Untersuchungen und die dazugehörigen Diagramme nur für den Hauptträger und den Bogen in Achse A vorgenommen. Die angeführten Feststellungen gelten aber auch für die Bauteile in Achse B.

6.2.1.1. Schädigungen zufolge statischer Berechnung – D_{stat}

In den nachfolgenden Diagrammen sind die Schädigungsverläufe D_{stat} an den Bauteilen Hauptträger und Bogen in Achse A erkenntlich.

In Abbildung 6.3 werden die Schädigungsverläufe von D_{stat} für den Hauptträger in Achse A dargestellt. Aufgrund der Wahl der Höhe von $\Delta\sigma_{c,min,100\text{ Jahre}}$ wird an der Stelle $x=46,15\text{m}$ im Punkt 3 des HT A eine Schädigung von 1,00 erreicht.

Die Lamellenenden sind in den Schädigungsverläufen deutlich zu erkennen. An diesen Stellen fallen die Schädigungswerte in den Punkten 3 und 4 deutlich ab. Das resultiert aus dem größeren Widerstandsmoment bei Vorliegen der aufgeschweißten Lamelle.

Die Bereiche in den Viertelpunkten weisen im Gegensatz zu den restlichen Verläufen an den Hauptträgern deutlich größere Schädigungen auf. Grund hierfür ist einerseits, dass in Brückenmitte die Lamelle aufgeschweißte ist und somit geringere Spannungen und in weiterer Folge geringere Schädigungen zu erwarten sind. Aber auch das Moment M_y weist in den Viertelpunkten vermutlich deutlich höhere Werte auf, als in Brückenmitte. Das kann dadurch resultieren, dass bei Stabbogenbrücken das Moment M_y aufgrund von halbseitiger Belastung in den Viertelpunkten am größten sein kann [19].

Außerdem weisen die Punkte 3 und 4 höhere Werte auf als jene in den Punkten 1 und 2. Das kann aus dem Einfluss von M_y resultieren. Der Einfluss von M_z ist hingegen gering, da sich die Punkte 1 und 2 bzw. 3 und 4 nur sehr gering unterscheiden und sehr ähnliche Verläufe aufweisen.

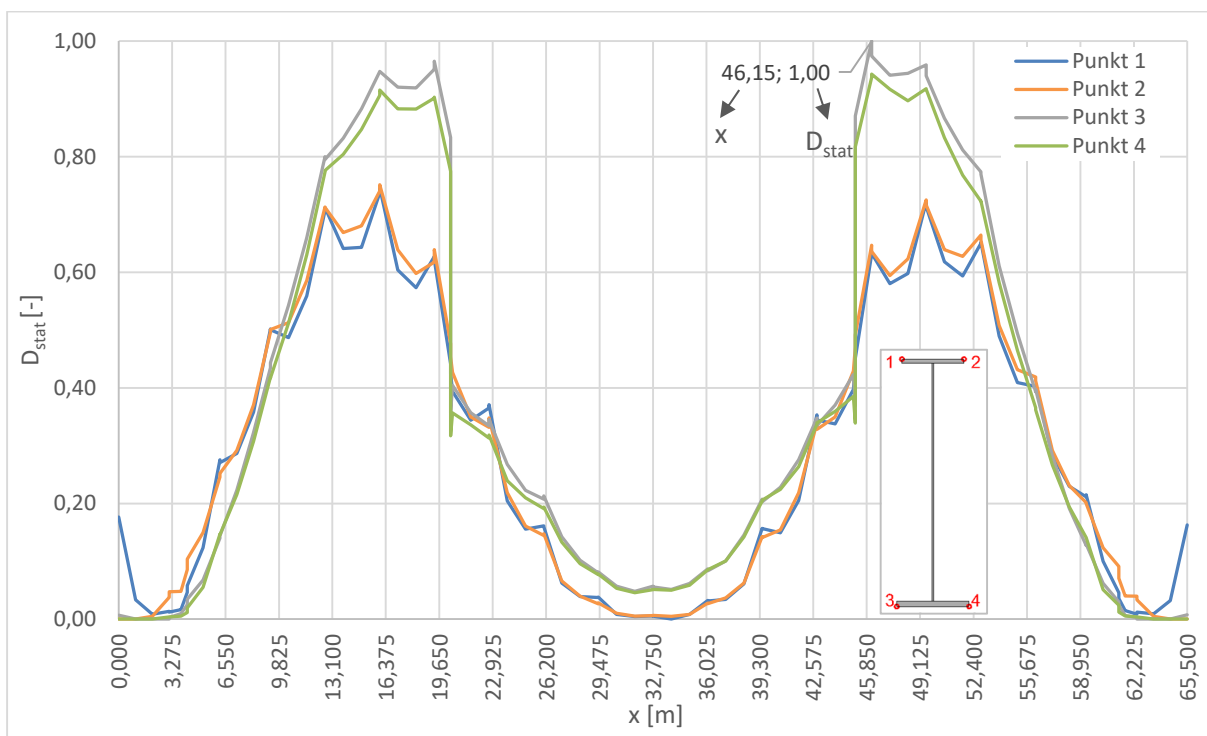


Abbildung 6.3: Schädigung D_{stat} zufolge $\Delta\sigma_{c,min, 100\text{ Jahre}}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am HT A

Abbildung 6.4 zeigt die Schädigungsverläufe von D_{stat} für den Bogen in Achse A. Auch hier zeigt sich, dass durch die Wahl der Höhe von der Wöhlerlinie im Bogen A an der Stelle $x=36,10\text{m}$ im Punkt 2 der Wert 1,0 erreicht wird.

Auch beim Bogen liegen bezüglich der Punkte am Ober- bzw. Untergurt große Unterschiede vor. Auch hier ist darauf zu schließen, dass das Moment M_y einen großen Einfluss hat. Das Moment M_z hingegen hat nur geringen Einfluss, denn die Verläufe der Punkte 1 und 2 bzw. 3 und 4 gleichen sich sehr. Außerdem sind die Stellen an denen die Hänger anschließen sehr deutlich durch Spitzen in den Verläufen zu erkennen. Solche Spitzen kennzeichnen sich beispielsweise in den Punkten 1 und 2 durch sehr hohe Werte. Im Punkt 1 liegt solch eine zum Beispiel an der Stelle $x=36,10\text{m}$ vor.

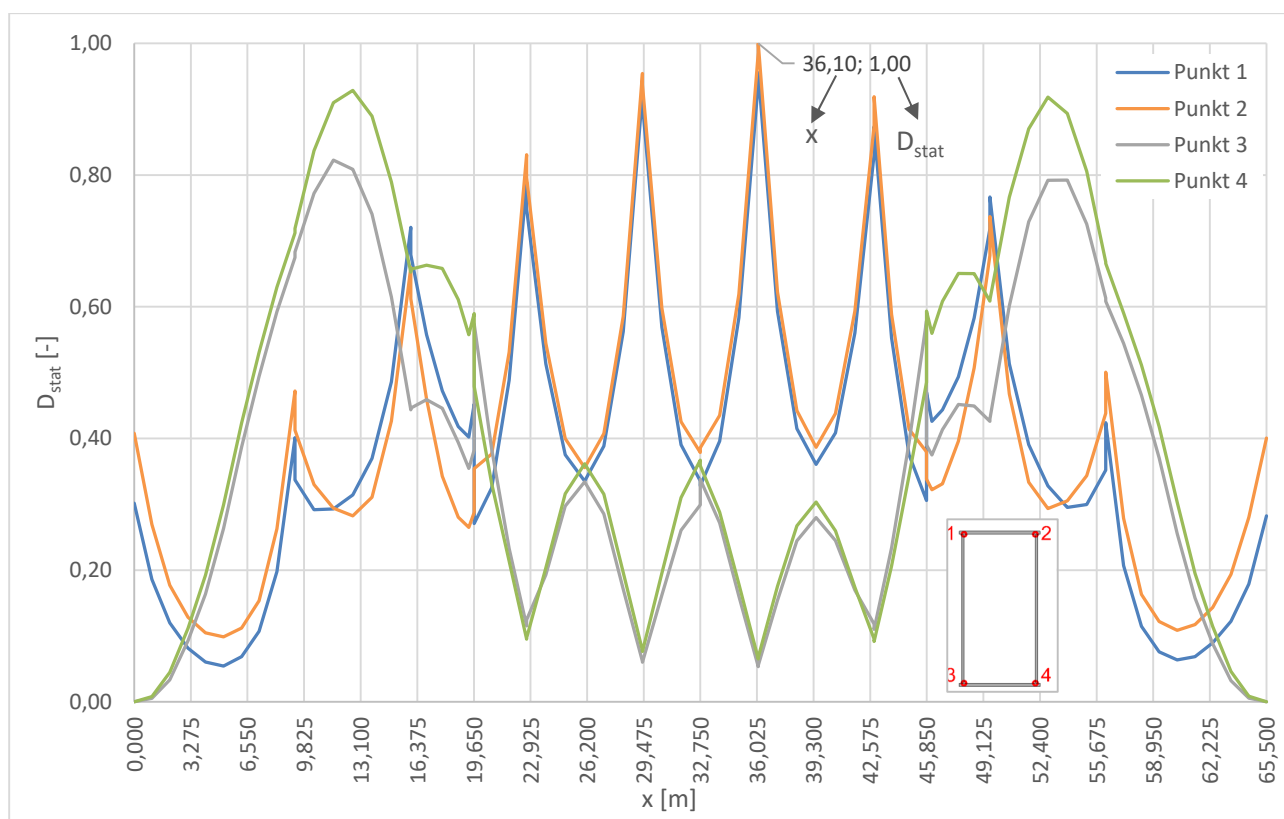


Abbildung 6.4: Schädigung D_{stat} zufolge $\Delta\sigma_{c,\text{min},100\text{ Jahre}}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am Bogen A

Einfluss von M_y

Anhand eines Beispiels durch eine Einzelüberfahrt des Zugtyps 3 am HT A wird der Einfluss von M_y untersucht, um zu klären, ob dieses für die Unterschiede zwischen den Punkten am Ober- und Untergurt verantwortlich ist. Dabei wurden zum einen die Stelle $x=46,15\text{ m}$, an welcher die Schädigung $D=1,0$ beträgt, und die Stelle $x=32,75\text{m}$ analysiert. Durch die Wahl dieser beiden Punkte soll auch geklärt werden, ob das Moment M_y bzw. die daraus resultierenden Spannungen in den Bereichen um die Viertelpunkte der Hauptträger deutlich größer sind, als in Brückenmitte und ob

6. Schädigungsberechnung

das ein Mitgrund für die großen Unterschiede der Schädigungen in den Bereichen der Viertelpunkte und Brückenmitte ist.

Die Schnittkräfte und die Spannungen in den nachfolgenden Abbildungen sind ohne den dynamischen Erhöhungsfaktor zu verstehen. Hier geht es lediglich darum den Einfluss von M_y zu klären.

In den nachfolgenden Abbildungen sind die Verläufe der Schnittkräfte N und M_y , sowie der einzelnen Spannungsanteile infolge der statischen Überfahrt abgebildet. Auch die Spannungen resultierend aus $N+M_y$ entlang der einzelnen Lastpositionen sind zu erkennen. Die Lastposition bezieht sich dabei jeweils auf die Position der ersten Achslast des Zugtyps 3.

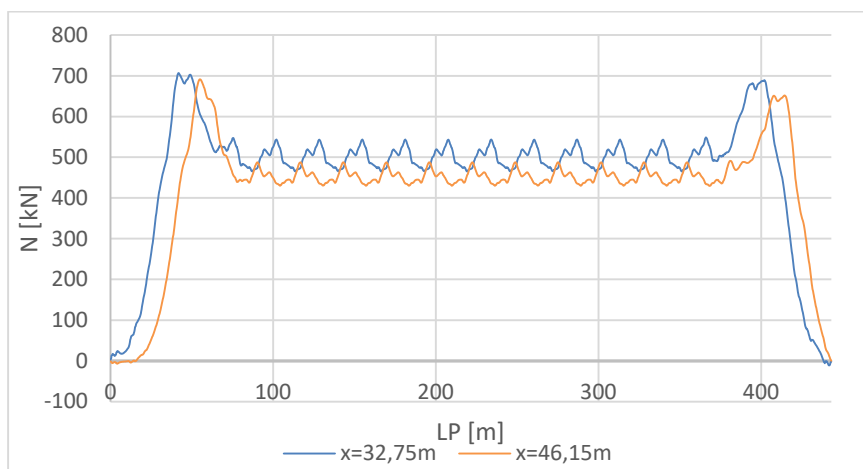


Abbildung 6.5: Verlauf von N entlang der Lastpositionen an gewählten Stellen des HT A

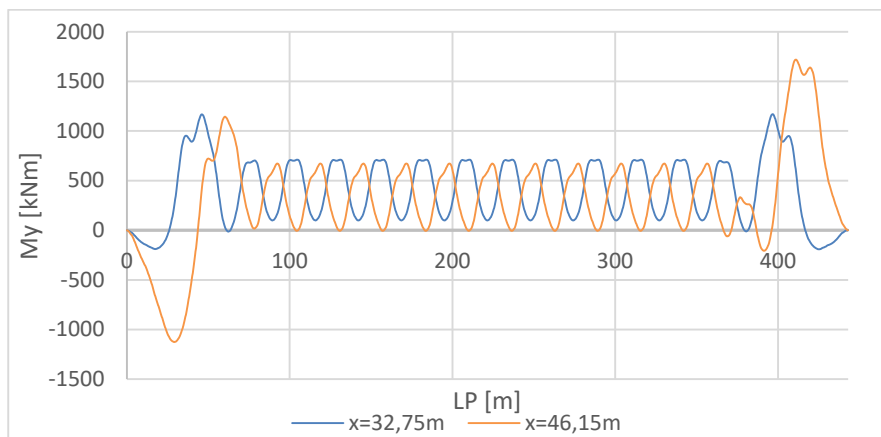


Abbildung 6.6: Verlauf von M_y entlang der Lastpositionen an gewählten Stellen des HT A

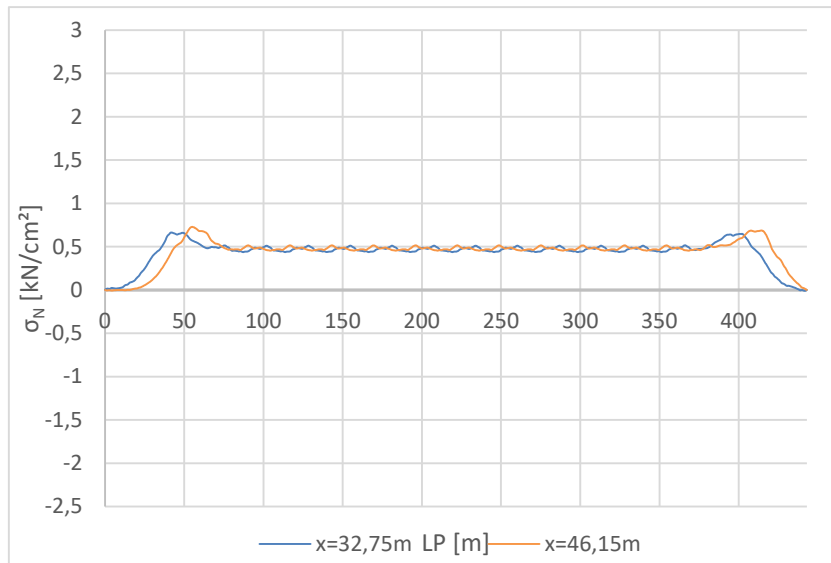


Abbildung 6.7: Verlauf von σ_N entlang der Lastpositionen an gewählten Stellen des HT A

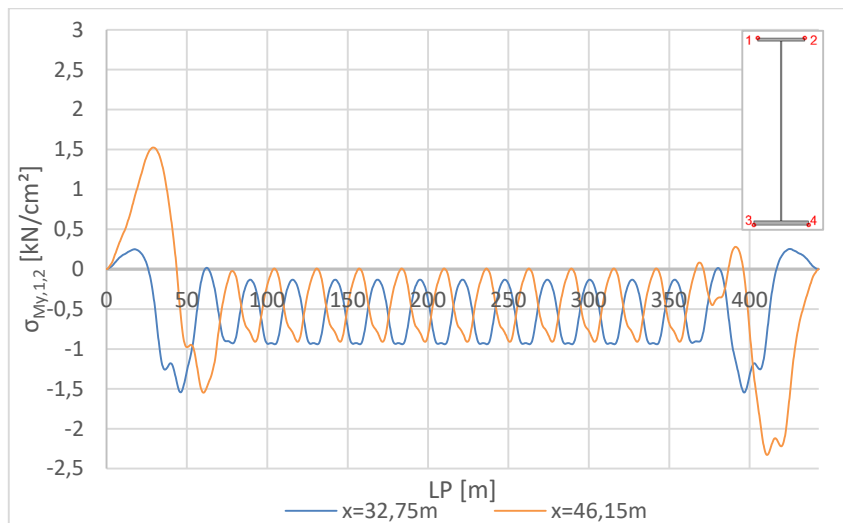


Abbildung 6.8: Verlauf von $\sigma_{My,1,2}$ entlang der Lastpositionen an gewählten Stellen des HT A

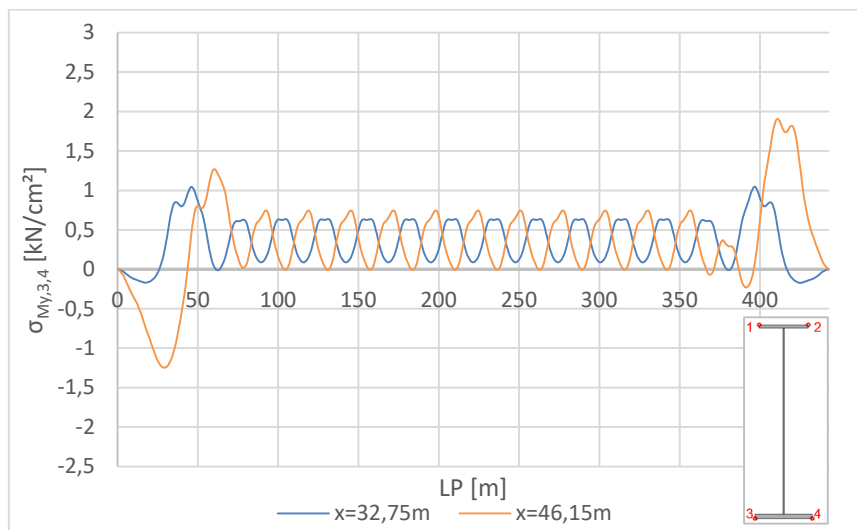


Abbildung 6.9: Verlauf von $\sigma_{My,3,4}$ entlang der Lastpositionen an gewählten Stellen des HT A

6. Schädigungsberechnung

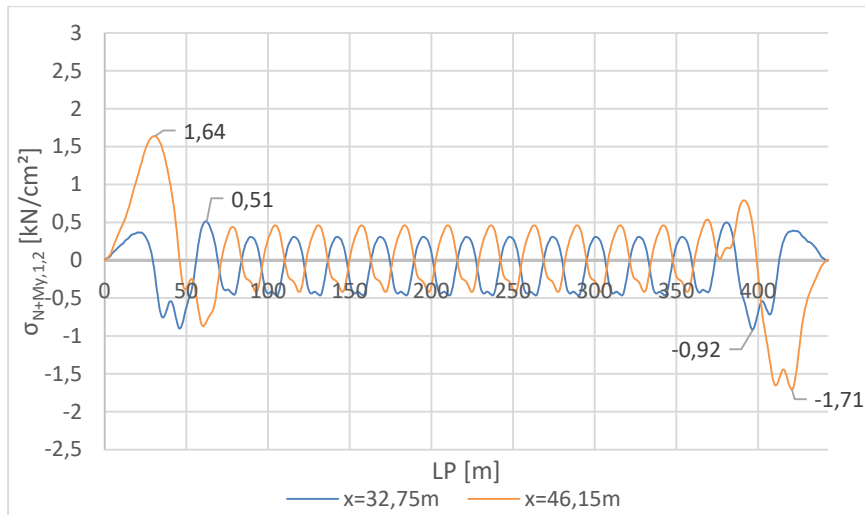


Abbildung 6.10: Verlauf von $\sigma_{N+My,1,2}$ entlang der Lastpositionen an gewählten Stellen des HT A

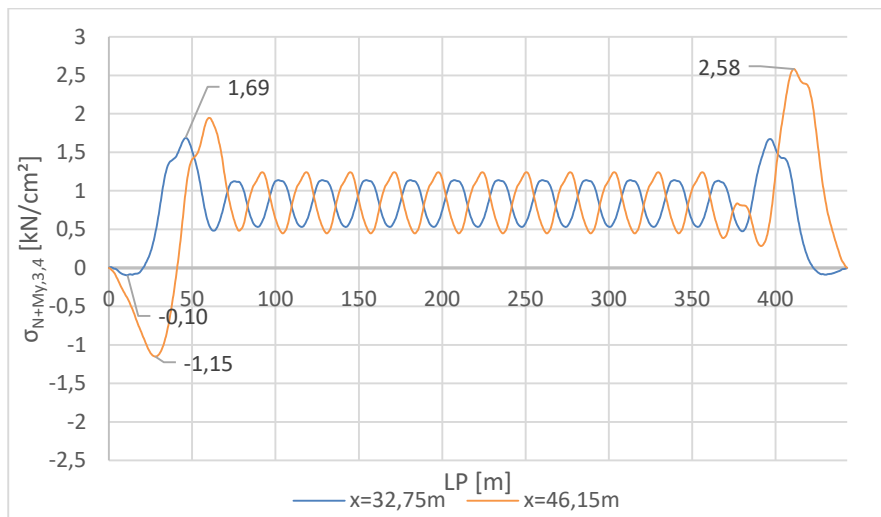


Abbildung 6.11: Verlauf von $\sigma_{N+My,3,4}$ entlang der Lastpositionen an gewählten Stellen des HT A

Durch Vergleich dieser Abbildungen und der einzelnen Spannungsanteile ist gut zu erkennen, dass die Verläufe $\sigma_{N+My,1,2}$ und $\sigma_{N+My,3,4}$ hauptsächlich durch den Anteil aus dem Moment M_y geprägt sind.

Betrachtet man die Verläufe für die Stelle $x=46,15\text{m}$ so bekommt man die größten Spannungsspiele $\Delta\sigma_{N+My,1,2}$ von **3,35 kN/cm²** ($1,64+1,71=3,35 \text{ kN/cm}^2$) und $\Delta\sigma_{N+My,3,4}$ von **3,73 kN/cm²** ($2,58+1,15=3,73 \text{ kN/cm}^2$). Bezogen auf die Punkte 1 und 2 am Obergurt ergibt das für die Punkte 3 und 4 am Untergurt eine Abweichung von knapp 12%. Bei der Stelle $x=32,75\text{m}$ erhält man das größte Spannungsspiel $\Delta\sigma_{N+My,1,2}$ von **1,43 kN/cm²** ($0,51+0,92=1,43 \text{ kN/cm}^2$) und $\Delta\sigma_{N+My,3,4}$ von **1,79 kN/cm²** ($1,69+0,10=1,79 \text{ kN/cm}^2$). Das liefert für die Punkte 3 und 4 bezogen auf die Punkte 1 und 2 eine Abweichung von knapp 24%. Durch die Kollektivbildung für 100 Jahre für alle acht Zugstypen vergrößert sich diese Differenz. Somit konnte gezeigt werden, dass diese großen Unterschiede zwischen den Punkten am Obergurt (1 und 2) und Untergurt (3 und 4) durch den Einfluss von M_y entstehen.

In Abbildung 6.6 ist zu erkennen, dass die Momente M_y zu Beginn und am Ende der Zugsüberfahrt an der Stelle $x=46,15\text{m}$ deutlich größer sind, als jene an der Stelle $x=32,75\text{m}$. Das zeigt sich auch am Spannungsverlauf von σ_{M_y} und σ_{N+M_y} . Allerdings gilt es hier zu sagen, dass dieser Umstand durch das kleinere Widerstandsmoment des Querschnitts im Viertelpunkt im Vergleich zu jenem in Brückenmitte verstärkt wird. Die Spannungsspiele an der Stelle $x=46,15\text{m}$ sind ebenfalls deutlich größer als jene an der Stelle $x=32,75\text{m}$. Aus diesen Feststellungen kann geschlossen werden, dass das größere Moment M_y in den Viertelpunkten zu den Unterschieden im Schädigungsverlauf zwischen Viertelpunkt und Brückenmitte beiträgt.

Kollektivvergleich

Nachfolgend soll beispielhaft der Verlauf des statischen Gesamtkollektivs für eine Stelle am Hauptträger gezeigt werden und wie sich dazu im Vergleich das schädigungsäquivalente Einstufenkollektiv ergibt.

In Abbildung 6.12 ist das Gesamtkollektiv, welches sich aus der statischen Berechnung an der Stelle $x = 16 \text{ m}$ für Punkt 3 am HT A ergibt, dargestellt. Diese Stelle wurde gewählt, da es sich hierbei um den Viertelpunkt des Hauptträgers handelt und somit erhöhte Schädigungen D vorliegen. An dieser Stelle schließt zudem der Querträger an und es ist das schädigungsäquivalente Einstufenkollektiv zufolge dem LM71 miteingetragen.

Neben diesen Kollektiven wird auch das Einstufenkollektiv „ $\Delta\sigma_{E,2,\text{stat}} \text{ zuf. } \Delta\sigma_{c,\text{min},100 \text{ Jahre}}$ “ abgebildet, welches dieselbe Schädigung wie das Spannungskollektiv bei Auswertung an der Wöhlerlinie mit dem Bezugswert $\Delta\sigma_{c,\text{min}, 100 \text{ Jahre}}$ hervorruft. Auch das Einstufenkollektiv, resultierend aus der statischen Berechnung auf Basis des Lastmodells 71 wird abgebildet. Die schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten bei 2 Millionen Spannungsspielen sind in Tabelle 6.2 angeführt.

An der Wöhlerlinie werden der Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{c,\text{min},100 \text{ Jahre}}$ bei $2 \cdot 10^6$ Spannungsspielen, sowie die Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_{D,\text{min},100 \text{ Jahre}}$ bei $5 \cdot 10^6$ Spannungsspielen und der Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{L,\text{min},100 \text{ Jahre}}$ bei 10^8 Spannungsspielen angegeben.

Durch die Wahl der Höhe der Wöhlerlinie ergibt sich, dass an dieser Stelle und diesem Punkt die schadensäquivalente Spannungsschwingbreite „ $\Delta\sigma_{E,2,\text{stat}} \text{ zuf. } \Delta\sigma_{c,\text{min},100 \text{ Jahre}}$ “ unter dem Wert $\Delta\sigma_{c,\text{min},100 \text{ Jahre}}$ liegt. $\Delta\sigma_{E,2,\text{LM71}}$ übersteigt diesen allerdings.

Tabelle 6.2: schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten „ $\Delta\sigma_{E,2,\text{stat}} \text{ zuf. } \Delta\sigma_{c,\text{min},100 \text{ Jahre}}$ “ und $\Delta\sigma_{E,2,\text{LM71}}$ für HT A an der Stelle $x=16\text{m}$, Punkt 3

$\Delta\sigma_{E,2,\text{stat}} \text{ zuf. } \Delta\sigma_{c,\text{min},100 \text{ Jahre}}$	6,52	[kN/cm ²]
$\Delta\sigma_{E,2,\text{LM71}}$	7,26	[kN/cm ²]

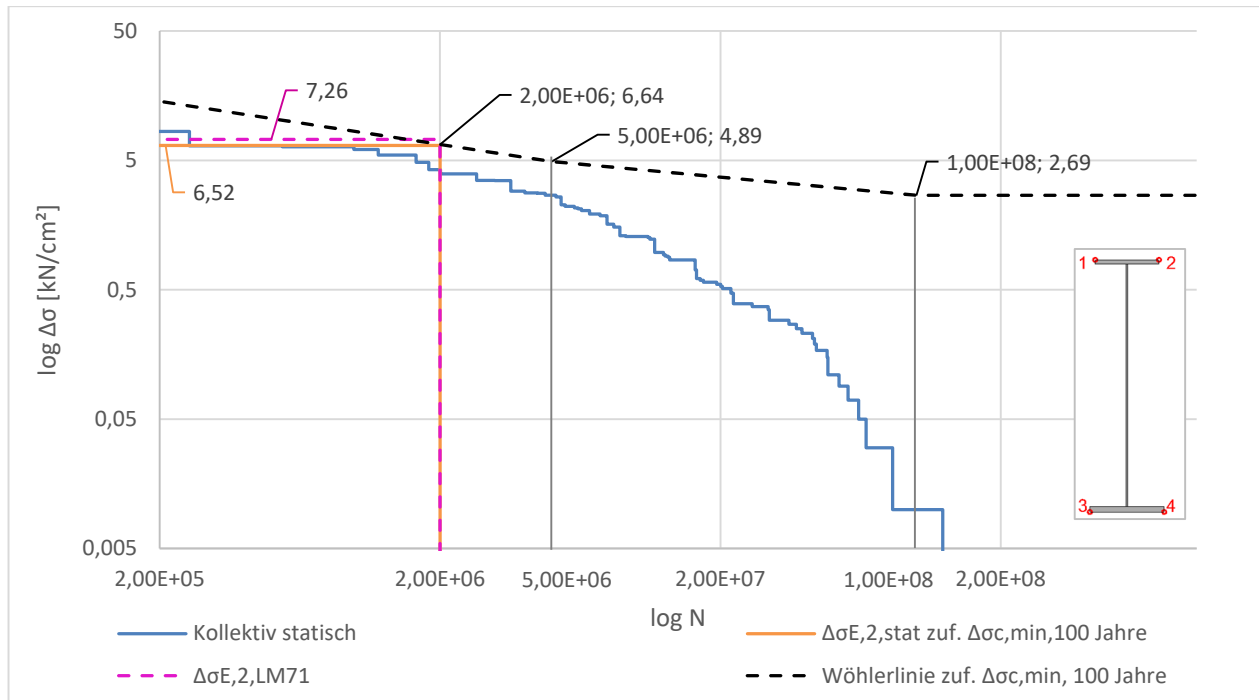


Abbildung 6.12: statisches Gesamtkollektiv und Wöhlerlinie $\Delta\sigma_{c,min,100\text{ Jahre}}$ an der Stelle $x=16\text{ m}$, Punkt 3 am HT A für 100 Jahre Lebensdauer

6.2.1.2. Schädigungen zufolge dynamischer Berechnung – D_{dyn}

In den nachfolgenden Abbildungen sind die Schädigungsverläufe D_{dyn} zufolge der dynamischen Berechnung abgebildet. Dabei sind beide Optionen der Schädigungsberechnung gegenübergestellt, die Schädigungsberechnung zufolge v_{EC} , siehe Abschnitt 6.1.2.1, und zufolge v_{Dmax} , siehe Abschnitt 6.1.2.2.

In Abbildung 6.13 sind die Schädigungsverläufe D_{dyn} für den Hauptträger in der Achse A dargestellt. Klar zu erkennen ist, dass die Schädigungen zufolge v_{Dmax} deutlich größer sind, als jene zufolge v_{EC} . Die Einflüsse von M_y sind auch bei den dynamischen Ergebnissen ganz eindeutig zu erkennen, denn auch hier weisen die Punkte am Untergurt deutlich höhere Werte auf, als jene am Obergurt. Die Viertelpunkte sind außerdem viel stärker ausgeprägt als der Bereich in Brückenmitte. Gründe dafür könnten zum einen der größere Einfluss von M_y in den Viertelpunkten, aber auch Resonanzerscheinungen von einzelnen Zugstypen sein. Auch da in der Brückenmitte die Lamelle aufgeschweißt ist und dadurch hier geringere Spannungen zu erwarten sind, könnte eine mögliche Erklärung sein. Das Moment M_z hat allerdings nur sehr geringen Einfluss, da sich die Verläufe der Punkte 1 und 2 bzw. 3 und 4 sehr gut decken.

Interessant ist auch, dass die Maximalwerte der Schädigung D_{dyn} nicht an denselben Stellen anzutreffen sind, wie bei den Schädigungsergebnissen zufolge der statischen Berechnung. Da die angenommene Höhe der Wöhlerlinie $\Delta\sigma_{c,min,100\text{ Jahre}}$ durch diese Stellen bestimmt wird, werden in Abbildung 6.13 die Schädigungen an diesen Stellen ebenfalls hervorgehoben.

Bei den statischen Ergebnissen liegt bei HT A an der Stelle $x=46,15\text{m}$ im Punkt 3 der maximale Schädigungswert von 1,0 vor. An dieser Stelle beträgt die Schädigung D_{dyn} zufolge v_{EC} 1,13 und zufolge v_{Dmax} 14,50. Beide Optionen von D_{dyn} weisen an jenen Stellen also deutlich höhere Schädigungen als D_{stat} auf.

Der Maximalwert der Schädigung D_{dyn} liegt bei der Option v_{Dmax} bei HT A an der Stelle $x=16\text{m}$ im Punkt 3 und beträgt 15,60. Der Maximalwert liegt bei der Option v_{EC} an der Stelle $x=19,35\text{m}$ im Punkt 3 und beträgt 1,22.

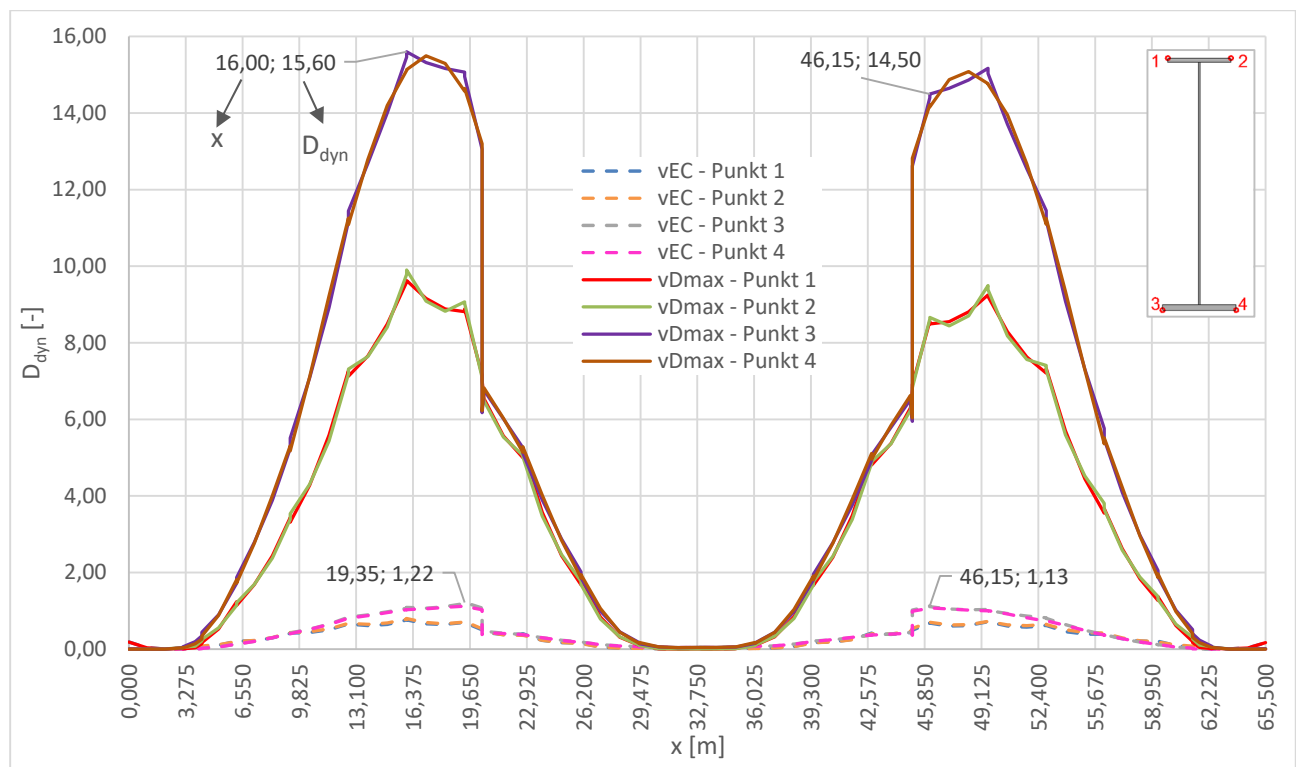


Abbildung 6.13: Schädigung D_{dyn} zufolge $\Delta\sigma_{c,\text{min},100\text{ Jahre}}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am HT A

In Abbildung 6.14 sind die Schädigungsverläufe für den Bogen in Achse A dargestellt. Auch beim Bogen sind große Unterschiede zwischen der Option mit v_{EC} und jener mit v_{Dmax} zu erkennen. Die Schädigungswerte D_{dyn} sind aber durchwegs geringer als beim Hauptträger. Die Maximalwerte treten auch hier nicht an denselben Stellen wie bei D_{stat} auf. Bei D_{stat} tritt eine Schädigung von 1,0 im Bogen A bei $x=36,10\text{m}$ im Punkt 2 auf. An dieser Stelle erhält man Schädigungen D_{dyn} zufolge v_{EC} von 0,91 und zufolge v_{Dmax} von 0,98.

Bei der Option mit v_{EC} erhält man die maximale Schädigung von $D_{\text{dyn},v_{\text{EC}}}=0,95$ bei Bogen A an der Stelle $x=52,85\text{m}$ im Punkt 4. Das bedeutet, die Schädigung liegt beim Bogen durchwegs unter 1,0.

Bei der Option v_{Dmax} liegt das Maximum von 4,90 beim Bogen A an der Stelle $x=51,741\text{m}$ im Punkt 4.

6. Schädigungsberechnung

Die Schädigungen im Bereich der Viertelpunkte liegen im Vergleich zum restlichen Bogen sehr hoch. Diesen Umstand können Resonanzerscheinungen von einzelnen Zugstypen hervorrufen. Aber auch beim Bogen hat das Moment M_y einen stärkeren Einfluss in den Viertelpunkten als in Brückenmitte.

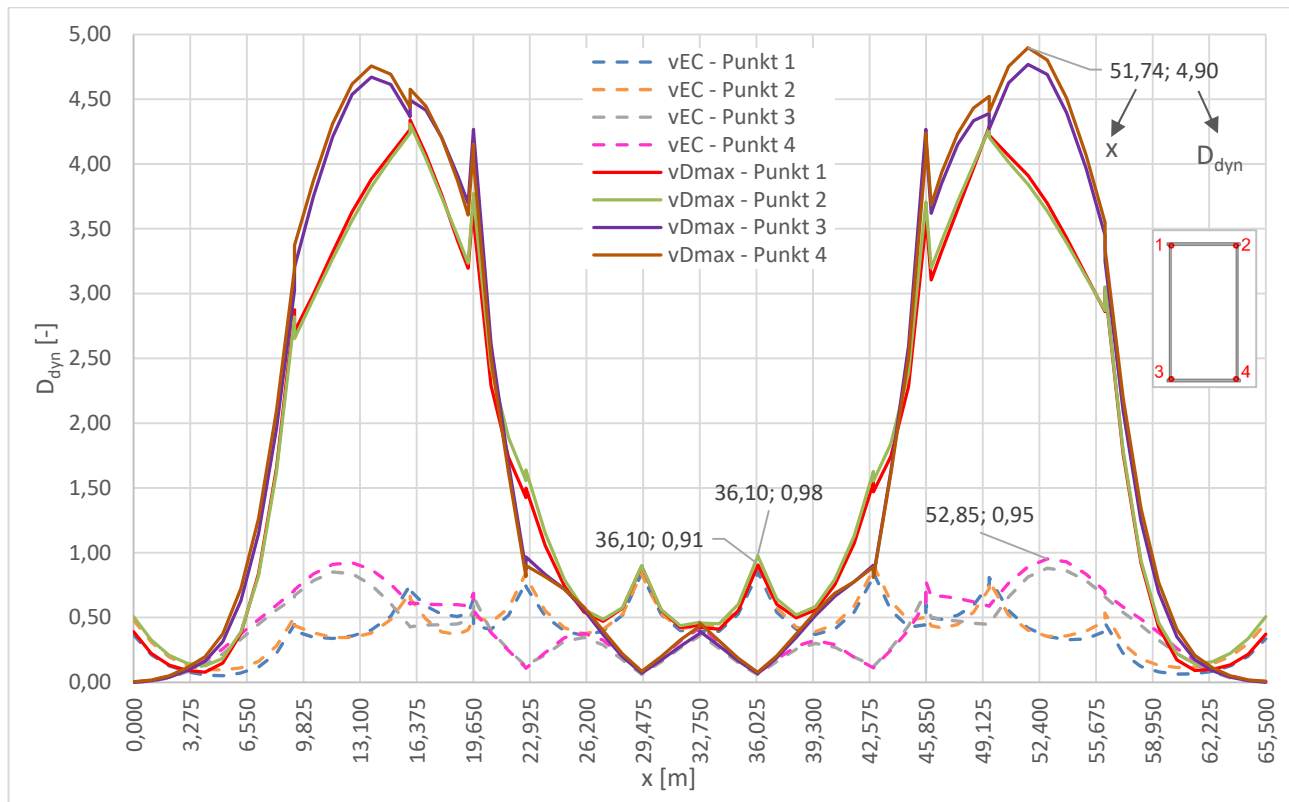


Abbildung 6.14: Schädigung D_{dyn} zufolge $\Delta\sigma_{c,min,100\text{ Jahre}}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am Bogen A

Maßgebende Züge

Nachfolgend werden Untersuchungen getätigt, welche Züge die höchsten Schädigungen hervorrufen und es soll auch untersucht werden, welche Unterschiede zwischen Personen- und Güterzügen vorliegen. Untersucht wurden dabei der Hauptträger und der Bogen in Achse A.

- **Hauptträger A**

Bei HT A ruft bei der Option der Schädigungsrechnung mit v_{EC} der Zugtyp 3 (Zugsanzahl nach Tabelle 2.2) die höchste Schädigung hervor. Der Schädigungsverlauf für 100 Jahre Lebensdauer der durch diesen Zug verursacht wird, ist in Abbildung 6.15 dargestellt. Dabei weist der Zugtyp eine Geschwindigkeit v_{EC} von 250 km/h auf. Die Erregerfrequenz anhand dieser Geschwindigkeit errechnet sich nach Formel (5.5) mit einer Wagenlänge des Mittelwagens von 26,40m zu 2,63 Hz. Die erste Biegeeigenfrequenz liegt bei der vorliegenden Brücke bei 2,434 Hz und die zweite Biegeeigenfrequenz bei 2,839 Hz. Die Erregerfrequenz liegt also genau zwischen den ersten beiden Biegeeigenfrequenzen. Das kann der Grund dafür sein, dass dieser Zug den Schädigungsverlauf bestimmt.

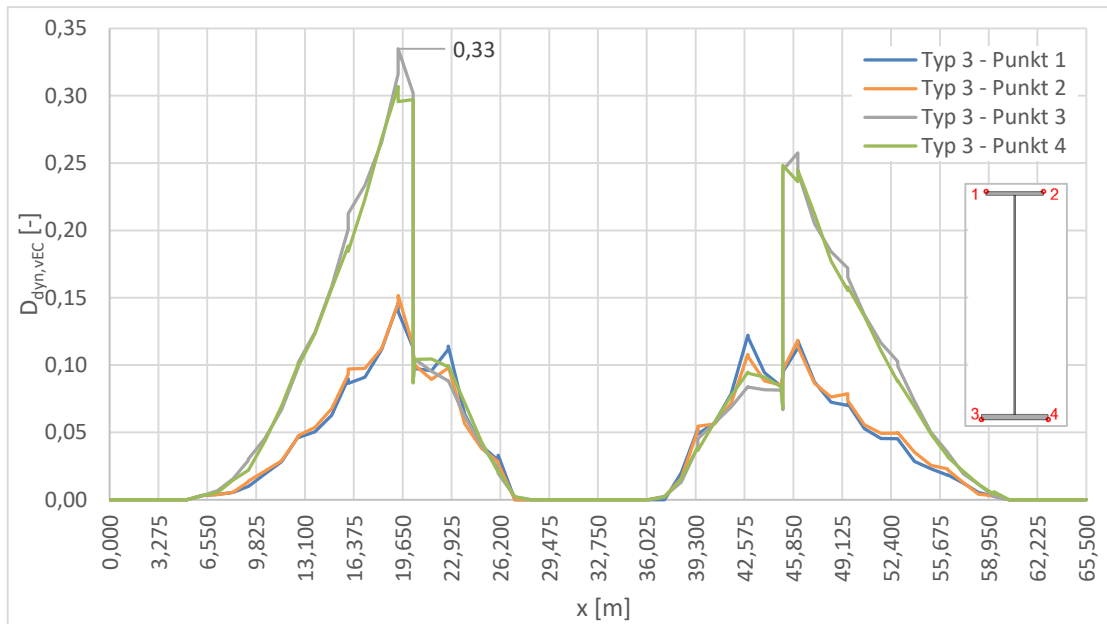


Abbildung 6.15: Schädigung $D_{\text{dyn,VEC}}$ aufgrund Typ 3 zufolge $\Delta\sigma_{c,\text{min},100\text{ Jahre}}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am HT A

Bei der Option der Schädigungsberechnung mit der Geschwindigkeit $v_{D\text{max}}$ wird die Schädigung ebenfalls weitestgehend durch den Zugtyp 3 bestimmt. Der Schädigungsverlauf für 100 Jahre Lebensdauer ist dabei in Abbildung 6.16 zu erkennen. Die maximale Schädigung aufgrund dieses Zugs beträgt $D_{\text{dyn},v_{D\text{max}}}=13,76$ und wird bei einer Geschwindigkeit $v_{D\text{max}}$ von 230 km/h hervorgerufen. Das führt mit der Länge des Mittelwagens von 26,4m nach Formel (5.5) zu einer Anregungsfrequenz von 2,42 Hz. Das liegt sehr nahe an der ersten Biegeeigenfrequenz von 2,434 Hz. Aufgrund dessen treten Resonanzerscheinungen auf, welche der Grund für die sehr hohen Schädigungswerte im Viertelpunkt sind. Somit ist Typ 3 gleichzeitig jener Personenzug, der die höchsten Schädigungen hervorruft.

Dass die Schädigungswerte D_{dyn} in der Mitte des Hauptträgers so gering sind, könnte daran liegen, dass das Moment M_y in diesem Bereich geringer ist als in den Viertelpunkten, so wie es in Abschnitt 6.2.1.1 bereits festgehalten wurde. Durch die Resonanzerscheinungen vergrößert sich der Einfluss von M_y in den Viertelpunkten noch viel stärker.

6. Schädigungsberechnung

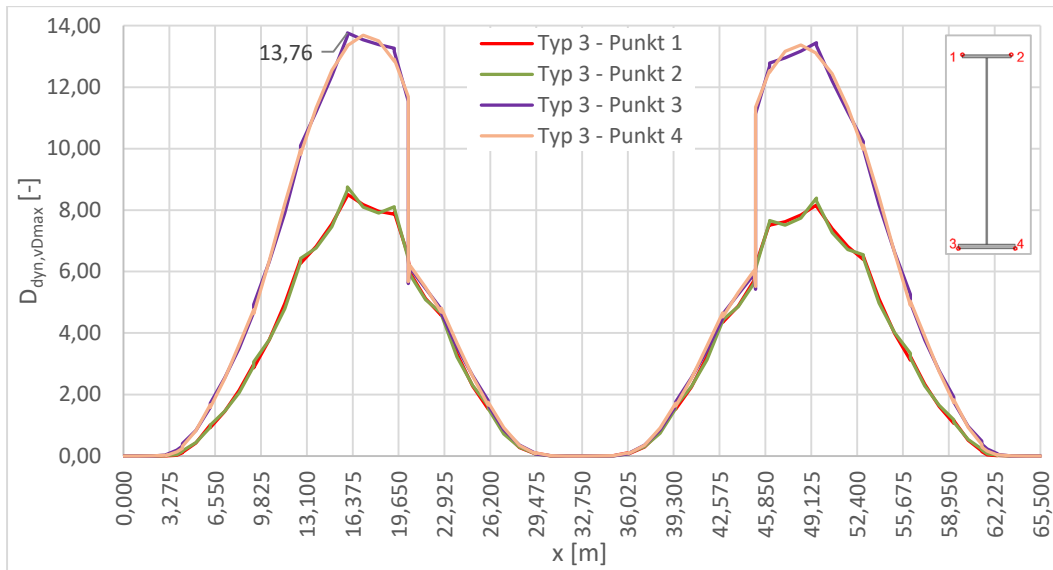


Abbildung 6.16: Schädigung $D_{\text{dyn}, vD_{\text{max}}}$ aufgrund Typ 3 zufolge $\Delta\sigma_{c, \text{min}, 100 \text{ Jahre}}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am HT A

Unter den Güterzügen ruft der Zugtyp 5 (Zuganzahl nach Tabelle 2.2) die höchste Schädigung hervor. Dieser Güterzug verkehrt bei der dynamischen Berechnung lediglich mit 80 km/h, wonach gilt $v_{EC} = v_{D_{\text{max}}}$. Die Erregerfrequenz ergibt sich nach Formel (5.5) mit einer Mittelwagenlänge von 16,9m zu 1,315 Hz. Die doppelte Anregungsfrequenz ergibt 2,63 Hz, was zwischen den ersten beiden Biegeeigenfrequenzen liegt. Man könnte hier also daraus schließen, dass jede zweite Schwingung der Brücke angeregt wird und dadurch dieser Zug der maßgebendste Güterzug ist.

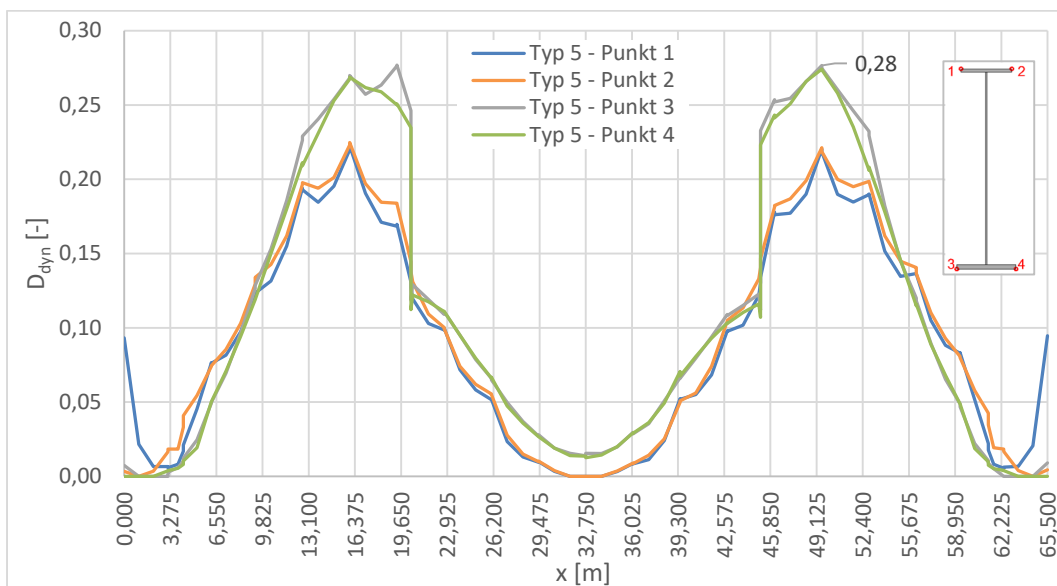


Abbildung 6.17: Schädigung D_{dyn} aufgrund Typ 5 zufolge $\Delta\sigma_{c, \text{min}, 100 \text{ Jahre}}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am HT A

In Abbildung 6.18 werden die Schädigungen zufolge des Typs 3 mit jenen des Typs 5 gegenübergestellt. Der Verlauf der Schädigung $D_{\text{dyn}, vD_{\text{max}}}$ von Typ 3 ist dabei viel stärker ausgeprägt.

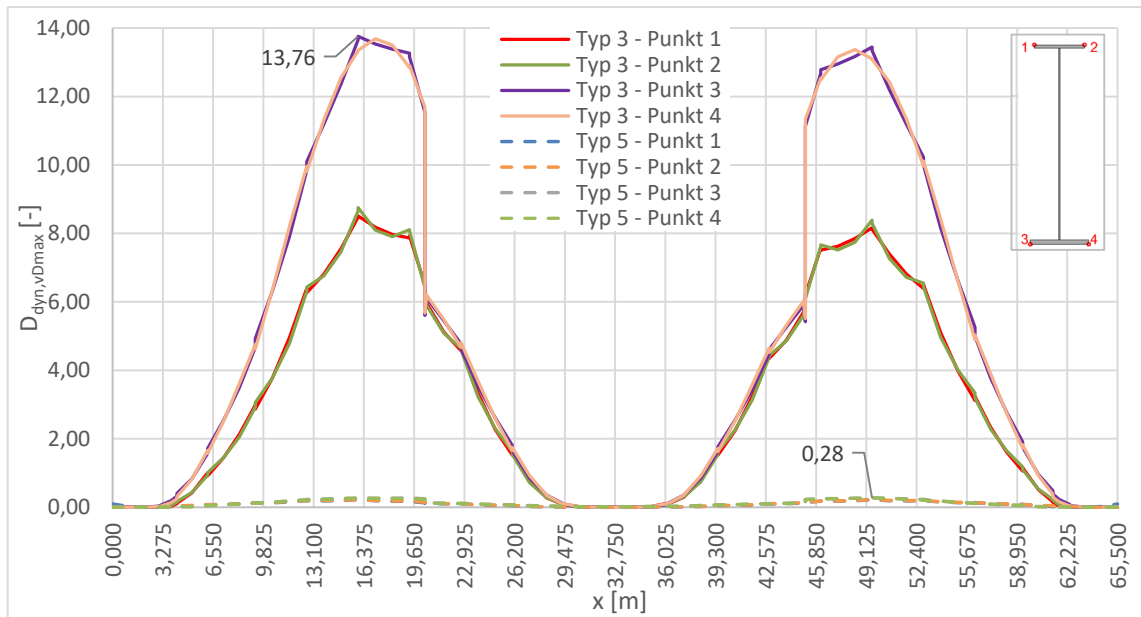


Abbildung 6.18: Vergleich der Schädigung $D_{dyn,vDmax}$ aufgrund Typ 5 und Typ 3 zufolge $\Delta\sigma_{c,min, 100\text{ Jahre}}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am HT A

- **Bogen A**

Beim Bogen A ruft bei der Option mit v_{EC} der Zugtyp 5 die höchste Schädigung hervor. Der Verlauf dazu ist in Abbildung 6.19 zu erkennen. Grund könnte hier der gleiche sein, wie er auch bei Hauptträger A bereits angeführt wurde.

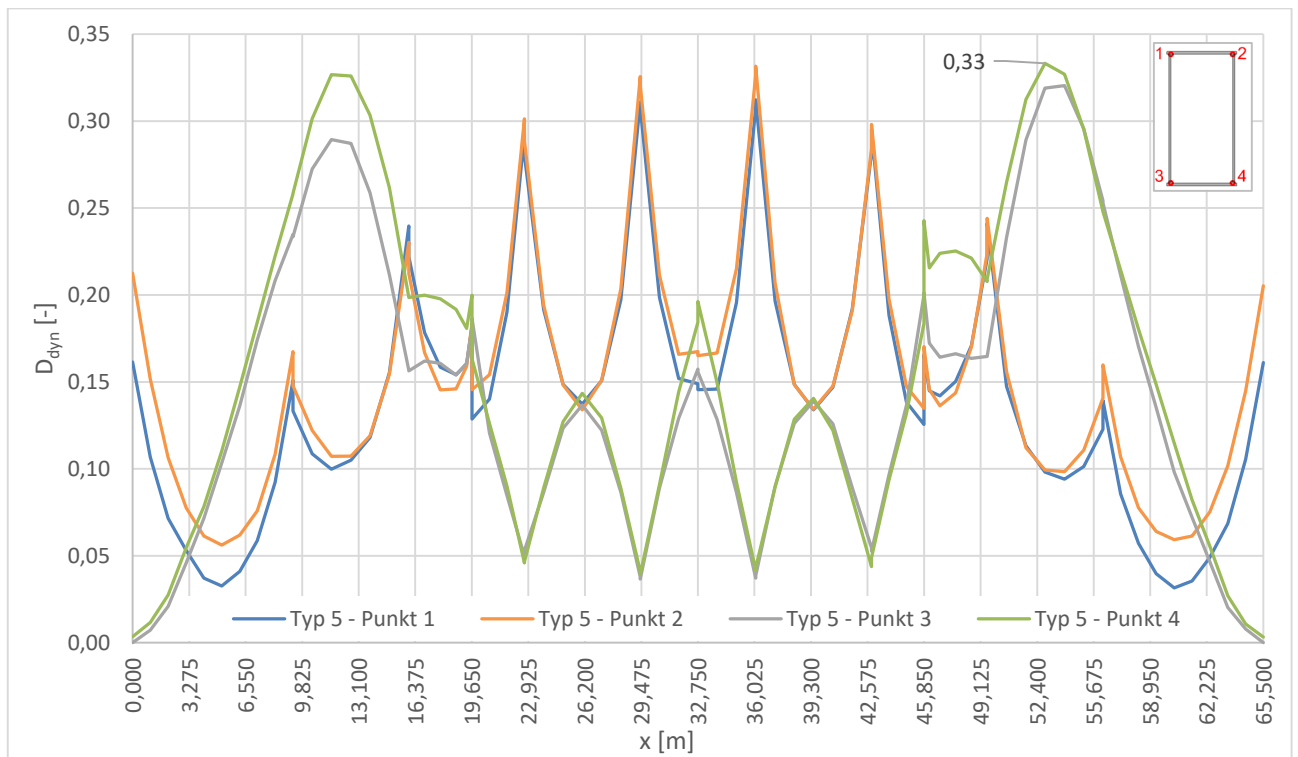


Abbildung 6.19: Schädigung D_{dyn} aufgrund Typ 5 zufolge $\Delta\sigma_{c,min, 100\text{ Jahre}}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am Bogen A

6. Schädigungsberechnung

Bei der Option der Schädigungsberechnung mit der Geschwindigkeit v_{Dmax} wird die Schädigung weitestgehend durch den Zugtyp 3 bestimmt. Der Verlauf dazu ist in Abbildung 6.20 abgebildet. Die maximale Schädigung von $D_{dyn,vDmax}=3,93$ wird auch hier bei einer Geschwindigkeit von 230 km/h verursacht. Also treten auch beim Bogen Resonanzerscheinungen auf. Zugtyp 3 ist damit auch der Personenzug, der die höchsten Schädigungen hervorruft. Der Güterzug, welcher die größte Schädigung hervorruft ist Zugtyp 5.

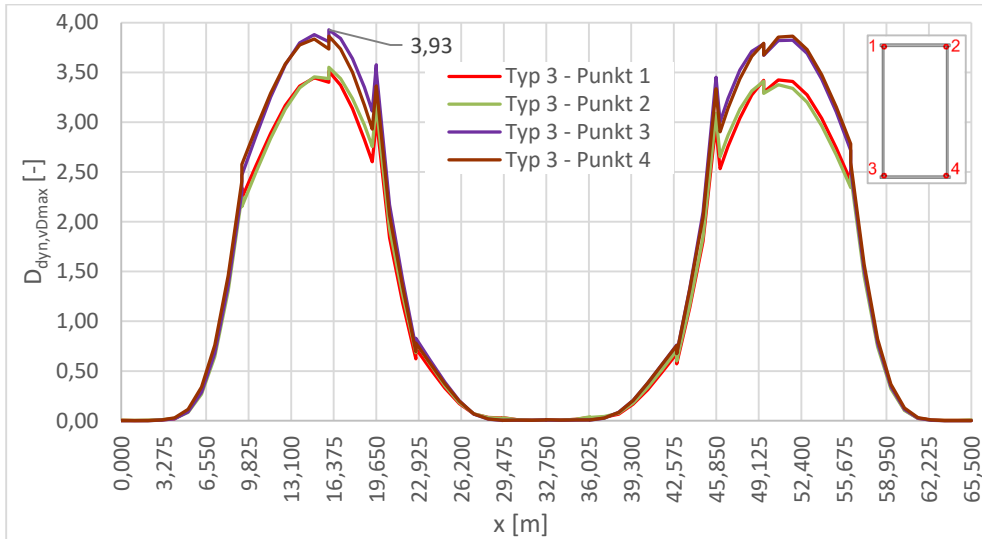


Abbildung 6.20: Schädigung $D_{dyn,vDmax}$ aufgrund Typ 3 zufolge $\Delta\sigma_{c,min, 100\text{ Jahre}}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am Bogen A

Abbildung 6.21 zeigt einen Vergleich der Schädigungen, welche durch diese beiden Zugstypen verursacht werden. Die Verläufe beziehen sich dabei auf die Option von v_{Dmax} .

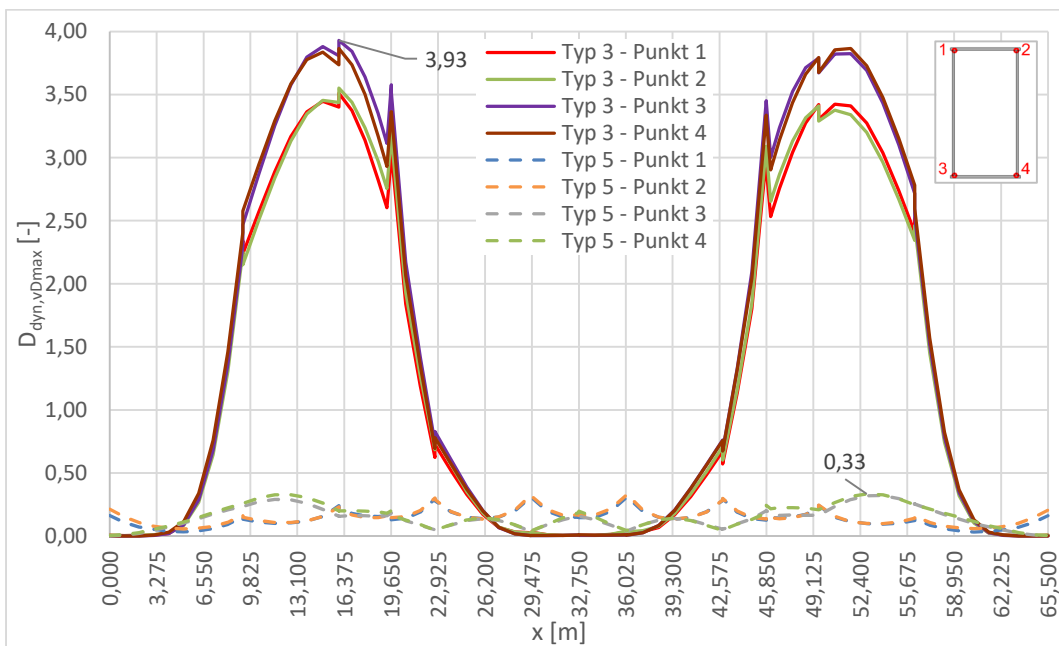


Abbildung 6.21: Vergleich der Schädigung $D_{dyn,vDmax}$ aufgrund Typ 5 und Typ 3 zufolge $\Delta\sigma_{c,min, 100\text{ Jahre}}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am HT A

Kollektivvergleich

Nachfolgend sollen beispielhaft die dynamischen Kollektive für eine Stelle am Hauptträger gezeigt werden und wie sich dazu im Vergleich die schädigungsäquivalenten Einstufenkollektive ergeben.

In Abbildung 6.22 sind die Gesamtkollektive, welche sich aus der dynamischen Berechnung an der Stelle $x = 16 \text{ m}$ für Punkt 3 am HT A ergeben, dargestellt. Zum einen ist es das Kollektiv zufolge v_{EC} , und zum anderen ist es das Kollektiv zufolge v_{Dmax} , welches sich aus der Auswertung an der Wöhlerlinie mit dem Bezugswert $\Delta\sigma_{c,min,100 \text{ Jahre}}$ ergibt.

Neben diesen beiden Kollektiven wird auch das Einstufenkollektiv „ $\Delta\sigma_{E,2,v_{EC}}$ zuf. $\Delta\sigma_{c,min,100 \text{ Jahre}}$ “ abgebildet, welches dieselbe Schädigung wie das Spannungskollektiv zufolge v_{EC} bei Auswertung an der Wöhlerlinie mit dem Bezugswert $\Delta\sigma_{c,min,100 \text{ Jahre}}$ hervorruft. Auch das Einstufenkollektiv „ $\Delta\sigma_{E,2,v_{Dmax}}$ zuf. $\Delta\sigma_{c,min,100 \text{ Jahre}}$ “ resultierend aus dem Kollektiv zufolge v_{Dmax} , welches an der Wöhlerlinie mit dem Bezugswert $\Delta\sigma_{c,min,100 \text{ Jahre}}$ ausgewertet wird, ist zu sehen. Die schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten bei $2 \cdot 10^6$ Spannungsspielen sind Tabelle 6.3 zu entnehmen.

Erkennbar ist, dass die beiden schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten höher als der Wert $\Delta\sigma_{c,min,100 \text{ Jahre}}$ liegen und somit eine höhere Ermüdungsbeanspruchung als aufgrund der statischen Berechnung resultiert.

An der Wöhlerlinie werden der Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{c,min,100 \text{ Jahre}}$ bei $2 \cdot 10^6$ Spannungsspielen, sowie die Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_{D,min,100 \text{ Jahre}}$ bei $5 \cdot 10^6$ Spannungsspielen und der Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{L,min,100 \text{ Jahre}}$ bei 10^8 Spannungsspielen angegeben.

Tabelle 6.3: schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten „ $\Delta\sigma_{E,2,v_{EC}}$ zuf. $\Delta\sigma_{c,min,100 \text{ Jahre}}$ “ und „ $\Delta\sigma_{E,2,v_{Dmax}}$ zuf. $\Delta\sigma_{c,min,100 \text{ Jahre}}$ “ für HT A an der Stelle $x=16\text{m}$, Punkt 3

$\Delta\sigma_{E,2,v_{EC}}$ zuf. $\Delta\sigma_{c,min,100 \text{ Jahre}}$	6,78	[kN/cm ²]
$\Delta\sigma_{E,2,v_{Dmax}}$ zuf. $\Delta\sigma_{c,min,100 \text{ Jahre}}$	16,53	[kN/cm ²]

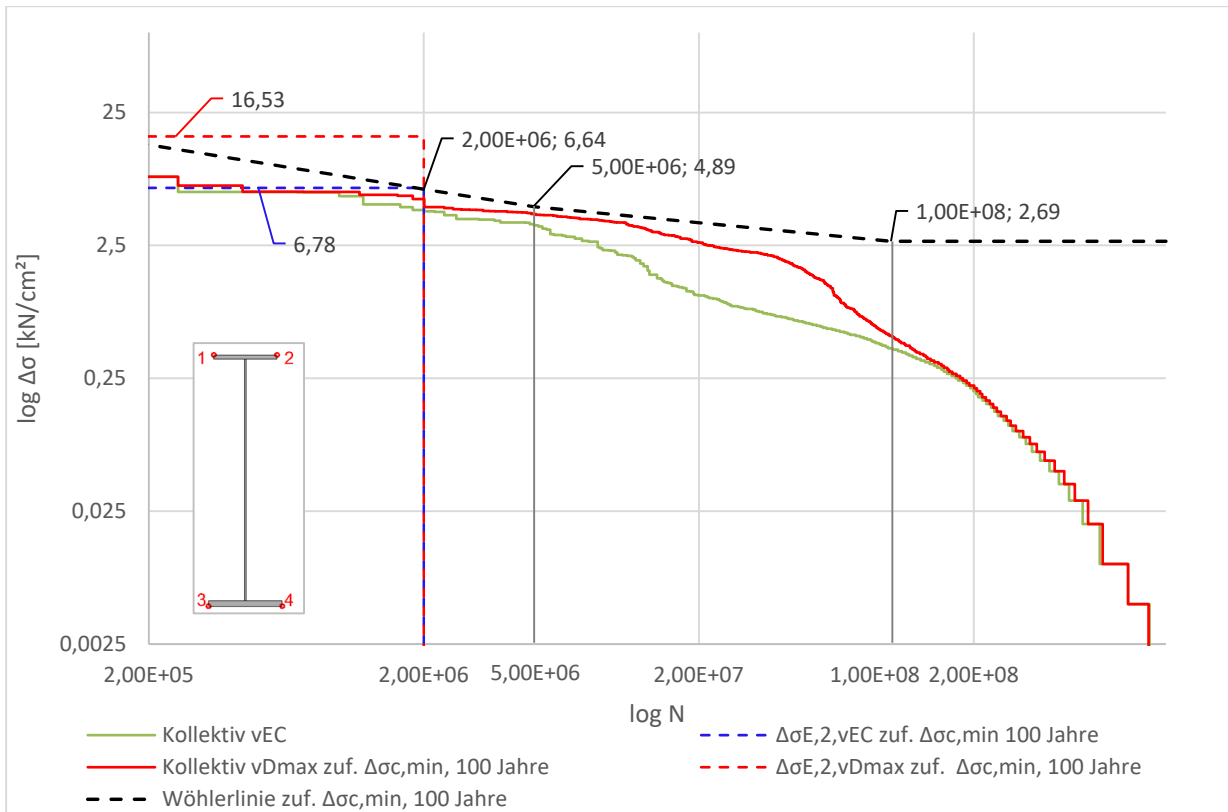


Abbildung 6.22: dynamische Kollektive und Wöhlerlinie $\Delta\sigma_{c,min, 100\text{ Jahre}}$ an der Stelle $x=16\text{ m}$, Punkt 3 am HT A für 100 Jahre Lebensdauer

6.2.1.3. Gegenüberstellung der Schädigungen zufolge statischer und dynamischer Berechnung – D_{dyn}/D_{stat}

In diesem Abschnitt werden nun die ermittelten Schädigungen zufolge der dynamischen Berechnung D_{dyn} jenen zufolge der statischen Berechnung D_{stat} gegenübergestellt. Dabei bedient man sich dem Verhältnis von D_{dyn}/D_{stat} .

Angemerkt sei, dass Stellen in den Verläufen, die plötzlich auf Null abfallen, weitestgehend jene Stellen darstellen, an denen die statische Schädigung Null beträgt und somit eine Division durch Null vorliegt. An diesen Stellen liegen also keine Werte für das Verhältnis D_{dyn}/D_{stat} vor. Tatsächliche Nullwerte von D_{dyn}/D_{stat} , die daraus resultieren, dass die dynamische Schädigung Null beträgt, treten beim Hauptträger nur sehr selten auf, beim Bogen gar nicht.

Abbildung 6.23 und Abbildung 6.24 stellen den Verlauf dieses Verhältnisses entlang des Hauptträgers in Achse A dar. Abbildung 6.23 stellt dabei das Verhältnis zufolge der dynamischen Schädigung zufolge v_{EC} dar. Abbildung 6.24 stellt den Verlauf des Verhältnisses mit der dynamischen Schädigung zufolge v_{Dmax} dar.

Der Verlauf des Verhältnisses $D_{\text{dyn},v_{\text{EC}}}/D_{\text{stat}}$ weist für die Geschwindigkeit v_{EC} Werte rund um ein Verhältnis von 1,0 auf. In den Viertelpunkten liegen Werte größer als 1,0 vor. Damit ist also die Schädigung zufolge der dynamischen Berechnung größer, als jene zufolge der statischen. Das Maximum liegt an der Stelle $x=20,35\text{m}$ im Punkt 4 und beträgt 1,33. In der Mitte des Hauptträgers fallen die Werte von $D_{\text{dyn},v_{\text{EC}}}/D_{\text{stat}}$ ab, teils unter 1,0. Hier liegen also geringere Schädigungen aufgrund der dynamischen Berechnung vor, als aufgrund der statischen. Dies ist dadurch erklärbar, dass unterschiedliche dynamische Faktoren vorliegen, die bei statischer Berechnung höher sind (Wert φ_{gesamt} gegenüber φ_{dyn}). Bei Punkt 1 sind in diesen Bereichen Werte die auf Null abfallen vorhanden. An solcher Stelle liegt eine Division durch Null vor, aufgrund dessen, dass D_{stat} hier Null beträgt.

Bei $x=31,633\text{m}$ und $x=32,75\text{m}$ im Punkt 1 und $x=62,4\text{m}$ im Punkt 3 liegen die einzigen Nullwerte des Verhältnisses $D_{\text{dyn},v_{\text{EC}}}/D_{\text{stat}}$ vor, die tatsächlich daraus resultieren, dass $D_{\text{dyn},v_{\text{EC}}}$ Null beträgt. Die restlichen Nullwerte des Diagrammes, entstehen durch die Division durch Null aufgrund dessen die Schädigung D_{stat} Null beträgt.

Betrachtet man den Verlauf des Verhältnisses von $D_{\text{dyn},v_{\text{Dmax}}}/D_{\text{stat}}$ für die Geschwindigkeit v_{Dmax} , so sind deutlich höhere Werte zu beobachten. Grund dafür ist, dass die Variante der dynamischen Schädigungsberechnung mit v_{Dmax} die größte dynamische Schädigung an jeder Stelle und jedem Punkt liefert.

An den Enden des Hauptträgers sind sehr hohe Werte für $D_{\text{dyn},v_{\text{Dmax}}}/D_{\text{stat}}$ vorhanden. An jenen Stellen sind aber die Schädigungen $D_{\text{dyn},v_{\text{Dmax}}}$ und D_{stat} sehr gering, wie es in Abbildung 6.3 und Abbildung 6.13 zu erkennen ist, wonach sich diese hohen Werte des Verhältnisses relativieren. In den Viertelpunkten liegen aber ebenfalls hohe Werte vor. An der Stelle $x=20,35\text{m}$ im Punkt 4 liegt ein Wert von $D_{\text{dyn},v_{\text{Dmax}}}/D_{\text{stat}}$ von 19,60 vor. Die Schädigungen zufolge der dynamischen Berechnung ist somit viel höher, als jene zufolge der statischen Berechnung. Diese hohen Werte können aus den Resonanzerscheinungen des Zugtyps 3 resultieren, wie es in Abschnitt 6.2.1.2 angeführt wird.

In der Mitte des Hauptträgers ist das Verhältnis $D_{\text{dyn},v_{\text{Dmax}}}/D_{\text{stat}}$ deutlich geringer. Denn hier bewegt es sich um einen Wert von 1,0. In der Mitte bei $x=32,75\text{m}$ liegt im Punkt 2 ein Wert von 1,01 vor.

An der Stelle $x=31,633\text{m}$ im Punkt 1 liegt der einzige Nullwert des Verhältnisses $D_{\text{dyn},v_{\text{Dmax}}}/D_{\text{stat}}$ vor, der daraus resultiert, dass hier die dynamische Schädigung Null beträgt.

Vergleicht man das Verhältnis zufolge v_{EC} und jenes zufolge v_{Dmax} , so ist klar festzustellen, dass jene Option zufolge v_{Dmax} das deutlich höhere Verhältnis liefert. Dennoch ist bei beiden Varianten klar zu erkennen, dass die dynamische Berechnung teils sehr viel größere Schädigungen hervorruft als die statische.

6. Schädigungsberechnung

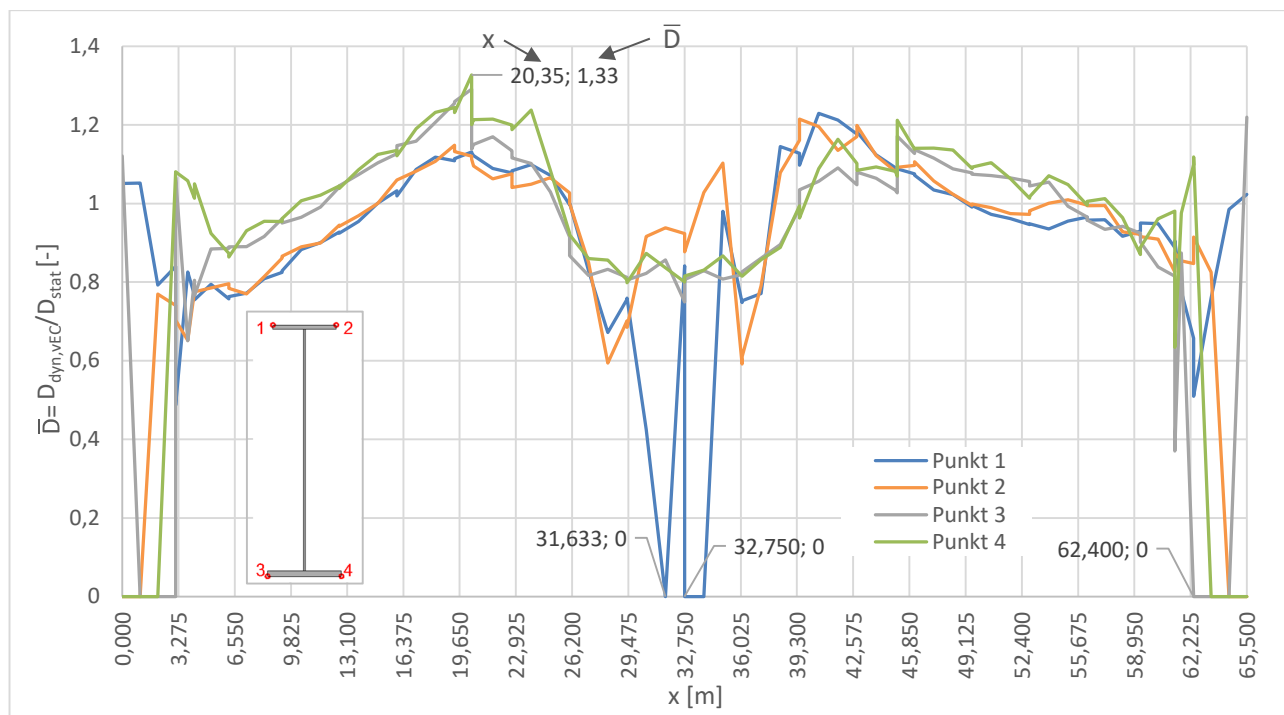


Abbildung 6.23: $\bar{D} = D_{\text{dyn,VEC}}/D_{\text{stat}}$ zufolge $\Delta\sigma_{c,\text{min},100\text{ Jahre}}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am HT A

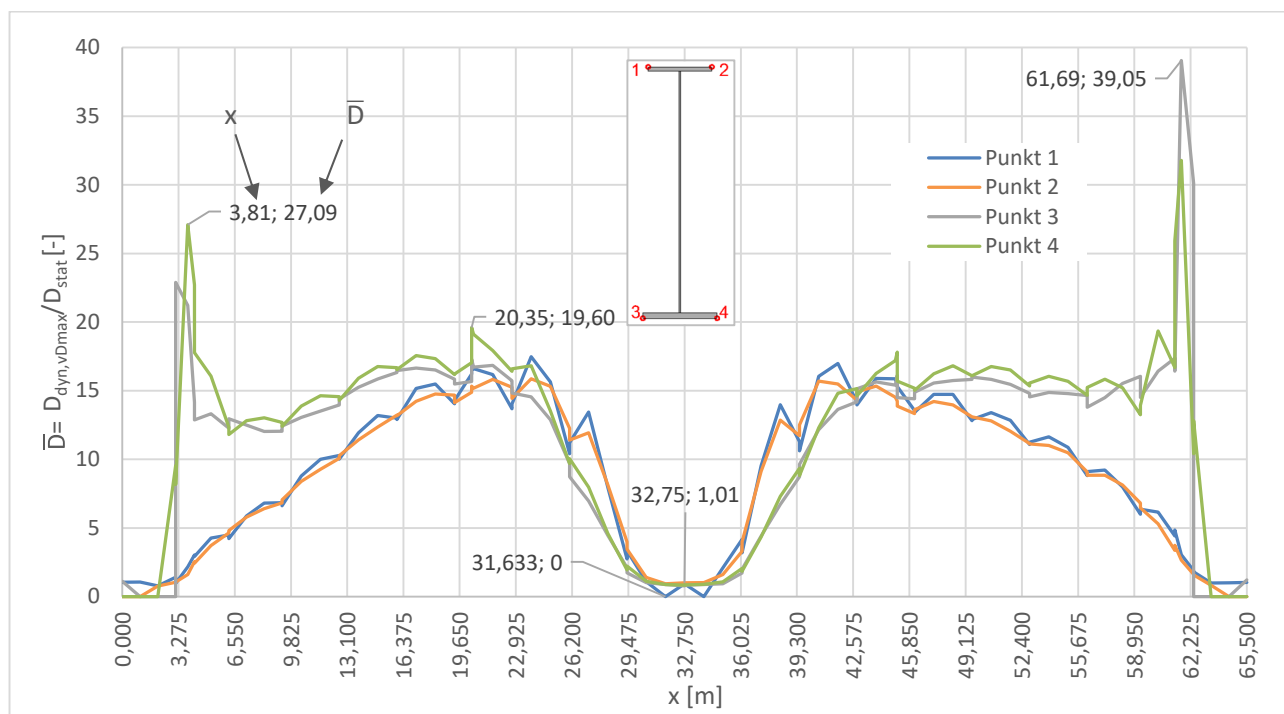


Abbildung 6.24: $\bar{D} = D_{\text{dyn,vDmax}}/D_{\text{stat}}$ zufolge $\Delta\sigma_{c,\text{min},100\text{ Jahre}}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am HT A

In Abbildung 6.25 und Abbildung 6.26 sind die Verläufe des Verhältnisses $D_{\text{dyn}}/D_{\text{stat}}$ für den Bogen in Achse A dargestellt. Abbildung 6.25 stellt den Verlauf zufolge der Option v_{EC} dar. Abbildung 6.26 bildet den Verlauf zufolge der Option v_{Dmax} ab.

Der Verlauf von $D_{\text{dyn},v_{\text{EC}}}/D_{\text{stat}}$ beläuft sich bei Zugsgeschwindigkeiten v_{EC} zum Großteil in einem Bereich von 1,0. Am Anfang und am Ende des Bogens treten die Maximalwerte des Verlaufs auf. Allerdings ist in jenen Bereichen die Schädigung zufolge der statischen und auch der dynamischen Berechnung sehr gering, wonach sich diese Maxima relativieren. Weitere Ausschläge sind an den Stellen $x=19,663\text{m}$, $x=45,837\text{m}$ und $x=32,75\text{m}$ vorhanden. An den Stellen $x=19,663\text{m}$ und $45,837\text{m}$ schließen die Bogenquerriegel an.

Betrachtet man den gesamten Verlauf, so erkennt man gut, dass das Verhältnis $D_{\text{dyn},v_{\text{EC}}}/D_{\text{stat}}$ über den gesamten Bogen durchwegs über 1,0 liegt und somit die dynamische Berechnung höhere Schädigungen hervorruft.

Der Verlauf von $D_{\text{dyn},v_{\text{Dmax}}}/D_{\text{stat}}$ weist im Vergleich zur Option mit v_{EC} deutlich höhere Werte auf, da hier die maximalen dynamischen Schädigungen an jeder Stelle und jedem Punkt berechnet wurden. Vor allem in den Viertelpunkten sind sehr hohe Verhältnisse vorhanden. Dafür ist vermutlich die Resonanzerscheinung des Zugtyps 3 verantwortlich. Das Maximum von $D_{\text{dyn},v_{\text{Dmax}}}/D_{\text{stat}}=13,18$ tritt an der Stelle $x=19,663$ im Punkt 1 auf. An dieser Stelle, in diesem Punkt schließt der Bogenquerriegel am Obergurt des Bogens an. In Bogenmitte fällt der Verlauf von $D_{\text{dyn},v_{\text{Dmax}}}/D_{\text{stat}}$ ab und weist Werte etwas größer als 1,0 auf. Dennoch liegen die Schädigungen zufolge der dynamischen Berechnung über jenen der statischen.

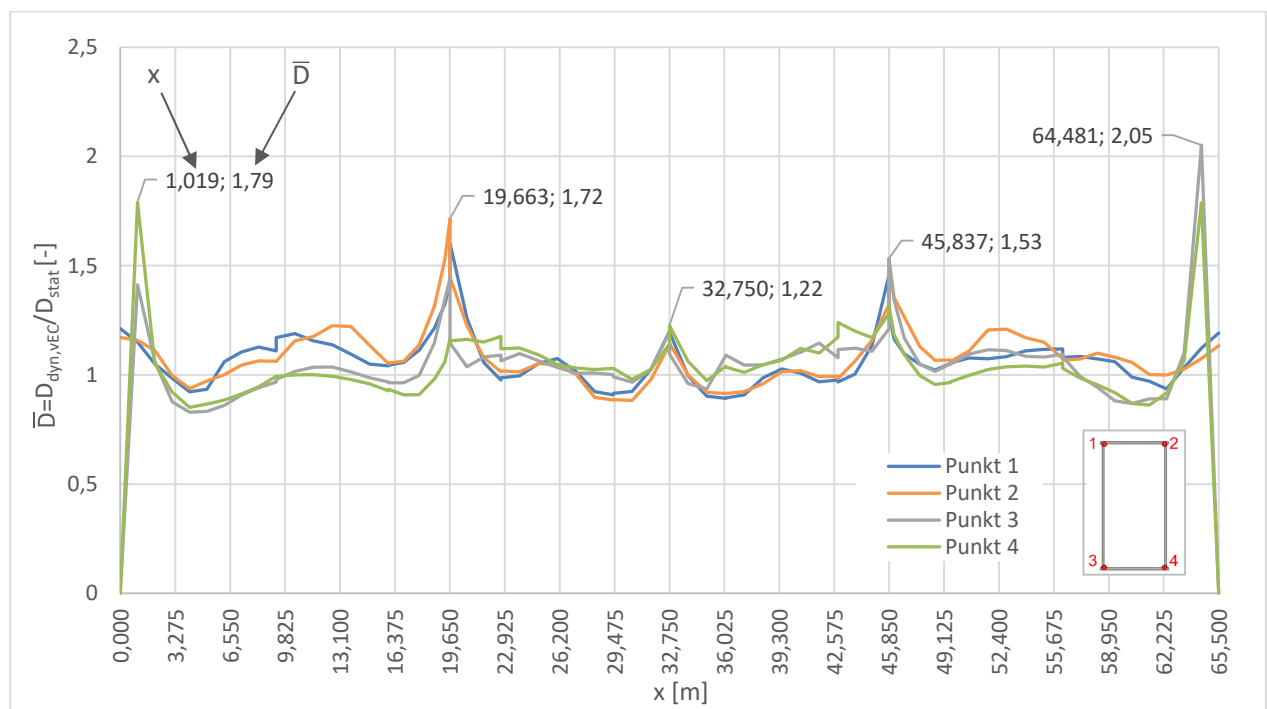


Abbildung 6.25: $\bar{D}=D_{\text{dyn},v_{\text{EC}}}/D_{\text{stat}}$ zufolge $\Delta\sigma_{\text{C},\text{min},100\text{ Jahre}}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am Bogen A

6. Schädigungsberechnung

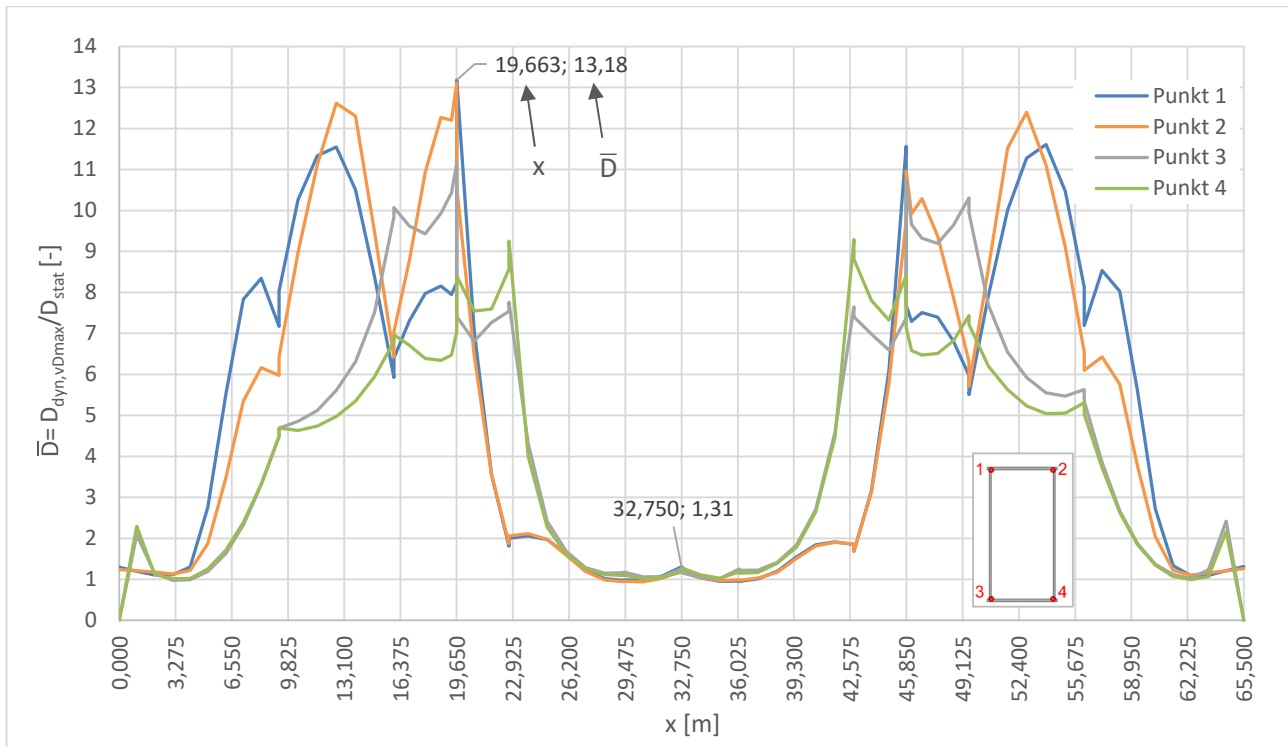


Abbildung 6.26: $\bar{D} = D_{\text{dyn,vDmax}} / D_{\text{stat}}$ zufolge $\Delta\sigma_{c,\text{min}, 100 \text{ Jahre}}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am Bogen A

Kollektivvergleich

Nachfolgend soll beispielhaft ein Vergleich der Kollektive zufolge statischer und dynamischer Berechnung für eine Stelle am Hauptträger gezeigt werden.

In Abbildung 6.27 sind die Gesamtkollektive der statischen und dynamischen Berechnung an der Stelle $x=16\text{m}$ im Punkt 3 am HT A gegenübergestellt. Gut zu erkennen ist, dass beim Kollektiv zufolge der statischen Berechnung deutlich weniger Spannungsspiele auftreten, als bei der dynamischen. Die jeweils zugehörigen Einstufenkollektive sind ebenfalls abgebildet. Die schadensäquivalenten Spannungsschwingbreiten bei zwei Millionen Spannungsspielen sind Tabelle 6.4 zu entnehmen.

Obwohl $\Delta\sigma_{E,2,LM71}$ größer ist als „ $\Delta\sigma_{E,2,\text{stat}}$ zuf. $\Delta\sigma_{c,\text{min},100 \text{ Jahre}}$ “, kann es die schadigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten zufolge der dynamischen Berechnung nicht abdecken.

Tabelle 6.4: schadigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten „ $\Delta\sigma_{E,2,\text{VEC}}$ zuf. $\Delta\sigma_{c,\text{min}, 100 \text{ Jahre}}$ “, „ $\Delta\sigma_{E,2,\text{vDmax}}$ zuf. $\Delta\sigma_{c,\text{min}, 100 \text{ Jahre}}$ “, „ $\Delta\sigma_{E,2,\text{stat}}$ zuf. $\Delta\sigma_{c,\text{min}, 100 \text{ Jahre}}$ “ und $\Delta\sigma_{E,2,LM71}$ für HT A an der Stelle $x=16\text{m}$, Punkt 3

$\Delta\sigma_{E,2,\text{VEC}}$ zuf. $\Delta\sigma_{c,\text{min}, 100 \text{ Jahre}}$	6,78	[kN/cm ²]
$\Delta\sigma_{E,2,\text{vDmax}}$ zuf. $\Delta\sigma_{c,\text{min}, 100 \text{ Jahre}}$	16,53	[kN/cm ²]
$\Delta\sigma_{E,2,\text{stat}}$ zuf. $\Delta\sigma_{c,\text{min}, 100 \text{ Jahre}}$	6,52	[kN/cm ²]
$\Delta\sigma_{E,2,LM71}$	7,26	[kN/cm ²]

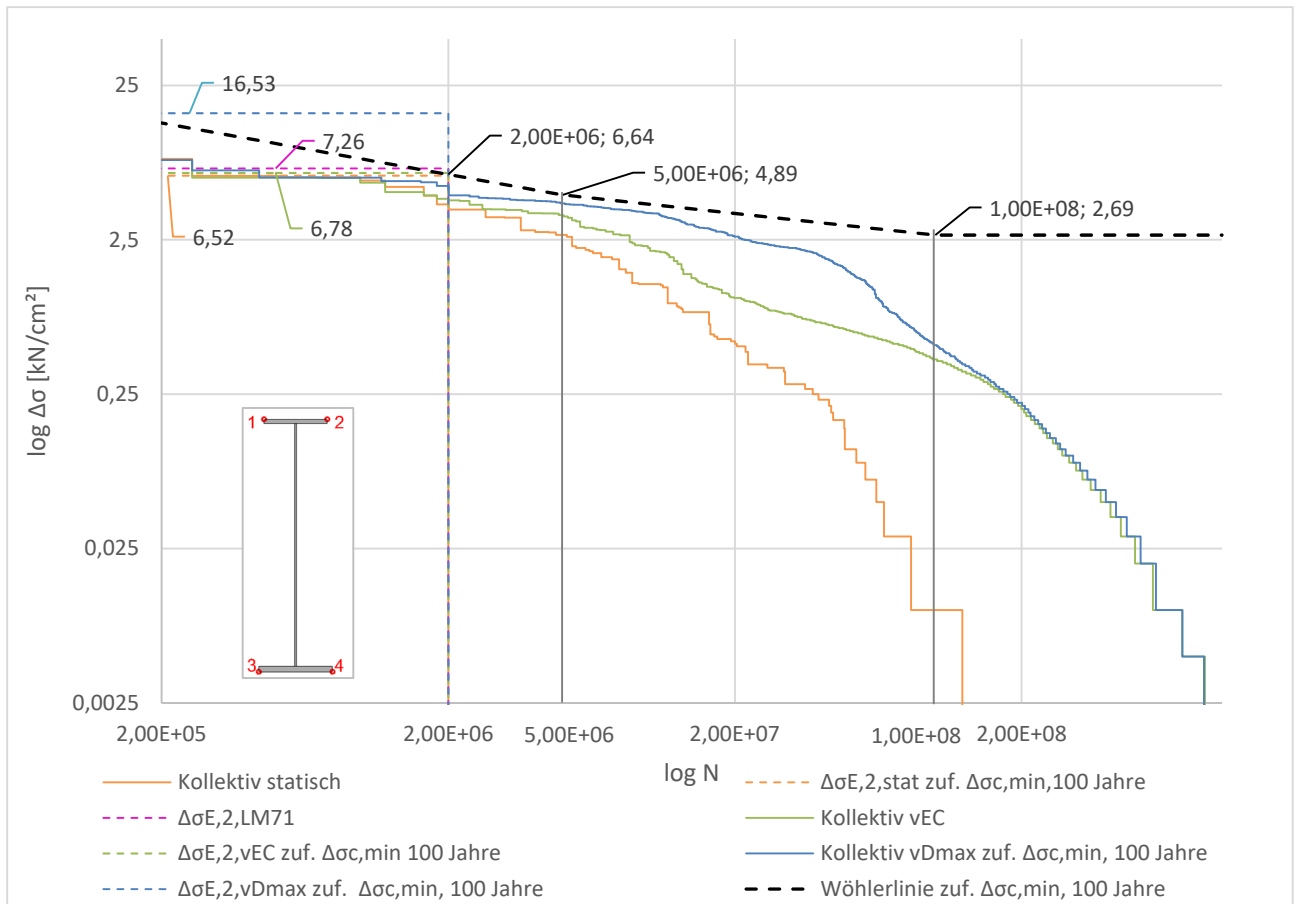


Abbildung 6.27: statische und dynamische Kollektive und Wöhlerlinie $\Delta\sigma_{c,min,100\text{ Jahre}}$ an der Stelle $x=16\text{ m}$, Punkt 3 am HT A für 100 Jahre Lebensdauer

6.3. Variante II – $\Delta\sigma_c$ zufolge ÖNORM EN 1993-1-9

Bei dieser Variante der Ergebnisauswertung wird für jeden untersuchten Knoten an den Hauptträgern und Bögen ein passender Kerbfall aus den Konstruktionsdetails der ÖNORM EN 1993-1-9 [14] ausgewählt, welcher die Wöhlerlinie für die Ermittlung der Schädigung festlegt. Dies stellt die zutreffende Beurteilung für das Bestandstragwerk dar.

6.3.1. Kerbfälle zufolge ÖNORM EN 1993-1-9

Für alle definierten Knoten im Hauptträger und Bogen werden Kerbfälle aus dem Katalog von Konstruktionsdetails der ÖNORM EN 1993-1-9 [14] ausgewählt. Diese werden nachfolgend angeführt.

Wie bereits in Abschnitt „3.3 – Spannungsberechnung aus Betriebszugsüberfahrt“ angeführt, wird an vier Punkten an jedem Querschnitt die Spannung ermittelt. Diese Punkte wurden an für die Auswahl des Kerbfalls wichtigen Punkten angeordnet.

6.3.1.1. Teilsicherheitsbeiwert γ_{Mf}

Wie bereits in Kapitel „2 – Grundlagen der Ermüdung“ erwähnt, muss die Wöhlerlinie und damit der Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_{Mf} reduziert werden. Das erfolgt durch $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$. [14]

Der Teilsicherheitsbeiwert γ_{Mf} ist abhängig von der Schadensfolge und dem zugrunde gelegten Bemessungskonzept und wird Tabelle 3.1 der ÖNORM EN 1993-1-9 [14] entnommen. Das Bemessungskonzept wurde mit jenem der Schadenstoleranz angenommen. Die ÖNORM B 1993-2 [15] gibt bei diesem Bemessungskonzept für erreichbare und kontrollierbare Bauteile einen γ_{Mf} -Wert von 1,15 an. Auch bei unerreichbaren Bauteilen kann laut [15] für γ_{Mf} ein Wert von 1,15 angesetzt werden, wenn an der kontrollierbaren Oberfläche ein Riss vor einem Versagen erkenntlich wird. Der Beiwert γ_{Mf} wird in weiterer Folge mit 1,15 festgesetzt.

Tabelle 6.5: Teilsicherheitsbeiwert γ_{Mf} [14]

Bemessungskonzept	Schadensfolgen	
	niedrig	hoch
Schadenstoleranz	1,00	1,15
Sicherheit gegen Ermüdungsversagen ohne Vorankündigung	1,15	1,35

6.3.1.2. Ermüdungsfestigkeiten am Hauptträger

Im Allgemeinen wurden die Kerbfälle der Hauptträger in den Achsen A und B so gewählt, wie sie in Abbildung 6.28 angeführt sind. Dabei ergibt sich am Obergurt an den Punkten 1 und 2 der Kerbfall 80, somit liegt hier der Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit bei $\Delta\sigma_c$ von 80 N/mm². Dies ergibt sich

aus Tabelle 8.4 der ÖNORM EN 1993-1-9 [14] für das Konstruktionsdetail mit der Nummer 3 für ein angeschweißtes und ausgerundetes Blech [14]. Dieses Detail repräsentiert in diesem Fall den Hängeranschluss am Obergurt. Dieser schließt zwar in der Mitte des Obergurtes an, dennoch werden die Spannungspunkte 1 und 2 an den Eckpunkten des Obergurtes gesetzt, um so auf der konservativen Seite liegend höhere Spannungen aufgrund eines größeren y -Abstandes zu bekommen. Auch für den Fall, dass Quersteifen angeordnet werden, entspricht das dem Kerbfall 80 gemäß dem Konstruktionsdetail 7 aus Tabelle 8.4 von [14] für Steifen in geschweißten Trägern [14]. Diese Steifen würden an der Unterseite des Obergurtes anschließen. Dennoch wurde konservativ der Eckpunkt an der Oberseite des Obergurtes gewählt.

Am Untergurt ergibt sich für die Achse B in Punkt 3 bzw. für Achse A in Punkt 4 der Kerbfall 80, ebenfalls für Quersteifen (Konstruktionsdetail 7 aus Tabelle 8.4 von [14]), welche an bestimmten Stellen des Hauptträgers erforderlich sind. Die Quersteifen schließen an der Oberseite des Untergurtes an. Trotzdem werden die Spannungspunkte an den Eckpunkten an der Unterseite des Untergurtes gewählt, um auch hier konservativer zu sein.

Am Punkt 4 bei Achse B bzw. Punkt 3 in Achse A findet der Kerbfall 71 Anwendung. Dieser wird ebenfalls aus Tabelle 8.4 von [14] entnommen für das Konstruktionsdetail 4, welches ein ausgerundetes und angeschweißtes Knotenblech darstellt [14]. Dieses Detail repräsentiert für den vorliegenden Hauptträger den Anschluss der Querträger. Der Ausrundungsradius r beim Anschluss des Querträgers an den Hauptträger beträgt 150 mm. Der Wert l aus Tabelle 8.4 von [14] stellt in diesem Fall die Breite des Hauptträgeruntergurtes dar und beträgt 700 mm. Daraus ergibt sich ein Verhältnis r/l von 0,21 und in weiterer Folge der Kerbfall 71.

Diese Auswahl der Kerbfälle stimmt für die gesamte Länge der Hauptträger in den Achsen A und B überein. Auch an jenen untersuchten Knoten, an welchen eigentlich gar keine Querträger oder Hänger anschließen, wurden diese vereinfacht angenommen.

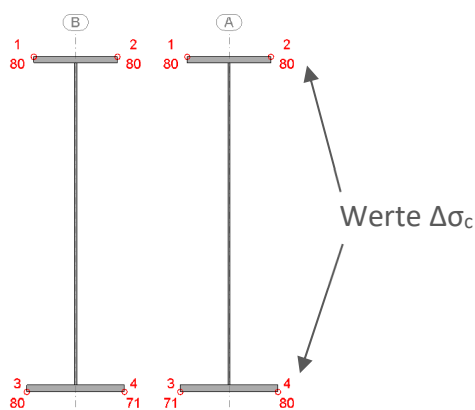


Abbildung 6.28: Kerbfälle an den jeweiligen Spannungspunkten am Hauptträger

Am Hauptträger ist im mittleren Bereich, ungefähr bei den Achsen 8 bis 14, eine Lamelle auf den Untergurt aufgeschweißt. Lediglich an jenen Stellen, wo sich das Lamellenende befindet, wird im Vergleich zum restlichen Hauptträger eine Unterscheidung der Wahl der Kerbfälle vorgenommen.

6. Schädigungsberechnung

Am Obergurt an den Punkten 1 und 2 liegen dieselben Kerbfälle vor, wie auch am restlichen Hauptträger. Am Untergurt werden die Spannungspunkte 3 und 4 an den Eckpunkten der Lamelle gesetzt, wie es in Abbildung 6.29 zu sehen ist. Der Kerbfall ergibt sich mit der Dicke der Lamelle und des Untergurts zu 45 für das Konstruktionsdetail 6 der Tabelle 8.5 aus [14]. In diesem Fall ist die Anordnung der Kerbfälle für Achse A und B ident.

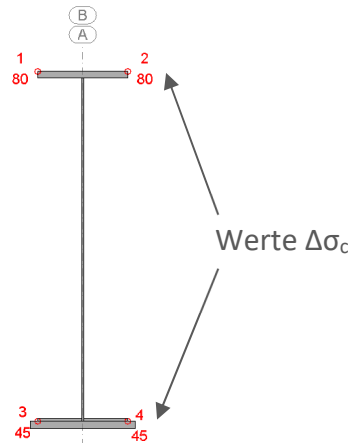


Abbildung 6.29: Kerbfälle an den jeweiligen Spannungspunkten am Lamellenende des Hauptträgers

In Tabelle 6.6 sind die Werte $\Delta\sigma_c$ und die um γ_{Mf} reduzierten Werte $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ für die Hauptträger in den Achsen A und B in den Punkten 1 bis 4 angeführt. In Tabelle 6.7 werden die Werte $\Delta\sigma_c$ und $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ für das Lamellenende des Hauptträgers angegeben.

Tabelle 6.6: Bezugswerte der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ für den Hauptträger

	Achse B		Achse A	
	$\Delta\sigma_c$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_c$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ [N/mm ²]
Punkt 1	80	69.6	80	69.6
Punkt 2	80	69.6	80	69.6
Punkt 3	80	69.6	71	61.7
Punkt 4	71	61.7	80	69.6

Tabelle 6.7: Bezugswerte der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ für das Lamellenende des Hauptträgers

	Achse B		Achse A	
	$\Delta\sigma_c$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_c$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ [N/mm ²]
Punkt 1	80	69.6	80	69.6
Punkt 2	80	69.6	80	69.6
Punkt 3	45	39.1	45	39.1
Punkt 4	45	39.1	45	39.1

In Abbildung 6.30 werden die Bezugswerte der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$, reduziert um den Teilsicherheitsbeiwert γ_{Mf} , entlang des Hauptträgers in Achse A angegeben. Aufgrund der

Symmetrie der Ergebnisse, siehe Abschnitt 3.4, gelten die getätigten Aussagen auch für den Hauptträger in Achse B.

Hier ist sehr gut zu erkennen, an welchen Stellen sich die Lamellenenden befinden, denn dort springt $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ bei den Punkten 3 und 4 auf knapp unter 4 kN/cm^2 ab. An Punkt 3 von HT A schließen die Querträger an, dadurch liegen die Werte $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ dieser Punkte im Diagramm deutlich tiefer als bei den anderen Punkten.

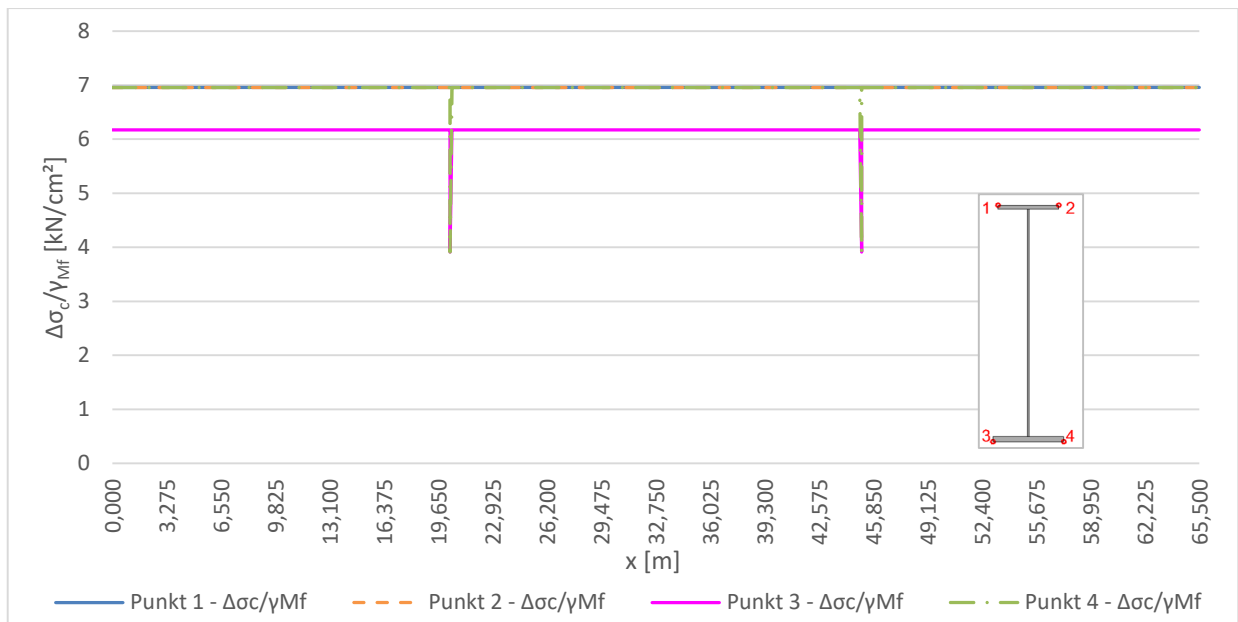


Abbildung 6.30: $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ entlang HT A für die Punkte 1 bis 4

6.3.1.3. Ermüdungsfestigkeiten an den Bögen

Bei den Bögen werden im Allgemeinen die in Abbildung 6.31 angeführten Kerbfälle für die Punkte 1 bis 4 am Querschnitt gewählt. Der Kerbfall resultiert für alle vier Punkte aus dem Konstruktionsdetail 8 der Tabelle 8.4 aus [14], welches ein Querschott in Kastenquerschnitten darstellt [14]. Mit seinen geometrischen Abmessungen ergibt sich der Kerbfall zu 80. Diese Wahl der Kerbfälle wurde für alle untersuchten Knoten am Bogen, außer jenen an denen Bogenquerriegel anschließen, gewählt.

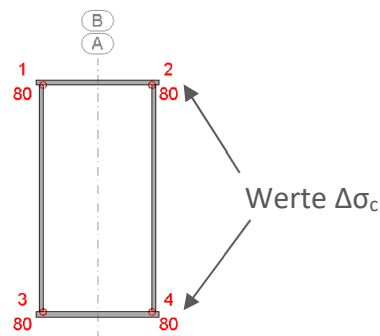


Abbildung 6.31: Kerbfälle an den jeweiligen Spannungspunkten am Bogen

6. Schädigungsberechnung

Wie bereits angesprochen, unterscheidet sich die Wahl der Kerbfälle an jenen Knoten, an denen die Bogenquerriegel anschließen vom restlichen Bogen. Bei Achse B in den Punkten 1 und 3 bzw. bei Achse A in den Punkten 2 und 4 wurde derselbe Kerbfall gewählt, wie auch am restlichen Bogen. Dieser resultiert aus dem Querschott im Bogen. Allerdings liegen die Spannungspunkte hier an den äußeren Eckpunkten des Querschnittes, um konservativer zu sein. In den Punkten 2 und 4 bei Achse B und in den Punkten 1 und 3 bei Achse A schließen die Bogenquerriegel an. Am Obergurt resultiert an Punkt 2 bzw. 1 aufgrund der Anschlussgeometrie mit einem Verhältnis von $r/l = 150/700 = 0,21$ der Kerbfall 71 aus Tabelle 8.4 von [14] für das Konstruktionsdetail 4, was für ein angeschweißtes und ausgerundetes Blech steht [14].

Am Untergurt in den Punkten 4 bei Achse B bzw. 3 bei Achse A ergibt sich der Kerbfall 50 für das Konstruktionsdetail 4 der Tabelle 8.4 von [14] mit $r/l = 85/700 = 0,12$.

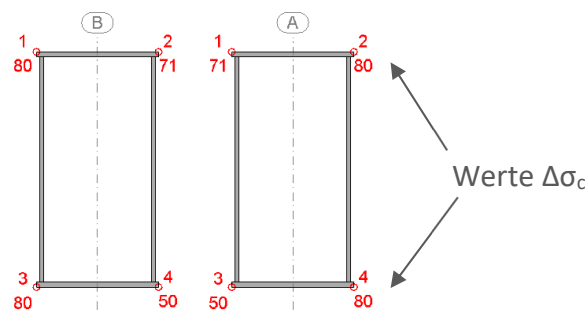


Abbildung 6.32: Kerbfälle an den jeweiligen Spannungspunkten bei Anschluss der Bogenquerriegel am Bogen

In den nachfolgenden Tabellen sind zusammengefasst die Bezugswerte der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ und $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ angeführt. Tabelle 6.8 gibt diese Werte für den gesamten Bogen, ausgenommen jene Knoten des Bogenquerriegelanschlusses an. Für den Anschluss der Bogenquerriegel gilt Tabelle 6.9.

Tabelle 6.8: Bezugswerte der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ für den Bogen

	Achse B		Achse A	
	$\Delta\sigma_c$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_c$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ [N/mm ²]
Punkt 1	80	69.6	80	69.6
Punkt 2	80	69.6	80	69.6
Punkt 3	80	69.6	80	69.6
Punkt 4	80	69.6	80	69.6

Tabelle 6.9: Bezugswerte der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ für den Bogenquerriegelanschluss am Bogen

	Achse B		Achse A	
	$\Delta\sigma_c$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_c$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ [N/mm ²]
Punkt 1	80	69.6	71	61.7
Punkt 2	71	61.7	80	69.6
Punkt 3	80	69.6	50	43.5
Punkt 4	50	43.5	80	69.6

In Abbildung 6.33 werden die Bezugswerte der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ reduziert um den Teilsicherheitsbeiwert γ_{Mf} entlang Bogens in Achse A angegeben. Aufgrund der Symmetrie der Ergebnisse, siehe Abschnitt 3.4, gelten die getätigten Aussagen auch für den Bogen in Achse B.

Hier ist sehr gut zu erkennen, an welchen Stellen die Bogenquerriegel anschließen, denn dort sinkt $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ bei den Punkten 1 und 3 beim Bogen A ab. Der restliche Verlauf ist für alle Punkte konstant.

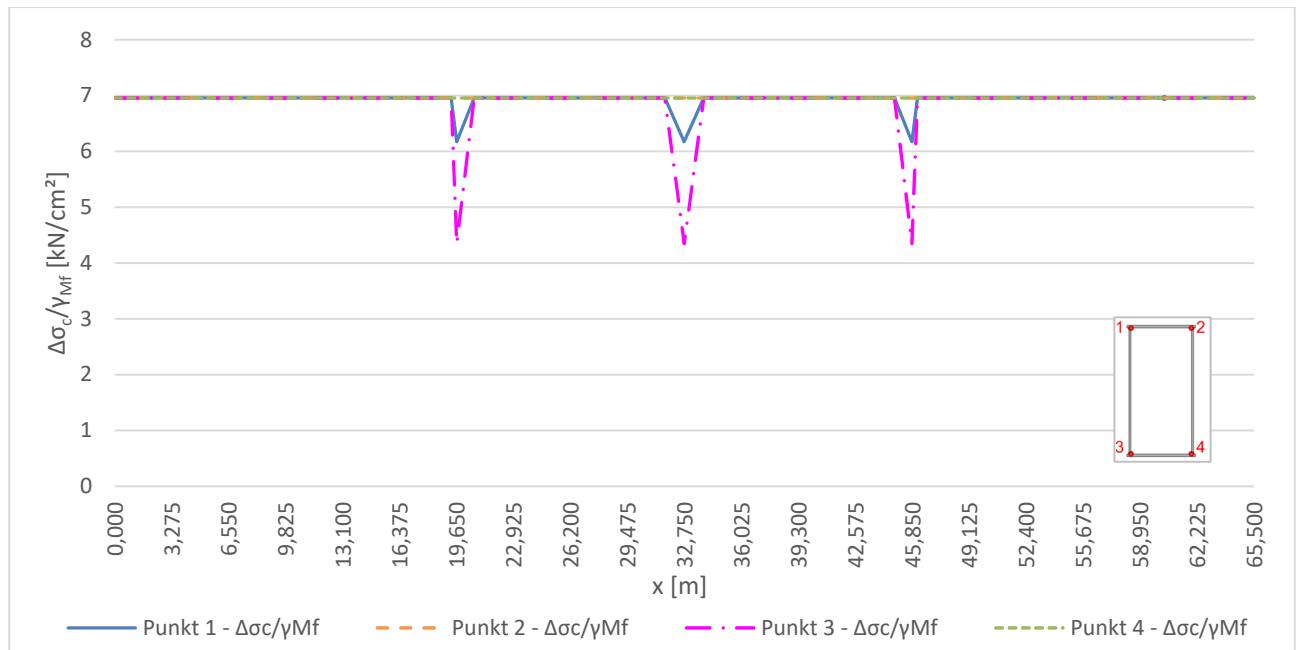


Abbildung 6.33: $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ entlang Bogen A für die Punkte 1 bis 4

6.3.2. Schädigungen zufolge $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$

Die Schädigungen D, welche in den folgenden beiden Abschnitten vorgestellt werden, wurden an den Wöhlerlinien mit einem Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit von $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ mittels der Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner ausgewertet.

Aufgrund der Symmetrie der Ergebnisse, siehe dazu Abschnitt „3.4 – Symmetrieannahmen“, werden nachfolgende Untersuchungen und die dazugehörigen Diagramme nur für den Hauptträger und den Bogen in Achse A vorgenommen. Die angeführten Feststellungen gelten aber auch für die Bauteile in Achse B.

6.3.2.1. Schädigungen zufolge statischer Berechnung – D_{stat}

In den nachfolgenden Diagrammen sind die Schädigungsverläufe D_{stat} an den Bauteilen Hauptträger und Bogen in Achse A erkenntlich.

6. Schädigungsberechnung

In Abbildung 6.34 sind die Schädigungen des Hauptträgers in Achse A abgebildet. Klar zu erkennen ist ein enormer Anstieg der Schädigung D_{stat} in den Punkten 3 und 4 an den Lamellenenden. Das Maximum liegt bei HT A an der Stelle $x=45,15\text{m}$ in Punkt 3 mit einem Wert von $D_{\text{stat}}=2,29$. Ein solch großer Wert war aufgrund des geringen Kerbfalls des Lamellenendes zu erwarten. Der Ermüdungsnachweis kann somit an dieser Stelle nicht erfüllt werden.

Im restlichen Verlauf ist in den Bereichen rund um die Viertelpunkte in allen vier Spannungspunkten die Schädigung D_{stat} ebenfalls deutlich erhöht. Das ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass in Brückenmitte die Lamelle auf den Untergurt aufgeschweißt ist, und somit dort geringere Schädigungen zu erwarten sind. Außerdem ist in den Viertelpunkten der Einfluss von M_y sehr hoch, wie es in Abschnitt 6.2.1.1 gezeigt wird. Beim HT A in Punkt 3 übersteigt die Schädigung in diesen Bereichen den Wert 1,0, wonach der Ermüdungsnachweis als nicht erfüllt angesehen werden kann. Dieser Umstand ergibt sich daraus, dass an diesem Punkt am Hauptträger der Kerbfall für den Anschluss der Querträger vorliegt. (Durch einen geringeren Kerbfall ergibt sich somit auch eine höhere Schädigung.)

Auffallend ist auch, dass die Punkte 3 und 4 höhere Werte aufweisen als die Punkte 1 und 2. Daraus lässt sich schließen, dass das Moment M_y einen großen Einfluss hat, wie es auch in Abschnitt 6.2.1.1 gezeigt wird. Die Punkte 1 und 2 weisen sehr ähnliche Verläufe auf, wonach der Einfluss von M_z sehr gering zu sein scheint.

Die Punkte 1,2 und 4 bei HT A liegen, bis auf die Lamellenenden, durchwegs unter einer Schädigung von 1,0, somit kann der Ermüdungsnachweis für diese Punkte als erfüllt angesehen werden.

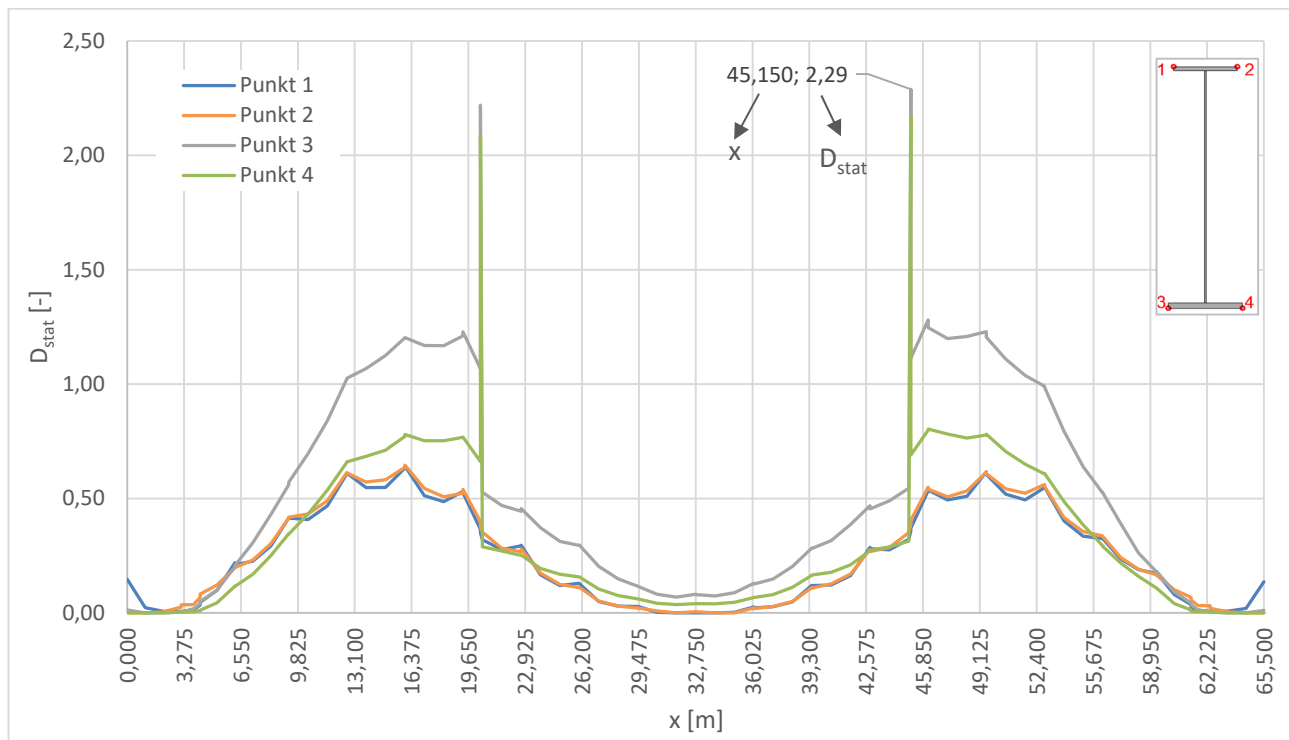


Abbildung 6.34: Schädigung D_{stat} zufolge $\Delta\sigma_c/\gamma_{\text{Mf}}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am HT A

Abbildung 6.35 zeigt den Schädigungsverlauf des Bogens in Achse A. Hier liegt in Punkt 3 beim Bogen A an der Stelle $x=45,837\text{m}$ beim Bogenquerriegelanschluss der Maximalwert von D_{stat} mit 0,59 vor. An dieser Stelle gibt es große Ausschläge im Schädigungsverlauf, aber dennoch liegt die Schädigung unter 1,0.

Interessant ist, dass der Anschluss des Bogenquerriegels am Obergurt in Punkt 1 bei Bogen A deutlich geringere Schädigungen aufweist, als am Untergurt in Punkt 3. Grund hierfür ist der deutlich geringere Kerbfall beim Anschluss an den Untergurt.

In den Verläufen sind außerdem die Anschlussstellen der Hänger sehr gut zu erkennen. Diese äußern sich in den einzelnen Punkten als Spitzen mit erhöhten Werten der Schädigung.

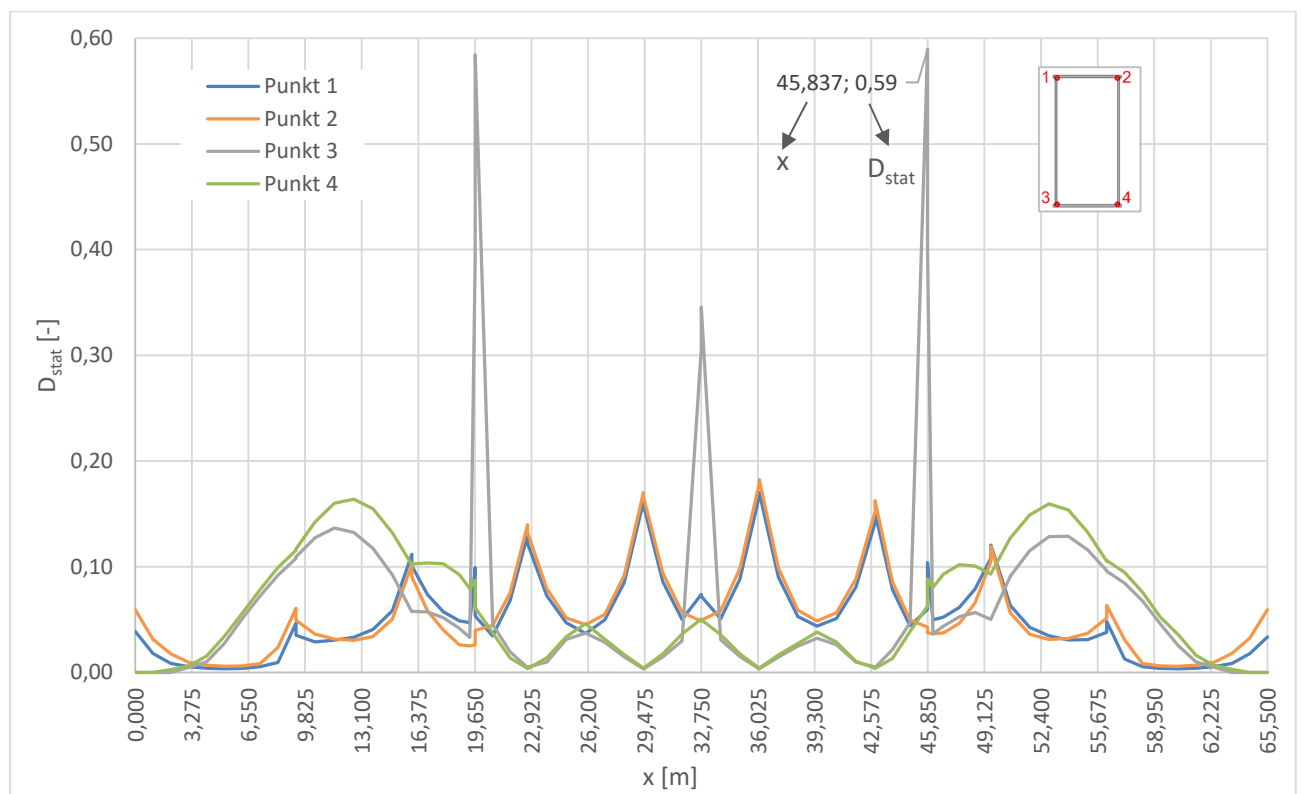


Abbildung 6.35: Schädigung D_{stat} zufolge $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am Bogen A

Kollektivvergleich

Nachfolgend soll beispielhaft der Verlauf des statischen Gesamtkollektivs für eine Stelle am Hauptträger gezeigt werden und wie sich dazu im Vergleich das schädigungsäquivalente Einstufenkollektiv ergibt.

In Abbildung 6.36 ist das Gesamtkollektiv, welches sich aus der statischen Berechnung an der Stelle $x = 16\text{ m}$ für Punkt 3 am HT A ergibt, dargestellt. Diese Stelle wurde gewählt, da es sich hierbei um den Viertelpunkt des Hauptträgers handelt und somit erhöhte Schädigungen vorliegen und der

6. Schädigungsberechnung

Ermüdungsnachweis hier nicht erfüllt werden kann. An dieser Stelle schließt zudem der Querträger an und es ist das schädigungsäquivalente Einstufenkollektiv zufolge dem LM71 miteingetragen.

Neben diesen Kollektiven wird auch das Einstufenkollektiv „ $\Delta\sigma_{E,2,stat}$ zuf. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ “ abgebildet, welches dieselbe Schädigung wie das Spannungskollektiv bei Auswertung an der Wöhlerlinie mit dem Bezugswert $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ hervorruft. Auch das Einstufenkollektiv, resultierend aus der statischen Berechnung auf Basis des Lastmodells 71 wird abgebildet. Die schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten bei 2 Millionen Spannungsspielen sind in Tabelle 6.10 angeführt.

Erkennbar ist, dass die beiden schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten höher als der Wert $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ liegen und somit der Ermüdungsnachweis nicht erfüllt ist.

An der Wöhlerlinie werden der Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ bei $2 \cdot 10^6$ Spannungsspielen, sowie die Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D/\gamma_{Mf}$ bei $5 \cdot 10^6$ Spannungsspielen und der Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_L/\gamma_{Mf}$ bei 10^8 Spannungsspielen angegeben.

Tabelle 6.10: schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten „ $\Delta\sigma_{E,2,stat}$ zuf. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ “ und $\Delta\sigma_{E,2,LM71}$ für HT A an der Stelle $x=16m$, Punkt 3

$\Delta\sigma_{E,2,stat}$ zuf. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$	6,57	[kN/cm ²]
$\Delta\sigma_{E,2,LM71}$	7,26	[kN/cm ²]

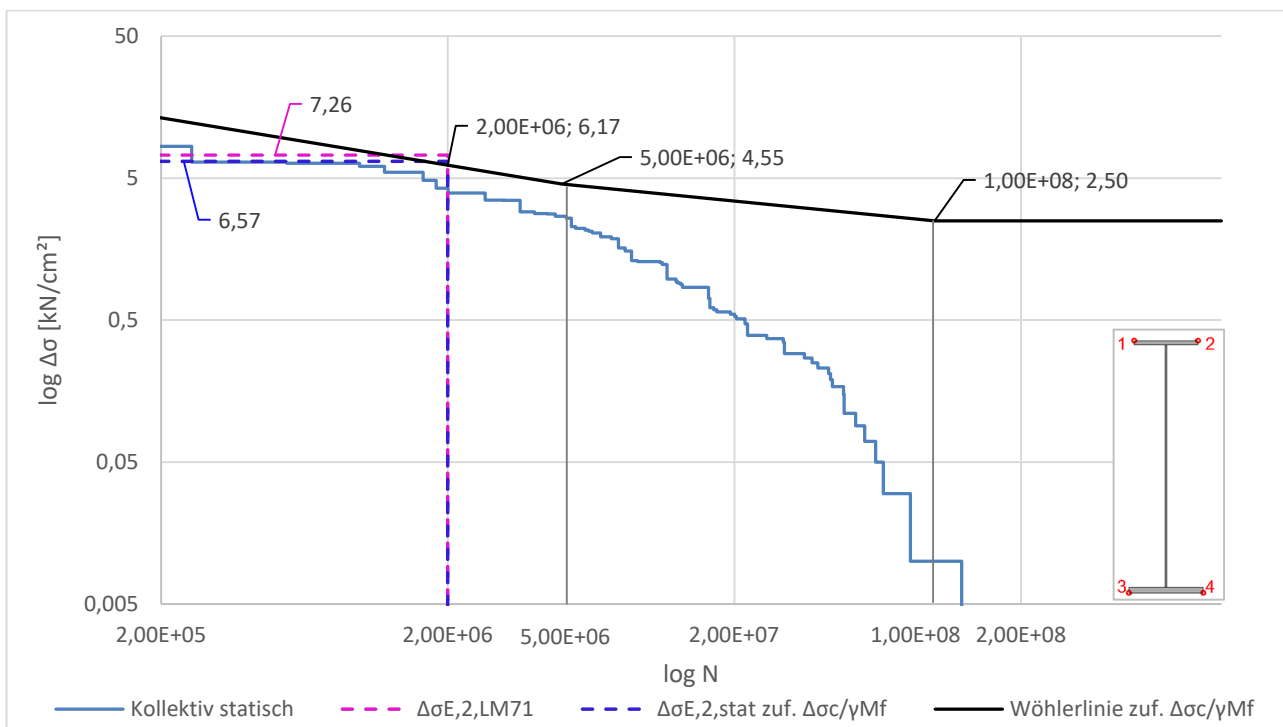


Abbildung 6.36: statische Kollektive und Wöhlerlinie $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ an der Stelle $x=16 m$, Punkt 3 am HT A für 100 Jahre Lebensdauer

6.3.2.2. Schädigungen zufolge dynamischer Berechnung – D_{dyn}

In den nachfolgenden Abbildungen sind die Schädigungsverläufe D_{dyn} resultierend aus der dynamischen Berechnung dargestellt. Beim Hauptträger und Bogen ist klar zu erkennen, dass die Schädigungen aufgrund v_{EC} deutlich geringer sind als jene zufolge v_{Dmax} . Grund hierfür ist, dass einzelne Züge mit gewissen Geschwindigkeiten Resonanzerscheinungen hervorrufen, wie die Untersuchungen in Abschnitt 6.2.1.2 zeigen. Aber auch der Einfluss vom Moment M_y in den Viertelpunkten könnte eine Rolle spielen.

Abbildung 6.37 zeigt die Schädigungsverläufe D_{dyn} für den Hauptträger in der Achse A. Beim Hauptträger liegt das Maximum auch an den Lamellenenden vor. Das Maximum von D_{dyn} beträgt bei der Option v_{EC} $D_{dyn} = 3,00$ und liegt bei HT A an der Stelle $x=20,35m$ bei Punkt 4 vor. Eine Schädigung D_{dyn} von 3,0 liegt zwar deutlich unter jener zufolge v_{Dmax} , allerdings übersteigt sie den Wert 1,0 deutlich, wonach der Ermüdungsnachweis nicht erfüllt werden kann.

Die Option v_{Dmax} liefert die größte Schädigung mit $D_{dyn}=32,60$ bei HT A an der Stelle $x=20,35m$ bei Punkt 4.

Bei beiden Optionen sind aber die Werte rund um die Viertelpunkte deutlich größer, was zum einen auf die Resonanzerscheinungen, aber auch auf den größeren Einfluss von M_y in den Viertelpunkten zurückzuführen ist. In Mitte des Hauptträgers sind die Lamellen aufgeschweißt, wonach hier geringere Schädigungen zu erwarten sind.

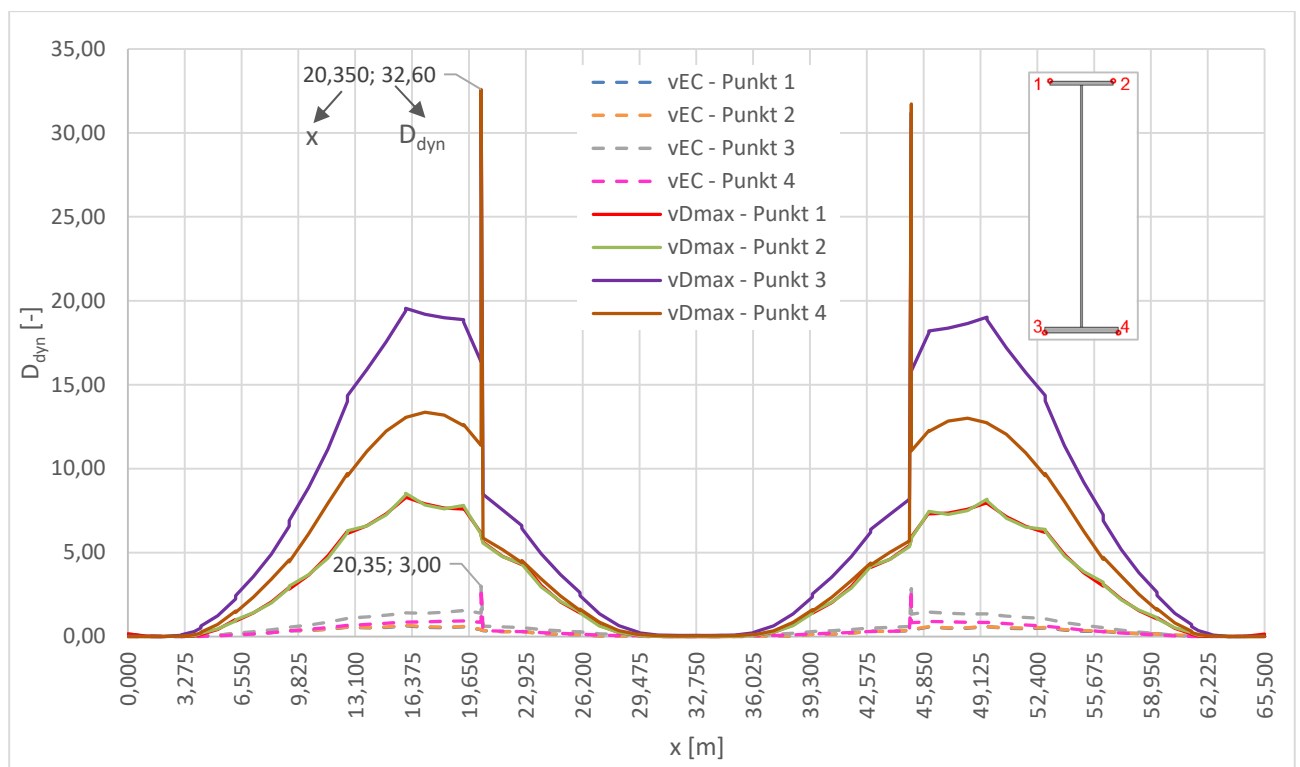


Abbildung 6.37: Schädigung D_{dyn} zufolge $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am HT A

6. Schädigungsberechnung

Abbildung 6.38 zeigt die Schädigungsverläufe D_{dyn} für den Bogen in Achse A. Beim Bogen liefern die Stellen der Bogenquerriegelanschlüsse die maximalen Schädigungen. Aber auch hier sind die Schädigungen D_{dyn} zufolge v_{EC} deutlich geringer als jene zufolge v_{Dmax} . Die größte Schädigung D_{dyn} zufolge v_{EC} liefert eine maximale Schädigung von $D_{\text{dyn}}=0,72$ an der Stelle $x=45,837\text{m}$ im Punkt 3 am Bogen A. Der gesamte Schädigungsverlauf liegt dabei unter 1,0 und somit kann der Ermüdungsnachweis für den gesamten Bogen als erfüllt angesehen werden.

Die Schädigung D_{dyn} zufolge v_{Dmax} liefert die maximale Schädigung mit einem Wert von $D_{\text{dyn}}=4,35$. Dieser Wert liegt bei Bogen A an der Stelle $x=19,663\text{m}$ im Punkt 3 vor. Hier kann der Ermüdungsnachweis also nicht erfüllt werden. Der restliche Schädigungsverlauf liegt aber durchwegs unter dem Wert 1,0.

In den Bereichen der Viertelpunkte sind auch beim Bogen die Werte von D_{dyn} zufolge v_{Dmax} deutlich größer als in den restlichen Bereichen. Dies kann auch hier auf Resonanzerscheinungen einzelner Züge zurückgeführt werden. Aber auch darauf, dass in den Viertelpunkten das Moment M_y einen großen Einfluss hat.

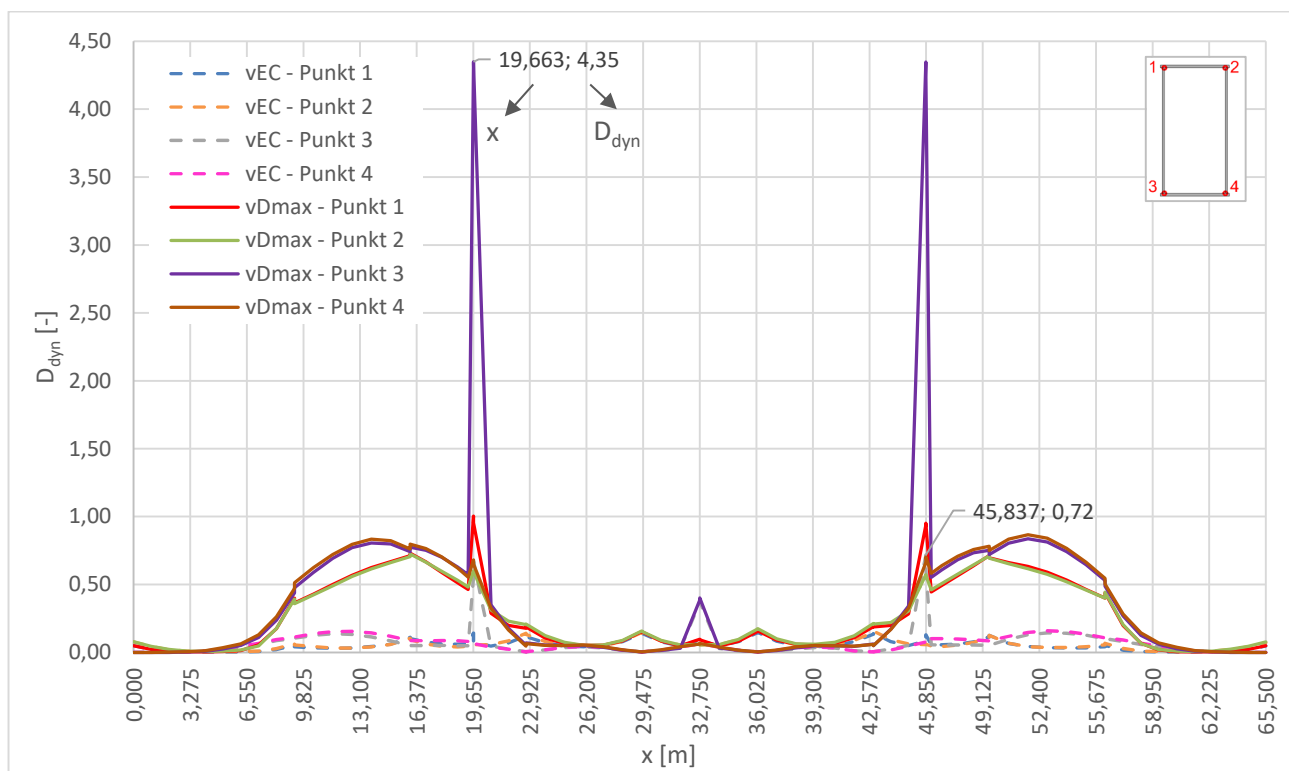


Abbildung 6.38: Schädigung D_{dyn} zufolge $\Delta\sigma_c/\gamma_{\text{Mf}}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am Bogen A

Kollektivvergleich

Nachfolgend sollen beispielhaft die dynamischen Gesamtkollektive für eine Stelle am Hauptträger gezeigt werden und wie sich dazu im Vergleich die schädigungsäquivalenten Einstufenkollektive ergeben.

In Abbildung 6.39 sind die Gesamtkollektive, welche sich aus der dynamischen Berechnung an der Stelle $x = 16$ m für Punkt 3 am HT A ergeben, dargestellt. Zum einen ist es das Kollektiv zufolge v_{EC} , und zum anderen ist es das Kollektiv zufolge v_{Dmax} , welches sich aus der Auswertung an der Wöhlerlinie mit dem Bezugswert $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ ergibt.

Neben diesen Kollektiven wird auch das Einstufenkollektiv „ $\Delta\sigma_{E,2,v_{EC}}$ zuf. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ “ abgebildet, welches dieselbe Schädigung wie das Spannungskollektiv zufolge v_{EC} bei Auswertung an der Wöhlerlinie mit dem Bezugswert $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ hervorruft. Auch das Einstufenkollektiv „ $\Delta\sigma_{E,2,v_{Dmax}}$ zuf. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ “ resultierend aus dem Kollektiv zufolge v_{Dmax} , welches an der Wöhlerlinie mit dem Bezugswert $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ ausgewertet wird, ist zu sehen. Die schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten bei $2 \cdot 10^6$ Spannungsspielen sind Tabelle 6.11 zu entnehmen.

Erkennbar ist, dass die beiden schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten höher als der Wert $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ liegen und somit der Ermüdungsnachweis nicht erfüllt ist.

An der Wöhlerlinie werden der Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ bei $2 \cdot 10^6$ Spannungsspielen, sowie die Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D/\gamma_{Mf}$ bei $5 \cdot 10^6$ Spannungsspielen und der Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_L/\gamma_{Mf}$ bei 10^8 Spannungsspielen angegeben.

Tabelle 6.11: schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten „ $\Delta\sigma_{E,2,v_{EC}}$ zuf. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ “ und „ $\Delta\sigma_{E,2,v_{Dmax}}$ zuf. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ “ für HT A an der Stelle $x=16$ m, Punkt 3

$\Delta\sigma_{E,2,v_{EC}}$ zuf. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$	6,89	[kN/cm ²]
$\Delta\sigma_{E,2,v_{Dmax}}$ zuf. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$	16,59	[kN/cm ²]

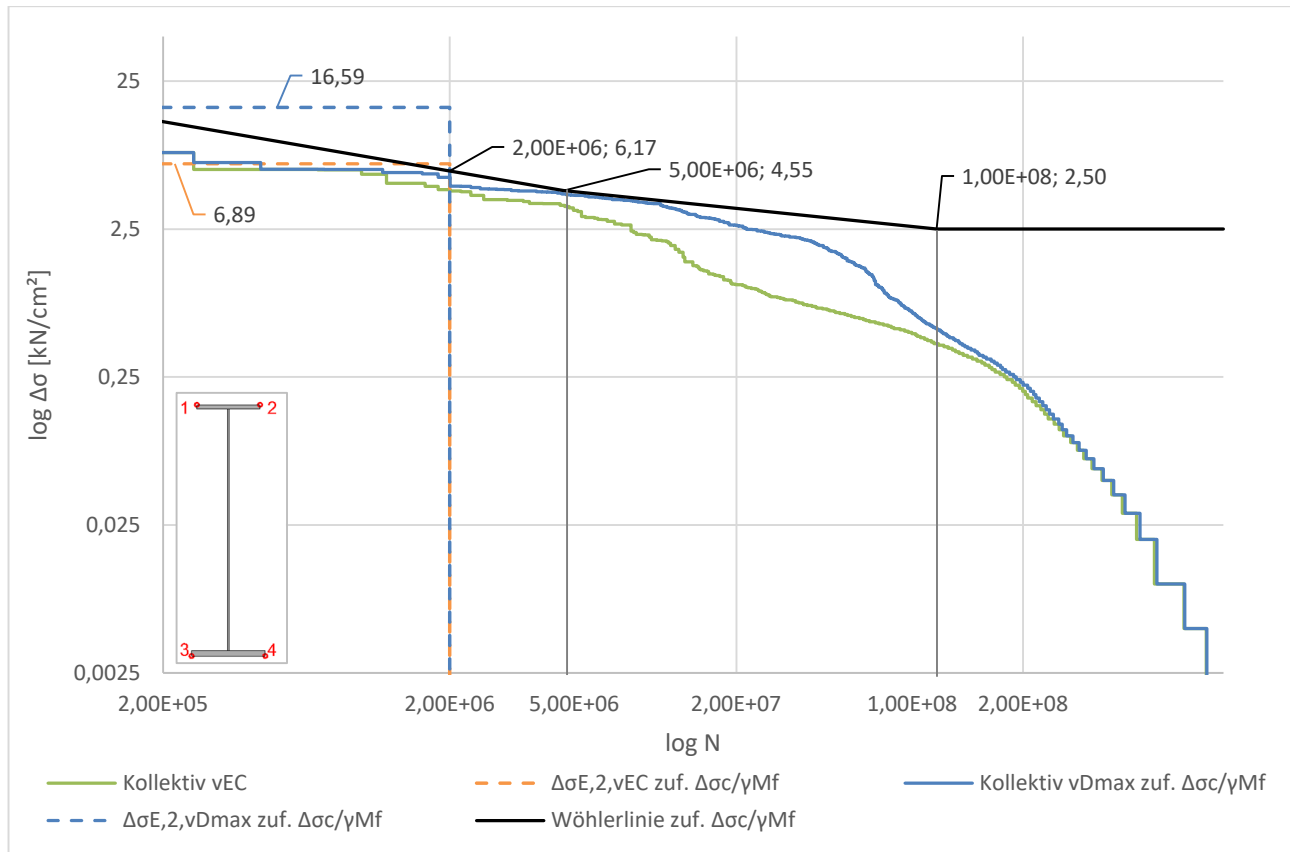


Abbildung 6.39: dynamische Gesamtkollektive und Wöhlerlinie $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ an der Stelle $x=16$ m, Punkt 3 am HT A für 100 Jahre Lebensdauer

6.3.2.3. Gegenüberstellung der Schädigungen zufolge statischer und dynamischer Berechnung – D_{dyn}/D_{stat}

In diesem Abschnitt werden nun die ermittelten Schädigungen zufolge der dynamischen Berechnung D_{dyn} jenen zufolge der statischen Berechnung D_{stat} gegenübergestellt. Dabei bedient man sich dem Verhältnis von D_{dyn}/D_{stat} .

Angemerkt sei, dass Stellen in den Verläufen, die plötzlich auf Null abfallen, weitestgehend jene Stellen darstellen, an denen die statische Schädigung Null beträgt und somit eine Division durch Null vorliegt. An diesen Stellen liegen also keine Werte für das Verhältnis D_{dyn}/D_{stat} vor. Tatsächliche Nullwerte von D_{dyn}/D_{stat} , die daraus resultieren, dass die dynamische Schädigung Null beträgt, treten beim Hauptträger nur sehr selten auf, beim Bogen gar nicht.

In Abbildung 6.40 und Abbildung 6.41 sind die Verhältnisse von D_{dyn}/D_{stat} über die gesamte Länge des Hauptträgers in Achse A abgebildet. Abbildung 6.40 stellt dabei den Verlauf des Verhältnisses mit der dynamischen Schädigung zufolge v_{EC} dar. Abbildung 6.41 wiederum stellt den Verlauf des Verhältnisses mit der dynamischen Schädigung zufolge v_{Dmax} dar.

Das Verhältnis zufolge v_{EC} schwankt nahezu über den gesamten Hauptträger um ein Verhältnis $D_{dyn,vEC}/D_{stat}$ von 1,0. In den Viertelpunkten sind höhere Werte wahrzunehmen, als im Bereich der Mitte. Das Maximum zufolge v_{EC} liegt am HT A beim Lamellenende an der Stelle $x=20,35m$ im Punkt 4 und beträgt $D_{dyn,vEC}/D_{stat}=1,42$.

Zu beobachten ist, dass beispielsweise in der Mitte des Hauptträgers in den Punkten 1 und 2 die Werte von $D_{dyn,vEC}/D_{stat}$ plötzlich auf Null abfallen. Dies ist einer jener Bereiche, an denen keine Werte von $D_{dyn,vEC}/D_{stat}$ vorhanden sind, da D_{stat} Null ist und somit eine Division durch Null vorliegt. An der Stelle $x=32,75m$ im Punkt 2 liegt der einzige Nullwert des Verhältnisses $D_{dyn,vEC}/D_{stat}$ vor, der tatsächlich daraus resultiert, dass $D_{dyn,vEC}$ Null beträgt. Die restlichen Nullwerte des Diagrammes, entstehen durch die Division durch Null, aufgrund dessen die Schädigung D_{stat} Null beträgt.

Betrachtet man die Ergebnisse zufolge der Option mit v_{Dmax} , so liegen deutlich höhere Werte für das Verhältnis von $D_{dyn,vDmax}/D_{stat}$ vor. Am Anfang und am Ende des Hauptträgers liegen große Ausschläge vor. Betrachtet man aber die Verläufe von D_{dyn} zufolge v_{Dmax} in Abbildung 6.37 und jenen von D_{stat} in Abbildung 6.34, so lässt sich erkennen, dass die Schädigungswerte in diesen Bereichen sehr gering sind, im Vergleich zum restlichen Hauptträger und so relativiert sich dieses doch sehr große Verhältnis.

Das Verhältnis $D_{dyn,vDmax}/D_{stat}$ weist in den Bereichen der Viertelpunkte sehr hohe Werte auf. Der größte von ihnen ist an der Stelle $x=20,467m$ im Punkt 4 mit einem Wert von $D_{dyn,vDmax}/D_{stat}=20,38$ zu finden. Die Schädigungen zufolge einer dynamischen Berechnung übersteigen jene der statischen Berechnung also enorm. Grund hierfür können die Resonanzerscheinungen von einzelnen Zügen sein, aber auch das Moment M_y kann in diesen Bereichen großen Einfluss haben.

Im Bereich der Brückenmitte hingegen fallen die Werte merklich ab, wobei sich bei $32,75m$ ein lokales Maximum im Punkt 2 von $D_{dyn,vDmax}/D_{stat}=1,01$ ergibt.

Im Vergleich der Option von v_{EC} mit jener von v_{Dmax} weist jene mit v_{EC} ein deutlich ausgewogeneres Verhältnis von D_{dyn}/D_{stat} auf. Allerdings treten hier bei weitem nicht die höchsten dynamischen Schädigungen auf.

6. Schädigungsberechnung

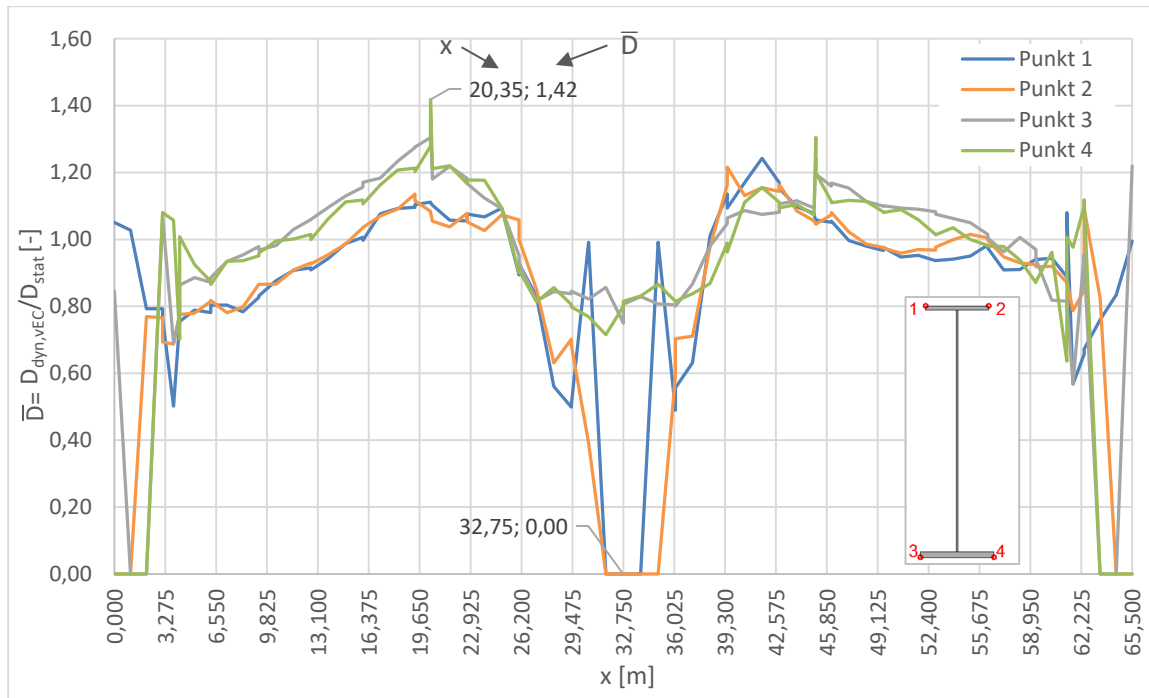


Abbildung 6.40: $\bar{D} = D_{\text{dyn},vEC}/D_{\text{stat}}$ zufolge $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am HT A

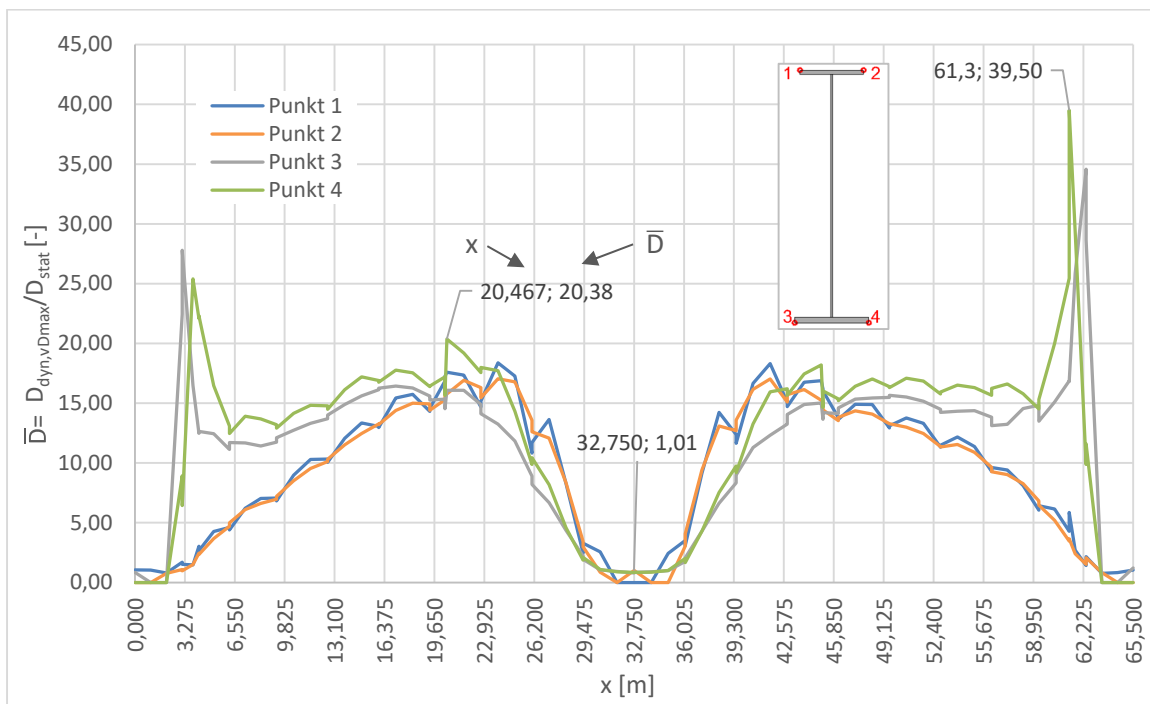


Abbildung 6.41: $\bar{D} = D_{\text{dyn},vDmax}/D_{\text{stat}}$ zufolge $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am HT A

In Abbildung 6.42 und Abbildung 6.43 sind die Verläufe des Verhältnisses $D_{\text{dyn}}/D_{\text{stat}}$ am Bogen A abzulesen. In Abbildung 6.42 wird der Verlauf zufolge der Variante mit v_{EC} abgebildet. In Abbildung 6.43 ist es die Variante mit v_{Dmax} .

Betrachtet man das Verhältnis $D_{\text{dyn,VEC}}/D_{\text{stat}}$ so erkennt man, dass dieses zum Großteil über einem Wert von 1,0 liegt. $D_{\text{dyn,VEC}}$ liefert also größere Schädigungen als D_{stat} . In den Bereichen von 40m bis 58m sind größere Ausschläge zu erkennen. Das Maximum liegt bei $x=8,257\text{m}$ im Punkt 1. Hier sind allerdings die Schädigungen D_{dyn} und D_{stat} recht klein, womit dieser große Ausschlag relativiert wird. Das zweite Maximum befindet sich an der Stelle $x=19,663\text{m}$ im Punkt 2. Auch hier treten nur sehr geringe Schädigungswerte auf. Dasselbe gilt für den Ausschlag an der Stelle $x=23,813\text{m}$ im Punkt 3. Bei den Verhältnissen $D_{\text{dyn,vDmax}}/D_{\text{stat}}$ treten im Vergleich zur Variante mit v_{EC} deutlich erhöhte Werte auf. Diese treten vor allem im Bereich der Viertelpunkte auf. Grund hierfür sind Resonanzerscheinungen von einzelnen Zügen. Das Maximum tritt an der Stelle $x=19,663\text{m}$ im Punkt 2 auf und beträgt 23,01. In Bogenmitte fallen die Werte des Verhältnisses $D_{\text{dyn,vDmax}}/D_{\text{stat}}$ stark ab und gleichen den Werten zufolge v_{EC} in Bogenmitte.

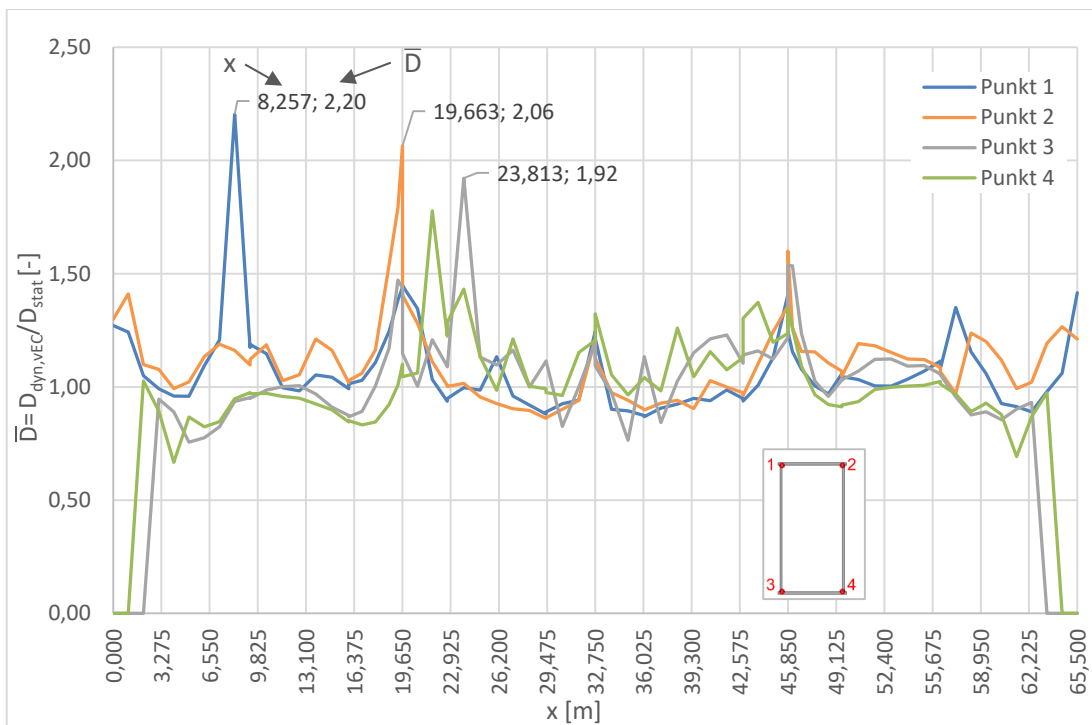


Abbildung 6.42: $\bar{D}=D_{\text{dyn,VEC}}/D_{\text{stat}}$ zufolge $\Delta\sigma_c/\gamma_{\text{Mf}}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am Bogen

A

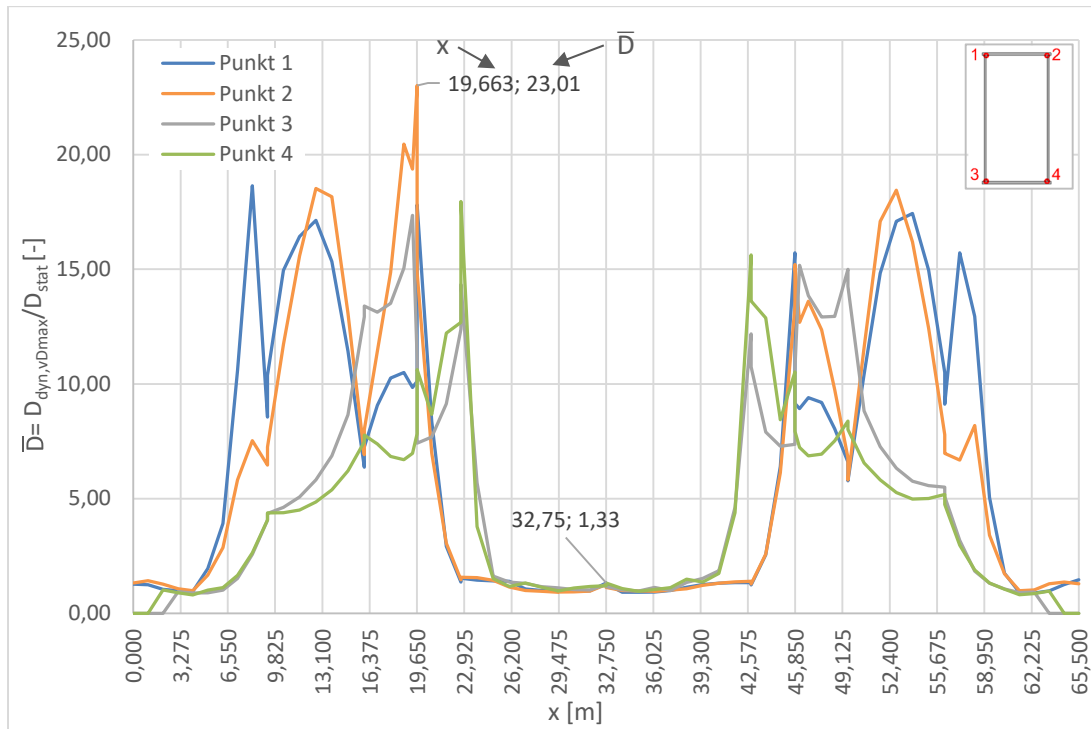


Abbildung 6.43: $\bar{D} = D_{\text{dyn,vDmax}}/D_{\text{stat}}$ zufolge $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am Bogen A

Kollektivvergleich

Nachfolgend soll beispielhaft ein Vergleich der Gesamtkollektive zufolge statischer und dynamischer Berechnung für eine Stelle am Hauptträger gezeigt werden.

In Abbildung 6.44 sind die Kollektive der statischen und dynamischen Berechnung an der Stelle $x=16\text{m}$, im Punkt 3 am HT A, gegenübergestellt. Gut zu erkennen ist, dass beim Kollektiv zufolge der statischen Berechnung deutlich weniger Spannungsspiele auftreten als bei der dynamischen. Die jeweils zugehörigen Einstufenkollektive sind ebenfalls abgebildet. Die schadensäquivalenten Spannungsschwingbreiten bei zwei Millionen Spannungsspielen sind Tabelle 6.12 zu entnehmen.

Obwohl $\Delta\sigma_{E,2,LM71}$ größer ist als „ $\Delta\sigma_{E,2,\text{stat}}$ zuf. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ “, kann es die schadigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten zufolge der dynamischen Berechnung nicht abdecken. Der Ermüdungsnachweis kann von keinem der Einstufenkollektive erfüllt werden.

Tabelle 6.12: schadigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten „ $\Delta\sigma_{E,2,VEC}$ zuf. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ “, „ $\Delta\sigma_{E,2,vDmax}$ zuf. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ “, „ $\Delta\sigma_{E,2,\text{stat}}$ zuf. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ “ und $\Delta\sigma_{E,2,LM71}$ für HT A an der Stelle $x=16\text{m}$, Punkt 3

$\Delta\sigma_{E,2,VEC}$ zuf. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$	6,89	[kN/cm ²]
$\Delta\sigma_{E,2,vDmax}$ zuf. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$	16,59	[kN/cm ²]
$\Delta\sigma_{E,2,\text{stat}}$ zuf. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$	6,57	[kN/cm ²]
$\Delta\sigma_{E,2,LM71}$	7,26	[kN/cm ²]

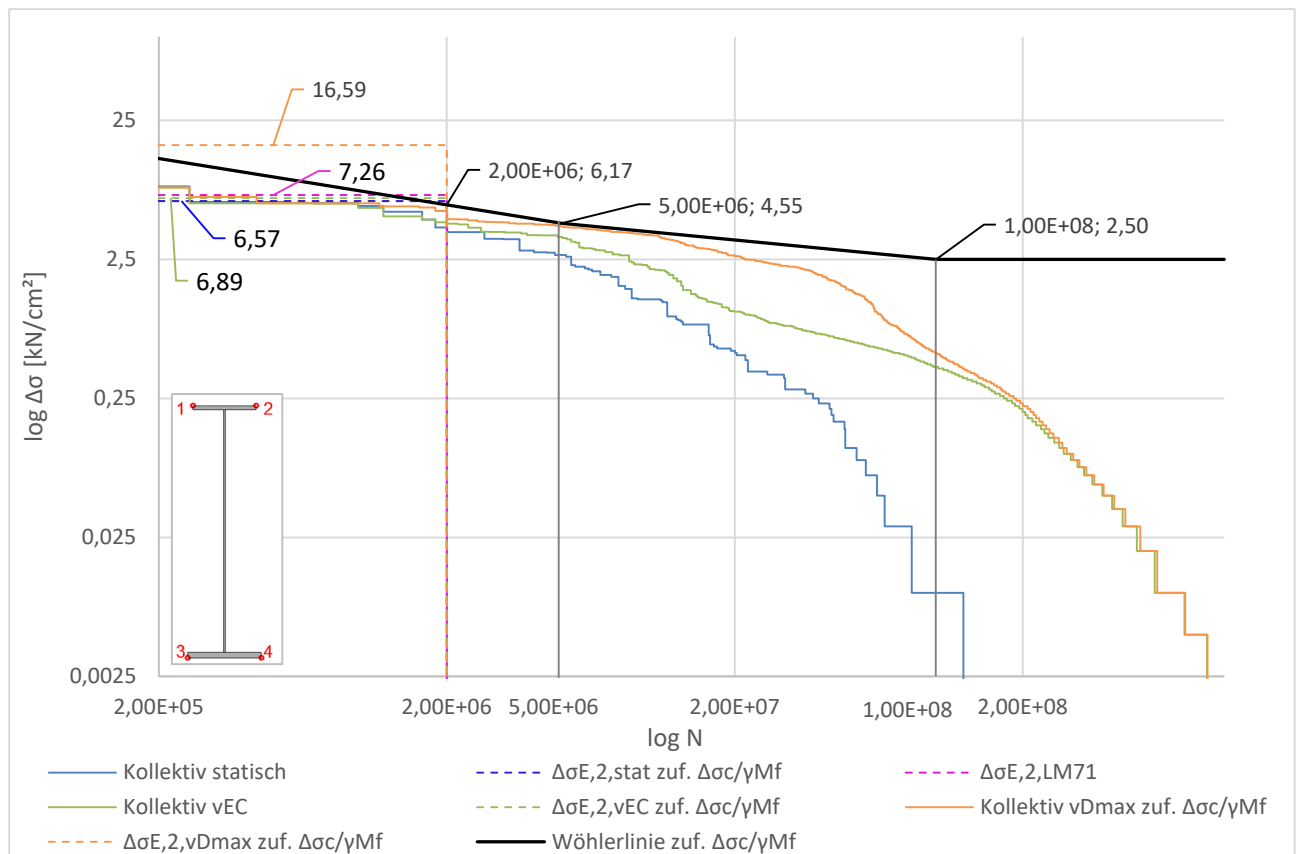


Abbildung 6.44: statische und dynamische Kollektive und Wöhlerlinie $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ an der Stelle $x=16$ m, Punkt 3 am HT A für 100 Jahre Lebensdauer

6.4. Gegenüberstellung beider Varianten zur Größe von $\Delta\sigma_c$

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse zufolge der Variante I, mit der minimal erforderlichen Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{c,\min,100 \text{ Jahre}}$, mit jenen zufolge der Variante II, mit den Kerbfällen nach ÖNORM EN 1993-1-9 [14], gegenübergestellt.

Aufgrund der Symmetrie der Ergebnisse, siehe dazu Abschnitt „3.4 – Symmetrieanahmen“, werden nachfolgende Untersuchungen und die dazugehörigen Diagramme nur für den Hauptträger und den Bogen in Achse A vorgenommen. Die angeführten Feststellungen gelten aber auch für die Bauteile in Achse B.

In den nachfolgenden Abbildungen werden die Bezugswerte der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ bei zwei Millionen Spannungsspielen, welche die Höhe der Wöhlerlinien definieren, beider Varianten für den Hauptträger und den Bogen gegenübergestellt. Die genauen Werte der Bezugswerte der Ermüdungsfestigkeit sind Abschnitt 6.2 bzw. 6.3.1 zu entnehmen.

Beim Hauptträger in Achse A, Abbildung 6.45, ist zu erkennen, dass $\Delta\sigma_{c,\min,100 \text{ Jahre}}$ unter $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ in den Punkten 1, 2, und 4 liegt. Somit ist Variante I in diesen Punkten deutlich konservativer, womit

6. Schädigungsberechnung

auch höhere Schädigungen zu erwarten sind. Lediglich Punkt 3 weist einen noch geringeren Wert von $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ auf, hier befinden sich die Querträgeranschlüsse. An den Stellen der Lamellenenden sind in den Punkten 3 und 4 beider Hauptträger allerdings noch deutlich geringere Werte von $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ vorhanden.

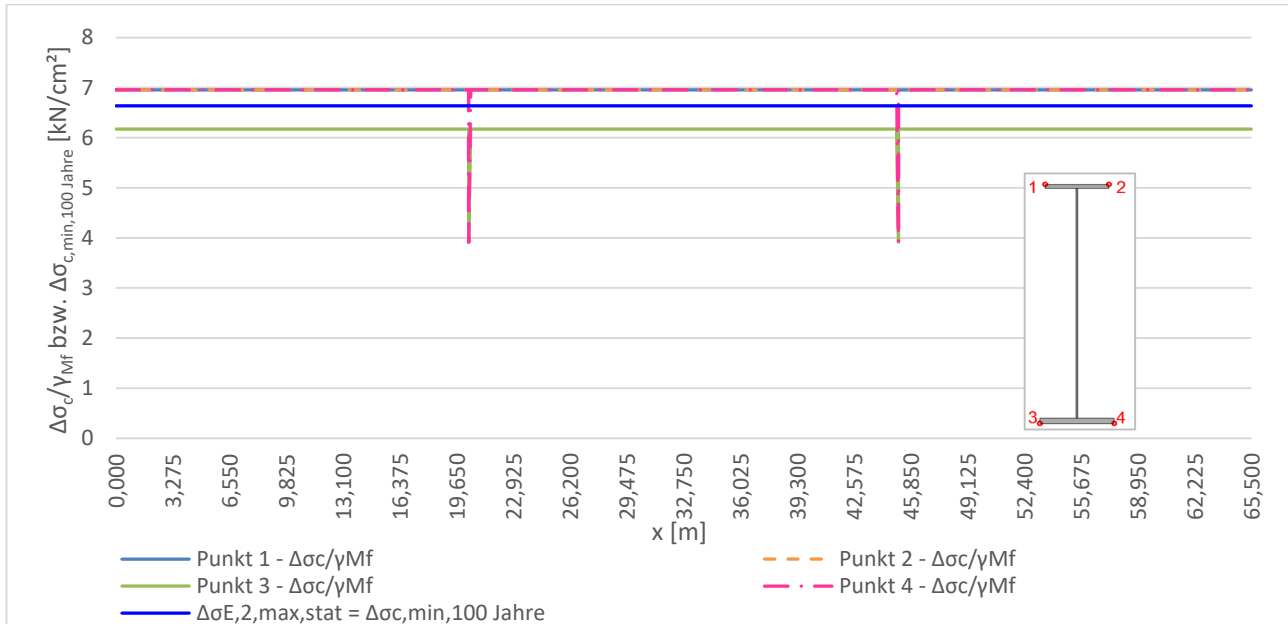


Abbildung 6.45: $\Delta\sigma_{c,\min,100\text{ Jahre}}$ und $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ entlang HT A

Beim Bogen ist in Abbildung 6.46 zu erkennen, dass Variante I mit $\Delta\sigma_{c,\min,100\text{ Jahre}}$ weitestgehend deutlich unter Variante II mit $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ liegt und somit auch deutlich konservativer ist. Bei der Auswertung der Variante I liegen als Folge dessen höhere Schädigungen vor, als bei Variante II.

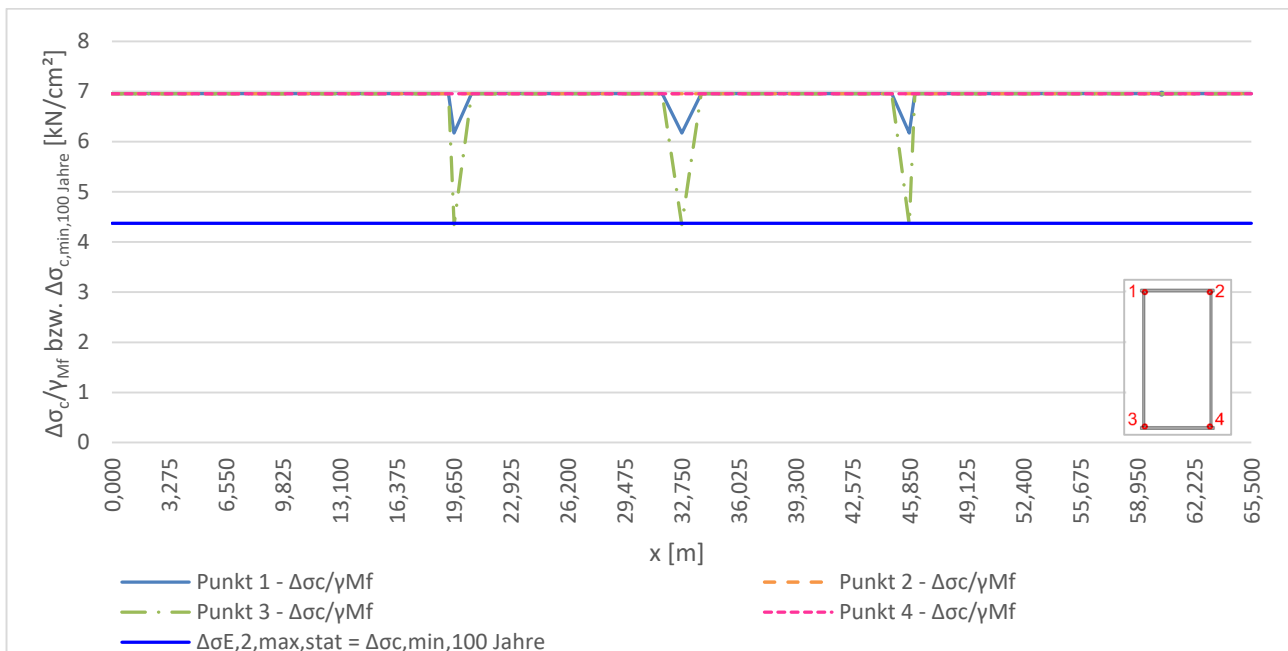


Abbildung 6.46: $\Delta\sigma_{c,\min,100\text{ Jahre}}$ und $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ entlang Bogen A

6.4.1. Schädigungen zufolge statischer Berechnung – D_{stat}

Beim Hauptträger in Achse A in Abbildung 6.47 ist vor allem beim Verlauf des Punkts 3 ein Unterschied der beiden Varianten zu erkennen. An diesen Spannungspunkten liegen die Querträgeranschlüsse vor. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ liegt in diesem Punkt unter $\Delta\sigma_{c,\text{min},100 \text{ Jahre}}$. Somit kann man schlussfolgern, dass in diesen Punkten im Bereich der Viertelpunkte ein Problem bezüglich des Ermüdungsverhaltens vorliegt, da Variante II, welche der Realität entsprechen sollte, hier nicht den Nachweis erfüllen kann. Dasselbe gilt für den Bereich an den Lamellenenden in den Punkten 3 und 4. Im restlichen Verlauf des Hauptträgers und vor allem in den Punkten 1 und 2 liegt keine Gefährdung vor. Bei beiden Varianten liegen hier die Schädigungen unter 1,0.

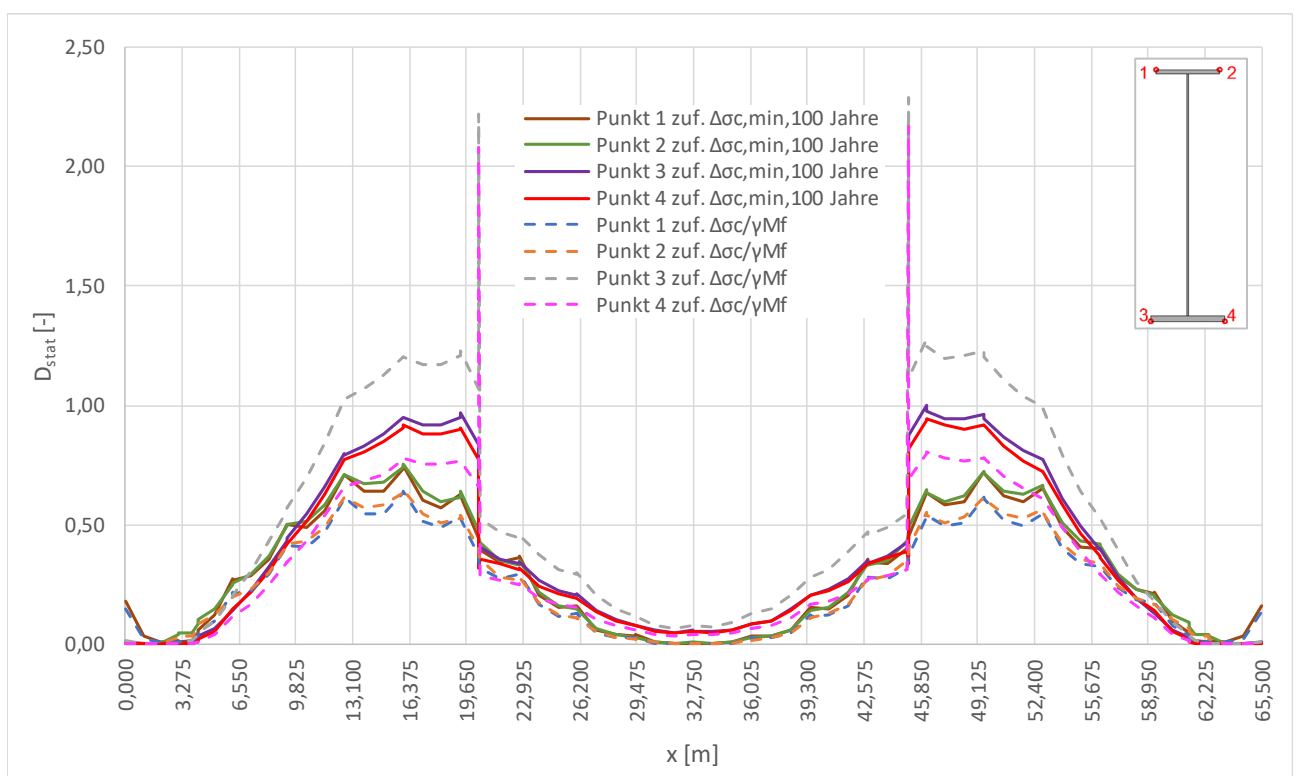


Abbildung 6.47: Schädigung D_{stat} zufolge $\Delta\sigma_{c,\text{min},100 \text{ Jahre}}$ bzw. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am HT A

Beim Bogen in Achse A kann erfreulicherweise festgestellt werden, dass aufgrund der statischen Berechnung bei beiden Varianten keine Ermüdungsschäden zu befürchten sind. Die Variante I zufolge $\Delta\sigma_{c,\text{min},100 \text{ Jahre}}$ liefert höhere Schädigungen, da der Bezugswert der Wöhlerlinie $\Delta\sigma_{c,\text{min},100 \text{ Jahre}}$ unter jenem von Variante II zufolge $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ liegt.

Bei Variante II, zufolge $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$, stehen die Bogenquerriegelanschlüsse im Punkt 3 hervor. Bei Variante I zufolge $\Delta\sigma_{c,\text{min},100 \text{ Jahre}}$ hingegen, fallen diese Anschlussstellen nicht wesentlich auf, aufgrund des konstant gewählten Bezugswerts der Ermüdungsfestigkeit.

6. Schädigungsberechnung

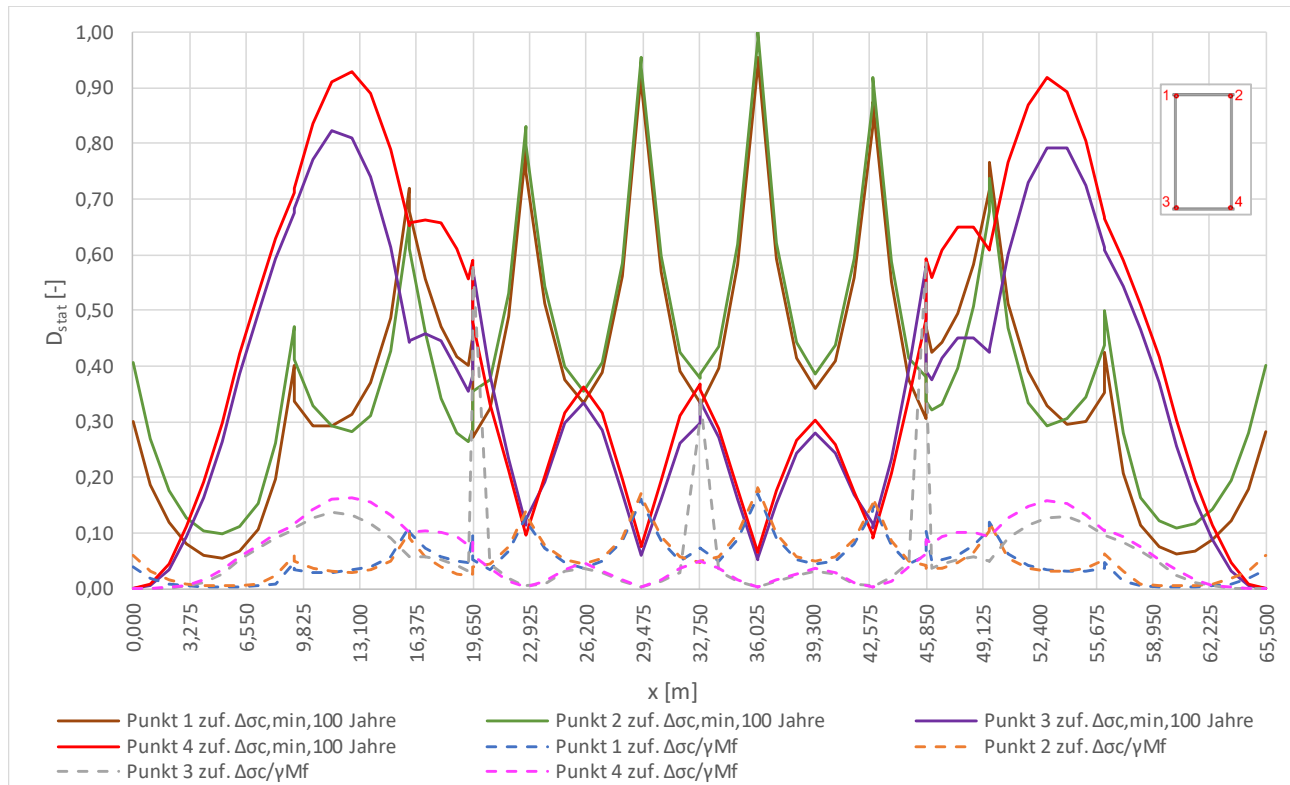


Abbildung 6.48: Schädigung D_{stat} zufolge $\Delta\sigma_{c,min,100\text{ Jahre}}$ bzw. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am Bogen A

Kollektivvergleiche

Nachfolgend soll beispielhaft der Verlauf der statischen Gesamtkollektive für eine Stelle am Hauptträger gezeigt werden und wie sich dazu im Vergleich das schädigungsäquivalente Einstufenkollektiv ergibt.

In Abbildung 6.49 werden das statische Gesamtkollektiv, sowie die zugehörigen Einstufenkollektive und das Einstufenkollektiv der statischen Berechnung auf Basis des LM 71 an der Stelle $x=16\text{m}$, im Punkt 3 am HT A, dargestellt. Diese Stelle wurde gewählt, da es sich hierbei um den Viertelpunkt des Hauptträgers handelt und somit erhöhte Schädigungen vorliegen und der Ermüdungsnachweis hier nicht erfüllt werden kann. An dieser Stelle schließt zudem der Querträger an und es ist das schädigungsäquivalente Einstufenkollektiv zufolge dem LM71 vorhanden.

Auch die Wöhlerlinien aufgrund der Bezugswerte der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{c,min,100\text{ Jahre}}$ bzw. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ werden abgebildet. Die schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten bei $2 \cdot 10^6$ Spannungsspielen der Einstufenkollektive sind Tabelle 6.13 zu entnehmen.

Tabelle 6.13: schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten zufolge statischer Berechnung für HT A an der Stelle $x=16\text{m}$, Punkt 3

$\Delta\sigma_{E,2,stat}$ zuf. $\Delta\sigma_{c,min,100\text{ Jahre}}$	6,52	[kN/cm ²]
$\Delta\sigma_{E,2,stat}$ zuf. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$	6,57	[kN/cm ²]
$\Delta\sigma_{E,2,LM71}$	7,26	[kN/cm ²]

Bei Variante II, mit den tatsächlichen Kerbfällen $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$, kann der Ermüdungsnachweis nicht erfüllt werden, da die schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten größer sind als $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$. Beim Lastmodell 71 werden bei beiden Varianten die Bezugswerte der Ermüdungsfestigkeit überschritten.

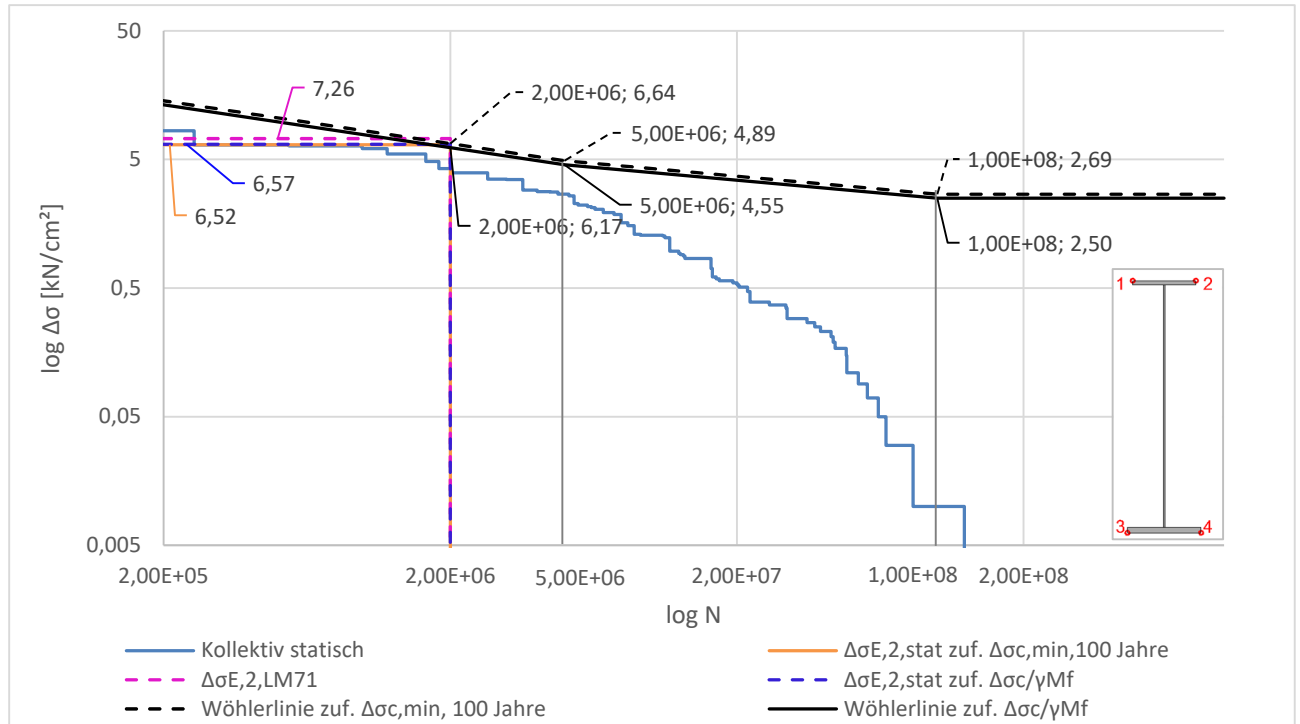


Abbildung 6.49: statische Kollektive und Wöhlerlinie $\Delta\sigma_{c,min,100\text{ Jahre}}$ bzw. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ an der Stelle $x=16\text{ m}$, Punkt 3 am HT A für 100 Jahre Lebensdauer

6.4.2. Schädigungen zufolge dynamischer Berechnung – D_{dyn}

Bei der dynamischen Schädigungsberechnung mit der Option zufolge v_{EC} (Abbildung 6.50) zeigt sich, wie auch bei der Gegenüberstellung der Schädigungen zufolge der statischen Berechnung, dass sich bei Variante II zufolge $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ höhere Schädigungen im Punkt 3 ergeben. Bei HT B würde das Punkt 4 betreffen. Die Lamellenenden stechen auch hier deutlich hervor. An diesen Stellen und in den Viertelpunkten im Punkt 3 kann bei Variante II zufolge $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ der Ermüdungsnachweis nicht erfüllt werden. Der Schädigungsverlauf des Punkts 4 im Bereich des Viertelpunkts zufolge der Variante I mit $\Delta\sigma_{c,min,100\text{ Jahre}}$ weist Schädigungen höher als 1,0 auf. Das kann aber relativiert werden, da aufgrund der Schädigungsberechnung zufolge $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ eine Schädigung kleiner 1,0 resultiert und somit der Ermüdungsnachweis mit dem tatsächlich vorhanden Kerbfall als erfüllt angesehen werden kann.

Bei der dynamischen Schädigungsberechnung mit der Option zufolge v_{Dmax} (Abbildung 6.51) lassen sich die gleichen Feststellungen zufolge der Verläufe von Punkt 3 und den Lamellenenden treffen.

6. Schädigungsberechnung

Allerdings kann hier in den Viertelpunkten in keinem Spannungspunkt bei Variante II, zufolge $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$, der Ermüdungsnachweis erfüllt werden.

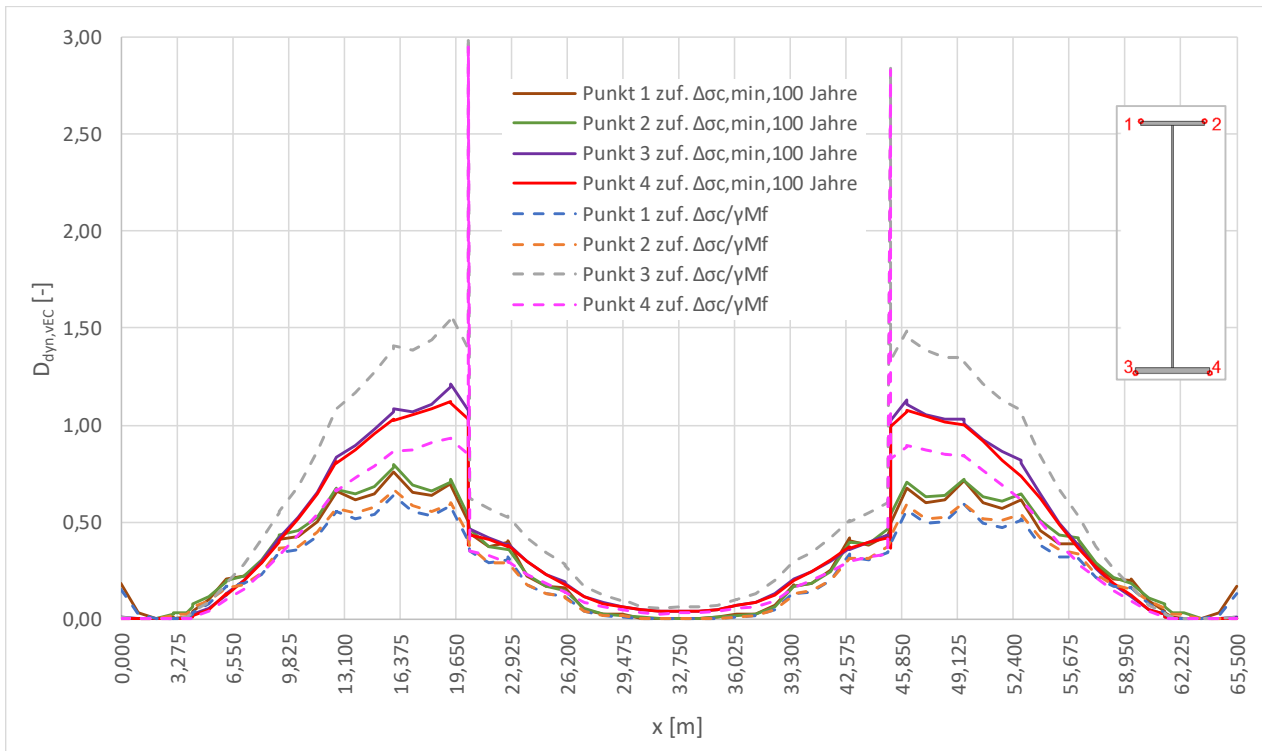


Abbildung 6.50: Schädigung $D_{\text{dyn,VEC}}$ zufolge $\Delta\sigma_{c,\text{min},100\text{ Jahre}}$ bzw. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am HT A

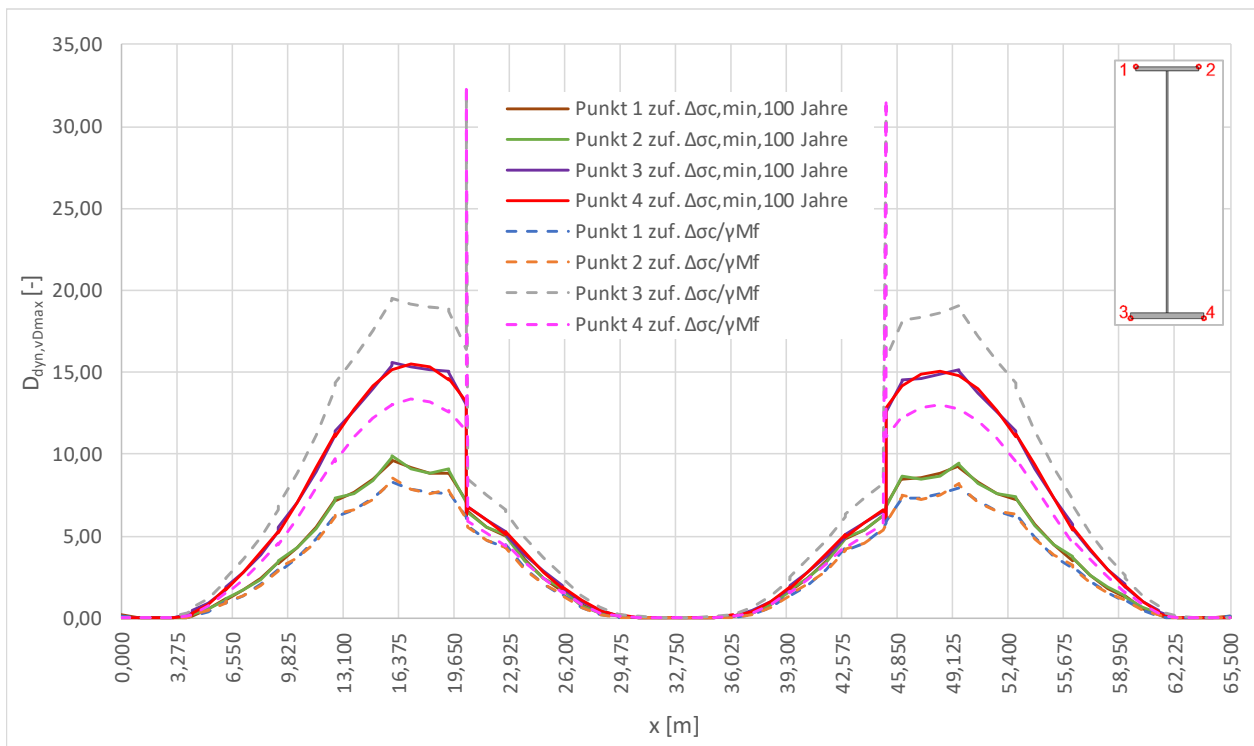


Abbildung 6.51: Schädigung $D_{\text{dyn,vDmax}}$ zufolge $\Delta\sigma_{c,\text{min},100\text{ Jahre}}$ bzw. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am HT A

Beim Bogen kann bei der dynamischen Schädigungsberechnung zufolge v_{EC} (Abbildung 6.52) bei Variante II zufolge $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ der Ermüdungsnachweis an jeder Stelle und an jedem Punkt am Querschnitt als erfüllt angesehen werden. Bei Variante I mit $\Delta\sigma_{c,min,100\text{ Jahre}}$ liegen die Werte durchwegs unter 1,0. Hier ist der Schädigungsverlauf größtenteils deutlich höher als bei Variante II. Das liegt daran, dass $\Delta\sigma_{c,min,100\text{ Jahre}}$ geringer ist als $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$, wodurch höhere Schädigungen resultieren. Bei Variante II mit $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ springt der Verlauf im Punkt 3 deutlich nach oben, was sich aus dem Anschluss des Bogenquerriegels ergibt. Der Ermüdungsnachweis kann dennoch erfüllt werden. Bei Variante I zufolge $\Delta\sigma_{c,min,100\text{ Jahre}}$ sind diese Spitzen aufgrund der konstanten Ermüdungsfestigkeit nicht zu erkennen.

Bei der dynamischen Schädigungsberechnung zufolge v_{Dmax} (Abbildung 6.53) fällt auf, dass in den Viertelpunkten die Ergebnisse zufolge Variante I mit $\Delta\sigma_{c,min,100\text{ Jahre}}$ deutlich über 1,0 liegen. Das liegt daran, dass $\Delta\sigma_{c,min,100\text{ Jahre}}$ unter $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ liegt und somit höhere Schädigungen resultieren. Bei Variante II mit der tatsächlichen Ermüdungsfestigkeit von $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ kann aber in den Viertelpunkten und auch in Bogenmitte der Ermüdungsnachweis erfüllt werden, womit hier kein Ermüdungsversagen droht. In Punkt 3 beim Anschluss des Bogenquerriegels kann der Ermüdungsnachweis allerdings nicht erfüllt werden, womit sich dieser Anschluss als Problempunkt darstellt.

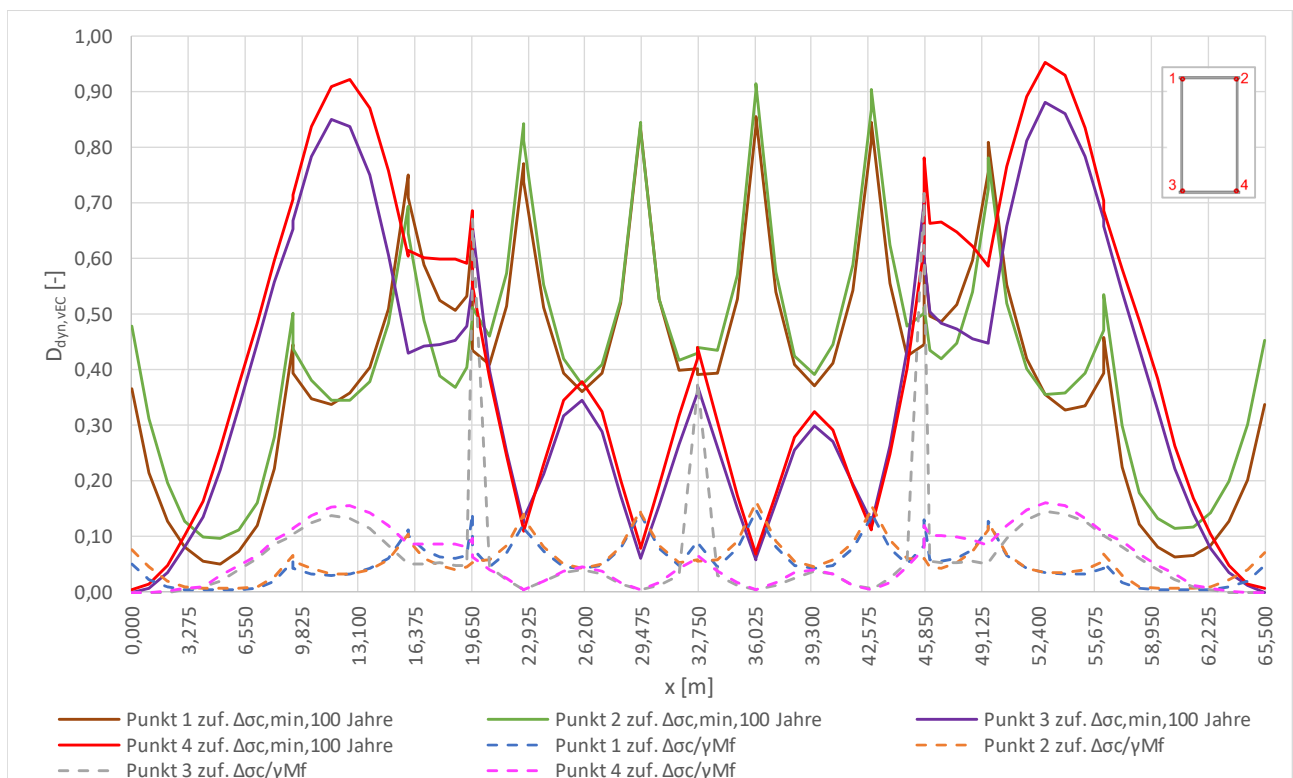


Abbildung 6.52: Schädigung $D_{dyn,VEC}$ zufolge $\Delta\sigma_{c,min,100\text{ Jahre}}$ bzw. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am Bogen A

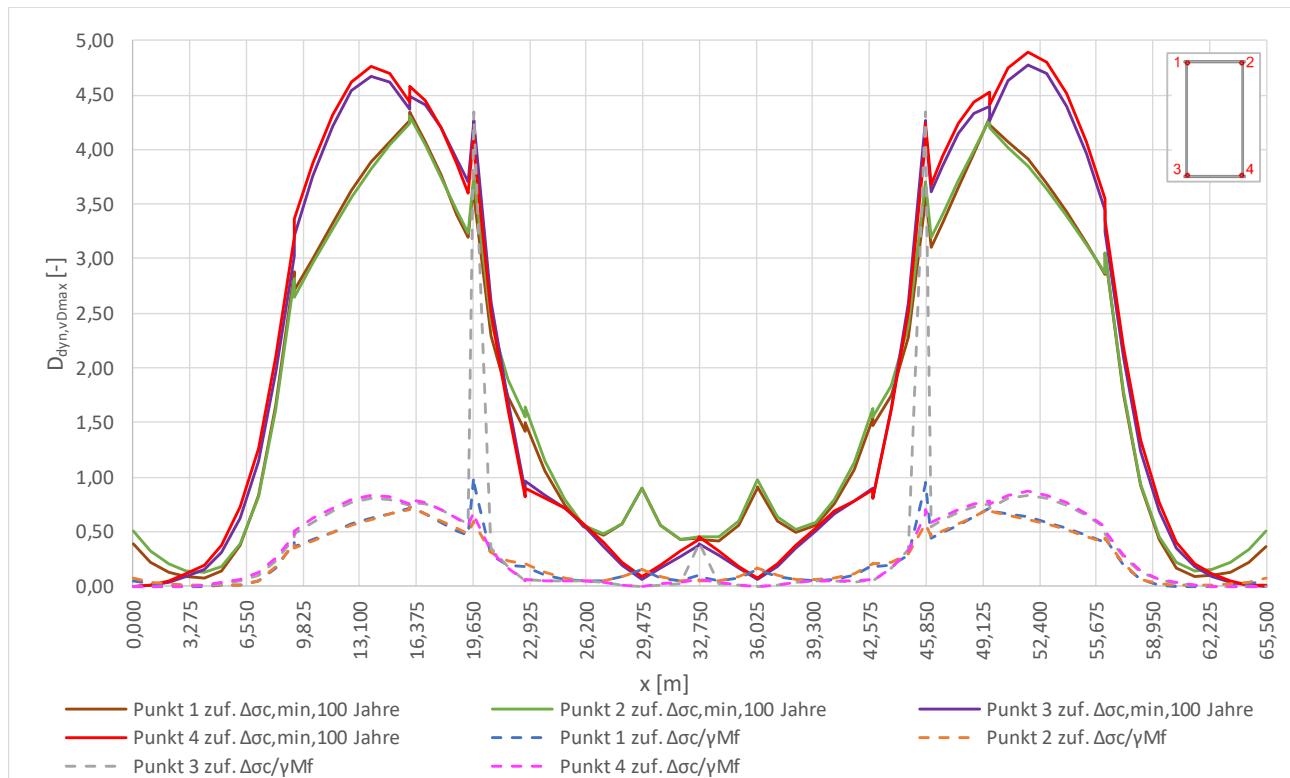


Abbildung 6.53: Schädigung $D_{dyn,vDmax}$ zufolge $\Delta\sigma_{c,min,100\text{ Jahre}}$ bzw. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am Bogen A

Kollektivvergleiche

Nachfolgend sollen beispielhaft die dynamischen Gesamtkollektive für eine Stelle am Hauptträger gezeigt werden und wie sich dazu im Vergleich die schädigungsäquivalenten Einstufenkollektive ergeben.

In Abbildung 6.54 werden die dynamischen Gesamtkollektive zufolge v_{EC} bzw. v_{Dmax} , sowie die zugehörigen Einstufenkollektive an der Stelle $x=16\text{m}$, im Punkt 3 am HT A, dargestellt. Auch die Wöhlerlinien aufgrund der Bezugswerte der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{c,min,100\text{ Jahre}}$ bzw. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ werden abgebildet.

Die schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten bei $2 \cdot 10^6$ Spannungsspielen der Einstufenkollektive sind Tabelle 6.14 zu entnehmen.

Bei Variante II mit den tatsächlichen Kerbfällen $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ kann der Ermüdungsnachweis nicht erfüllt werden, da die schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten größer sind als die Bezugswerte der Ermüdungsfestigkeit.

Tabelle 6.14: schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten zufolge dynamischer Berechnung für HT A an der Stelle x=16m, Punkt 3

$\Delta\sigma_{E,2,vEC}$ zuf. $\Delta\sigma_{c,min}$ 100 Jahre	6,78	[kN/cm ²]
$\Delta\sigma_{E,2,vEC}$ zuf. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$	6,89	[kN/cm ²]
$\Delta\sigma_{E,2,vDmax}$ zuf. $\Delta\sigma_{c,min}$ 100 Jahre	16,53	[kN/cm ²]
$\Delta\sigma_{E,2,vDmax}$ zuf. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$	16,59	[kN/cm ²]

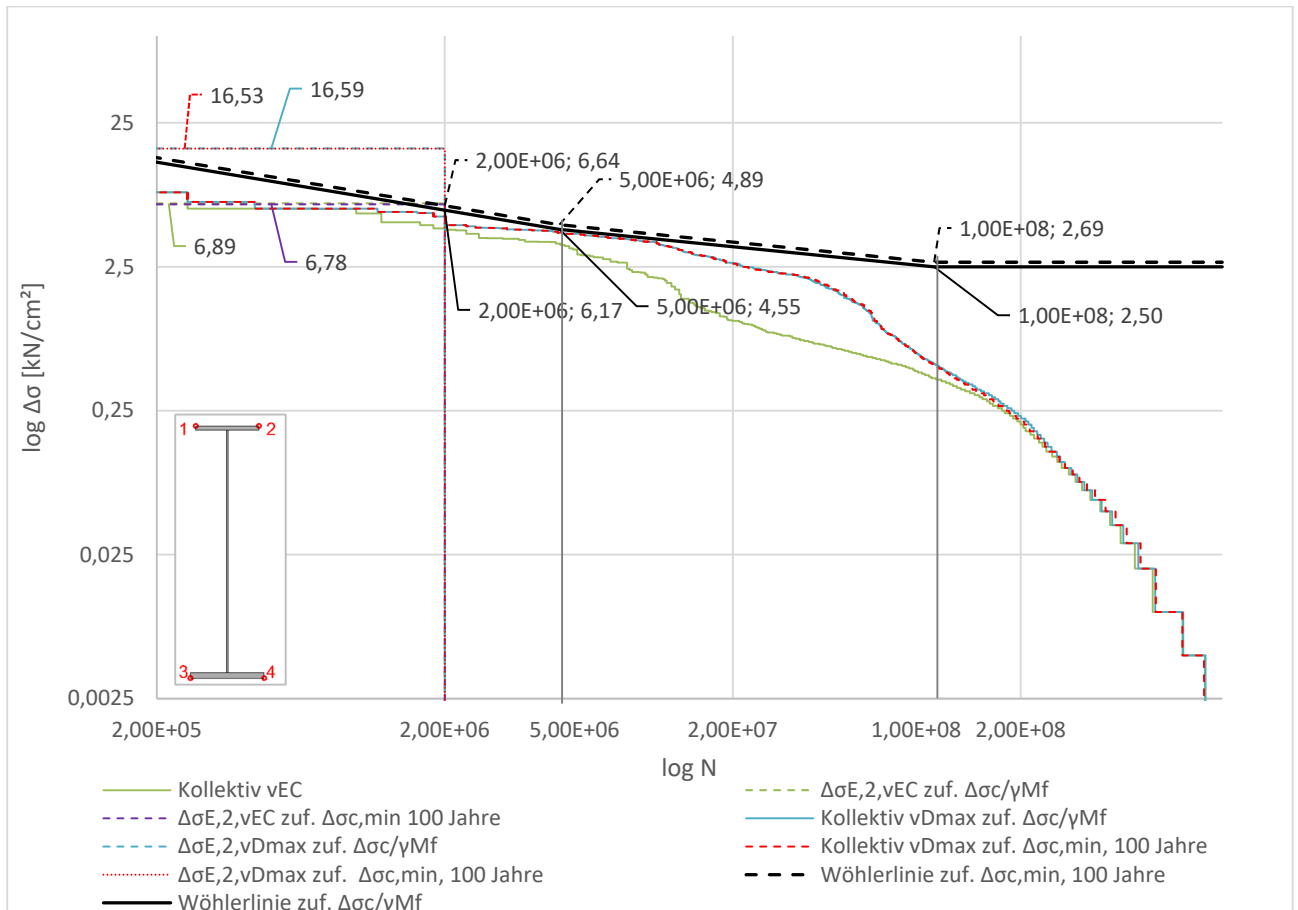


Abbildung 6.54: dynamische Kollektive und Wöhlerlinie $\Delta\sigma_{c,min,100\text{ Jahre}}$ bzw. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ an der Stelle x=16 m, Punkt 3 am HT A für 100 Jahre Lebensdauer

6.4.3. Gegenüberstellung der Schädigungen zufolge statischer und dynamischer Berechnung – D_{dyn}/D_{stat}

Bei den Verläufen des Verhältnisses D_{dyn}/D_{stat} zufolge Variante I mit $\Delta\sigma_{c,min,100\text{ Jahre}}$ und Variante II mit $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ entlang des Hauptträgers lassen sich keine deutlichen Unterschiede erkennen. Das gilt sowohl für das Verhältnis mit der dynamischen Schädigung zufolge v_{EC} (Abbildung 6.55) als auch zufolge v_{Dmax} (Abbildung 6.56). Lediglich in der Mitte des Hauptträgers beim Verhältnis zufolge v_{EC}

6. Schädigungsberechnung

sind Unterschiede im Punkt 2 erkennbar. Bei beiden Varianten der Wöhlerlinien-Annahme stellt sich aber ganz klar heraus, dass die Schädigung aufgrund der dynamischen Berechnung in den Bereichen um die Viertelpunkte deutlich höher liegt als zufolge einer statischen Berechnung.

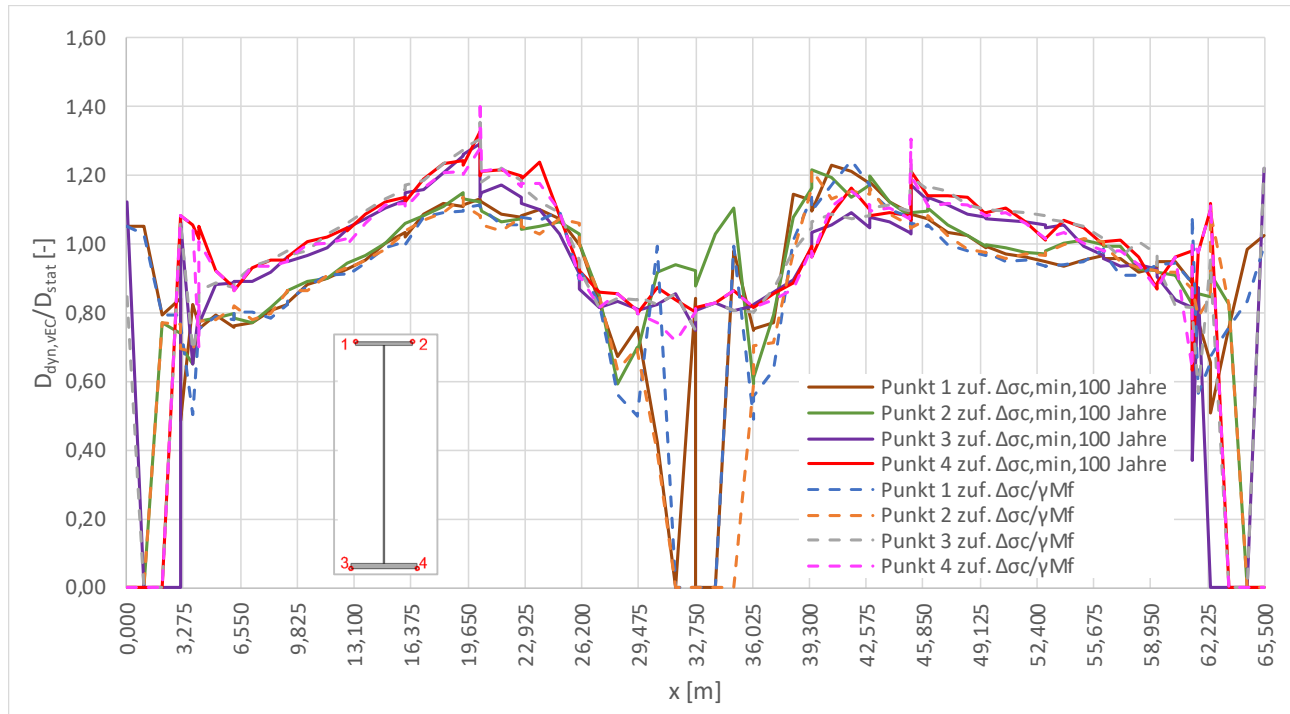


Abbildung 6.55: $D_{\text{dyn,VEC}}/D_{\text{stat}}$ zufolge $\Delta\sigma_{c,\text{min},100\text{ Jahre}}$ bzw. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am HT A

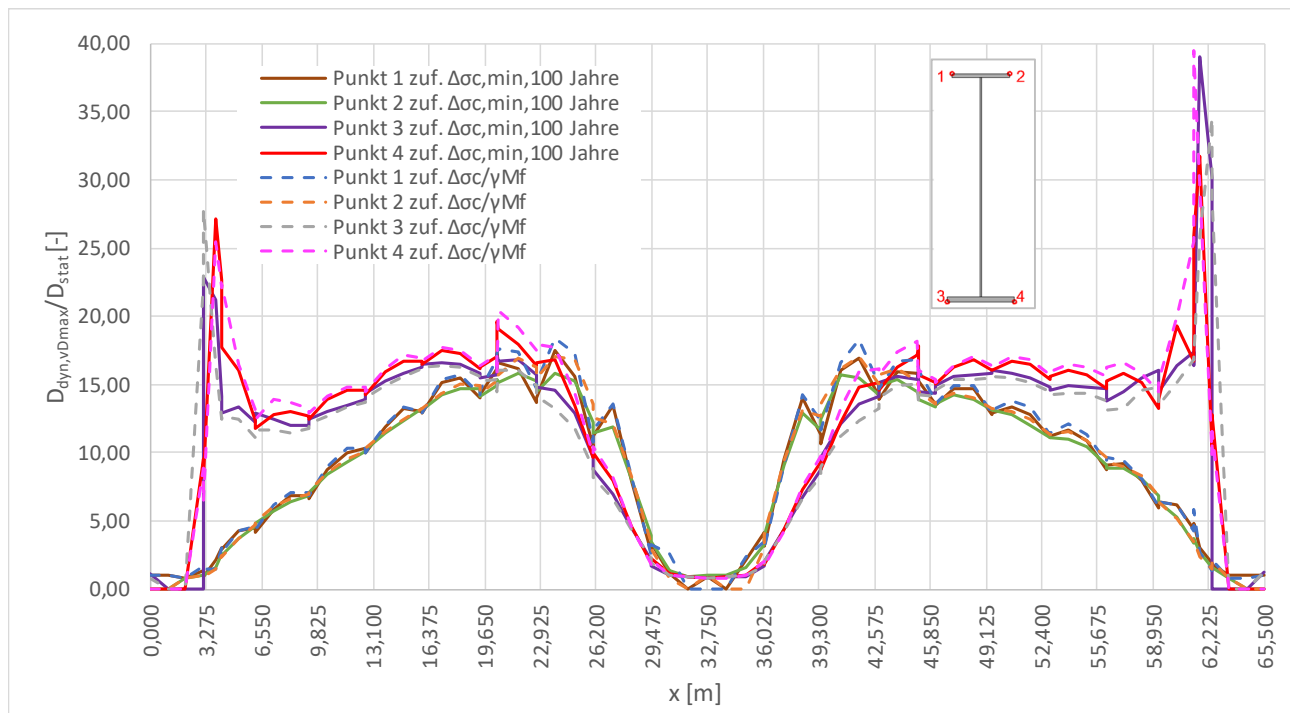


Abbildung 6.56: $D_{\text{dyn,vDmax}}/D_{\text{stat}}$ zufolge $\Delta\sigma_{c,\text{min},100\text{ Jahre}}$ bzw. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am HT A

Beim Bogen sind Unterschiede der beiden Varianten I und II zu erkennen. Beim Verlauf des Verhältnisses zufolge der dynamischen Schädigung mit v_{EC} (Abbildung 6.57) treten bei Variante II zufolge $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ Spitzen auf, die bei Variante I zufolge $\Delta\sigma_{c,min,100\text{ Jahre}}$ nicht vorhanden sind. Wie bereits in Abschnitt 6.3.2.3 angeführt, sind diese Spitzen aufgrund der geringen Schädigungen relativierbar. Im restlichen Verlauf ähneln sich Variante I und II aber. Trotzdem liegt das Verhältnis von $D_{dyn,vEC}/D_{stat}$ weitestgehend über einem Wert von 1,0.

Beim Verlauf des Verhältnisses zufolge der dynamischen Schädigung mit v_{Dmax} (Abbildung 6.58) treten bei Variante II mit $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ deutlich höhere Werte auf als bei Variante I mit $\Delta\sigma_{c,min,100\text{ Jahre}}$. Grund dafür könnte sein, dass bei Variante II die Schädigungen D_{stat} sehr gering sind und sich dadurch höhere Verhältnisse ergeben. Dennoch liegen beim Verhältnis $D_{dyn,vDmax}/D_{stat}$ durchwegs Werte größer als 1,0 vor.

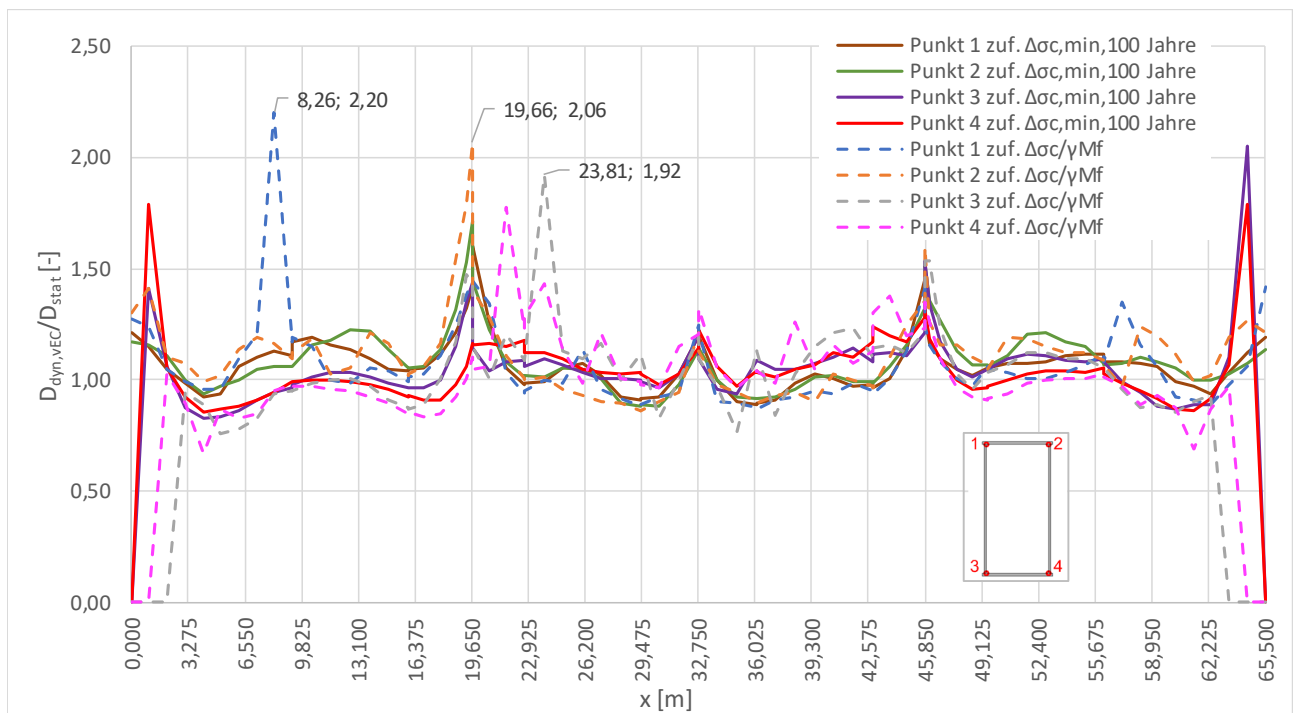


Abbildung 6.57: $D_{dyn,vEC}/D_{stat}$ zufolge $\Delta\sigma_{c,min,100\text{ Jahre}}$ bzw. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am Bogen A

6. Schädigungsberechnung

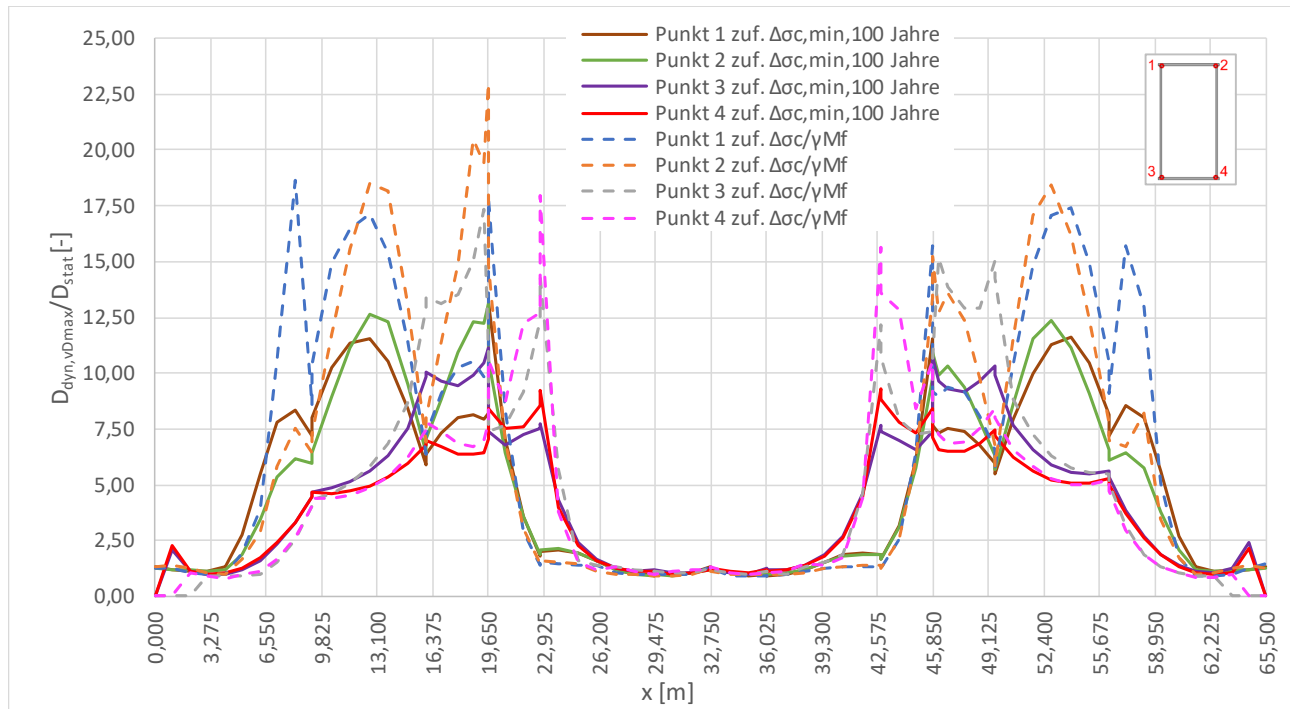


Abbildung 6.58: $D_{\text{dyn,vDmax}}/D_{\text{stat}}$ zufolge $\Delta\sigma_{c,\text{min},100\text{ Jahre}}$ bzw. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ für 100 Jahre Lebensdauer in den Punkten 1 bis 4 am Bogen A

Kollektivvergleiche

In Abbildung 6.59 sind die Gesamtkollektive der statischen und dynamischen Berechnung an der Stelle $x=16\text{m}$ im Punkt 3 am HT A gegenübergestellt. Die jeweils zugehörigen Einstufenkollektive sind ebenfalls abgebildet. Die schadensäquivalenten Spannungsschwingbreiten bei zwei Millionen Spannungsspielen sind Tabelle 6.15 zu entnehmen.

An dieser Stelle und an diesem Punkt kann der Ermüdungsnachweis zufolge Variante II mit den tatsächlichen Kerbfällen $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ von keinem zugehörigen Einstufenkollektiv erfüllt werden, da die schadigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten größer sind als der Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit.

Tabelle 6.15: schadigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten zufolge dynamischer bzw. statischer Berechnung für HT A an der Stelle $x=16\text{m}$, Punkt 3

$\Delta\sigma_{E,2,VEC}$ zuf. $\Delta\sigma_{c,\text{min } 100\text{ Jahre}}$	6,78	[kN/cm ²]
$\Delta\sigma_{E,2,VEC}$ zuf. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$	6,89	[kN/cm ²]
$\Delta\sigma_{E,2,vDmax}$ zuf. $\Delta\sigma_{c,\text{min},100\text{ Jahre}}$	16,53	[kN/cm ²]
$\Delta\sigma_{E,2,vDmax}$ zuf. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$	16,59	[kN/cm ²]
$\Delta\sigma_{E,2,\text{stat}}$ zuf. $\Delta\sigma_{c,\text{min},100\text{ Jahre}}$	6,52	[kN/cm ²]
$\Delta\sigma_{E,2,\text{stat}}$ zuf. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$	6,57	[kN/cm ²]
$\Delta\sigma_{E,2,LM71}$	7,26	[kN/cm ²]

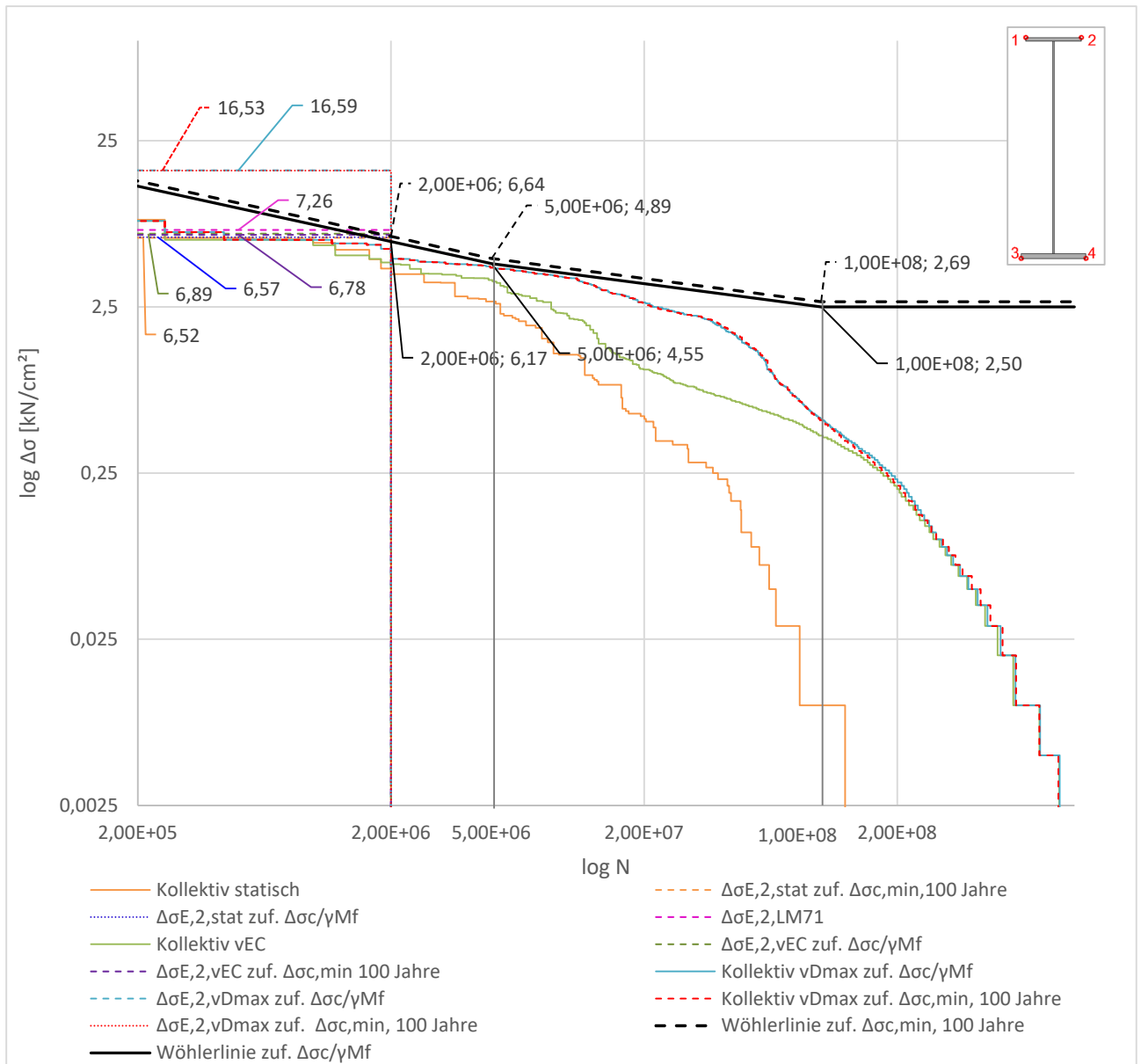


Abbildung 6.59: statische und dynamische Kollektive und Wöhlerlinie $\Delta\sigma_{c,\min,100}$ Jahre bzw. $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ an der Stelle $x=16$ m, Punkt 3 am HT A für 100 Jahre Lebensdauer

7

7. Zusammenfassung und Ausblick

7.1. Zusammenfassung

Die Untersuchungen bezüglich des Ermüdungsverhaltens haben gezeigt, dass die vorliegende Stabbogenbrücke nicht für den Hochgeschwindigkeitsverkehr ausgelegt wurde. Ein deutliches Indiz dafür ist, dass wie in Abschnitt „5.6. Ergebnisse – Tragwerksbeschleunigung“ angeführt, das Beschleunigungskriterium von $a_{\max}=3,5 \text{ m/s}^2$ an keinem Punkt am Gleis eingehalten werden kann.

Die Ergebnisse der Schädigungsberechnungen in Kapitel „6. Schädigungsberechnung“ haben sehr deutlich gezeigt, dass die Schädigungen, welche aufgrund einer dynamischen Berechnung resultieren, sehr deutlich über jenen der statischen Berechnung liegen. Das betrifft vor allem die Bereiche um die Viertelpunkte der Hauptträger und Bögen. Dabei spielt es eine untergeordnete Rolle ob die dynamische Schädigungsberechnung anhand der Maximalgeschwindigkeiten der ÖNORM EN 1991-2 [2] (v_{EC}) erfolgten, siehe dazu beispielsweise Abbildung 6.55, oder anhand jener Geschwindigkeiten die an den einzelnen Stellen und in den einzelnen Punkten am Querschnitt die maximalen Schädigungen hervorrufen ($v_{D\max}$), siehe beispielsweise Abbildung 6.56. Die Schädigungen zufolge $v_{D\max}$ haben außerdem aufgezeigt, welche großen Einfluss Resonanzerscheinungen von einzelnen Zügen haben können und wie sehr diese die Schädigung aus der dynamischen Zugsüberfahrt erhöhen, siehe dazu Abschnitt 6.2.1.2.

Die Vergleiche der Ergebnisse der Varianten mit unterschiedlicher Höhe der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ in Abschnitt 6.4 haben gezeigt, dass aufgrund Variante I mit einer fiktiven minimal erforderlichen Ermüdungsfestigkeit für 100 Jahre Lebensdauer $\Delta\sigma_{c,\min,100 \text{ Jahre}}$ teils höhere Schädigungen resultieren, als wenn die Schädigungen mit Variante II an der Wöhlerlinie zufolge $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ ermittelt wurden. Als Beispiel sei hier der Variantenvergleich des Bogens bei den dynamischen Schädigungen zufolge $v_{D\max}$, siehe Abbildung 6.53, angeführt. Das resultiert aus dem Umstand, dass in einigen Bereichen die Wöhlerlinie der Variante I unter jener der Variante II zu liegen kommt. Angemerkt sei aber, dass in der Realität Variante II zutreffende Ergebnisse liefert.

Außerdem haben die Schädigungsberechnungen anhand der Wöhlerlinie von Variante II, zufolge den tatsächlich vorliegenden Kerbfällen, gezeigt, dass vor allem bei den Hauptträgern in den Viertelpunkten und an den Lamellenenden die Ermüdungsnachweise aufgrund einer dynamischen Berechnung nicht erfüllt werden können, wie es in Abbildung 6.37 zu erkennen ist. In diesen

Bereichen übersteigt die Schädigung ganz klar den Wert 1,0. Zurückzuführen ist das auf Resonanzerscheinungen und den großen Einfluss von M_y in den Viertelunkten. An diesen Bereichen kann der Ermüdungsnachweis allerdings auch bei statischer Betrachtung nicht erfüllt werden, wie es in Abbildung 6.34 zu erkennen ist. Auch mit dem Lastmodell 71 kann im Viertelpunkt der Ermüdungsnachweis nicht erbracht werden, wie es Abbildung 6.36 zeigt. Beim Bogen stellt der Anschluss des Bogenquerriegels am Untergurt ein Problem dar, denn auch hier kann der Ermüdungsnachweis zufolge der dynamischen Berechnung mit v_{Dmax} nicht erfüllt werden, siehe dazu Abbildung 6.38.

Als abschließendes Fazit kann gesagt werden, dass aufgrund der Untersuchungen der Ermüdung an dieser Stabbogenbrücke die dynamische Berechnung deutlich größere Schädigungen verursacht, als zufolge einer statischen Berechnung. Weiters konnte in 6.2.1.2 festgestellt werden, dass bei der vorliegenden Brücke Personenzüge deutlich größere Schädigungen verursachen können als Güterzüge.

7.2. Ausblick

In weiterer Folge wäre es spannend weitere Untersuchungen an ähnlichen Stabbogenbrücken durchzuführen. Eine Möglichkeit wäre es, die tatsächlich vorliegende Dämpfung der Stabbogenbrücke zu messen und mit dieser die Schädigungen neu zu berechnen und zu eruieren, inwiefern sich die Ergebnisse verändern. Ein weiterer Schritt könnte außerdem sein, dass die Dämpfung der Brücke erhöht wird, sodass das Beschleunigungskriterium erfüllt werden könnte. Anschließend wäre zu prüfen, welche Auswirkungen das auf die Schädigungsergebnisse zufolge der dynamischen Berechnung hat und ob sich dadurch geringere Verhältnisse von dynamischer zu statischer Schädigung ergeben.

Außerdem wäre es durchaus interessant den untersuchten Geschwindigkeitsbereich bei der dynamischen Berechnung noch feiner zu unterteilen, sodass Schritte von maximal 5 km/h vorliegen, wie es auch die „Richtlinie für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken“ [1] vorschreibt. Eine solch genaue Betrachtung war aus Zeitgründen in dieser Masterarbeit leider nicht möglich. Allerdings könnten durch eine feinere Unterteilung Resonanzerscheinungen noch genauer erfasst werden. Dabei wäre von Interesse, ob die Auswirkungen der Resonanz noch größer wären, als sie hier erfasst werden konnten. Der Zugtyp 3 weist bei 230 km/h eine Anregefrequenz auf, die zwar sehr nahe an der ersten Biegeeigenfrequenz liegt und löst deshalb auch Resonanzerscheinungen aus, aber ein exakter Resonanzfall liegt trotzdem nicht vor. Durch die Unterteilung in Schritten von 10 km/h war es also nicht möglich den exakten Resonanzfall abzubilden, mit kleineren Schritten wäre das aber möglich.

Um das Ermüdungsverhalten der vorliegenden Stabbogenbrücke zu verbessern, wäre das Lamellenende noch viel weiter nach außen zu ziehen. So würden einerseits die Kerbfälle des

Lamellenendes nicht so maßgebend werden und andererseits hätte man in den Viertelpunkten, wo so hohe Schädigungen auftreten, ein größeres Widerstandsmoment zur Verfügung.

8

8. Literaturverzeichnis

- [1] Richtlinie für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken, Wien: ÖBB Infrastruktur, Ausgabe: 2011-02-01.
- [2] ÖNORM EN 1991-2, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, Wien: Austrian Standards Institute, Ausgabe: 2012-03-01.
- [3] RFEM 5, Programmversion 5.19.01, Dlubal Software GmbH.
- [4] DUENQ 8, Programmversion 8.17.01, Dlubal Software GmbH.
- [5] Matlab R2018a, The MathWorks, Inc..
- [6] Excel 2016, Microsoft Corporation.
- [7] Allplan 2017, Studentenversion, Programmversion 2017-1-12, Allplan GmbH.
- [8] Word 2016, Microsoft Corporation.
- [9] Unterweger H., Stahlbau, Skriptum zur Lehrveranstaltung, Graz: Institut für Stahlbau, Technische Universität Graz, 2019.
- [10] ÖNORM EN 1993-2, Eurocode 3 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 2: Stahlbrücken, Wien: Austrian Standards Institute, Ausgabe: 2010-08-15.
- [11] Unterweger H., Berücksichtigung der Betriebsbeanspruchung beim Ermüdungsnachweis von stählernen Eisenbahnbrücken, Dissertation, Graz: Technische Universität Graz, 1993.
- [12] ÖNORM B 1991-2, Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, Wien: Austrian Standards Institute, Ausgabe: 2018-08-01.

- [13] ÖNORM B 1991-2, Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, Wien: Austrian Standards Institute, Ausgabe: 2011-04-15.
- [14] ÖNORM EN 1993-1-9, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung, Wien: Austrian Standards Institute, Ausgabe: 2013-04-01.
- [15] ÖNORM B 1993-2, Eurocode 3 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 2: Stahlbrücken, Wien: Austrian Standards Institute, Ausgabe: 2008-03-01.
- [16] Köhler M., Jenne S., Pötter K. und Zenner H., Zählverfahren und Lastannahme in der Betriebsfestigkeit, Berlin; Heidelberg: Springer, 2012.
- [17] Hansen M., „Ermüdung,“ in *Stahlbeton- und Spannbetontragwerke nach DIN 1045: Teile 1 bis 3 (Juli 2001) Erläuterungen und Anwendungen*, Grünberg J., Hrsg., Berlin; Heidelberg, Springer, 2002, pp. 275-303.
- [18] Näßl A., Mensinger M. und Liebelt M., „Radialgelenklager als Komponenten des Steuerstabsystems Meyer/Wunstorf: Versuchsergebnisse zur Dauerhaftigkeit von Radialgelenklagern unter wiederholten Lasten,“ *Stahlbau 84, Heft 3*, pp. 195-202, 2015.
- [19] Unterweger H., Brückenbau - Grundlagen: Ausbildung, Tragsysteme, Tragverhalten, Einwirkungen, Baumethoden, Lagerung und Tragwerksentwurf, Skriptum zur Vorlesung, Graz: Institut für Stahlbau, Technische Universität Graz, 2010, Version 3.
- [20] Dinkler D. , Einführung in die Strukturmechanik: Modelle und Anwendungen, Wiesbaden: Springer Vieweg, 2016.
- [21] ÖNORM EN 1991-1-1, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau, Wien: Austrian Standards Institute, Ausgabe: 2011-09-01.
- [22] Dlubal Software GmbH, RF-DYNAM PRO: Programmbeschreibung, Tiefenbach, 2018.
- [23] Dünser C., Structural Dynamics and Earthquakes 2, Unterlagen zur Lehrveranstaltung, Graz: Institut für Baustatik, Technische Universität Graz, Sommersemester 2018.
- [24] Stelzmann U., Groth C. und Müller G., FEM für Praktiker - Band 2: Strukturmechanik: Basiswissen und Arbeitsbeispiele zu FEM-Anwendungen der Strukturmechanik – Lösungen mit dem FE-Programm ANSYS®, 5. Auflage, Renningen: Expert-Verlag, 2008.

- [25] Knothe K. und Wessels H., Finite Elemente: Eine Einführung für Ingenieure, 5. Auflage, Berlin; Heidelberg: Springer Vieweg, 2017.
- [26] ÖNORM EN 1990/A1, Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung - Änderung 1: Anwendung bei Brücken, Wien: Austrian Standards Institute, Ausgabe: 2013-03-15.

Dies ist eine Veröffentlichung des

FACHBEREICHS INGENIEURBAUKUNST (IBK) AN DER TU GRAZ

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst umfasst die dem konstruktiven Ingenieurbau nahe stehenden Institute für Baustatik, Betonbau, Stahlbau, Holzbau & Holztechnologie, Materialprüfung & Baustofftechnologie, Baubetrieb & Bauwirtschaft, Hochbau & Industriebau, Bauinformatik und Allgemeine Mechanik der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften an der Technischen Universität Graz.

Dem Fachbereich Ingenieurbaukunst ist das Bautechnikzentrum (BTZ) zugeordnet, welches als gemeinsame hochmoderne Laboreinrichtung zur Durchführung der experimentellen Forschung aller beteiligten Institute dient. Es umfasst die drei Laboreinheiten für konstruktiven Ingenieurbau, für Bauphysik und für Baustofftechnologie.

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst kooperiert im gemeinsamen Forschungsschwerpunkt „Advanced Construction Technology“. Dieser Forschungsschwerpunkt umfasst sowohl Grundlagen- als auch praxisorientierte Forschungs- und Entwicklungsprogramme.

Weitere Forschungs- und Entwicklungskooperationen bestehen mit anderen Instituten der Fakultät, insbesondere mit der Gruppe Geotechnik, sowie nationalen und internationalen Partnern aus Wissenschaft und Wirtschaft.

Die Lehrinhalte des Fachbereichs Ingenieurbaukunst sind aufeinander abgestimmt. Aus gemeinsam betreuten Projektarbeiten und gemeinsamen Prüfungen innerhalb der Fachmodule können alle Beteiligten einen optimalen Nutzen ziehen.

Durch den gemeinsamen, einheitlichen Auftritt in der Öffentlichkeit präsentiert sich der Fachbereich Ingenieurbaukunst als moderne Lehr- und Forschungsgemeinschaft, welche die Ziele und Visionen der TU Graz umsetzt.

Nummerierungssystematik der Schriftenreihe:

D – Diplom-, Masterarbeiten/Dissertationen | F – Forschungsberichte
S – Skripten, Vorlesungsunterlagen | V – Vorträge, Tagungen

Institutskenzahl:

1 – Allgemeine Mechanik | 2 – Baustatik | 3 – Betonbau
4 – Holzbau & Holztechnologie | 5 – Stahlbau & Flächentragwerke
6 – Materialprüfung & Baustofftechnologie | 7 – Baubetrieb & Bauwirtschaft
8 – Hochbau & Industriebau | 9 – Bauinformatik
10 – Labor für Konstruktiven Ingenieurbau

Fortlaufende Nummer pro Reihe und Institut / Jahreszahl