



DIPLOMARBEIT
Master Thesis

Berechnung einer Handelskaiüberbrückung in Bauweise einer
orthotropen Platte

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs/ einer Diplom-Ingenieurin

unter der Leitung von

DI Herrmann Paul

E212

Institut für Tragkonstruktionen- Stahlbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Ebner Georg

0225403

Marokkanergasse 25/9
1030 Wien

Wien, am 15.03.2010

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
Verfasser: Ebner Georg
Studienkennzahl/Matr. Nr. E610/0225403
Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul



Diplomarbeit
„Bypass“
Fußgängerbrücke über den
Handelskai

Georg Ebner
E610
0225403



Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
Kurzfassung		
<p>Der Entwurf für diese Fußgängerbrücke über den Handelskai nahe des Ferry-Dusika-Stadions entstand im Rahmen der Student Steel Trophy 2007/2008 in Zusammenarbeit mit Herrn Yaney Mina, Student an der Fakultät für Architektur.</p> <p>In dieser Diplomarbeit wird die Konstruktion und deren konstruktiven Durchbildung in Form von Ausführungsplänen erfasst und eine Statik nach Eurocode unter Berücksichtigung der nationalen Bestimmungen durchgeführt.</p> <p>Die Pläne umfassen Ansichten der Konstruktion, die bemessungsrelevante Querschnitte, Längsschnitte und die wichtigsten Konstruktionsdetails. Im Rahmen der technischen Beschreibung des Projekts wurde, ein auf die örtlichen Gegebenheiten angepasstes, Montagekonzept entwickelt. Die Statik beginnt mit der Berechnung der bemessungsrelevanten Querschnittswerte, der Aufstellung der Lasten, Einwirkungen und deren Lastkombinationen. Die Schnittgrößen wurden anhand eines Trägerrostmodelles ermittelt. Darauf folgt die Darstellung der Schnittgrößenverläufe, die Spannungsnachweise im Zustand der Tragfähigkeit und Beulnachweise. Weiters wurden ein Schwingungsnachweis für Fußgängerbrücken nach dem British Standard BS5400, Detailberechnungen und Schweißnahtnachweise durchgeführt.</p>		
Abstract		
<p>The concept for this pedestrian bridge over the Handelskai road, close to the Ferry-Dusika stadium, was designed in cooperation with Mister Yaney Mina, student of the Faculty for Architecture, as part of Student Steel Trophy 2007/2008.</p> <p>The structure and detailed design are shown in general drawings and the structural analysis was executed in accordance with the Eurocode Standard in consideration of the national rules.</p> <p>The drawings cover typical views of the structure, relevant cross-sections, longitudinal sections and the most important details. The technical description of the project includes an assembly procedure, adapted to the site conditions. The structural analysis begins with the calculations about the values of the relevant cross-sections, determination of the loads and load combinations. The internal forces were determined in a beam grillage model, followed by the verifications of the cross-sections at ultimate limit state and buckling checks. Furthermore the verification of the vibration serviceability in accordance with the British Standard BS5400, detailed analysis and welded joints verifications were performed.</p>		

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	

Inhaltsverzeichnis

	Seite Nr.:
1. Einleitung	1
1.1. Definition verwendeter Abkürzungen	1
2. Pläne	2
3. Technische Beschreibung	3
3.1. Tragsystem	3
3.2. Lagerschema	4
3.3. Sicherheitsbeiwerte	4
3.4. Verwendete Materialien	5
3.5. Montagekonzept	5
3.6. Verwendete Normen	6
4. Haupttragwerk	8
4.1. Berechnungsmodell	8
4.2. Modellierung der Querschnitte	9
4.2.1. Querschnitt 1-1 und Querschnitt 2-2	9
4.2.2. Querschnitt 3-3	12
4.2.3. Querschnitt 4-4	13
4.2.4. Querschnitt 5-5	15
4.2.5. Querschnitt 6-6	17
4.2.6. Querschnitt 7-7	19
4.2.7. Querschnitt 9-9	20
4.2.8. Querschnitt 10-10	22
4.2.9. Querschnitt 11-11	23
4.2.10. Querträger bei den Achsen QT2 bis QT7	25
4.2.11. Enduerträger bei der Achsen QT1	27
4.2.12. Querträger bei den Achsen QT10 bis QT15	28
4.2.13. Enduerträger bei der Achsen QT16	30
4.2.14. Kastenquerträger bei den Achsen QT8 und QT9	32
4.2.15. Längsträger	35
4.2.16. Quersteifen	38
4.2.17. Windverband	38
5. Lasten	41
5.1. Ständige Lasten	41
5.1.1. Eigengewicht	41
5.1.2. Setzungen	47
5.2. Veränderliche Lasten	47
5.2.1. Verkehrslasten	47
5.2.2. Windlasten	49
5.2.3. Schneelasten	54
5.2.4. Temperatureinwirkungen	54
5.2.5. Konzentrierte Einzellast	56

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
6. Lastfälle		57
6.1. Lastfälle infolge Eigenlasten		57
6.2. Lastfälle infolge Verkehrslasten		64
6.3. Lastfälle infolge Windlasten		73
6.4. Lastfälle infolge Temperatureinwirkungen		77
6.5. Lastfälle infolge Setzungen		79
6.6. Lastfälle infolge konzentrierter Einzellasten		81
7. Lastfallkombinationen		82
7.1. Kombinationsregeln für Fußgängerbrücken		82
7.2. Lastfallkombinationen		82
7.3. Kombinationsbeiwerte		83
7.4. Aufstellung der Lastfallkombination		83
8. Schnittgrößen der bemessungsrelevanten Lastkombinationen		88
8.1. Auswertung der Schnittgrößen im Rstab Programm		88
8.2. Lastkombination 14 - GEO4 – ULS		90
8.3. Lastkombination 15 - EQU3 - Nachweis der Lagesicherheit		102
9. Querschnittsklassifizierung und Spannungsnachweise im Zustand der Tragfähigkeit		104
9.1. Querschnitte Q1-1 und Q2-2		105
9.2. Querschnitt Q3-3		114
9.3. Querschnitt Q4-4		118
9.4. Querschnitt Q5-5		122
9.5. Querschnitt Q6-6		128
9.6. Querschnitt Q7-7		132
9.7. Querschnitt Q9-9		136
9.8. Querschnitt Q10-10		143
9.9. Querschnitt Q11-11		148
9.10. Querträger QT6, Stegzahnnachweis		151
9.11. Querträger QT10		155
9.12. Querträger QT16		159
9.13. Querträgerkasten bei den Achsen QT8 und QT9		163
9.14. Nachweis der Längsträger		169
9.15. Nachweis des Deckbleches		174
9.16. Nachweis der Quersteifen		176
10. Stabilitätsnachweise		178
10.1. Knicknachweise		178
10.1.1. Knicknachweis der Hauptträgerobergurte		178
10.1.2. Knicknachweis der Hauptträgeruntergurte		183
10.1.3. Knicknachweis des Untergurtes der Stütze		189
10.2. Beulnachweise		191
10.2.1. Schubbeulnachweis des Steges bei Querschnitt Q4-4		191
10.2.2. Schubbeulnachweis des Steges bei Querschnitt Q6-6		191
10.2.3. Schubbeulnachweis des Steges bei Querschnitt Q7-7		192
10.2.4. Beulnachweis des Stegbleches bei Querschnitt Q3-3		193

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.	E610/0225403	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
10.2.5. Beulnachweis des Deckbleches in Querrichtung bei QT6		196
10.3. Flanschinduziertes Stegblechbeulen		198
11. Schwingungsnachweis im Zustand der Gebrauchstauglichkeit		200
12. Detailberechnungen		202
12.1. Nachweis der Rahmenecke Quertäger-Quersteife		202
13. Schweißnahtnachweise		204
13.1. Schweißnahtdickenbegrenzung für Kehlnähte		204
13.2. Ermittlung des Schweißnahtwiderstandes		204
13.3. Schweißnahtnachweis nach dem vereinfachten Verfahren		204
Anhang A:		210
Auszug aus dem British Standard BS5400 – Part 2 Appendix B für den Schwingungsnachweis in Kapitel 11		
Literaturverzeichnis		215
Abbildungsverzeichnis		216

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
Verfasser: Ebner Georg
Studienkennzahl/Matr. Nr. E610/0225403
Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul



1. Einleitung

Inhalt der Diplomarbeit ist die statische und konstruktive Ausarbeitung einer Brücke über den Handelskai in Bauweise einer orthotropen Platte.

Der Brückentwurf entstand im Rahmen der Student Steel Trophy 2007/2008 in Zusammenarbeit mit Herrn Yaney Mina, Student an der Fakultät fuer Architektur und Raumplanung.

Die Brücke über den Handelskai ist hier ein Teil eines städtischen Projekts zur barrierefreien Verbindung der Donauuferpromenade mit dem Park des Ferry-Dusika-Stadions. Das Projekt beginnt bei der Donaupromenade mit einem zur Brücke hin ansteigenden, begrünten Gelände, welches unterhalb einer Aussichtsplattform ein Café beherbergt. Von diesem Gelände führen je ein Geh- und ein Radweg auf der Brücke über die Gleise der geplanten S45 Donauuferbahnverlängerung. Bei der Mittelstütze führt ein Stiegenabgang zu den Gleisen der Schnellbahn. Die Konstruktion des Stiegenhauses ist weitgehend unabhängig von der Brückenkonstruktion. Weiters führt die Brücke über den Handelskai in ein angrenzendes Ausstellungsgebäude. Schließlich führen eine behindertengerechte Gehwegrampe und eine Radwegrampe von den 2 Ebenen des Ausstellungsgebäudes auf das Niveau der Meiereistrasse.

siehe Abb. 1.1.

siehe Abb. 1.2.

siehe Kap.5.2.2 (B)

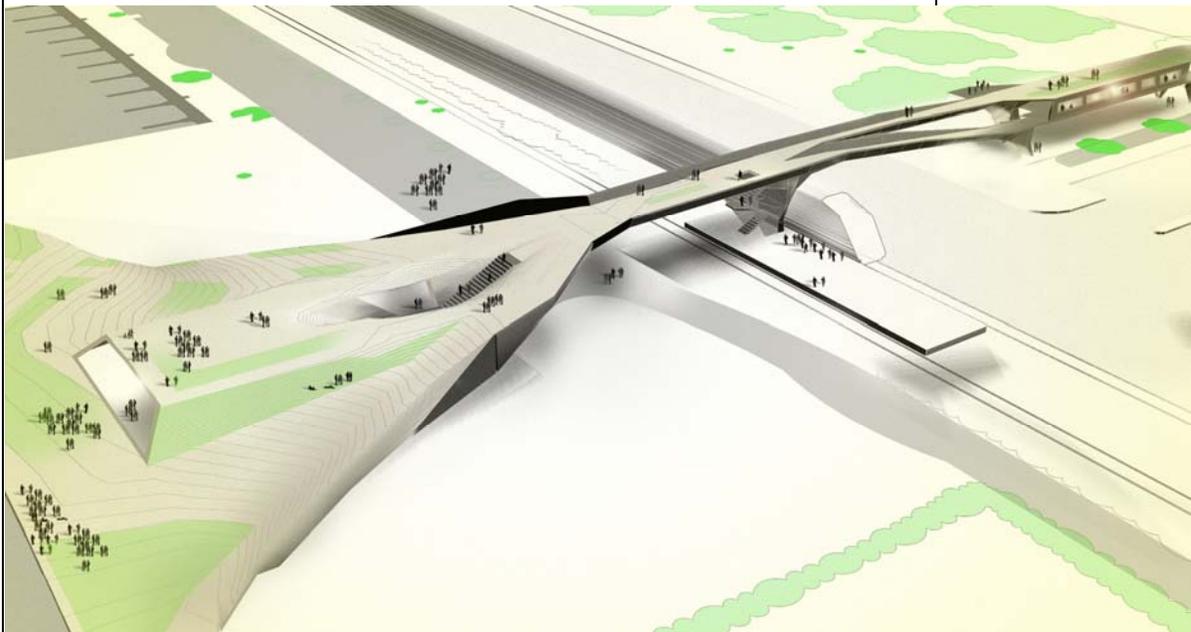


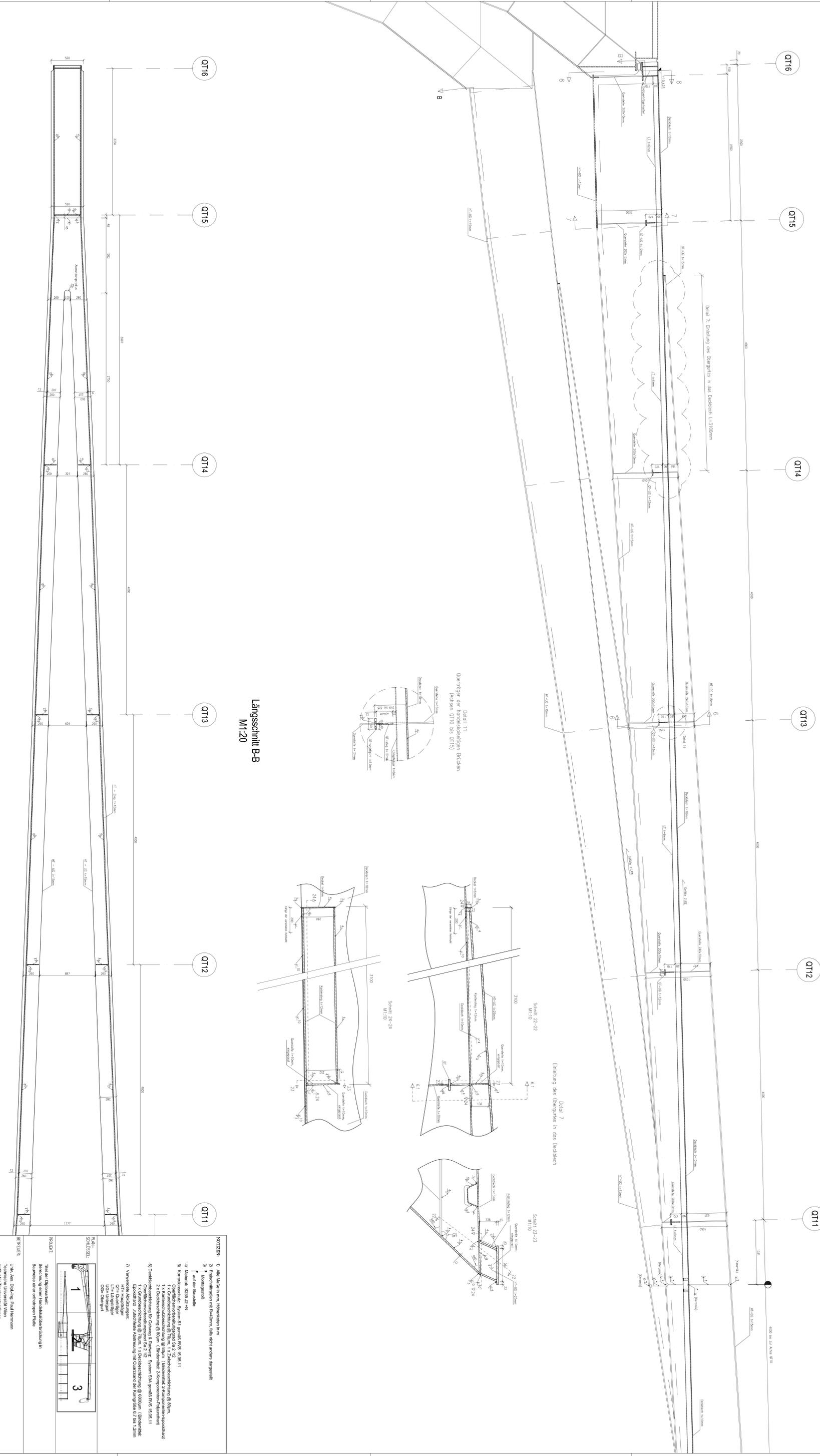
Abb. 1.1 Rendering des Gesamtprojekts

1.1. Definition verwendeter Abkürzungen für diese Diplomarbeit:

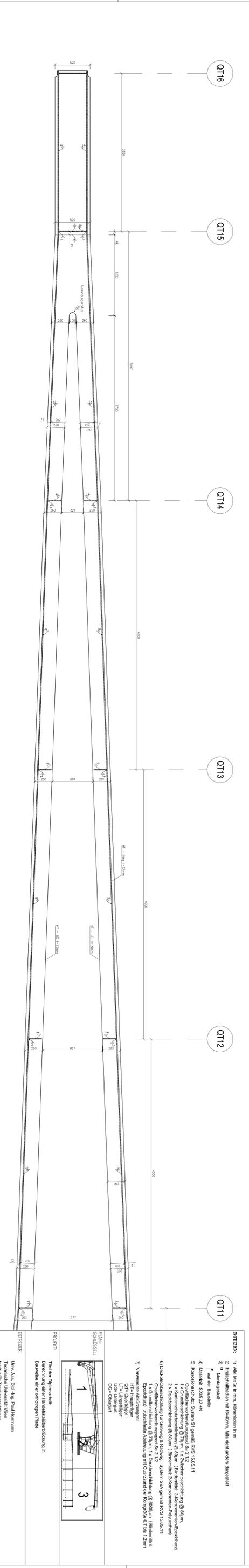
OG = Obergurt
UG = Untergurt
HT = Hauptträger
QT = Querträger

Diplomarbeit: Verfasser: Studienkennzahl/Matr. Nr. Institut: Betreuer:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Ebner Georg E610/0225403 Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
<p> Qst = Quersteife LT = Längsträger Q3-3 = Querschnitt 3-3 VR= Vertikale Hohlrippe HR= horizontale Hohlrippe LF= Lastfall LG= Lastgruppe LK= Lastkombination M_y= Moment um die y-Achse Q_z= Querkraft in z-Richtung SN= Schweißnaht </p>		
<p>2. Pläne</p>		
<p>2.1. Plan Nr 1:</p>		
<p>Plan Nr.1 zeigt die Ansicht von oben, Seitenansicht und eine Querschnittsübersicht im Maßstab 1:50</p>	<p>siehe Plan Nr. 1</p>	
<p>2.2. Plan Nr 2:</p>		
<p>Plan Nr.2 zeigt sämtliche Querschnitte, Schnitte und dazugehörige Details.</p>	<p>siehe Plan Nr. 2</p>	
<p>2.2. Plan Nr 3:</p>		
<p>Plan Nr.3 zeigt die Längsschnitte der Konstruktion und dazugehörige Details.</p>	<p>siehe Plan Nr. 3.1 bis 3.3</p>	

Längsschnitt A-A M1:20



Längsschnitt B-B M1:20



NOTIZEN:

- Alle Maße in mm, Höhen sind in m
- Freischnitten mit Freidorn, falls nicht anders dargestellt
- Manuscript
- Material: S235, S275, S355, S460
- Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- Querschienenverankerung S1 & 2
- 1 x Korrosionsschutzanstrich @ 80µm (Bismontol, 2-Komponenten-Grundanstrich)
- 2 x Deckbeschichtung @ 80µm (Bismontol, 2-Komponenten-Polyurethan)
- 60 Deckbeschichtung (für Gehweg & Fußweg) System S5A gemäß RVS 15.05.11
- 1 x Grundbeschichtung @ 70µm, 1 x Deckbeschichtung @ 600µm (Bismontol Epoxydharz) zusätzliche Anklebung mit Querschnitt 07 bei 12mm
- Verwendete Maßstabregeln:
 - QT = Quertträger
 - LT = Längsträger
 - UC = Untergurt
 - OC = Obergurt

PROJEKT:

Teil der Dokumentation:

Berechnung einer reibschweißverbondenen Stahlbrücke über Freidornen

PROJEKTLEITER: Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Paul Herrmann
Technische Universität Wien
Institut für Tragwerksstrukturen

VERFASSTER: Peter Grogg
Matrikelnummer: 0254403
Studiennummer: E810
Studienrichtung: Bauplanwissenschaften

INHALT:

Längsschnitt Blatt 1 von 3	(M 1:20)
Längsschnitt A-A, B-B, 26x28	(M 1:10)
Detail 6, 7, 9, 10, 11, 12, Teilansicht 23-29	(M 1:10)
Schnitte 20-20, 21-21, 22-22, 23-23, 24-24, 30-30	(M 1:10)

VERFASST: Einar Grogg

KONTROLLIERT: M 1:50

DATEI: November 09

PROJEKT: PLANUNGSMITTEL

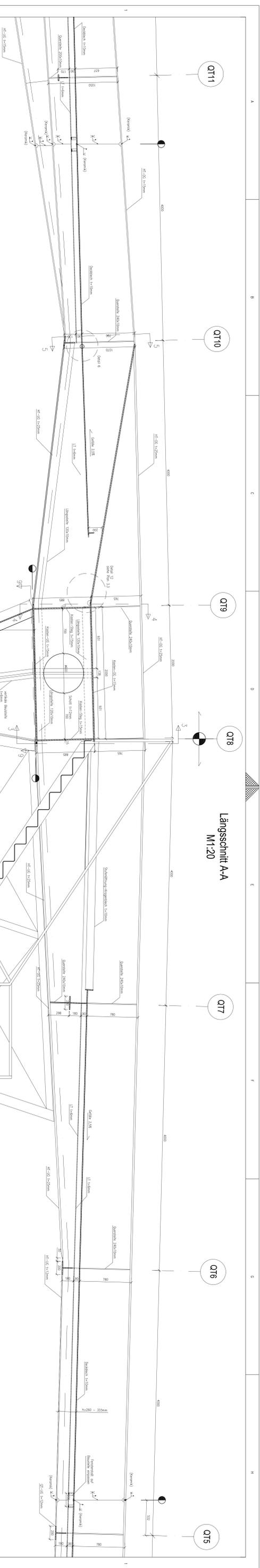
PLANMÄßIG: PLANMÄßIG

DÜBELMÄßIG: AD

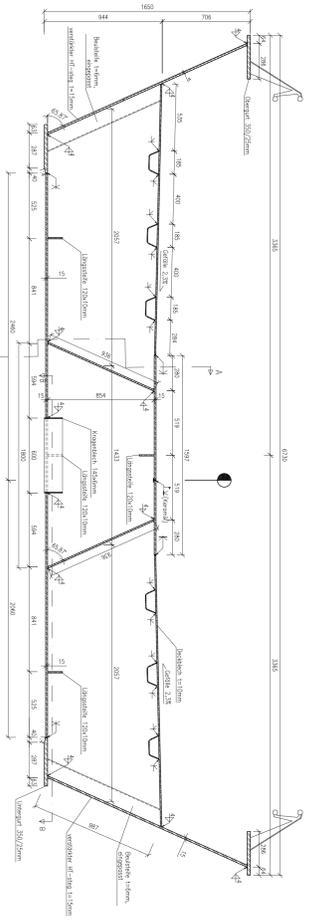
FÜßMÄßIG: 031

REVISIONEN:

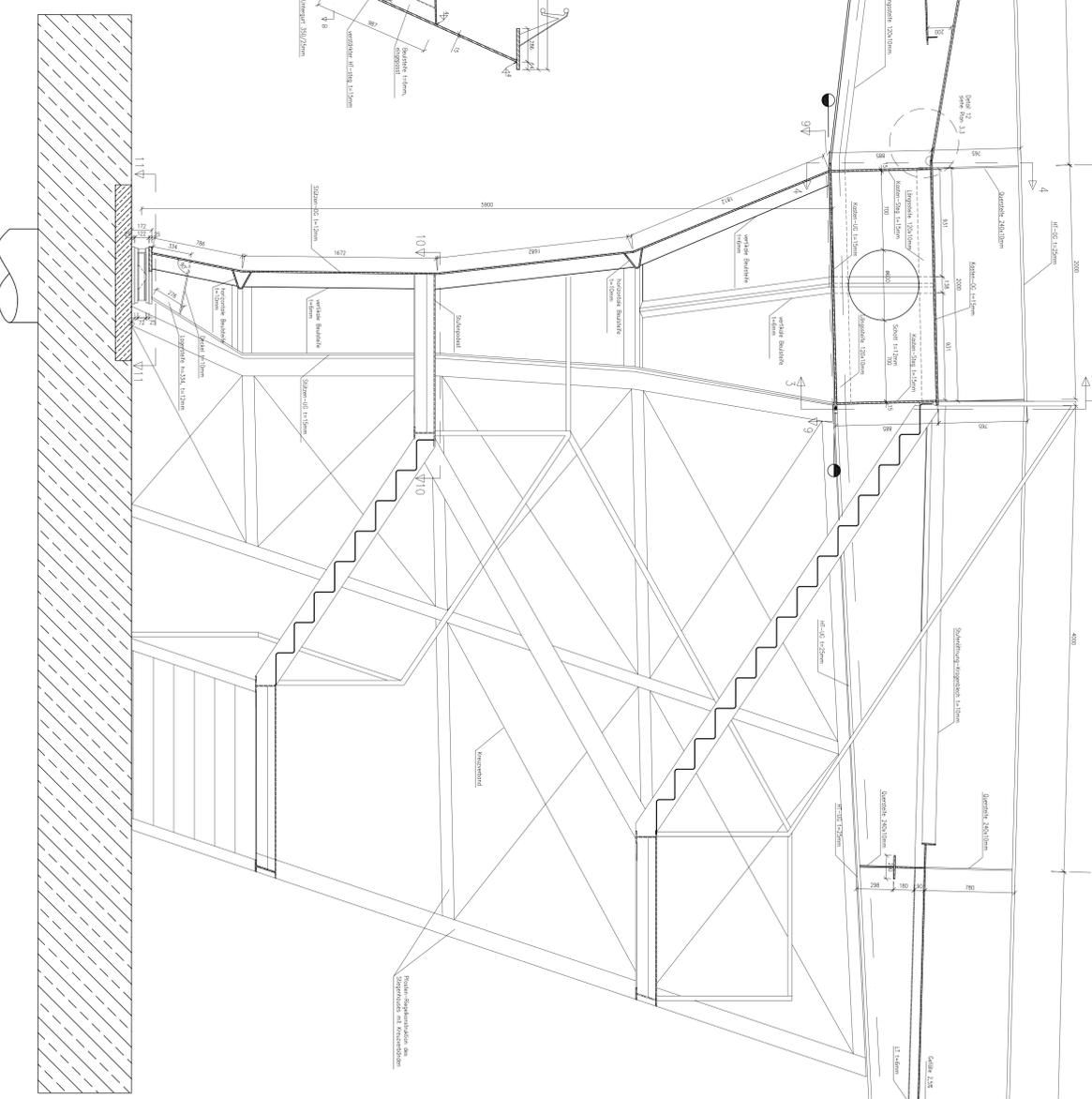
NO.	REVISION	DATE
0		



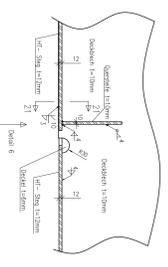
Längsschnitt AA
M1:20



Schnitt 28-28
Längsschnitt des Stützgerüsts
M1:20

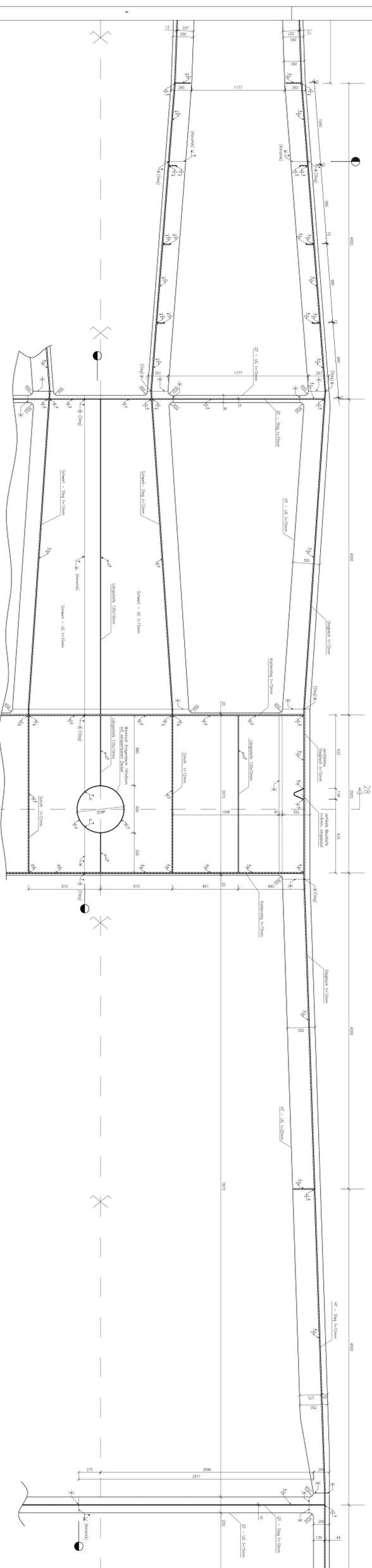


Schnitt 21-21
M1:10



Schnitt 20-20
M1:10

Längsschnitt B-B
M1:20



NOTIZEN:

- 1) Alle Maße in mm, Höhen sind in m
- 2) Freischnitten mit Freischnitt, falls nicht anders dargestellt
- 3) * Messungspunkt
- 4) Material: S235, S275, S355, S460
- 5) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 6) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 7) Verankerung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 8) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 9) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 10) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 11) Verankerung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 12) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 13) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 14) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 15) Verankerung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 16) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 17) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 18) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 19) Verankerung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 20) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 21) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 22) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 23) Verankerung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 24) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 25) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 26) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 27) Verankerung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 28) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 29) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 30) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 31) Verankerung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 32) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 33) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 34) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 35) Verankerung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 36) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 37) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 38) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 39) Verankerung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 40) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 41) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 42) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 43) Verankerung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 44) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 45) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 46) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 47) Verankerung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 48) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 49) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 50) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 51) Verankerung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 52) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 53) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 54) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 55) Verankerung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 56) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 57) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 58) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 59) Verankerung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 60) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 61) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 62) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 63) Verankerung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 64) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 65) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 66) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 67) Verankerung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 68) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 69) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 70) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 71) Verankerung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 72) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 73) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 74) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 75) Verankerung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 76) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 77) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 78) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 79) Verankerung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 80) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 81) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 82) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 83) Verankerung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 84) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 85) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 86) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 87) Verankerung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 88) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 89) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 90) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 91) Verankerung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 92) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 93) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 94) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 95) Verankerung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 96) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 97) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 98) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 99) Verankerung: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 100) Druckstreckung: System S1 gemäß RVS 15.05.11

PROJEKT: Teil der Dächerarbeit: Berechnung einer rechnerischen Berechnung in einem 3D-Modell

BETRIEB: Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Paul Hermann Technische Universität Wien Institut für Tragwerksbau

VERFASSTER: Paul Hermann Matrikelnummer: 0254403 Studienrichtung: EIB

INHALT: Längsschnitt B-B von 3, Details 6, 7, 9, 10, 11, 12, Teilansicht 28-29, Schnitt 20-20, 21-21, 22-23, 24-24, 30-30, (M1:10)

VERFASST: Eder Georg

KONTROLLIERT: MESSING

PROJEKT: PLANUNG

MASSSTAB: M1:50

PROJEKT: PLANUNG

REVISIONEN: 01 November 09

PROJEKT: PLANUNG

REVISIONEN: 02

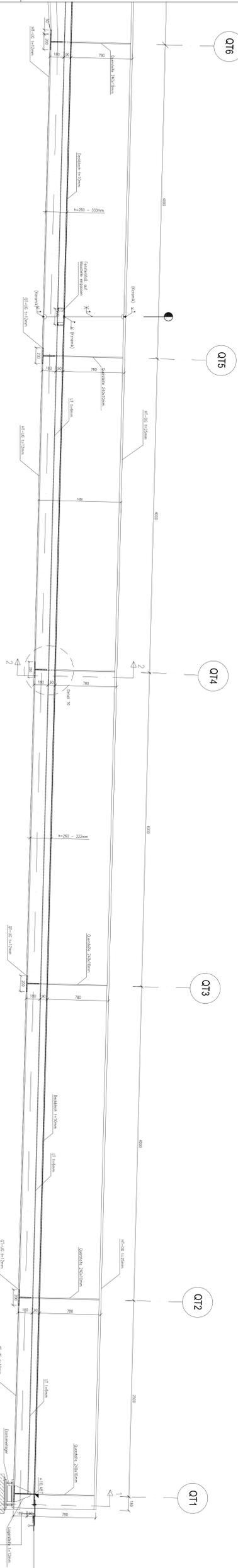
PROJEKT: PLANUNG

REVISIONEN: 03

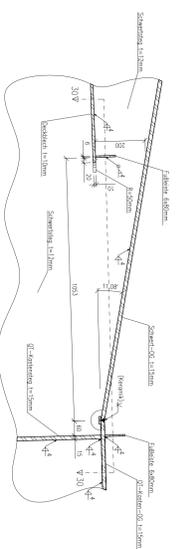
PROJEKT: PLANUNG

REVISIONEN: 04

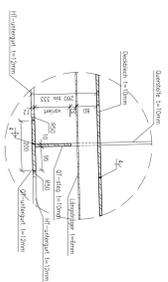
Längsschnitt A-A
M1:20



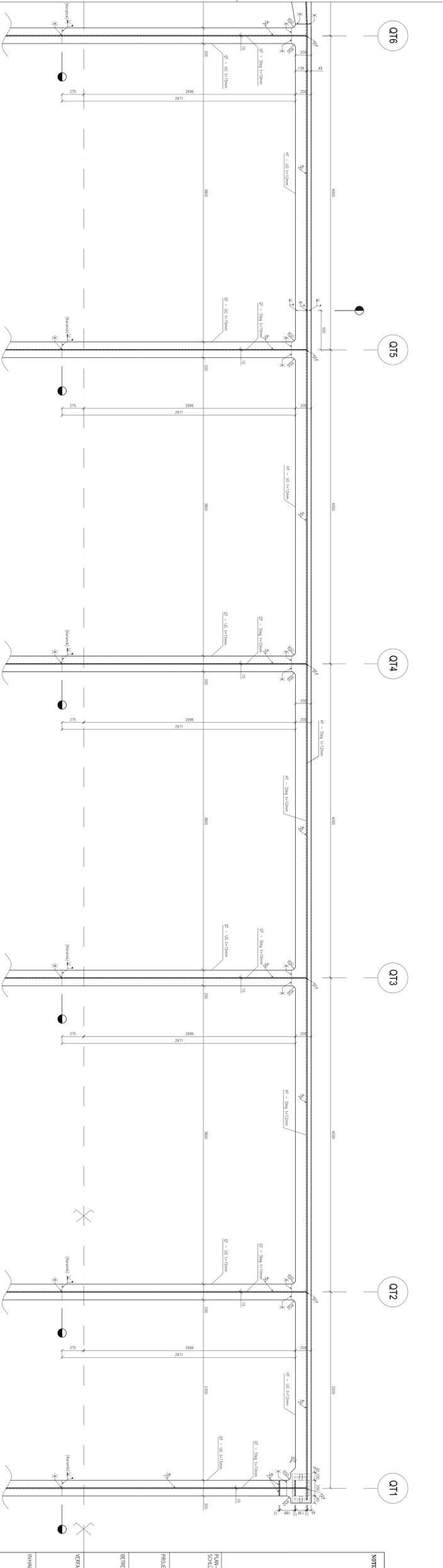
Detail 12 - Einbauelement 29-29
M1:10



Detail 10
Querschnitt der abstrakten Brücke
(Achsen QT2 bis QT7)



Längsschnitt B-B
M1:20



NOTIZEN:

- 1) Alle Maße in mm, Höhen sind in m
- 2) Freischneiden mit Freidorn, falls nicht anders dargestellt
- 3) Messpunkt
- 4) Material: S235JR-N
- 5) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 6) Oberflächenvorbereitung: Sa 2 1/2
- 7) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 8) auf der Baustelle
- 9) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 10) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 11) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 12) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 13) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 14) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 15) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 16) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 17) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 18) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 19) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11
- 20) Korrosionsschutz: System S1 gemäß RVS 15.05.11

PROJEKT:

Teil der Dikturarbeit:
Berechnung einer rechnerischen Brücke in
Beton mit Stahlgewärke

PROJEKTANT:

Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Paul Hermann
Technische Universität Wien
Institut für Tragwerkslehre

VERFASST:

Paul Hermann
Matrikelnummer: 0259403
Studienrichtung: Bauteilbauwesen

INHALT:

Längsschnitt Blatt 3 von 3 (M1:20)
Längsschnitt A-A, B-B, 28:28
Detail 6, 7, 9, 10, 11, 12 - Teilansicht 29-29 (M1:10)
Schnitte 20-20, 21-21, 22-22, 23-23, 24-24, 30-30 (M1:10)

VERFASST	KONTROLLIERT	MASSSTAB	DATUM
Paul Hermann	Paul Hermann	M1:50	November 09
PROJEKT	PROJEKTANT	PROJEKTANT	REV.
Dikturarbeit Aufgabenblätter	AD	03.3	0

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Hermann Paul	

3. Technische Beschreibung

3.1. Tragsystem

Die Brücke führt in 2 Feldern von jeweils 27,5m über den Handelskai und über die Gleise der Donauuferbahn. Die Stütze in der Mitte bildet mit den Brückenhauptträger einen an den Endauflagern verschieblich gelagerten Rahmen.

siehe Abb. 3.1

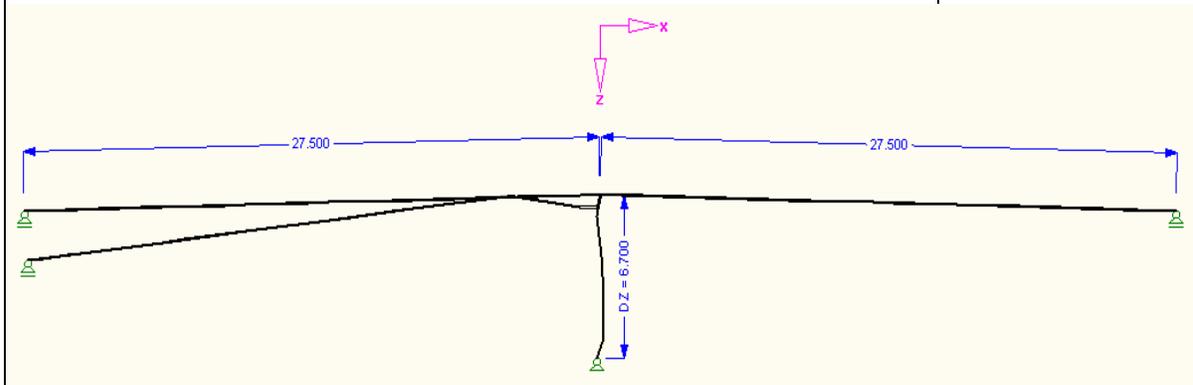


Abb. 3.1 Statisches System - Trägerrostmodellseitenansicht

Maße in m

Im ersten Feld führen 2 getrennte Brückentragwerke, eine Fußgängerbrücke und eine Brücke für Radfahrer über den Handelskai. Beide Tragwerke vereinigen sich nahe der Stütze zu einem Brückentragwerk mit einer Gesamtbreite von etwa 6,8m.

siehe Seitenansicht
siehe Oberansicht -
Plan Nr. 1

Fußgänger- und Radfahrerbrücke sind jeweils in Längsrichtung verschieblich auf einer Stahlkonstruktion des Restaurant-/Ausstellungsbereiches gelagert. Die Radfahrerbrücke beginnt auf einer Ebene in zirka 3,5m Höhe und hat eine Steigung von etwa 11,4% bis hin zur Mittelstütze.

Die Fußgängerbrücke hingegen beginnt auf einem Höhenniveau von etwa 6,2m und weist ein Steigung von 2,5% in Richtung Mittelstütze auf. Die Fußgänger- und Fahrradbrücke haben den gleichen Querschnittsverlauf mit einer konstanten Geh-/Fahrwegbreite von etwa 2m und einer Gesamtbreite von 3,2 bis 2,5m. Die Querschnitte entwickeln sich von einem offenen Trogquerschnitt an der Stütze zu einem geschlossenen Kastenquerschnitt am Endlager.

siehe Längsschnitt A-A
Plan Nr. 3

Das zweite Brückenfeld führt über die Gleise der Donauuferbahn und weist ein Gefälle von etwa 2,5% zur Donau hin auf. Das Ende des zweiten Brückenfeldes ist ebenfalls in Längsrichtung verschieblich gelagert. Der Querschnitt ist hier in Form eines offenen Trogquerschnitts ausgebildet.

Das Brückentragwerk besteht aus Vollwandträgern mit quergeneigten Hauptträgerstegen. Die Höhe der Hauptträger beträgt an den Feldquerschnitten 1,05m und voutet sich im Stützenbereich auf eine Höhe von 1,65m auf. Sämtliche Fahrbahnkonstruktionen sind als orthotrope Platten ausgebildet.

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Hermann Paul	

Die Stütze, welche in Form eines C-Querschnitts konstruiert ist, weist einen Obergurt auf, der durch einen Beulsteifenrost gegen Stabilitätsverlust gesichert ist.

Horizontale Kräfte in Längsrichtung der Brücke werden am Festlager am Stützenfuß abgetragen.

Horizontale Kräfte in Querrichtung werden an den Lagern der Brückendenen und am Stützenfuß abgetragen.

Die Breite beträgt am Stützenkopf 5,18m und verjüngt sich kontinuierlich zum Stützenfuß hin auf 2,6m. Weiters weist die Stütze eine veränderliche Bauhöhe von 2m am Stützenkopf bis zu 0,4m am Stützenfuß auf.

Die Spannungsnachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit werden nach dem E-E Verfahren gerechnet. Einwirkungen und Widerstandswerte werden somit rein elastisch berechnet und Spannungsnachweise erfolgen an den maßgebenden Querschnittsfasern.

siehe Querschnitt 3-3
Plan Nr. 1

siehe Querschnitt 1-1 & 8-8
siehe Querschnitt 9-9
siehe Querschnitt 11-11
siehe Seitenansicht
Plan Nr.1

3.2. Darstellung des Lagerschemas:

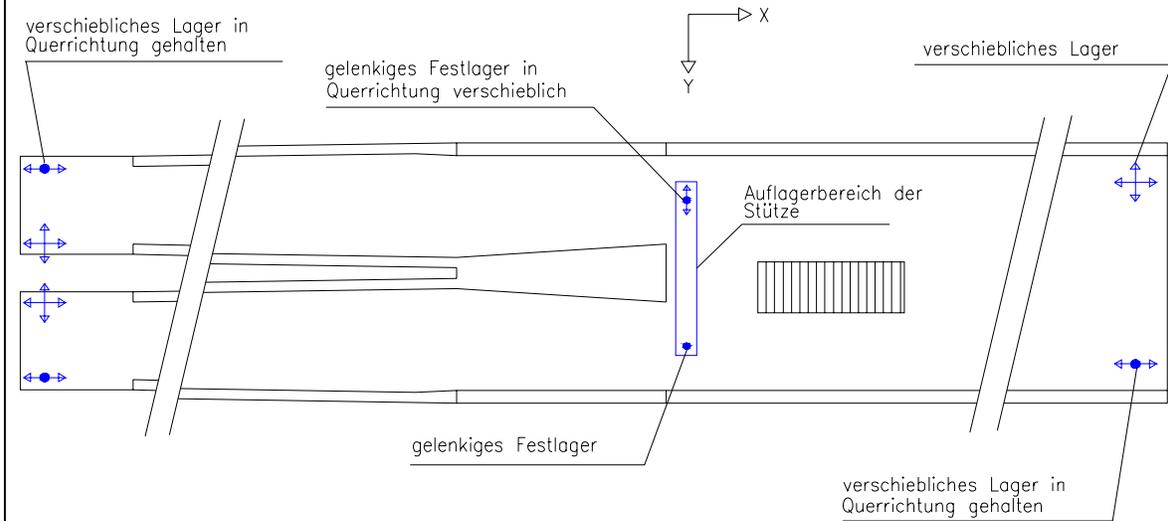


Abb. 3.2 Lagerschema

3.3. Sicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite:

EN1993-2 Kap. 6

Beanspruchbarkeit v. Bauteilen & Querschnitten bei:	Symbol	Wert
- Fließen im Querschnitt, lokales Beulen	$\gamma_{M,0} =$	1
- Stabilitätsverlust d. Bauteils	$\gamma_{M,1} =$	1,1
- Bruch des Querschnitts bei Zugbeanspruchung	$\gamma_{M,2} =$	1,25
- Bruch von Schrauben, Schweißnähten	$\gamma_{M,2} =$	1,25

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr. E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

3.4. Verwendetes Material

Das gesamte Brückentragwerk wird aus Stahl der Güte S235 J2+N gefertigt.

Werkstoffkennwerte für Baustähle:

Elastizitätsmodul E=	21000 kN/cm ²
Schubmodul G=	8100 kN/cm ²
Querdehnzahl ν=	0,3
Temperaturausdehnungszahl α=	0,000012 K ⁻¹
Dichte ρ=	7850 kg/m ³

K = Kelvin

S235 J2 + N:

Streckgrenze f_y (t≤40mm)	23,5 kN/cm ²
Zugfestigkeit f_u (t≤40mm)	36 kN/cm ²
Streckgrenze f_y (t≥40mm)	21,5 kN/cm ²
Zugfestigkeit f_u (t≥40mm)	36 kN/cm ²

3.5. Montagekonzept:

Aufgrund der relativ geringen Tonnage der einzelnen Schüsse ist eine Kranmontage geplant. Der Schuss ST1 der Stütze hat 4,8 Tonnen auf einer Länge von 5,84m und einer Breite von 5,18m. Zur Stabilisierung des Schusses kann ein Montagegerüst verwendet werden. Anschließend kann Schuss 1 des Hauptträgers eingehoben werden. Dieser hat 26,93 Tonnen auf einer Länge von 20,5m und einer Breite von 6,73m. An den Stößen zu Schuss 2, 3 und 4 wird Schuss 1 mit Montagejochen oder Montagegerüsten unterstützt. Weiter kann Schuss 2 mit einem Gewicht von 15,77 Tonnen auf einer Länge von 15,14m eingehoben und mit Schuss 1 verschweißt werden. Danach folgen die Schüsse 3 und 4 mit einem Gewicht von jeweils 11,92 Tonnen auf einer Länge von 19,6m und einer Breite von 3,33m. Der Stiegenaufgang von Bahnsteig zum Brueckenniveau kann nun ebenfalls montiert werden.

siehe Plan Nr.1 Seitenansicht und Abb.3.3

siehe Abb.3.4

siehe Abb.3.5

siehe Abb.3.6

Schema des Montageablaufes:

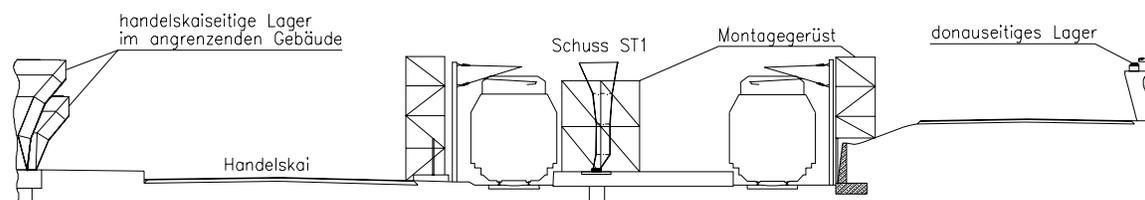


Abb. 3.3 Montage von Schuss ST1

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
Verfasser: Ebner Georg
Studienkennzahl/Matr. Nr. E610/0225403
Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Hermann Paul

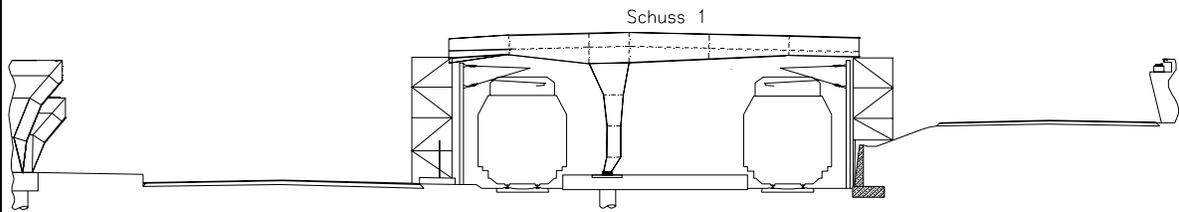


Abb. 3.4 Montage von Schuss 1 des HT

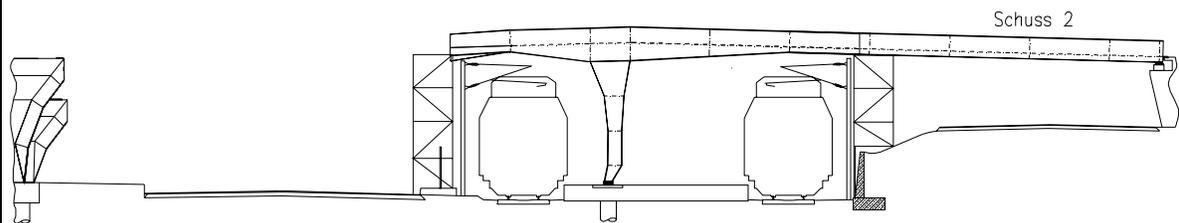


Abb. 3.5 Montage von Schuss 2 des HT

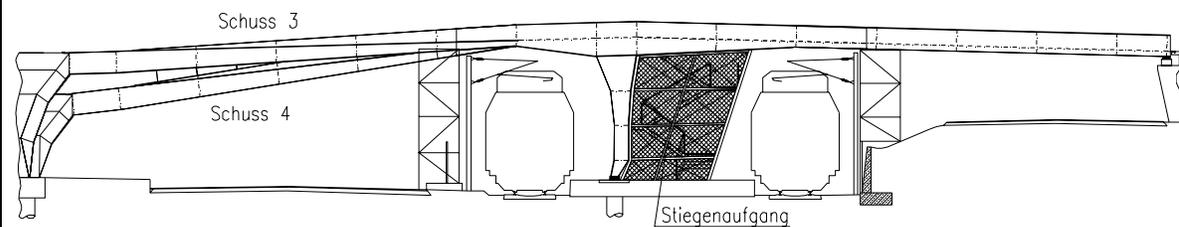


Abb. 3.6 Montage von Schuss 3 und 4 des HT

3.6. Verwendete Normen / Quellen

A) Einwirkungen auf das Brückentragwerk:

EN 1990 (2002) A (Brückentragwerke) - Lastfallkombinationen, Kombinationsregeln

EN 1991-1-3 (2005) - Ermittlung der Schneelasten

ÖNORM B 1991-1-3 (2006) Nationaler Anhang für Schneelasten

EN 1991-1-4 (2005) - Ermittlung der Windlasten nach dem vereinfachten Verfahren für Brückentragwerke

ÖNORM B 1991-1-4 (2006) Nationaler Anhang für Windlasten

EN 1991-1-5(2003) - Ermittlung der Temperatureinwirkungen für Stahlbrücken

ÖNORM B 1991-1-5 (2004) Nationaler Anhang für Temperatureinwirkungen

<p>Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Verfasser: Ebner Georg Studienkennzahl/Matr. Nr. E610/0225403 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Hermann Paul</p>	
<p>EN 1991-2 (2003) - Verkehrslasten auf Brücken</p> <p>ÖNORM B 1991-2 (2004) Nationaler Anhang für Verkehrslasten auf Brücken</p> <p>B) für die Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten:</p> <p>EN 1993-1-1:(2005) - Allgemeine Bemessungsregeln</p> <p>ÖNORM B 1993-1-1 (2006) Nationaler Anhang für Allgemeine Bemessungsregeln</p> <p>EN 1993-1-5:(2006) - Plattenförmige Bauteile</p> <p>ÖNORM B 1993-1-5 (2006) Nationaler Anhang für Plattenförmige Bauteile</p> <p>EN 1993-1-8:(2005) - Bemessung von Anschlüssen</p> <p>ÖNORM B 1993-1-8 (2006) Nationaler Anhang für die Bemessung von Anschlüssen.</p> <p>EN 1993-2 (2006) - Bemessung von Stahlbrücken</p> <p>ÖNORM B 1993-2 (2006) Nationaler Anhang für die Konstruktion und Bemessung von Stahlbrücken.</p> <p>British Standard BS5400 (2001) Part 2; Appendix B: Schwingungsnachweis für Fußgänger- und Fahrradbrücken im Zustand der Gebrauchstauglichkeit</p> <p>Stahlbau Petersen" Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten (3. Auflage 1993)</p> <p>Straßenbrücken in Stahlbauweise nach DIN-Fachbericht (2004), 1.Auflage, Verlag Müller / Bauer / Uth</p> <p>Stahlbau - Grundlagen, Konstruktion, Bemessung (2007) 6. Auflage, von Gerald Luza, Manz Verlag</p>	<p>siehe Anhang A</p>

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

4. Haupttragwerk

4.1. Berechnungsmodell

Die Schnittgrößenberechnung wird an einem dreidimensionalen Trägerrostmodell ausgeführt. Dazu wird das Statikprogramm Rstab (Version 5.12) der Firma Dlubal verwendet.

Die veränderlichen Stützenquerschnitte, sowie die Brückenträgerquerschnitte Querträger und sämtliche Längsträger des Stabmodelles wurden mit dem Programm Duenq (Version 5.12) der Firma Dlubal konstruiert und enthalten bereits mitwirkende Breiten zur Berücksichtigung der Schubverzerrungen. Weiters wurden im Modell die Neigungen der Hauptträger beziehungsweise Geh- und Radweges ebenfalls berücksichtigt.

In diesem mehrfach statisch unbestimmten System des Trägerrostmodells müssen eventuell auftretende Zwänge aus Temperatureinflüssen jedenfalls untersucht und berücksichtigt werden.

Die Windverbände simulieren die Steifigkeit des Deckbleches in Querrichtung der Brücke.

In Abbildung 4.1 ist das Trägerrostmodell in der Perspektive zu sehen. Es wurden alle bemessungsrelevanten Stäbe markiert und mit den Nummern aus dem Rstabmodell versehen:

Berechnung der mitwirkenden Breiten siehe Kap 4.2.

siehe Kap. 4.2.17

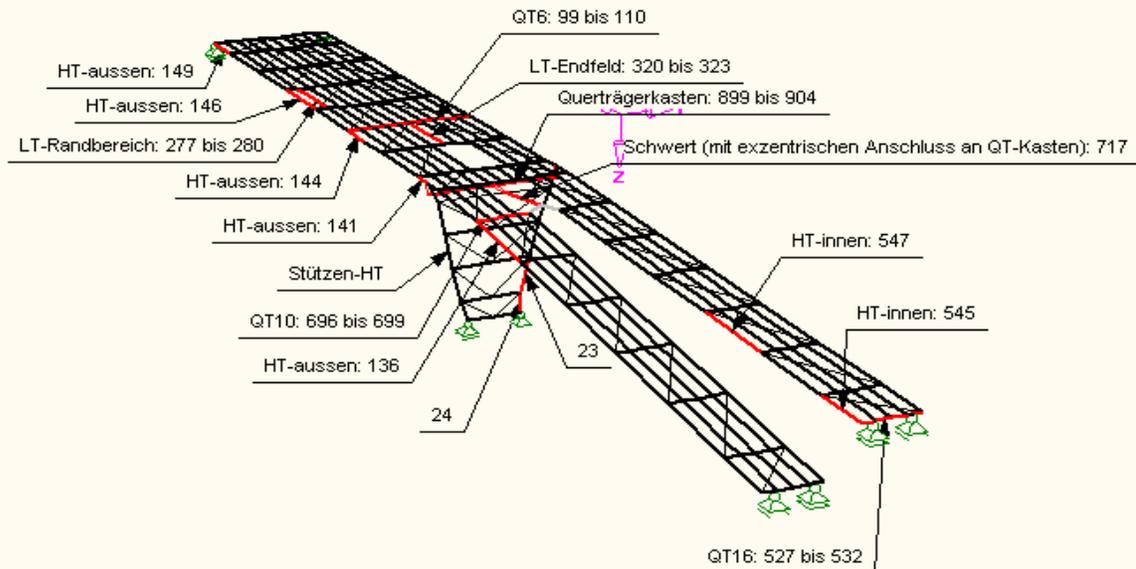


Abb.4.1.1: Perspektive des Trägerrostmodells

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

Damit die inneren Hauptträger der Handelskaiüberbrückungen biegesteif an die Stütze angeschlossen werden können, wird das sogenannte Schwert, welches beide inneren Hauptträger vereint, in einen torsionsteifen Querträgerkasten, mit einer Exzentrizität von 1m (=halbe Kastenbreite), eingeleitet. Dieser Kasten spannt sich zwischen den außenliegenden Hauptträgern und sitzt am Stützenkopf. Somit ist eine ausreichend steife Lagerung des Schwertes gegeben, damit die inneren und äußeren Hauptträger unter den gegebenen Belastungen ein ähnliches Verformungsverhalten aufweisen und sich somit möglichst gleichmäßig durchbiegen und verdrillen.

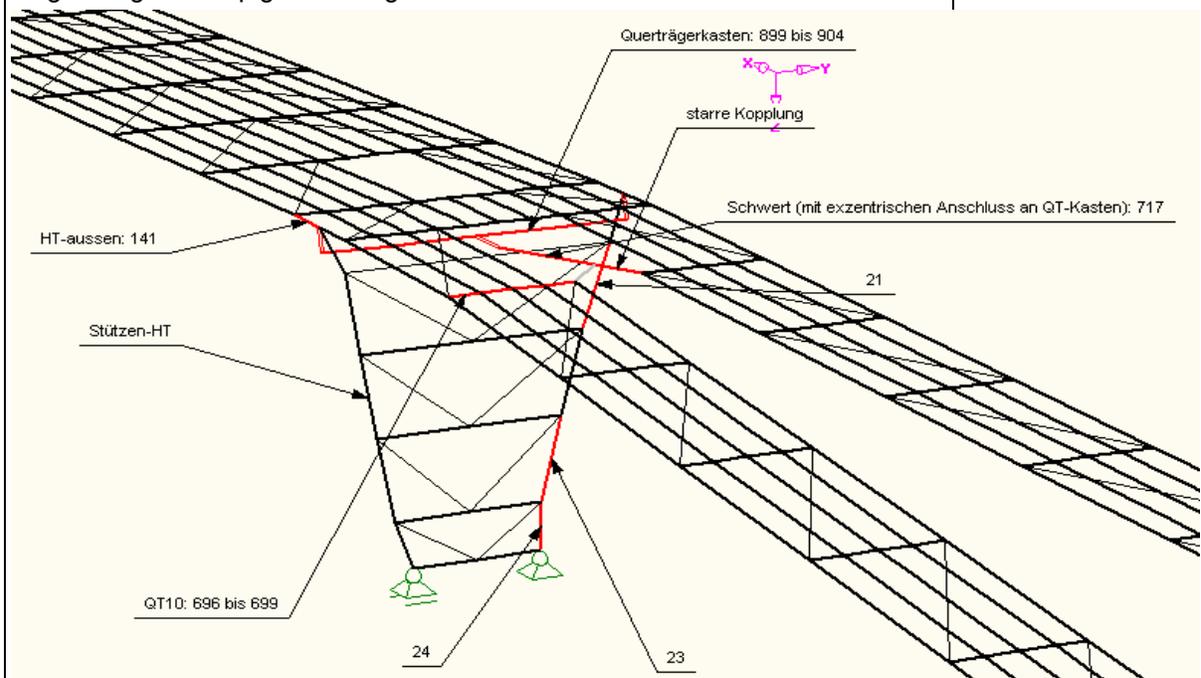


Abb.4.1.2: Anschluss des Schwertes an den Querträgerkasten

4.2. Modellierung der Querschnitte für das Trägerrostmodell unter Berücksichtigung effektiver Breiten:

Zur Berücksichtigung der Schubverzerrungen werden im Folgenden die effektiven Breiten der Gurte und Deckbleche aller Querschnitte ermittelt.

4.2.1. Querschnitte 1-1 und 2-2

Querschnitt 1-1 ist der Auflagerquerschnitt der donauseitigen Brücke. Querschnitt 2-2 ist der Feldquerschnitt der donauseitigen Brücke und vereint Fahrrad - und Fussgängerweg auf einer Verkehrsflächenbreite von etwa 5,4m. Die Höhe eines Hauptträgers beträgt 1,05m und Gesamtbreite des Trogquerschnitts beträgt 6,73m.

siehe Plan Nr. 1
 Querschnitt 1-1 und 2-2

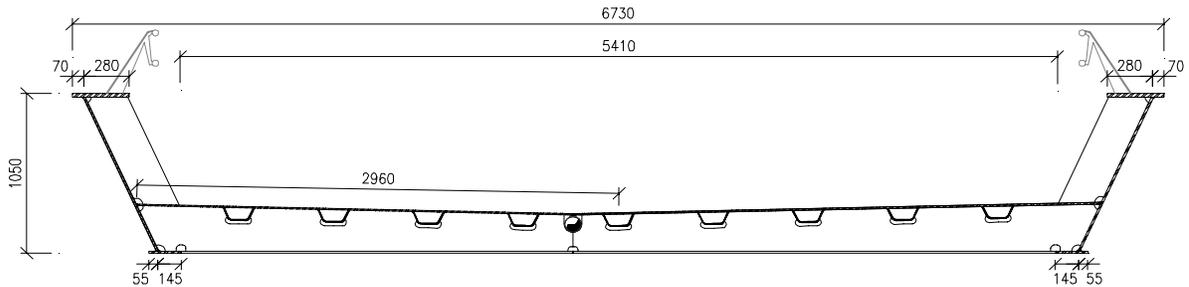


Abb.4.2.1: Querschnitt 2-2

A) Ermittlung der effektiven Breiten:

Die Stützweite der Hauptträger zwischen den Auflagern und der Stütze beträgt 27,5m.

$$b_0 = 2,96 \text{ m (Halbe Breite des DB)}$$

Abschätzung des Abstandes der Momentennullpunkte:

$$L_e = 27,5 \cdot 0,85 = 23,375 \text{ m}$$

$$b_{0, OG} = 0,28 \text{ m}$$

$$b_{0, UG} = 0,145 \text{ m}$$

$$b_{0, DB} = 2,96 \text{ m}$$

Aus der Bedingung $b_0 \leq \frac{L_e}{50} = 0,47 \text{ m}$ folgt, dass nur für das DB

die effektive Breite ermittelt werden muss.

Ermittlung von b_{eff} (effektive Breite) des Deckbleches:

Die Querschnittsfläche einer Hohlrippe ohne Deckblech beträgt

$$A_{si} = 1695 \text{ mm}^2$$

In einer Hälfte des Querschnitts werden 4,5 Längsrippen berücksichtigt:

$$\sum A_{si} = 4,5 \cdot 1695 = 7628 \text{ mm}^2$$

Berechnung des Vorwertes κ :

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{\sum A_{si}}{b_0 t}} = 1,121$$

$$\kappa = \frac{\alpha_0 \cdot b_0}{L_e} = 0,14$$

Berechnung des Abminderungsfaktors β im Feld bei Querschnitt 2-2:

$$\text{Feldmoment: } \beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4\kappa^2} = 0,886$$

$$\text{Daraus folgt: } \beta \cdot b_0 = 2,622 \text{ m} = b_{eff, Feld}$$

Maße in [mm]

EN 1993-1-5 Kap 3

Abb. 4.2.1

EN 1993-1-5(2006)
Kap 3.2.1. Bild 3.1

siehe Abb. 4.2.1

EN 1993-1-5/Kap 3.1(1)
OG: $b_{eff} = b_0$
UG: $b_{eff} = b_0$
DB: $b_{eff} < b_0$

EN 1993-1-5(2006)
Kap 3.2.1. Tab. 3.1

EN 1993-1-5(2006)
Kap 3.2.1. Tab. 3.1
für κ gilt:
 $0,02 \leq \kappa \leq 0,7$

Berechnung des Abminderungsfaktors β am donauseitigen Endauflager bei Querschnitt 1-1:

EN 1993-1-5(2006)
 Kap 3.2.1. Tab. 3.1

$$\beta = \beta_0 = \left(0.55 + \frac{0.025}{\kappa} \right) \cdot \beta_1 = 0,643$$

Daraus folgt: $\beta \cdot b_0 = 1,903 \text{ m} = b_{\text{eff,Endauflager}}$

B.1) Effektive Querschnittswerte eines Hauptträgers von Querschnitt 1-1:

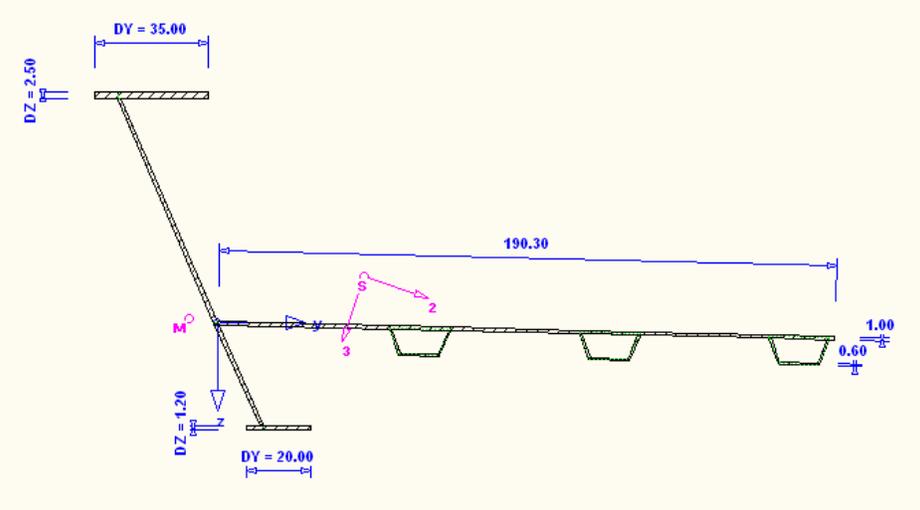


Abb.4.2.2.1: Effektive Breiten HT des Querschnitt 1-1

Maße in [cm]

$A_{\text{eff}} = 485,3 \text{ cm}^2$	$W_{z,\text{li,eff}} = -27346,4 \text{ cm}^3$
$I_{y,\text{eff}} = 527997 \text{ cm}^4$	$W_{z,\text{re,eff}} = 15586,5 \text{ cm}^3$
$I_{z,\text{eff}} = 2264630 \text{ cm}^4$	$Z_{S,\text{o,eff}} = -57,62 \text{ cm}$
$W_{y,\text{o,eff}} = -9163,7 \text{ cm}^3$	$Z_{S,\text{u,eff}} = 47,38 \text{ cm}$
$W_{y,\text{u,eff}} = 11143,6 \text{ cm}^3$	

B.2) Effektive Querschnittswerte eines Hauptträgers von Querschnitt 2-2:

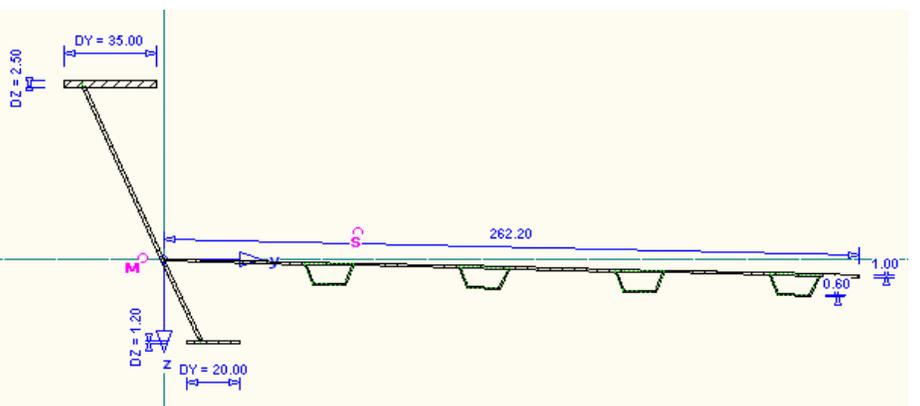


Abb.4.2.2.2: Effektive Breiten HT des Querschnitt 2-2

Maße in [cm]

$A_{eff} = 574,2 \text{ cm}^2$	$W_{z,li,eff} = -43357,9 \text{ cm}^3$
$I_{y,eff} = 562244 \text{ cm}^4$	$W_{z,re,eff} = 25557,5 \text{ cm}^3$
$I_{z,eff} = 4821590 \text{ cm}^4$	$Z_{S,o,eff} = -61,10 \text{ cm}$
$W_{y,o,eff} = -9202,1 \text{ cm}^3$	$Z_{S,u,eff} = 44,67 \text{ cm}$
$W_{y,u,eff} = 12585,3 \text{ cm}^3$	

4.2.2. Querschnitt 3-3

Querschnitt 3-3 ist der donauseitige Stützquerschnitt. Dort sind die Hauptträger auf 1,65m Höhe aufgevoutet. Fahrbahn-, Gehweg-, sowie Gesamtbreite des Querschnitts sind gleich wie bei Querschnitt 2-2 (5,41m und 6,73m). siehe Plan Nr. 1

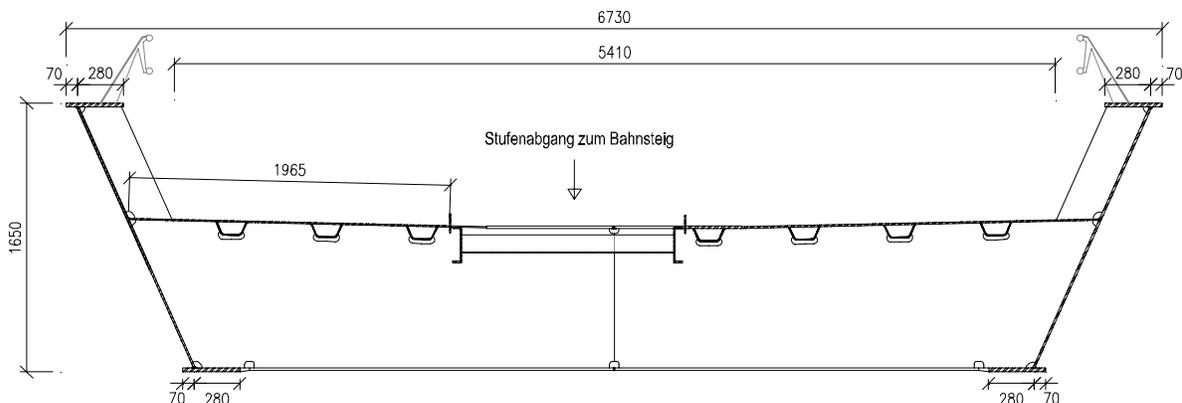


Abb.4.2.3: Gesamter Querschnitt 3-3

Maße in [mm]

A) Ermittlung der effektiven Breiten:

EN 1993-1-5 Kap 3

Die Spannweiten beider benachbarter Felder betragen jeweils 27,5m.

$b_{0,DB} = 1,965 \text{ m}$	(Breite des DB bis zum Stufenabgang)
$b_{0,OG} = 0,28 \text{ m}$	(OG-breite von Steg bis Gurtrand)
$b_{0,UG} = 0,28 \text{ m}$	(UG-breite von Steg bis Gurtrand)

siehe Abb. 4.2.3

Abschätzung des Abstandes der Momentennullpunkte:

$$L_e = 0,25 \cdot (27,5 + 27,5) = 13,75 \text{ m}$$

EN 1993-1-5/ Kap 3.2.1
Bild 3.1

Aus der Bedingung $b_0 \leq \frac{L_e}{50} = 0,275 \text{ m}$ folgt, dass nur für das DB die

EN 1993-1-5/Kap 3.1(1)

effektive Breite ermittelt werden muss.

OG: $b_{eff} = b_0$

UG: $b_{eff} = b_0$

DB: $b_{eff} < b_0$

Ermittlung von b_{eff} des Deckbleches:

Die Querschnittsfläche einer Hohlrippe ohne Deckblech beträgt

$$A_{si} = 1695 \text{ mm}^2$$

Links vom Stufenabgang werden 3 Längsrippen berücksichtigt:

$$\sum A_{si} = 3,0 \cdot 1695 = 5085 \text{ mm}^2$$

siehe Abb. 4.2.3

Berechnung des Vorwertes κ :

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{\sum Asi}{b_0 t}} = 1,122$$

$$\kappa = \frac{\alpha_0 \cdot b_0}{L_e} = 0,160$$

Berechnung des Abminderungsfaktors β :

Für den Stützquerschnitt ergibt sich somit ein Abminderungsfaktor von:

$$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6\left(\kappa - \frac{1}{2500\kappa}\right) + 1,6\kappa^2} = 0,50$$

Daraus folgt: $\beta \cdot b_0 = 0,988 \text{ m} = b_{\text{eff}}$

EN 1993-1-5/ Kap 3.2.1
Tab. 3.1

EN 1993-1-5/ Kap 3.2.1
Tab. 3.1

für κ gilt:
 $0,02 \leq \kappa \leq 0,7$

siehe Abb. 4.2.4

B) Effektive Querschnittswerte eines Hauptträgers von Q3-3:

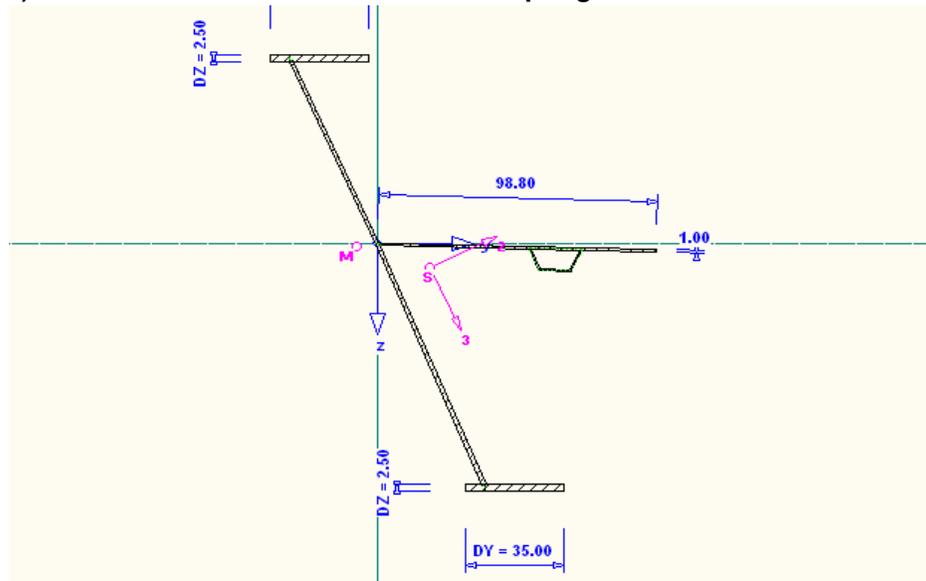


Abb.4.2.4: Effektive Breiten HT des Q3-3

Maße in [cm]

$A_{\text{eff}} = 495,8 \text{ cm}^2$	$W_{z,\text{li,eff}} = -9917,5 \text{ cm}^3$
$I_{y,\text{eff}} = 1608120 \text{ cm}^4$	$W_{z,\text{re,eff}} = 6948,2 \text{ cm}^3$
$I_{z,\text{eff}} = 558814 \text{ cm}^4$	$Z_{S,\text{o,eff}} = -80,45 \text{ cm}$
$W_{y,\text{o,eff}} = -19987,9 \text{ cm}^3$	$Z_{S,\text{u,eff}} = 84,55 \text{ cm}$
$W_{y,\text{u,eff}} = 19020,8 \text{ cm}^3$	

4.2.3. Querschnitt 4-4

Querschnitt 4-4 ist der handelskaiseitige Stützquerschnitt. Er vereint die Fußgänger- und Radfahrerbrücke ueber den Handelskai. Die äußeren Hauptträger laufen in die Hauptträger der donauseitigen Ueberbrückung

siehe Plan Nr. 1

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

durch.
 Der Hauptträger in der Mitte - das Schwert - vereint die 2 innenliegenden Hauptträger der Handelskaibrücken, wobei der OG des Schwertes in das Deckblech beziehungsweise OG des Querträgerkastens und der UG in den UG des Querträgerkastens eingeleitet werden.

Für die außenliegenden Hauptträger werden die gleichen mitwirkenden Breiten für das Deckblech und die Gurte angesetzt wie bei Querschnitt 3-3. Somit werden im folgenden nur die effektiven Breiten für das Schwert ermittelt:

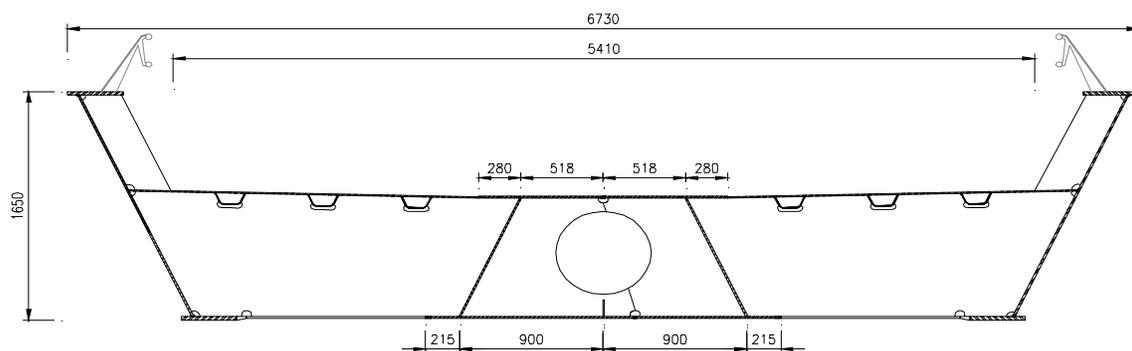


Abb.4.2.5: Querschnitt 4-4

Maße in [mm]

A) Ermittlung der effektiven Breiten:

EN 1993-1-5 Kap 3

Die Spannweiten beider benachbarter Brückenfelder betragen jeweils 27,5m. Abschätzung des Abstandes der Momentennullpunkte:

EN1993-1-5(2006) Kap. 3.2.1 /Bild 3.1

$$\begin{aligned}
 L_e &= 13,75 \text{ m} \\
 b_{0, \text{OG, außen}} &= 0,28 \text{ m} \\
 b_{0, \text{OG, innen}} &= 0,518 \text{ m} \\
 b_{0, \text{UG, außen}} &= 0,215 \text{ m} \\
 b_{0, \text{UG, innen}} &= 0,9 \text{ m}
 \end{aligned}$$

analog 4.2.2 (A) siehe Abb. 4.2.5

Aus der Bedingung $b_0 \leq \frac{L_e}{50} = 0,28 \text{ m}$ folgt, dass für den innenliegenden OG und UG die effektiven Breiten ermittelt werden müssen.

EN 1993-1-5/Kap 3.1(1)

Ermittlung von b_{eff} des Obergurtes:

analog zu Kap. 4.2.2

$$\begin{aligned}
 b_{0, \text{OG}} &= 0,518 \text{ m} \\
 \alpha_0 &= 1,00 \text{ (es sind keine Längssteifen vorhanden)} \\
 \kappa &= 0,04 \text{ (} 0,02 \leq \kappa \leq 0,7 \text{)} \\
 \beta = \beta_2 &= 0,86 \text{ (Nachweisort: Stützmoment)}
 \end{aligned}$$

siehe Abb. 4.8 EN1993-1-5(2006) Tab. 3.1

Daraus folgt: $\beta \cdot b_0 = 0,445 \text{ m} = b_{\text{eff,OG,innen}}$

siehe Abb. 4.9

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

Ermittlung von b_{eff} des Untergurtes :

$$\begin{aligned}
 b_{0,UG} &= 0,9 \text{ m} && \text{(halber OG, innen)} \\
 \alpha_0 &= 1,02 && \text{(1/2 Längssteife mit } A_{si}=6\text{cm}^2) \\
 \kappa &= 0,07 && (0,02 \leq \kappa \leq 0,7) \\
 \beta = \beta_2 &= 0,73 && \text{(Nachweisort: Stützmoment)}
 \end{aligned}$$

Daraus folgt: $\beta \cdot b_0 = 0,656 \text{ m} = b_{eff,UG,innen}$

analog zu Kap. 4.2.2

siehe Abb.4.8
 EN1993-1-5(2006)
 Tab. 3.1

siehe Abb. 4.2.6

B) Effektive Querschnittswerte des Schwertes bei Q4-4:

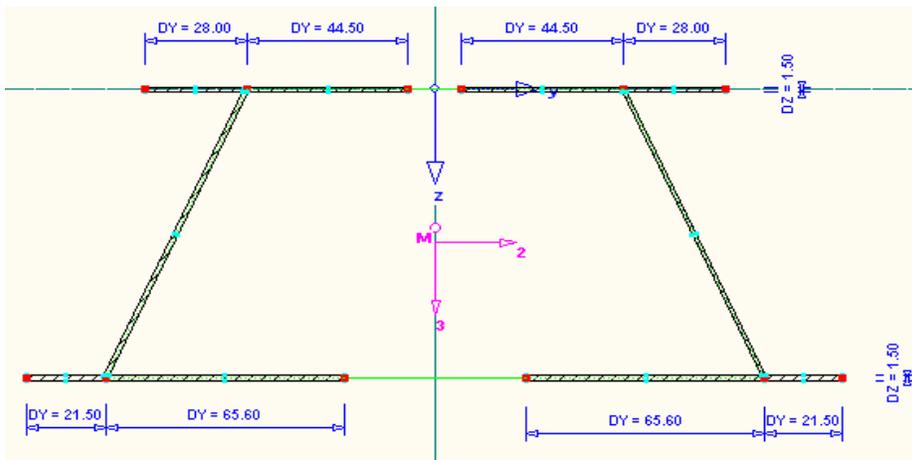


Abb.4.2.6: Effektive Breiten des Q4-4 (Schwert)

Maße in [cm]

$$\begin{aligned}
 A_{eff} &= 705,1 \text{ cm}^2 && W_{z,li,eff} = -27297,8 \text{ cm}^3 \\
 I_{y,eff} &= 1062900 \text{ cm}^4 && W_{z,re,eff} = 27297,8 \text{ cm}^3 \\
 I_{z,eff} &= 3043710 \text{ cm}^4 && Z_{S,o,eff} = -47,48 \text{ cm} \\
 W_{y,o,eff} &= -22384,7 \text{ cm}^3 && Z_{S,u,eff} = 42,02 \text{ cm} \\
 W_{y,u,eff} &= 25296,9 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

4.2.4. Querschnitt 5-5

Querschnitt 5-5 ist bereits in die Fußgänger- und die Radfahrerbrücke geteilt. Beide Querschnitte sind gleich aufgebaut und weisen lediglich eine unterschiedliche Längsneigung auf. Die Fußgängerbrücke ist mit 2,5% Gefälle Richtung Stadion und die Radfahrerbrücke mit 11,4% Gefälle Richtung Stadion geplant.

siehe Plan Nr. 1

siehe Längsschnitt A-A

Die Geh- und Radwegbreite betragen jeweils 1,9m. Die lichte Breite zwischen den Handläufen beträgt 2,21m und die HT-höhe beträgt 1,05m.

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

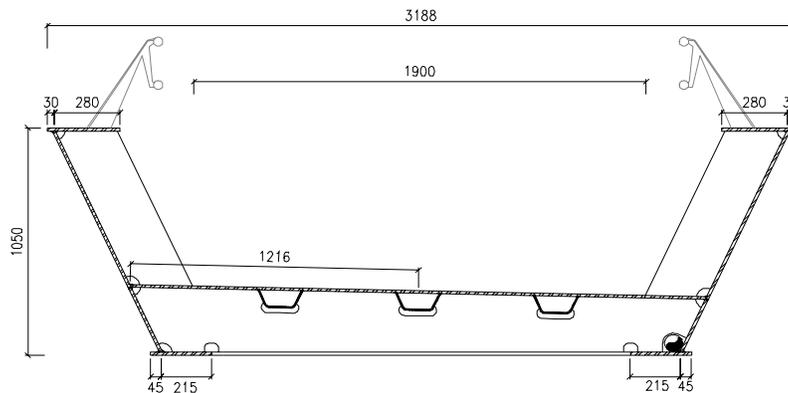


Abb.4.2.7: Querschnitt 5-5

Maße in [mm]

A) Ermittlung der effektiven Breiten:

EN 1993-1-5 Kap 3

Für die Ermittlung der effektiven Breite wird Q5-5 als Stützquerschnitt berücksichtigt, da er sich noch im Bereich des Stützmomentes befindet.

$$\begin{aligned} L_e &= 13,75 \text{ m} \\ b_{0, OG} &= 0,28 \text{ m} \\ b_{0, UG} &= 0,215 \text{ m} \\ b_{0, DB} &= 1,216 \text{ m} \end{aligned}$$

analog Kap 4.2.2 A
siehe Abb. 4.2.7

Aus der Bedingung $b_0 \leq \frac{L_e}{50} = 0,28 \text{ m}$ folgt, dass nur für das DB

OG: $b_{eff} = b_0$
 UG: $b_{eff} = b_0$
 DB: $b_{eff} < b_0$

die effektive Breite ermittelt werden muss.

Ermittlung von b_{eff} des Deckbleches:

analog zu Kap. 4.2.2

$$\begin{aligned} b_{0, DB} &= 1,216 \text{ m (halbe Breite des DB)} \\ A_{si} &= 2543 \text{ mm}^2 \text{ (Fläche von 1,5 Längsrippen)} \\ \alpha_0 &= 1,10 \text{ (inkl. 1,5 Längsrippen)} \\ \kappa &= 0,10 \text{ (} 0,02 \leq \kappa \leq 0,7 \text{)} \\ \beta = \beta_2 &= 0,64 \text{ (Nachweisort: Stützmoment)} \end{aligned}$$

siehe Abb. 4.2.7

EN1993-1-5(2006)
Tab. 3.1

Daraus folgt: $\beta \cdot b_0 = 0,773 \text{ m} = b_{eff, DB}$

siehe Abb. 4.2.8

B) Effektive Querschnittswerte eines Hauptträgers von Q5-5:

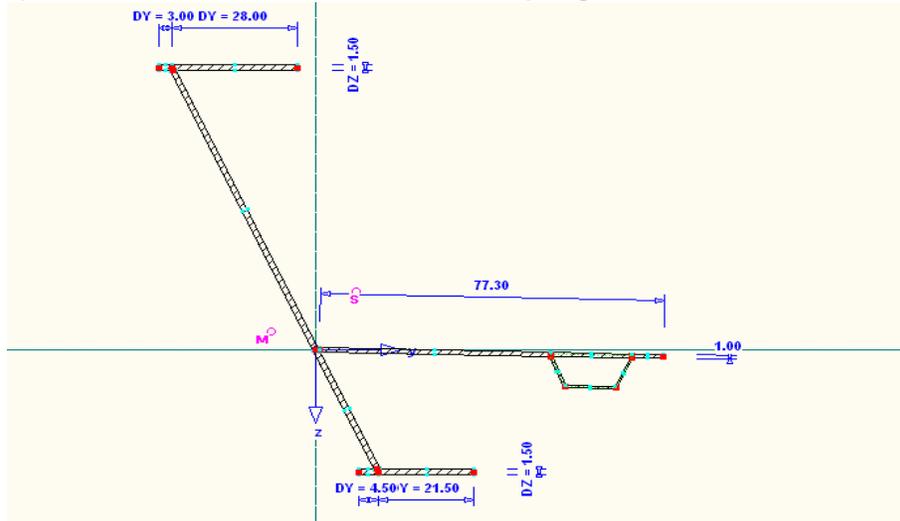


Abb.4.2.8: Effektive Breiten HT des Q5-5

Maße in [cm]

$A_{eff} =$	$313,8 \text{ cm}^2$	$W_{z,li,eff} =$	$-6238,3 \text{ cm}^3$
$I_{y,eff} =$	384115 cm^4	$W_{z,re,eff} =$	$4002,3 \text{ cm}^3$
$I_{z,eff} =$	276308 cm^4	$Z_{S,o,eff} =$	$-58,02 \text{ cm}$
$W_{y,o,eff} =$	$-6620,8 \text{ cm}^3$	$Z_{S,u,eff} =$	$46,98 \text{ cm}$
$W_{y,u,eff} =$	$8175,5 \text{ cm}^3$		

4.2.5. Querschnitt 6-6

Querschnitt 6-6 ist der Feldquerschnitt der Fuß- und Radfahrerbrücke. Er entwickelt sich kontinuierlich aus dem Trogquerschnitt (Q 5-5) zu einem geschlossenen Querschnitt (Q 7-7). Die Gehwegbreite und die lichte Breite zwischen Handläufen, sowie die HT-höhe bleiben konstant. Lediglich das Niveau, an dem die Fahrbahn an den HT angeschlossen wird, wird variiert.

siehe Plan Nr. 1

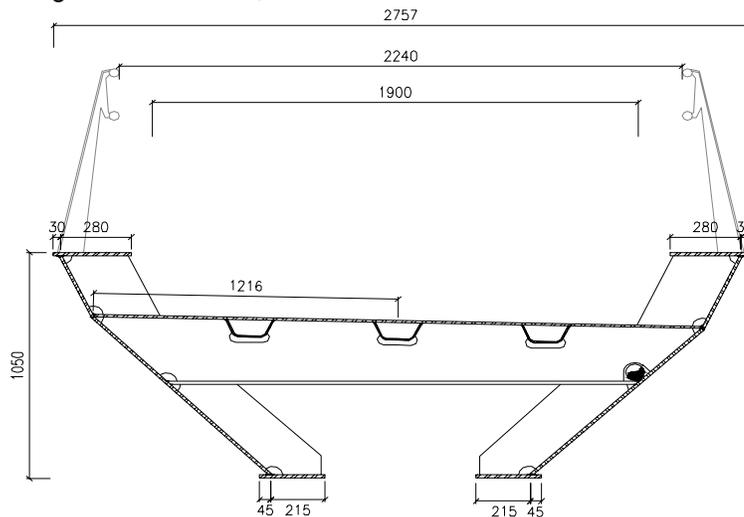


Abb.4.2.9: Querschnitt 6-6

Maße in [mm]

A) Ermittlung der effektiven Breiten:

$$L_e = 23,375 \text{ m}$$

$$b_{0, OG} = 0,28 \text{ m}$$

$$b_{0, UG} = 0,215 \text{ m}$$

$$b_{0, DB} = 1,216 \text{ m}$$

Aus der Bedingung $b_0 \leq \frac{L_e}{50} = 0,47 \text{ m}$ folgt, dass nur für das DB

die effektive Breite ermittelt werden muss.

Ermittlung von b_{eff} des Deckbleches:

$$b_{0, DB} = 1,216 \text{ m}$$

$$\alpha_0 = 1,10 \text{ (inkl. 1,5 Längsrippen)}$$

$$\kappa = 0,06 \text{ (} 0,02 \leq \kappa \leq 0,7 \text{)}$$

$$\beta = \beta_1 = 0,979 \text{ (Nachweisort: Feldmoment)}$$

Daraus folgt: $\beta \cdot b_0 = 1,191 \text{ m} = b_{eff, DB}$

EN 1993-1-5 Kap 3

analog zu Kap. 4.2.1
siehe Abb. 4.2.9

EN 1993-1-5/Kap 3.1(1)

OG: $b_{eff} = b_0$

UG: $b_{eff} = b_0$

DB: $b_{eff} < b_0$

siehe Abb. 4.2.9

EN1993-1-5(2006)

Tab. 3.1

siehe Abb. 4.2.10

B) Effektive Querschnittswerte eines Hauptträgers von Q6-6:

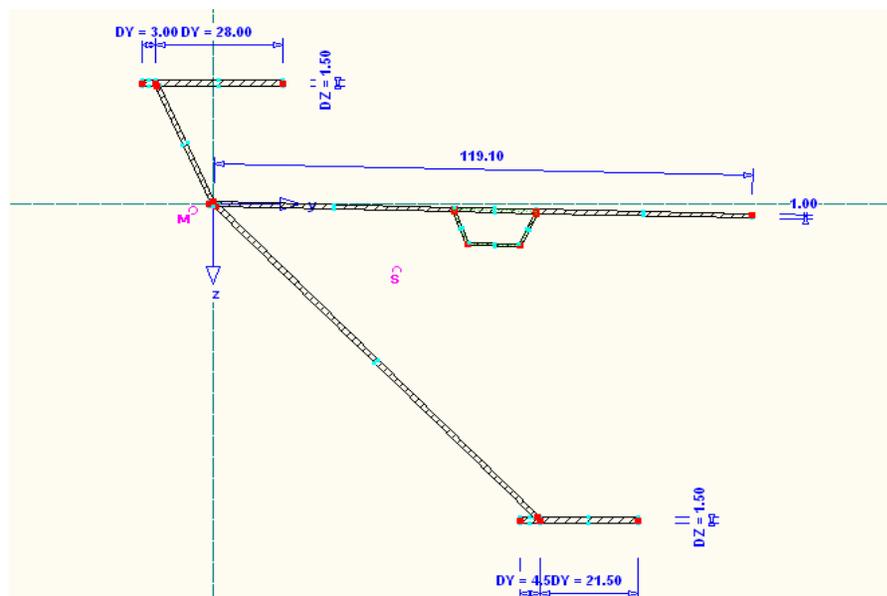


Abb.4.2.10: Effektive Breiten HT des Q6-6

Maße in [cm]

$$A_{eff} = 381,2 \text{ cm}^2$$

$$I_{y,eff} = 401079 \text{ cm}^4$$

$$I_{z,eff} = 474083 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,o,eff} = -8915,8 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,u,eff} = 6683,0 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,li,eff} = -8408,5 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,re,eff} = 6038,5 \text{ cm}^3$$

$$Z_{S,o,eff} = -44,99 \text{ cm}$$

$$Z_{S,u,eff} = 60,01 \text{ cm}$$

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

4.2.6. Querschnitt 7-7

Querschnitt 7-7 ist der Endquerschnitt der Handelskaibrücken, welcher verschieblich auf der Stahlkonstruktion des Ausstellungsbereiches gelagert wird.

siehe Plan Nr. 1
 Verschiebliche Lagerung
 siehe Plan Nr. 2
 Querschnitt 8-8

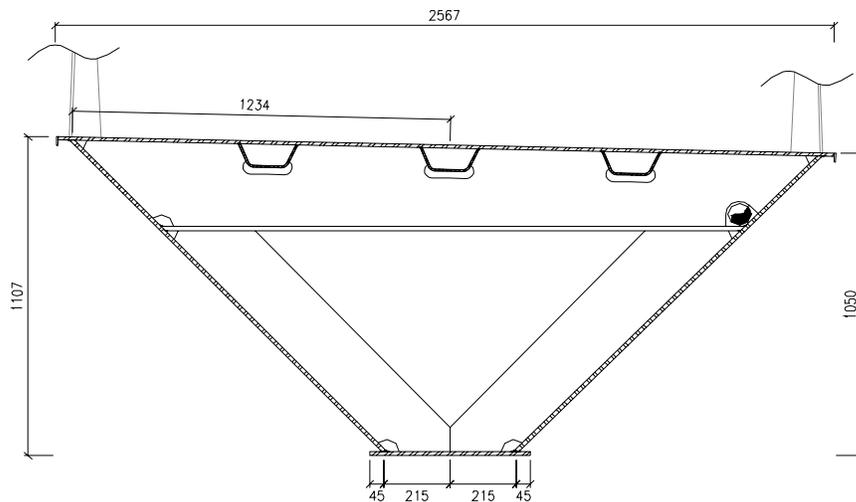


Abb.4.2.11: Querschnitt 7-7

Maße in [mm]

A) Ermittlung der effektiven Breiten:

$$\begin{aligned} L_e &= 23,375 \text{ m} \\ b_{0, \text{UG}} &= 0,215 \text{ m} \\ b_{0, \text{DB}} &= 1,234 \text{ m} \end{aligned}$$

EN 1993-1-5 Kap 3

analog Kap. 4.2.1
 siehe Abb. 4.2.11

Aus der Bedingung $b_0 \leq \frac{L_e}{50} = 0,47 \text{ m}$ folgt, dass nur für das DB

EN 1993-1-5/Kap 3.1(1)

UG: $b_{\text{eff}} = b_0$

DB: $b_{\text{eff}} < b_0$

die effektive Breite ermittelt werden muss.

Ermittlung von b_{eff} des Deckbleches:

analog Kap 4.2.1 (A)

Halbe Breite des Deckbleches :

$$\begin{aligned} b_{0, \text{DB}} &= 1,234 \text{ m} \\ \alpha_0 &= 1,10 \text{ (inkl. 1,5 Längsrippen)} \\ \kappa &= 0,06 \text{ (} 0,02 \leq \kappa \leq 0,7 \text{)} \\ \beta = \beta_0 &= 0,961 \text{ (Nachweisort: Endauflager)} \\ \text{Daraus folgt: } \beta \cdot b_0 &= 1,185 \text{ m} = b_{\text{eff, DB}} \end{aligned}$$

siehe Abb. 4.11
 EN1993-1-5(2006)
 Tab. 3.1

siehe Abb. 4.2.12

B) Effektive Querschnittswerte eines Hauptträgers von Q7-7:

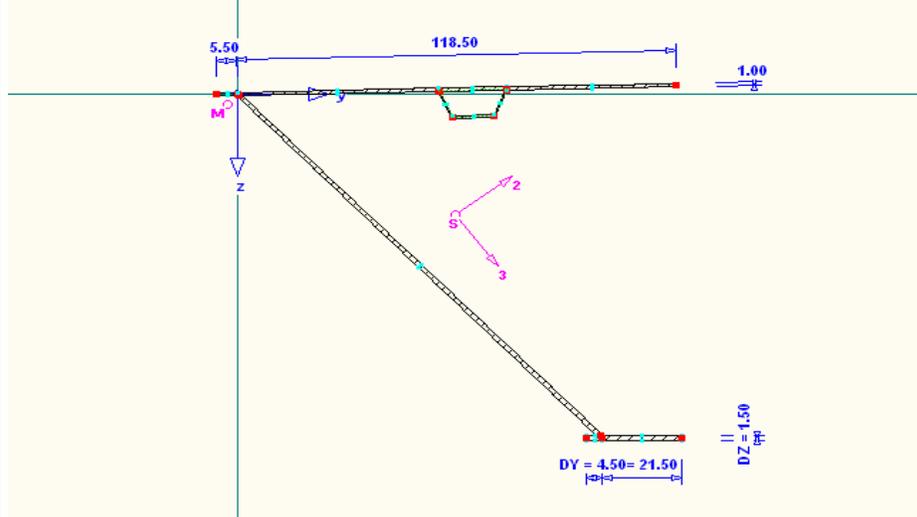


Abb.4.2.12: Effektive Breiten HT des Q7-7

Maße in [cm]

$A_{eff} =$	$348,8 \text{ cm}^2$	$W_{z,li,eff} =$	$-6245,8 \text{ cm}^3$
$I_{y,eff} =$	548964 cm^4	$W_{z,re,eff} =$	$6587,1 \text{ cm}^3$
$I_{z,eff} =$	402375 cm^4	$Z_{S,o,eff} =$	$-39,31 \text{ cm}$
$W_{y,o,eff} =$	$-13964,5 \text{ cm}^3$	$Z_{S,u,eff} =$	$67,53 \text{ cm}$
$W_{y,u,eff} =$	$8128,8 \text{ cm}^3$		

4.2.7. Querschnitt 9-9

Querschnitt 9-9 der Mittelstütze bildet den Anschluss zur Hauptträgerunterkante. Die Stütze hat hier eine Breite von 5,26m.

siehe Plan Nr.1

Die Höhe des Stützenquerschnitts ist veränderlich und reicht von 2m bei Q9-9 bis 0,4m bei Q11-11.

Die vertikalen Beulsteifen sind bei jeder horizontalen Beulsteife unterbrochen. Sie sind somit nicht an der Lastabtragung des Stützenträgers beteiligt, sondern wirken nur als Beulsteifen. Sie sind daher nicht bei der Ermittlung der effektiven Breite des Obergurtes zu berücksichtigen.

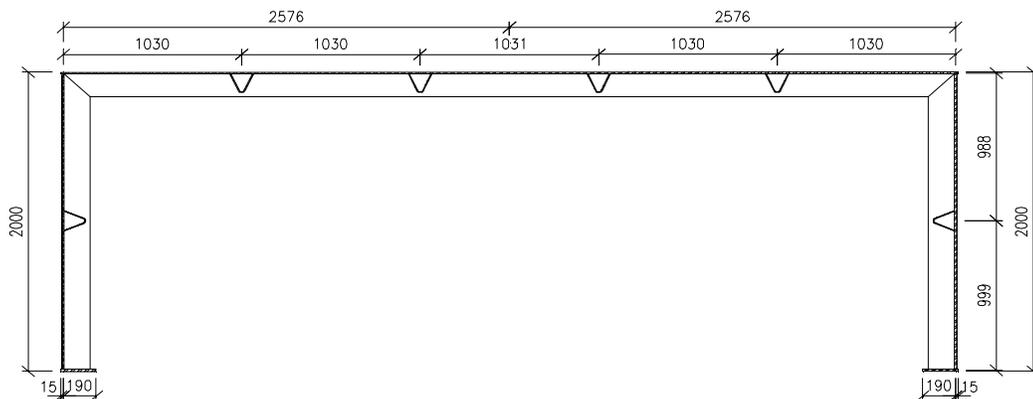


Abb.4.2.13: Querschnitt 9-9

Maße in [mm]

A) Ermittlung der effektiven Breiten:

$$L_e = 6,7m \cdot 2 = 13,40 \text{ m}$$

$$b_{0,UG} = 0,190 \text{ m}$$

$$b_{0,OG} = 2,576 \text{ m}$$

Aus der Bedingung $b_0 \leq \frac{L_e}{50} = 0,27 \text{ m}$ folgt, dass nur für den OG die effektive Breite ermittelt werden muss.

Ermittlung von b_{eff} des Obergurtes:

Halbe Breite des Obergurtes :

$$b_{0,OG} = 2,576 \text{ m (Halbe Abstand der Stegbleche)}$$

$$\alpha_0 = 1,00 \text{ (Beulsteifen nicht wirksam)}$$

$$\kappa = 0,192 \text{ (} 0,02 \leq \kappa \leq 0,7 \text{)}$$

$$\beta = \beta_2 = 0,455 \text{ (Nachweisort: Kragarm)}$$

Daraus folgt: $\beta \cdot b_0 = 1,171 \text{ m} = b_{eff,OG}$

EN 1993-1-5 Kap 3

EN 1993-1-5 Bild 3.1
siehe Abb. 4.2.13

EN 1993-1-5/Kap 3.1(1)
OG: $b_{eff} < b_0$
UG: $b_{eff} = b_0$

siehe Abb. 4.2.13
EN1993-1-5(2006)
Tab. 3.1

siehe Abb. 4.2.14

B) Effektive Querschnittswerte eines Hauptträgers von Q9-9:

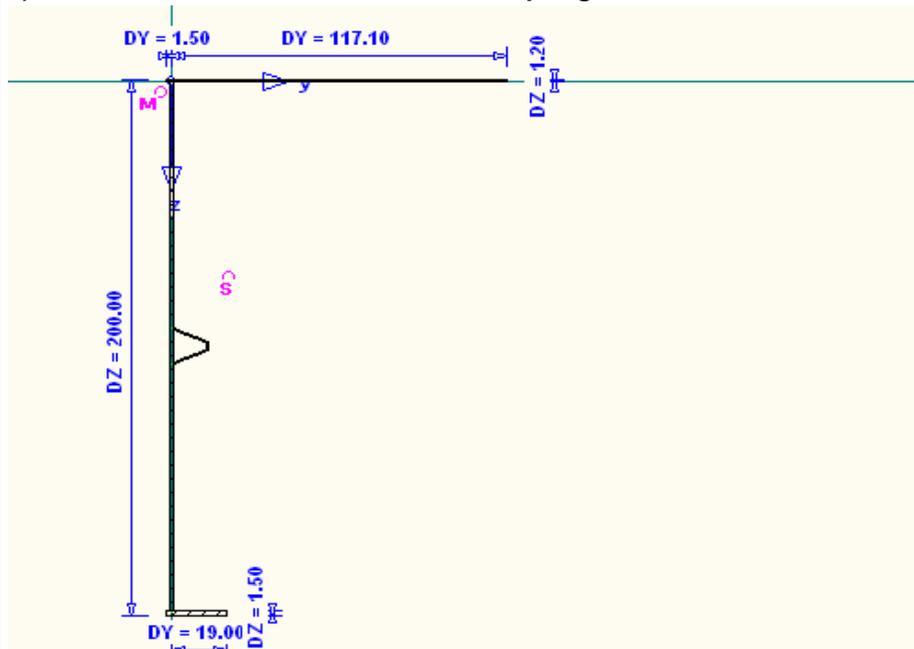


Abb.4.2.14: Effektive Breiten HT des Q9-9

Maße in [cm]

$A_{eff} = 427,2 \text{ cm}^2$	$W_{z,li,eff} = -21813,7 \text{ cm}^3$
$I_{y,eff} = 2187090 \text{ cm}^4$	$W_{z,re,eff} = 4879,6 \text{ cm}^3$
$I_{z,eff} = 472930 \text{ cm}^4$	$Z_{S,o,eff} = -73,93 \text{ cm}$
$W_{y,o,eff} = -29582,4 \text{ cm}^3$	$Z_{S,u,eff} = 126,07 \text{ cm}$
$W_{y,u,eff} = 17348,5 \text{ cm}^3$	

4.2.8. Querschnitt 10-10

Querschnitt 10-10 befindet sich in etwa auf halber Höhe der Stütze. Er weist eine Breite von 3,710m und eine Höhe von 0,7m auf.
 Auch hier werden die vertikalen Beulsteifen bei den effektiven Breiten nicht berücksichtigt.

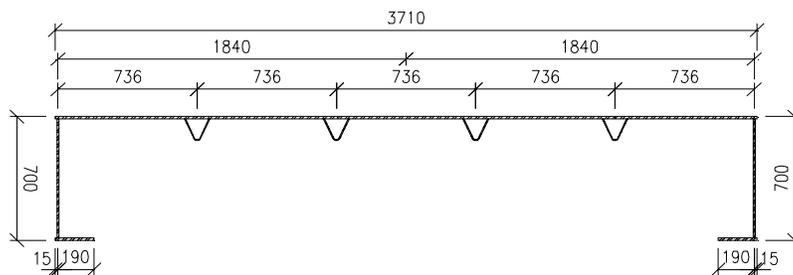


Abb.4.2.15. Querschnitt 10-10

Maße in [mm]

A) Ermittlung der effektiven Breiten:

$$\begin{aligned} L_e &= 13,40 \text{ m} \\ b_{0, \text{UG}} &= 0,190 \text{ m} \\ b_{0, \text{OG}} &= 1,840 \text{ m} \end{aligned}$$

EN 1993-1-5 Kap 3

analog Kap 4.2.7 A)
 siehe Abb. 4.2.15

Aus der Bedingung $b_0 \leq \frac{L_e}{50} = 0,27 \text{ m}$ folgt, dass nur für den OG

EN 1993-1-5/Kap 3.1(1)

OG: $b_{\text{eff}} < b_0$

UG: $b_{\text{eff}} = b_0$

die effektive Breite ermittelt werden muss.

Ermittlung von b_{eff} des Obergurtes:

$$\begin{aligned} b_{0, \text{OG}} &= 1,84 \text{ m (Halbe Abstand der Stegbleche)} \\ \alpha_0 &= 1,00 \text{ (Beulsteifen nicht wirksam)} \\ \kappa &= 0,137 \text{ (} 0,02 \leq \kappa \leq 0,7 \text{)} \\ \beta = \beta_2 &= 0,544 \text{ (Nachweisort: Kragarm)} \end{aligned}$$

siehe Abb. 4.2.15

EN1993-1-5(2006)

Tab. 3.1

siehe Abb. 4.2.16

Daraus folgt: $\beta \cdot b_0 = 1,002 \text{ m} = b_{\text{eff,OG}}$

B) Effektive Querschnittswerte eines Hauptträgers von Q10-10:

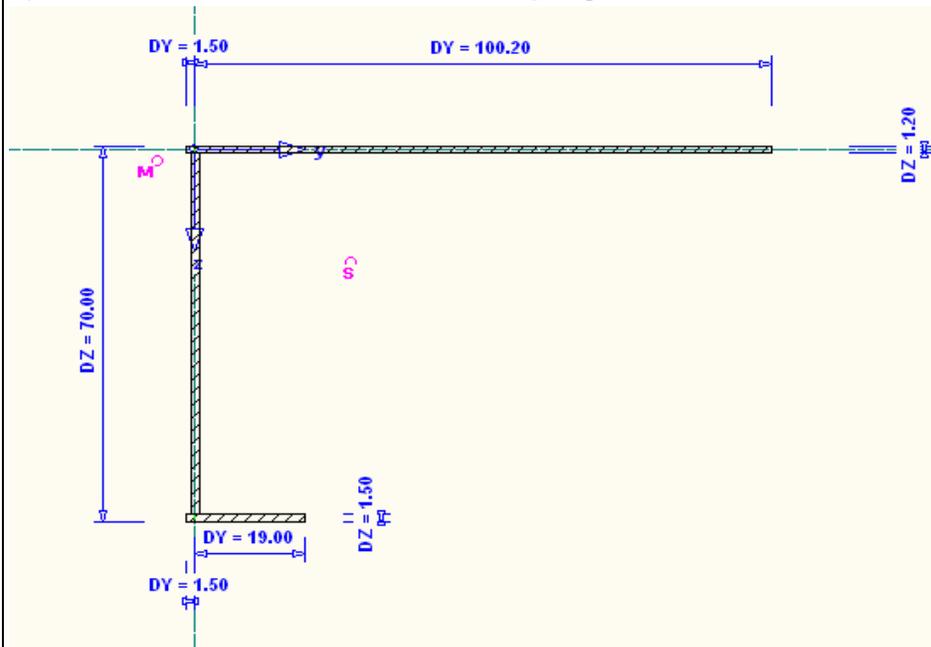


Abb.4.2.16: Effektive Breiten HT des Q10-10

Maße in [cm]

$A_{eff} =$	233,6 cm ²	$W_{z,li,eff} =$	-8310,6 cm ³
$I_{y,eff} =$	168316 cm ⁴	$W_{z,re,eff} =$	3226,2 cm ³
$I_{z,eff} =$	236351 cm ⁴	$Z_{S,o,eff} =$	-21,48 cm
$W_{y,o,eff} =$	-7835,2 cm ³	$Z_{S,u,eff} =$	48,52 cm
$W_{y,u,eff} =$	3469,2 cm ³		

4.2.9. Querschnitt 11-11

Querschnitt 11-11 ist der Endquerschnitt am Stützenfuß. Er weist eine Breite von 2,606m und eine Höhe von 0,4m auf.

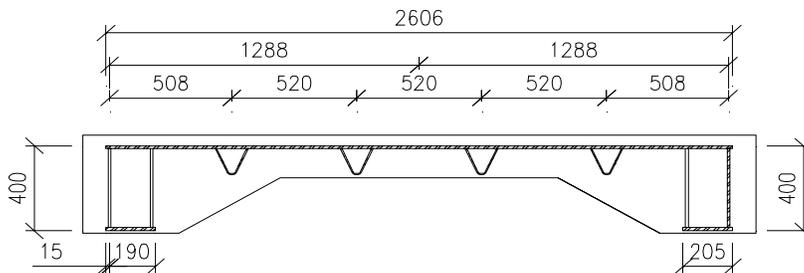


Abb.4.2.17: Querschnitt 11-11

Maße in [mm]

A) Ermittlung der effektiven Breiten:

$L_e =$	13,40 m
$b_{0,UG} =$	0,190 m
$b_{0,OG} =$	1,288 m

EN 1993-1-5 Kap 3

analog Kap 4.2.7 A)
siehe Abb. 4.2.17

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

Aus der Bedingung $b_0 \leq \frac{L_e}{50} = 0,27 \text{ m}$ folgt, dass nur für den OG die effektive Breite ermittelt werden muss.

EN 1993-1-5/Kap 3.1(1)
 OG: $b_{eff} < b_0$
 UG: $b_{eff} = b_0$

Ermittlung von b_{eff} des Obergurtes:

$b_{0, OG} = 1,288 \text{ m}$ (Halbe Abstand der Stegbleche)
 $\alpha_0 = 1,00$ (Beulsteifen nicht wirksam)
 $\kappa = 0,096$ ($0,02 \leq \kappa \leq 0,7$)
 $\beta = \beta_2 = 0,638$ (Nachweisort: Kragarm)

siehe Abb. 4.2.17

EN1993-1-5(2006)
 Tab. 3.1

Daraus folgt: $\beta \cdot b_0 = 0,822 \text{ m} = b_{eff, OG}$

Tatsächlich wird hier für den Spannungsnachweis beim OG nur ein b_{eff} von 0,3m angenommen, da sich dieser Querschnitt direkt über den Elastomerlagern befindet und die Kräfte daher auf diese Breite konzentriert werden. Es wurde somit nur ermittelt, ob diese Annahme auf der sicheren Seite liegt.

siehe Abb. 4.2.18

B) Effektive Querschnittswerte eines Hauptträgers von Q11-11:

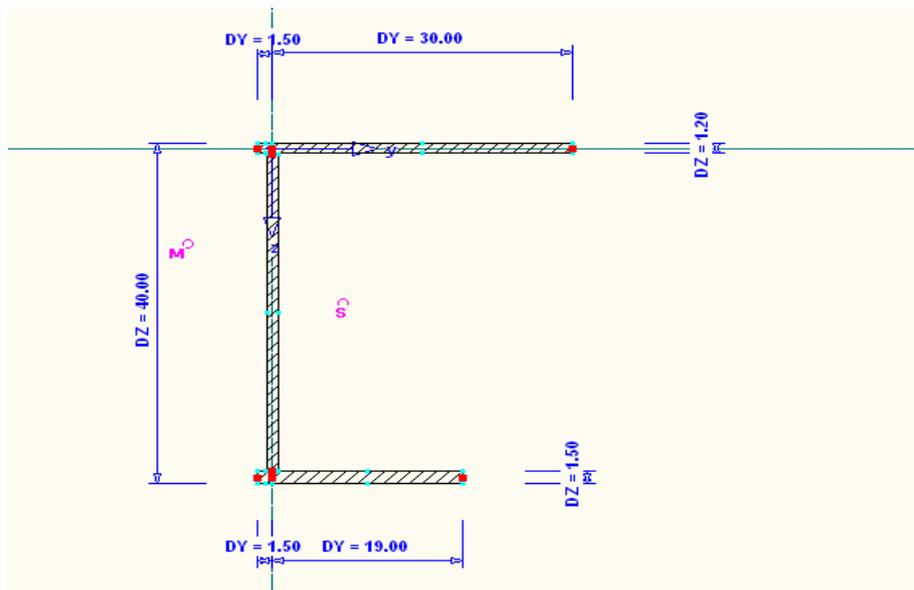


Abb.4.2.18: Effektive Breiten HT des Q11-11

Maße in [cm]

$A_{eff} = 113,2 \text{ cm}^2$	$W_{z,li,eff} = -981,3 \text{ cm}^3$
$I_{y,eff} = 30597 \text{ cm}^4$	$W_{z,re,eff} = 370,6 \text{ cm}^3$
$I_{z,eff} = 8474 \text{ cm}^4$	$Z_{S,o,eff} = 18,73 \text{ cm}$
$W_{y,o,eff} = 1633,5 \text{ cm}^3$	$Z_{S,u,eff} = 21,27 \text{ cm}$
$W_{y,u,eff} = 1438,6 \text{ cm}^3$	

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.:	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	

4.2.10. Querträger der donauseitigen Brücke (Achsen QT2 bis QT7)

Im Trägerrostmodell ist der Querträger als Einfeldträger gelenkig an den Hauptträgern gelagert. Die statische Länge beträgt 5,812m. Der Querträgerabstand beträgt 4m, was zugleich der Brutto- Obergurtbreite entspricht. Die Höhe variiert zwischen 260mm und 333mm. Das Stegblech hat eine Stärke von 10mm und der UG ein Stärke von 12mm.

siehe Plan Nr. 1

siehe Abb. 4.2.19

siehe Plan Nr 3.3
Detail 10

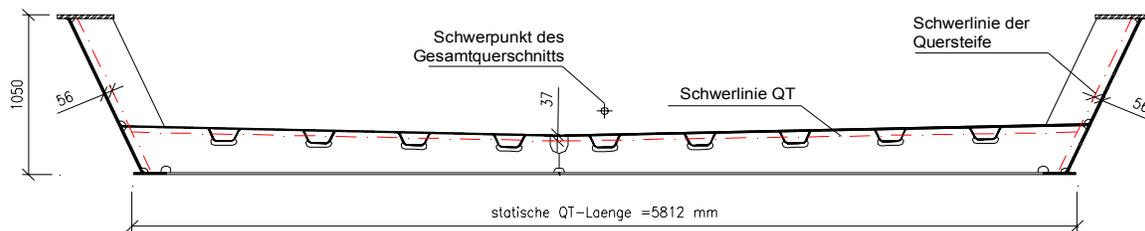


Abb.4.2.19: QT - Einfeldträgersystem der donauseitigen Brücke

Maße in [mm]

A) Ermittlung der effektiven Breiten:

EN 1993-1-5 Kap 3

- $L_e = 5,812$ m (statische Länge entspricht hier auch dem Abstand der Momentennullpunkte)
- $b_{0, DB} = 2,00$ m (Halber Querträgerabstand)
- $b_{0, UG} = 0,10$ m (Halbe Untergurtbreite)

siehe Abb. 4.2.19

siehe Abb. 4.2.19

Aus der Bedingung $b_0 \leq \frac{L_e}{50} = 0,12$ m folgt, dass nur für das DB

EN 1993-1-5/Kap 3.1(1)

DB: $b_{eff} < b_0$

UG: $b_{eff} = b_0$

die effektive Breite ermittelt werden muss.

Ermittlung von b_{eff} des Deckbleches (OG):

- $b_{0, DB} = 2,00$ m
- $\alpha_0 = 1,00$ (keine Austeifungen des DB in Querrichtung)
- $\kappa = 0,344$ ($0,02 \leq \kappa \leq 0,7$)
- $\beta = \beta_1 = 0,569$ (Nachweisort: Feldmoment)
- $\beta = \beta_0 = 0,354$ (Nachweisort: Endauflager)

halber QT-abstand

EN1993-1-5(2006)

Tab. 3.1

Daraus folgt: $\beta \cdot b_0 = 1,138$ m = $b_{eff, Feld}$
 $0,708$ m = $b_{eff, Endauflager}$

siehe Abb. 4.2.20

siehe Abb. 4.2.22

B) Effektive Querschnittswerte:

QT in Feldmitte:

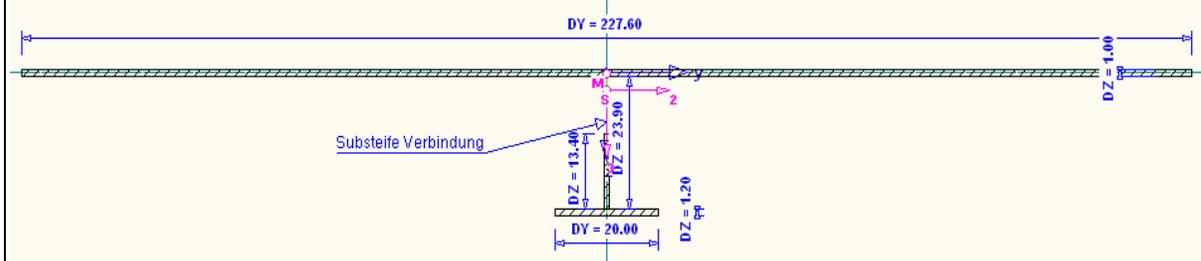


Abb.4.2.20: Effektiver Querschnitt in Feldmitte

Maße in [cm]

$A_{\text{eff}} =$	$265,0 \text{ cm}^2$	$W_{y,u,\text{eff}} =$	$747,6 \text{ cm}^3$
$I_{y,\text{eff}} =$	16776 cm^4	$Z_{S,o,\text{eff}} =$	$-3,66 \text{ cm}$
$W_{y,o,\text{eff}} =$	$-4584,6 \text{ cm}^3$	$Z_{S,u,\text{eff}} =$	$22,44 \text{ cm}$

QT beim Montagestoss nahe der Feldmitte: (schwächster Querschnitt):

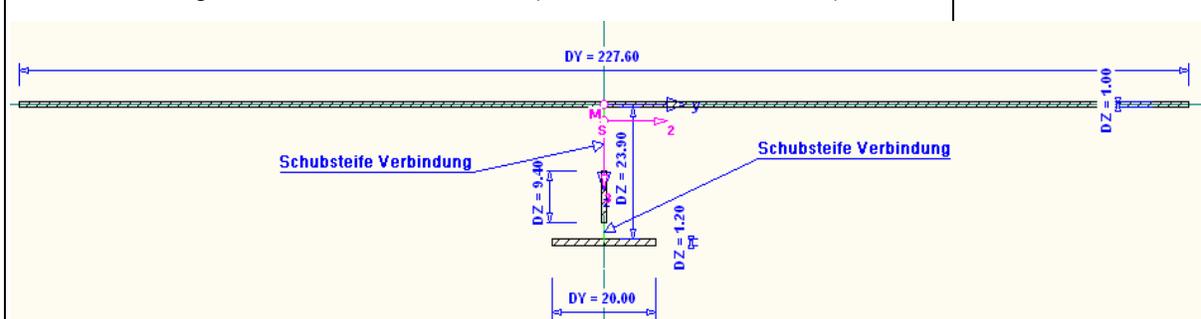


Abb.4.2.21: Effektiver Querschnitt beim Montagestoss

Maße in [cm]

$A_{\text{eff}} =$	$261,0 \text{ cm}^2$	$W_{y,u,\text{eff}} =$	$683,6 \text{ cm}^3$
$I_{y,\text{eff}} =$	15517 cm^4	$Z_{S,o,\text{eff}} =$	$-3,40 \text{ cm}$
$W_{y,o,\text{eff}} =$	$-4563,5 \text{ cm}^3$	$Z_{S,u,\text{eff}} =$	$22,70 \text{ cm}$

QT beim Auflager:

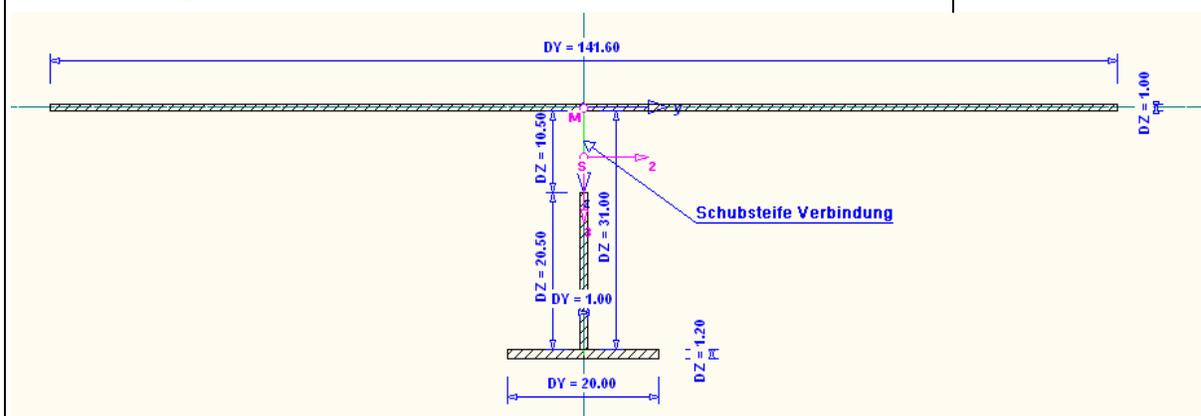


Abb.4.2.22: Effektiver Querschnitt beim Endauflager

Maße in [cm]

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.:	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	

$A_{eff} = 186,1 \text{ cm}^2$	$W_{y,u,eff} = 1026,1 \text{ cm}^3$
$I_{y,eff} = 26904 \text{ cm}^4$	$Z_{S,o,eff} = -6,98 \text{ cm}$
$W_{y,o,eff} = -3854,1 \text{ cm}^3$	$Z_{S,u,eff} = 26,22 \text{ cm}$

4.2.11. Endquerträger der donauseitigen Brücke (Achse QT1)

Der Abstand der Achsen QT1 und QT2 entspricht nur 2,5m. Genauso wie beim Querträger in Kap. 4.2.10 variiert die Höhe zwischen 260mm und 333mm. Das Stegblech hat eine Stärke von 10mm und der UG ein Stärke von 12mm.

siehe Plan Nr. 1; Seitenansicht
siehe Plan Nr. 2/
Schnitt 15-15

A) Ermittlung der effektiven Breiten:

$L_e =$	5,812 m (statische Länge entspricht hier auch dem Abstand der Momentennullpunkte)
$b_{0,DB} =$	1,25 m (Halber Querträgerabstand)
$b_{0,UG} =$	0,10 m (Halbe Untergurtbreite)

EN 1993-1-5 Kap 3
analog Kap 4.2.10

siehe Längsschnitt A-A
siehe Schnitt 15-15

Aus der Bedingung $b_0 \leq \frac{L_e}{50} = 0,12 \text{ m}$ folgt, dass nur für das DB

EN 1993-1-5/Kap 3.1(1)
DB: $b_{eff} < b_0$
UG: $b_{eff} = b_0$

die effektive Breite ermittelt werden muss.

Ermittlung von b_{eff} des Deckbleches:

$b_{0,DB} =$	1,25 m
$\alpha_0 =$	1,00 (keine Austeifungen des DB in Querrichtung)
$\kappa =$	0,22 ($0,02 \leq \kappa \leq 0,7$)
$\beta = \beta_1 =$	0,772 (Nachweisort: Feldmoment)
$\beta = \beta_0 =$	0,514 (Nachweisort: Endauflager)

halber QT-abstand

EN1993-1-5(2006)
Tab. 3.1

Daraus folgen: $\beta \cdot b_0 =$

0,964 m = $b_{eff,Feld}$
0,643 m = $b_{eff,Endauflager}$

siehe Abb. 4.2.23
siehe Abb. 4.2.24

B) Effektive Querschnittswerte:

QT1 im Feld:

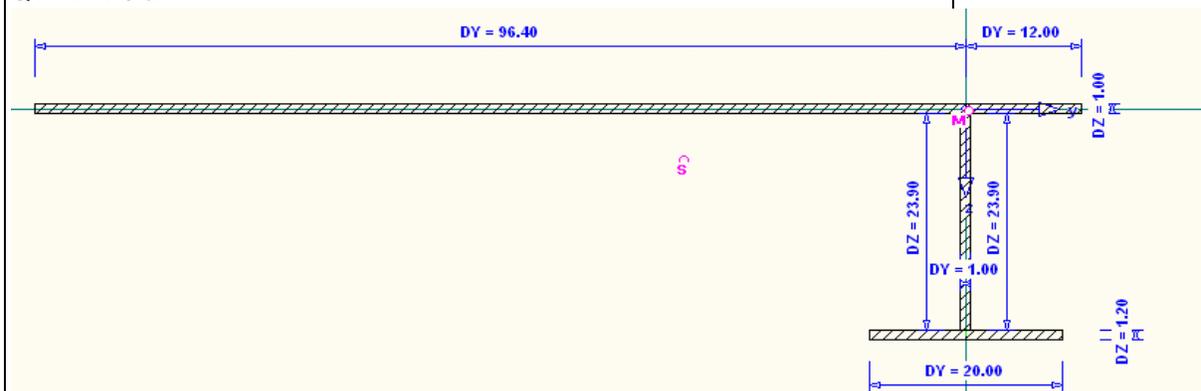


Abb.4.2.23: Effektiver Querschnitt im Feld

Maße in [cm]

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

$A_{eff} = 156,3 \text{ cm}^2$	$W_{y,u,eff} = 740,3 \text{ cm}^3$
$I_{y,eff} = 14670 \text{ cm}^4$	$Z_{S,o,eff} = -6,23 \text{ cm}$
$W_{y,o,eff} = -2354,8 \text{ cm}^3$	$Z_{S,u,eff} = 19,82 \text{ cm}$

QT1 beim Auflager:

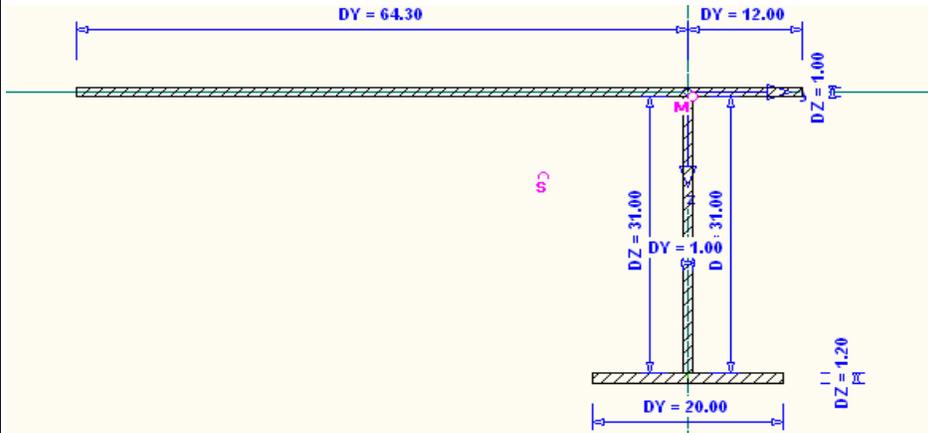


Abb.4.2.24: Effektiver Querschnitt beim Endauflager

Maße in [cm]

$A_{eff} = 131,3 \text{ cm}^2$	$W_{y,u,eff} = 995,2 \text{ cm}^3$
$I_{y,eff} = 22943 \text{ cm}^4$	$Z_{S,o,eff} = -10,15 \text{ cm}$
$W_{y,o,eff} = -2261,5 \text{ cm}^3$	$Z_{S,u,eff} = 23,05 \text{ cm}$

4.2.12. Querträger der handelskaiseitigen Brücken (Achsen QT10 bis QT15)

Die statische Länge des Einfeldträgers beträgt 2,307m. Der Querträgerabstand beträgt 4m, was zugleich der Brutto-Obergurtbreite entspricht. Die Höhe variiert zwischen 269mm und 325mm. Das Stegblech weist eine Stärke von 10mm und der UG weist eine Stärke von 12mm auf.

siehe Abb. 4.2.25

siehe Plan Nr.3.1/
Detail 11

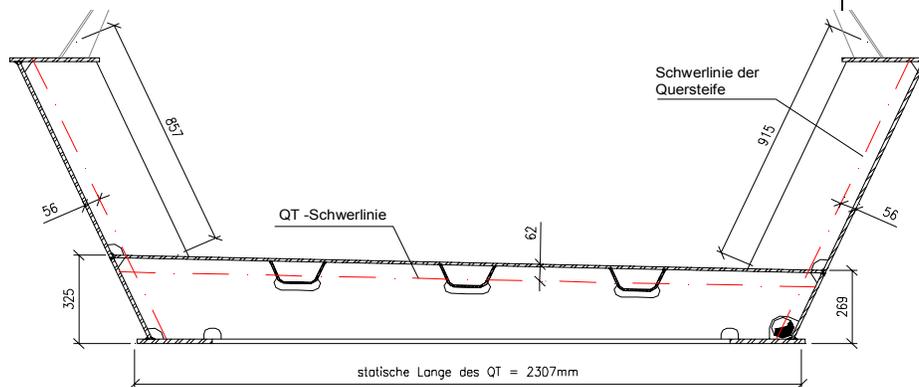


Abb.4.2.25: QT - Einfeldtragersystem der Handelskaibrücken

Maße in [mm]

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.:	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	

A) Ermittlung der effektiven Breiten:

$$L_e = 2,307 \text{ m (statische Länge entspricht hier auch dem Abstand der Momentennullpunkte)}$$

$$b_{0, DB} = 2,0 \text{ m (Halber Querträgerabstand)}$$

$$b_{0, UG} = 0,045 \text{ m (Halbe Untergurtbreite)}$$

Aus der Bedingung $b_0 \leq \frac{L_e}{50} = 0,046 \text{ m}$ folgt, dass nur für das DB die effektive Breite ermittelt werden muss.

Ermittlung von b_{eff} des Deckbleches:

$$b_{0, DB} = 2,0 \text{ m}$$

$$\alpha_0 = 1,00 \text{ (keine Austeifungen des DB in Querrichtung)}$$

$$\kappa = 0,867 \text{ (} 0,02 \leq \kappa \leq 0,7 \text{)}$$

$$\beta = \beta_1 = 0,172 \text{ (Nachweisort: Feldmoment)}$$

$$\beta = \beta_0 = 0,100 \text{ (Nachweisort: Endauflager)}$$

Daraus folgt: $\beta \cdot b_0 = 0,344 \text{ m} = b_{eff, Feld}$
 $0,199 \text{ m} = b_{eff, Auflager}$

EN 1993-1-5 Kap 3

siehe Abb. 4.2.25

siehe Längsschnitt A-A
siehe Detail 11

EN 1993-1-5/Kap 3.1(1)
DB: $b_{eff} < b_0$
UG: $b_{eff} = b_0$

halber QT-abstand

EN1993-1-5(2006)
Tab. 3.1

siehe Abb. 4.2.26
siehe Abb. 4.2.27

B) Effektive Querschnittswerte:

QT10 bis QT15 in Feldmitte:

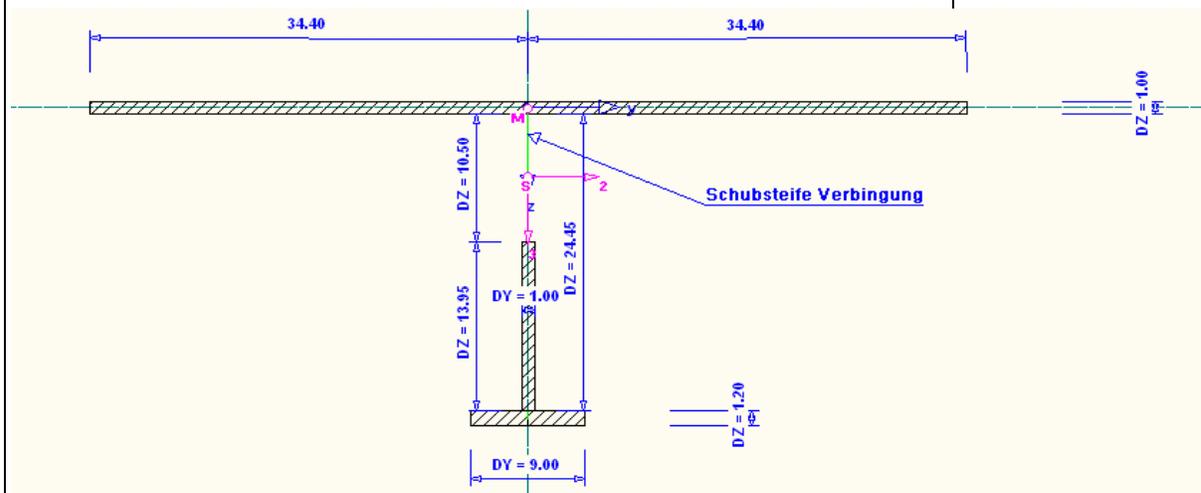


Abb.4.2.26: Effektiver Querschnitt im Feld

Maße in [cm]

$$A_{eff} = 93,6 \text{ cm}^2$$

$$l_{y,eff} = 8826 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,o,eff} = -1439,7 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,u,eff} = 430,1 \text{ cm}^3$$

$$Z_{S,o,eff} = -6,13 \text{ cm}$$

$$Z_{S,u,eff} = 20,52 \text{ cm}$$

QT10 bis QT15 beim Auflager:

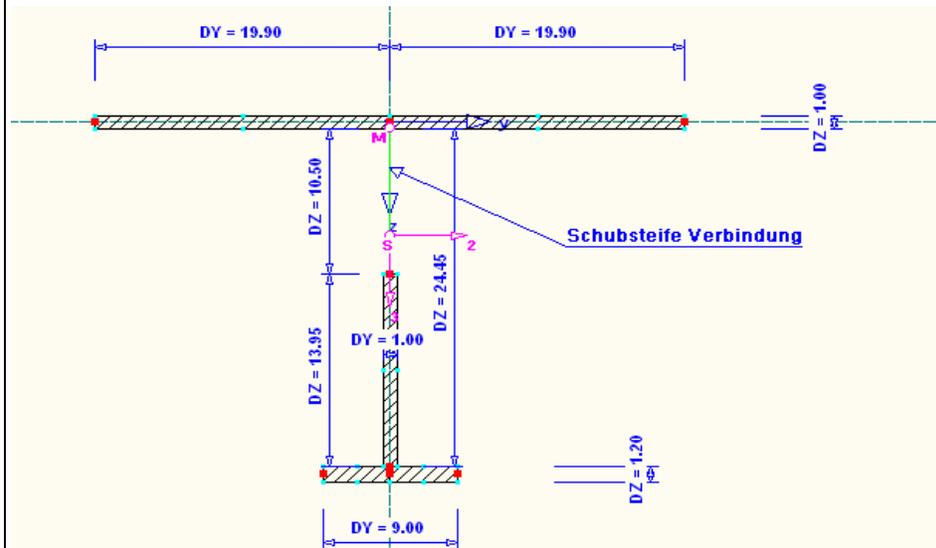


Abb.4.2.27: Effektiver Querschnitt beim Endauflager

Maße in [cm]

$A_{eff} =$	64,6 cm ²	$W_{y,u,eff} =$	416,4 cm ³
$I_{y,eff} =$	7491 cm ⁴	$Z_{S,o,eff} =$	-8,66 cm
$W_{y,o,eff} =$	-865,1 cm ³	$Z_{S,u,eff} =$	17,99 cm

4.2.13. Endquerträger der handelskaiseitigen Brücken (Achse QT16)

Die Endquerträger der handelskaiseitigen Brücken werden als Querträgerkästen ausgebildet.

siehe Plan Nr.2/
Schnitte 8-8 und 18-18

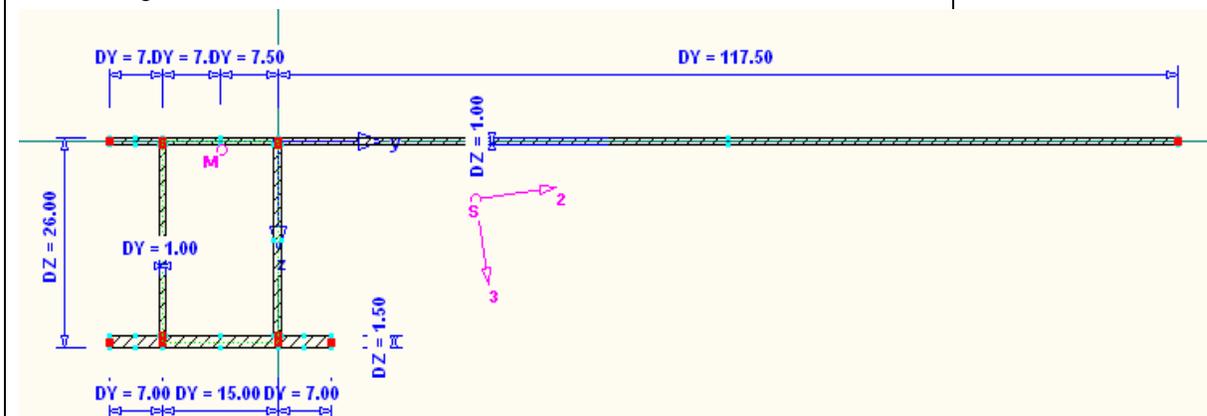


Abb.4.2.28: Bruttoquerschnitt des QT16

Maße in [cm]

A) Ermittlung der effektiven Breiten:

EN 1993-1-5 Kap 3

$L_e =$	2,307 m (statische Länge entspricht hier auch dem Abstand der Momentennullpunkte)	analog Kap. 4.2.12
$b_{0, DB, OG} =$	1,175 m (halber Abstand von Achse QT15 zum Steg der Endauflagerkonsole)	siehe Abb. 4.2.28

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.:	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	

$b_{0, DB, UG, innen} = 0,075 \text{ m}$
 $b_{0, UG, DB, außen} = 0,07 \text{ m}$
 Aus der Bedingung $b_0 \leq \frac{L_e}{50} = 0,046 \text{ m}$ folgt, dass für das DB und den UG die effektiven Breiten ermittelt werden müssen.

Ermittlung von b_{eff} des Deckbleches (DB, rechts):

$b_{0, DB, rechts} = 1,175 \text{ m}$
 $\alpha_0 = 1,00$ (keine Austeifungen des DB in Querrichtung)
 $\kappa = 0,51$ ($0,02 \leq \kappa \leq 0,7$)
 $\beta = \beta_1 = 0,376$ (Nachweisort: Feldmoment)
 $\beta = \beta_0 = 0,225$ (Nachweisort: Endauflager)

Daraus folgen: $0,442 \text{ m} = b_{eff, Feld}$
 $0,265 \text{ m} = b_{eff, Auflager}$

EN1993-1-5/ Tab. 3.1
 siehe Abb. 4.2.29
 siehe Abb. 4.2.30

Ermittlung von b_{eff} des Kastenquerschnitts (DB & UG):

$b_{0, innen} = 0,075 \text{ m}$
 $b_{0, außen} = 0,070 \text{ m}$
 $\alpha_0 = 1,00$ (keine Austeifungen des DB in Querrichtung)
 Kinnen = $0,033$ ($0,02 \leq \kappa \leq 0,7$)
 Kaußen = $0,030$ ($0,02 \leq \kappa \leq 0,7$)
 $\beta = \beta_{1, innen} = 0,993$ (Nachweisort: Feldmoment)

$\beta = \beta_{0, innen} = 1,310$ (Nachweisort: Endauflager)
 $\beta = \beta_{1, außen} = 0,994$ (Nachweisort: Feldmoment)
 $\beta = \beta_{0, außen} = 1,366$ (Nachweisort: Endauflager)

Hier können die effektiven Breiten praktisch gleich denen des Bruttoquerschnitts gesetzt werden.

EN1993-1-5(2006)
 Tab. 3.1
 b_{eff} wird = b_0 gesetzt
 β_0 wird = 1 gesetzt
 b_{eff} wird = b_0 gesetzt
 β_0 wird = 1 gesetzt

B) Effektive Querschnittswerte des QT 4:

QT16 im Feld:

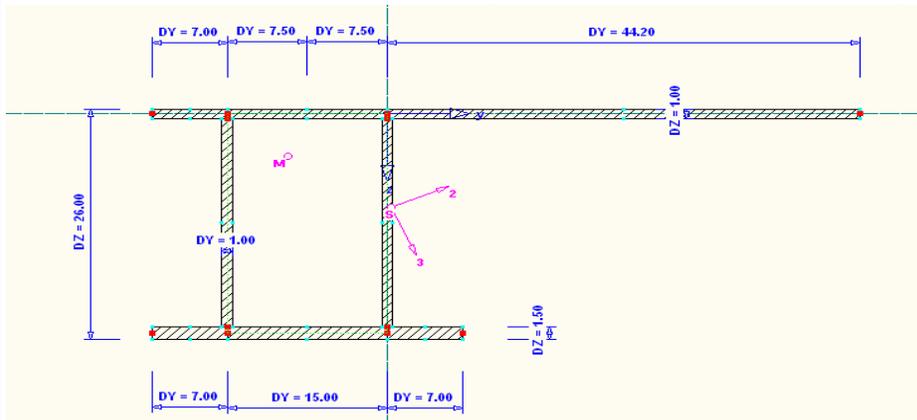


Abb.4.2.29: Effektiver Querschnitt im Feld

Maße in [cm]

$$\begin{aligned}
 A_{\text{eff}} &= 156,7 \text{ cm}^2 & W_{y,u,\text{eff}} &= 1233,8 \text{ cm}^3 \\
 I_{y,\text{eff}} &= 18452 \text{ cm}^4 & Z_{S,o,\text{eff}} &= -11,04 \text{ cm} \\
 W_{y,o,\text{eff}} &= -1670,7 \text{ cm}^3 & Z_{S,u,\text{eff}} &= 14,96 \text{ cm} \\
 I_{D,\text{eff}} &= 7470,4 \text{ cm}^4 \text{ (Drillwiderstand, wobei der St.Venant'sche Anteil} \\
 & & & \text{lediglich } 70,3\text{cm}^4 \text{ ausmacht)}
 \end{aligned}$$

QT16 beim Endauflager:

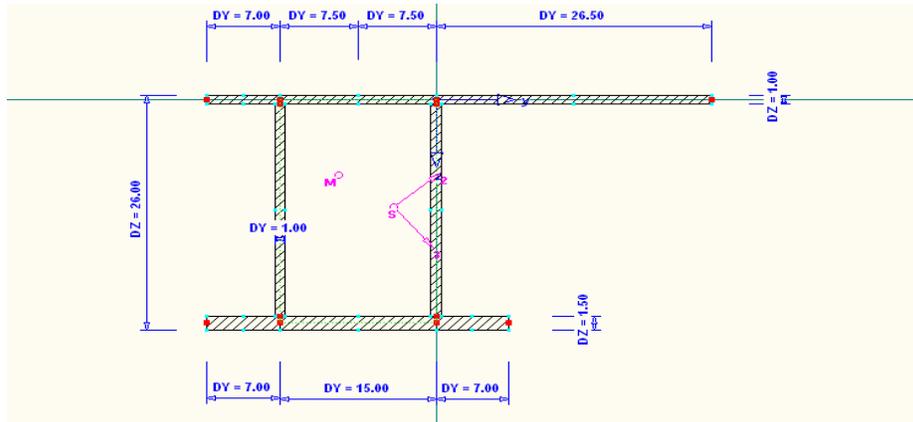


Abb.4.2.30: Effektiver Querschnitt beim Endauflager

Maße in [cm]

$$\begin{aligned}
 A_{\text{eff}} &= 139,0 \text{ cm}^2 & W_{y,u,\text{eff}} &= 1192,4 \text{ cm}^3 \\
 I_{y,\text{eff}} &= 16232 \text{ cm}^4 & Z_{S,o,\text{eff}} &= -12,39 \text{ cm} \\
 W_{y,o,\text{eff}} &= -1310,3 \text{ cm}^3 & Z_{S,u,\text{eff}} &= 13,61 \text{ cm} \\
 I_{D,\text{eff}} &= 7464,5 \text{ cm}^4 \text{ (Drillwiderstand, wobei der St.Venant'sche Anteil} \\
 & & & \text{lediglich } 64,46\text{cm}^4 \text{ ausmacht)}
 \end{aligned}$$

$$I_{D,\text{brutto}} = 7494,9 \text{ cm}^4 \text{ (Drillwiderstand des Bruttoquerschnitts)}$$

siehe Abb.4.2.28

Für die Schubspannungsermittlung zufolge Torsion wird der Drillwiderstand des effektiven Querschnitts herangezogen, da die Differenz zum $I_{D,\text{brutto}}$ nur 4‰ beträgt und somit vernachlässigt wird.

4.2.14. Kastenquerträger zur biegesteifen Lagerung des Schwertes (Achsen QT8 und QT9)

Der Kasten mit den Querschnittsabmessungen von 2m x 0,914m spannt sich zwischen den Hauptträgern am Stützenkopf und zwischen Q3-3 und Q4-4 auf eine Länge von 5,548m. Aufgrund der hohen Torsionssteifigkeit schafft er eine biegesteife Anbindung des Schwertes an die außenliegenden Hauptträger der Stütze.

mittlere Höhe = $(0,944 + 0,884)/2 = 0,914\text{m}$
 siehe Q3-3 oder Q4-4
 Plan Nr.2

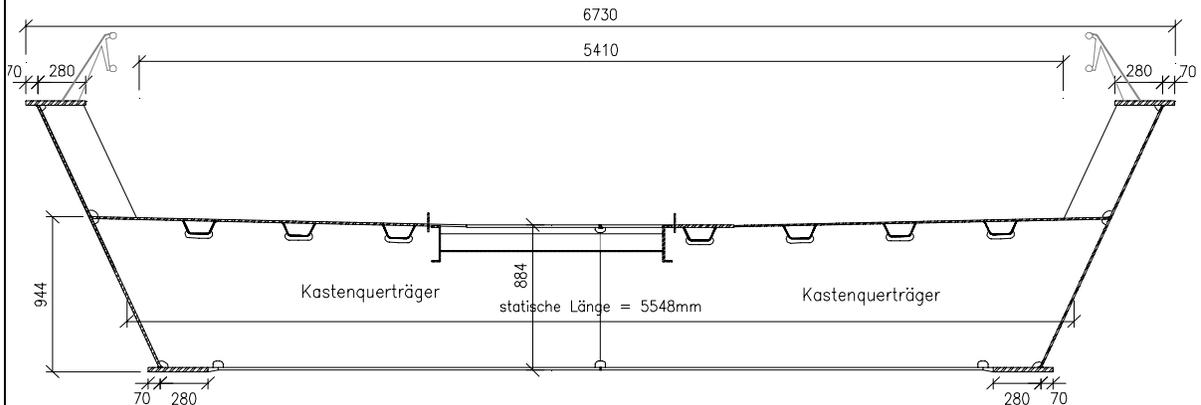


Abb.4.2.31: Kastenquerträger zwischen den Achsen QT8 und QT9

Maße in [mm]

A) Ermittlung der effektiven Breiten:

EN 1993-1-5 Kap 3

$$L_e = 5,548 \text{ m (statische Länge des QT)}$$

$$b_{0, \text{OG, UG}} = 1,000 \text{ m (halber Abstand der Stegbleche)}$$

$$b_{0, \text{steg}} = 0,457 \text{ m (halbe QT-höhe = 914mm/2)}$$

siehe Abb. 4.2.31
 siehe Abb. 4.2.32

Aus der Bedingung $b_0 \leq \frac{L_e}{50} = 0,11 \text{ m}$ folgt, dass für den OG, UG,

OG (DB) & UG: $b_{\text{eff}} < b_0$
 Steg: $b_{\text{eff}} < b_0$

sowie den Stegen die effektiven Breiten ermittelt werden muss.

Ermittlung von b_{eff} des OG & UG:

$$b_{0, \text{OG,UG}} = 1,00 \text{ m}$$

$$\alpha_0 = 1,00 \quad (\text{keine Austeifungen des DB})$$

$$\kappa = 0,18$$

$$\beta = \beta_1 = 0,828 \quad (\text{im Feld})$$

$$\beta = \beta_0 = 0,570 \quad (\text{am Auflager})$$

Stegblechabstand = 2m

EN1993-1-5(2006)
 Tab. 3.1

Daraus folgt: $0,828 \text{ m} = b_{\text{eff, Feld}}$
 $0,570 \text{ m} = b_{\text{eff, Auflager}}$

siehe Abb.4.2.32
 siehe Abb.4.2.33

Ermittlung von b_{eff} des Stegbleche:

$$b_{0, \text{Steg}} = 0,457 \text{ m}$$

$$\alpha_0 = 1,00 \quad (\text{keine Austeifungen des DB})$$

$$\kappa = 0,08$$

$$\beta = \beta_1 = 0,958 \quad (\text{im Feld})$$

$$\beta = \beta_0 = 0,818 \quad (\text{am Auflager})$$

Mittlere Höhe = 0.914m

EC3-1-5(2006)
 Tab. 3.1

Daraus folgen: $0,438 \text{ m} = b_{\text{eff, Feld}}$
 $0,374 \text{ m} = b_{\text{eff, Auflager}}$

siehe Abb.4.2.32
 siehe Abb.4.2.33

B) Effektive Querschnittswerte des QT 5:

QT5 im Feld:

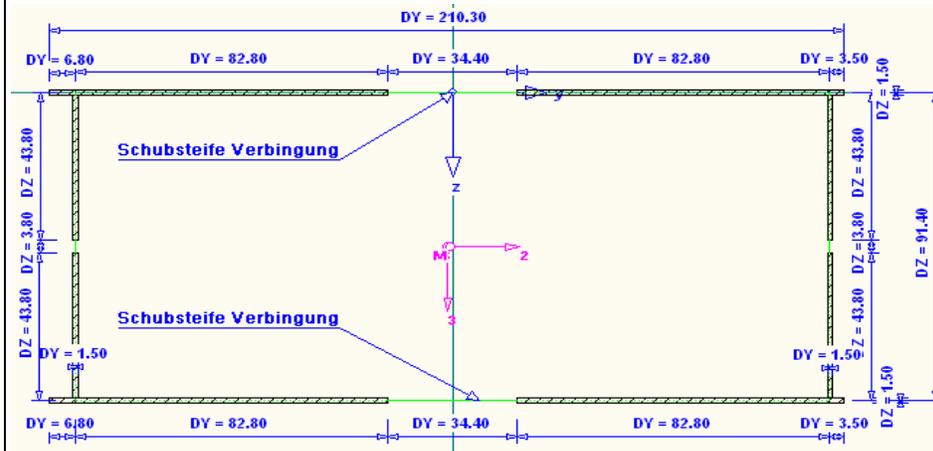


Abb.4.2.32: Effektiver Querschnitt im Feld

Maße in [cm]

$A_{eff} = 786,0 \text{ cm}^2$	$W_{y,o,eff} = -27638,8 \text{ cm}^3$
$I_{y,eff} = 1283820 \text{ cm}^4$	$W_{y,u,eff} = 27638,8 \text{ cm}^3$
$I_{z,eff} = 4898400 \text{ cm}^4$	$Z_{S,o,eff} = -46,45 \text{ cm}$
$W_{z,re,eff} = 46729,5 \text{ cm}^3$	$y_{S,li,eff} = -105,48 \text{ cm}$
$W_{z,li,eff} = -46441,1 \text{ cm}^3$	$y_{S,re,eff} = 104,82 \text{ cm}$
$I_{D,eff} = 3449790,0 \text{ cm}^4$ (Drillwiderstand, wobei der St.Venant'sche Anteil lediglich $589,5 \text{ cm}^4$ ausmacht)	

QT5 beim Auflager:

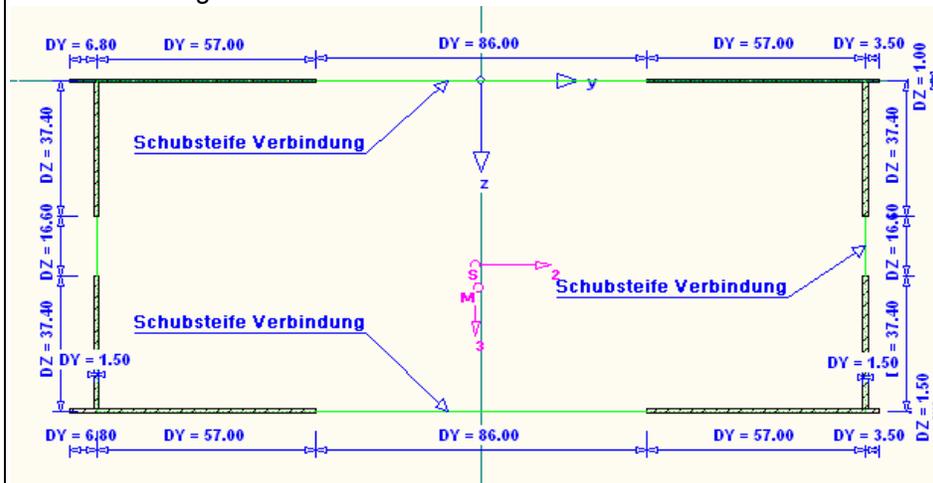


Abb.4.2.33: Effektiver Querschnitt beim Endauflager

Maße in [cm]

$A_{eff} = 531,4 \text{ cm}^2$	$W_{y,o,eff} = -15855,2 \text{ cm}^3$
$I_{y,eff} = 816246 \text{ cm}^4$	$W_{y,u,eff} = 19826,8 \text{ cm}^3$
$I_{z,eff} = 4011700 \text{ cm}^4$	$Z_{S,o,eff} = -51,48 \text{ cm}$

$W_{z, re, eff} = 38158,5 \text{ cm}^3$ $Z_{S, u, eff} = 41,17 \text{ cm}$
 $W_{z, li, eff} = -38145,8 \text{ cm}^4$ $y_{S, li, eff} = -105,17 \text{ cm}$
 $y_{S, re, eff} = 105,13 \text{ cm}$
 $I_{D, eff} = 2934560,0 \text{ cm}^4$ (Drillwiderstand, wobei der St.Venant'sche Anteil lediglich 347 cm^4 ausmacht)
 $I_{D, brutto} = 2934720,0 \text{ cm}^4$ (Differenz zum $I_{D, eff}$ beträgt nur $0,05\text{‰}$ und kann somit vernachlässigt werden)

4.2.15. Längsträger

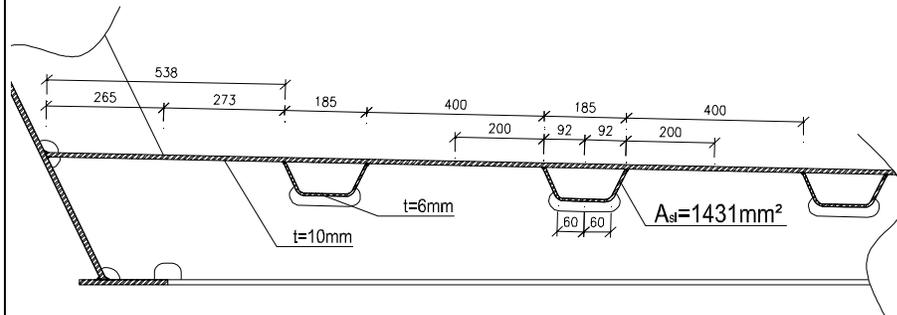


Abb.4.2.34: Anordnung der Langträger

Maße in [mm]

A) Ermittlung der effektiven Breiten:

EN 1993-1-5 Kap 3

Dies erfolgt hier in Tabellenform:

Da die Gurte der LT nicht weiters ausgesteift sind, ist

$$A_{si} = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{und daher } \alpha_0 = 1$$

EN1993-1-5(2006)
Tab. 3.1 /Bild 3.1

- LT1= innenliegende LT der 4m Felder und das 4m Endfeld beim Treppenabgang
- LT2= LT im Randbereich der 4m Felder
- LT3= innenliegende LT des 2,5m Endfeldes
- LT4= innenliegende LT des 2m Feldes
- LT5= innenliegende LT des 2.35m Endfeldes

$b_{0, li} = 538/2 = 269 \text{ mm}$

LT Nr.	L [m]	Le [m]	b ₀ [m]	κ [-]	β [-]	b _{eff} [m]
LT1	4,000	2,800	0,092	0,033	0,993	0,091
LT1	4,000	2,800	0,200	0,071	0,968	0,194
LT1	4,000	2,800	0,060	0,021	0,997	0,060
LT1	4,000	2,000	0,092	0,046	0,81	0,075
LT1	4,000	2,000	0,200	0,100	0,63	0,126
LT1	4,000	2,000	0,060	0,030	0,91	0,054
LT1 _{,end}	4,000	3,400	0,092	0,027	0,995	0,092
LT1 _{,end}	4,000	3,400	0,200	0,059	0,978	0,196
LT2	4,000	2,800	0,269	0,096	0,944	0,254
LT2	4,000	2,000	0,269	0,135	0,55	0,148

(β₁); OG-innen
 (β₁); OG-außen
 (β₁); UG
 (β₂); OG-innen
 (β₂); OG-außen
 (β₂); UG
 (β₁); OG-innen
 (β₁); OG-außen
 (β₁); OG-außen
 (β₂); OG-außen

LT Nr.	L [m]	Le [m]	b ₀ [m]	κ [-]	β [-]	b _{eff} [m]	
LT3	2,500	2,125	0,092	0,043	0,988	0,091	(β ₁); OG-innen
LT3	2,500	2,125	0,200	0,094	0,946	0,189	(β ₁); OG-außen
LT3	2,500	2,125	0,060	0,028	0,995	0,060	(β ₁); UG
LT3	2,500	1,625	0,092	0,057	0,77	0,071	(β ₂); OG-innen
LT3	2,500	1,625	0,200	0,123	0,57	0,115	(β ₂); OG-außen
LT3	2,500	1,625	0,060	0,037	0,86	0,052	(β ₂); UG
LT3	2,500	2,125	0,092	0,043	1,000	0,092	(β ₀); OG-innen
LT3	2,500	2,125	0,200	0,094	0,772	0,154	(β ₀); OG-außen
LT3	2,500	2,125	0,060	0,028	1,000	0,060	(β ₀); UG
LT4	2,000	1,400	0,092	0,066	0,973	0,090	(β ₁); OG-innen
LT4	2,000	1,400	0,200	0,143	0,884	0,177	(β ₁); OG-außen
LT4	2,000	1,400	0,060	0,043	0,988	0,059	(β ₁); UG
LT4	2,000	1,500	0,092	0,061	0,75	0,069	(β ₂); OG-innen
LT4	2,000	1,500	0,200	0,133	0,55	0,110	(β ₂); OG-außen
LT4	2,000	1,500	0,060	0,040	0,85	0,051	(β ₂); UG
LT5	2,350	1,998	0,092	0,046	0,987	0,091	(β ₁); OG-innen
LT5	2,350	1,998	0,200	0,100	0,940	0,188	(β ₁); OG-außen
LT5	2,350	1,998	0,060	0,030	0,994	0,060	(β ₁); UG
LT5	2,350	1,588	0,092	0,058	0,76	0,070	(β ₂); OG-innen
LT5	2,350	1,588	0,200	0,126	0,57	0,113	(β ₂); OG-außen
LT5	2,350	1,588	0,060	0,038	0,86	0,051	(β ₂); UG
LT5	2,350	1,998	0,092	0,046	1,000	0,092	(β ₀); OG-innen
LT5	2,350	1,998	0,200	0,100	0,751	0,150	(β ₀); OG-außen
LT5	2,350	1,998	0,060	0,030	1,000	0,060	(β ₀); UG

Tab.4.1: Effektive Breiten der LT

B) Effektive Querschnittswerte der LT:

Im folgenden wird nur die bemessungsrelevanten LT dargestellt. Dabei handelt es sich um den LT1 beim Endfeld im Treppenbereich und im Stützbereich, sowie um LT2 im Randbereich der donauseitigen Überbrückung mit einer Spannweite von 4m. Die effektiven Breiten des UG und des OG,innen des LT2 entsprechen denen des LT1.

LT1 im Bereich des Stützmomentes:

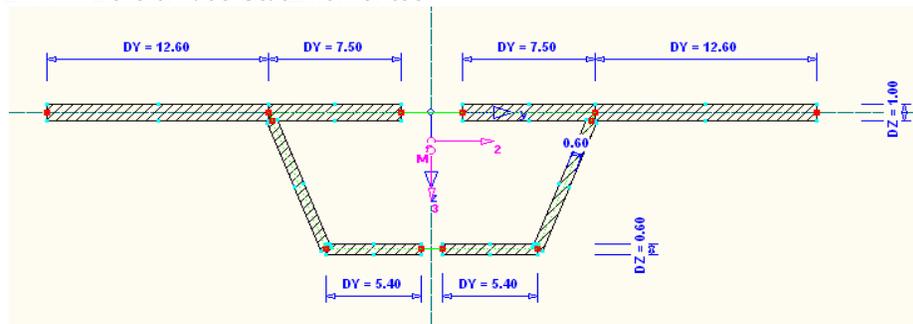


Abb.4.2.35: Effektiver Querschnitt im Bereich des Stützmomentes

siehe Tab. 4.1 und vergleiche Abb. 4.36 und Abb. 4.37

Maße in [cm]

$A_{eff} =$	$56,6 \text{ cm}^2$	$W_{y,u,eff} =$	$75,4 \text{ cm}^3$
$I_{y,eff} =$	$512,5 \text{ cm}^4$	$Z_{S,o,eff} =$	$-2,20 \text{ cm}$
$W_{y,o,eff} =$	$-232,7 \text{ cm}^3$	$Z_{S,u,eff} =$	$6,80 \text{ cm}$

4m Endfeld des LT1 beim Treppenabgang im Bereich des Feldmomentes:

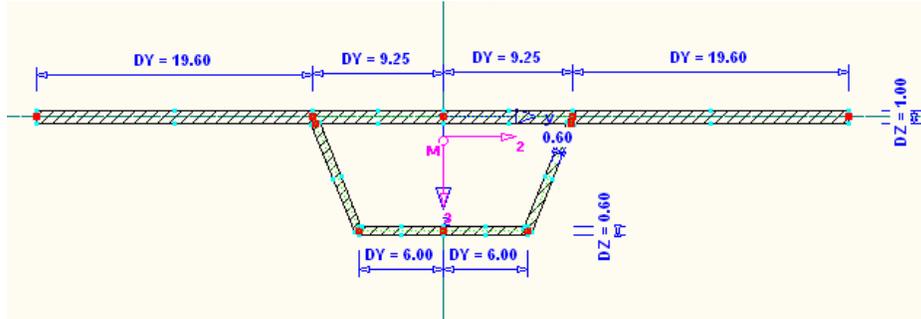


Abb.4.2.36: Effektiver Querschnitt im Bereich des Feldmomentes

Maße in [cm]

$A_{eff} =$	$74,8 \text{ cm}^2$	$W_{y,u,eff} =$	$82,2 \text{ cm}^3$
$I_{y,eff} =$	$586,6 \text{ cm}^4$	$Z_{S,o,eff} =$	$-1,87 \text{ cm}$
$W_{y,o,eff} =$	$-314,3 \text{ cm}^3$	$Z_{S,u,eff} =$	$7,13 \text{ cm}$

LT2 im Feld:

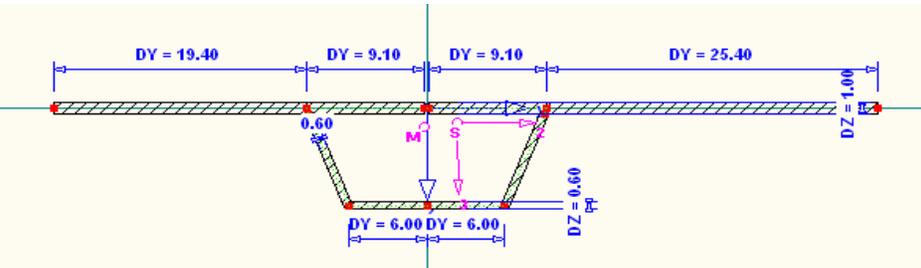


Abb.4.2.37: Effektiver Querschnitt im Feld

Maße in [cm]

$A_{eff} =$	$80,1 \text{ cm}^2$	$W_{y,u,eff} =$	$82,5 \text{ cm}^3$
$I_{y,eff} =$	$596,3 \text{ cm}^4$	$Z_{S,o,eff} =$	$-1,78 \text{ cm}$
$W_{y,o,eff} =$	$-335,7 \text{ cm}^3$	$Z_{S,u,eff} =$	$7,23 \text{ cm}$

LT2 im Bereich des Stützmomentes:

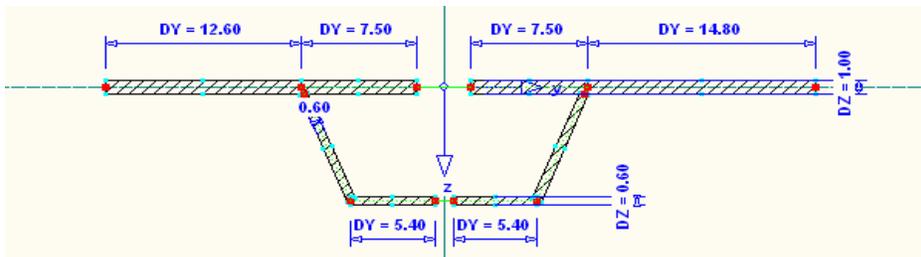


Abb.4.2.38: Effektiver Querschnitt im Bereich des Stützmomentes

Maße in [cm]

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.:	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	

$A_{eff} = 58,8 \text{ cm}^2$	$W_{y,u,eff} = 75,6 \text{ cm}^3$
$I_{y,eff} = 518,8 \text{ cm}^4$	$Z_{S,o,eff} = -2,14 \text{ cm}$
$W_{y,o,eff} = -242,6 \text{ cm}^3$	$Z_{S,u,eff} = 6,86 \text{ cm}$

4.2.16. Quersteifen

Berechnung der effektiven Breiten b_{eff} :

Für die Quersteifen wird auf der sicheren Seite liegend, in Anlehnung an Kap.9.1 der EN1993-1-5, beidseitig eine mitwirkende Breite des Stegbleches von $15 \cdot \epsilon \cdot t_w$ berücksichtigt.

Somit ergeben sich die Quersteifen bei den Achsen QT1 bis Q16 b_{eff} zu:

$\epsilon =$	1,0
$t_w =$	1,2 cm
$b_{eff} =$	18,0 cm

Daraus folgt: $b_{OG} = 2 \cdot b_{eff} + t_w = 37,2 \text{ cm}$

EN1993-1-5 Kap 9.1.(1)
Bild 9.1

Stahlgüte S235

Querschnitt siehe
Kap.10.1.1

4.2.17. Windverband

Um die Schubsteifigkeit des Fahrbahnblechs in Querrichtung im Trägerrostmodell wirkungsäquivalent nachzubilden, werden zwischen den Hauptträgern Windverbände angebracht.

Um die Schubsteifigkeit des Deckbleches zu simulieren wurde ein Feld von 4m x 5.824m anhand eines Rostmodells untersucht. Der Rost mit einem 20x20cm Raster aus Flachstählen (200x10mm) wird mit einer Einzellast von 1000kN belastet verformt sich so in der Deckblechebene.

siehe Abb. 4.39

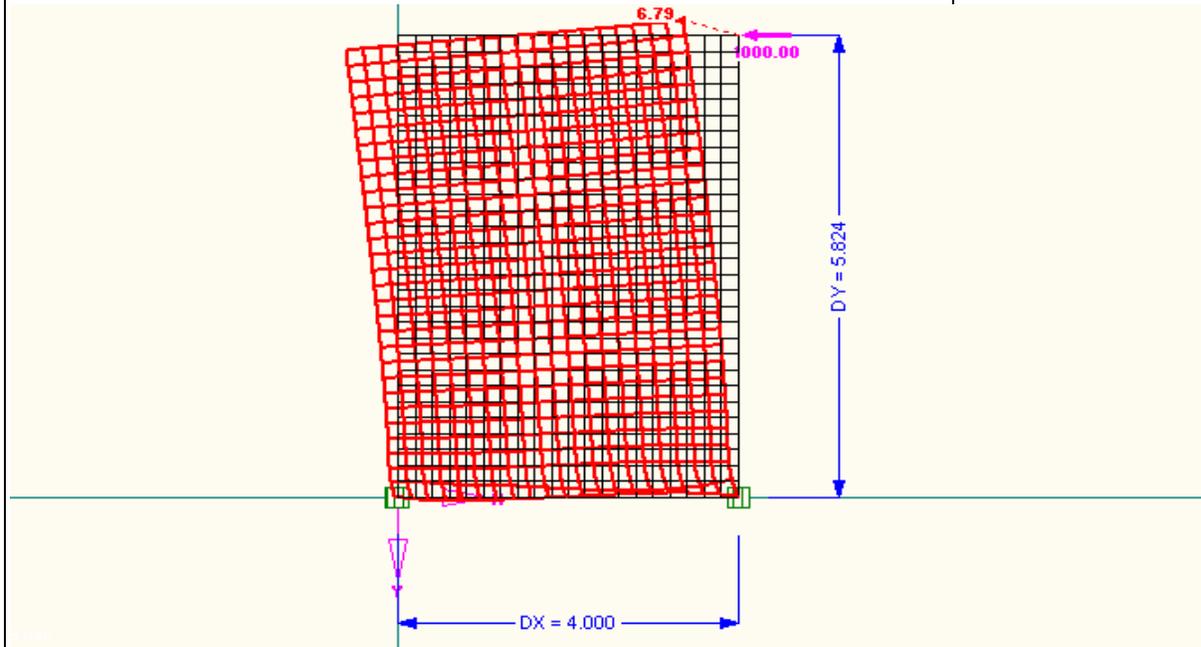


Abb.4.2.39: Rostmodell des Deckbleches

Maße in [m], Last in [kN],
Verformungen in [mm]

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

Die Verformung an der Stelle der Einzellast beträgt 6,79mm. Es wird nun der Rost aus QT und LT ebenfalls mit 1000kN belastet und der Windverband so gewählt, dass sich die gleiche Verformung des Rostfeldes einstellt.

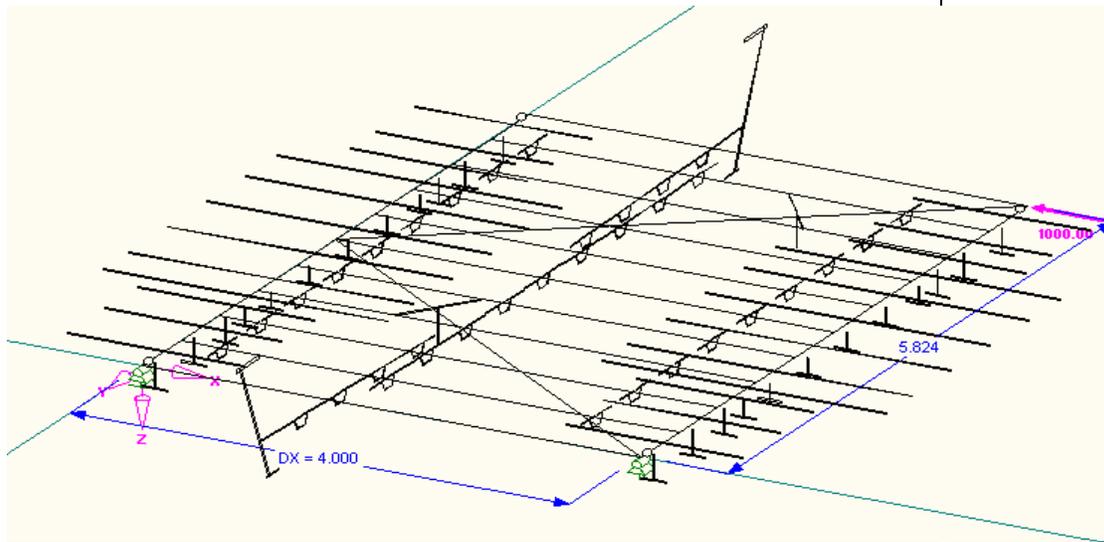


Abb.4.2.40: Profilumrisse des Trägerrostes aus HT, QT, LT und einem Windverband.

Maße in [m]

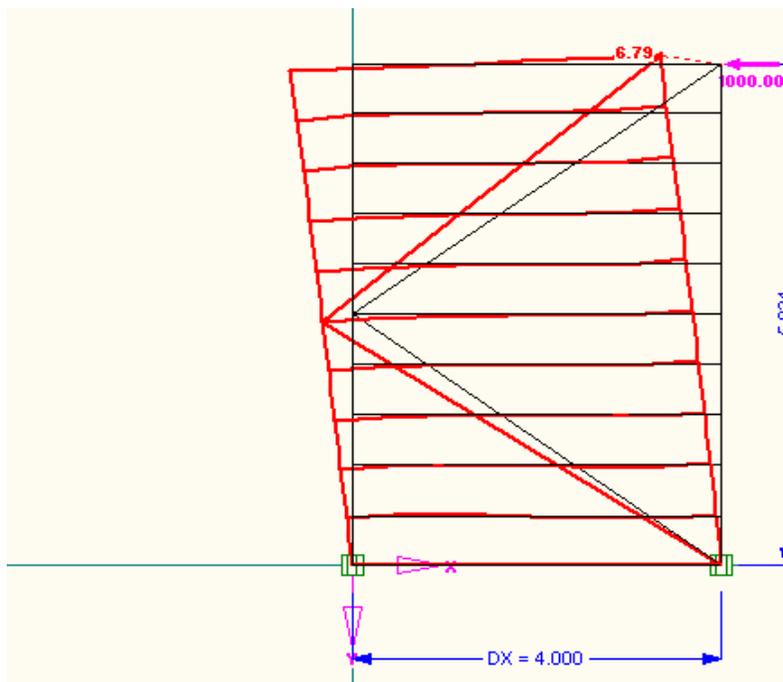


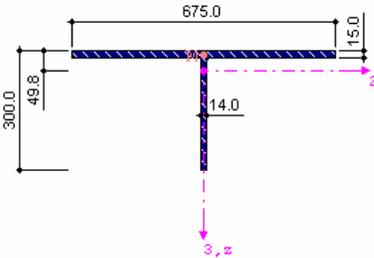
Abb.4.2.41: Verformung des Trägerrostes

Maße in [m], Last in [kN],
Verformungen in [mm]

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

Aus dem Modell ergibt sich ein Windverband mit einer Querschnittsfläche von:

$$A = 141,6 \text{ cm}^2$$



Somit wurde im Trägerrostmodell ein willkürlicher T-Querschnitt mit der benötigten Fläche für den Windverband gewählt.

siehe Abb. 4.2.42

Abb.4.2.42: Gewählter Querschnitt des Windverbandes

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
<h2>5. Lasten</h2>		
<h3>5.1. Ständige Lasten:</h3>		
<h4>5.1.1. Eigengewicht (Charakteristische Werte)</h4>		
<p>Die Eigengewichtslasten werden bei der Berechnung mit 5% für Schweißnähte, Schrauben, Korrosionsschutz und dergleichen beaufschlagt.</p>		
<h5>5.1.1.1. Längsträger (inklusive Deckblech)</h5>		
<p>Längsträger der donauseitigen Brücke:</p>		
Deckblechbreite eines innen liegenden LT =	$2 \cdot \frac{400}{2} + 185 =$	585 mm
Deckblechbreite eines LT im Randbereich=	$265 + 273 + 185 + \frac{400}{2} =$	923 mm
Fläche eines LT: $A_{si} =$		1695 mm ²
Dicke des Deckbleches $t_{DB} =$		10 mm
Charakteristische Eigenlast eines inneren LT pro m=	$q_{LR} = (0,01m \cdot 0,585m + 0,001695m^2) \cdot 78,5kN/m^3 =$	0,59 kN/m
Charakteristische Eigenlast der Gehwegbeschichtung=		<u>0,09 kN/m</u>
Summe der Eigenlasten eines inneren LT=		0,68 kN/m
Mit einem 5%-Aufschlag ergibt sich die Eigenlast zu:		<u>0,71 kN/m</u>
Charakt. Eigenlast eines LT im Randbereich pro m=	$q_{LR} = (0,01m \cdot 0,923m + 0,001695m^2) \cdot 78,5kN/m^3 =$	0,86 kN/m
Charakteristische Eigenlast der Gehwegbeschichtung=		<u>0,10 kN/m</u>
Summe der Eigenlasten eines LT im Randbereich=		0,96 kN/m
Mit einem 5%-Aufschlag ergibt sich die Eigenlast zu:		<u>1,00 kN/m</u>
<h5>5.1.1.2. Eigengewicht der Querträger (exklusive Deckblech)</h5>		
<p>A) Querträger QT1 bis QT7:</p>		
mittlere Höhe des Quertragersteges $h_m =$	$\frac{310 + 239}{2} =$	275 mm
Querträgerlänge =		5,812 m
Höhe der Längsrippenausnehmung=		105 mm
mittlere Breite der LT-ausnehmung =		160 mm
mittlere Höhe der LT-ausnehmung=		26,1 mm
Die mittlere Höhe des Steges abzüglich der Ausnehmungen beträgt:		$\frac{160 \cdot 9 \cdot 105}{5800} =$

siehe Kap 4.2.15
Abb. 4.2.34

siehe Kap.5.1.1.10

siehe Querschnitte 1-1 & 2-2.
Abmessungen siehe Plan Nr.2/ Q1-1
siehe Kap. 4.2.10

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.:	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
	248 mm	9 LT pro Querschnitt
Charakteristische Eigenlast eines Querträgers pro m= (0,2m·0,012m + 0,248m·0,01m)·78,5kN/m ³ =	0,38 kN/m	
Mit einem 5%-Aufschlag ergibt sich die Eigenlast zu:	<u>0,40 kN/m</u>	
B) Querträger QT10 bis QT15:		siehe Querschnitte 5-5 6-6 & 7-7.
mittlere Höhe des Querträgersteges $h_m = \frac{300 + 243}{2} =$	272 mm	
Querträgerlänge=	2,310 m	
Höhe der Längsrippenausnehmung=	105 mm	
mittlere Breite der LT-ausnehmung=	160 mm	
mittlere Höhe der LT-nausnehmung=	21,8 mm	$\frac{160 \cdot 3 \cdot 105}{2310} =$
Die mittlere Höhe des Steges abzüglich der Ausnehmungen beträgt:	250 mm	(3 LT pro Querschnitt) 271,5mm-21,8mm=
Charakteristische Eigenlast eines Querträgers pro m= (0,15m·0,01m + 0,25m·0,010m)·78,5kN/m ³ =	0,28 kN/m	
Mit einem 5%-Aufschlag ergibt sich die Eigenlast zu:	<u>0,29 kN/m</u>	
C) Querträger QT16:		siehe Querschnitt 8-8
Steg mit t=10mm & mittlere Höhe h _m =	250 mm	
Untergurt mit t=15mm, b=	290 mm	Abmessungen siehe Schnitt 18-18
Charakteristische Eigenlast eines Querträgers pro m= (2·0,25m·0,01m + 0,29m·0,015m)·78,5kN/m ³ =	0,73 kN/m	2 Stegbleche
Mit einem 5%-Aufschlag ergibt sich die Eigenlast zu:	<u>0,77 kN/m</u>	
D) Querträgerkasten bei den Achsen QT8 & QT9:		Querträgerkasten
mittlere Höhe h _m des Kastens=	914 mm	Abmessungen siehe Kap.4.2.14 Abb. 4.2.32
t _{OG} =	10 mm	
t _{UG} =	15 mm	
t _{Steg} =	15 mm	
t _{Schott} =	12 mm	
mittlere Höhe des Steges=	889 mm	=914-10-15
Breite des OG & UG=	2,060 mm	=2000+25+35
Schottneigung von 24,13° zur Vertikalen→Schotthöhe=	974 mm	= $\frac{889}{\cos(23,14)}$
Eigengewicht eines Schottes=	<u>1,82 kN</u>	insgesamt 2 Schotte
Charakteristische Eigenlast des QT-Kastens pro m= (2·0,889m·0,015+2,06·(0,015+0,01))·78,5kN/m ³ =	6,14 kN/m	
Mit einem 5%-Aufschlag ergibt sich die Eigenlast zu:	<u>6,44 kN/m</u>	

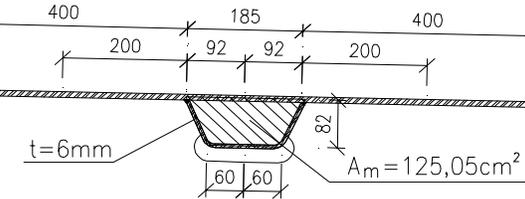
Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Verfasser: Ebner Georg Studienkennzahl/Matr. Nr. E610/0225403 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul																	
<p>5.1.1.3. Hauptträger</p> <p>A) Hauptträger zwischen Achsen QT1 bis QT6:</p> <p>Die Hauptträger des Feldquerschnitts der donauseitigen Überbrückung bestehen aus dem Obergurt 350x25mm, dem Untergurt 200x12mm und dem Steg 1110x12mm.</p> $(0,025 \cdot 0,35 + (1,110 + 0,20) \cdot 0,012) \cdot 78,5 = 1,92 \text{ kN/m}$ <p>Somit ergibt sich aus den Eigenlasten der Verkleidung, den Handläufen, usw eine Streckenlast von:</p> <table style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr><td>Verkleidung=</td><td>0,30 kN/m</td></tr> <tr><td>Beleuchtung/Services=</td><td>0,40 kN/m</td></tr> <tr><td>Handläufe=</td><td><u>0,40 kN/m</u></td></tr> <tr><td>Streckeneigenlast=</td><td>3,02 kN/m</td></tr> </table> <p>Mit einem 5%-Aufschlag ergibt sich die Eigenlast zu: <u>3,17 kN/m</u></p> <p>B)Gevoutete Hauptträger zwischen den Achsen QT6 & QT10:</p> <p>Die Hauptträger des Stützquerschnitts der donauseitigen Überbrückung bestehen aus dem Obergurt 350x25mm, dem Untergurt 350x25mm und dem Steg 1753x12mm.</p> $((0,025m + 0,025) \cdot 0,35m \cdot 2 + 1,753m \cdot 0,012m) \cdot 78,5 = 3,03 \text{ kN/m}$ <p>Somit ergibt sich aus den Eigenlasten der Verkleidung, den Handläufen, usw eine Streckenlast von:</p> <table style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr><td>Verkleidung=</td><td>0,30 kN/m</td></tr> <tr><td>Beleuchtung/Services=</td><td>0,40 kN/m</td></tr> <tr><td>Handläufe=</td><td><u>0,40 kN/m</u></td></tr> <tr><td>Streckeneigenlast=</td><td>4,13 kN/m</td></tr> </table> <p>Mit einem 5%-Aufschlag ergibt sich die Eigenlast zu: <u>4,33 kN/m</u></p> <p>C) Hauptträger - Schwert zwischen den Achsen QT9 & QT10:</p> <p>Die Hauptträger des Stützquerschnitts der Handelskaiüberbrückung bestehen aus dem Obergurt 350x25mm, dem Untergurt 350x25mm und dem Steg 1751x12mm. Zusätzlich ist hier noch das "Schwert" in Trägermitte zu berücksichtigen mit: Obergurt 1565x15, Untergurt 2232x15mm und 2 Stegen 936x12mm</p> $((0,025m + 0,025) \cdot 0,35m \cdot 2 + 1,751m \cdot 0,012m) \cdot 78,5 = 3,03 \text{ kN/m}$ $(0,015 \cdot 1,565 + 0,936 \cdot 0,012 \cdot 2 + 2,232 \cdot 0,015) \cdot 78,5 = 6,23 \text{ kN/m}$ <p>Somit ergibt sie für den außenliegenden Hauptträger eine Streckeneigenlast von: (siehe Hauptträger des Querschnitts 3-3)</p>	Verkleidung=	0,30 kN/m	Beleuchtung/Services=	0,40 kN/m	Handläufe=	<u>0,40 kN/m</u>	Streckeneigenlast=	3,02 kN/m	Verkleidung=	0,30 kN/m	Beleuchtung/Services=	0,40 kN/m	Handläufe=	<u>0,40 kN/m</u>	Streckeneigenlast=	4,13 kN/m	<p>siehe Querschnitte 1-1 & 2-2.</p> <p>pro Hauptträger</p> <p>siehe Kap.5.1.1.6 siehe Kap.5.1.1.7 siehe Kap.5.1.1.8 pro Hauptträger</p> <p>siehe Querschnitte 3-3 & 4-4.</p> <p>pro Hauptträger</p> <p>siehe Kap.5.1.1.6 siehe Kap.5.1.1.7 siehe Kap.5.1.1.8 pro Hauptträger</p> <p>siehe Querschnitte 4-4 & 5-5.</p> <p>pro Hauptträger</p>
Verkleidung=	0,30 kN/m																
Beleuchtung/Services=	0,40 kN/m																
Handläufe=	<u>0,40 kN/m</u>																
Streckeneigenlast=	3,02 kN/m																
Verkleidung=	0,30 kN/m																
Beleuchtung/Services=	0,40 kN/m																
Handläufe=	<u>0,40 kN/m</u>																
Streckeneigenlast=	4,13 kN/m																

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte		
Verfasser:	Ebner Georg		
Studienkennzahl/Matr. Nr.	E610/0225403		
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau		
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul		
Streckeneigenlast=		4,13 kN/m	siehe Kap.5.1.1.3 B)
Die Streckeneigenlast für das innenliegende Schwert ergibt sich zu:			
Eigengewicht des Schwertes=		6,23 kN/m	
Handläufe=		0,40 kN/m	
Streckeneigenlast=		6,63 kN/m	
Mit einem 5%-Aufschlag ergibt sich die Eigenlast zu:		<u>6,97</u> kN/m	
D) Hauptträger zwischen Achsen QT10 & QT16:			siehe Querschnitte 5-5 , 6-6 & 7-7.
Die Hauptträger der restlicher Handelskaiüberbrückung bestehen aus dem Obergurt 310x15mm, dem Untergurt 260x15mm und dem Steg 1118x12mm.			
((0,26+0,31)·0,015m+1,118m·0,012m)·78,5=		1,72 kN/m	pro Hauptträger
Somit ergibt sich aus den Eigenlasten der Verkleidung, den Handläufen, usw eine Streckenlast von:			
Verkleidung=		0,30 kN/m	siehe Kap.5.1.1.6
Beleuchtung/Services=		0,40 kN/m	siehe Kap.5.1.1.7
Handläufe=		0,40 kN/m	siehe Kap.5.1.1.8
Streckeneigenlast=		2,82 kN/m	pro Hauptträger
Mit einem 5%-Aufschlag ergibt sich die Eigenlast zu:		<u>2,97</u> kN/m	
5.1.1.4. Stützenquerschnitte			
A) Eigengewicht eines Stützen-HT des Querschnitts 9-9:			Abmessungen siehe Plan Nr.2/ Q9-9
Eigengewicht der vertikalen Beulsteife: (exkl. OG)			
Die Fläche einer Beulsteife beträgt:		1697 mm ²	t=6mm
daraus ergibt sich eine Streckeneigenlast von:		0,40 kN/m	fur 3 Hohlrippen pro HT siehe Q9.1-9.1
Eigengewicht der horizontalen Beulsteife: (exkl. OG & Steg)			Eigengewicht der HR wird als Punktlast
Die Fläche einer Beulsteife (t=10mm) beträgt:		3276 mm ²	am Stützen-HT
Daraus ergibt sich eine Streckeneigenlast von:		0,26 kN/m	berücksichtigt.
Die Einflußlänge der horizontalen Beulsteife beträgt:		4,564 m	L=1,973+2,591
Die Eigenlast einer Gehrungssteife beträgt:		0,05 kN	250x230x12mm Blech
Somit ergibt sich aus Summe der horizontalen Beulsteifen (über 4,564m) und der Gehrungssteife eine Einzellast von:			pro Stützen-HT
Mit einem 5%-Aufschlag ergibt sich die Einzellast zu:		<u>1,29</u> kN	
Das Eigengewicht der Stützenhauptträger ergibt sich zu:			
Die Breite des OG=		2,591 m	=5,182m/2
t _{OG} =		12 mm	
Breite des UG=		0,205 m	
t _{UG} =		15 mm	

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte		
Verfasser:	Ebner Georg		
Studienkennzahl/Matr. Nr.	E610/0225403		
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau		
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul		
<p style="text-align: right;">Steghöhe= 1,973 m</p> <p style="text-align: right;">$t_{\text{Steg}}= 12 \text{ mm}$</p> <p>daraus ergibt sich eine Streckeneigenlast von: 4,94 kN/m</p> <p>Mit einem 5%-Aufschlag ergibt sich die Eigenlast zu: <u>5,19</u> kN/m</p>		=2m-0.015-0.012 pro Stützen-HT	
<p>Vereinfachend wird das Eigengewicht von Q9-9 auch den darunterliegenden Querschnitten bis zu Q10-10 zugewiesen.</p>			
<p>B) Eigengewicht eines Stützen-HT des Querschnitts 10-10:</p> <p style="text-align: right;">Eigengewicht der vertikalen Beulsteife= 0,27 kN/m</p> <p>Die Streckeneigenlast der horizontalen Beulsteife beträgt:</p> <p style="text-align: right;">0,26 kN/m</p> <p>Die Einflußlänge der horizontalen Beulsteife beträgt: 2,528 m</p> <p>Die Eigenlast einer Gehrungssteife beträgt: 0,05 kN</p> <p>Somit ergibt sich aus Summe der horizontalen Beulsteifen (über 2,528m) und der Gehrungssteife eine Einzellast von: 0,70 kN</p> <p>Mit einem 5%-Aufschlag ergibt sich die Einzellast zu: <u>0,74</u> kN</p>		Abmessungen siehe Plan Nr.2/ Q10-10 für 2 Hohlrinnen pro HT L=1,855+0,673 siehe Kap.5.1.1.4 (A)	
<p>Das Eigengewicht der Stützenhauptträger ergibt sich zu:</p> <p style="text-align: right;">Die Breite des OG beträgt: 1,855 m</p> <p style="text-align: right;">$t_{\text{OG}}= 12 \text{ mm}$</p> <p style="text-align: right;">Die Breite des UG beträgt: 0,205 m</p> <p style="text-align: right;">$t_{\text{UG}}= 15 \text{ mm}$</p> <p style="text-align: right;">Die Steghöhe beträgt: 0,673 m</p> <p style="text-align: right;">$t_{\text{Steg}}= 12 \text{ mm}$</p> <p>Daraus ergibt sich eine Streckeneigenlast von: 2,89 kN/m</p> <p>Mit einem 5%-Aufschlag ergibt sich die Eigenlast zu: <u>3,03</u> kN/m</p>			=3,710m/2 =0,7m-0,015-0,012 pro Stützen-HT
<p>Vereinfachend wird das Eigengewicht von Q10-10 auch den darunterliegenden Querschnitten bis zum Auflager (Q11-11) zugewiesen.</p>			
<p>5.1.1.5. Quersteifen</p>			
<p>A) Quersteifen bei den Achsen QT1 bis QT10:</p> <p>Die Obergurte sind alle 4m von Quersteifen 240x10mm gehalten, welche mit dem Querträger einen Rahmen bilden und somit den OG elastisch betten.</p>		Lquersteife ~0.8m pro Hauptträger pro Hauptträger	
<p style="text-align: right;">$0,24\text{m} \cdot 0,8\text{m} \cdot 0,01\text{m} \cdot 78,5\text{kN/m}^3 = 0,15 \text{ kN}$</p> <p>Mit einem 5%-Aufschlag ergibt sich die Einzellast zu: <u>0,15</u> kN</p>			
<p>B) Quersteifen bei den Achsen QT11 bis QT16:</p> <p>Quersteifen mit der Dimension 200x10mm und einer Länge von etwa 1,1m.</p>		pro Hauptträger pro Hauptträger	
<p style="text-align: right;">$0,2\text{m} \cdot 1,1\text{m} \cdot 0,01\text{m} \cdot 78,5\text{kN/m}^3 \cdot 2 = 0,17 \text{ kN}$</p> <p>Mit einem 5%-Aufschlag ergibt sich die Einzellast zu: <u>0,18</u> kN</p>			

Diplomarbeit: Verfasser: Studienkennzahl/Matr. Nr. Institut: Betreuer:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Ebner Georg E610/0225403 Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
5.1.1.6. Verkleidung		
Die Hauptträger werden auf der Innenseite mit einer Kunststoffverkleidung versehen ($t = 10\text{mm}$, $h = 760\text{mm}$). Daraus ergibt sich eine am Hauptträger angreifende Gleichlast von: <div style="text-align: right;"><u>0,3</u> kN/m</div>		pro Hauptträger
5.1.1.7. Beleuchtung, Services		
Beleuchtung wie Halogenlampen, Stromkabel, Fassungen, Erdung usw., werden eingerechnet mit: <div style="text-align: right;"><u>0,4</u> kN/m</div>		pro Hauptträger
5.1.1.8. Handläufe		
Die Edelstahl Rundprofile $D = 50\text{mm}$ inklusive Steher und 5mm Drahtseile unterhalb der Handläufe, werden mit einer charakteristischen Eigenlast von <div style="text-align: right;"><u>0,4</u> kN/m</div> berücksichtigt.		pro Hauptträger
5.1.1.9. Eigengewicht der Treppenkonstruktion:		
Die Verkehrslasten auf Treppenkonstruktion werden einerseits durch die Treppenträger als Einzellasten in den Querträgerkasten auf Brückenniveau und andererseits als Einzellasten durch Treppenträger und Podest in die Stützenträger bei Q10-10 eingeleitet.		
Die Einflussfläche der Treppen auf Brückenniveau beträgt: <div style="text-align: right;"><u>1,56</u> m²</div> Daraus ergibt sich die Einzellast pro Treppenträger zu: <div style="text-align: right;">3,12 kN</div> Eigenlast aus Gehwegbeschichtung: <u>0,23</u> kN Summe der Einzellasten: <u>3,35</u> kN Mit einem 5%-Aufschlag ergibt sich die Einzellast zu: <u>3,52</u> kN		$= 1,3\text{m} / 2 \cdot 2,4\text{m}$ $2\text{kN/m}^2 = \text{Eigenlast}$ siehe 5.1.1.10
Die Treppen- und Podestfläche bei Q10-10 der Stütze beträgt: <div style="text-align: right;"><u>3</u> m²</div> Daraus ergibt sich die Einzellast pro Treppenträger zu: <div style="text-align: right;">6 kN</div> Eigenlast aus Gehwegbeschichtung: <u>0,45</u> kN Summe der Einzellasten: <u>6,45</u> kN Mit einem 5%-Aufschlag ergibt sich die Einzellast zu: <u>6,77</u> kN		Annahme $2\text{kN/m}^2 = \text{Eigenlast}$ siehe 5.1.1.10
5.1.1.10. Gehwegbeschichtung:		
Die Gehwegbeschichtung wird mit folgender Flächenlast berücksichtigt:		
<div style="text-align: right;">$g_{k,\text{weg}} =$ <u>0,15</u> kN/m²</div> Daraus ergeben sich folgende Streckeneigenlasten: Die Einflussfläche eines inneren LT ergibt sich zu: <div style="text-align: right;"><u>0,585</u> m²/lm</div> <div style="text-align: right;">$g_{k,\text{weg,LTinnen}} =$ <u>0,09</u> kN/m </div>		

Diplomarbeit: Verfasser: Studienkennzahl/Matr. Nr. Institut: Betreuer:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Ebner Georg E610/0225403 Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul																					
<p>Die Einflussfläche eines äußeren LT ergibt sich zu: $0,66 \text{ m}^2/\text{lm}$ $g_{k,\text{weg,LTaußen}} = 0,10 \text{ kN/m}$</p> <p>Die Treppeneinflussfläche auf Brückenniveau beträgt: $1,56 \text{ m}^2$ Daraus ergibt sich die Einzellast pro Treppenträger zu: $0,23 \text{ kN}$</p> <p>Die Treppen- und Podestfläche bei der Stütze beträgt: 3 m^2 Daraus ergibt sich die Einzellast pro Treppenträger zu: $0,45 \text{ kN}$</p>																						
<p>5.1.1.11. Eigenlasten des Entwässerungssystems:</p>																						
<p>Es wird angenommen, dass die Entwässerungsrohre (DN100) mit Sand gefüllt sind. Damit ergibt sich ein Streckeneigenlast von:</p>																						
<p style="text-align: right;">$0,15 \text{ kN/m}$</p>																						
<p>Die Entwässerungsrohre werden durch die Stege der Querträger geführt und gestützt. Somit ergeben sich je nach QT-abstand auf die QT Einzellasten zu:</p>																						
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="padding-left: 40px;">QT zwischen zwei 4m-Feldern:</td> <td style="text-align: right;">$0,6 \text{ kN}$</td> </tr> <tr> <td>Mit einem 5% Aufschlag ergibt sich die Einzellast zu:</td> <td style="text-align: right;"><u>$0,63 \text{ kN}$</u></td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 40px;">QT zwischen einem 4m- und einem 2,5m-Feld:</td> <td style="text-align: right;">$0,49 \text{ kN}$</td> </tr> <tr> <td>Mit einem 5% Aufschlag ergibt sich die Einzellast zu:</td> <td style="text-align: right;"><u>$0,51 \text{ kN}$</u></td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 40px;">QT zwischen einem 4m- und einem 2m-Feld:</td> <td style="text-align: right;">$0,45 \text{ kN}$</td> </tr> <tr> <td>Mit einem 5% Aufschlag ergibt sich die Einzellast zu:</td> <td style="text-align: right;"><u>$0,47 \text{ kN}$</u></td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 40px;">End-QT eines 2,5m-Feldes:</td> <td style="text-align: right;">$0,19 \text{ kN}$</td> </tr> <tr> <td>Mit einem 5% Aufschlag ergibt sich die Einzellast zu:</td> <td style="text-align: right;"><u>$0,20 \text{ kN}$</u></td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 40px;">QT eines 4m-Feldes (beim Treppenabgang):</td> <td style="text-align: right;">$0,15 \text{ kN}$</td> </tr> <tr> <td>Mit einem 5% Aufschlag ergibt sich die Einzellast zu:</td> <td style="text-align: right;"><u>$0,16 \text{ kN}$</u></td> </tr> </table>			QT zwischen zwei 4m-Feldern:	$0,6 \text{ kN}$	Mit einem 5% Aufschlag ergibt sich die Einzellast zu:	<u>$0,63 \text{ kN}$</u>	QT zwischen einem 4m- und einem 2,5m-Feld:	$0,49 \text{ kN}$	Mit einem 5% Aufschlag ergibt sich die Einzellast zu:	<u>$0,51 \text{ kN}$</u>	QT zwischen einem 4m- und einem 2m-Feld:	$0,45 \text{ kN}$	Mit einem 5% Aufschlag ergibt sich die Einzellast zu:	<u>$0,47 \text{ kN}$</u>	End-QT eines 2,5m-Feldes:	$0,19 \text{ kN}$	Mit einem 5% Aufschlag ergibt sich die Einzellast zu:	<u>$0,20 \text{ kN}$</u>	QT eines 4m-Feldes (beim Treppenabgang):	$0,15 \text{ kN}$	Mit einem 5% Aufschlag ergibt sich die Einzellast zu:	<u>$0,16 \text{ kN}$</u>
QT zwischen zwei 4m-Feldern:	$0,6 \text{ kN}$																					
Mit einem 5% Aufschlag ergibt sich die Einzellast zu:	<u>$0,63 \text{ kN}$</u>																					
QT zwischen einem 4m- und einem 2,5m-Feld:	$0,49 \text{ kN}$																					
Mit einem 5% Aufschlag ergibt sich die Einzellast zu:	<u>$0,51 \text{ kN}$</u>																					
QT zwischen einem 4m- und einem 2m-Feld:	$0,45 \text{ kN}$																					
Mit einem 5% Aufschlag ergibt sich die Einzellast zu:	<u>$0,47 \text{ kN}$</u>																					
End-QT eines 2,5m-Feldes:	$0,19 \text{ kN}$																					
Mit einem 5% Aufschlag ergibt sich die Einzellast zu:	<u>$0,20 \text{ kN}$</u>																					
QT eines 4m-Feldes (beim Treppenabgang):	$0,15 \text{ kN}$																					
Mit einem 5% Aufschlag ergibt sich die Einzellast zu:	<u>$0,16 \text{ kN}$</u>																					
<p>5.1.2. Setzungen</p>																						
<p>Für die Setzungsdifferenz zwischen beispielsweise der Endlagern der donauseitigen Brücke wird für jedes Auflager einzeln jeweils ein Wert von $\Delta s = 10 \text{ mm}$ angenommen. Weiters können sich die Lager der Stütze gemeinsam setzen, da hier angenommen wird, dass hier der Pfahlkopf und die Fundamentplatte des Bahnsteiges eine unterschiedliche Setzung der Stützenlager verhindert. Am Brückenende über dem Handelskai setzten sich entweder die Lager der Radfahrerbrücke oder die der Fußgängerbrücke.</p>	siehe Kap. 6.6																					
<p>5.2. Veränderliche Lasten:</p>																						
<p>5.2.1. Charakteristische Verkehrslasten</p>																						
<p>Für Verkehrslasten auf Brücken wird laut EC eine charakteristische vertikale Flächenlast von $q_{fk} = 5,0 \text{ kN/m}^2$ vorgesehen. Da die Brücke sich in der Nähe des Ferry-Dusika und des Ernst-Happel Stadions befindet und dadurch größere Menschenansammlungen zu erwarten sind, wird hier keine Abminderung der Verkehrslasten abhängig von der Brückenlänge vorgenommen.</p>	EN 1991-2 Kap. 5.3.2.1.																					

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Verfasser: Ebner Georg Studienkennzahl/Matr. Nr. E610/0225403 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
<p>Somit ergibt sich für die donauseitige Brücke für eine Längsrippe mit der Einflussbreite von 0,585m eine Streckenverkehrslast von:</p> $q_k = \underline{2,93} \text{ kN/m}$ <p>Für eine Längsrippe im Randbereich der Fahrbahn/ des Gehweges mit der Einflußbreite von 0.660m eine Streckenverkehrslast von:</p> $q_k = \underline{3,30} \text{ kN/m}$ <p>Zusätzlich zur gleichmäßig verteilten vertikalen Verkehrslast wird eine gleichzeitig wirkende horizontale Verkehrslast angesetzt. Diese Ersatzlast beträgt 10% der vertikalen Last und greift an der Fahrbahnoberfläche in y-Richtung an.</p> <p>Diese Horizontale Streckenlast berücksichtigt das seitliche Hin- und Herwanken des Schwerpunktes des Körpers beim Gehen. Sie wird immer nur dort angesetzt, wo auch vertikale Verkehrslasten vorhanden sind.</p> <p>Somit ergeben sich für die verschiedenen Einflußbreiten der Längsrippen charakteristische horizontale Streckenlasten von:</p> <p>Innenliegende Längsrippe:</p> $q_{k,h} = \underline{0,29} \text{ kN/m}$ <p>Längsrippe im Randbereich:</p> $q_{k,h} = \underline{0,33} \text{ kN/m}$ <p>Aufgrund der Exzentrizität, mit der die horizontale Kraft an der Längsrippe angreift, entsteht eine Torsionsbeanspruchung der LT. Die Exzentrizität zum Schubmittelpunkt eines LT beträgt jedoch maximal 4,33cm. Somit ergibt sich ein maximales Torsionsmoment von:</p> $M_t = 4,33\text{cm} \cdot 0,33\text{kN/m} \cdot 2\text{m} = 2,86 \text{ kNcm}$ <p>Die vom Trapezhohlprofil umschlossene Fläche ergibt sich zu:</p> $12\text{cm} \cdot 8,2 + 6,5 \cdot 8,2/2 = 125,05 \text{ cm}^2$ <p>Mit Hilfe der ersten Bredt'schen Formel wird die maximale Schubspannung im Trapezprofil abgeschätzt:</p>  $\tau_{Ed,max} = \frac{M_t}{2 \cdot A_m \cdot t_{min}} = 0,019 \text{ kN/cm}^2$ <p>Abb. 5.1: Trapezprofil; Maße in [mm]</p> <p>Dies entspricht etwa 1,4‰ der Grenzschubspannung von S235. Somit wird dieses Torsionsmoment in den weiteren Berechnungen nicht berücksichtigt.</p>	<p>EN 1991-2 Kap.5.4 (2)</p> <p>LT-länge =4m</p> <p>siehe Abb. 5.1</p> <p>Zum Vergleich: die Grenzschubspannung für S235 beträgt: 13,57kN/cm²</p>

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Verfasser: Ebner Georg Studienkennzahl/Matr. Nr. E610/0225403 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
Für die Gebrauchstauglichkeit wird das Schwingungsverhalten der Konstruktion mit der Hilfe von Belastungen aus einer Personengruppe nach BS5400 Part 2 Appendix B abgeschätzt. Dabei wird eine Gruppe von 4 Personen berücksichtigt, wobei für eine Einzelperson eine Last von 0,7kN angesetzt wird.	siehe Kap. 6.2.10
Verkehrslasten am Treppenaufgang wirkend: Einflußfläche der Treppen auf Brückenniveau= 1,56 m ² Einzellast pro Treppenträger= <u>7,8</u> kN Treppen- & Podestfläche bei Q10-10 der Stütze= 3 m ² Einzellast pro Treppenträger= <u>15</u> kN	siehe Kap. 5.1.1.8 5kN/m ² = Verkehrslast Annahme 5kN/m ² = Verkehrslast
5.2.2. Charakteristische Windlasten	
Die charakteristischen Windlasten wurden nach dem vereinfachten Verfahren für Brückentragwerke berechnet.	EN 1991-1-4 Kap. 8.3.2.
A) Windlasten transversal (y-Richtung):	
angeströmte Fläche A _{ref,y} = 1,00 [m ²] Die Brücke befindet sich in einer Höhe von 8m (z=8m). Obwohl sie sich in der Stadt befindet, wurde für die donanahe Lage der Geländetyp 2 gewählt.	
Aufgrund des im nationalen Anhang angegebenen Böengeschwindigkeitsdruckes q _{p(z)} ergibt sich der Geländefaktor c _{e(z)} zu:	ÖN B 1991-1-4 Kap.4.2.3.2/ Tab.1
$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} = 2,1 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,24} = 1,99 []$	ÖN B 1991-1-4 Kap.4.5
Die Ermittlung von c _{fx,0} wird in 4 Bereiche unterteilt:	EN 1991-1-4/ Kap. 8.3.1
a) Feldquerschnitt der donauseitigen Brücke mit b/d _{tot} = 6730/1650=4,08:	Bild 8.3 d _{tot} siehe Abb.5.2
$c_{fy,0,a} = 1,28 []$ Daraus ergibt sich C _a =C _e ·C _{fy,0,a} zu: 2,548 []	EN 1991-1-4 (8.2)
b) Gevouteter Bereich der Brücke mit b/d _{tot} = 6730/2250=2,99:	d _{tot} siehe Abb.5.4
$c_{fy,0,b} = 1,55 []$ Daraus ergibt sich C _b =C _e ·C _{fy,0,b} zu: 3,085 []	EN 1991-1-4 (8.2)
c) Feldquerschnitt der handelskaiseitigen Brücke mit b/d _{tot} = 2769/1650=1,68:	d _{tot} siehe Abb.5.3
$c_{fy,0,c} = 2,05 []$ Daraus ergibt sich C _c =C _e ·C _{fy,0,c} zu: 4,081 []	EN 1991-1-4 (8.2)
d) Bereich der Stütze mit Fassade mit b/d _{tot} = 3894/6000=0,65:	
Die mittlere Höhe der Stütze mit Stiegenhaus beträgt: 6000 mm und b=(b _{Q9-9} +b _{Q11-11})/2=(5182+2606)/2= 3894 mm	(in x-Richtung) siehe Q9-9 und Q11-11
$c_{fy,0,d} = 2,3 []$ Daraus ergibt sich C _d =C _e ·C _{fy,0,d} zu: 4,578 []	EN 1991-1-4 (8.2)
Wichte der Luft ρ= 1,25 [kg/m ³] Grundwert der Basiswindgeschwindigkeit v _{b,0} = 25,1 [m/s]	

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.:	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
Windgeschwindigkeitsbeiwert $C_{dir} = 1$ [] Windgeschwindigkeitsbeiwert $C_{season} = 1$ [] Basiswindgeschwindigkeit $v_b = v_{b,0} \cdot C_{dir} \cdot C_{season} = 25,1$ [m/s]		ÖN B 1991-1-4/A Tabelle A.1 für Wien 2. Bezirk
Berechnung des Winddruckes pro m²:		
a) Am Feldquerschnitt der donauseitigen Brücke ergibt sich ein Winddruck von:		EN 1991-1-4 Kap 8.3.2 /Formel 8.2
$f_{wk,a} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_a = \underline{1,00} \text{ kN/m}^2$		
b) Im Bereich der Voutung ergibt sich ein Winddruck von:		
$f_{wk,b} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_b = \underline{1,21} \text{ kN/m}^2$		
c) Am Feldquerschnitt der handelskaiseitigen Brücke ergibt sich ein Winddruck von:		
$f_{wk,c} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_c = \underline{1,61} \text{ kN/m}^2$		
d) Für die Stütze inklusive der Fassade ergibt sich ein Winddruck von:		
$f_{wk,d} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_d = \underline{1,80} \text{ kN/m}^2$		
B) Windstreckenlasten auf das Brückentragwerk:		
Windstreckenlast für Q1-1, Q2-2, Q5-5, Q6-6 und Q7-7:		
Die Feldquerschnitte der donauseitigen und handelskaiseitigen Brücken haben eine Höhe von 1,05m +2·0,3 für offene Geländer auf beiden Seiten. Somit ergibt sich eine angeströmte Fläche von:		EN 1991-1-4 /Kap.8.3.1 Bild 8.5 & Tabelle 8.1
a) angeströmte Fläche (pro lfm) $A_{ref,y,Q2-2} = 1,65 \text{ m}^2/\text{lfm}$ $f_{wk,a} \cdot A_{ref,y,Q2-2} = f_{sk,a} = \underline{1,66} \text{ kN/m}$		angeströmte Fläche in y-Richtung für Q1-1 und Q2-2
c) angeströmte Fläche (pro lfm) $A_{ref,y,Q6-6} = 1,65 \text{ m}^2/\text{lfm}$ $f_{wk,c} \cdot A_{ref,y,Q6-6} = f_{sk,c} = \underline{2,65} \text{ kN/m}$		angeströmte Fläche in y-Richtung für Q5-5 bis Q7-7
Windstreckenlast für Q3-3,Q4-4 (Stützquerschnitt der Brücke):		
Im Bereich von Q3-3und Q4-4 voutet sich der Hauptträger zur Stütze hinauf. Die mittlere Höhe des gevouteten Querschnitts beträgt 1,34m. Somit errechnet sich die angeströmte Fläche (inkl. Geländer) zu:		
$A_{ref,y,b} = 1,34 + 0,3 \cdot 2 = 1,94 \text{ m}^2/\text{lfm}$ $f_{wk,b} \cdot A_{ref,y,b} = f_{sk,b} = \underline{2,36} \text{ kN/m}$		
Windstreckenlast für Q9-9 bis Q10-10 der Stütze:		
Die Höhe des Querschnitts 9-9 beträgt 2m. Vereinfacht wir diese Höhe bis Querschnitt 10-10 eingerechnet.		siehe Plan Nr.2/ Q9-9
angeströmte Fläche des Q9-9 $A_{ref,y,Q9-9} = 2,00 \text{ m}^2/\text{lfm}$ $f_{wk,d} \cdot A_{ref,y,Q9-9} = F_{wk,Q9-9} = \underline{3,61} \text{ kN/m}$		

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr. E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

Die Konstruktion des Stiegenhauses, welche auch die Fassade trägt, ist weitgehend vom Brückentragwerk getrennt. Lediglich im Bereich der Stütze bei Querschnitt 10-10 werden horizontale Windkräfte in das Deckblech des Stiegenpodestes und somit auch in die Stütze eingeleitet.

siehe Plan Nr.2/ Q10-10 und Plan Nr. 1/ Seitenansicht
 Fassade: $h_{max}=6,277m$,
 $b_{max}=5,745m$
 $=6,277m-5,745/2m$

Die angeströmte Fläche der Teil der Fassade ergibt sich zu:

$$A_{ref,y,Fassade} = 18,03 \text{ m}^2$$

$$f_{wk,d} \cdot A_{ref,y,Fassade} = F_{wk,Fassade} = \underline{32,50 \text{ kN}}$$

Windstreckenlast für Q10-10 bis Q11-11 der Stütze:

Die Höhe des Q10-10 beträgt 0,7m. Vereinfacht wir diese Höhe bis Q11-11 eingerechnet.

$$\text{angeströmte Fläche Q10-10 } A_{ref,y,Q10-10} = 0,70 \text{ m}^2/\text{lfm}$$

$$f_{wk,d} \cdot A_{ref,y,Q10-10} = F_{wk,Q10-10} = \underline{1,26 \text{ kN/m}}$$

C) Exzentrischer Windangriff:

Die resultierende Windlast greift auf die Querschnitte mit einer Exzentrizität "e_w" vom Schwerpunkt an, woraus sich zusätzliche Streckentorsionsmomente auf den Gesamtquerschnitt ergeben. Diese Streckenmomente erzeugen ein Kräftepaar aus Streckenlasten $q_{tw,k}$ mit dem Abstand "e_{HT}" der Hauptträger.

siehe Abb. 5.2 bis 5.4

	e _w [m]	M _{tw,k}	e _{HT} [m]	q _{tw,k} [kN/m]
Q1-1 und Q2-2:	0,394	0,652 kNm/m	6,100	<u>0,11</u>
Q3-3 und Q4-4:	0,283	0,667 kNm/m	5,800	<u>0,11</u>
Q 5-5:	0,361	0,957 kNm/m	2,650	<u>0,36</u>
Q6-6:	0,201	0,533 kNm/m	1,940	<u>0,27</u>
Q7-7:	0,109	0,289 kNm/m	1,400	<u>0,21</u>
Q10-10:	0,580	18,851 kNm	3,050	<u>6,18</u>

siehe Abb. 5.2

siehe Abb. 5.4

siehe Abb. 5.2

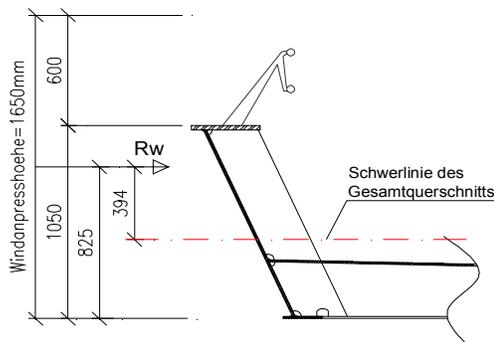
siehe Abb. 5.3

siehe Abb. 5.3

R_w= Einzelkraft [kN]

siehe Abb. 5.4

Querschnitt 2-2:



Querschnitt 5-5:

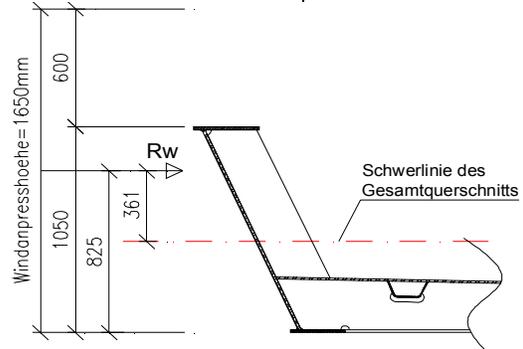
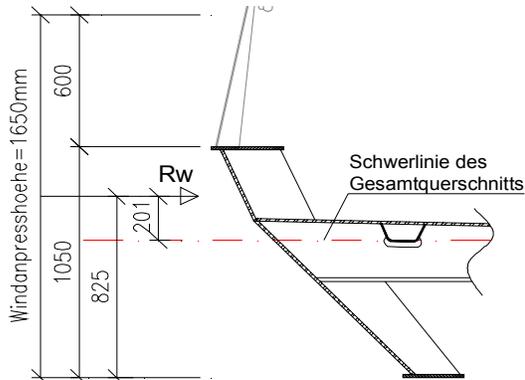


Abb. 5.2: Exzentrischer Windangriff auf Q2-2 und Q5-5

Querschnitt 6-6:



Querschnitt 7-7:

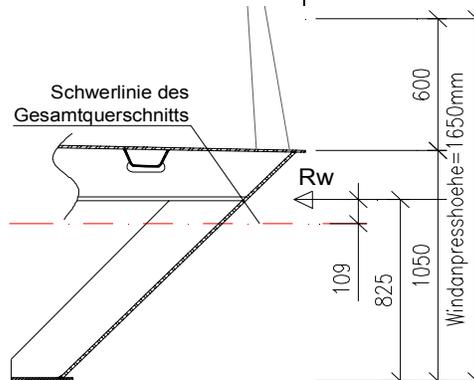
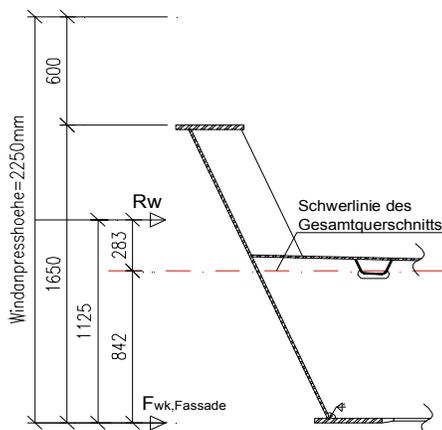


Abb. 5.3: Exzentrischer Windangriff auf Q6-6 und Q7-7

Maße in [mm]

Querschnitte 3-3 und 4-4:



Querschnitt 10-10:

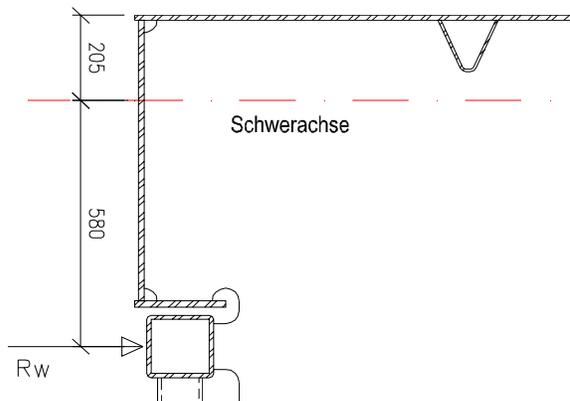


Abb. 5.4: Exzentrischer Windangriff auf Q3-3, Q4-4 und Q10-10

Maße in [mm]

D) Windlasten vertikal (z-Richtung):

EN 1991-1-4/ Kap.8.3.3

Für den Wind in vertikaler Richtung wird eine turbulente Windeinwirkung mit einem vertikalen Einwirkungswinkel von 6° betrachtet.

Dabei wird laut EN 1991-1-4/ Kap.8.3.3 (1) für d_{tot} nur die Bauhöhe des Überbaus berücksichtigt.

EN 1991-1-4/ Bild 8.6

Damit ergeben sich die Kraftbeiwerte $C_{f,z}$ zu:

$C_e=2,21$ (siehe Kap.5.2.2 A))

a) Feldquerschnitt der donauseitigen Brücke mit $b/d_{tot}=6730/1050=6,41$:

EN 1991-1-4/ Bild 8.6

$$C_{fz,0,a} = 0,8 \quad [\quad]$$

Daraus ergibt sich $C_a=C_e \cdot C_{fz,0,a}$ zu: $1,592 \quad [\quad]$

$$f_{wk,a} = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_a = \underline{0,63 \text{ kN/m}^2}$$

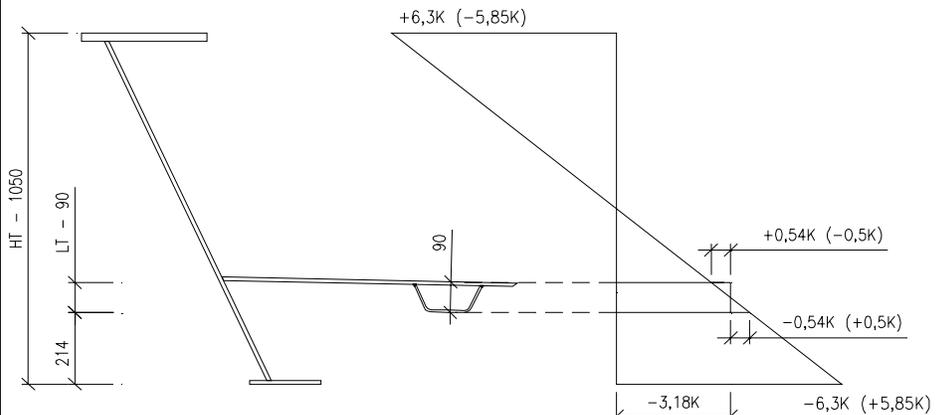
EN 1991-1-4 (8.2)

Für den gevoutete Bereich der Brücke mit $b/d_{tot}=6730/1650=4,08$ und den Feldquerschnitt der handelskaiseitigen Brücke mit $b/d_{tot}=2769/1050=2,64$ würden sich nur geringfügig kleinere Werte für $C_{fz,0}$ ergeben. Vereinfachend

EN 1991-1-4/ Bild 8.6

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Verfasser: Ebner Georg Studienkennzahl/Matr. Nr. E610/0225403 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul																					
wird auch für diese Bereiche der gleiche Winddruckbeiwert wie in Punkt a) herangezogen.																					
Die Einflussbreiten des Verkehrs auf die Längsrippen werden für die Berechnung der angeströmten Flächen für Wind in vertikaler Richtung herangezogen.																					
$\begin{aligned} \text{angeströmte Fläche LT,innen} &= A_{\text{ref,z,LT}} = && 0,585 \text{ m}^2/\text{lfm} \\ f_{\text{wk}} \cdot A_{\text{ref,z,LT}} &= F_{\text{wk,LT}} = && \underline{0,37} \text{ kN/m} \\ \text{angeströmte Fläche LT,rand} &= A_{\text{ref,z,LT}} = && 0,660 \text{ m}^2/\text{lfm} \\ f_{\text{wk}} \cdot A_{\text{ref,z,LT}} &= F_{\text{wk,LT,rand}} = && \underline{0,41} \text{ kN/m} \end{aligned}$																					
Die Obergurtbreite des HT der donauseitigen Brücke beträgt 0,35m und die OG-breite des HT der Handelskaibrücke beträgt 0,31m. Das Schwert (bei Q4-4 hat eine OG-breite von maximal 1,597m. Somit ergeben sich die Windstreckenlasten zu:	siehe Plan Nr.2/ Q2-2, Q4-4 und Q5-5																				
$\begin{aligned} f_{\text{wk}} \cdot A_{\text{ref,z,OG,donau}} &= F_{\text{wk,z,OG,donau}} = && \underline{0,22} \text{ kN/m} \\ f_{\text{wk}} \cdot A_{\text{ref,z,OG,handel}} &= F_{\text{wk,z,OG,handel}} = && \underline{0,19} \text{ kN/m} \\ f_{\text{wk}} \cdot A_{\text{ref,z,OG,schwert}} &= F_{\text{wk,z,OG,schwert}} = && \underline{0,98} \text{ kN/m} \end{aligned}$																					
für die Ausmitte der Windkraft darf $e_w = b/4$ angesetzt werden. Somit entsteht ein Streckentorsionsmoment, welches ein Kräftepaar aus Streckenlasten mit dem Abstand der Hauptträger erzeugt:	EN 1991-1-4/ Kap.8.3.3 (5)																				
<table border="0"> <thead> <tr> <th></th> <th>e_w [m]</th> <th>$M_{\text{tw,k}} = b \cdot e_w \cdot f_{\text{wk,a}}$</th> <th>$e_{\text{HT}}$ [m]</th> <th>$q_{\text{tw,k}}$ [kN/m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>a) Q1-1 und Q2-2</td> <td>1,683</td> <td>7,100 kNm/m</td> <td>6,100</td> <td><u>1,16</u></td> </tr> <tr> <td>b) Q3-3 und Q4-4</td> <td>1,683</td> <td>7,100 kNm/m</td> <td>5,800</td> <td><u>1,22</u></td> </tr> <tr> <td>c) Q5-5 bis Q7-7</td> <td>0,692</td> <td>1,202 kNm/m</td> <td>1,940</td> <td><u>0,62</u></td> </tr> </tbody> </table>		e_w [m]	$M_{\text{tw,k}} = b \cdot e_w \cdot f_{\text{wk,a}}$	e_{HT} [m]	$q_{\text{tw,k}}$ [kN/m]	a) Q1-1 und Q2-2	1,683	7,100 kNm/m	6,100	<u>1,16</u>	b) Q3-3 und Q4-4	1,683	7,100 kNm/m	5,800	<u>1,22</u>	c) Q5-5 bis Q7-7	0,692	1,202 kNm/m	1,940	<u>0,62</u>	b=6730mm b=6730mm mittlere Breite=2769mm siehe Q6-6
	e_w [m]	$M_{\text{tw,k}} = b \cdot e_w \cdot f_{\text{wk,a}}$	e_{HT} [m]	$q_{\text{tw,k}}$ [kN/m]																	
a) Q1-1 und Q2-2	1,683	7,100 kNm/m	6,100	<u>1,16</u>																	
b) Q3-3 und Q4-4	1,683	7,100 kNm/m	5,800	<u>1,22</u>																	
c) Q5-5 bis Q7-7	0,692	1,202 kNm/m	1,940	<u>0,62</u>																	
E) Windlasten longitudinal (x-Richtung):																					
für Vollwandträger wird in longitudinaler Richtung der Brücke 25% der Gesamtwindlast in transversaler Richtung angesetzt.	EN 1991-1-4 Kap. 8.3.4.																				
Durch Aufsummierung der Streckelasten über die Länge erhält man die resultierende Windlast. 25% davon wird in longitudinaler Richtung angesetzt.																					
$F_{\text{wk,x}} = (f_{\text{wk,a}} \cdot 20,2\text{m} + f_{\text{wk,b}} \cdot 13,3\text{m} + f_{\text{wk,c}} \cdot 21,5\text{m}) \cdot 0,25 = 30,45 \text{ kN}$																					
Dividiert durch die Gesamtlänge der Brücke (55m) ergibt sich somit eine Streckenlast in Längsrichtung von:																					
$f_{\text{wk,x}} = 0,55 \text{ kN/m}$																					
Konvertiert man diese Streckenlasten in Einzellasten, welche an den Quersteifen angreifen, ergeben sich folgende Kräfte:																					
$\begin{aligned} \text{Einzellast pro HT (4m)} & F_{\text{wk,x}} = && \underline{1,11} \text{ kN} \\ \text{Einzellast pro HT (2,5m)} & F_{\text{wk,x}} = && \underline{0,69} \text{ kN} \\ \text{Einzellast pro HT (2m)} & F_{\text{wk,x}} = && \underline{0,55} \text{ kN} \end{aligned}$	für 4m=Felder für 2,5m=Felder für 2m=Felder																				

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Verfasser: Ebner Georg Studienkennzahl/Matr. Nr. E610/0225403 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul																					
<p>Stütze: für den Lastfall mit Wind in +x-Richtung wirkend, greift dieser direkt an der Stützenkonstruktion an. für den Lastfall mit Wind in -x-Richtung wirkend, greift dieser an der Stiegenhausfassade an und erzeugt keine Windkräfte an der Stütze.</p> <p>Die Windkräfte werden direkt den Stützen-HT zugewiesen, wobei die Breite der Stütze veränderlich ist:</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="padding-left: 40px;">Windangriffsfläche pro m (Q9-9 bis Q10-10)=</td> <td style="text-align: right;">2,591 m²/m</td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 40px;">Windangriffsfläche pro m (Q10-10 bis Q11-11)=</td> <td style="text-align: right;">1,855 m²/m</td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 40px;">Mit $b/d_{tot}=6000/3894=1,54$ ergibt sich $C_{fx,0}$ zu:</td> <td style="text-align: right;">2 []</td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 80px;">Daraus ergibt sich $C=C_e \cdot C_{fx,0}$ zu:</td> <td style="text-align: right;">3,981 []</td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 80px;">$f_{wk,x,stütze} = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C =$</td> <td style="text-align: right;">1,57 kN/m²</td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 40px;">Windstreckenlast auf Stützen-HT: $f_{wk,x,Q9-9} =$</td> <td style="text-align: right;"><u>4,06</u> kN/m</td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 40px;">Windstreckenlast für Stützen-HT: $f_{wk,x,Q10-10} =$</td> <td style="text-align: right;"><u>2,91</u> kN/m</td> </tr> </table> <p>5.2.3. Charakteristische Schneelasten</p> <p>für Wien Simmering ergibt sich bei einer Seehöhe von 169m (zum Vergleich liegt der 2.Bezirk ca. auf 150-160m Seehöhe), eine Schneelastbasiswert von:</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="padding-left: 40px;">$s_k =$</td> <td style="text-align: right;">1,1 kN/m²</td> </tr> </table> <p>für den Trogbriickenquerschnitt wurde auf der sicheren Seite liegend der Beiwert für außergewöhnliche Schneelasten am Boden herangezogen. Somit ergibt sich eine charakteristische Schneelast von:</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="padding-left: 40px;">$C_{esl} =$</td> <td style="text-align: right;">2 []</td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 40px;">$s_{ad} = C_{esl} \cdot s_k =$</td> <td style="text-align: right;">2,2 [kN/m²]</td> </tr> </table> <p>In diesem Fall sind die Schneelasten geringer als die Verkehrslasten. Somit sind die Verkehrslasten maßgebend und die Schneelasten werden in den Lastkombinationen nicht berücksichtigt.</p> <p>5.2.4. Thermische Belastungen</p> <p>5.2.4.1. Temperaturänderung konstant über den Querschnitt</p> <p>Die Temperatur während der Herstellung bzw die Ausgangstemperatur wird im Anhang des Eurocodes mit $T_0 = 10^\circ C$ angegeben, falls diese nicht genauer bekannt ist.</p> <p>Im nationalen Anhang sind minimale und maximale Temperaturen gegeben. Daraus folgen dann minimale und maximale Temperaturen der Brückenkonstruktion:</p>	Windangriffsfläche pro m (Q9-9 bis Q10-10)=	2,591 m ² /m	Windangriffsfläche pro m (Q10-10 bis Q11-11)=	1,855 m ² /m	Mit $b/d_{tot}=6000/3894=1,54$ ergibt sich $C_{fx,0}$ zu:	2 []	Daraus ergibt sich $C=C_e \cdot C_{fx,0}$ zu:	3,981 []	$f_{wk,x,stütze} = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C =$	1,57 kN/m ²	Windstreckenlast auf Stützen-HT: $f_{wk,x,Q9-9} =$	<u>4,06</u> kN/m	Windstreckenlast für Stützen-HT: $f_{wk,x,Q10-10} =$	<u>2,91</u> kN/m	$s_k =$	1,1 kN/m ²	$C_{esl} =$	2 []	$s_{ad} = C_{esl} \cdot s_k =$	2,2 [kN/m ²]	<p>siehe 5.1.1.4.</p> <p>$b_{Q9-9} = 5.182m$ $b_{Q10-10} = 3.71m$</p> <p>$C_e = 2,21$ (siehe Kap.5.2.2 A)) siehe 5.2.2 (A)</p> <p>EN 1991-1-3</p> <p>ÖN B 1991-1-3 Tabelle A.1.</p> <p>ÖN B 1990 - 4.1.3</p> <p>EN 1991-1-5</p> <p>EN 1991-1-5/ A.1 (3)</p> <p>ÖN B1991-1-5/ 4.1.(1)</p>
Windangriffsfläche pro m (Q9-9 bis Q10-10)=	2,591 m ² /m																				
Windangriffsfläche pro m (Q10-10 bis Q11-11)=	1,855 m ² /m																				
Mit $b/d_{tot}=6000/3894=1,54$ ergibt sich $C_{fx,0}$ zu:	2 []																				
Daraus ergibt sich $C=C_e \cdot C_{fx,0}$ zu:	3,981 []																				
$f_{wk,x,stütze} = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C =$	1,57 kN/m ²																				
Windstreckenlast auf Stützen-HT: $f_{wk,x,Q9-9} =$	<u>4,06</u> kN/m																				
Windstreckenlast für Stützen-HT: $f_{wk,x,Q10-10} =$	<u>2,91</u> kN/m																				
$s_k =$	1,1 kN/m ²																				
$C_{esl} =$	2 []																				
$s_{ad} = C_{esl} \cdot s_k =$	2,2 [kN/m ²]																				

Diplomarbeit: Verfasser: Studienkennzahl/Matr. Nr. Institut: Betreuer:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Ebner Georg E610/0225403 Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Univ. Ass. Dipl.-Ing Hermann Paul	
Die Lobau, welche nahe dem Brückenstandort ist, liegt auf einer Seehöhe von 155m. Somit ergibt sich $T_{e,max}$ zu: Umgebungstemperatur: $T_{e,max} = 38,8 - 0,0059 \cdot 155m = 38 \text{ °C}$ für Wien ist $T_{e,min} = -26 \text{ °C}$		ÖN B1991-1-5/ 4.1.(1) ÖN B1991-1-5/ 4.1.(1)
Aus Bild 6.1 wird schließlich die Temperatur der Brückenkonstruktion abgeleitet: $T_{max} = 55 \text{ °C}$ $T_{min} = -28 \text{ °C}$		EN 1991-1-5 Bild 6.1
Somit ergeben sich für eine Stahlkonstruktion von Typ 1 laut Norm folgende Temperaturdifferenzen, die konstant über den Querschnitt verteilt sind:		
$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = -38 \text{ °C}$ $\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 45 \text{ °C}$		EN 1991-1-5 Abschnitt 6.1.3.3.
<h3>5.2.4.2. Über die Höhe des Querschnitts veränderlicher Temperaturverlauf</h3>		
für den Stahlkonstruktionstyp 1 werden in der Tab 6.1 die Temperaturdifferenzen $\Delta T_{M,heat \& cool}$ angegeben. In Tab. 6.2 findet man die dazu gehörigen Temperaturbeiwerte:		EN 1991-1-5 Tabellen 6.1 & 6.2
$\Delta T_{M,heat} = \Delta T_{M+} \cdot k_{sur} = 18 \cdot 0,7 = 12,6 \text{ °C}$ $\Delta T_{M,cool} = \Delta T_{M-} \cdot k_{sur} = 13 \cdot 0,9 = 11,7 \text{ °C}$		EN 1991-1-5 Abschnitt 6.1.4.1.
$\Delta T_{M,heat \& cool}$ werden am HT auf einer Bauhöhe von 1,05m angesetzt. Dabei erfolgt eine Temperaturänderung am OG um +6,3K (-5,85K) und am UG um -6,3K (+5,85K). Die Längsträger haben eine Bauhöhe von 0,09m. Aus der Temperaturverteilung am HT ergibt sich in Abbildung 5.5 die Temperaturänderung über die Höhe des LT.		siehe Abb. 5.5
<div style="text-align: center;"> <p>Temperaturverteilung am HT und LT zufolge $\Delta T_{heat (cool)} = +12,6K (-11,7K)$</p>  </div>		
Abb.5.5: Temperaturverteilung am HT und LT		Maße in [mm] Temperatur [K]

<p>Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Verfasser: Ebner Georg Studienkennzahl/Matr. Nr. E610/0225403 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul</p>	
<p>Aus der Temperaturverteilung des HT ergibt sich am LT eine Verteilung mit einem Anteil einer konstanten Temperaturdifferenz von $\Delta T_{N,con(exp)} = -3,18K$ (+2,95K) und einem Anteil einer veränderlichen Temperaturdifferenz von $\Delta T_{M,heat(cool)} = +1,08K$ (-1,0K).</p> <p>5.2.4.3. Gleichzeitige Berücksichtigung konstanter und veränderlicher Temperaturdifferenzen</p> <p>Folgende Beiwerte sind für die Kombination von konstanter und veränderlicher Temperaturdifferenz vorgesehen:</p> <p>$\Delta T_{M,heat}$ (oder $\Delta T_{M,cool}$) $+0,35 \cdot \Delta T_{N,exp}$ (oder $\Delta T_{N,con}$) $0,75 \cdot \Delta T_{M,heat}$ (oder $\Delta T_{M,cool}$) $+ \Delta T_{N,exp}$ (oder $\Delta T_{N,con}$)</p> <p>5.2.5. Konzentrierte Einzellast</p> <p>Der charakteristische Wert des Einzellast beträgt 10kN und hat eine quadratische Aufstandsfläche von 10x10cm. Diese Einzellast wird nicht mit anderen Verkehrslasten kombiniert. Somit wird sie nur angesetzt am:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Trägerrostmodell, zur Bemessung der LT 2) am Stab-Modell für die Felder des Deckbleches 	<p>EN 1991-1-5 Kap. 6.1.5.</p> <p>EN 1991-2/Kap.5.3.2.2(1)</p> <p>siehe Kap.9.15</p>

6. Lastfälle

Im folgenden werden die Lastaufstellungen der einzelnen Lastfälle dargestellt. Die dazu gehörigen Ermittlungen der Lasten sind Abschnitt 5 zu entnehmen.

6.1. Charakteristische Eigenlasten

6.1.1 Lastfall 1 - LF1:

Aufstellung der Eigenlasten des donauseitigen Brückenabschnitts:

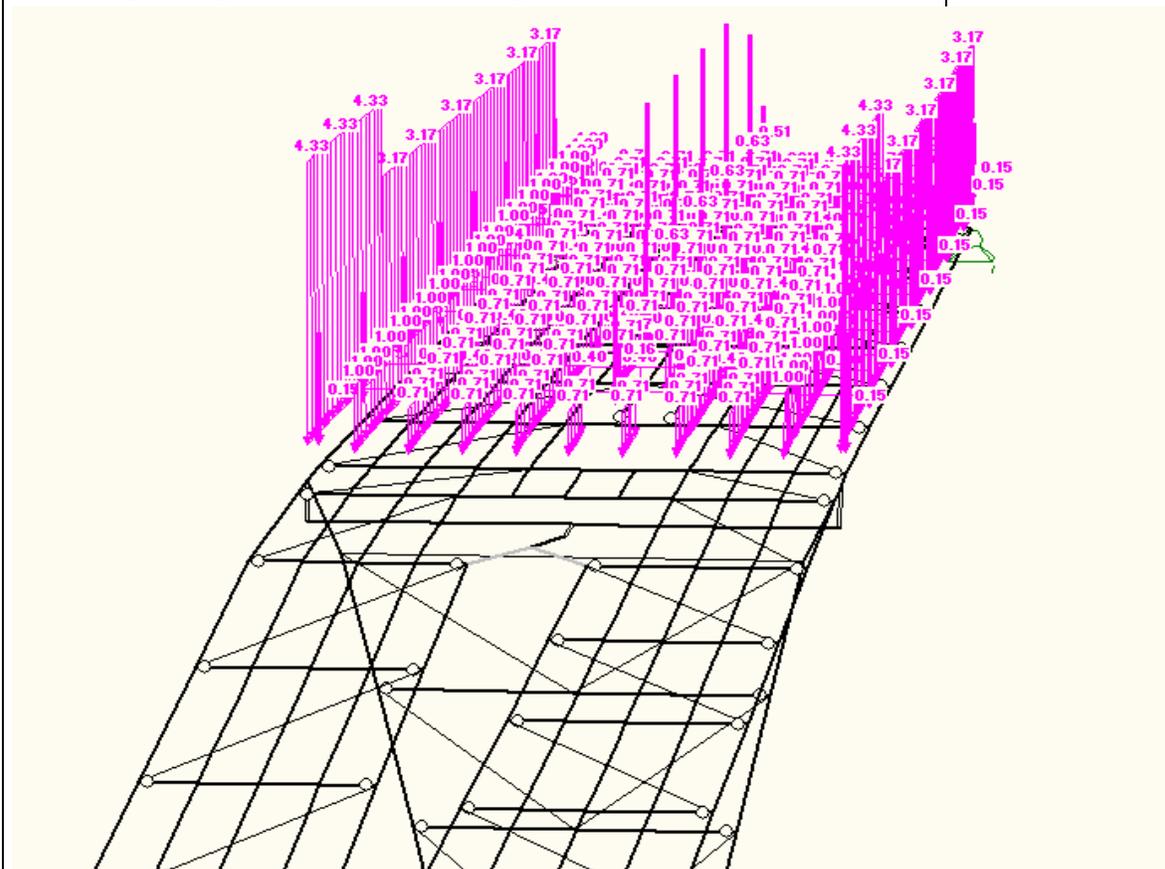


Abb. 6.1.1: Eigenlasten auf Donauseite - LF1

Lasten in [kN] und [kN/m]

Lastannahmen:	HT (Achsen QT1-QT6) =	3,17 kN/m	Kap. 5.1.1.3.A
	HT (Achsen QT6-QT8) =	4,33 kN/m	Kap. 5.1.1.3.B
	LT _{innen} =	0,71 kN/m	Kap. 5.1.1.1.1
	LT _{außen} =	1,00 kN/m	Kap. 5.1.1.1.1
	QT (Achsen QT1-QT7) =	0,40 kN/m	Kap. 5.1.1.2.A
	Quersteifen(Achsen QT1-QT9) =	0,15 kN	Kap. 5.1.1.5
	Einzellasten aus Entwässerung:	0,63 kN	Kap. 5.1.1.11
		0,51 kN	Kap. 5.1.1.11
		0,16 kN	Kap. 5.1.1.11

6.1.2. LF2:

Aufstellung der Eigenlasten der handelskaiseitigen Brückenabschnitte.

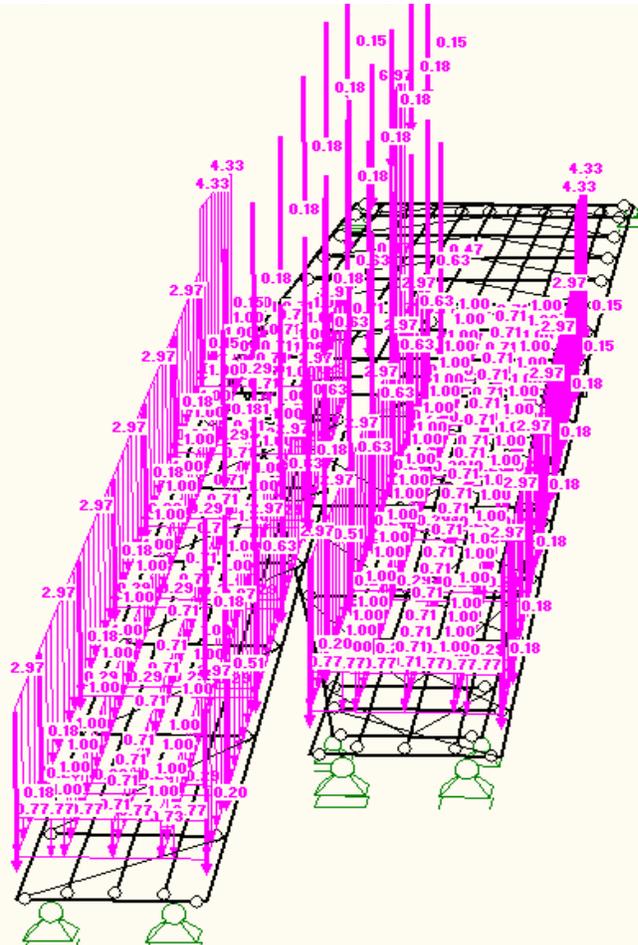


Abb. 6.1.2: Eigenlasten der handelskaiseitigen Brücke - LF2

Lasten in [kN] und [kN/m]

HT (Achsen QT10-QT16) =	2,97 kN/m	Kap. 5.1.1.3.C
HT (Achsen QT8-QT10) =	4,33 kN/m	Kap. 5.1.1.3.B
HT-Schwert (Achsen QT9-QT10) =	6,63 kN/m	Kap. 5.1.1.3.C
LT _{innen} =	0,71 kN/m	Kap. 5.1.1.1.1
LT _{außen} =	1,00 kN/m	Kap. 5.1.1.1.1
QT (Achsen QT11-QT15) =	0,29 kN/m	Kap. 5.1.1.2.B
QT (Achse QT16) =	0,77 kN/m	Kap. 5.1.1.2.C
Quersteifen (Achsen QT10-QT16) =	0,18 kN	Kap. 5.1.1.5
Einzellasten aus Entwässerung:	0,63 kN	Kap. 5.1.1.11
	0,47 kN	Kap. 5.1.1.11
	0,51 kN	Kap. 5.1.1.11
	0,16 kN	Kap. 5.1.1.11

6.1.3. LF3:

Aufstellung der Eigenlasten der Stütze.

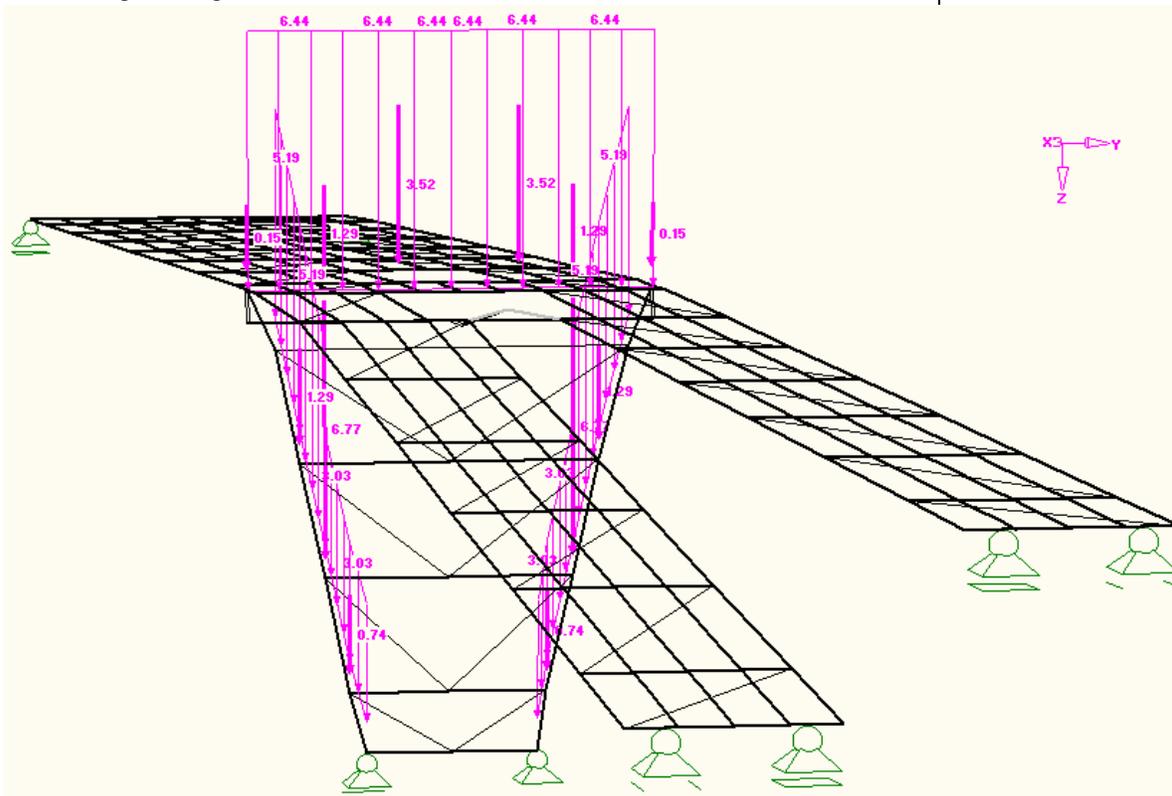


Abb. 6.1.3: Eigenlasten der Stütze + Stiegenkonstruktion - LF3

Lasten in [kN] und [kN/m]

Stützen-HT bei Schnitt 9-9 =	5,19 kN/m	Abschn. 5.1.1.4.A
Stützen-HT bei Schnitt 10-10 =	3,03 kN/m	Abschn. 5.1.1.4.B
Beulsteifen bei Schnitt 9-9=	1,29 kN	Abschn. 5.1.1.4.A
Beulsteifen bei Schnitt 10-10=	0,74 kN	Abschn. 5.1.1.4.B
Treppenlasten, oben=	3,52 kN	Abschn. 5.1.1.9.
Treppenlasten bei Mittelpodest=	6,77 kN	Abschn. 5.1.1.9.
QT-Kastenträger =	6,44 kN/m	Abschn. 5.1.1.2.D

6.1.4. LF4:

Ungünstige Aufstellung der Eigenlasten für den Längsträger (4m Endfeld beim Treppenabgang) entsprechend seiner Einflussfläche zur Ermittlung des maximalen Feldmomentes.

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr. E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

Verformung des Trägerrostes aufgrund des Moments (1kNm) in Feldmitte:

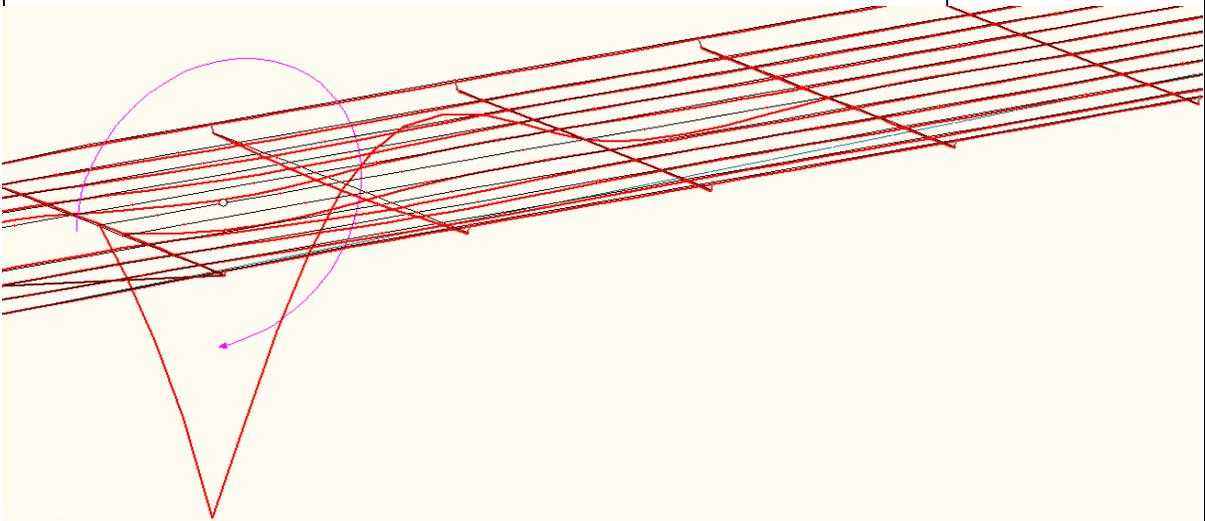


Abb. 6.1.4: Quasi - Einflussfläche zur Ermittlung der ungünstigsten Lastaufstellung

Man erkennt, dass sich Einfluß der umliegenden LT auf ca. 2 Felder begrenzt.

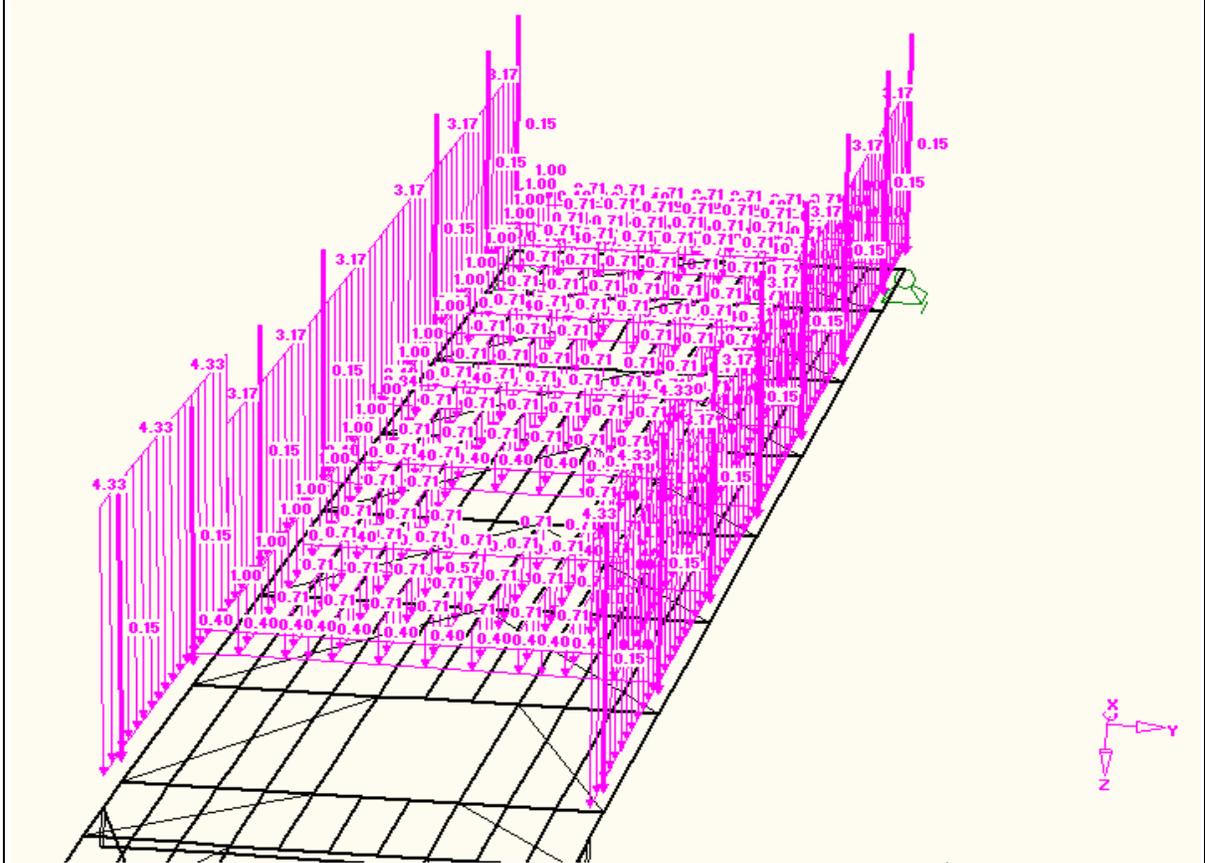


Abb. 6.1.5: Lastaufstellung zur Ermittlung des maximalen Feldmomentes des LT
 Lastwerte analog zu Abschnitt 6.1.1.

Lasten in [kN] und [kN/m]

6.1.5. LF5:

Ungünstige Aufstellung der Eigenlasten für die Längsrippe (4m Endfeld beim Treppenabgang) entsprechend ihrer Einflussfläche zur Ermittlung des minimalen Stützmomentes.

Verformung des Trägerrostes aufgrund der Momente (1kNm) im Stützbereich:

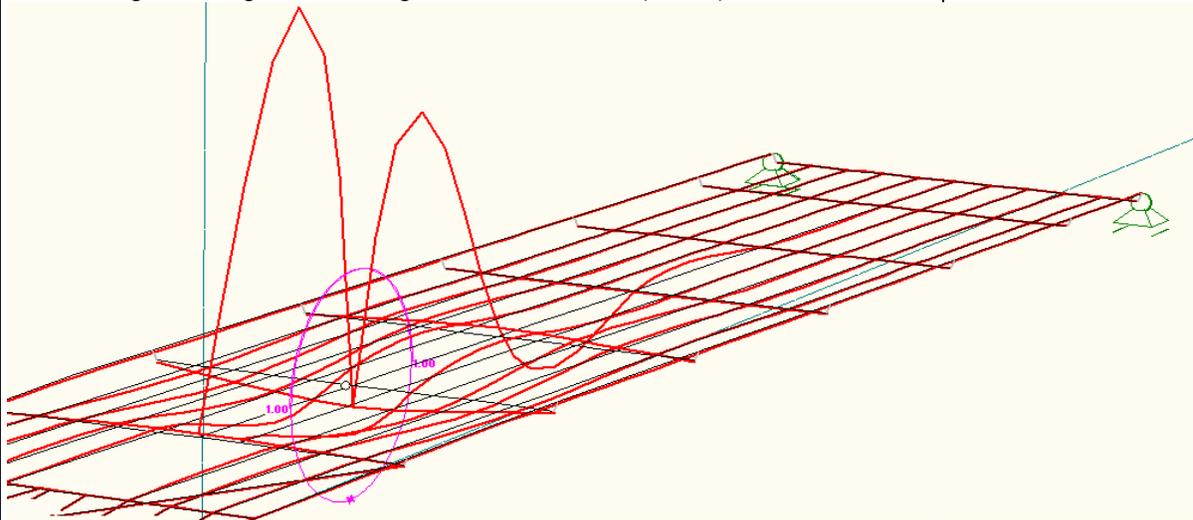


Abb. 6.1.6: Quasi - Einflussfläche zur Ermittlung der ungünstigsten Lastaufstellung

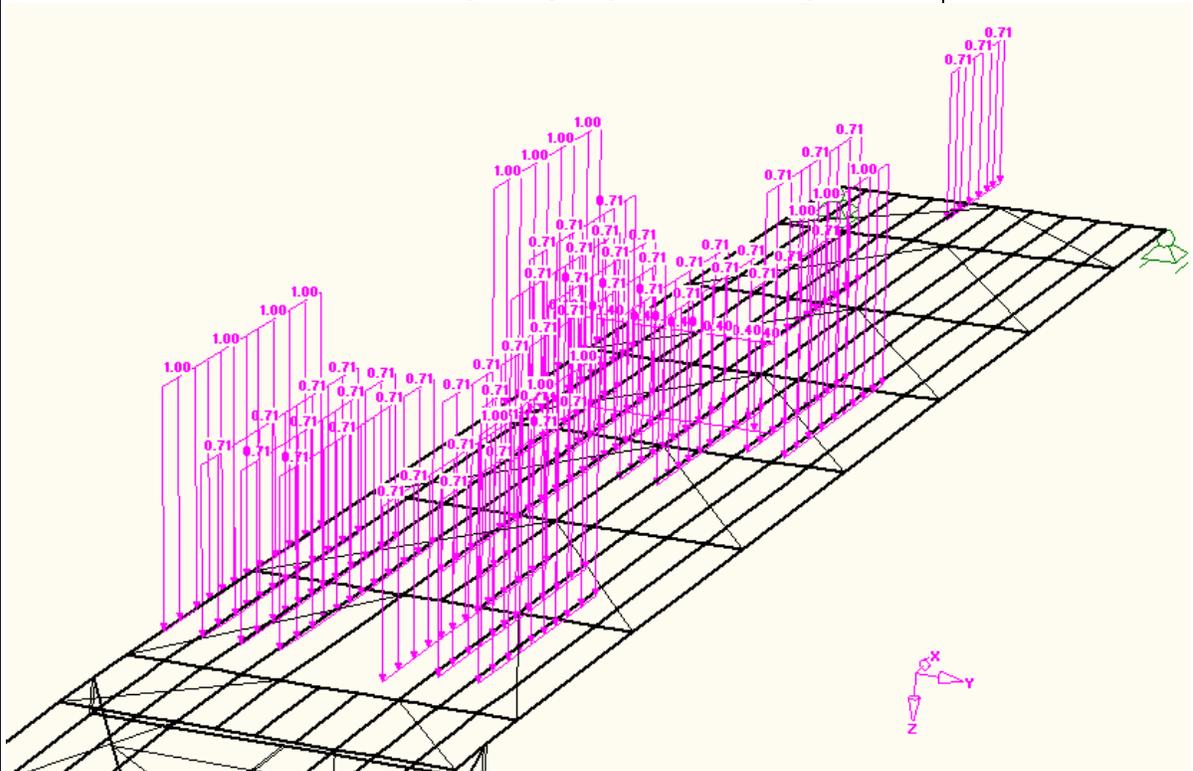


Abb. 6.1.7: Lastaufstellung zur Ermittlung des minimalen Stützmomentes des LT bei der Treppe

Lasten in [kN/m]

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr. E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

Lastwerte analog zu Abschnitt 6.1.1.

6.1.6. LF6:

Ungünstige Aufstellung der Eigenlasten für die maßgebende Längsrippe (4m Randfeld der donauseitigen Brücke) entsprechend ihrer Einflussfläche zur Ermittlung des maximalen Feldmomentes.

Verformung des Trägerrostes aufgrund des Moments (1kNm) in Feldmitte:

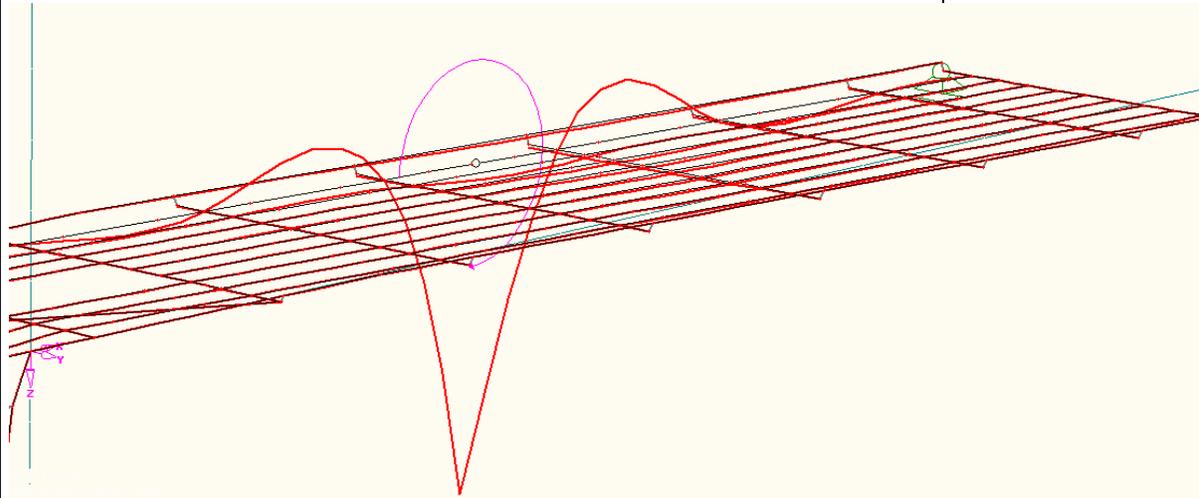


Abb. 6.1.8: Quasi - Einflussfläche zur Ermittlung der ungünstigsten Lastaufstellung

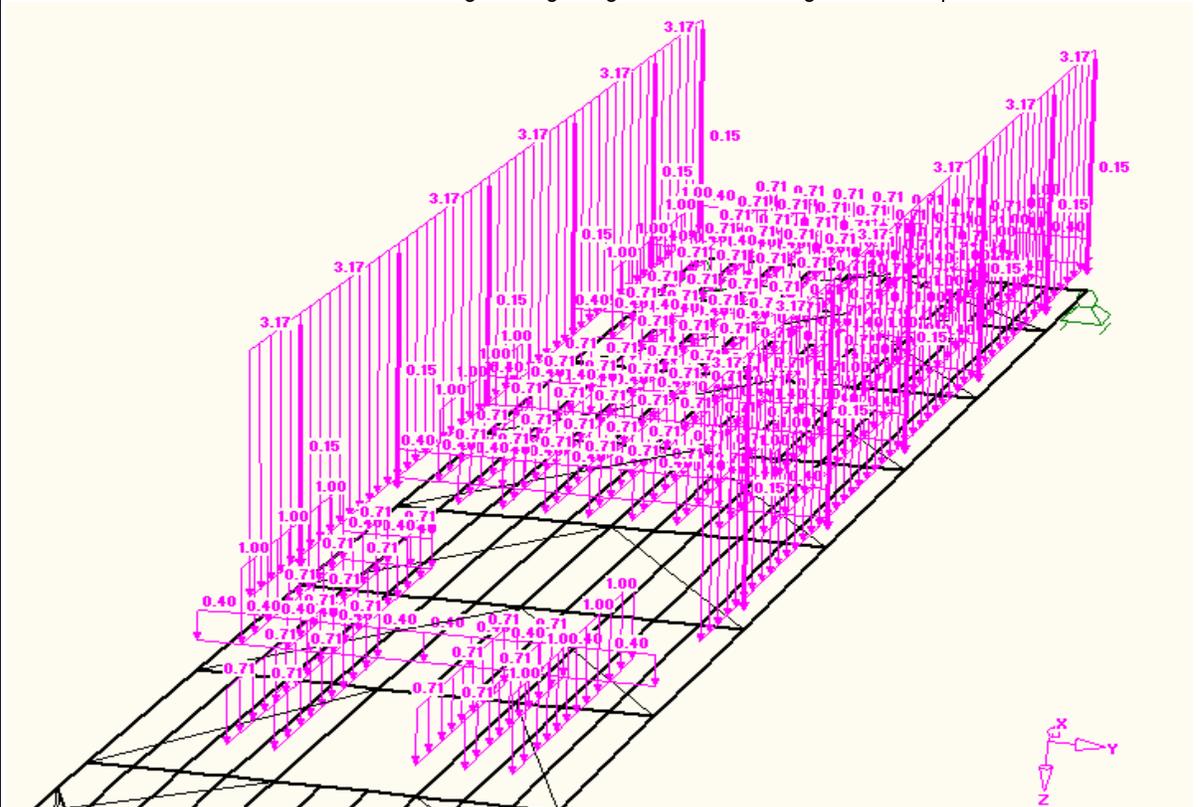


Abb. 6.1.9: Lastaufstellung zur Ermittlung des maximalen Feldmomentes des LT

Lasten in [kN] und [kN/m]

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr. E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul



Lastwerte analog zu Abschnitt 6.1.1.

6.1.7. LF7:

Ungünstige Aufstellung der Eigenlasten für die maßgebende Längsrippe (4m Randfeld der donauseitigen Brücke) entsprechend ihrer Einflussfläche zur Ermittlung des minimalen Stützmomentes.

Verformung des Trägerrostes aufgrund der Momente (1kNm) im Stützbereich:

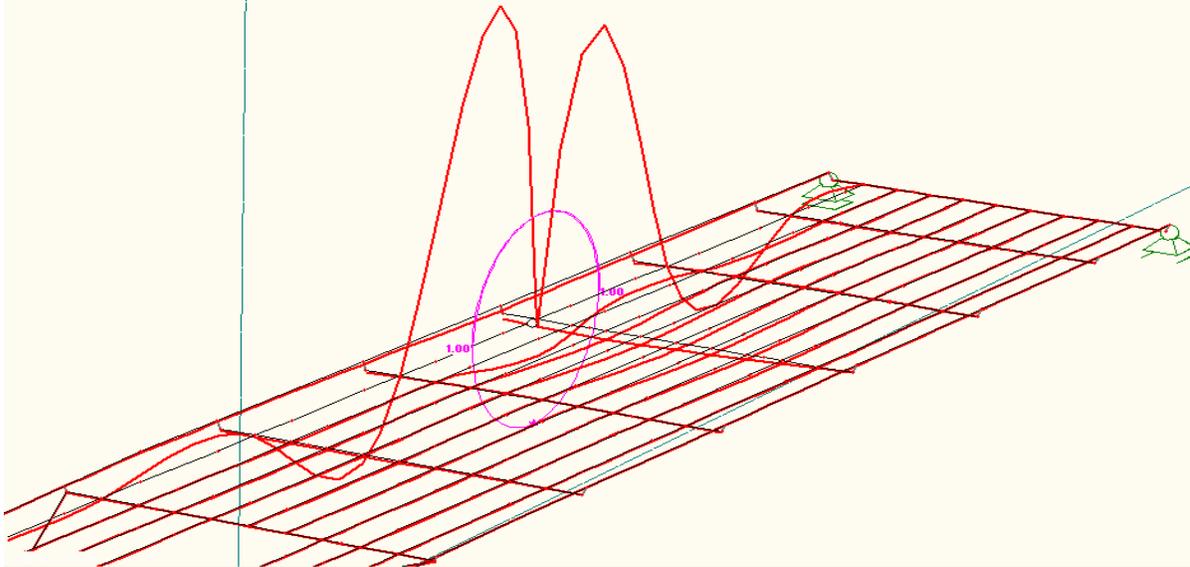


Abb. 6.1.10: Quasi - Einflussfläche zur Ermittlung der ungünstigsten Lastaufstellung

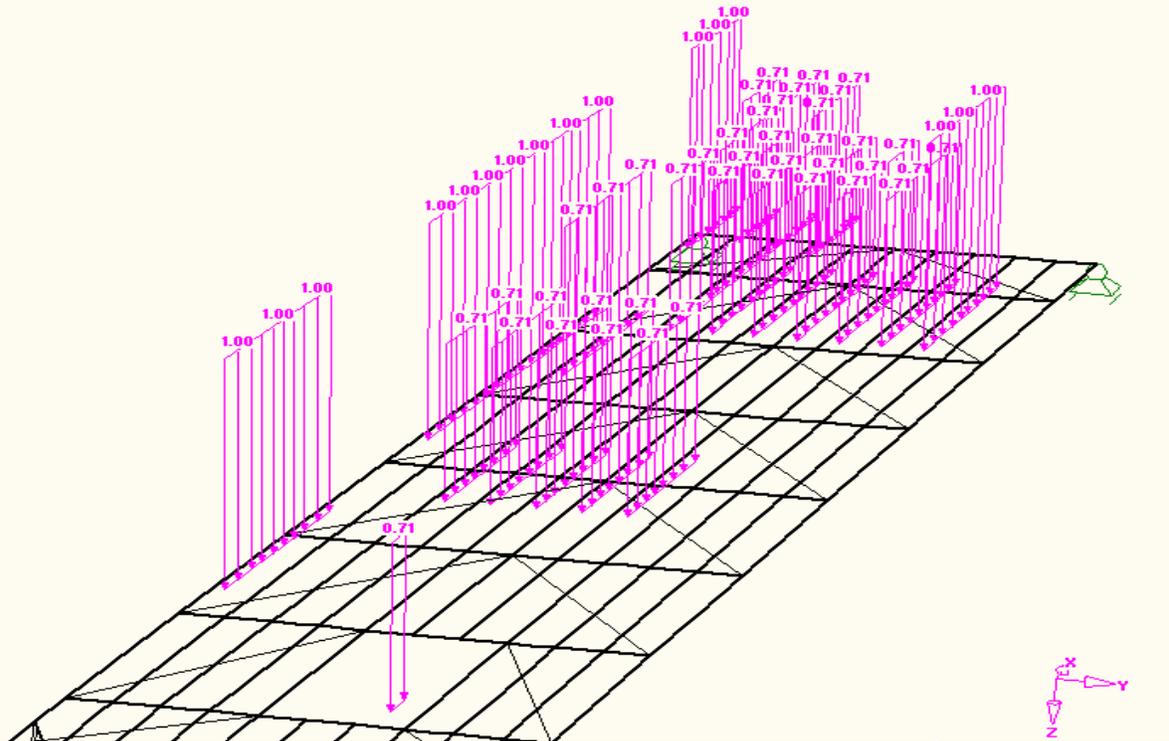


Abb. 6.1.11: Lastaufstellung zur Ermittlung des minimalen Stützmomentes des LT am Rand | Lasten in [kN/m]

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr. E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul



Lastwerte analog zu Abschnitt 6.1.1.
 In den Lastkombinationen wird dieser Lastfall mit entsprechender Faktorierung zum gleichmäßig (günstigen) verteilten Eigengewicht ergänzt und bildet damit den ungünstigen Teil der Eigenlast.

z.B. Siehe LK 28 - Eigengewichtsfaktoren

6.2. Charakteristische Verkehrslasten

6.2.1. LF10:

Die donauseitige Brücke ist halbseitig mit 5kN/m^2 Verkehrslast belastet.

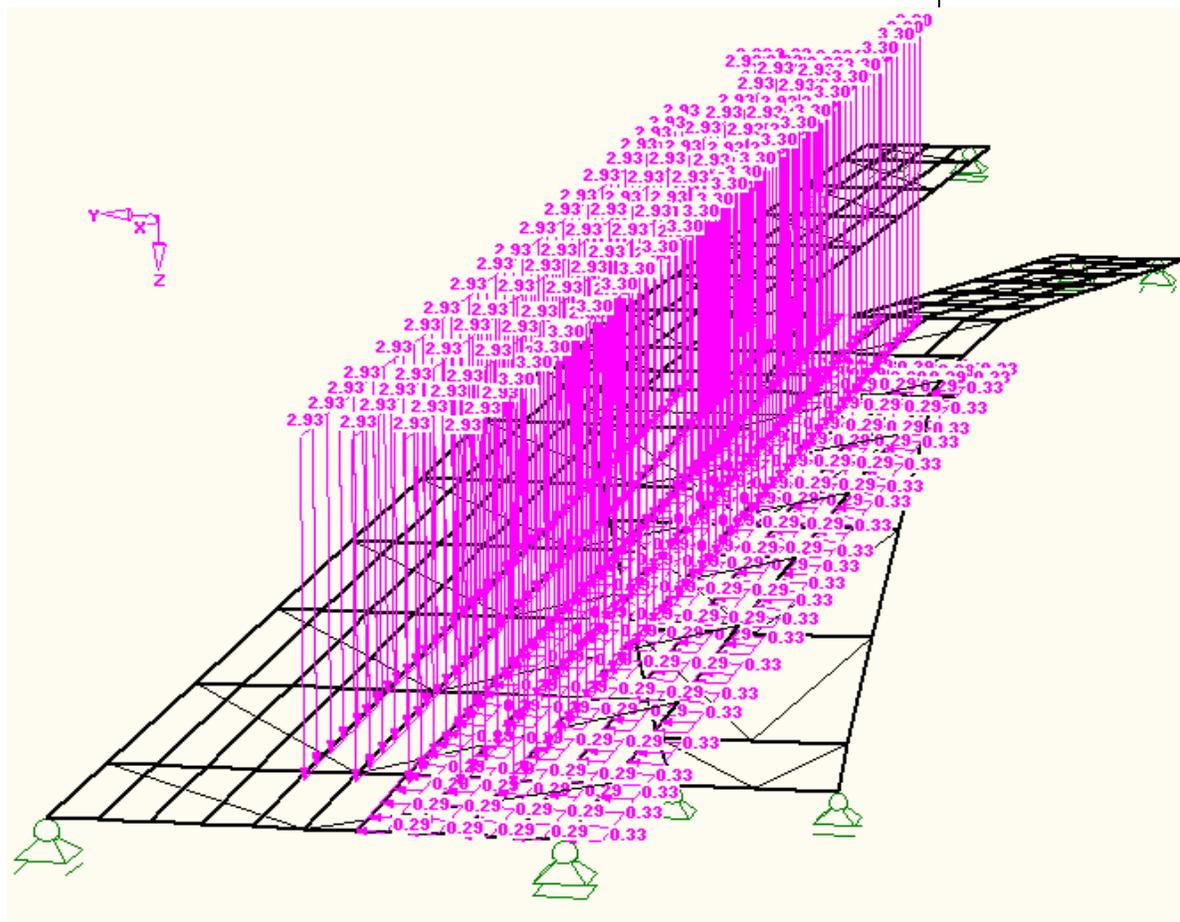


Abb. 6.2.1: Halbseitige Verkehrslasten auf donauseitiger Brücke

Lasten in [kN/m]

10% der vertikalen Verkehrslasten wurden in horizontaler Richtung angesetzt.

siehe Kap. 5.2.1

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr. E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

6.2.2. LF11:

Die donauseitige Brücke ist halbseitig, jedoch auf der anderen Seite, mit 5kN/m^2 Verkehrslast belastet.

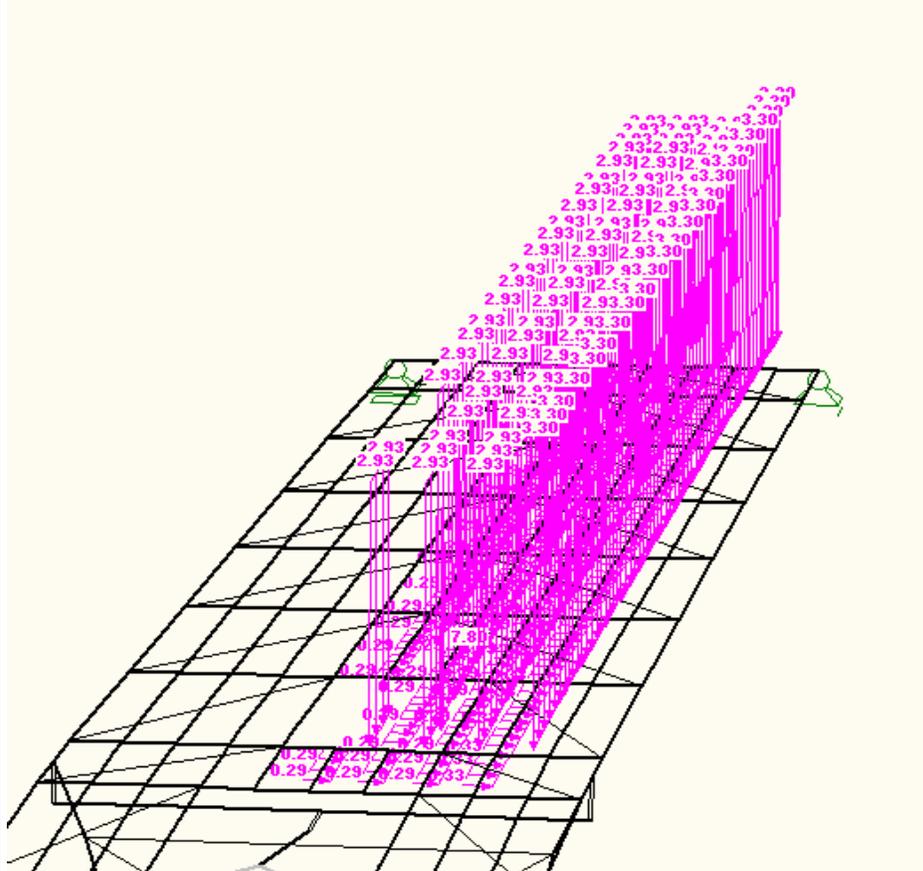


Abb. 6.2.2: Halbseitige Verkehrslasten auf der donauseitigen Brücke

10% der vertikalen Verkehrslasten wurden in horizontaler Richtung angesetzt.

Lasten in [kN/m]

siehe Kap. 5.2.1

6.2.3. LF12:

Der Treppenabgang wird mit 5kN/m^2 belastet. Daraus entstehen an der Stütze folgende Einzellasten:

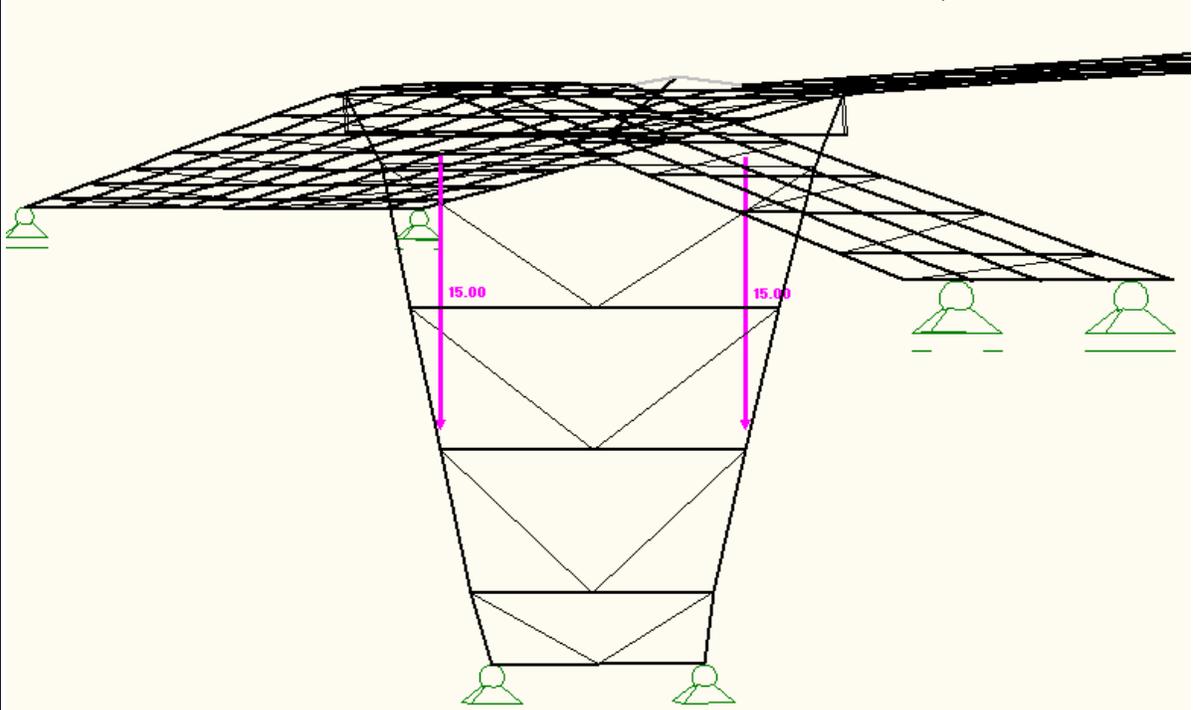


Abb. 6.2.3: Verkehrslasten auf die Stütze wirkend

Berechnung der Verkehrslasten siehe Kapitel 5.2.1.

Lasten in [kN]

6.2.4. LF13:

Die Radfahrerbrücke über den Handelskai wird halbseitig mit 5kN/m^2 Verkehrslast belastet.

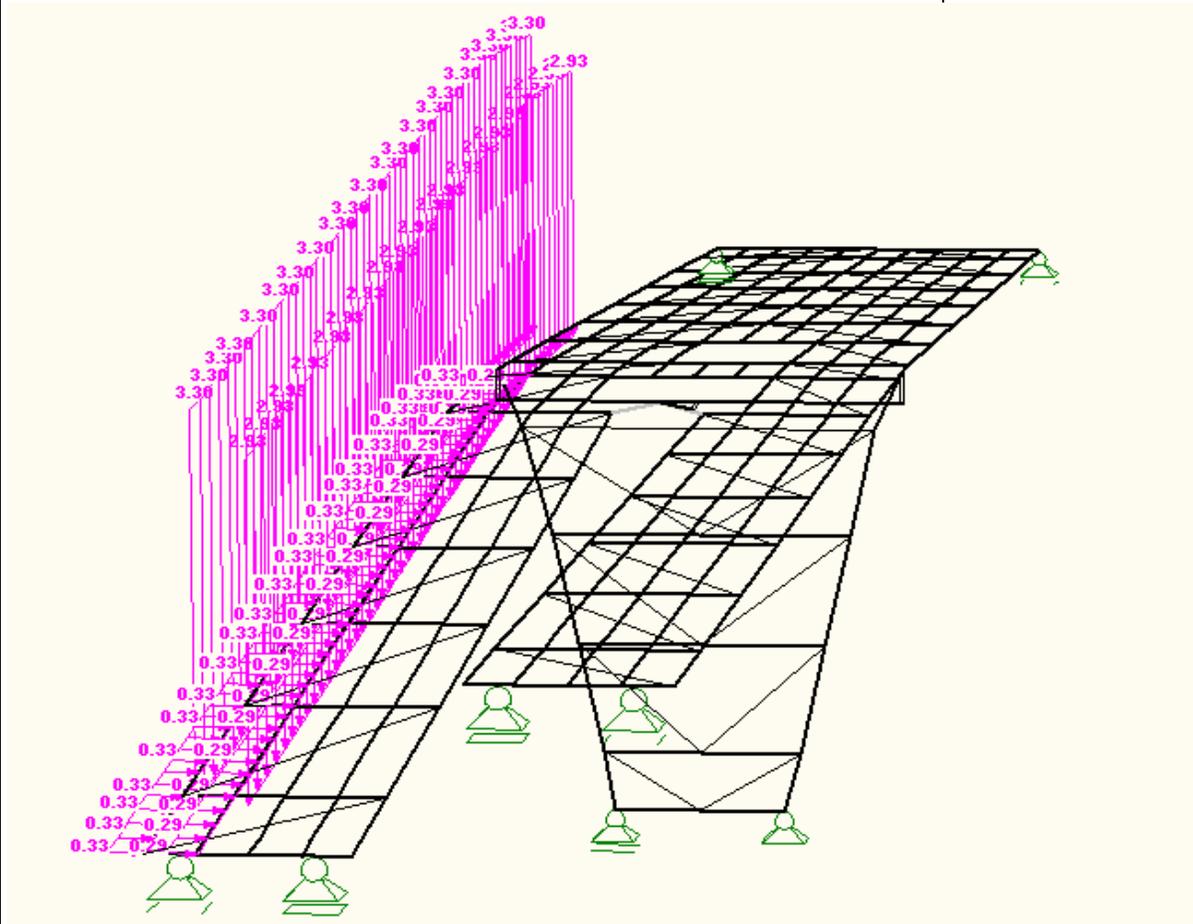


Abb. 6.2.4: Halbseitige Verkehrslasten auf der Radfahrerbrücke

Lasten in [kN/m]

6.2.5. LF14:

Die Radfahrerbrücke über den Handelskai wird halbseitig mit 5kN/m^2 Verkehrslast belastet.

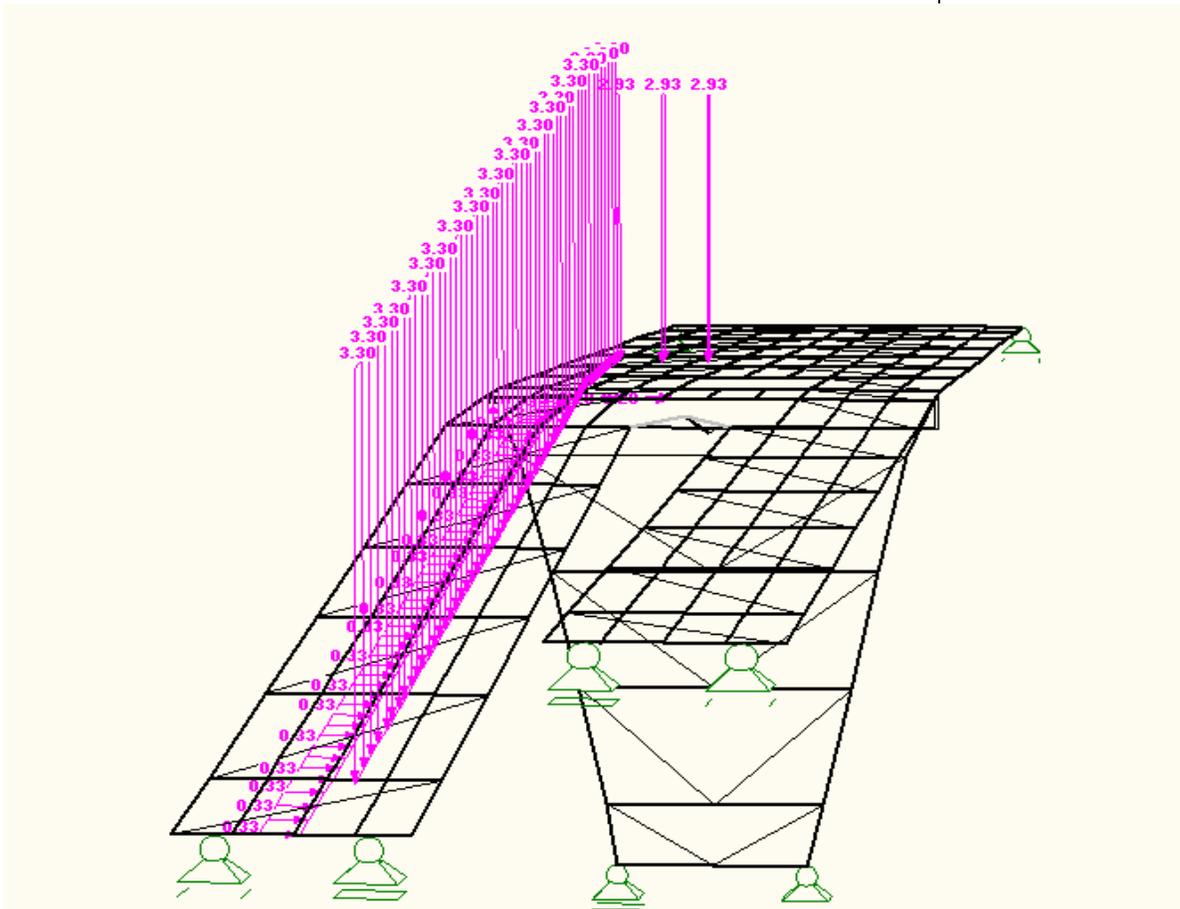


Abb. 6.2.5: Halbseitige Verkehrslasten auf der Radfahrerbrücke

Lasten in [kN/m]

6.2.6. LF15:

Die Fußgängerbrücke über den Handelskai wird halbseitig mit 5kN/m^2 Verkehrslast belastet.

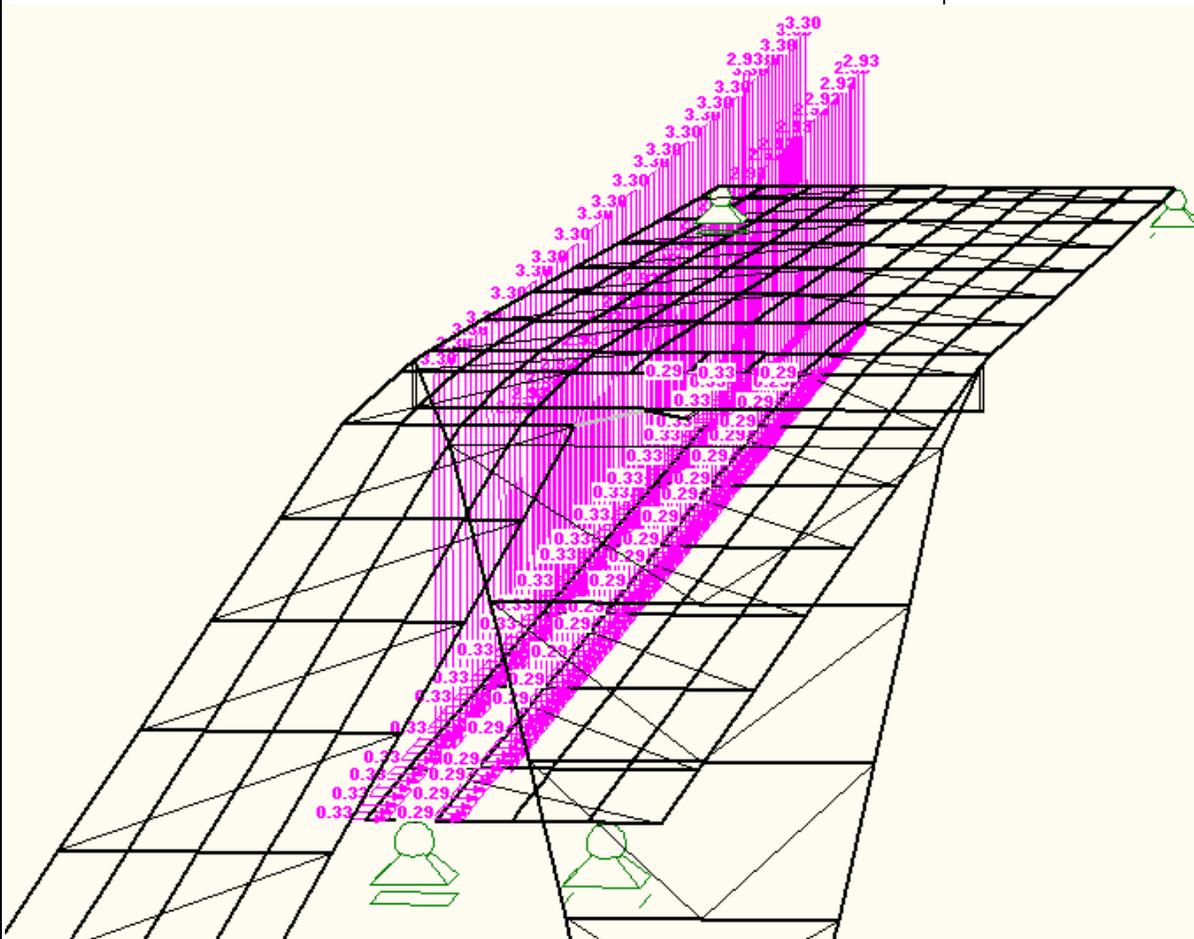


Abb. 6.2.6: Halbseitige Verkehrslasten auf der Fußgängerbrücke

Lasten in [kN/m]

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
Verfasser: Ebner Georg
Studienkennzahl/Matr. Nr. E610/0225403
Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

6.2.7. LF16:

Die Fußgängerbrücke über den Handelskai wird halbseitig mit 5kN/m^2 Verkehrslast belastet.

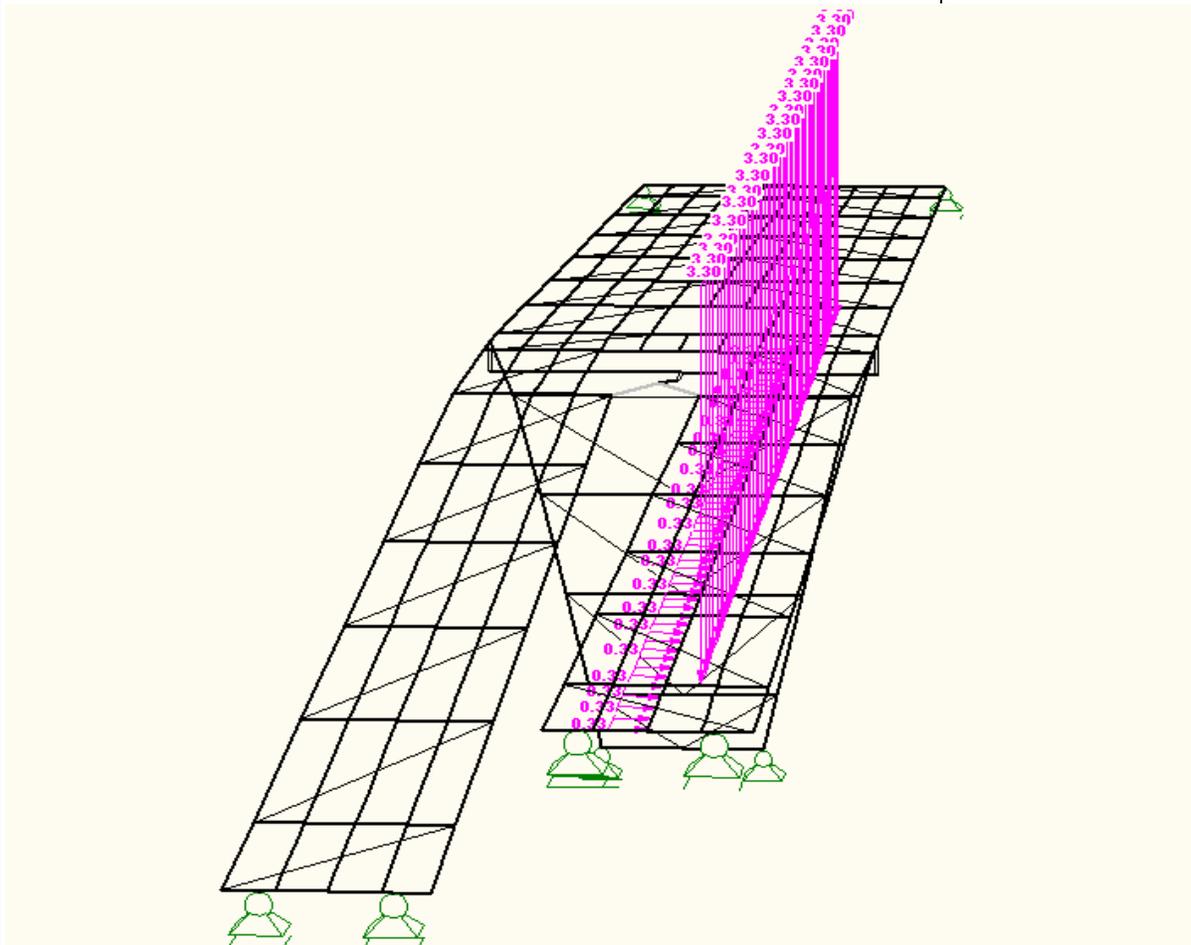


Abb. 6.2.7: Halbseitige Verkehrslasten auf der Fußgängerbrücke

Lasten in [kN/m]

6.2.8. LF17:

Ungünstigste Aufstellung der Verkehrslasten zur Ermittlung des Feldmomentes des Längsträgers im Randbereich entsprechend der zugehörigen Einflussfläche (analoge Verteilung zu LF6).

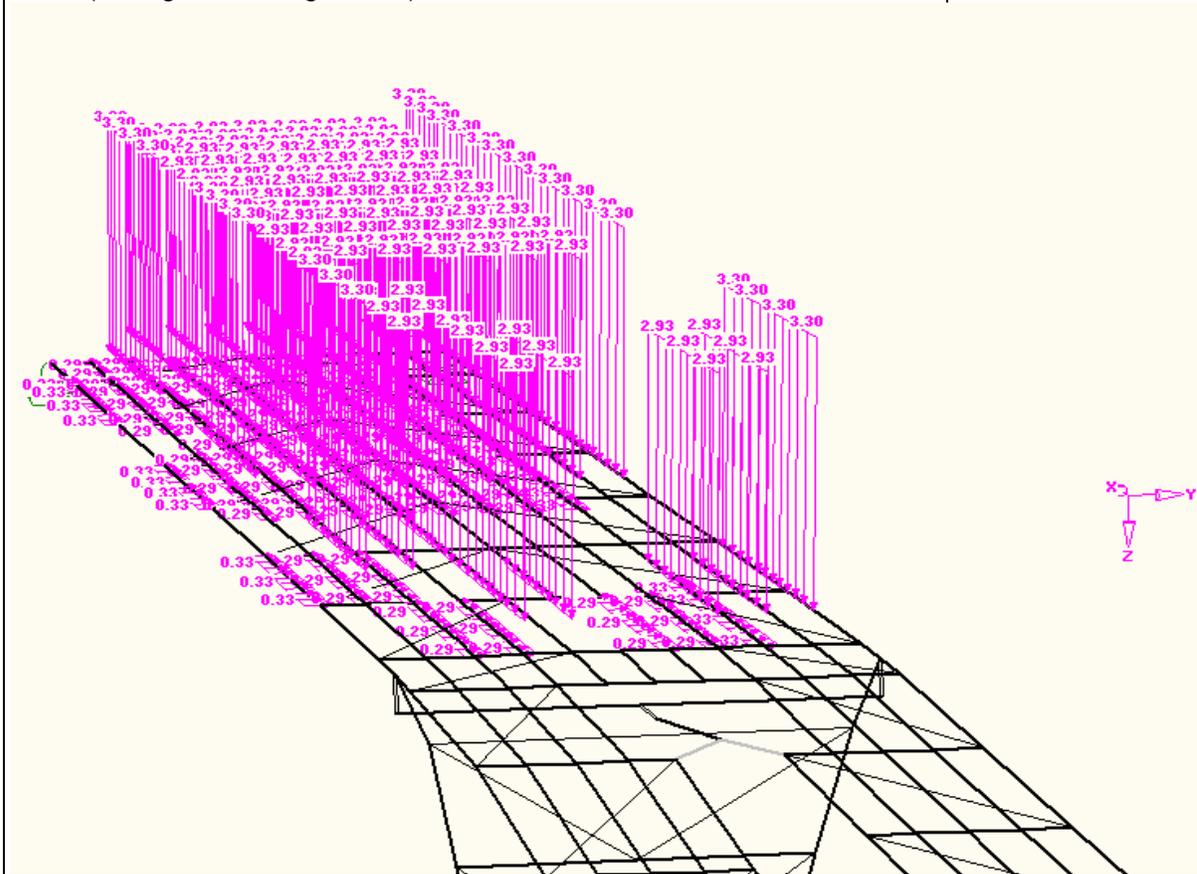


Abb. 6.2.8: Verkehrslastaufstellung zur Ermittlung des maximalen Feldmomentes des LT am Rand

Lasten in [kN/m]

6.2.9. LF18:

Ungünstigste Aufstellung der Verkehrslasten zur Ermittlung des Stützmomentes des Längsträgers im Randbereich entsprechend der zugehörigen Einflussfläche (analoge Verteilung zu LF7)

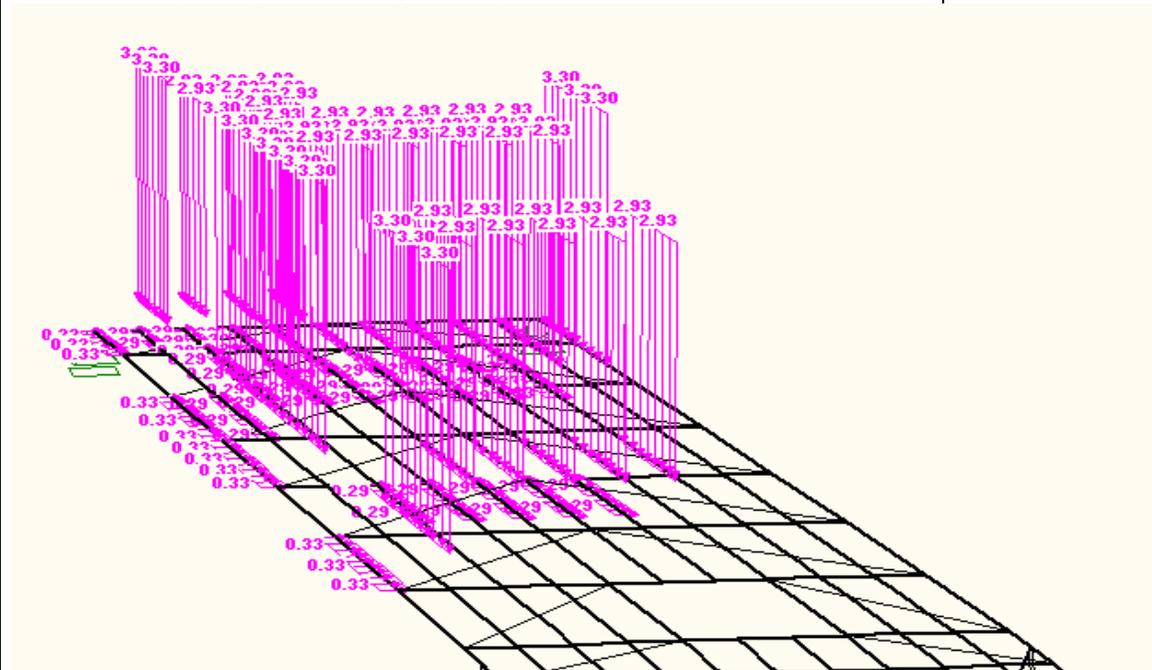


Abb. 6.2.9: Verkehrslastaufstellung zur Ermittlung des minimalen Stützmomentes des LT am Rand

Lasten in [kN/m]

6.2.10. LF19:

In Feldmitte der donauseitigen Brücke wird eine Personengruppe von 4 Personen angesetzt.

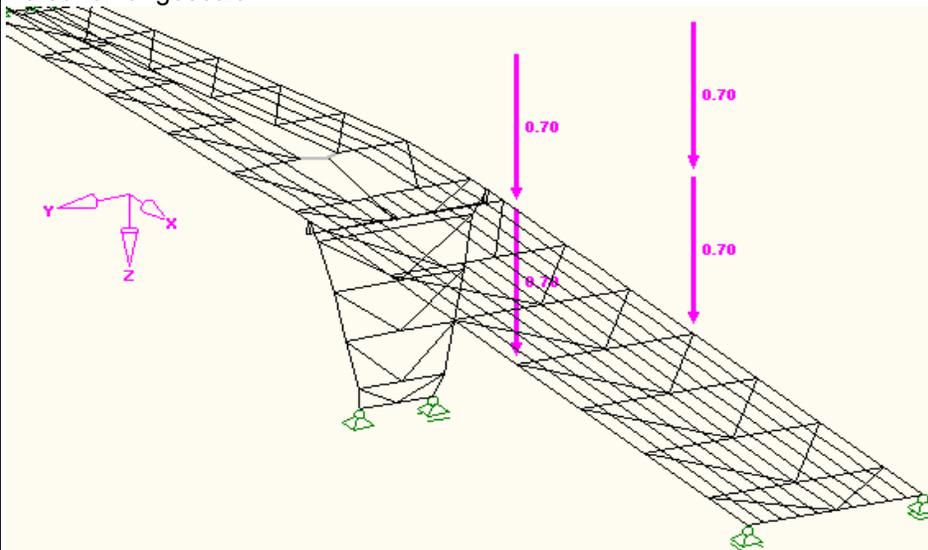


Abb. 6.2.10: Personengruppe in Feldmitte

Anmerkung: Die Lasten wurden am HT angesetzt, um die Durchbiegung der HT zu erhalten.

Lasten in [kN]

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr. E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Hermann Paul



6.3. Charakteristische Windlasten

6.3.1. LF20:

Wind in Querrichtung der Brücke (y-Richtung) mit vertikalen Ersatzstreckenlasten zur Berücksichtigung des Exzentrischen Angriffs des Windes auf den HT und die daraus resultierende Torsionsbeanspruchung des Querschnitts.

Berechnung der Windlasten siehe Kap. 5.2.2 A), B) und C)

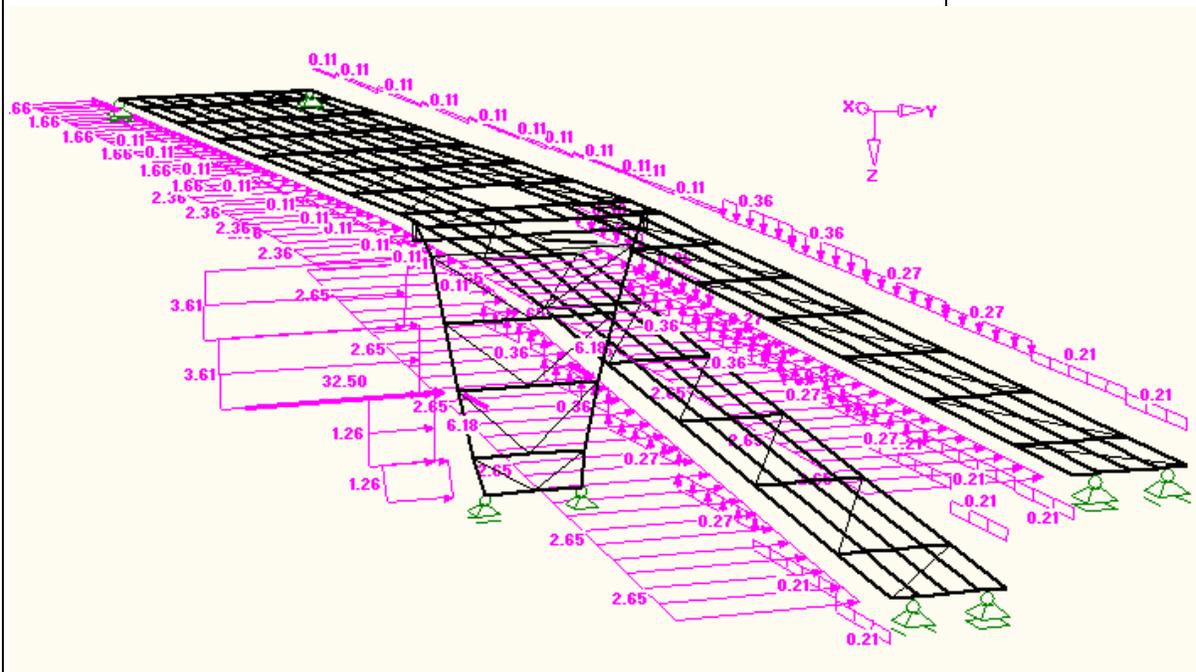


Abb. 6.3.1: charakteristische Windlasten auf Hauptträger

Lasten in [kN] und [kN/m]

Außerdem wurden Punktlasten berücksichtigt, welche von der Konstruktion des Stiegenhauses in die Stütze eingeleitet werden.

6.3.2. LF21:

Wind in Querrichtung der Brücke (in Richtung -y). Die Windlasten werden analog zu Abb. 6.3.1 angesetzt, jedoch aus der Gegenrichtung angreifend.

Berechnung des Winddruckes siehe Kap. 5.2.2 A)

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr. E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

6.3.3. LF22:

Wind nach oben drückend mit exzentrischem Angriff.

Berechnungen siehe Kap 5.2.2 D)

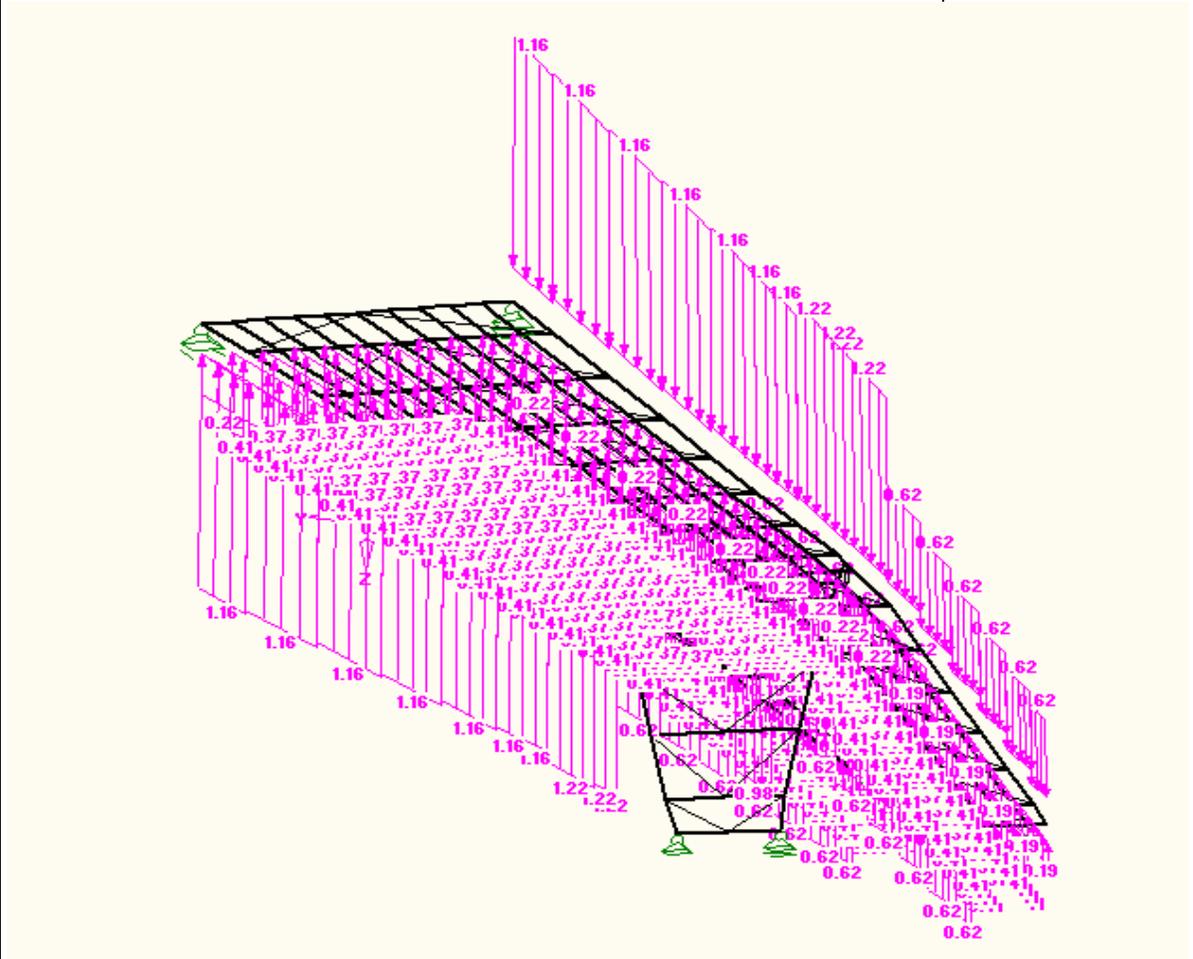


Abb. 6.3.2: Turbulenter Wind nach oben drückend

Lasten in [kN] und [kN/m]

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr. E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

6.3.4. LF23:

Wind nach unten drückend mit exzentrischem Angriff.

Berechnungen siehe Kap 5.2.2 D)

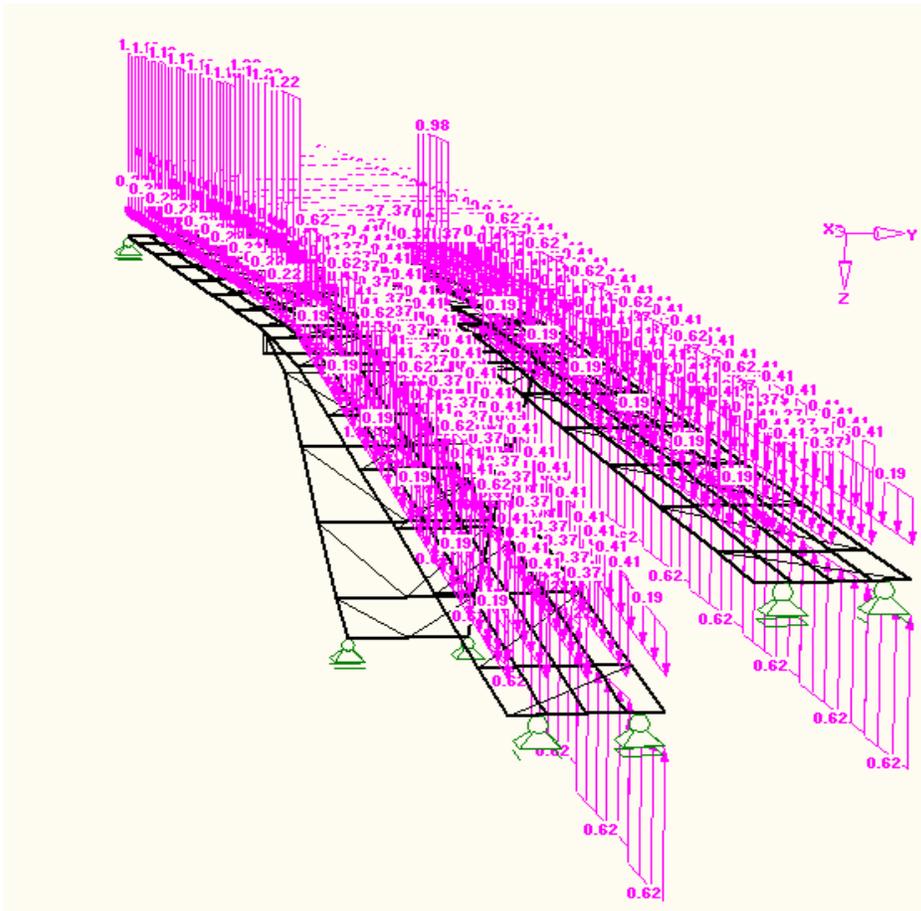


Abb. 6.3.3: Turbulenter Wind nach unten drückend

Lasten in [kN] und [kN/m]

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr. E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

6.3.5. LF24:

Wind in Längsrichtung der Brücke, von der Donau kommend. Dabei werden die Windkräfte im Bereich der Stütze von der Konstruktion des Stiegenhauses aufgenommen.

Berechnungen siehe Kap 5.2.2 E)

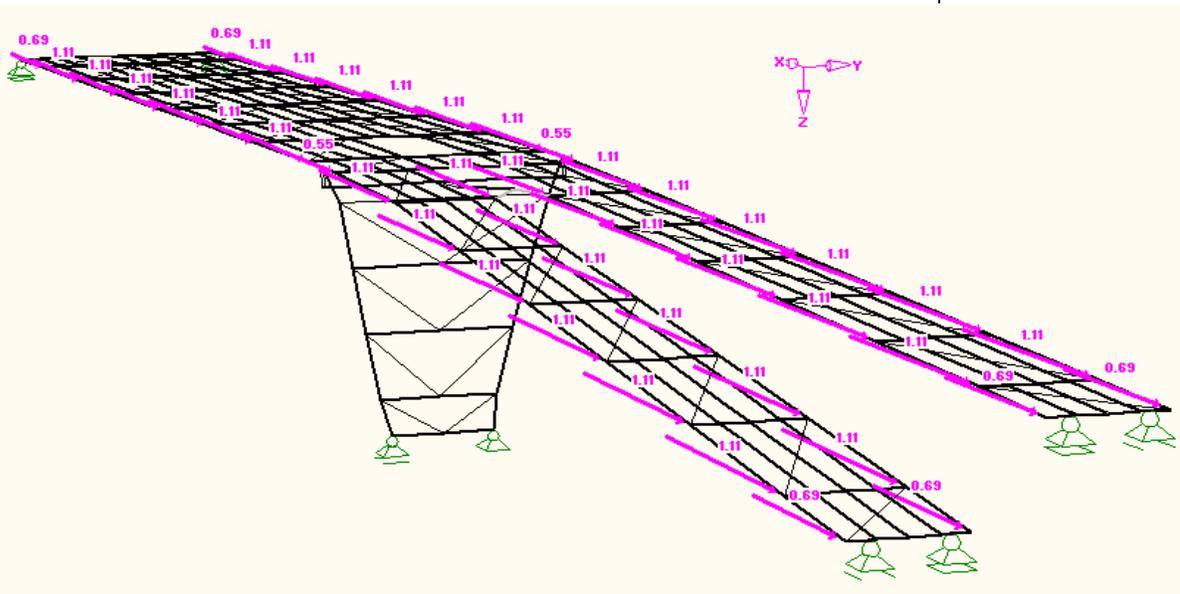


Abb. 6.3.4: Wind - longitudinal von Donau kommend

Lasten in [kN] und [kN/m]

6.3.6. LF25:

Wind in Längsrichtung der Brücke, in Richtung Donau.

Berechnungen siehe Kap 5.2.2 E)

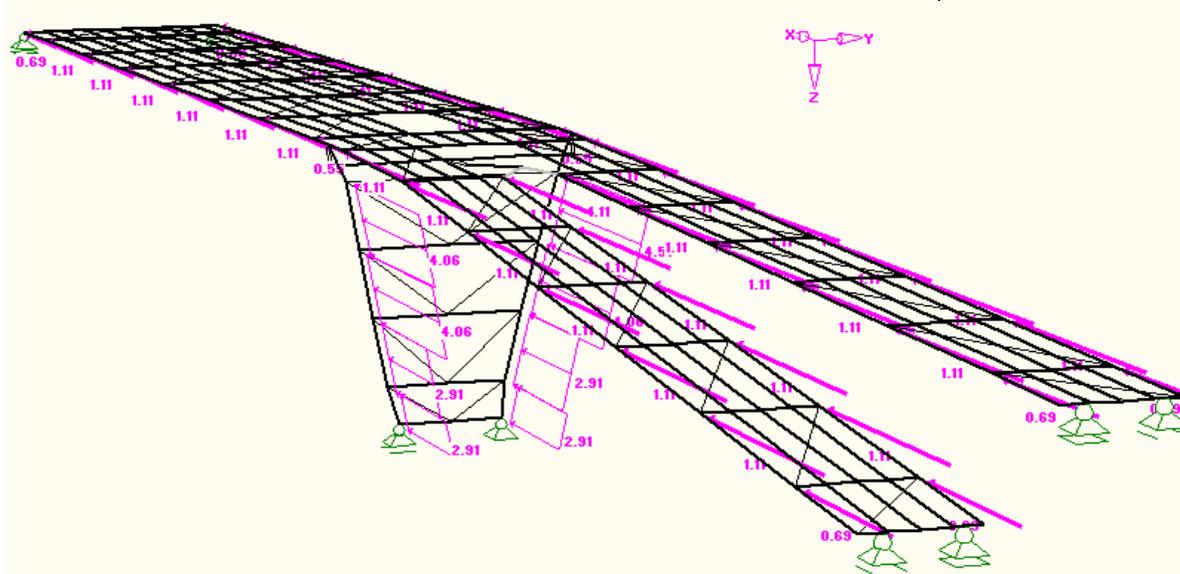


Abb. 6.3.5: Wind - longitudinal in Richtung Donau

Lasten in [kN] und [kN/m]

6.4. Charakteristische Temperatureinwirkungen

6.4.1. LF30:

Über den Querschnitt konstante Temperaturdifferenz von $\Delta T_{N,exp} = +45^\circ\text{C}$

Berechnungen siehe Kap 5.2.4.1

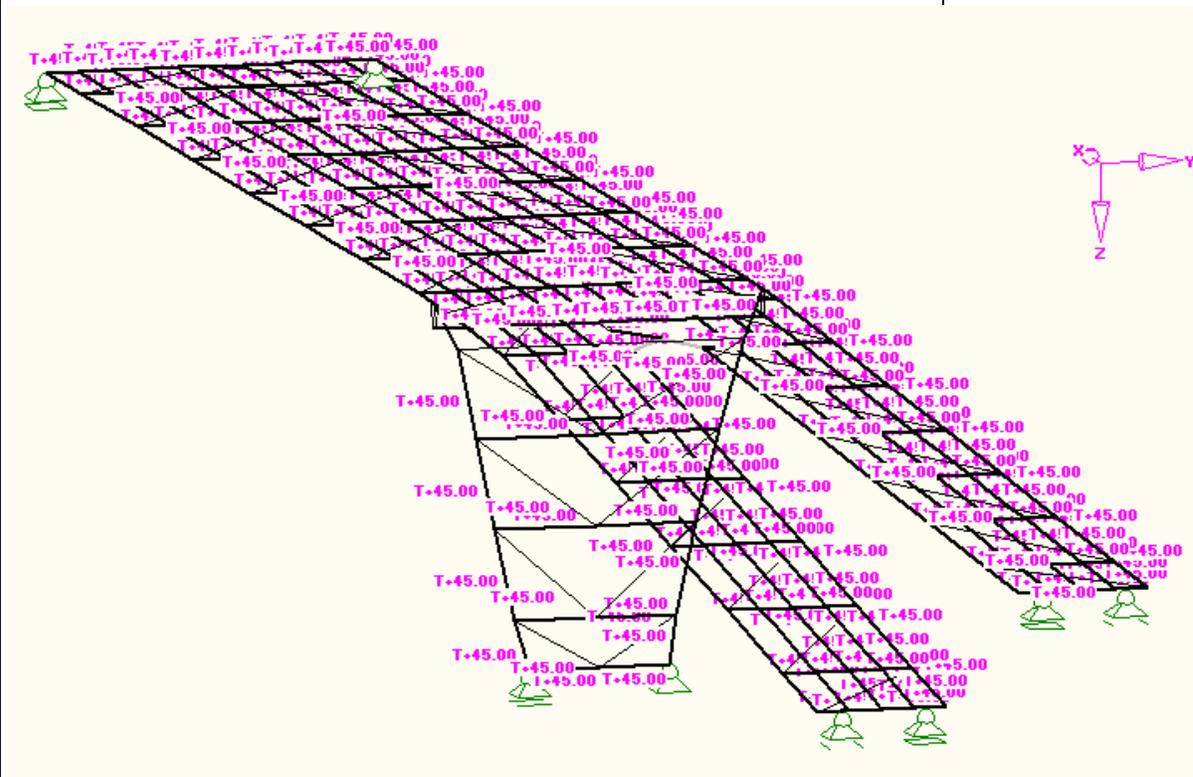


Abb. 6.4.1: Über die Höhe des Querschnitts konstante Temperaturdifferenz (+45°C)

Temperaturdifferenzen in [°C]

6.4.2. LF31:

Über den Querschnitt konstante Temperaturdifferenz von $\Delta T_{N,con} = -38^\circ\text{C}$ an gesamten Brückentragwerk angesetzt, wie in Abb. 6.24, aber mit -38°C statt $+45^\circ\text{C}$.

Berechnungen siehe Kap 5.2.4.1

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	

6.4.3. LF32:

Der über die Höhe des Querschnitts veränderliche Temperaturverlauf von $\Delta T_{M,heat} = +12,6^{\circ}\text{C}$ (Oberseite wärmer) wurde am Hauptträger angesetzt. Neben dem veränderlichen Temperaturverlauf von $\Delta T_{M,heat} = +1,08^{\circ}\text{C}$ am Längsträger wird auch eine über den Querschnitt konstante Temperaturänderung von $-3,18^{\circ}\text{C}$ angesetzt. An der Stütze wird in diesem LF kein über den Querschnitt veränderlicher Temperaturverlauf angenommen.

Berechnungen siehe Kap 5.2.4.2
siehe Abb. 5.5

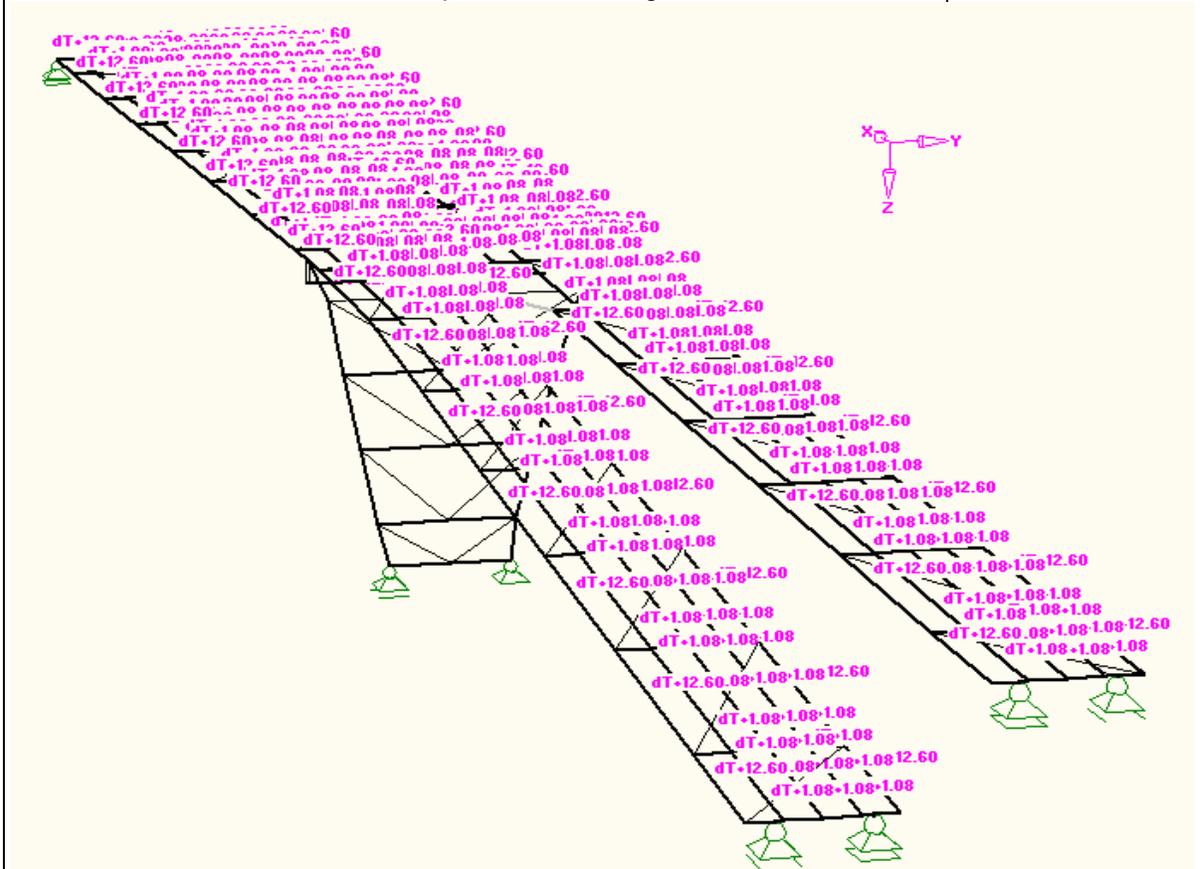


Abb. 6.4.2: Über die Höhe des Querschnitts veränderlicher Temperaturverlauf ($\Delta T = 12,6^{\circ}\text{C}$)

Temperaturdifferenzen in [$^{\circ}\text{C}$]

6.4.4. LF33:

Der über die Höhe des Querschnitts veränderliche Temperaturdifferenz von $\Delta T_{M,cool} = -11,7^{\circ}\text{C}$ (Unterseite wärmer) wurde an den Hauptträgern angesetzt. (Wie in Abb. 6.4.2, aber mit $-11,7^{\circ}\text{C}$ statt mit $+12,6^{\circ}\text{C}$) Neben dem veränderlichen Temperaturverlauf von $\Delta T_{M,cool} = -1,00^{\circ}\text{C}$ am Längsträger wird auch eine über den Querschnitt konstante Temperaturänderung von $-2,95^{\circ}\text{C}$ angesetzt.

Berechnungen siehe Kap 5.2.4.2

siehe Abb. 5.5

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr. E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

6.4.5. LF34:

Der über die Höhe des Querschnitts veränderliche Temperaturverlauf von $\Delta T_{M,heat} = +12,6^\circ\text{C}$ wurde an den Stützträgern angesetzt.

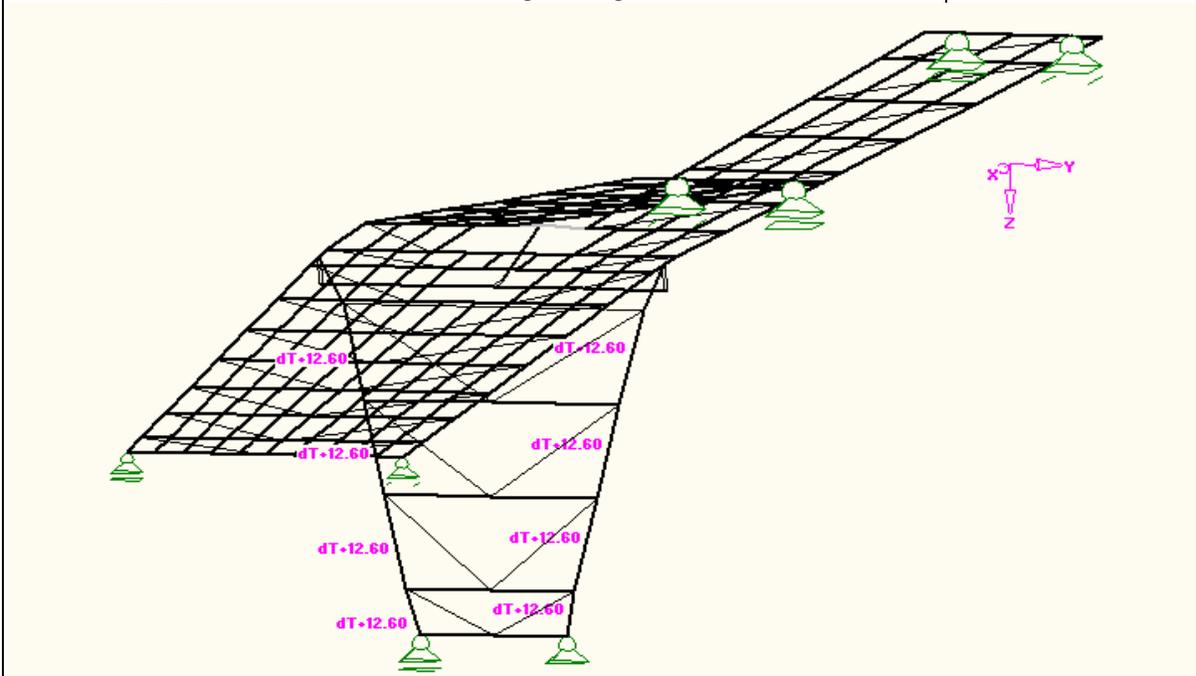


Abb. 6.4.3: Über die Höhe des Querschnitts veränderlicher Temperaturverlauf ($\Delta T = 12,6^\circ\text{C}$)

Temperaturdifferenzen
in [$^\circ\text{C}$]

6.4.6. LF35:

Der über die Höhe des Querschnitts veränderliche Temperaturverlauf von $\Delta T_{M,heat} = +11,7^\circ\text{C}$ wurde an den Stützträgern angesetzt.
 (Wie in Abb. 6.4.3, aber mit $-11,7^\circ\text{C}$ statt mit $+12,6^\circ\text{C}$)

6.5. Unterschiedliche Setzungen

Es wird angenommen, dass sich entweder nur die Lager an einem der handelskaiseitigen Brückenenden oder nur die Lager der Stütze oder die Lager des donauseitigen Brückenendes einzeln um je 10mm setzen.

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
Verfasser: Ebner Georg
Studienkennzahl/Matr. Nr. E610/0225403
Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Hermann Paul

6.5.1. LF40:

Das Lager des linken donauseitigen Brückenendes setzt sich um $\Delta s=10\text{mm}$.
Die Höhen der anderen Lager bleiben konstant.

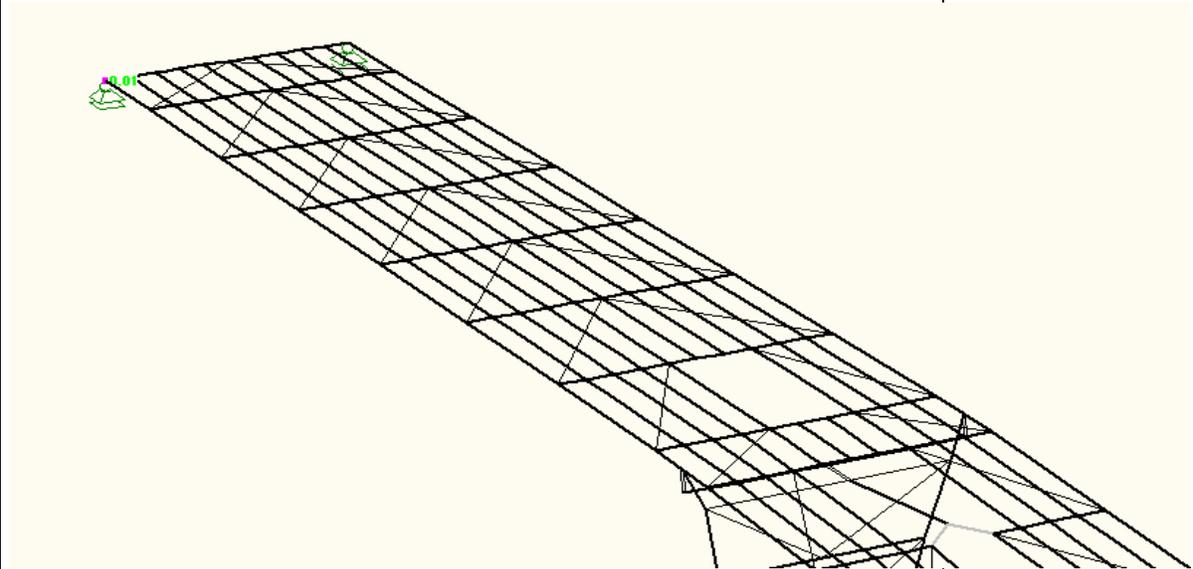


Abb. 6.5.1: Setzung des linken Lagers des donauseitigen Brückenendes

Setzungen in [m]

6.5.2. LF41:

Das Lager des rechten donauseitigen Brückenendes setzt sich um $\Delta s=10\text{mm}$.
Die Höhen der anderen Lager bleiben konstant.

6.5.3. LF42:

Die Lager der Stütze setzen sich um $\Delta s=10\text{mm}$. Die Höhen der anderen Lager
bleiben konstant.

6.5.4. LF43:

Die Lager der handelskaiseitigen Radfahrerbrücke setzen sich um $\Delta s=10\text{mm}$.
Die Höhen der anderen Lager bleiben konstant.

6.5.5. LF44:

Die Lager der handelskaiseitigen Fußgängerbrücke setzen sich um $\Delta s=10\text{mm}$.
Die Höhen der anderen Lager bleiben konstant.

6.6. Konzentrierte Einzellast

6.6.1. LF50:

Konzentrierte Einzellast Q_{fwk} im 4m Endfeld des LT beim Treppenabgang der donauseitigen Brücke.

Berechnungen siehe Kap 5.2.5

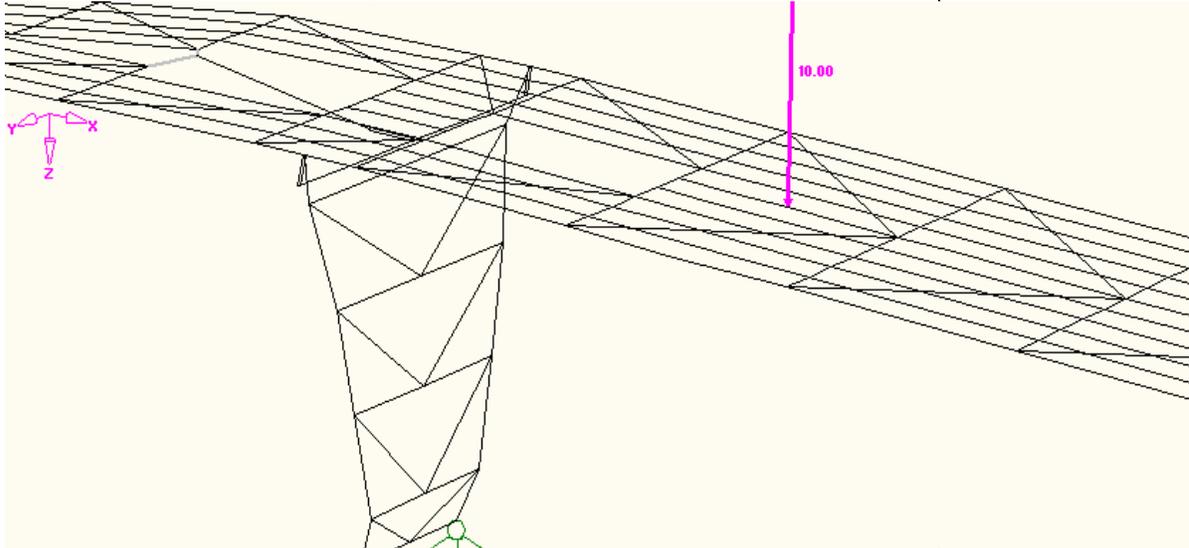


Abb. 6.6.1: Konzentrierte Einzellast am LT des 4m Endfeldes

Lasten in [kN]

6.6.2. LF51:

Einzellast Q_{fwk} im Feld des maßgebenden LT im Randbereich.

Berechnungen siehe Kap 5.2.5

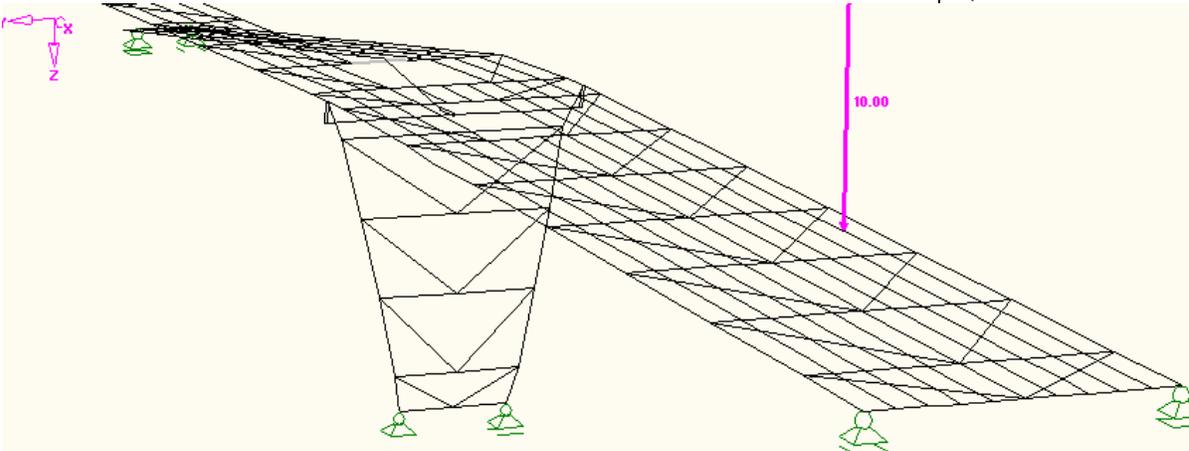


Abb. 6.6.2: Konzentrierte Einzellast im Randbereich

Lasten in [kN]

Diplomarbeit: Verfasser: Studienkennzahl/Matr. Nr.: Institut: Betreuer:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Ebner Georg E610/0225403 Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
7. Lastfallkombinationen		
7.1. Kombinationsregeln für Fußgängerbrücken		
1) Die konzentrierte Einzellast Q_{fwk} von 10kN braucht nicht mit anderen veränderlichen Einwirkungen kombiniert zu werden.	EN 1990 - A.2.2.3. EN 1990 - A.2.2.3 (1)	
2) Windlasten und Temperatureinwirkungen wirken nicht gleichzeitig, wenn keine anderen Festlegungen für lokale Anlageverhältnisse getroffen wurden.	EN 1990 - A.2.2.3 (2)	
3) Schneelasten brauchen nicht in den Hauptlastkombinationen berücksichtigt zu werden, falls diese nicht größer als die Nutzlasten sind. Weiters kann davon ausgegangen werden, dass für die Benutzung der Brücke der Schnee geräumt wird.	ÖN B 1990 - 4.1.3	
4) Kombination von konstanter und veränderlicher Temperaturdifferenz: Innerhalb der Hauptlastfallkombinationen werden auch die Temperatureinwirkungen mit Hilfe von Lastkombinationen vorab kombiniert:	siehe Abschn. 5.2.4.3. siehe Kap.7.4.2	
LK1 = $\Delta T_{M,heat}$ (oder $\Delta T_{M,cool}$) + 0,35 · $\Delta T_{N,exp}$ (oder $\Delta T_{N,con}$)	EN 1991-1-5	
LK2 = $0,75 \cdot \Delta T_{M,heat}$ (oder $\Delta T_{M,cool}$) + $\Delta T_{N,exp}$ (oder $\Delta T_{N,con}$)	Kap. 6.1.5.	
7.2. Lastfallkombinationen		
Ständige Einwirkungen = G_i Eigengewicht = G_1		
Veränderliche Einwirkungen = Q_j		
Veränderliche Leiteinwirkung = Q_1		
Verkehrslasten = Q_V		
Windlasten = Q_W		
Temperatureinwirkungen = Q_T		
($\gamma_{günstig}/\gamma_{ungünstig}$) = ($\gamma_{inf}/\gamma_{sup}$)		
Kombinationsbeiwerte = $\psi_{i,j}$		
Setzungen = G_{set}		
Setzungssicherheitsbeiwert = γ_{set}		
		EN 1990/ A1/ Tab.A.2.2
7.2.1. EQU - Lastkombination_ ULS (für Lagesicherheit)		siehe EN 1990/A1 Tab.A.2.4 (A)
$G_{k,i} \cdot (\gamma_{G,inf}/\gamma_{G,sup}) + Q_{k,1} \cdot (\gamma_{Q,1,inf}/\gamma_{Q,1,sup}) + \sum Q_{k,j} \cdot (\gamma_{Q,j,inf}/\gamma_{Q,j,sup}) \cdot \psi_{0,j} =$	EN 1990/ Formel 6.10	
$G_{k,i} \cdot (0,95/1,05) + Q_{k,1} \cdot (0/1,35) + \sum Q_{k,j} \cdot (0/1,5) \cdot \psi_{0,j}$		
Kombinationsbeiwerte $\psi_{i,j}$ siehe Tabelle A.2.2 der EN 1990/A1.		

Diplomarbeit: Verfasser: Studienkennzahl/Matr. Nr.: Institut: Betreuer:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Ebner Georg E610/0225403 Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul																																							
<p>7.2.2. GEO - Lastkombination_ULS</p> <p>Folgende Lastkombination wird für den Tragsicherheitsnachweis von Bauteilen ohne geotechnische Einwirkungen herangezogen:</p> $G_{k,i} \cdot (\gamma_{G,inf}/\gamma_{G,sup}) + Q_{k,1} \cdot (\gamma_{Q,1,inf}/\gamma_{Q,1,sup}) + \sum Q_{k,j} \cdot (\gamma_{Q,j,inf}/\gamma_{Q,j,sup}) \cdot \psi_{0,j} =$ $G_{k,i} \cdot (1/1,35) + G_{set} \cdot (0/1,2) + Q_{k,1} \cdot (0/1,5^*) + \sum Q_{k,j} \cdot (0/1,5^*) \cdot \psi_{0,j}$ <p>Für die Lastfälle von unterschiedlichen Setzungen wurde jeweils ein Setzungswert** angenommen. Hier wird für linear elastische Brechnungen ein Teilsicherheitsbeiwert von 1,2 angesetzt.</p> <p>7.2.4. SLS - Lastkombination (für Gebrauchstauglichkeit)</p> <p>Für den Zustand der Gebrauchstauglichkeit werden für diese Fußgängerbrücke lediglich Kombinationen aus charakteristischen Einwirkungen angesetzt.</p> $G_{k,i} + Q_{k,1} + \sum Q_{k,j} \cdot \psi_{0,j}$		<p>siehe EN 1990/A1 Tab.A.2.4 (B)</p> <p>EN 1990/ Formel 6.10 auch: ÖN B1990-2 Kap.4.2.1 (4) * für Verkehrslasten gilt: $\gamma_{Q,1,sup}$ & $\gamma_{Q,j,sup} = 1,35$ ** siehe 5.1.2 EN 1990/A1 Tab.A.2.4 B)</p> <p>EN 1990 Kap.6.5.2 (6.14a) EN 1990/ A1/ Tab.A.2.2</p>																																						
<p>7.3. Aufstellung der Kombinationbeiwerte</p> <table border="1" data-bbox="228 1066 1166 1360"> <thead> <tr> <th>Einwirkungen</th> <th>Bezeichnung</th> <th>ψ_0</th> <th>ψ_1</th> <th>ψ_2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="3">Verkehr</td> <td>Lastgruppe 1</td> <td>0,4</td> <td>0,4</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>Q_{fwk}</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>Lastgruppe 2</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>Wind</td> <td>F_{wk}</td> <td>0,3</td> <td>0,2</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>Temperatur</td> <td>T_k</td> <td>0,6</td> <td>0,6</td> <td>0,5</td> </tr> <tr> <td>Schnee</td> <td>während Bauausführung</td> <td>0,8</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>Lasten aus Bausführung</td> <td></td> <td>1</td> <td>0</td> <td>1</td> </tr> </tbody> </table>		Einwirkungen	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Verkehr	Lastgruppe 1	0,4	0,4	0	Q_{fwk}	0	0	0	Lastgruppe 2	0	0	0	Wind	F_{wk}	0,3	0,2	0	Temperatur	T_k	0,6	0,6	0,5	Schnee	während Bauausführung	0,8	0	0	Lasten aus Bausführung		1	0	1	<p>es werden keine Lastgruppen für Verkehrslasten generiert!</p>
Einwirkungen	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2																																				
Verkehr	Lastgruppe 1	0,4	0,4	0																																				
	Q_{fwk}	0	0	0																																				
	Lastgruppe 2	0	0	0																																				
Wind	F_{wk}	0,3	0,2	0																																				
Temperatur	T_k	0,6	0,6	0,5																																				
Schnee	während Bauausführung	0,8	0	0																																				
Lasten aus Bausführung		1	0	1																																				
<p>Tabelle 7.1</p> <p>7.4. Aufstellung der Lastfallkombinationen</p> <p>In den Lastfallkombinationen werden die einzelnen Lastfälle und Lastgruppen so überlagert, dass Schnittgrößen und Spannungen für die verschiedenen Querschnitte und Stäbe im Trägerrostmodell maximal beziehungsweise minimal werden.</p> <p>Ständige wirkende Anteile der Eigenlasten werden mit "+/ständig" oder "+/s" kombiniert. Die eventuell ungünstig wirkenden Anteile der Eigenlasten werden so wie die veränderliche Lasten "eventuell" in den Lastkombinationen mit "+" kombiniert. Das heißt sie werden nur mit anderen Lastfällen kombiniert, wenn sie einen ungünstigen Einfluss auf die Schnittgrößen haben.</p> <p>Schließen sich gewisse veränderliche Lasten gegenseitig aus, so werden sie mit "oder" kombiniert, wie etwa bei Wind oder Temperatureinwirkungen.</p>		<p>siehe Kap.7.1 (2)</p>																																						

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.:	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	

Ein Beispiel: **LK12 - EQU1**

LK3/ständig + LK4 + LK8 + LK6 + LK7 oder LK1 oder LK2

Wobei sich zum Beispiel LK7 und LK1 gegenseitig ausschließen, da Wind- und Temperatureinwirkungen nicht gleichzeitig wirkend angesetzt werden. Weiters schließen sich alle Lastfälle aus Wind gegenseitig aus. Genauso schließen sich Temperaturlastfälle und -kombinationen gegenseitig aus.

Die Kombination der Lastfälle erfolgt nach den LK-modell gemäß EN 1990 - A1, wie bereits in Kap.7.2.1 und 7.2.2 erläutert wurde.

siehe Tab.7.2/ Reihe 1
Teilsicherheitsbeiwerte wurden hier nicht dargestellt.

siehe LK7
siehe LK1 und LK2

7.4.1 Lastfallübersicht

		Lastfallbeschreibung	
ständige Lasten	Lastfall 1	Eigenlasten des donauseitigen Brückenabschnitts	siehe Kap.6.1.1
	Lastfall 2	Eigenlasten der handelskaiseitigen Brückenabschnitte	siehe Kap.6.1.2
	Lastfall 3	Eigenlasten der Stütze	siehe Kap.6.1.3
	Lastfall 4	Ungünstige Aufstellung der Eigenlasten für den LT des 4m Endfeldes beim Treppenabgang (Feldmoment)	siehe Kap.6.1.4
	Lastfall 5	Ungünstige Aufstellung der Eigenlasten für den LT des 4m Endfeldes beim Treppenabgang (Stützmoment)	siehe Kap.6.1.5
	Lastfall 6	Ungünstige Aufstellung der Eigenlasten für den LT eines 4m Randfeldes der donauseitigen Brücke (Feldmoment)	siehe Kap.6.1.6
	Lastfall 7	Ungünstige Aufstellung der Eigenlasten für den LT eines 4m Randfeldes der donauseitigen Brücke (Stützmoment)	siehe Kap.6.1.7
veränderliche Lasten	Lastfall 10	Halbseitige Verkehrslasten auf der donauseitigen Brücke - 1	siehe Kap.6.2.1
	Lastfall 11	Halbseitige Verkehrslasten auf der donauseitigen Brücke - 2	siehe Kap.6.2.2
	Lastfall 12	Verkehrslasten von Treppenabgang an der Stütze	siehe Kap.6.2.3
	Lastfall 13	Halbseitige Verkehrslasten auf der handelskaiseitigen Brücke-1	siehe Kap.6.2.4
	Lastfall 14	Halbseitige Verkehrslasten auf der handelskaiseitigen Brücke-2	siehe Kap.6.2.5
	Lastfall 15	Halbseitige Verkehrslasten auf der handelskaiseitigen Brücke-3	siehe Kap.6.2.6
	Lastfall 16	Halbseitige Verkehrslasten auf der handelskaiseitigen Brücke-4	siehe Kap.6.2.7
	Lastfall 17	Ungünstigste Aufstellung der Verkehrslasten zur Ermittlung des Feldmomentes am LT eines 4m Randfeldes.	siehe Kap.6.2.8
	Lastfall 18	Ungünstigste Aufstellung der Verkehrslasten zur Ermittlung des Stützmomentes am LT eines 4m Randfeldes.	siehe Kap.6.2.9
	Lastfall 19	Verkehrslast aufgrund einer Personengruppe in Feldmitte der donauseitigen Brücke	siehe Kap.6.2.10
	Lastfall 20	Wind in Querrichtung der Brücke (in y-Richtung)	siehe Kap.6.3.1
	Lastfall 21	Wind in Querrichtung der Brücke (in -y-Richtung)	siehe Kap.6.3.6
	Lastfall 22	Wind nach oben drückend	siehe Kap.6.3.2
	Lastfall 23	Wind nach unten drückend	siehe Kap.6.3.3
	Lastfall 24	Wind in Längsrichtung der Brücke - von der Donau kommend	siehe Kap.6.3.4
Lastfall 25	Wind in Längsrichtung der Brücke - in Richtung Donau	siehe Kap.6.3.5	
Lastfall 30	konstante Temperaturdifferenz von $\Delta T_{N,exp} = +45^{\circ}\text{C}$	siehe Kap.6.4.1	
Lastfall 31	konstante Temperaturdifferenz von $\Delta T_{N,exp} = -38^{\circ}\text{C}$	siehe Kap.6.4.2	
Lastfall 32	Über die Höhe des Querschnitts des HT veränderlicher Temperaturverlauf von $\Delta T_{M,heat} = +12,6^{\circ}\text{C}$	siehe Kap.6.4.3	

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.:	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	

	Lastfall 33	Über die Höhe des Querschnitts des HT veränderlicher Temperaturverlauf von $\Delta T_{M,cool} = -11,7^{\circ}C$	siehe Kap.6.4.4
	Lastfall 34	Über die Höhe des Querschnitts der Stütze veränderlicher Temperaturverlauf von $\Delta T_{M,heat} = +12,6^{\circ}C$	siehe Kap.6.4.5
	Lastfall 35	Über die Höhe des Querschnitts der Stütze veränderlicher Temperaturverlauf von $\Delta T_{M,heat} = -11,7^{\circ}C$	siehe Kap.6.4.6
Setzungen	Lastfall 40	Setzung des linken donauseitigen Brückenlagers um $\Delta s=10mm$.	siehe Kap.6.5.1
	Lastfall 41	Setzung des rechten donauseitigen Brückenlagers um $\Delta s=10mm$.	siehe Kap.6.5.2
	Lastfall 42	Setzung der Stützenlager um $\Delta s=10mm$.	siehe Kap.6.5.3
	Lastfall 43	Setzung der Lager der handelskaiseitigen Radfahrerbrücke um $\Delta s=10mm$.	siehe Kap.6.5.4
	Lastfall 44	Setzung der Lager der handelskaiseitigen Fußgängerbrücke um $\Delta s=10mm$.	siehe Kap.6.5.5
	Lastfall 50	Konzentrierte Einzellast Q_{fwk} am LT eines 4m Randfeldes.	siehe Kap.6.6.1
	Lastfall 51	Konzentrierte Einzellast Q_{fwk} im 4m Endfeld des LT beim Treppenabgang der donauseitigen Brücke.	siehe Kap.6.6.2

Tab.7.2: Aufstellung der Lastfälle

7.4.2 Lastfallkombinationen

		ständige Lasten		veränderliche Lasten			
LK	Nr.	G_1	G_{set}	Q_V	Q_W	Q_T	
TEMP1	01					LF32 oder LF33 + +LF34 oder LF35 + +0,35·(LF30 oder LF31)	Kombination gemäß Kap.7.1 (4)
TEMP2	02					0,75·(LF32 oder LF33+ +LF34 oder LF35) + + LF30 oder LF31	Kombination gemäß Kap.7.1 (4)
EW-1	03	LF1/s+ LF2/s+ +LF3/s					Kombination der ständig wirkenden Eigenlasten
EW-2	04	LF1 oder LF4 oder LF5 oder LF6 oder LF7+LF2+ LF3					Kombination der eventuell ungünstig wirkenden Eigenlasten (werden nur eventuell kombiniert)
Verkehr1	05			LF10 + LF11			Kombination der halb- seitigen Verkehrslasten auf der donauseitigen Brücke
Verkehr2	06			LK5 oder LF17 oder LF18+LF12 +LF13 +LF14 +LF15			Kombination aller Verkehrslastfälle

Diplomarbeit:		Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte					
Verfasser:		Ebner Georg					
Studienkennzahl/Matr. Nr.:		E610/0225403					
Institut:		Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau					
Betreuer:		Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul					
Wind	07			+LF16			Kombination aller Lastfälle infolge Windwirkungen
Setzung*	08		LF40+LF41 +LF42+ LF43+LF44				Kombination aller Lastfälle infolge Setzungen
GEO1 - ULS	09	1,0-LK3/s+ 0,35-LK4+	+1,2-LK8	+1,35-LK6	+1,5-0,3-LK7 oder	1,5-0,6-LK1 oder 1,5-0,6-LK2	GEO-LK mit Verkehr als Leiteinwirkung
GEO2 - ULS	10	1,0-LK3/s+ 0,35-LK4+	+1,2-LK8	+1,35-0,4-LK6	+1,5-LK7 oder	1,5-LK1 oder 1,5-LK2	GEO-LK mit Temperatur oder Wind als Leiteinwirkung
GEO3 - ULS	11	1,0-LK3/s+ 0,35-LK4+		+1,35-LF50 oder +1,35-LF51			GEO-LK mit konzentrierter Einzellast
EQU1 - ULS	12	0,95-LK3/s +0,1-LK4+	+1,2-LK8	+1,35-LK6	+1,5-0,3-LK7 oder	1,5-0,6-LK1 oder 1,5-0,6-LK2	EQU-LK mit Verkehr als Leiteinwirkung
EQU2 - ULS	13	0,95-LK3/s +0,1-LK4+	+1,2-LK8	+1,35-0,4-LK6	+1,5-LK7 oder	1,5-LK1 oder 1,5-LK2	EQU-LK mit Temperatur oder Wind als Leiteinwirkung
GEO4 - ULS	14	LK9 oder LK10 oder LK11					Kombination von GEO1 bis GEO3
EQU3 - ULS	15	LK12 oder LK13					Kombination von EQU1 und EQU2
<p>Tab.7.3: Aufstellung der Lastfallkombinationen</p> <p>7.4.3 Berechnung der Schnittgrößen nach Theorie 1. Ordnung</p> <p>Die Stütze weist hohe Druckkräfte auf. Somit muss überprüft werden, ob eine Berechnung nach Theorie 2. Ordnung erforderlich ist. Eine Berechnung nach Theorie 1. Ordnung ist zulässig, wenn die durch Verformungen hervorgerufene Erhöhung der maßgebenden Schnittgrößen vernachlässigt werden können.</p> <p>Dies gilt als erfüllt, wenn der Verzweigungslastfaktor $\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10$ ist, und die Schnittgrößenermittlung elastisch durchgeführt wird.</p> <p>Mit dem Zusatzmodul RSKNICK des Programmes RSTAB wurde die erste Eigenform des Trägerrostmodells und ihr Verzweigungslastfaktor berechnet. Die Berechnung wurde zufolge der Schnittgrößen der LK9 durchgeführt, in welcher die größten Druckkräfte in der Stütze auftreten.</p>							<p>* Setzungen werden nur eventuell untereinander mit anderen Lastfällen kombiniert.</p> <p>EN 1993-1-1/ Kap.5.2.1 (3)</p> <p>siehe Abb.7.1</p> <p>siehe Kap 8.5/ Abb.8.5.8</p>

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
Verfasser: Ebner Georg
Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403
Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

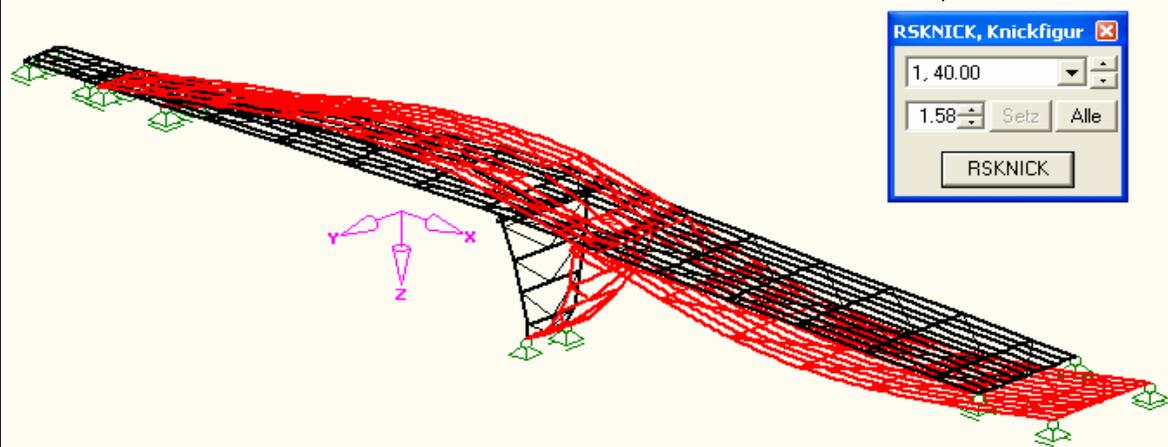


Abb.7.1: Erste Eigenform des Trägerrostmodells und Verzweigungslastfaktor

α_{cr} ergibt sich zu: $40 > 10$
Somit ist eine Berechnung der Schnittgrößen nach Theorie 1. Ordnung ausreichend.

siehe Abb.7.1

8. Schnittgrößen der bemessungsrelevanten Lastkombinationen

8.1 Auswertung der Schnittgrößen im Rstab Programm:

1) Um die Darstellung der Schnittgrößenverläufe übersichtlich zu gestalten, wurden verschiedene Selektionen von Stäben herangezogen.

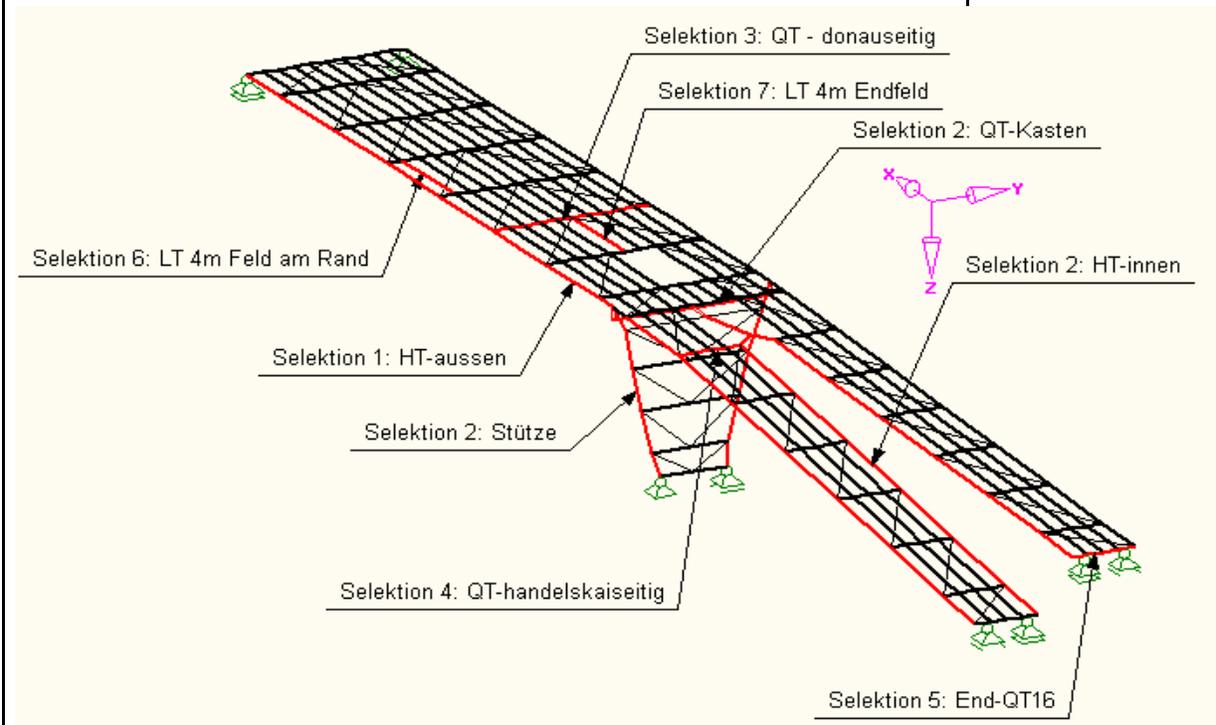


Abb.8.1.1: Übersicht der Stabselektionen

Selektion 1:

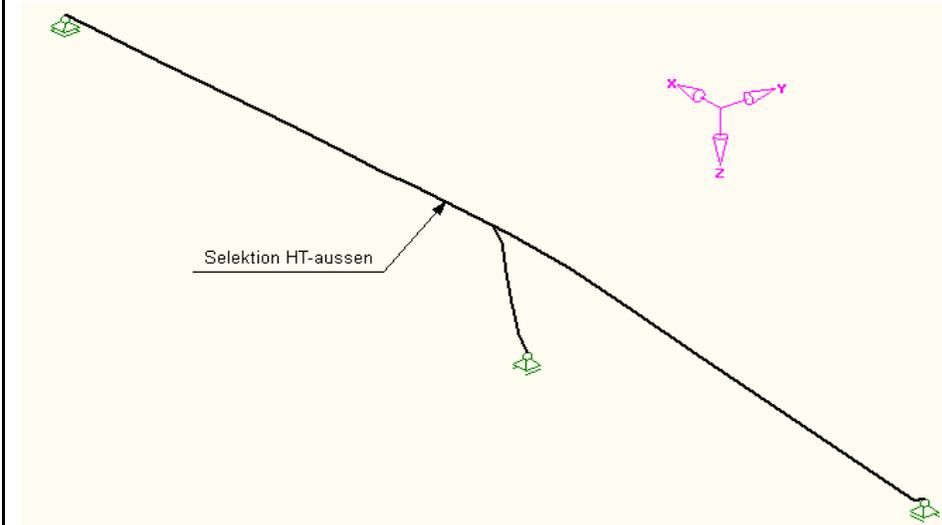


Abb.8.1.2: Selektion HT-aussen

Selektion 2:

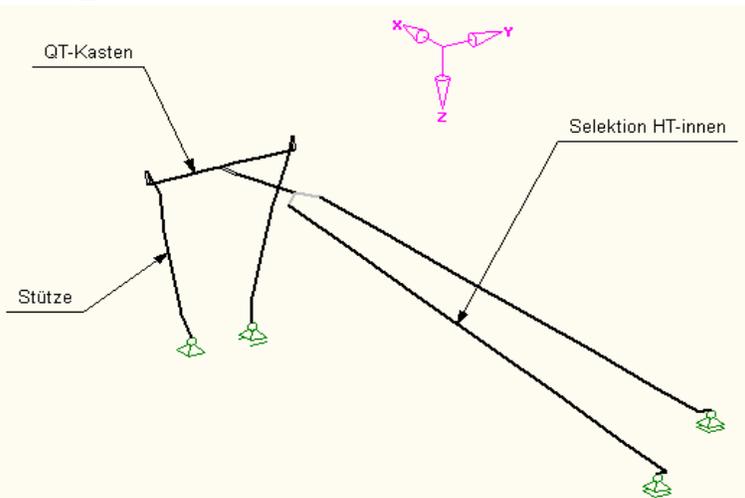


Abb.8.1.3: Selektion HT-innen+QT-Kasten + Stützenträger

Übersicht der verwendeten Selektionen:

Selektion 1: HT-aussen

Selektion 2: HT-innen + QT-Kasten + Stützen

Selektion 3: QT der donauseitigen Brücke

Selektion 4: QT der handelskaiseitigen Brücke

Selektion 5: End-QT-Kasten der handelskaiseitigen Brücke

Selektion 6: LT der donauseitigen Brücke eines 4m Feldes am Rand

Selektion 7: LT der donauseitigen Brücke eines 4m Endfeldes

siehe Abb.8.1.2
 siehe Abb.8.1.3
 siehe Abb.8.1.1
 siehe Abb.8.1.1
 siehe Abb.8.1.1
 siehe Abb.8.1.1
 siehe Abb.8.1.1

2) Die Schnittgrößen sind immer auf die Achsen der lokalen Koordinatensysteme der Stäbe bezogen. Die Koordinatenachsen sind im Rstab Programm wie folgt definiert:

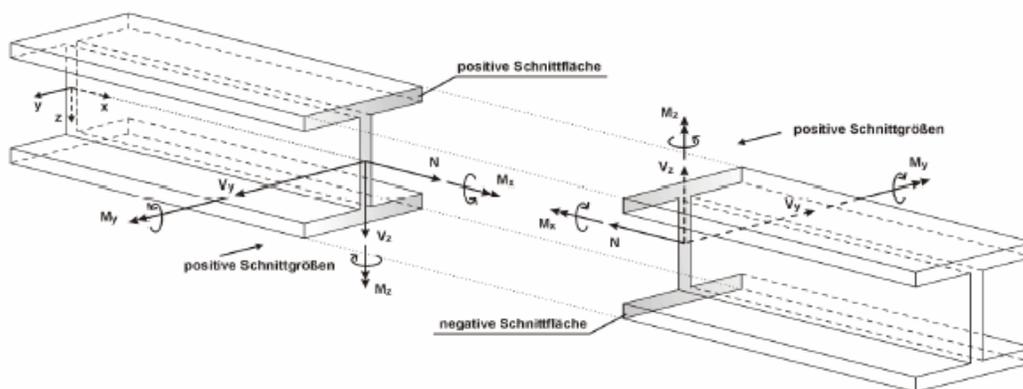


Bild 5.67: Positive Definition der Schnittgrößen

Das Biegemoment M_y ist positiv, wenn an der positiven Stabseite (in Richtung der Achse z) Zugspannungen entstehen. M_z ist positiv, wenn an der positiven Stabseite (in Richtung der Achse y) Druckspannungen die Folge sind. Die Vorzeichendefinition für Torsionsmomente,

Abb.8.1.4: Auszug aus dem Rstab Handbuch zur Definition der Schnittgrößen und der lokalen Achsen am Stab.

Normal- und Querkräfte entspricht den üblichen Konventionen: Diese Schnittgrößen sind positiv, wenn sie am positiven Schnitthufer in positiver Richtung wirken.

Abb.8.1.4: Auszug aus dem Rstab Handbuch zur Definition der Schnittgrößen und der lokalen Achsen am Stab. (fortgesetzt)

8.2 LK14 - GEO4 - ULS

Diese Lastkombination wurde generiert um die ungünstigsten Lastaufstellungen für alle Stäbe des Trägrostmodelles zu ermitteln. Sie kombiniert sämtliche Einwirkungen infolge Einwirkungen, Temperaturänderungen, Wind und Verkehrslasten nach den Kombinationsregeln der Kapitel 7.1 und 7.2.2.

Es wurden hier die zuvor ermittelten Lastkombinationen LK1 bis LK11 in einer LK zusammengefasst. In den Kombinationen LK10-GEO9-ULS bis LK11-GEO3-ULS wurden Einwirkungen infolge Wind, Verkehr, Temperaturänderungen und konzentrierte Einzellasten abwechselnd als veränderliche Leiteinwirkungen mit eventuell anderen veränderlichen Einwirkungen und Eigenlasten kombiniert.

LK1 und LK2 wurden generiert um die ungünstigsten Einflüsse infolge Temperatureinwirkungen für alle Stäbe zu ermitteln.

In LK3 wurden alle ständig wirkenden Eigenlasten der Konstruktion kombiniert.

In LK4 wurden alle eventuell ungünstigen wirkenden Anteile der Eigenlasten der Konstruktion kombiniert.

In LK5 und LK6 wurden alle Lastfälle aus Verkehrslasten kombiniert.

In LK7 wurden alle Lastfälle aus Windlasten kombiniert.

In LK8 wurden alle Setzungslastfälle kombiniert.

Darstellung der Schnittgrößenverläufe - Selektion 1:

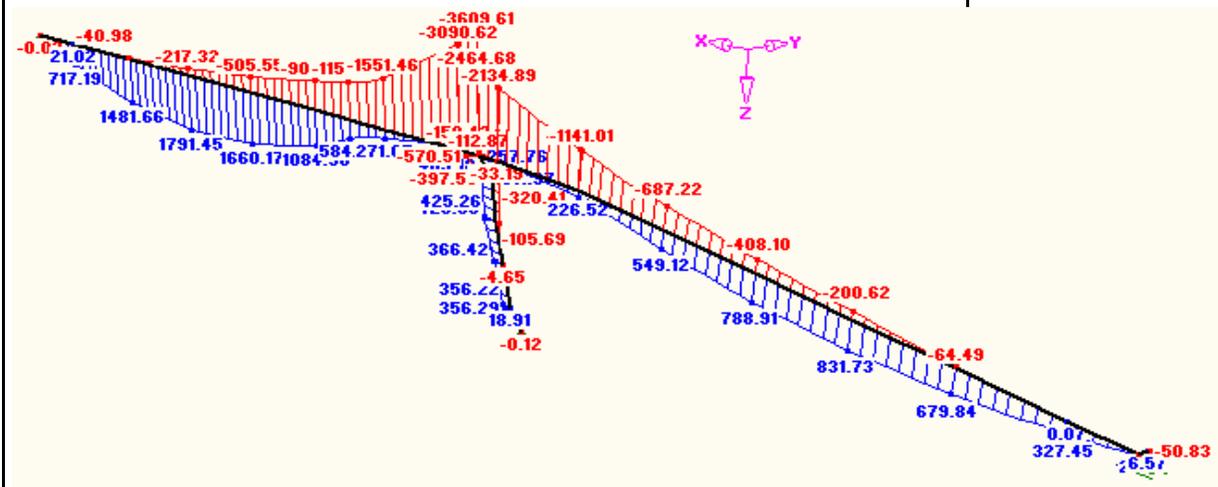


Abb.8.2.1: Selektion 1 - Verlauf der minimalen und maximalen Momente um die y-Achse (M_y)

Momente in [kNm]

siehe Tab.7.3 Reihe 5

bemessungsrelevante Stab: siehe Kapitel 4 Abb.4.1.1

vergleiche mit Tab. 7.3

siehe Tab. 7.3 Reihe 1 und 2

siehe Reihe 3

siehe Reihe 4

siehe Reihe 5 und 6

siehe Reihe 7

siehe Reihe 8

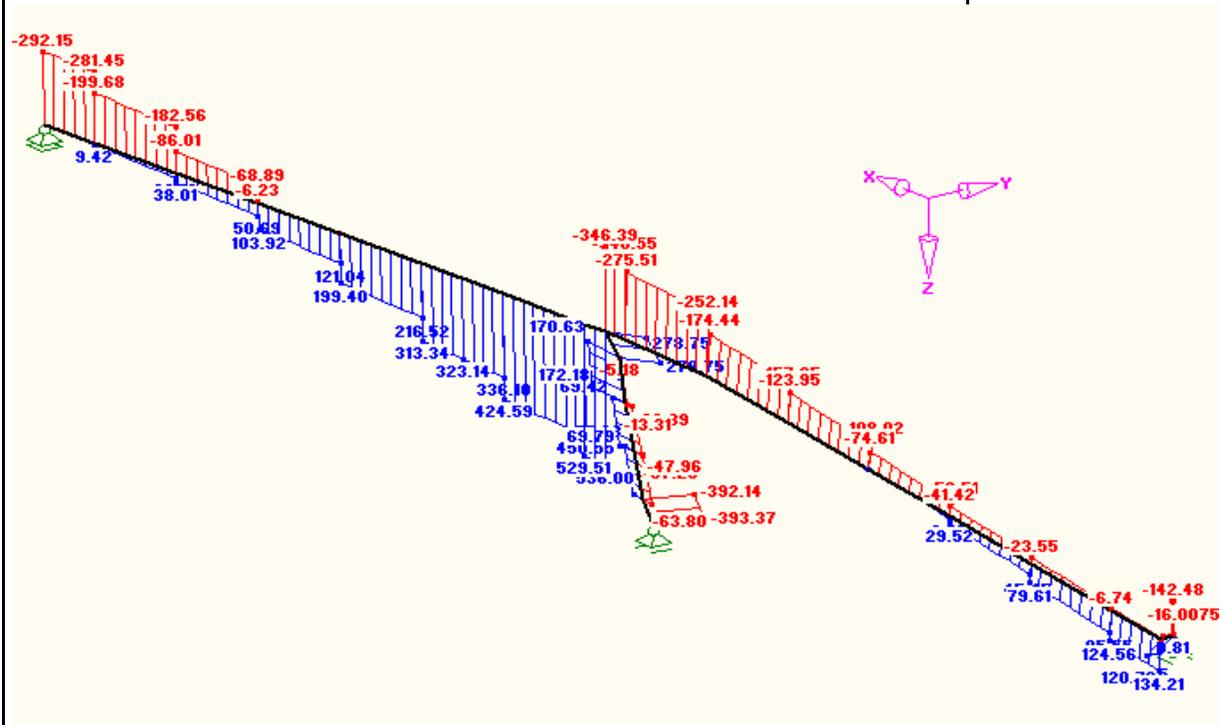


Abb.8.2.2: Selektion 1- Verlauf der minimalen und maximalen Querkräfte (Q_z)

Kräfte in [kN]

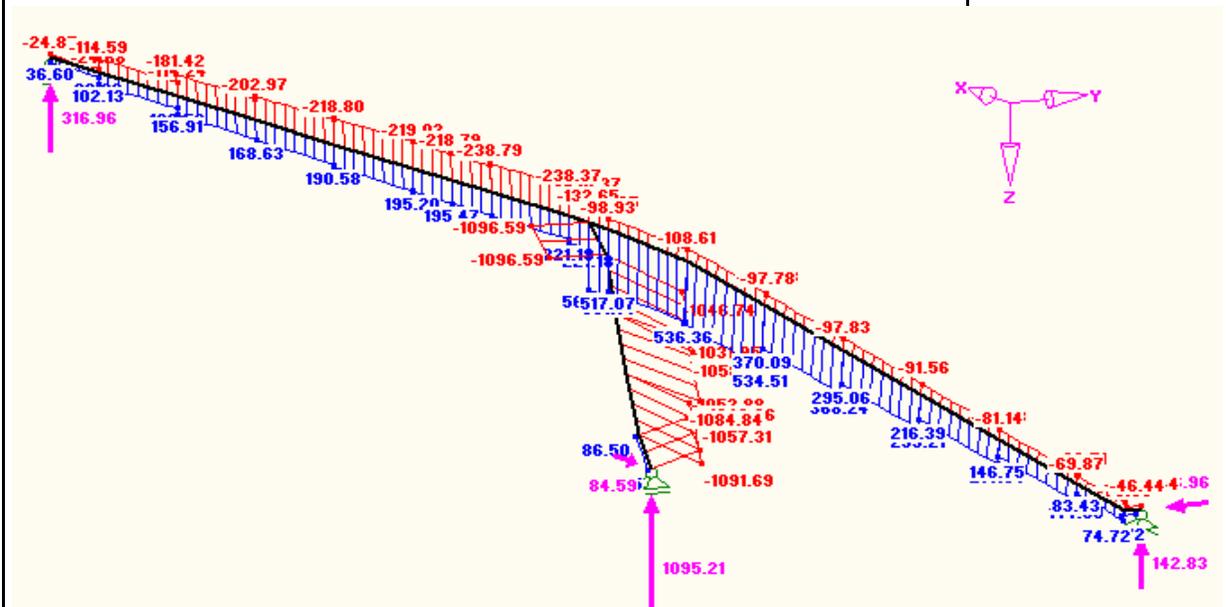


Abb.8.2.3: Selektion 1 - Normalkraftverlauf und Auflagerkräfte

Kräfte in [kN]

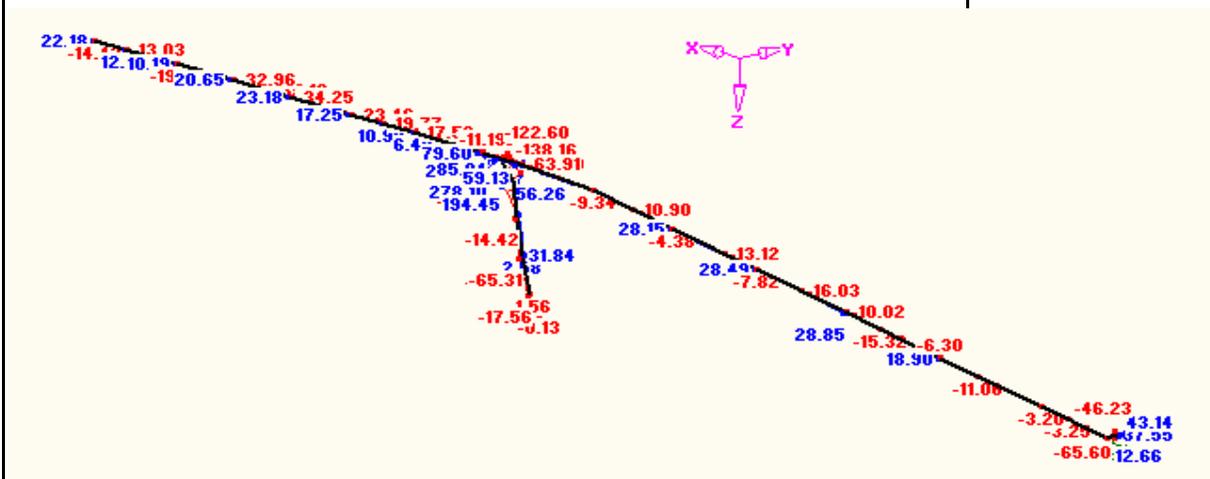


Abb.8.2.4: Selection 1 - Verlauf der minimalen und maximalen Momente um die z-Achse (M_z)

Momente in [kNm]

Darstellung der Schnittgrößenverläufe - Selection 2:

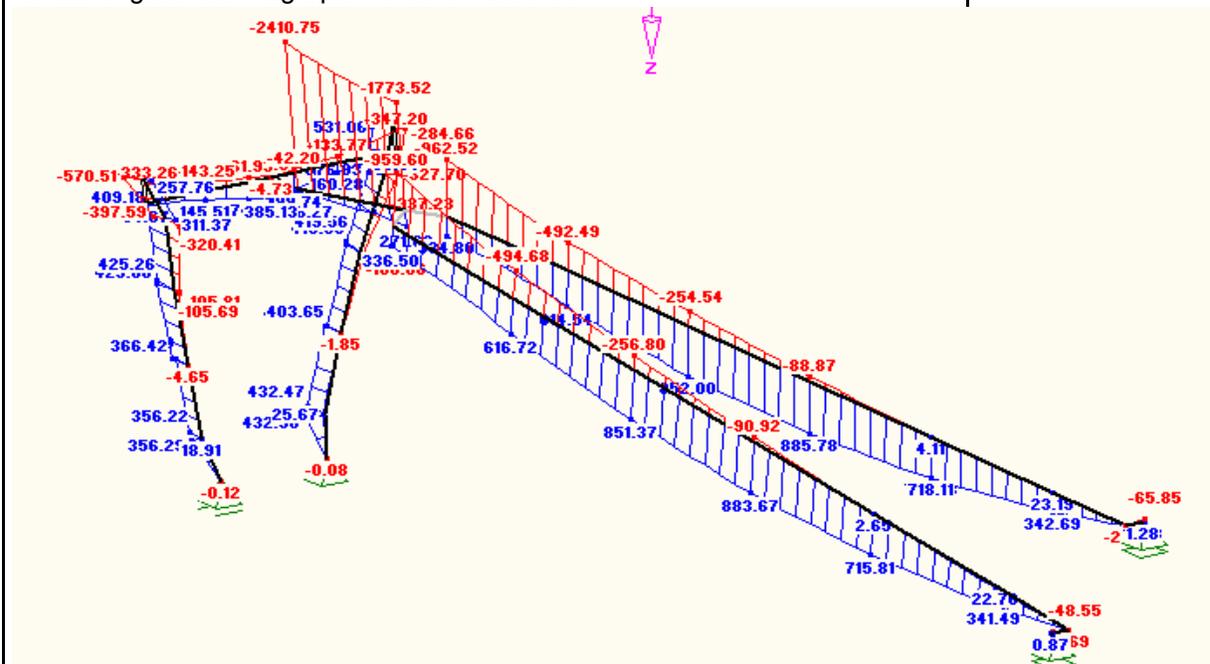


Abb.8.2.5: Selection 2 - Verlauf der minimalen und maximalen Momente um die y-Achse (M_y)

Momente in [kNm]

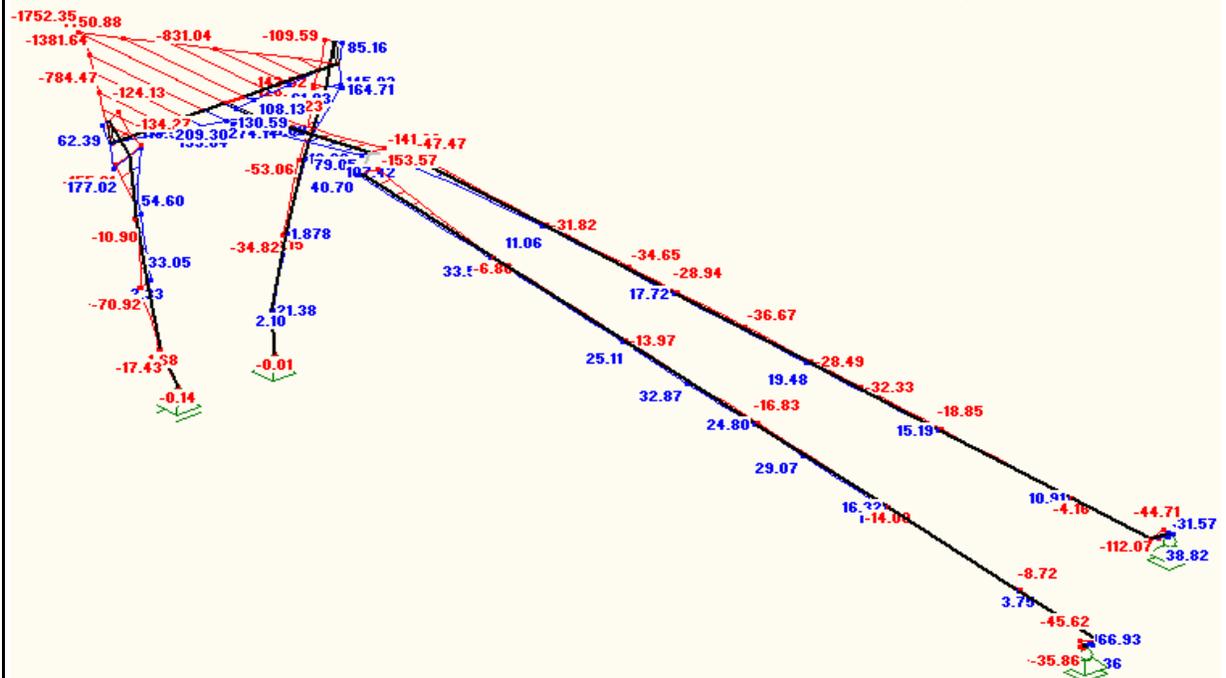


Abb.8.2.6: Selektion 2 - Verlauf der minimalen und maximalen Momente um die z-Achse (M_z)

Momente in [kNm]

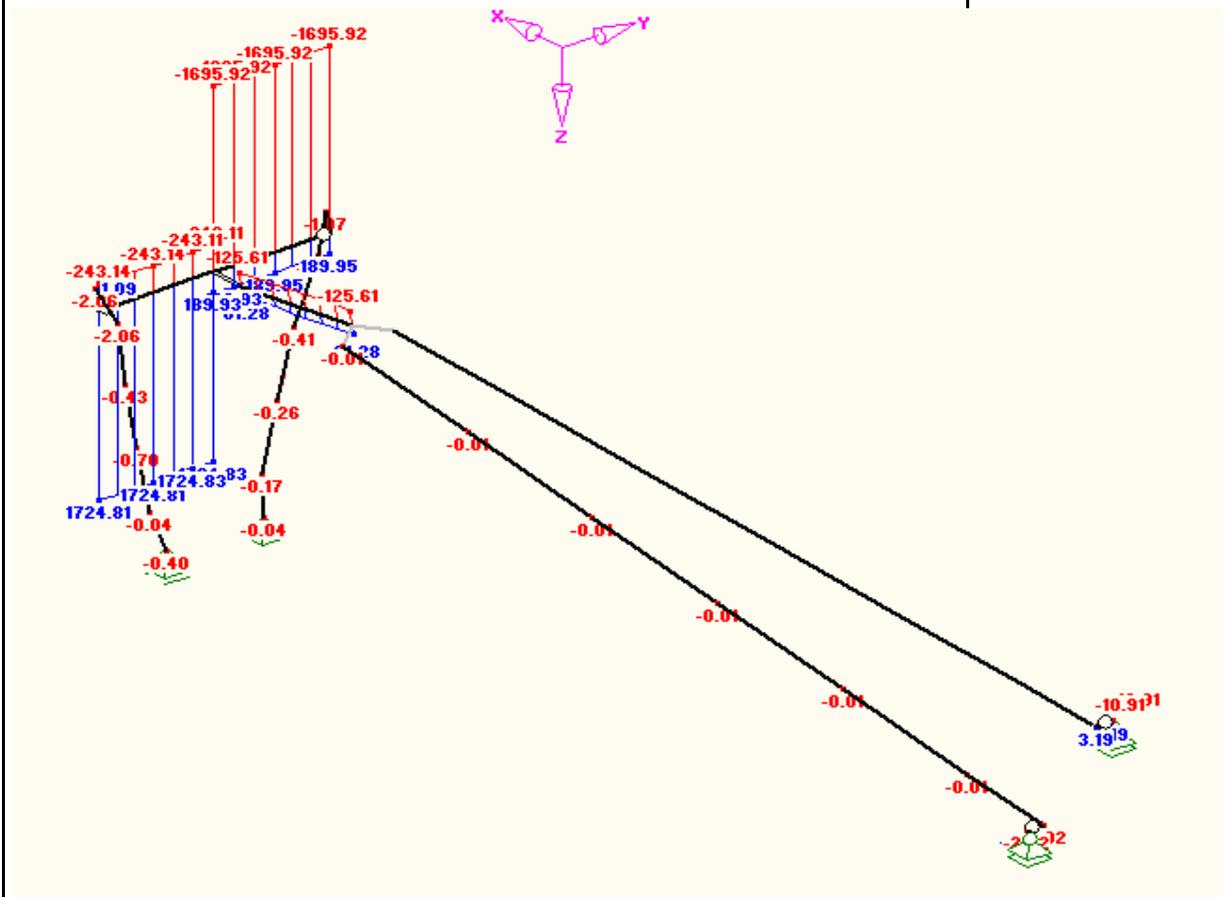


Abb.8.2.7: Selektion 2 - Verlauf der minimalen und maximalen Momente um die x-Achse (M_x)

Momente in [kNm]

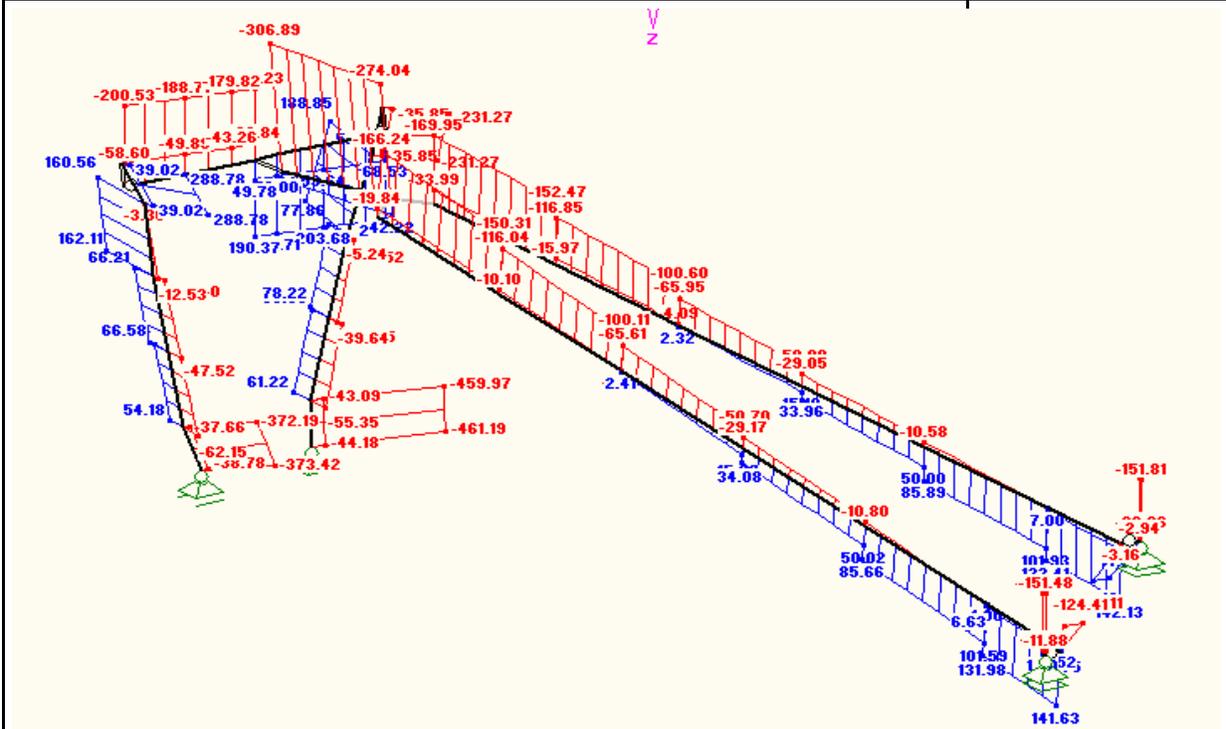


Abb.8.2.8: Selektion 2 - Verlauf der minimalen und maximalen Querkräfte (Q_z)

Kräfte in [kN]

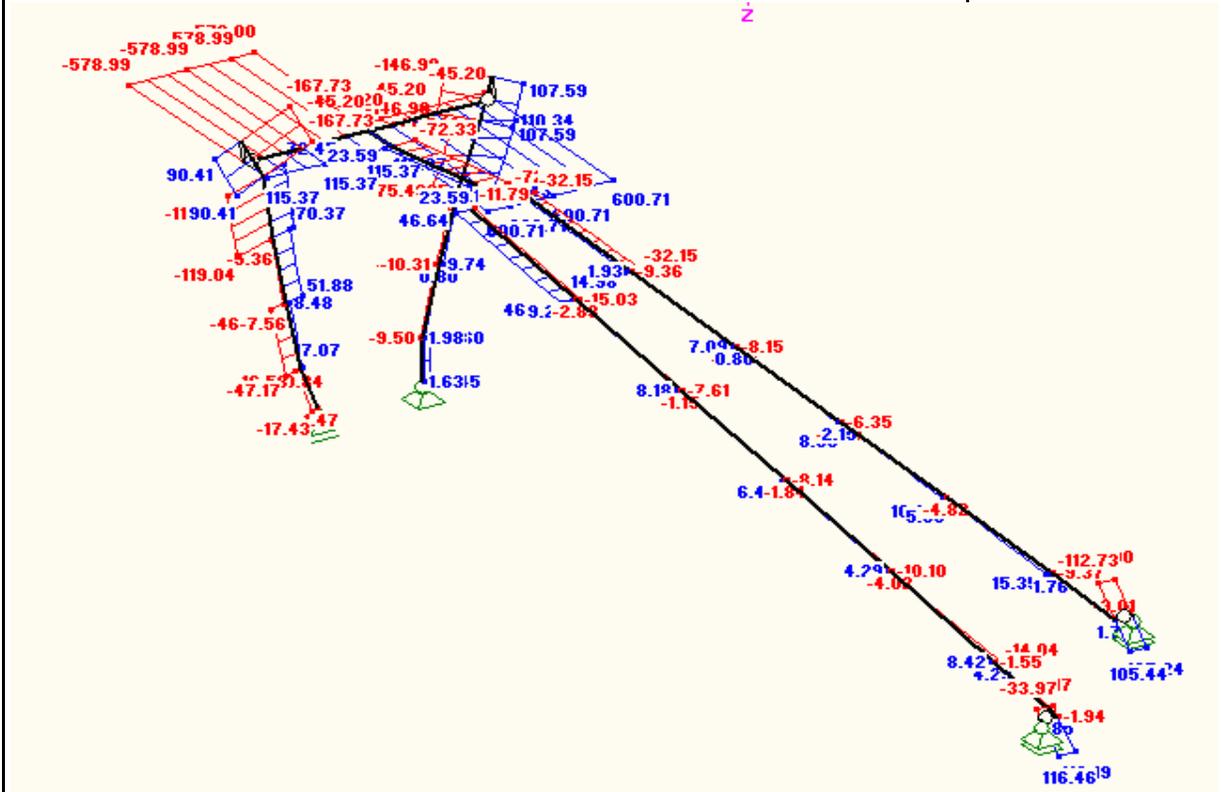


Abb.8.2.9: Selektion 2 - Verlauf der minimalen und maximalen Querkräfte (Q_y)

Kräfte in [kN]

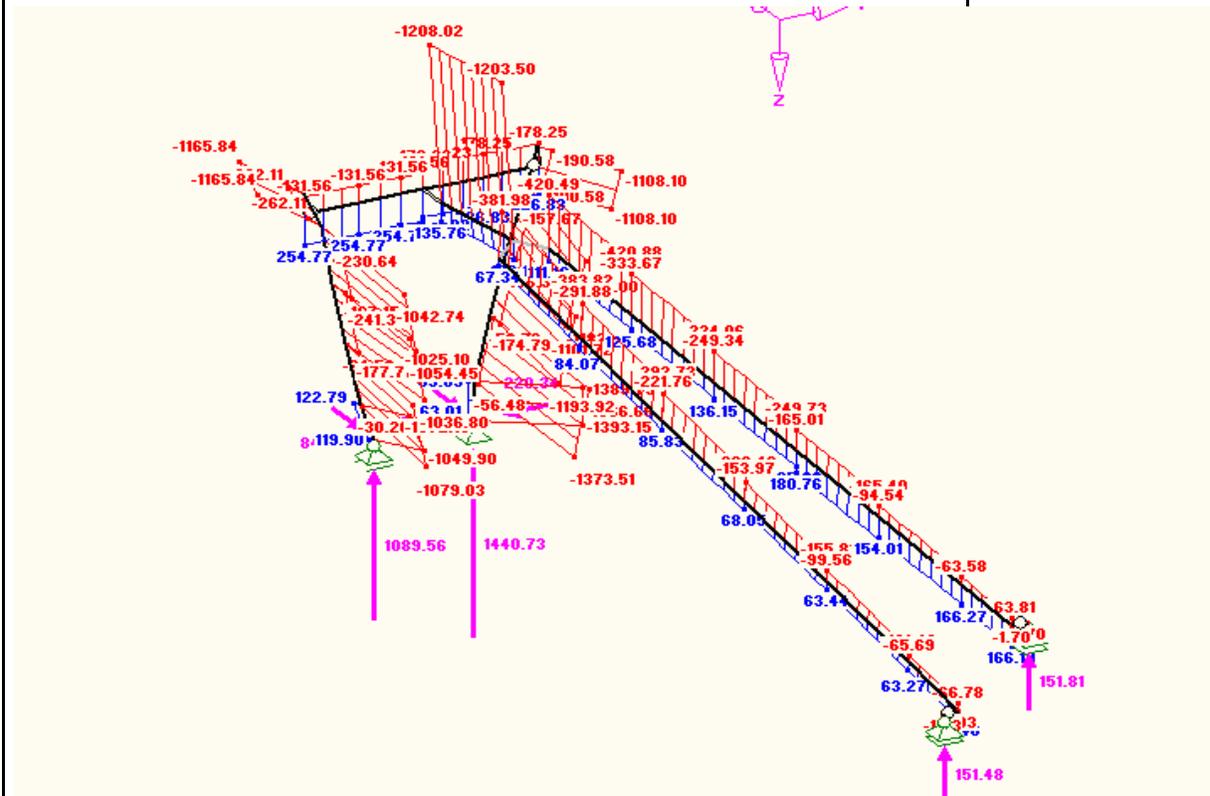


Abb.8.2.10: Selektion 2 - Normalkraftverlauf und maximale Auflagerkräfte

Kräfte in [kN]

Im Folgenden werden die Schnittgrößenverläufe an den Querträgern und Längsträgern dargestellt:

vergleiche Selektionen 3,4,5,6 und 7 in Abb.8.1.1

Selektion 3: Schnittgrößen am Querträger QT6 der donauseitigen Brücke
 infolge LK14 - GEO - ULS:

Stäbe 99 bis 110

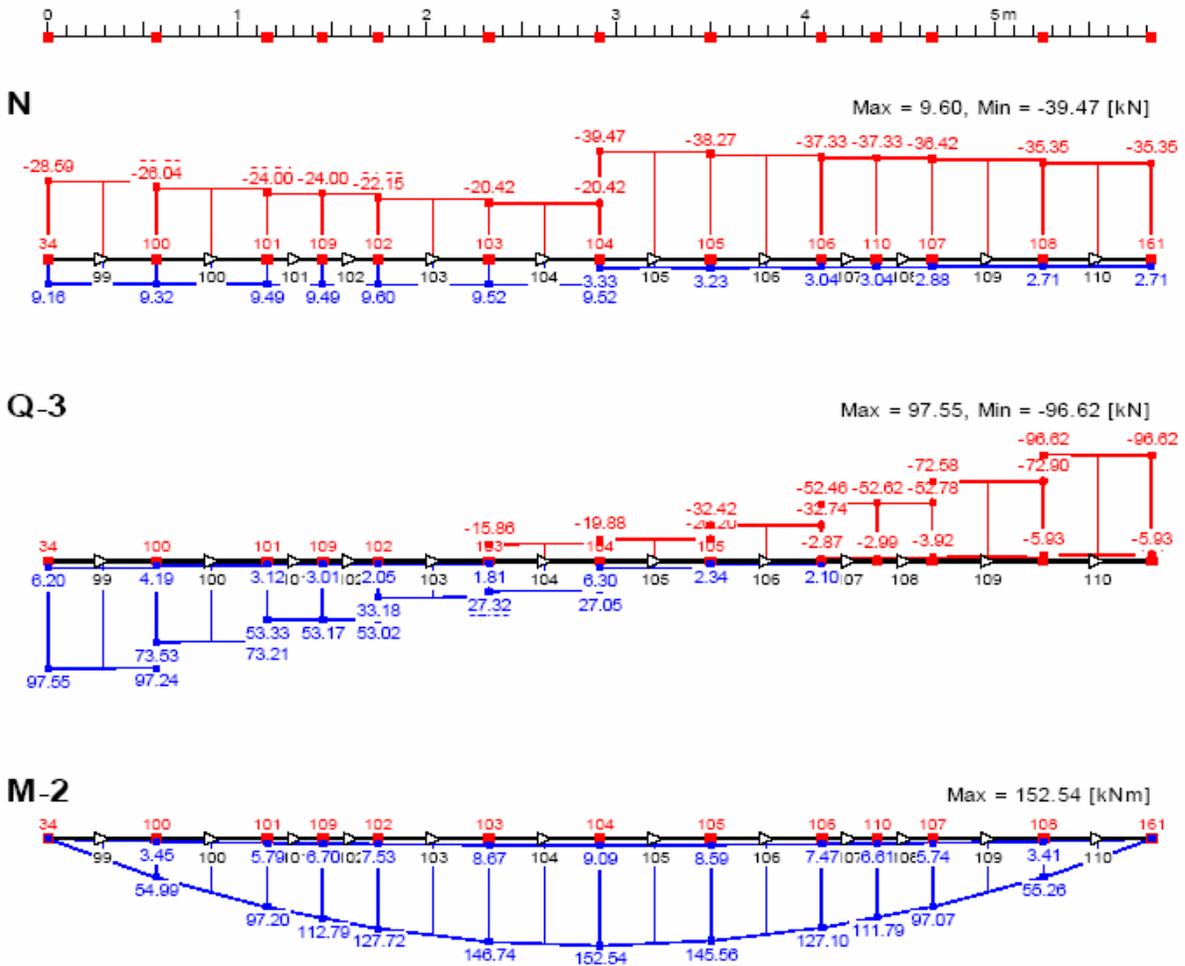


Abb.8.2.11: Selektion 3 - Schnittgrößen am QT6

Selektion 2: Schnittgrößen am Querträgerkasten zwischen den Achsen QT8 und QT9 infolge LK14 - GEO - ULS:

Stäbe 899 bis 904

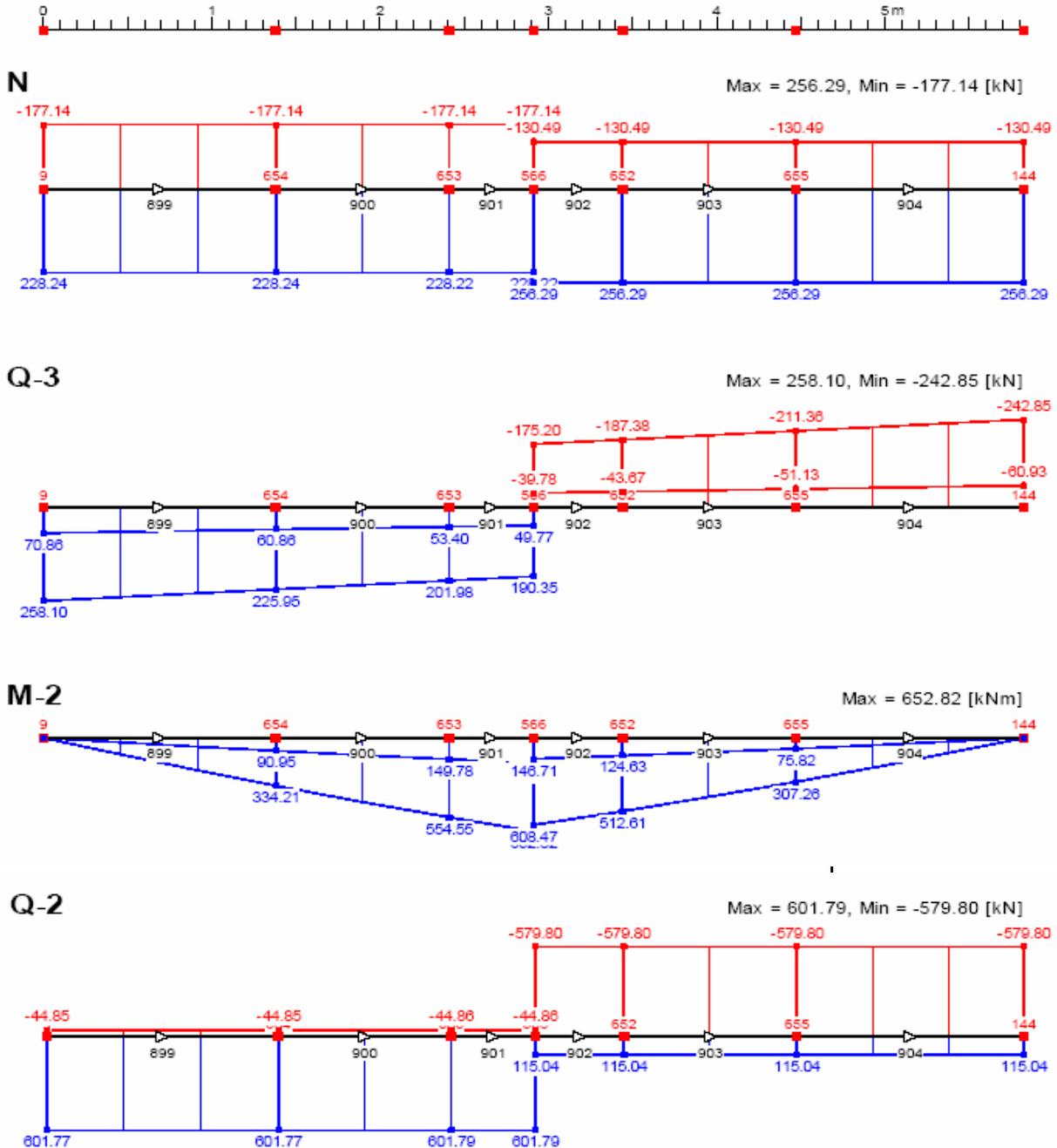
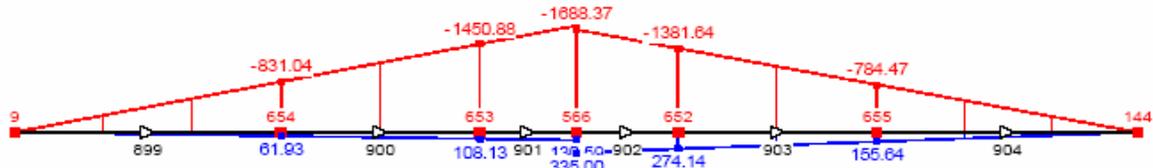


Abb.8.2.12: Selektion 2 - Schnittgrößen am QT-Kasten

M-3

Max = 335.00, Min = -1752.35 [kNm]



T

Max = 1724.06, Min = -1695.36 [kNm]

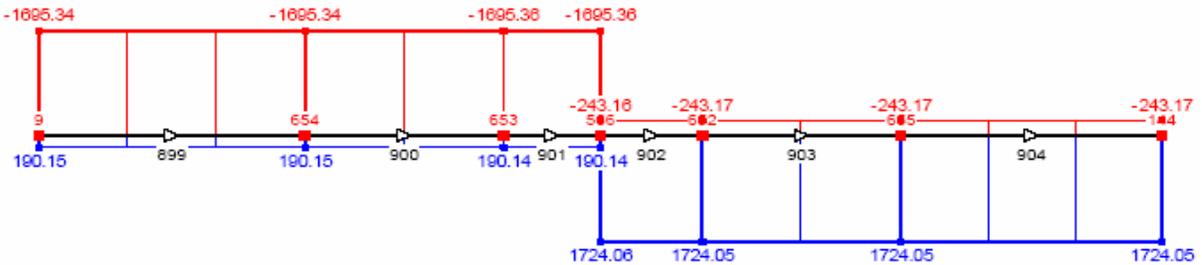


Abb.8.2.12: Selektion 2 - Schnittgrößen am QT-Kasten (Fortsetzung)

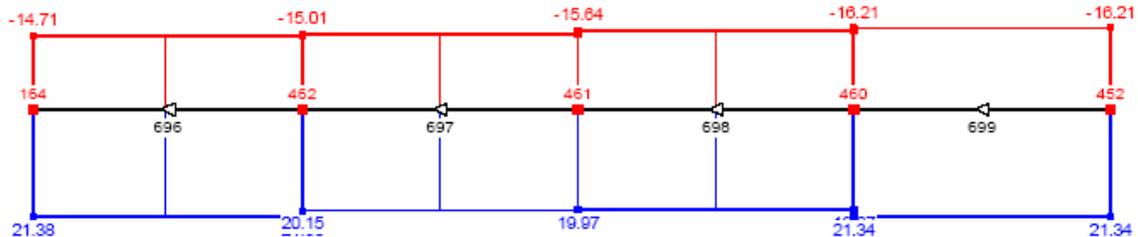
Selektion 4: Schnittgrößen am Querträger QT10 der handelskaiseitigen Brücke infolge LK14 - GEO - ULS:

Stäbe 696 bis 699



N

Max = 21.38, Min = -16.21 [kN]



Q-3

Max = 41.80, Min = -43.69 [kN]

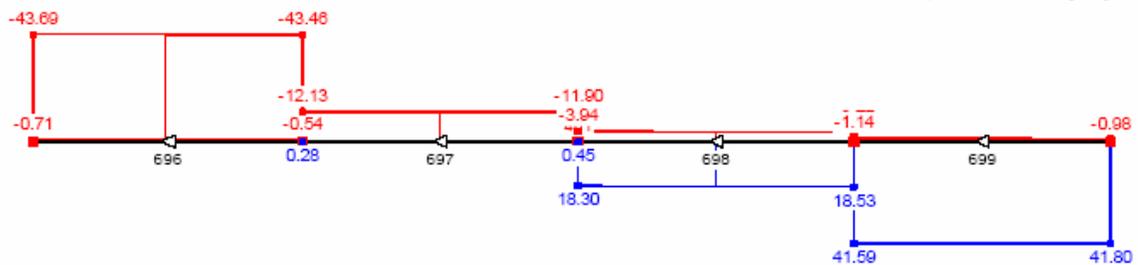


Abb.8.2.13: Selektion 4 - Schnittgrößen am QT10

M-2

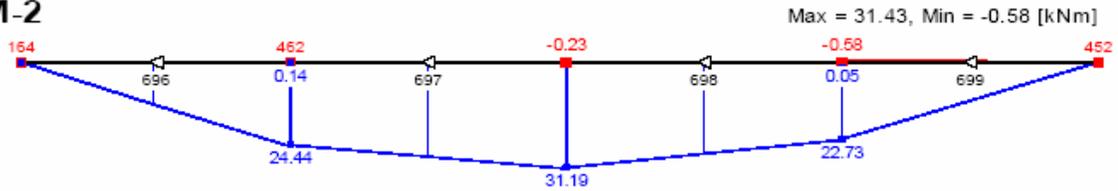
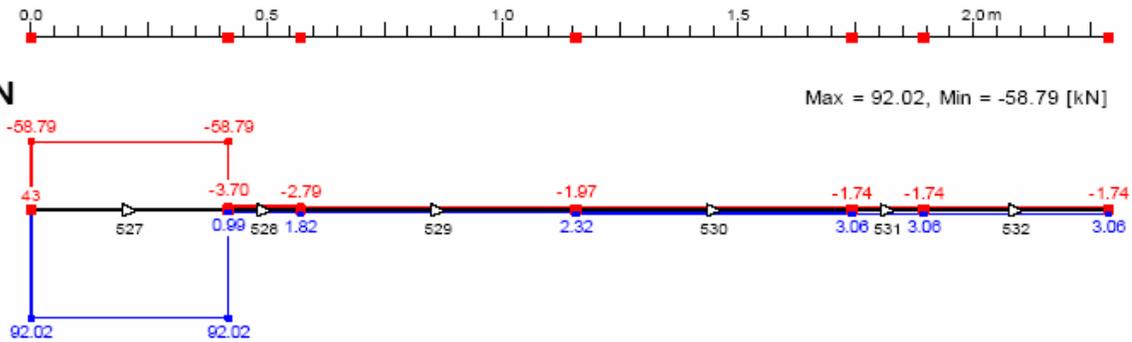


Abb.8.2.13: Selektion 4 - Schnittgrößen am QT10 (fortgesetzt)

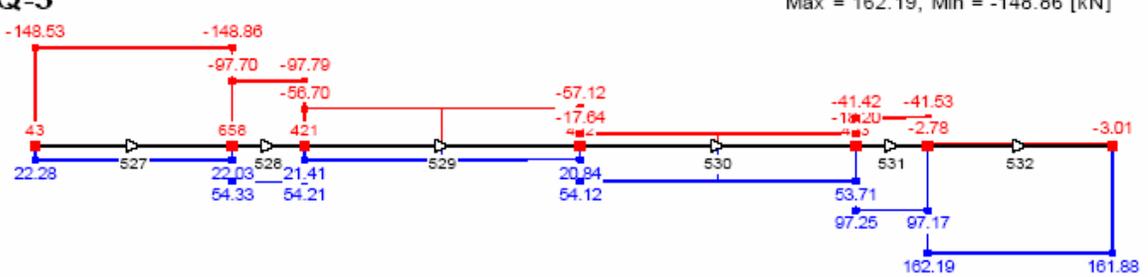
Selektion 5: Schnittgrößen am Querträger QT16 der handelskaiseitigen Brücke infolge LK14 - GEO - ULS:

Stäbe 527 bis 532

N



Q-3



M-2

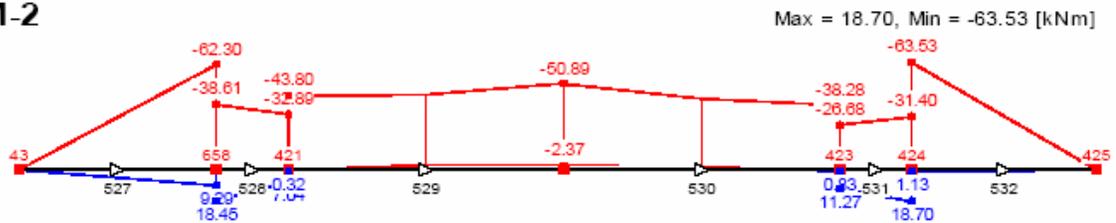


Abb.8.2.14: Selektion 5 - Schnittgrößen am QT16

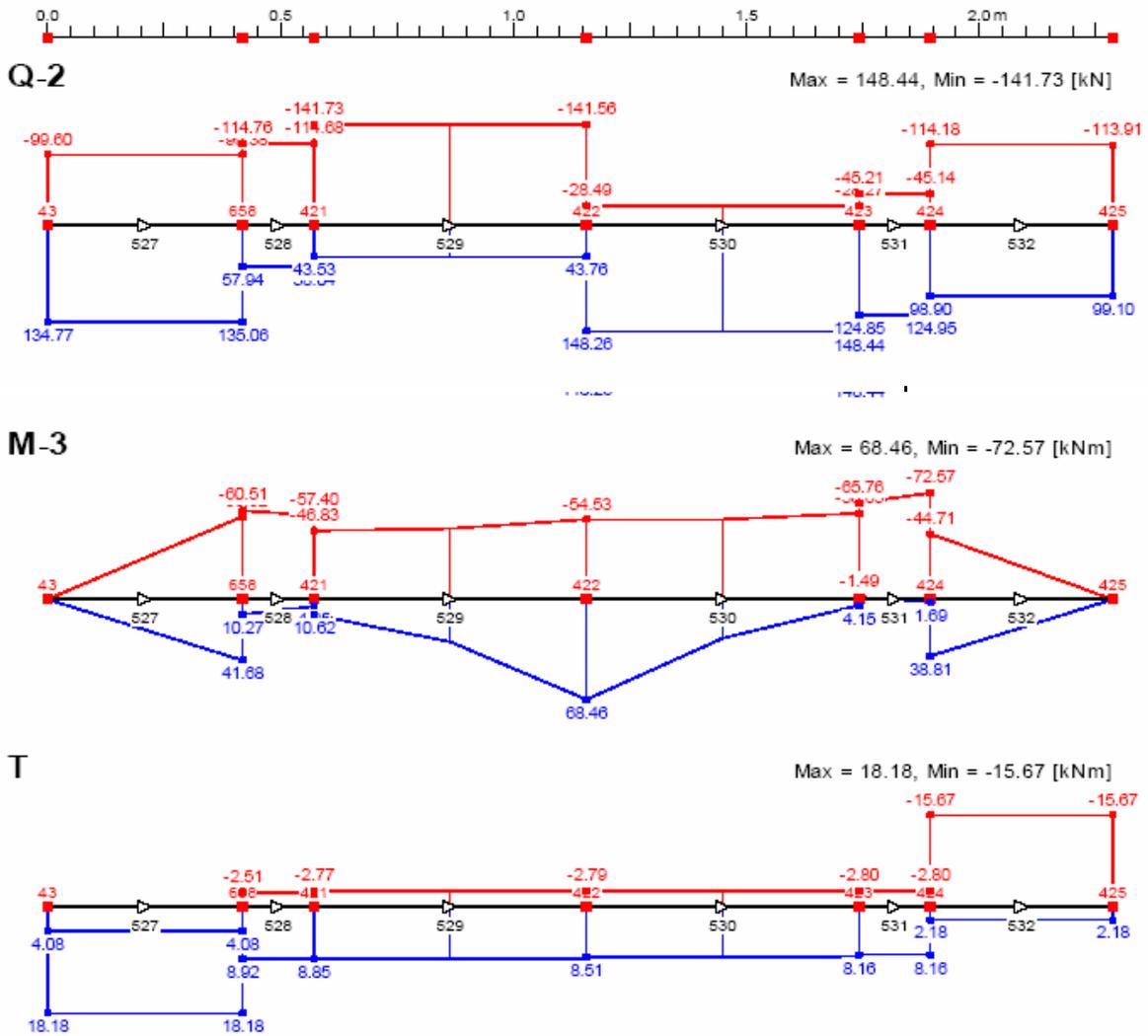


Abb.8.2.14: Selektion 5 - Schnittgrößen am QT16 (fortgesetzt)

Selektion 6: Schnittgrößen am Längsträger im Randbereich infolge LK14 - GEO - ULS:

Stäbe 277 bis 280

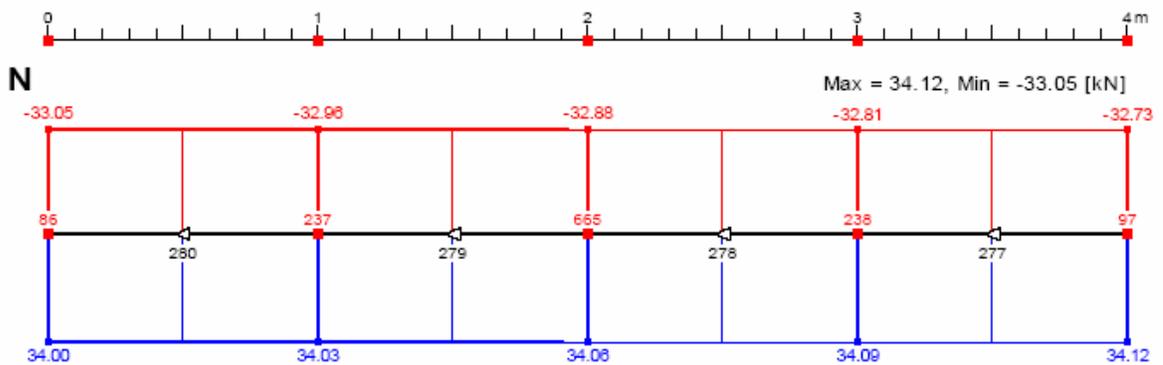


Abb.8.2.15: Selektion 6 - Schnittgrößen am LT im Randbereich

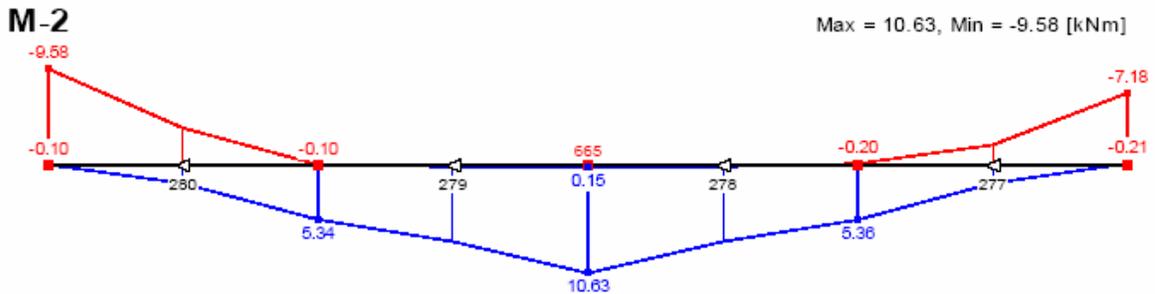
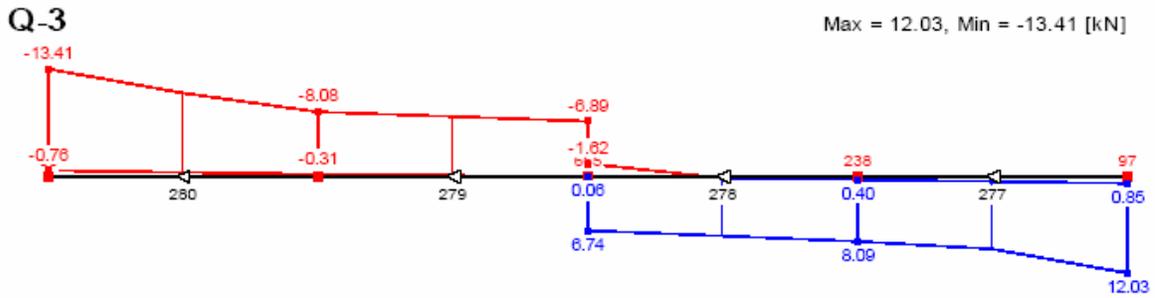


Abb.8.2.15: Selektion 6 - Schnittgrößen am LT im Randbereich (fortgesetzt)

Selektion 7: Schnittgrößen am Längsträger des 4m-Endfeldes beim Treppenabgang infolge LK14 - GEO - ULS:

Stäbe 320 bis 323

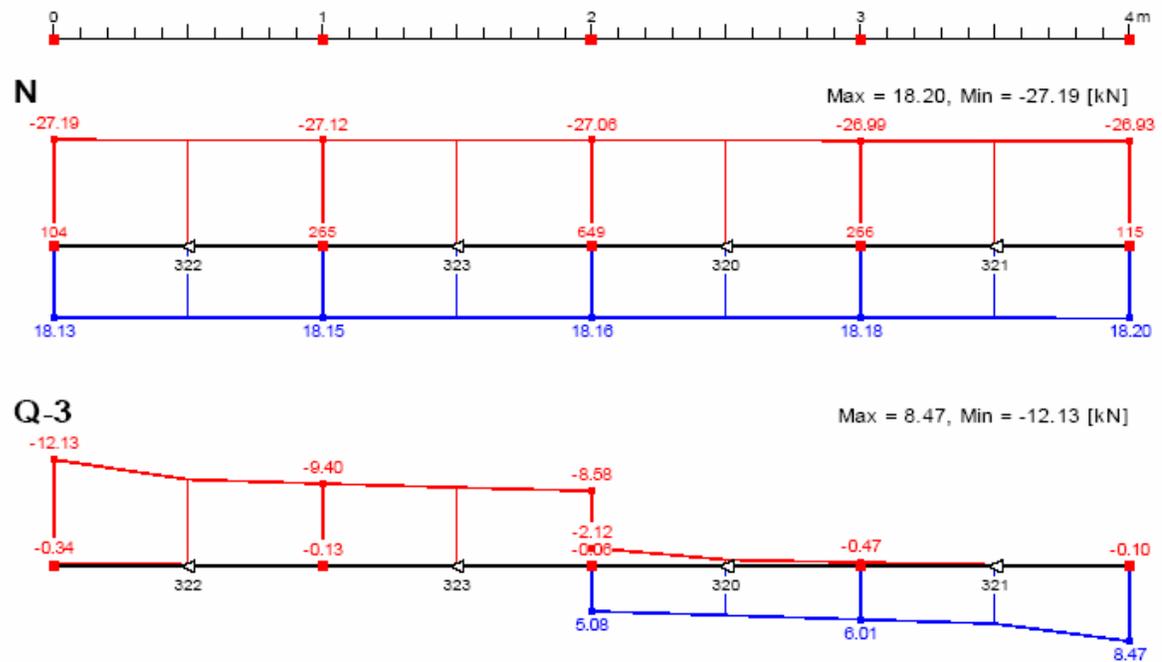


Abb.8.2.16: Selektion 7 - Schnittgrößen am LT des 4m-Endfeldes

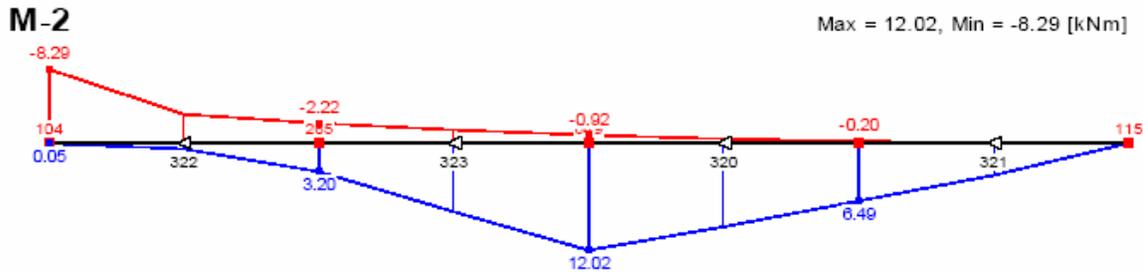


Abb.8.2.16: Selektion 7 - Schnittgrößen am LT des 4m-Endfeldes (fortgesetzt)

8.3 LK15 - EQU3 - Nachweis der Lagesicherheit

LK15 - EQU3 fasst die Lastkombinationen LK12 und LK13 zusammen, welche mit den Kombinationsregeln nach Kapitel 7.2.1 die minimalen Lagerkräfte ermitteln.

Somit wird LK15 maßgebend, um die Lagesicherheit der Konstruktion zu untersuchen. Es sollte prinzipiell darauf geachtet werden, dass bei den Auflagern keine abhebenden Kräfte entstehen. Außerdem werden bei der Verwendung von Elastomerlagern vom Hersteller minimale Lagerkräfte angegeben, um ein Verutschen von frei verschieblichen Elastomerlagern zu verhindern. Werden die minimalen Lagerkräfte unterschritten, können mit Duebelscheiben verankerte Elastomerlager verwendet werden.

siehe Tab.7.3 Reihe 15

siehe Tab. 7.3 Reihe 12 und 13

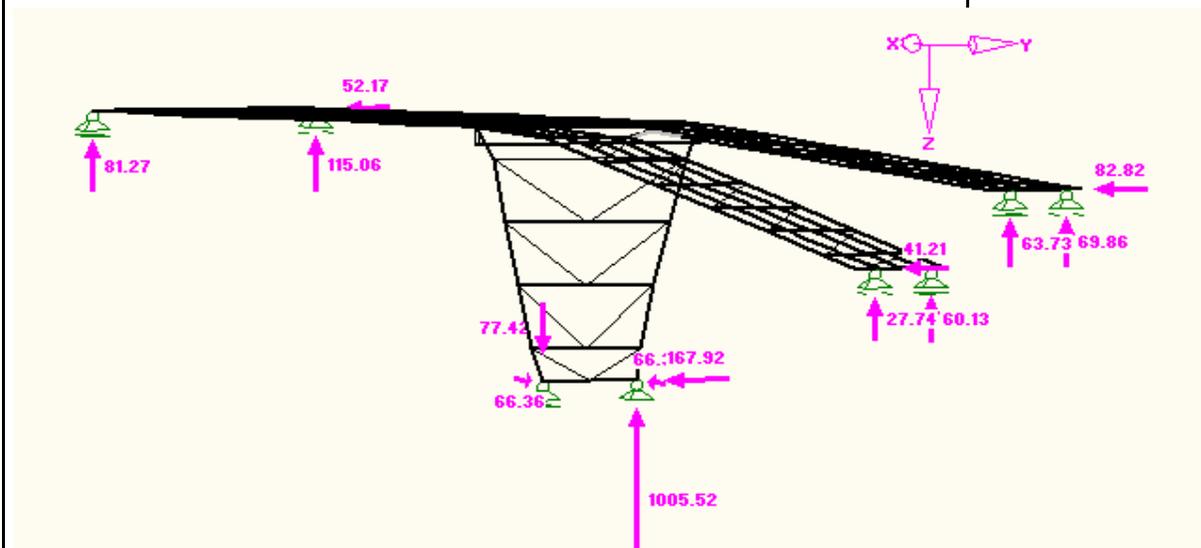


Abb.8.3.1: Minimale Auflagerreaktionen der LK EQU3

Kräfte in [kN]

Die größte abhebende Lagerreaktion bei der Stütze ergibt sich aus der Kombination: LK3 (LF1+LF2+LF3) +LK6 (LF11+LF15+LF16) +LK7 (LF20)+ LK8 (LF41+LF42+LF44).

Da gewöhnliche Elastomerlager keinen Zug aufnehmen können, würde hier das linke Stützenlager ausfallen. Alternativ könnten auch zugverankerte

siehe Abb.8.3.1
vergleiche Tab. 7.2 und 7.3

siehe Abb.8.3.2

Elastomerlager eingebaut werden, um etwaige abhebende Lagerkräfte aufnehmen zu können.

Bei Ausfallen eines Stützenlagers ergäben sich die folgenden Lagerreaktionen:

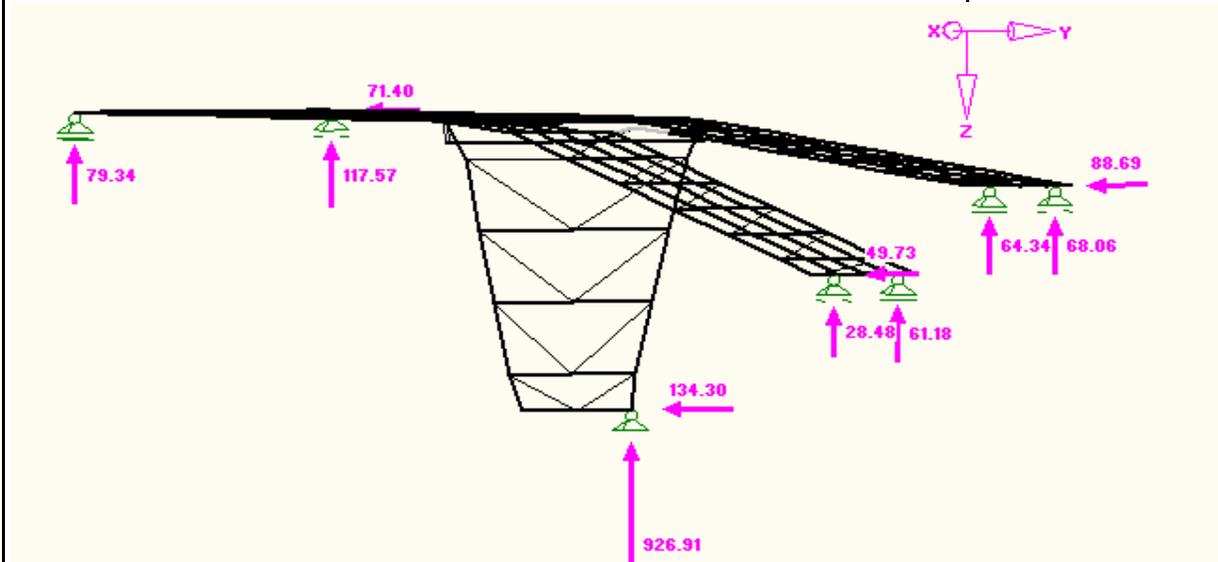


Abb.8.3.2: Ausfallen des linken Stützenlagers

Kräfte in [kN]

Bei Ausfallen eines Stützenlagers sind alle anderen Lager nach wie vor auf Druck. Somit ist die Lagesicherheit gegeben.

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Verfasser: Ebner Georg Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
<p>9. Klassifizierung der Querschnitte und Spannungsnachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit</p> <p>Klassifizierung:</p> <p>Die Querschnittsklassen liefern die Voraussetzungen für eventuell benötigte Stabilitätsuntersuchungen der Bauteile infolge von Normalspannungsbeulen.</p> <p>Da im Brückenbau Einwirkungen sowie Spannungen nach dem E-E Verfahren, also ausschließlich elastisch berechnet werden, wird im folgenden lediglich zwischen Querschnitten der Klasse 3 & 4 unterschieden.</p> <p>Bei Klasse 4 Bauteilen / Querschnitten kann örtliches Normalspannungsbeulen bereits vor Erreichen der Streckgrenze auftreten.</p> <p>Wurde ein Querschnittsteil spannungsunabhängig in Klasse 4 eingeordnet, kann er unter Berücksichtigung des Spannungsniveaus nach einer Erhöhung von ϵ um den Faktor</p> $\sqrt{\frac{f_y / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}}$ <p>eventuell in Klasse 3 aufgestuft werden.</p> <p>$\sigma_{com,Ed}$ ist hier der größte Wert der einwirkenden Druckspannungen im Querschnittsteil, welche nach Theorie erster Ordnung ermittelt wurden.</p> <p>Spannungsermittlung:</p> <p>Die Spannungsermittlung erfolgt mit Hilfe des Programmes Duenq (Version 5.12) der Firma Dlubal. Dabei werden die Normalspannungsverteilungen und Schub zufolge Querkraft an den effektiven Querschnitten ermittelt. Die Schubspannungen zufolge Torsion werden an den Bruttoquerschnitten ermittelt. Dabei werden vom Programm die Spannungen an den ungünstigsten Querschnittsfasern ermittelt.</p>	<p>EN 1993-1-1/ Kap 5.5.2 Anm. (1)</p> <p>EN 1993-1-1/ Kap 5.5.2 Anm. (9)</p> <p>EN 1993-1-1/ Kap 5.5.2 Anm. (9)</p>

Zufolge des Momentes $M_z = -68,50 \text{ kNm}$ ergeben sich maximale Spannungen von $0,03 \text{ kN/cm}^2$ am Querschnitt. Das entspricht etwa $1,3 \text{ ‰}$ der Streckgrenze von $23,5 \text{ kN/cm}^2$. Somit kann der Einfluss der Momente um die z-Achse bei der Spannungsermittlung an den Hauptträgern vernachlässigt werden.

$W_{li} = W_{re} = 202010 \text{ cm}^3$

A) Bemessungsrelevante Schnittgrößen & Spannungsverteilungen:

A.1) Schnittgrößen am Q1-1 beim Endauflager der donauseitigen Brücke:

siehe Abb. 8.2.2
 $M_{z,Ed}$ wird nicht berücksichtigt.
 $Q_{z,max,Endauflager,Ed}$

	LK Nr.	N_{ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 149	9	-0,76	0,44	-292,15	0,18	0	7,26

Zugehörige Lastfälle:

LF1, LF2, LF3, LF10, LF11, LF12, LF31, LF32, LF35, LF41, LF42

vergleich mit Tab. 7.2

Aus der Normalkraft von $-0,76 \text{ kN}$ ergibt sich eine über den effektiven

$A_{eff} = 485,3 \text{ cm}^2$

Querschnitt konstante Normalspannung von: $\frac{-0,76 \text{ kN}}{485,3 \text{ cm}^2} = -0,002 \text{ kN/cm}^2$

siehe Kap.4.2.1 B.1)

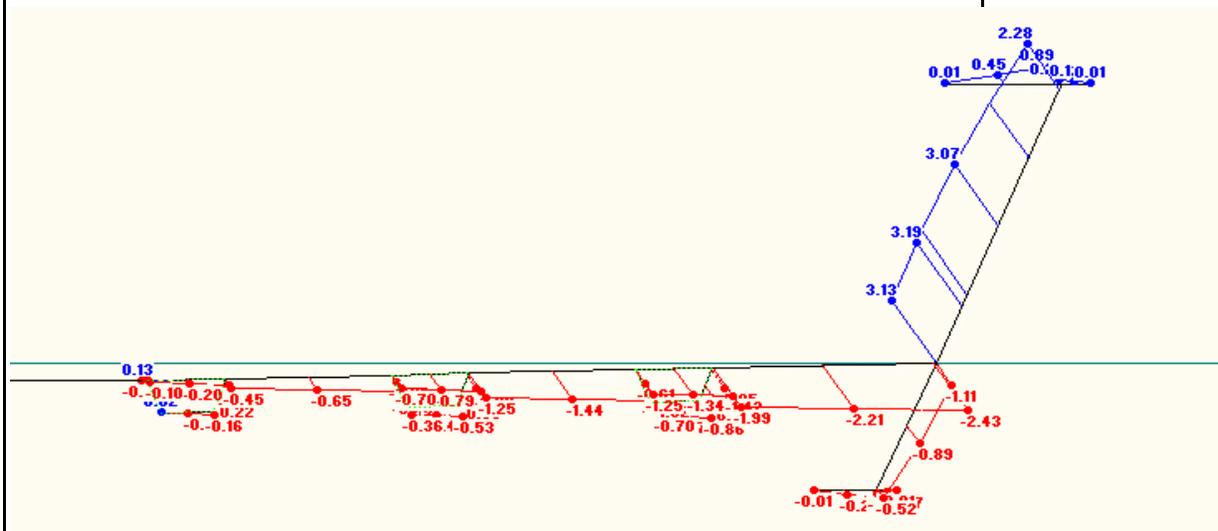


Abb.9.1.3: Schubspannungen am Querschnitt 1-1 zufolge LK4.

Spannungen in $[\text{kN/cm}^2]$

Spannungspunkt "1": $\sigma_{x,1} = -0,002 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_1 = 0,00 \text{ kN/cm}^2$
Spannungspunkt "2": $\sigma_{x,2} = -0,002 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_2 = 2,28 \text{ kN/cm}^2$
Spannungspunkt "3": $\sigma_{x,3} = -0,002 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_3 = 3,19 \text{ kN/cm}^2$
Spannungspunkt "4": $\sigma_{x,4} = -0,002 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_4 = 3,13 \text{ kN/cm}^2$
Spannungspunkt "5": $\sigma_{x,5} = -0,002 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_5 = -0,52 \text{ kN/cm}^2$
Spannungspunkt "6": $\sigma_{x,6} = -0,002 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_6 = 0,00 \text{ kN/cm}^2$

Diese Spannungsverteilung ist allerdings nicht maßgebend für den Nachweis des Hauptträgersteges.

A.2) Maximales Moment am Q2-2 im Feld der donauseitigen Brücke:

siehe Abb. 8.2.1

	LK Nr.	N _{Ed} [kN]	Q _{y,Ed} [kN]	Q _{z,Ed} [kN]	M _{TP,Ed} [kNm]	M _{y,Ed} [kNm]	M _{z,Ed} [kNm]
Stab 146	09	-170,27	-0,58	24,26	0,18	1791,45	-23,8

M_{z,Ed} wird nicht berücksichtigt.
 M_{y,max,Ed} pro HT

Zugehörige Lastfälle:
 LF1, LF2, LF3, LF10, LF11, LF12, LF31, LF32, LF35, LF41, LF42
 Die dazugehörigen Querschnittswerte sind Kapitel 4.2.1 B.2) zu entnehmen:

vergleiche mit Tab.7.2

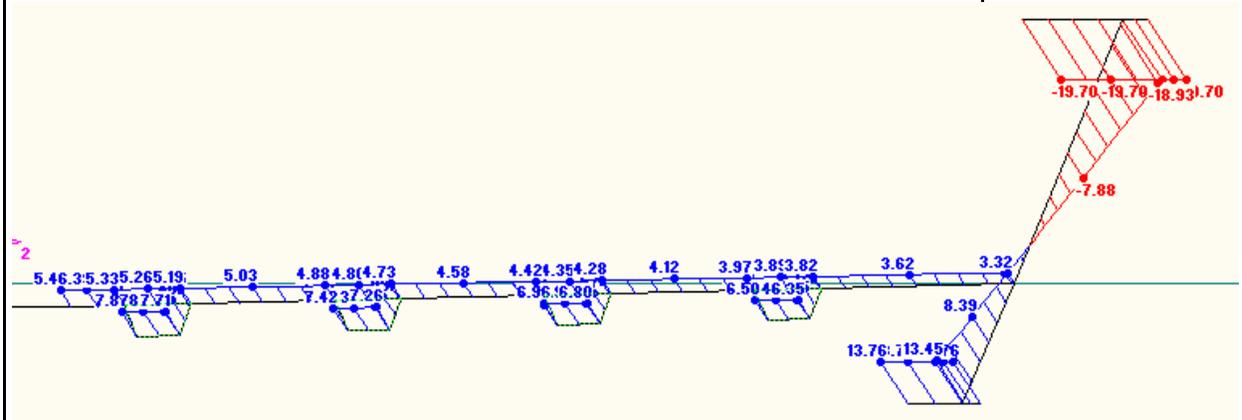


Abb.9.1.4: Normalspannungen am Querschnitt 2-2 zufolge LK4.

Spannungen in [kN/cm²]

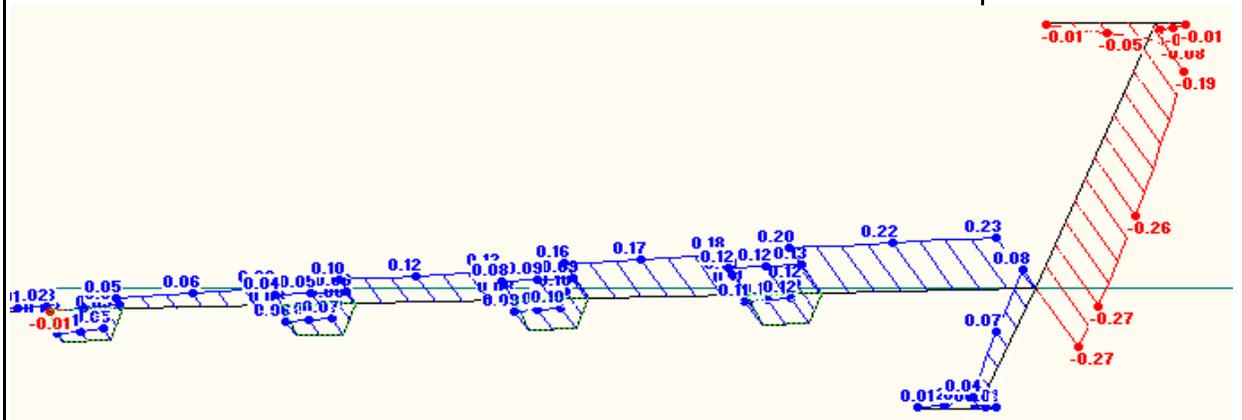


Abb.9.1.5: Schubspannungen am Querschnitt 2-2 zufolge LK4.

Spannungen in [kN/cm²]

Spannungspunkt "1": $\sigma_{x,1} = -19,70 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_1 = -0,01 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,2} = -18,93 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_2 = -0,19 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,3} = -0,30 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_3 = -0,27 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,4} = 3,32 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_4 = -0,27 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,5} = 13,45 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_5 = 0,04 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,6} = 13,76 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_6 = 0,01 \text{ kN/cm}^2$

Spannungspunkte siehe Abb. 9.1
 minimale Normalspannung am Q2-2

Aus der Gleichung für die Vergleichspannungen bei σ_x und τ_{xz}

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 + 3 \cdot \tau^2}$$
 ergeben sich in den definierten Punkten der Abbildung 9.1.1 folgende

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

Vergleichsspannungen:

- im Spannungspunkt "1": $\sigma_{v,1} = 19,70 \text{ kN/cm}^2$
- $\sigma_{v,2} = 18,93 \text{ kN/cm}^2$
- $\sigma_{v,3} = 0,55 \text{ kN/cm}^2$
- $\sigma_{v,4} = 3,35 \text{ kN/cm}^2$
- $\sigma_{v,5} = 13,45 \text{ kN/cm}^2$
- $\sigma_{v,6} = 13,76 \text{ kN/cm}^2$

Alle Vergleichsspannungen sind niedriger als die Streckgrenze von $23,5 \text{ kN/cm}^2$.
 Somit ist nur noch der Stabilitätsnachweis des Obergurtes gegen Knicken aus der Stegblechebene zu führen.

siehe Kap. 10.1.1

A.3) Zugehörige Schnittgrößen am Stab 146 für den Spannungsnachweis des Längsträgers im Randbereich (Stäbe 277 bis 280):

	LK Nr.	N_{ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 146	09	-162,48	0,13	40,07	0,11	1436,12	-18,16

$M_{z,Ed}$ wird nicht berücksichtigt.

$M_{y,LT,Ed}$ pro HT

Zugehörige Lastfälle:

LF1, LF2, LF3, LF6, LF12, LF17, LF31, LF32, LF35, LF41, LF42

vergleiche mit Tab.7.2

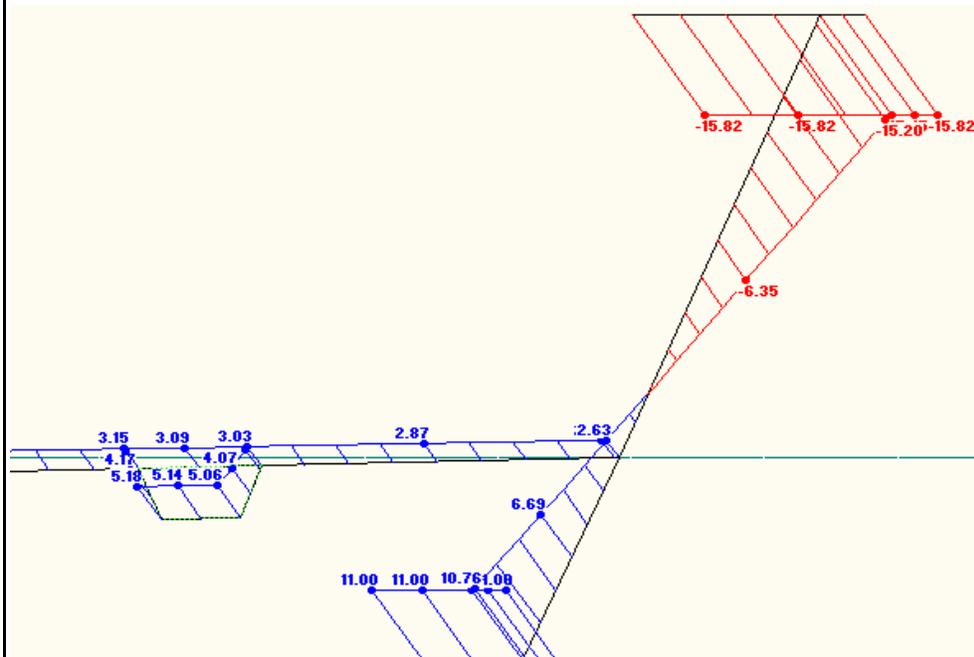


Abb.9.1.6: Zugehörige Normalspannungen am Stab146 zur Bemessung des LT

Spannungen in $[\text{kN/cm}^2]$

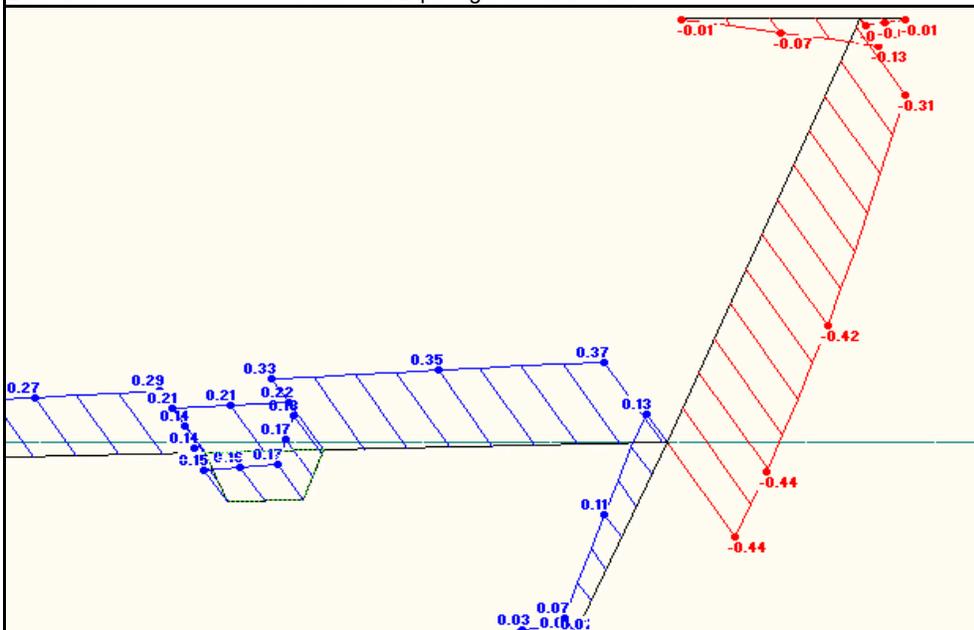


Abb.9.1.7: Zugehörige Schubspannungen am Stab146 zur Bemessung des LT

$$\begin{aligned} \sigma_{LT,DB,oben} &= 3,15 \text{ kN/cm}^2 & \tau_{LT,DB} &= 0,29 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{LT,unten} &= 5,18 \text{ kN/cm}^2 & \tau_{LT,unten} &= 0,15 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

Auf der sicheren Seite liegend werden hier die Normalspannungen nicht mit Hilfe einer parabelförmigen Spannungsverteilung über die Breite des Deckbleches zur Berücksichtigung der Schubverzerrungen abgemindert.

Spannungen in [kN/cm²]

Zur Berücksichtigung der Schubverzerrungen: EN 1993-1-5 Kap.3.2.2

A.4) Maximale Querkraft am Feldquerschnitt der donauseitigen Brücke:

Die Maximale Querkraft tritt bei der Achse QT6 auf. An dieser Stelle beginnt die Voutung der Hauptträger:

siehe Abb. 8.2.2
 siehe Seitenansicht Plan Nr.1

	LK	N _{Ed}	Q _{y,Ed}	Q _{z,Ed}	M _{Tp,Ed}	M _{y,Ed}	M _{z,Ed}
	Nr.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
Stab 144	09	-44,58	1,34	313,34	0,3	132,21	-17,33

M_{z,Ed} wird nicht berücksichtigt.
 Q_{z,max} pro HT

Zugehörige Lastfälle:

LF1, LF2, LF3, LF10 bis LF16, LF23, LF40, LF43, LF44

vergleiche mit Tab.7.2

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

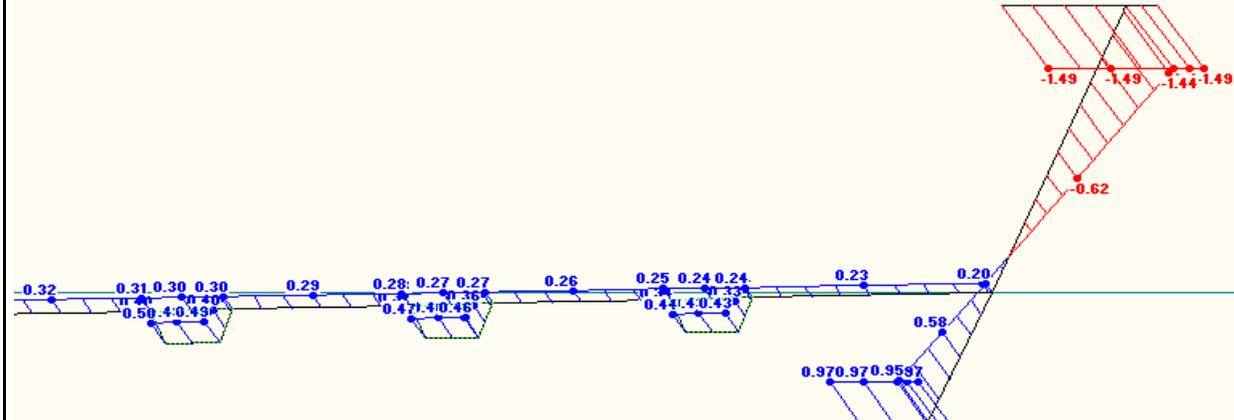


Abb.9.1.8: Normalspannungen am Stab 144 bei der Achse QT6 zufolge LK5.

Spannungen in [kN/cm²]

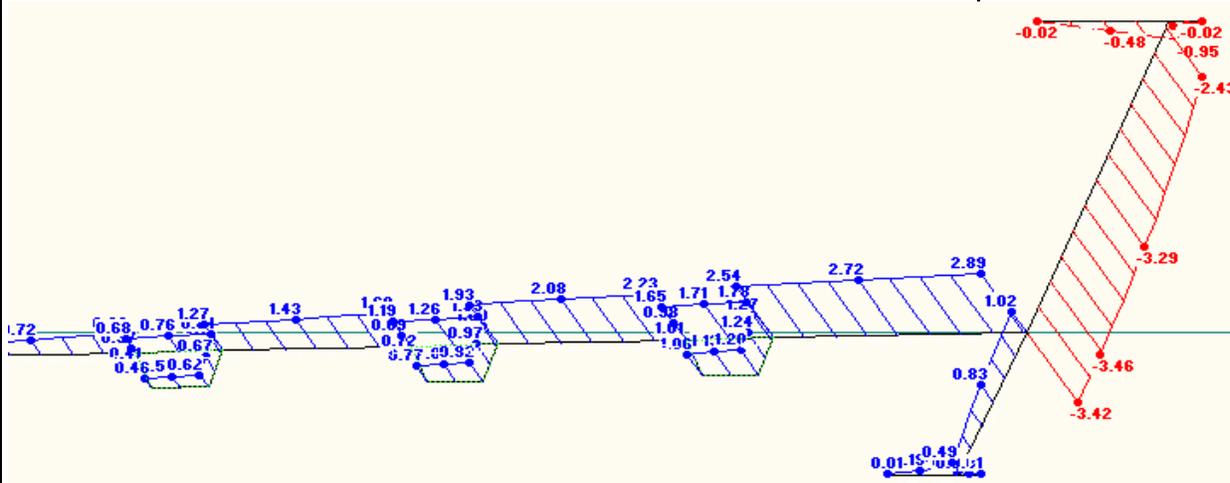


Abb.9.1.9: Schubspannungen am Stab 144 bei der Achse QT6 zufolge LK5.

Spannungspunkt "1":	$\sigma_{x,1} = -1,49 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_1 = -0,02 \text{ kN/cm}^2$
	$\sigma_{x,2} = -1,44 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_2 = -2,43 \text{ kN/cm}^2$
	$\sigma_{x,3} = 0,08 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_3 = -3,46 \text{ kN/cm}^2$
	$\sigma_{x,4} = 0,20 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_4 = -3,42 \text{ kN/cm}^2$
	$\sigma_{x,5} = 0,95 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_5 = 0,49 \text{ kN/cm}^2$
	$\sigma_{x,6} = 0,97 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_6 = 0,01 \text{ kN/cm}^2$

Spannungen in [kN/cm²]

minimale Schubspannung am Q2-2

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,1} = 1,49 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,2} = 4,45 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,3} = 5,99 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,4} = 5,93 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,5} = 1,27 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,6} = 0,97 \text{ kN/cm}^2$	< 23,50 kN/cm ²

A.5) Schnittgrößen am Stab 144 für den Spannungsnachweis des Deckbleches im Bereich des bemessungsrelevanten Querträgers (Stab 104) und der Längsträger (Stäbe 322 und 323):

A.5.1) $M_{y,max,DB}$

	LK Nr.	N_{ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 144	09	-182,31	1,42	246,16	0,18	1084,3	-18,58

$M_{z,Ed}$ wird nicht berücksichtigt.
 $M_{y,max,zug}$

Zugehörige Lastfälle:

LF1, LF2, LF3, LF10 bis LF12, LF31, LF32, LF35, LF41, LF42

vergleiche mit Tab.7.2

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

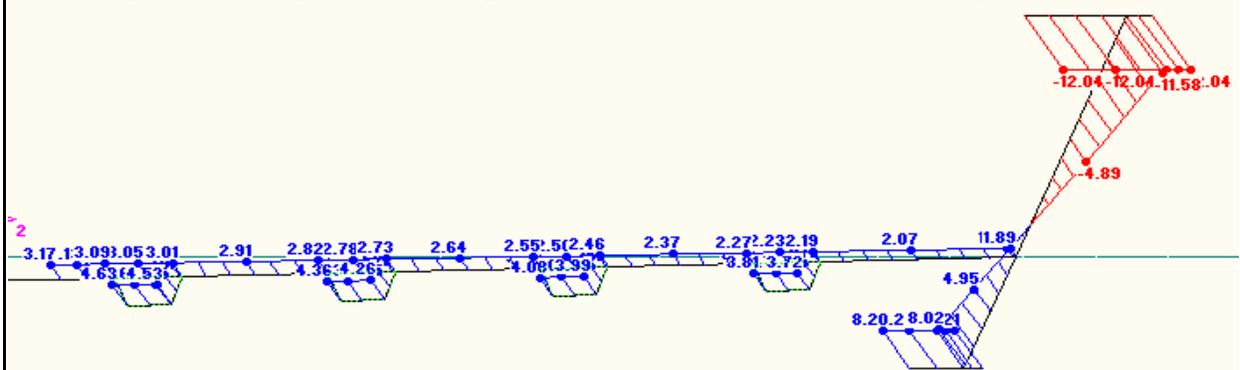


Abb.9.1.10: zugehörige Normalspannungen am Stab 144.

Spannungen in [kN/cm²]

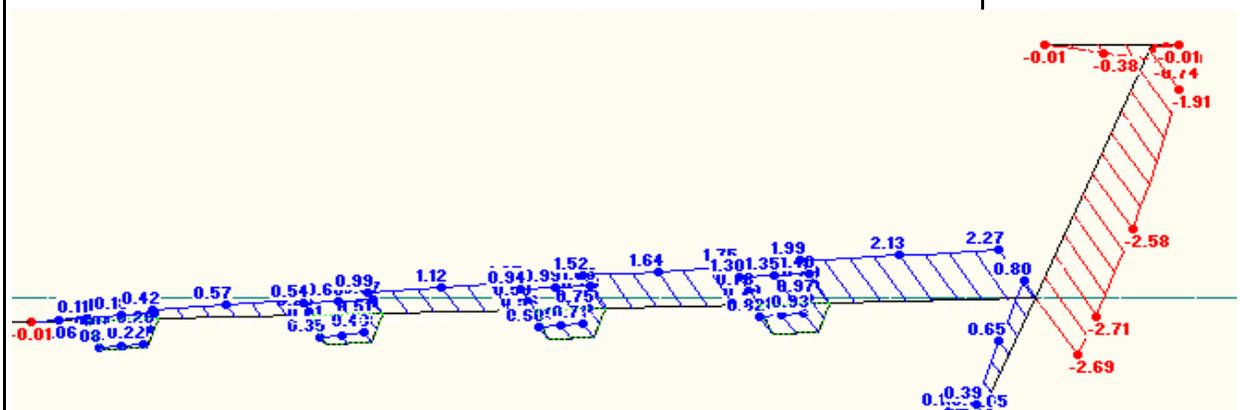


Abb.9.1.11: zugehörige Schubspannungen am Stab 144.

Spannungen in [kN/cm²]

im Spannungspunkt "4": $\sigma_{x,4} = 1,89 \text{ kN/cm}^2$ $\tau_4 = -2,69 \text{ kN/cm}^2$

Abschätzung der Normalspannung $\sigma_{x,m}$ in der Mitte des Deckbleches beziehungsweise in der Mitte des Querträgers unter Berücksichtigung der Schubverzerrungen:

Wäre das Deckblech nicht quergeneigt, ergäbe sich $\sigma_{x,m}$ zu:

$$\sigma_{x,m} = 1,25 \cdot (\beta - 0,2) \cdot \sigma_{x,4} = 1,62 \text{ kN/cm}^2$$

Dies entspricht einer Abminderung von 14% gegenüber $\sigma_{x,4}$.

Aufgrund der Querneigung des Deckbleches ist es in der Mitte stärker an der Biegung des Hauptträgers beteiligt und erfährt somit höhere Normalspannungen. Entnimmt man aus Abbildung 9.2.6 ganz links den Wert von $3,17 \text{ kN/cm}^2$ und mindert diesen ebenfalls um 14% ab, ergibt sich $\sigma_{x,m,DB}$ zu:

$$\sigma_{x,m,DB} = 2,73 \text{ kN/cm}^2 = 3,17 \cdot 0,86$$

$$\sigma_{x,m,LT,u} = 4,25 \text{ kN/cm}^2 = 2,73 + 1,52 \text{ kN/cm}^2$$

EN 1993-1-5 Kap.3.2.2

$\beta = 0,886$ (Kap.4.2.1)

A.5.2) $M_{y,min,DB}$

	LK Nr.	N_{ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 144	09	131,08	-0,48	122,93	0,13	-906,28	0,59

$M_{z,Ed}$ wird nicht berücksichtigt.
 $M_{y,min,QT}$

Zugehörige Lastfälle: LF1, LF2, LF3, LF13 bis LF16, LF30, LF33, LF34, LF40, LF43, LF44

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

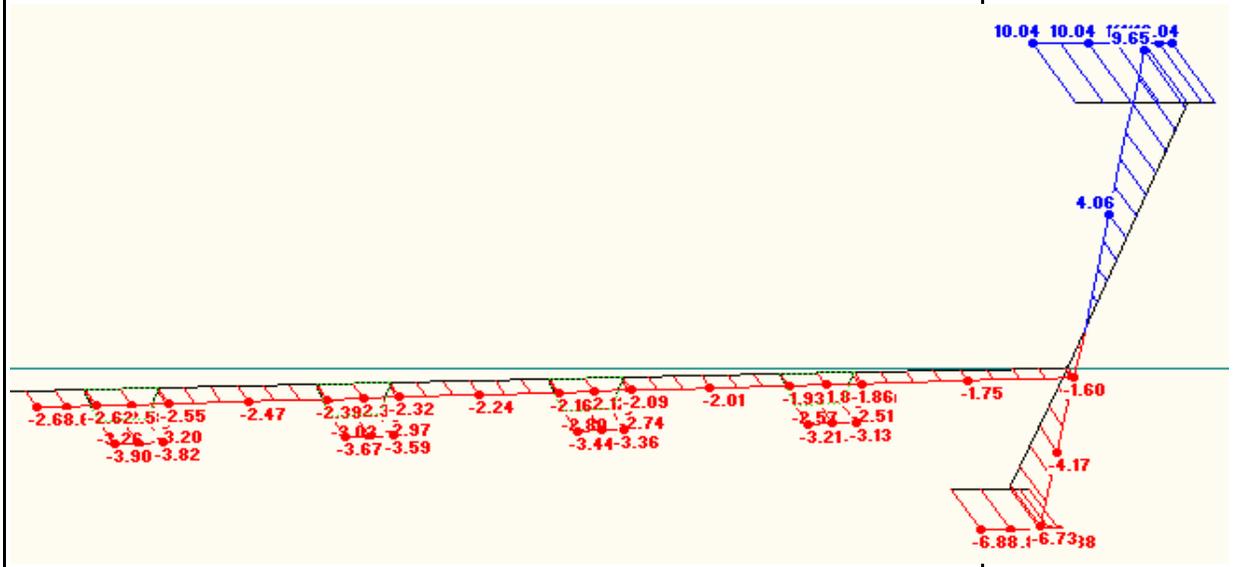


Abb.9.1.12: zugehörige Normalspannungen am Stab 144. Spannungen in [kN/cm²]

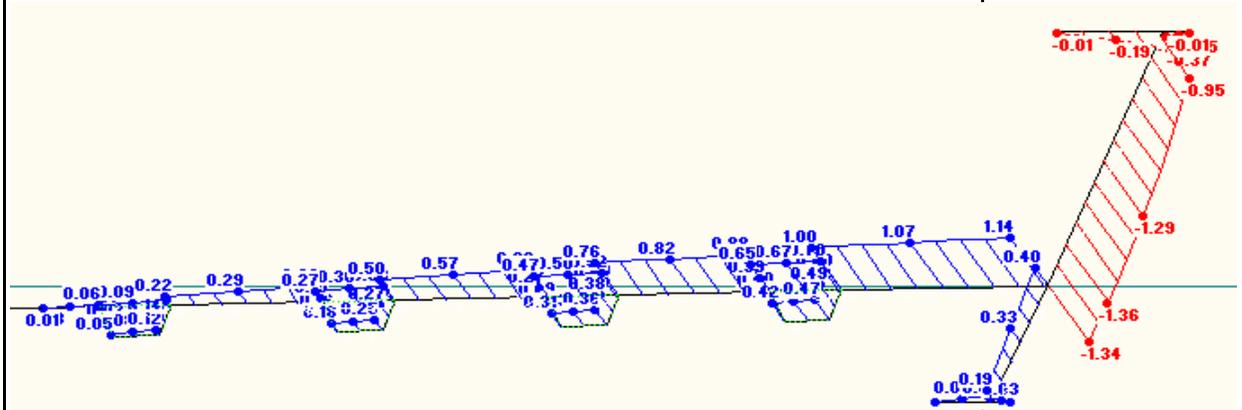


Abb.9.1.13: zugehörige Schubspannungen am Stab 144. Spannungen in [kN/cm²]

$$\begin{aligned} \sigma_{x,2} &= 9,65 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{x,4} &= -1,60 \text{ kN/cm}^2 & \tau_4 &= -1,34 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{x,5} &= -6,73 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{x,6} &= -6,88 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

für die Q-Klassifizierung

Abschätzung der Normalspannung $\sigma_{x,m}$ in der Mitte des Deckbleches beziehungsweise in der Mitte des Querträgers unter Berücksichtigung der Schubverzerrungen:

$$\begin{aligned} \sigma_{x,m} &= 1,25 \cdot (\beta - 0,2) \cdot \sigma_{x,4} = -1,37 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{x,m,DB} &= -2,30 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{x,m,LT,u} &= -3,57 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

analog zu Kap. A.5.1)

$$\beta = 0,886 \text{ (Kap.4.2.1)}$$

$$= 2,68 \cdot 0,86$$

$$= 2,30 - 1,27 \text{ kN/cm}^2$$

B) Ermittlung der Querschnittsklassen:

$$c_{OG} = 280 - 12/2 - 4 \cdot 2^{1/2} = 268 \text{ mm}$$

$$c_w = 1110 - 2 \cdot 4 \cdot 2^{1/2} = 1099 \text{ mm}$$

$$c_{UG} = 145 - 12/2 - 4 \cdot 2^{1/2} = 133 \text{ mm}$$

$$t_{OG} = 25 \text{ mm}$$

$$t_w = 12 \text{ mm}$$

$$t_{UG} = 12 \text{ mm}$$

$$\epsilon = 1$$

Spannungspunkt "1" (Druck positiv): $\sigma_{com,1} = 19,70 \text{ kN/cm}^2$
 Spannungspunkt "2": $\sigma_{com,2} = 18,93 \text{ kN/cm}^2$
 Spannungspunkt "5": $\sigma_{com,5} = -13,45 \text{ kN/cm}^2$
 Spannungspunkt "6": $\sigma_{com,6} = 6,88 \text{ kN/cm}^2$

$$f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1$$

$$\epsilon_{OG} = 1,092$$

$$\epsilon_{steg} = 1,114$$

$$\epsilon_{UG} = 1,848$$

$$\sqrt{\frac{f_y / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}} = \text{Faktor zur Erhöhung von } \epsilon$$

EN 1993-1-1/ Kap. 5.6
 Tabelle 5.2
 bei Berechnung der c-
 Werte wurde eine Hals-
 kehlnaht mit a=4mm
 angenommen
 Stahlgüte S235
 siehe (A.2)
 siehe (A.2)
 siehe (A.2)
 siehe (A.5.2)
 Stahlgüte S235
 siehe Kap. 3.3

Klassifizierung des Steges :

Der Steg wird durch Momente und Normalkräfte beansprucht. Mit der Spannungsverteilung errechnet sich ψ zu:

$$\sigma_{zug} = \psi \sigma_{druck} \rightarrow \psi = \frac{\sigma_{zug}}{\sigma_{druck}} = -0,711 \quad c/t = 1099/12 = 91,56$$

$\sigma_{Steg,o} = 18,93$ (Druck)
 $\sigma_{Steg,u} = -13,45$ (Zug)

$\psi \geq -1$ daraus folgt:

$$\frac{c}{t} \leq \frac{42 \epsilon_{Steg}}{0,67 + 0,33 \psi} = 105,32 \geq 91,56$$

EN 1993-1-1/ Kap. 5.6
 Tabelle 5.2

Der Steg kann auf diesem Spannungsniveau in Querschnittsklasse 3 eingestuft werden.

Klassifizierung des Obergurtes :

$$\frac{c}{t} \leq 14 \epsilon_{OG} \quad 14 \cdot \epsilon = 14,00$$

$$c/t = 268/25 = 10,73 \leq 14,00$$

EN 1993-1-1/ Kap. 5.6
 Tabelle 5.2
 Gurt einseitig gehalten

Der OG ist in jedem Fall in Querschnittsklasse 3 einzustufen.

Klassifizierung des Untergurtes:

$$\frac{c}{t} \leq 14 \epsilon_{UG} \quad 14 \cdot \epsilon = 14,00$$

$$c/t = 142/12 = 11,11 \leq 14,00$$

EN 1993-1-1/ Kap. 5.6
 Tabelle 5.2
 Gurt einseitig gehalten

Der UG ist in jedem Fall in Querschnittsklasse 3 einzustufen.

Der Hauptträger kann somit als Klasse 3 - Querschnitt eingestuft werden.

A) Bemessungsrelevante Schnittgrößen & Spannungsverteilungen:

Im Bereich der Mittelstütze zwischen den Achsen QT8 und QT9 kann am HT das Stützmoment reduziert werden, da hier aufgrund der Aufspreizung des Stützenquerschnitt bei Q9-9 auf 2m der Momentenverlauf etwas flacher ausfallen wird.

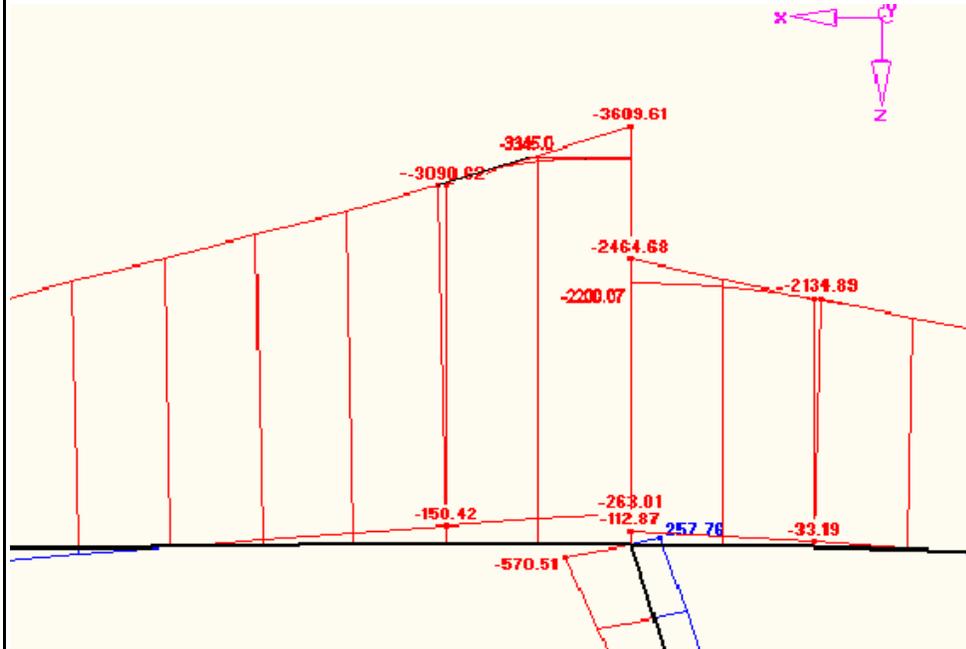


Abb.9.2.2: Abminderung des Stützmomentes am HT

siehe Plan Nr.1 Seitenansicht
siehe Abb.9.2.2

Vergleiche mit Kap.8
Abb.8.2.1

Das minimale Stützmoment wurde von 3609kNm auf 3345kNm um etwa 7% abgemindert.

Momente in [kNm]

A.1) $M_{y,min}$, $Q_{z,max}$ für Q2 im Stützbereich der donauseitigen Brücke am Stab 141:

	LK Nr.	N_{ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 141	09	55,46	104,27	535,68	-0,73	-3345,0	151,54

siehe Abb.8.2.1 und Abb.8.2.2

$M_{z,Ed}$ wird berücksichtigt.

$M_{y,min}$, $Q_{z,max}$ pro HT

Zugehörige Lastfälle:

LF1, LF2, LF3, LF10, LF11, LF13 bis LF16, LF30, LF33, LF34, LF40, LF43, LF44

vergleiche mit Tab.7.2

Diplomarbeit: Verfasser: Studienkennzahl/Matr. Nr.: Institut: Betreuer:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Ebner Georg E610/0225403 Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
<p>Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:</p> $\begin{aligned} \sigma_{v,1} &= 16,73 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{v,2} &= 16,79 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{v,3} &= 16,59 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{v,4} &= 6,19 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{v,5} &= 5,92 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{v,6} &= 17,50 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{v,7} &= \mathbf{17,65 \text{ kN/cm}^2} \\ \sigma_{v,8} &= 17,58 \text{ kN/cm}^2 < 23,50 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$		maximale Vergleichs- spannung am Q3-3
<p>B) Ermittlung der Querschnittsklassen:</p> $c_{OG} = c_{UG} = 280 - 12/2 - 4 \cdot 2^{1/2} = 268 \text{ mm}$ <p>unteres Stegblech feld: $c_w = 997 - 2 \cdot 4 \cdot 2^{1/2} - 10/2 = 981 \text{ mm}$</p> $\begin{aligned} t_{OG} &= 25 \text{ mm} \\ t_w &= 12 \text{ mm} \\ t_{UG} &= 25 \text{ mm} \\ \epsilon &= 1 \end{aligned}$ <p>Spannungspunkt "4": $\sigma_{com,4} = -1,86 \text{ kN/cm}^2$</p> <p>Spannungspunkt "6": $\sigma_{com,6} = 17,10 \text{ kN/cm}^2$</p> $\begin{aligned} f_y &= 23,5 \text{ kN/cm}^2 \\ \gamma_{M0} &= 1 \\ \epsilon_{steg} &= 1,172 \end{aligned}$ $\sqrt{\frac{f_y / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}} = \text{Faktor zur Erhöhung von } \epsilon$		EN 1993-1-1/ Kap. 5.6 Tabelle 5.2 Kehlnaht mit a=4mm oberes Stegblechfeld ist stets unter Zug Stahlgüte S235 siehe (A.1) siehe (A.1) Stahlgüte S235 siehe Kap. 3.3
<p>Klassifizierung des Steges :</p> <p>Der Steg wird durch Momente und Normalkräfte beansprucht. Mit der Spannungsverteilung errechnet sich ψ zu:</p> $\sigma_{zug} = \psi \sigma_{druck} \rightarrow \psi = \frac{\sigma_{zug}}{\sigma_{druck}} = -0,109 \quad c/t = 981/12 = 81,72$ <p>mit $\psi \geq -1$ folgt die Bedingung für einen Klasse 3 Querschnitt:</p> $\frac{c}{t} \leq \frac{42 \epsilon_{Steg}}{0,67 + 0,33 \psi} = 77,65 < 81,72 !$		$\sigma_{Steg,o} = -1,86 \text{ (Zug)}$ $\sigma_{Steg,u} = 17,10 \text{ (Druck)}$ EN 1993-1-5/ Kap. 5.6 Tabelle 5.2
<p>Der Steg ist in Querschnittsklasse 4 einzustufen.</p> <p>Klassifizierung des OG und UG:</p> <p>Analog zu Abschnitt 9.1 sind der OG und der UG in Querschnittsklasse 3 einzustufen.</p> <p>Der Hauptträger muss als Klasse 4 - Querschnitt eingestuft und auf Beulen untersucht werden. Somit wird ein Nachweis gemäß der Methode der reduzierten Spannungen in Kapitel 10.2 erforderlich.</p>		EN 1993-1-5/ Kap. 5.6 Tabelle 5.2 siehe Kap. 10.2.4

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

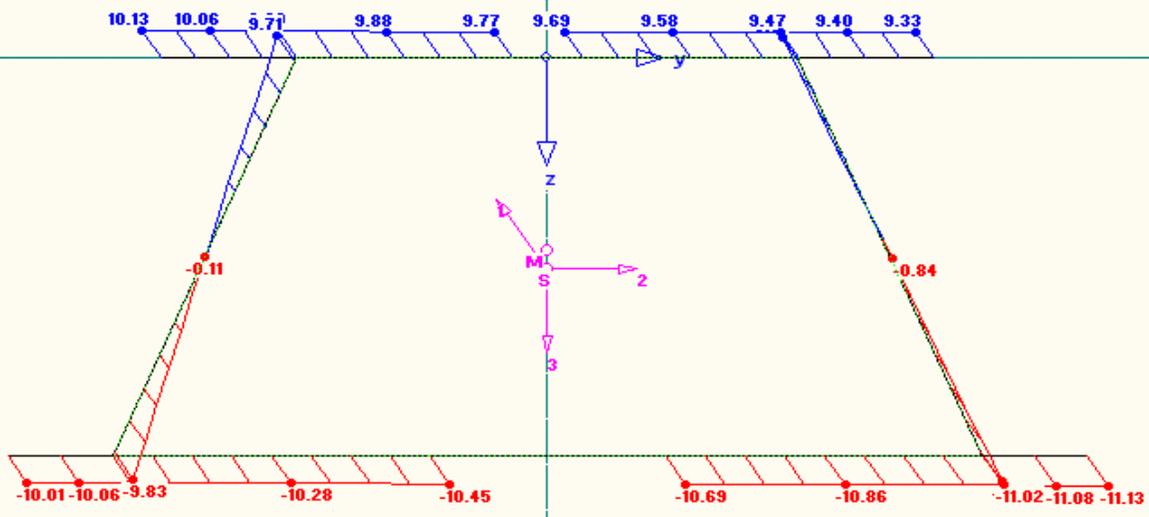


Abb.9.3.2: Normalspannungen am Stab 717 zufolge LK5.

Spannungen in [kN/cm²]

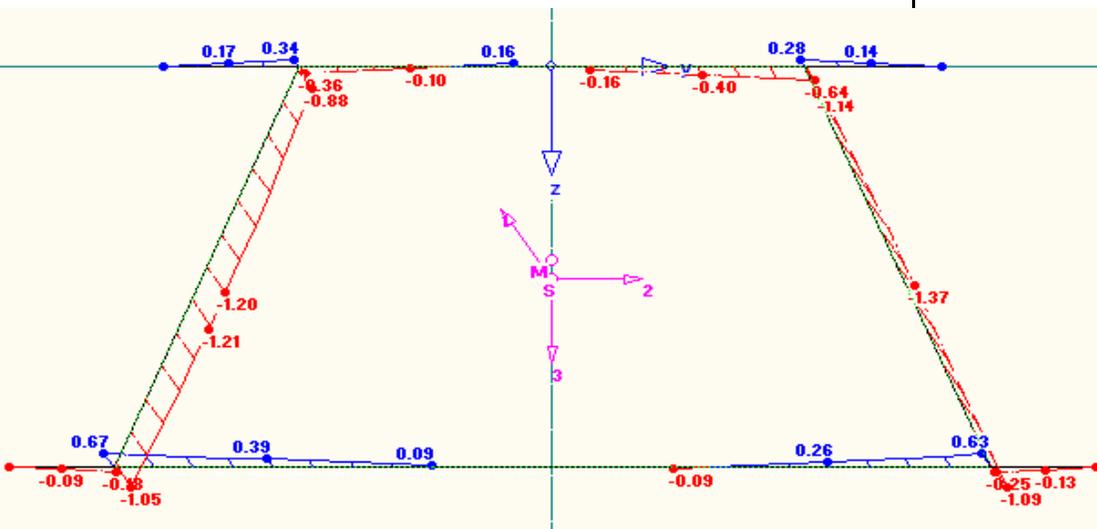


Abb.9.3.3: Schubspannungen am Stab 717 zufolge LK5.

Spannungen in [kN/cm²]

Spannungspunkt "1": $\sigma_{x,1} = 10,13 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_1 = 0,00 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,2} = 9,99 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_2 = 0,34 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,3} = 9,47 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_3 = -0,64 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,4} = -0,84 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_4 = -1,37 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,5} = -10,74 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_5 = -1,09 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,6} = -11,02 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_6 = 0,63 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,7} = -11,13 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_7 = 0,00 \text{ kN/cm}^2$

minimale Normalspannung am Schwert

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,1} = 10,13 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{v,2} = 10,01 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{v,3} = 9,53 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{v,4} = 2,52 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_{v,5} = 10,90 \text{ kN/cm}^2$ $\sigma_{v,6} = 11,07 \text{ kN/cm}^2$ $\sigma_{v,7} = \mathbf{11,13 \text{ kN/cm}^2} < 23,50 \text{ kN/cm}^2$	maximale Vergleichspannung am Schwert
---	---------------------------------------

A.2) $Q_{z,max}$ am Querschnitt 4-4 des Schwertes

	LK Nr.	N _{Ed} [kN]	Q _{y,Ed} [kN]	Q _{z,Ed} [kN]	M _{Tp,Ed} [kNm]	M _{y,Ed} [kNm]	M _{z,Ed} [kNm]
Stab 717	09	-287,33	-42,66	-306,39	-7,29	-1332,4	139,98

Zugehörige Lastfälle:
 LF1, LF2, LF3, LF13 bis LF16, L30, LF33, LF35, F42, LF43

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

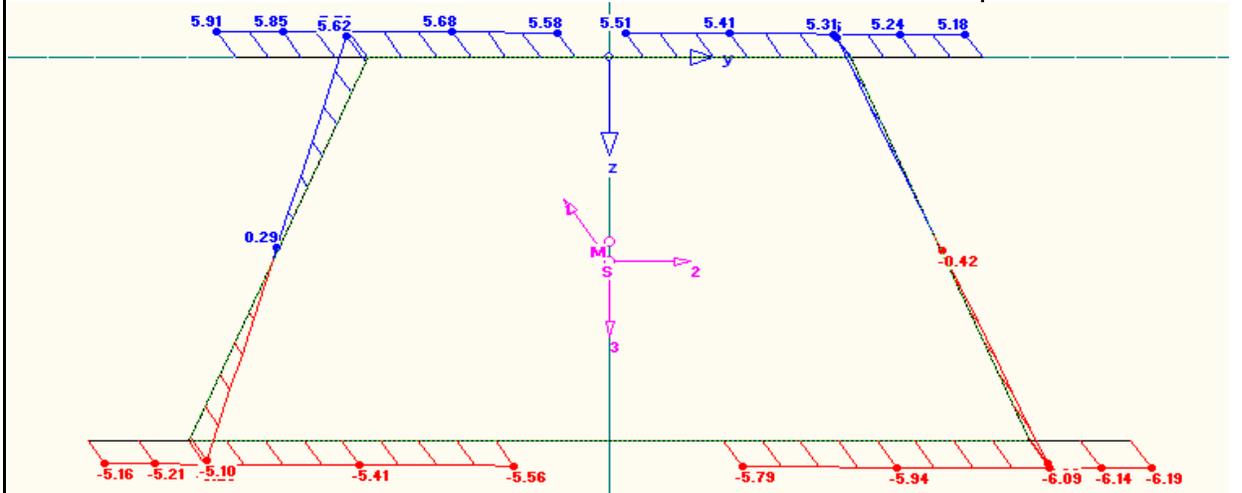


Abb.9.3.4: Normalspannungen am Stab 717 zufolge LK5 ($Q_{z,min}$). | Spannungen in [kN/cm²]

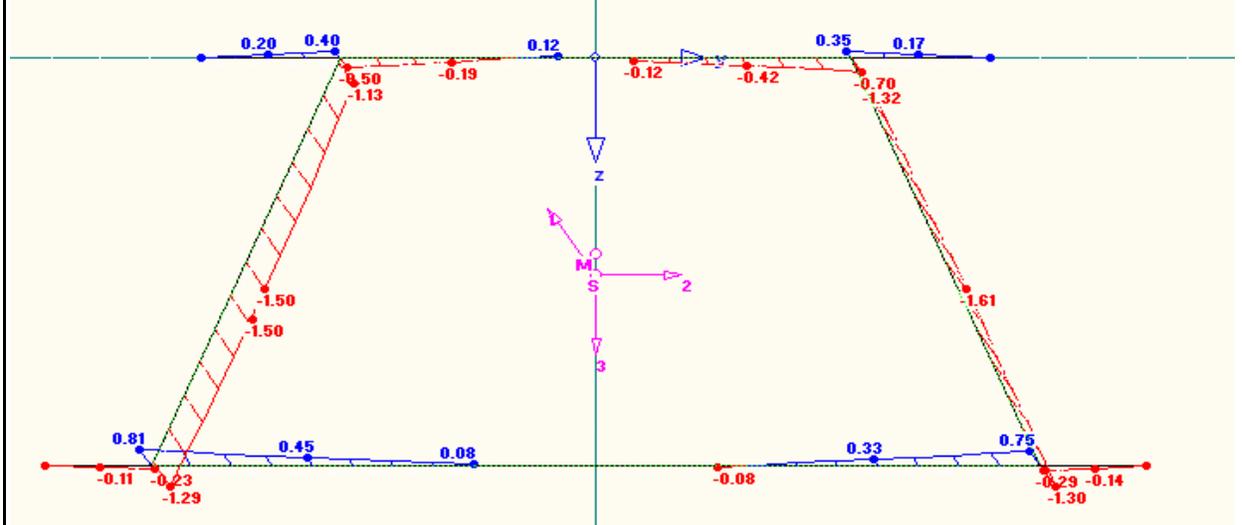


Abb.9.3.5: Schubspannungen am Stab 717 zufolge LK6 ($Q_{z,min}$). | Spannungen in [kN/cm²]

Spannungspunkt "1": $\sigma_{x,1} = 5,91 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_1 = 0,00 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{x,2} = 5,78 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_2 = -0,50 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{x,3} = 5,31 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_3 = -0,70 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{x,4} = -0,42 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_4 = \mathbf{-1,61 \text{ kN/cm}^2}$	minimale Schubspannung

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte		
Verfasser:	Ebner Georg		
Studienkennzahl/Matr. Nr.:	E610/0225403		
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau		
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul		
	$\sigma_{x,5} = -5,93 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_5 = -1,30 \text{ kN/cm}^2$	
	$\sigma_{x,6} = -6,09 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_6 = 0,75 \text{ kN/cm}^2$	
	$\sigma_{x,7} = -6,19 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_7 = 0,00 \text{ kN/cm}^2$	
Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:			
	$\sigma_{v,1} = 5,91 \text{ kN/cm}^2$		
	$\sigma_{v,2} = 5,84 \text{ kN/cm}^2$		
	$\sigma_{v,3} = 5,45 \text{ kN/cm}^2$		
	$\sigma_{v,4} = 2,82 \text{ kN/cm}^2$		
	$\sigma_{v,5} = 6,34 \text{ kN/cm}^2$		
	$\sigma_{v,6} = 6,23 \text{ kN/cm}^2$		
	$\sigma_{v,7} = 6,19 \text{ kN/cm}^2$	<	23,50 kN/cm ²
B) Ermittlung der Querschnittsklassen:			
	Stegblech: $c_w = 936 - 2 \cdot 4 \cdot 2^{1/2} =$	925 mm	EN 1993-1-1/ Kap. 5.6 Tabelle 5.2
	$c_{1,UG} = 215 - 12/2 - 4 \cdot 2^{1/2} =$	203 mm	Kehlnaht mit a=4mm
	$c_{2,UG} = 900 - 12/2 - 10/2 - 2 \cdot 4 \cdot 2^{1/2} =$	878 mm	
	$t_{OG} =$	15 mm	stets unter Zugbeanspr.
	$t_w =$	12 mm	
	$t_{UG} =$	15 mm	
	$\epsilon =$	1	Stahlgüte S335:
	Spannungspunkt "3": $\sigma_{com,3} =$	-9,47 kN/cm ²	siehe (A.1)
	Spannungspunkt "5": $\sigma_{com,5} =$	10,74 kN/cm ²	siehe (A.1)
	Spannungspunkt "6": $\sigma_{com,6} =$	11,02 kN/cm ²	siehe (A.1)
	$f_y =$	23,5 kN/cm ²	Stahlgüte S235:
	$\gamma_{M0} =$	1	siehe Kap. 3.3
	$\epsilon_{2,UG} =$	1,460	
	$\epsilon_{steg} =$	1,479	
	$\sqrt{\frac{f_y / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}} =$ Faktor zur Erhöhung von ϵ		
Klassifizierung des Steges :			
Der Steg wird durch Momente und Normalkräfte beansprucht. Mit der Spannungsverteilung errechnet sich ψ zu:			
	$\sigma_{zug} = \psi \sigma_{druck} \rightarrow \psi = \frac{\sigma_{zug}}{\sigma_{druck}} = -0,882$	$c/t = 925/12 = 77,06$	$\sigma_{Steg,o} = -9,47$ (Zug) $\sigma_{Steg,u} = 11,02$ (Druck)
$\psi \geq -1$ daraus folgt:			
	$\frac{c}{t} \leq \frac{42 \epsilon_{Steg}}{0,67 + 0,33 \psi} = 163,91 \geq 77,06$		EN 1993-1-5/ Kap. 5.6 Tabelle 5.2
Der Steg ist auf diesem Spannungsniveau in Querschnittsklasse 3 einzustufen.			
Klassifizierung des Untergurtes:			
	$\frac{c}{t} \leq 14 \epsilon_{UG}$	$14 \cdot \epsilon = 14,00$	EN 1993-1-5/ Kap. 5.6 Tabelle 5.2
	$c/t = 203/15 = 13,56 \leq 14,00$		aussenliegende Teil des UG

$$\frac{c}{t} \leq 42 \varepsilon_{UG} \quad 42 \cdot \varepsilon_{2,UG} = 61,33$$

$$c/t=878/15= 58,51 \leq 61,33$$

Der UG ist auf diesem Spannungsniveau in Querschnittsklasse 3 einzustufen.

innenliegende Teil
des UG

Klassifizierung des Obergurtes:

Der Obergurt ist stets unter Zug und kann somit ohne weiteres in Querschnittsklasse 1 eingestuft werden.

siehe Abb.8.2.5

Der Hauptträger kann somit als Klasse 3 - Querschnitt eingestuft werden.

C) Schubbeulen:

analog zu Kap.9.1 C)

Der Schubbeulwert k_τ ergibt sich nach EN1993-1-5/ Anhang A.3 (1) zu:

$$k_\tau = 5,34 + 4 \cdot (h_w / a)^2 + k_{\tau,sl} = 5,559 \quad a/h_w \geq 1$$

$$\varepsilon = 1$$

$$\eta = 1$$

$$h_w/t_w = 78,00$$

Stegblech: $h_w=936\text{mm}$
 (Abb.9.3.1)
 Abstand der Quersteifen:
 $a=4000\text{mm}$
 $k_{\tau,sl}=0$, da keine Längs-
 steifen vorhanden sind.
 EN 1993-1-5/ Kap.5.1 (2)

$$\frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau} = 73,09 < 78,00$$

Demnach sollte für den Steg des Schwertes ein Schubbeulnachweis geführt werden.

siehe Kap. 10.3

9.4. Querschnitt 5-5: getrennter Querschnitt der Handelskaibrücken

siehe Plan Nr.2
Querschnitt 5-5

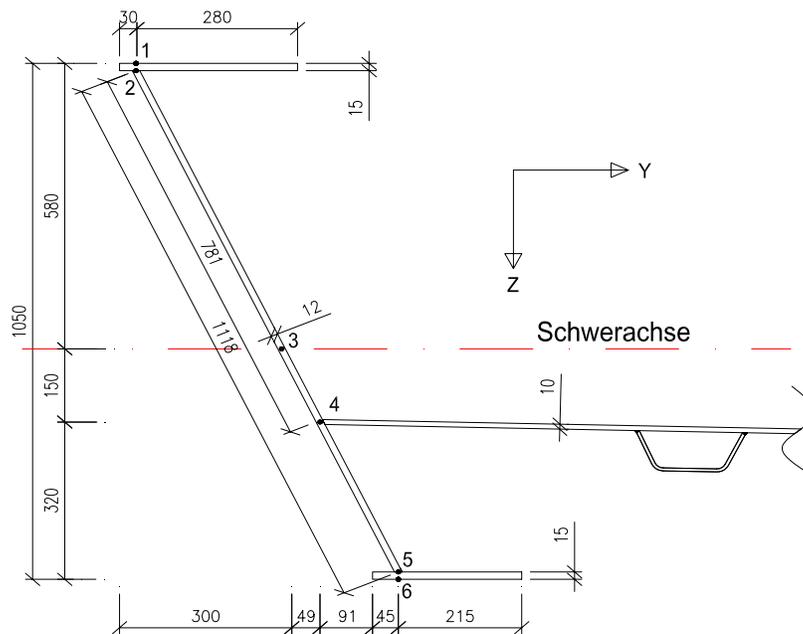


Abb.9.4.1: Definition der Spannungspunkte am Hauptträger bei Q5-5

Maße in [mm]

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

**A) Bemessungsrelevante Schnittgrößen & Spannungsermittlung:
 A.1) $M_{y,min}$ für Q5-5 der handelskaiseitigen Brücke am Stab 136:**

siehe Abb.8.2.1
 $M_{z,Ed}$ wird nicht berücksichtigt.
 $M_{y,min}$ pro HT

	LK Nr.	N_{Ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 136	09	339,15	4,79	-146,71	0,00	-1141,0	-4,35

Zugehörige Lastfälle:
 LF1, LF2, LF3, LF13 bis LF16, LF31, LF32, LF35, F42, LF44

vergleiche mit Tab.7.2

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

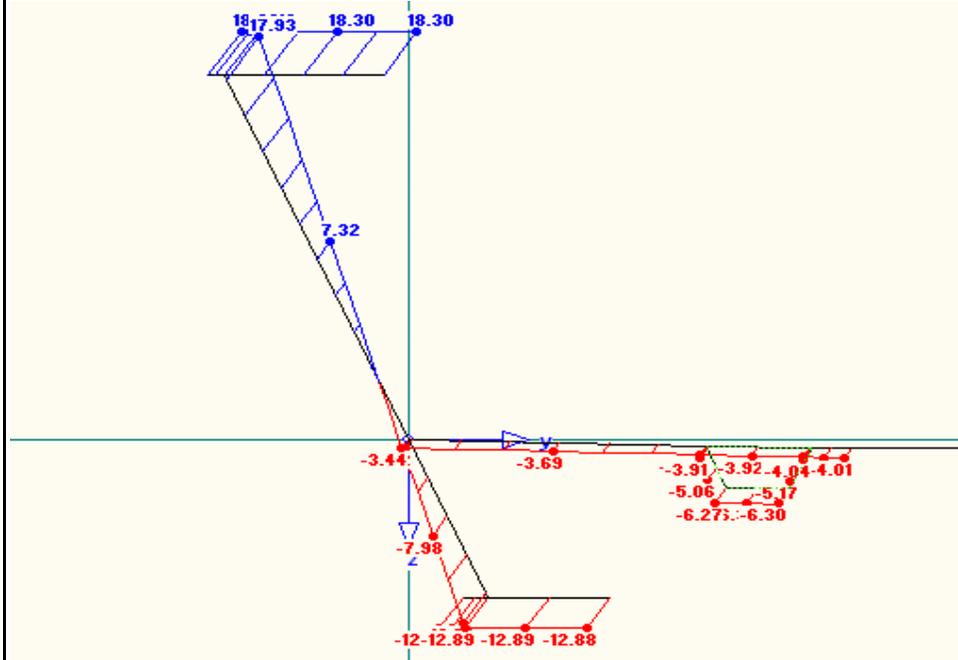


Abb.9.4.2: maximale Normalspannungen am Stab 136

Spannungen in [kN/cm²]

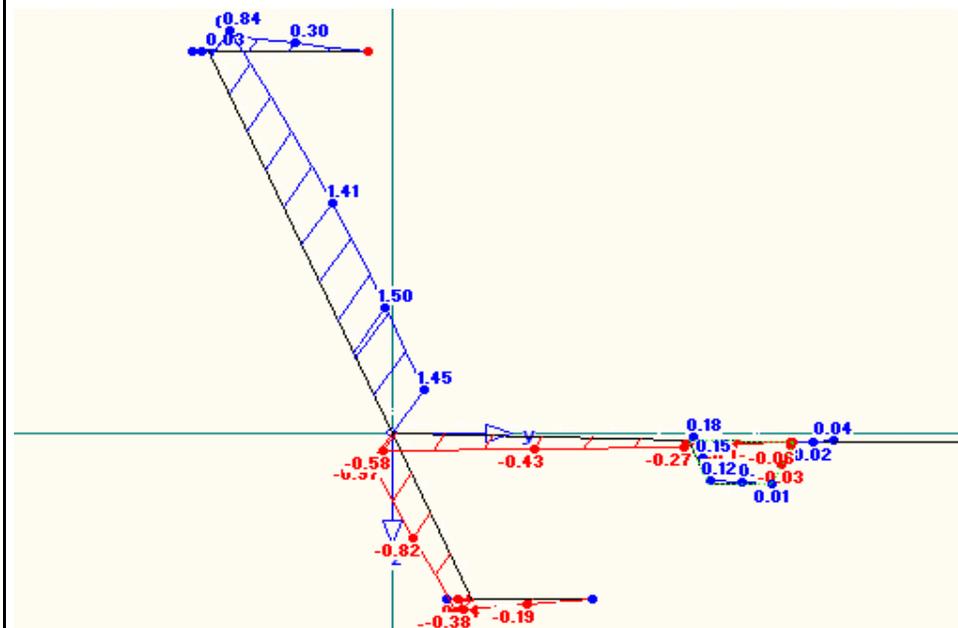


Abb.9.4.3: Schubspannungen am Stab 136

Spannungen in [kN/cm²]

Spannungspunkt "1": $\sigma_{x,1} = 18,30 \text{ kN/cm}^2$ $\sigma_{x,2} = 17,93 \text{ kN/cm}^2$ $\sigma_{x,3} = 1,08 \text{ kN/cm}^2$ $\sigma_{x,4} = -3,44 \text{ kN/cm}^2$ $\sigma_{x,5} = -12,51 \text{ kN/cm}^2$ $\sigma_{x,6} = -12,89 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_1 = 0,61 \text{ kN/cm}^2$ $\tau_2 = 0,84 \text{ kN/cm}^2$ $\tau_3 = 1,50 \text{ kN/cm}^2$ $\tau_4 = 1,45 \text{ kN/cm}^2$ $\tau_5 = -0,58 \text{ kN/cm}^2$ $\tau_6 = -0,38 \text{ kN/cm}^2$	maximale Normalspannung am Q5-5
---	--	---------------------------------

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,1} = 18,33 \text{ kN/cm}^2$		maximale Vergleichsspannung am Q5-5
$\sigma_{v,2} = 17,99 \text{ kN/cm}^2$		
$\sigma_{v,3} = 2,81 \text{ kN/cm}^2$		
$\sigma_{v,4} = 4,26 \text{ kN/cm}^2$		
$\sigma_{v,5} = 12,55 \text{ kN/cm}^2$		
$\sigma_{v,6} = 12,91 \text{ kN/cm}^2$	< 23,50 kN/cm ²	

A.2) Maximale Schubspannungen am Q5-5 der handelskaiseitigen Brücke am Stab 136:

	LK Nr.	N _{Ed} [kN]	Q _{y,Ed} [kN]	Q _{z,Ed} [kN]	M _{Tp,Ed} [kNm]	M _{y,Ed} [kNm]	M _{z,Ed} [kNm]	
Stab 136	09	360,42	5,28	-252,14	0,00	-996,00	-3,05	M _{z,Ed} wird nicht berücksichtigt. Q _{z,min} pro HT

Zugehörige Lastfälle:
 LF1, LF2, LF3, LF10 bis LF14, LF23, LF40, F41, LF43

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

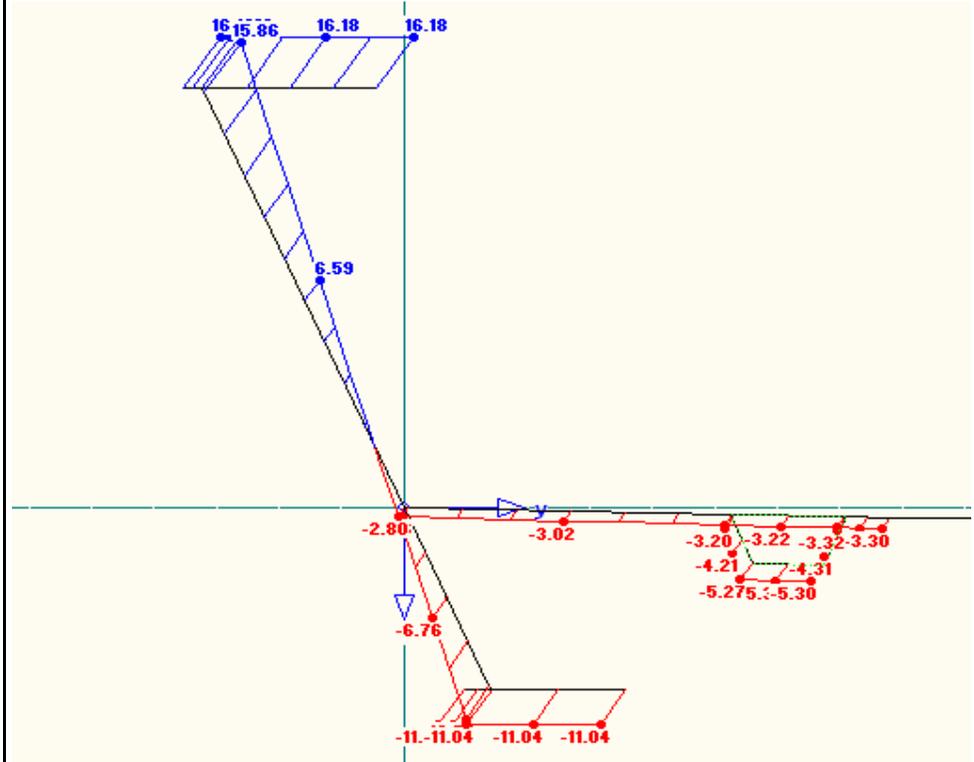


Abb.9.4.4: Normalspannungen am Stab 136 zufolge Q_{z,min} Spannungen in [kN/cm²]

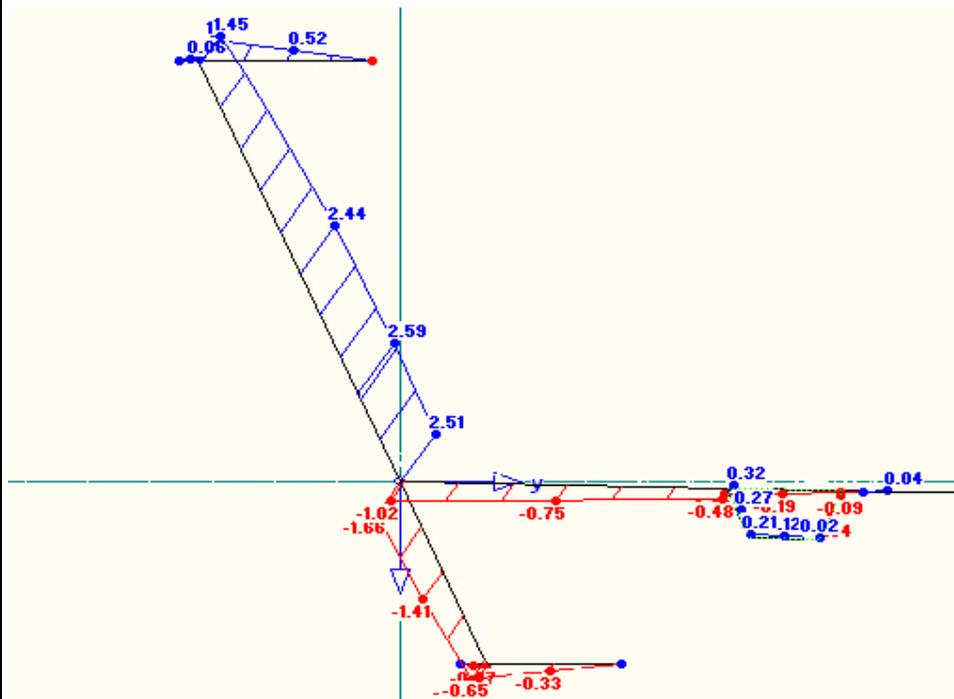


Abb.9.4.5: maximale Schubspannungen am Stab 136.

Spannungen in [kN/cm²]

Spannungspunkt "1": $\sigma_{x,1} =$	16,18 kN/cm ²	$\tau_1 =$	1,05 kN/cm ²
$\sigma_{x,2} =$	15,86 kN/cm ²	$\tau_2 =$	1,45 kN/cm ²
$\sigma_{x,3} =$	1,06 kN/cm ²	$\tau_3 =$	2,59 kN/cm ²
$\sigma_{x,4} =$	-2,80 kN/cm ²	$\tau_4 =$	2,51 kN/cm ²
$\sigma_{x,5} =$	-10,72 kN/cm ²	$\tau_5 =$	-0,99 kN/cm ²
$\sigma_{x,6} =$	-11,04 kN/cm ²	$\tau_6 =$	-0,65 kN/cm ²

maximale Schubspannung am Q5-5

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,1} =$	16,28 kN/cm ²	
$\sigma_{v,2} =$	16,06 kN/cm ²	
$\sigma_{v,3} =$	4,61 kN/cm ²	
$\sigma_{v,4} =$	5,17 kN/cm ²	
$\sigma_{v,5} =$	10,86 kN/cm ²	
$\sigma_{v,6} =$	11,10 kN/cm ²	< 23,50 kN/cm ²

A.3) $M_{y,max}$ für Q5-5 der handelskaiseitigen Brücke am Stab 136:

siehe Abb.8.2.1

Die folgenden Schnittgrößen erzeugen die größten Druckspannungen im OG. Sie sind jedoch nur für die Querschnittsklassifizierung relevant:

	LK Nr.	N_{Ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 136	09	66,12	2,09	-57,1	0	226,52	-1,03

$M_{z,Ed}$ wird nicht berücksichtigt.

$M_{y,max}$ pro HT

Zugehörige Lastfälle:

LF1, LF2, LF3, LF14 bis LF16, LF31, LF32, LF35, LF42, LF44

vergleiche mit Tab.7.2

Daraus ergibt sich folgender Spannungsverlauf:

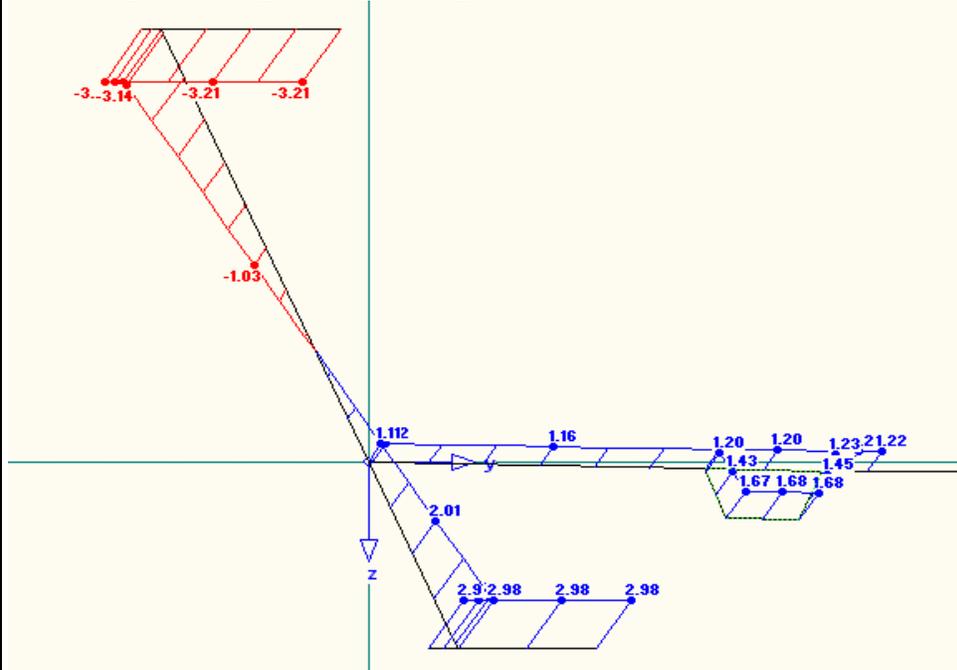


Abb.9.4.6: minimale Normalspannungen im OG am Stab 136 zufolge $M_{y,max}$

Spannungspunkt "1": $\sigma_{x,1} = -3,21 \text{ kN/cm}^2$

B) Ermittlung der Querschnittsklassen:

$$c_{OG} = 280 - 12/2 - 4 \cdot 2^{1/2} = 268 \text{ mm}$$

$$c_w = 1118 - 2 \cdot 4 \cdot 2^{1/2} = 1107 \text{ mm}$$

$$c_{UG} = 215 - 12/2 - 4 \cdot 2^{1/2} = 203 \text{ mm}$$

$$t_{OG} = 15 \text{ mm}$$

$$t_w = 12 \text{ mm}$$

$$t_{UG} = 15 \text{ mm}$$

$$\epsilon = 1$$

Spannungspunkt "1" (Druck positiv): $\sigma_{com,1} = 3,21 \text{ kN/cm}^2$

Spannungspunkt "2": $\sigma_{com,2} = -17,93 \text{ kN/cm}^2$

Spannungspunkt "5": $\sigma_{com,5} = 12,51 \text{ kN/cm}^2$

Spannungspunkt "6": $\sigma_{com,6} = 12,89 \text{ kN/cm}^2$

$f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$

$\gamma_{M0} = 1$

$\epsilon_{OG} = 2,706$

$\epsilon_{steg} = 1,371$

$\epsilon_{UG} = 1,350$

$$\sqrt{\frac{f_y / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}} = \text{Faktor zur Erhöhung von } \epsilon$$

Klassifizierung des Steges :

Der Steg wird durch Momente und Normalkräfte beansprucht. Mit der Spannungsverteilung errechnet sich ψ zu:

Spannungen in $[\text{kN/cm}^2]$

EN 1993-1-1/ Kap. 5.6
Tabelle 5.2

Kehlnaht mit $a=4\text{mm}$

Stahlgüte S235:

siehe (A.3)

siehe (A.1)

siehe (A.1)

siehe (A.1)

Stahlgüte S235:

siehe Kap. 3.3

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Verfasser: Ebner Georg Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
$\sigma_{zug} = \psi \sigma_{druck} \rightarrow \psi = \frac{\sigma_{zug}}{\sigma_{druck}} = -1,433 \quad c/t = 1107/12 = 92,22$ <p>$\psi \leq -1$ daraus folgt:</p> $c/t = 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)} = 180,61 \geq 92,22$ <p>Der Steg ist in Querschnittsklasse 3 einzustufen.</p> <p>Klassifizierung des Obergurtes :</p> $\frac{c}{t} \leq 14 \varepsilon_{OG} \quad 14 \cdot \varepsilon_{OG} = 44,94$ $c/t = 268/25 = 17,89 \leq 44,94$ <p>Der OG kann auf diesem Spannungsniveau in Querschnittsklasse 3 eingestuft werden.</p> <p>Klassifizierung des Untergurtes:</p> $\frac{c}{t} \leq 14 \varepsilon_{UG} \quad 14 \cdot \varepsilon = 14,00$ $c/t = 203/12 = 13,56 \leq 14,00$ <p>Der UG ist in jedem Fall in Querschnittsklasse 3 einzustufen.</p> <p>Der Hauptträger kann somit als Klasse 3 - Querschnitt eingestuft werden.</p> <p>C) Schubbeulen:</p> <p>Der Schubbeulwert k_τ ergibt sich nach EN1993-1-5/ Anhang A.3 (1) zu:</p> $k_\tau = 5,34 + 4 \cdot (h_w / a)^2 + k_{\tau,sl} = 5,492 \quad a/h_w \geq 1$ $\varepsilon = 1$ $\eta = 1$ $h_w/t_w = 65,08$ $\frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau} = 72,65 > 65,08$ <p>Der Schubbeulnachweis braucht am Querschnitt 5-5 nicht geführt zu werden. Der Spannungsnachweis beziehungsweise der Vergleichsspannungsnachweis am Querschnitt im Kapitel 9.4 ist ausreichend.</p>	$\sigma_{Steg,o} = -17,93$ (Zug) $\sigma_{Steg,u} = 12,89$ (Druck) EN 1993-1-5/ Kap. 5.6 Tabelle 5.2 EN 1993-1-5/ Kap. 5.6 Tabelle 5.2 Gurt einseitig gehalten EN 1993-1-5/ Kap. 5.6 Tabelle 5.2 Gurt einseitig gehalten analog zu Kap.9.1 C) oberes Stegblechfeld: $h_w = 781$ mm (Abb.9.4.1) Abstand der Querstreifen: $a = 4000$ mm $k_{\tau,sl} = 0$, da keine Längs- streifen vorhanden sind. EN 1993-1-5/ Kap.5.1 (2)

9.5. Querschnitt 6-6: Feldquerschnitt der handelskaiseitigen Brücke

siehe Plan Nr.2
 Querschnitt 6-6

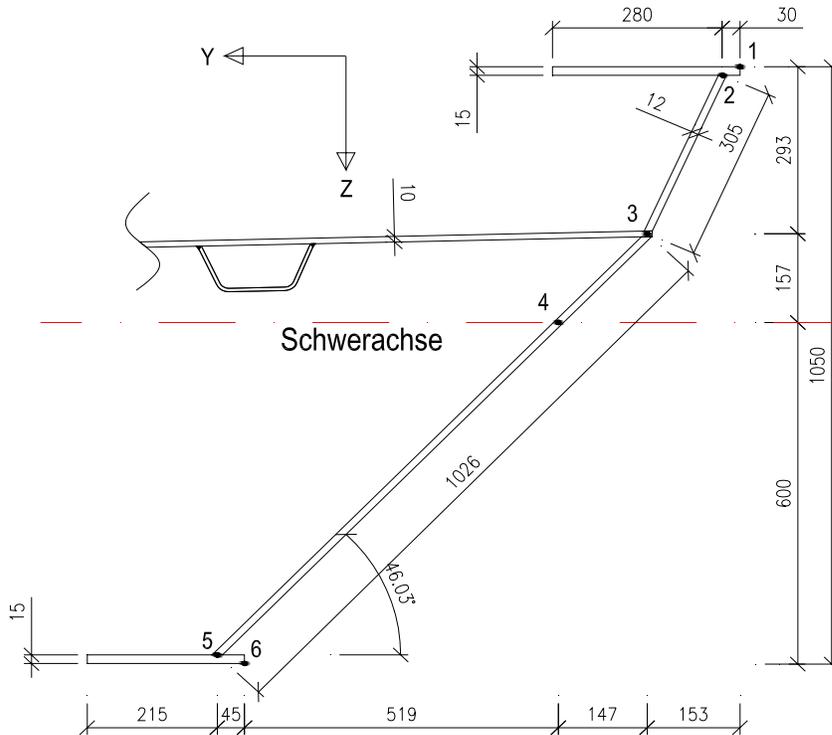


Abb.9.5.1: Definition der Spannungspunkte am Hauptträger bei Q6-6

Maße in [mm]

A) Bemessungsrelevante Schnittgrößen & Spannungsermittlung:

A.1) $M_{y,max}$ am Querschnitt 6-6 der handelskaiseitigen Brücke:

siehe Abb.8.2.5

	LK Nr.	N_{Ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 547	14	-123,48	0,06	-0,42	0,00	885,78	-11,92

$M_{z,Ed}$ wird berücksichtigt.

$M_{y,max}$ pro HT

Vergleiche mit Momentenverlauf in Abbildung 8.6.1.

Zugehörige Lastfälle:

LF1, LF2, LF3, LF13 bis LF16, LF30, LF32, LF35, LF42, LF43

vergleiche mit Tab.7.2

Daraus ergibt sich folgender Spannungsverlauf:

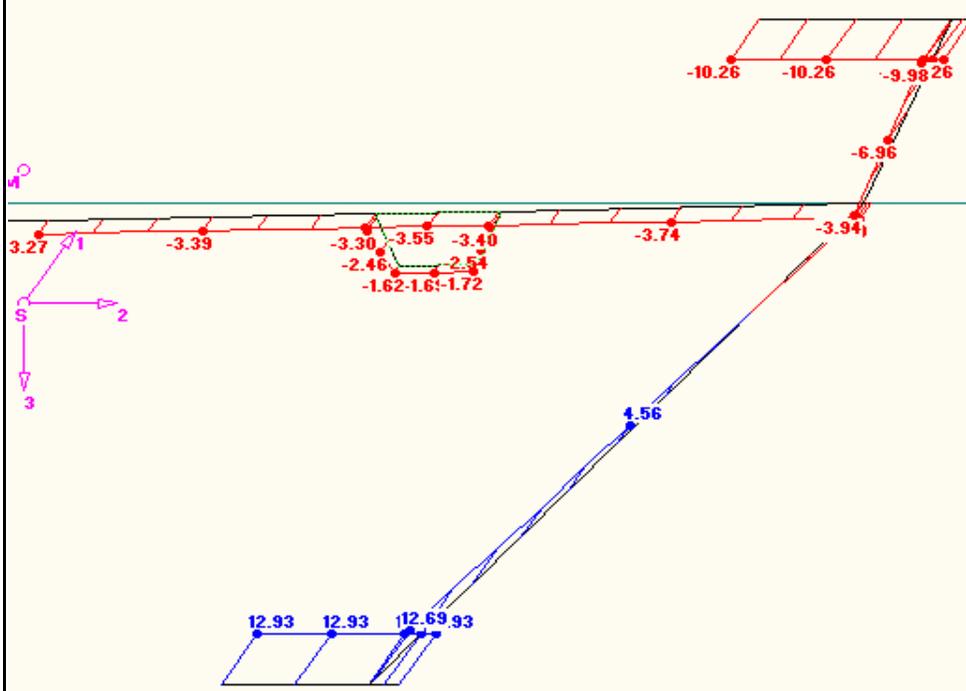


Abb.9.5.2: Normalspannungen am Stab 547 zufolge $M_{y,max}$

Spannungspunkt "1": $\sigma_{x,1} = -10,26 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{x,2} = -9,98 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{x,3} = -3,94 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{x,4} = -0,32 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{x,5} = 12,69 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{x,6} = 12,93 \text{ kN/cm}^2 < 23,50 \text{ kN/cm}^2$

Spannungen in $[\text{kN/cm}^2]$

Die Längsspannungen entsprechen hier bereits Vergleichsspannungen, da die Schubspannungen praktisch "0" sind.

A.2) $M_{y,min}$ am Querschnitt 6-6 der handelskaiseitigen Brücke:

Die folgenden Schnittgrößen erzeugen die größten Druckspannungen im UG. Sie sind lediglich für die Klassifizierung relevant:

	LK Nr.	N_{ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 547	09	-85,38	0,64	-51,02	0	-256,8	-15,53

siehe Abb.8.2.5

$M_{z,Ed}$ wird berücksichtigt.

$M_{y,min}$, $Q_{z,min}$ pro HT

Zugehörige Lastfälle:

LF1, LF2, LF3, LF10 bis LF12, LF31, LF33, LF34, LF40, LF41, LF44

vergleiche mit Tab.7.2

Daraus ergibt sich folgender Spannungsverlauf:

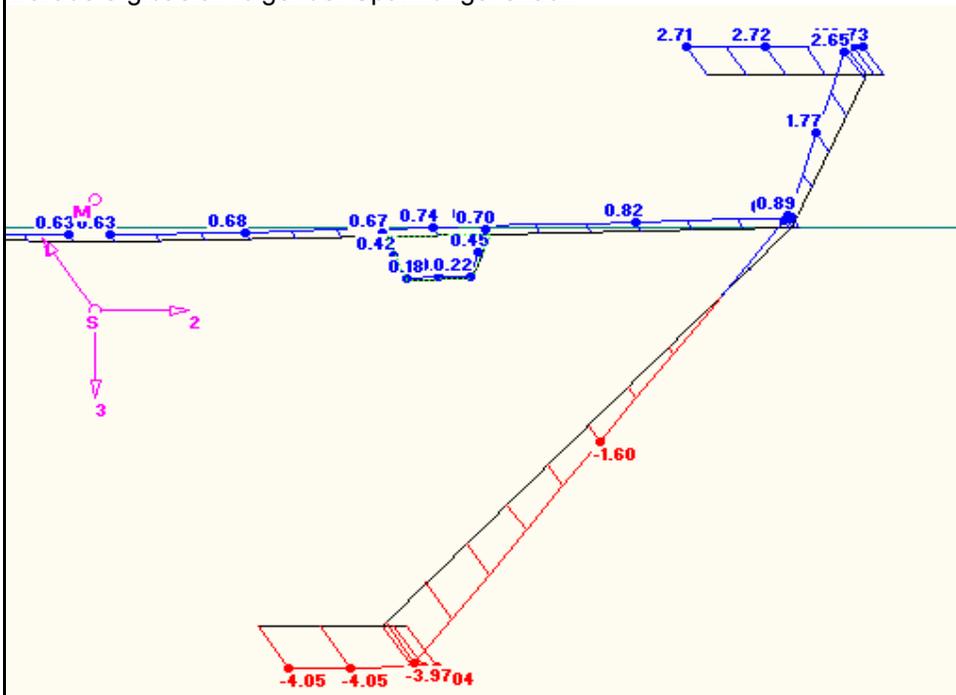


Abb.9.5.3: Normalspannungen am Stab 547 infolge $M_{y,min}$

Spannungen in [kN/cm²]

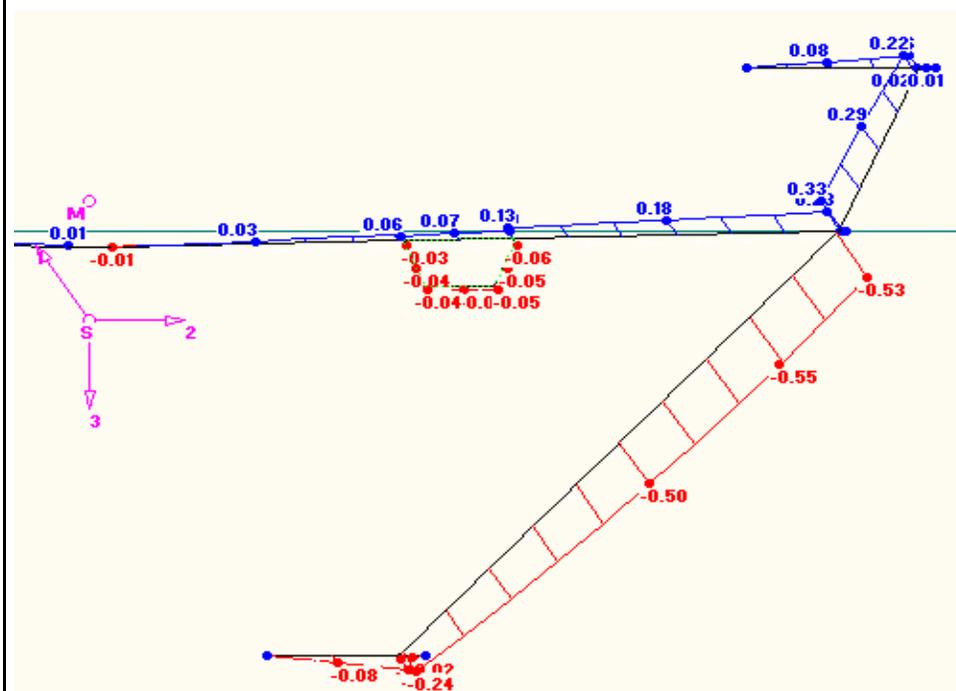


Abb.9.5.4: maximale Schubspannungen am Stab 547 infolge $Q_{z,min}$

Spannungen in [kN/cm²]

$\sigma_{x,3} =$	0,89 kN/cm ²	$\tau_3 =$	-0,53 kN/cm ²
$\sigma_{x,4} =$	-0,22 kN/cm ²	$\tau_4 =$	-0,55 kN/cm²
$\sigma_{x,5} =$	-3,97 kN/cm ²	$\tau_5 =$	-0,24 kN/cm ²
$\sigma_{x,6} =$	-4,05 kN/cm ²	$\tau_6 =$	-0,02 kN/cm ²

minimale Schubspannung am Q6-6

B) Ermittlung der Querschnittsklassen:

$$\begin{aligned}
 c_{OG} &= 280 - 12/2 - 4 \cdot 2^{1/2} = 268 \text{ mm} \\
 c_w &= 305 - 2 \cdot 4 \cdot 2^{1/2} = 294 \text{ mm} \\
 c_w &= 1026 - 2 \cdot 4 \cdot 2^{1/2} = 1015 \text{ mm} \\
 c_{UG} &= 215 - 12/2 - 4 \cdot 2^{1/2} = 203 \text{ mm} \\
 t_{OG} &= 15 \text{ mm} \\
 t_w &= 12 \text{ mm} \\
 t_{UG} &= 15 \text{ mm} \\
 \epsilon &= 1 \\
 \text{Spannungspunkt "1" (Druck positiv): } \sigma_{com,1} &= 10,26 \text{ kN/cm}^2 \\
 \text{Spannungspunkt "2": } \sigma_{com,2} &= 9,98 \text{ kN/cm}^2 \\
 \text{Spannungspunkt "3": } \sigma_{com,Ed,3} &= -0,89 \text{ kN/cm}^2 \\
 \text{Spannungspunkt "5": } \sigma_{com,Ed,5} &= 3,97 \text{ kN/cm}^2 \\
 \text{Spannungspunkt "6": } \sigma_{com,Ed,6} &= 4,05 \text{ kN/cm}^2 \\
 f_y &= 23,5 \text{ kN/cm}^2 \\
 \gamma_{M0} &= 1 \\
 \epsilon_{OG} &= 1,513 \\
 \epsilon_{steg,2-3} &= 1,535 \\
 \epsilon_{steg,5-3} &= 2,433 \\
 \epsilon_{UG} &= 2,409
 \end{aligned}$$

$$\sqrt{\frac{f_y / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}} = \text{Faktor zur Erhöhung von } \epsilon$$

EN 1993-1-1/ Kap. 5.6
Tabelle 5.2
Kehlnaht mit a=4mm
obere Stegblechfeld
unteres Stegblechfeld
stets unter Zug!

Stahlgüte S235:
siehe A.1)
siehe A.1)
siehe A.2)
siehe A.2)
siehe A.2)
Stahlgüte S235:
siehe Kap. 3.3

oberes Stegblechfeld
unteres Stegblechfeld

Klassifizierung des Steges :

Unteres Stegblechfeld:

Der Steg wird durch Momente und Normalkräfte beansprucht. Mit der Spannungsverteilung errechnet sich ψ zu:

$$\sigma_{zug} = \psi \sigma_{druck} \rightarrow \psi = \frac{\sigma_{zug}}{\sigma_{druck}} = -0,224 \quad c/t = 1015/12 = 84,56$$

$\psi \geq -1$ daraus folgt:

$$\frac{c}{t} \leq \frac{42 \epsilon_{Steg}}{0,67 + 0,33 \psi} = 171,45 \geq 84,56$$

Das untere Stegblechfeld ist in Querschnittsklasse 3 einzustufen.

Oberes Stegfeld:

$$\frac{c}{t} \leq 42 \epsilon_{Steg} \quad 42 \cdot \epsilon = 42,00 \quad c/t = 294/12 = 24,47 \leq 42,00$$

Das obere Stegfeld ist in jedem Fall in Querschnittsklasse 3 einzustufen.

Klassifizierung des Obergurtes :

$$\frac{c}{t} \leq 14 \epsilon_{OG} \quad 14 \cdot \epsilon_{OG} = 21,19 \quad c/t = 268/25 = 17,89 \leq 21,19$$

Der OG ist auf diesem Spannungsniveau in Querschnittsklasse 3 einzustufen.

$\sigma_{Steg,u} = 3,97$ (Druck)
 $\sigma_{Steg,0} = -0,89$ (Zug)

EN 1993-1-5/ Kap. 5.6
Tabelle 5.2

im unguenstigsten
Fall voll unter Druck

EN 1993-1-5/ Kap. 5.6
Tabelle 5.2
Gurt einseitig gehalten

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

Klassifizierung des Untergurtes:

Der UG ist gemäß zu Kapitel 9.4 in Querschnittsklasse 3 einzustufen.

Der Hauptträger kann somit als Klasse 3 - Querschnitt eingestuft werden.
 Ein Vergleichspannungsnachweis ist somit ausreichend.

C) Schubbeulen:

Der Schubbeulwert k_τ ergibt sich nach EN1993-1-5/ Anhang A.3 (1) zu:

$$k_\tau = 5,34 + 4 \cdot (h_w / a)^2 + k_{\tau,sl} = 5,603 \quad a/h_w \geq 1$$

$$\varepsilon = 1$$

$$\eta = 1$$

$$h_w/t_w = 85,50$$

$$\frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau} = 73,38 < 85,50$$

Demnach muss für das untere Stegblechfeld des Querschnitts 6-6 ein Schubbeulnachweis geführt werden.

9.6. Querschnitt 7-7: Endquerschnitt der handelskaiseitigen Brücken

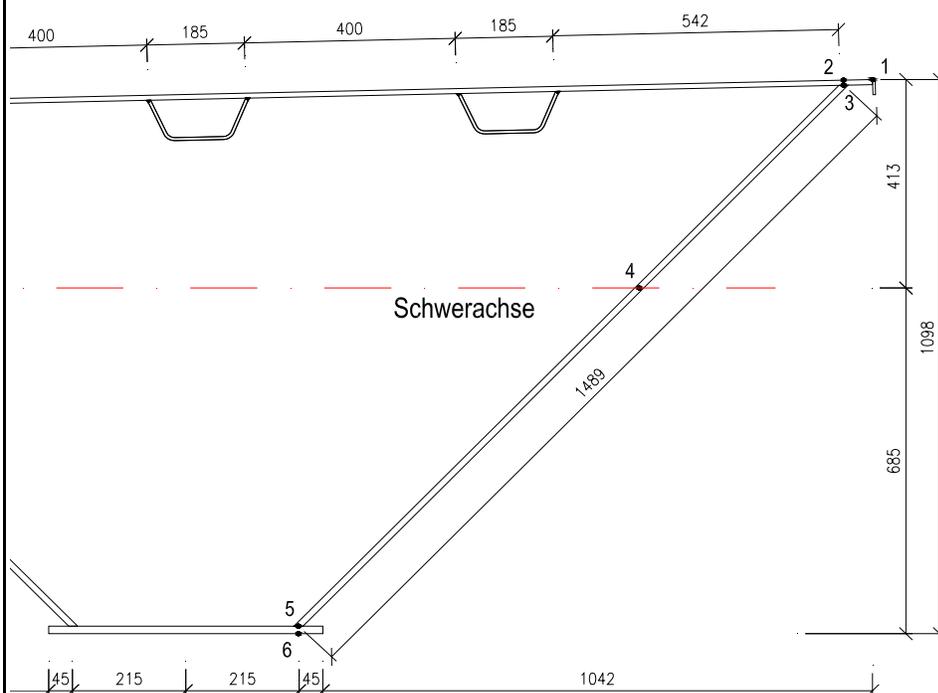


Abb.9.6.1: Definition der Spannungspunkte am Hauptträger bei Q7-7

analog zu Kap.9.1 C)

unteres Stegblechfeld:
 $h_w=1026\text{mm}$ (Abb.9.5.1)
 Abstand der Quersteifen:
 $a=4000\text{mm}$
 $k_{\tau,sl}=0$, da keine Längs-
 steifen vorhanden sind.
 EN 1993-1-5/ Kap.5.1 (2)

siehe Plan Nr.2
 Querschnitt 7-7

Maße in [mm]

A) Maßgebende Schnittgrößen & Spannungsermittlung:

A.1) $M_{y,max}$ am Querschnitt 7-7 der handelskaiseitigen Brücke:

bei Achse QT15

	LK Nr.	N_{Ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 545	09	-27,37	-0,63	132,34	0,00	342,69	1,51

$M_{z,Ed}$ wird berücksichtig.
 $M_{y,min}$ pro HT

Zugehörige Lastfälle:
 LF1, LF2, LF3, LF13 bis LF16, LF32, LF35, F42, LF43

vergleiche mit Tab.7.2

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

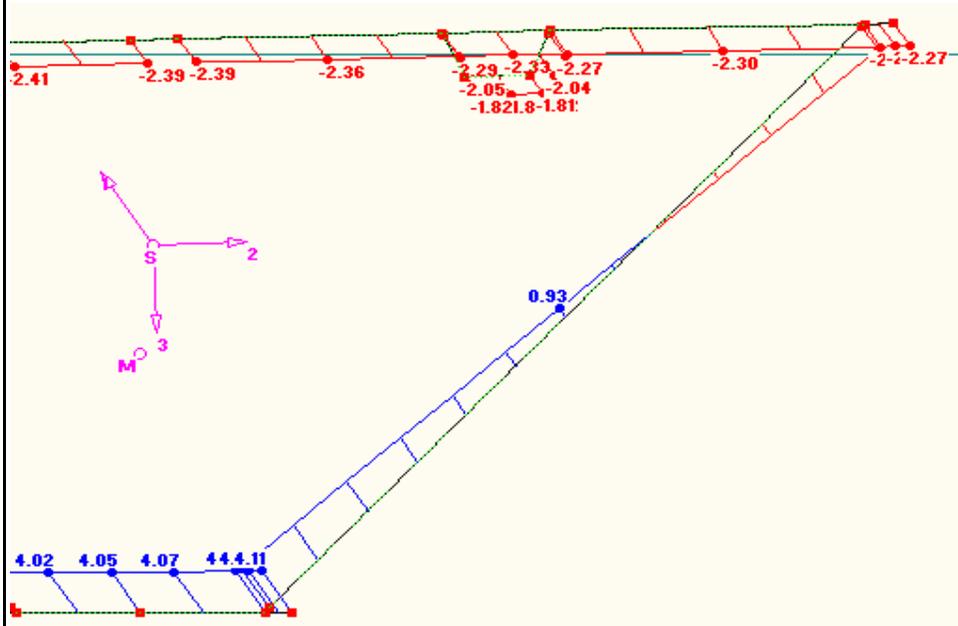


Abb.9.6.2: Normalspannungen am Stab 545 zufolge $M_{y,max}$

Spannungen in [kN/cm²]

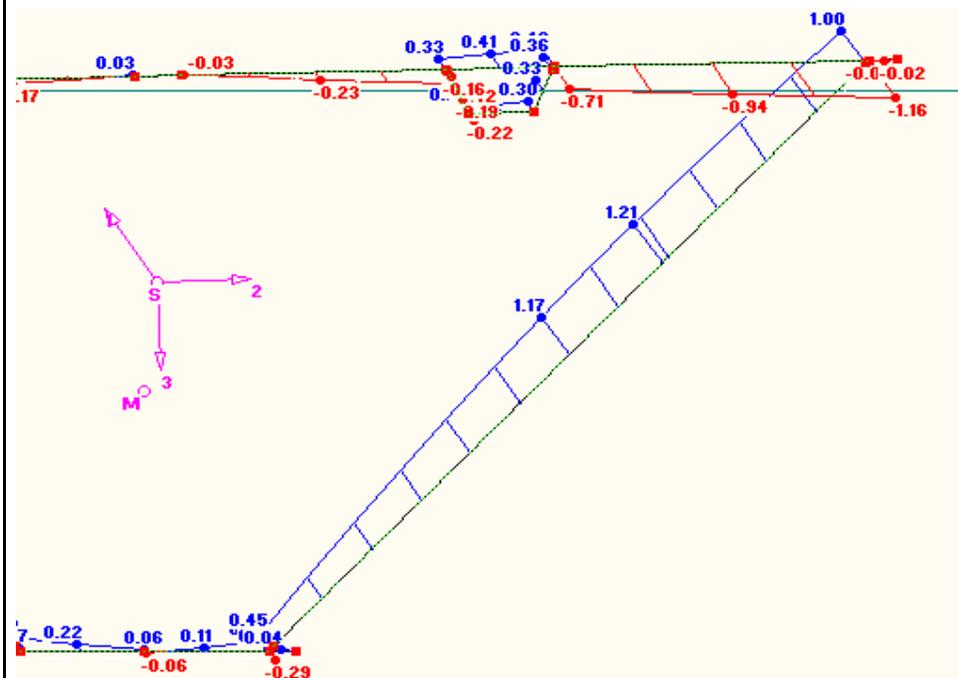


Abb.9.6.3: dazugehörige Schubspannungen

Spannungen in [kN/cm²]

Spannungspunkt "1":	$\sigma_{x,1} = -2,27 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_1 = 0,00 \text{ kN/cm}^2$
	$\sigma_{x,2} = -2,27 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_2 = -1,16 \text{ kN/cm}^2$
	$\sigma_{x,3} = -2,24 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_3 = 1,00 \text{ kN/cm}^2$
	$\sigma_{x,4} = -0,08 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_4 = 1,21 \text{ kN/cm}^2$

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

$\sigma_{x,5} = 4,04 \text{ kN/cm}^2$ $\tau_5 = 0,45 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{x,6} = 4,11 \text{ kN/cm}^2$ $\tau_6 = 0,00 \text{ kN/cm}^2$

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,1} = 2,27 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{v,2} = 3,03 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{v,3} = 2,83 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{v,4} = 2,10 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{v,5} = 4,11 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{v,6} = 4,11 \text{ kN/cm}^2 < 23,50 \text{ kN/cm}^2$

A.2) $Q_{z,max}$ am Querschnitt 7-7 der handelskaiseitigen Brücke:

	LK Nr.	N_{Ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 545	14	-3,83	-0,70	142,06	0,00	10,00	0,00

bei Achse QT16
 $M_{z,Ed}$ wird berücksichtigt.
 $M_{y,min}, Q_{max}$ pro HT

Zugehörige Lastfälle:

LF1, LF2, LF3, LF13 bis LF16, LF30, LF32, LF35, F42, LF43

vergleiche mit Tab.7.2

Im folgenden wird nur der Schubspannungsverlauf dargestellt, da infolge dieser Schnittgrößen die Normalspannungen an keiner Faser $0,11 \text{ kN/cm}^2$ übersteigen:

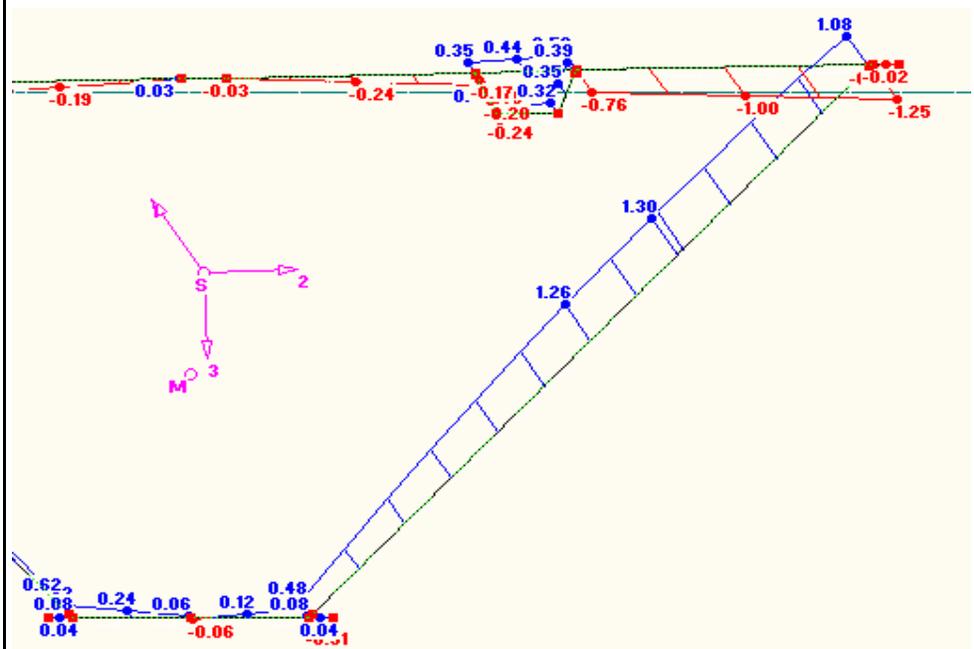


Abb.9.6.4: maximale Schubspannungen am Q7-7

Spannungen in $[\text{kN/cm}^2]$

$\tau_1 = 0,00 \text{ kN/cm}^2$
 $\tau_2 = -1,25 \text{ kN/cm}^2$
 $\tau_3 = 1,08 \text{ kN/cm}^2$
 $\tau_4 = \mathbf{1,30} \text{ kN/cm}^2 < 13,57 \text{ kN/cm}^2$
 $\tau_5 = 0,48 \text{ kN/cm}^2$
 $\tau_6 = 0,00 \text{ kN/cm}^2$

maximale Schubspannung am Q7-7

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Verfasser: Ebner Georg Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
<p>B) Ermittlung der Querschnittsklassen:</p> $c_{OG} = 542 - 12/2 - 6/2 - 2 \cdot 4 \cdot 2^{1/2} = 522 \text{ mm}$ $c_w = 1489 - 2 \cdot 4 \cdot 2^{1/2} = 1478 \text{ mm}$ $c_{UG} = 215 - 2 - 2 \cdot 12/2 - 2 \cdot 4 \cdot 2^{1/2} = 407 \text{ mm}$ $t_{OG} = 15 \text{ mm}$ $t_w = 12 \text{ mm}$ $t_{UG} = 15 \text{ mm}$ $\epsilon = 1$ <p>Spannungspunkt "1" (Druck positiv): $\sigma_{com,1} = 2,27 \text{ kN/cm}^2$ Spannungspunkt "3": $\sigma_{com,3} = 2,24 \text{ kN/cm}^2$ Spannungspunkt "5": $\sigma_{com,5} = -4,04 \text{ kN/cm}^2$ Spannungspunkt "6": $\sigma_{com,6} = -4,11 \text{ kN/cm}^2$</p> $f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$ $\gamma_{M0} = 1$ $\epsilon_{OG} = 3,218$ <p>$\sqrt{\frac{f_y / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}}$ Faktor zur Erhöhung von ϵ</p> <p>Klassifizierung des Steges :</p> <p>Der Steg wird durch Momente und Normalkräfte beansprucht. Mit der Spannungsverteilung errechnet sich ψ zu:</p> $\sigma_{zug} = \psi \sigma_{druck} \rightarrow \psi = \frac{\sigma_{zug}}{\sigma_{druck}} = -1,804 \quad c/t = 1107/12 = 123,14$ <p>$\psi \leq -1$ daraus folgt:</p> $c/t = 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)} = 233,44 \geq 123,14$ <p>Das Stegblech ist in Querschnittsklasse 3 einzustufen.</p> <p>Klassifizierung des Obergurtes :</p> $\frac{c}{t} \leq 14 \epsilon_{OG} \quad 14 \cdot \epsilon_{OG} = 45,05$ $c/t = 268/25 = 34,78 \leq 45,05$ <p>Der OG ist auf diesem Spannungsniveau in Querschnittsklasse 3 einzustufen.</p> <p>Klassifizierung des Untergurtes:</p> <p>Der UG ist stets unter Zug und kann ohne weiteres in Querschnittsklasse 1 eingestuft werden.</p> <p>Der Hauptträger kann somit als Klasse 3 - Querschnitt eingestuft werden. Folgender Spannungsnachweis ist somit maßgebend.</p>	EN 1993-1-1/ Kap. 5.6 Tabelle 5.2 Kehlnaht mit a=4mm Stahlgüte S235: siehe (A.1) siehe (A.1) siehe (A.1) siehe (A.1) Stahlgüte S235: siehe Kap. 3.3 $\sigma_{Steg,o} = 2,24$ (Druck) $\sigma_{Steg,u} = -4,04$ (Zug) $\epsilon = 1$ EN 1993-1-5/ Kap. 5.6 Tabelle 5.2 EN 1993-1-5/ Kap. 5.6 Tabelle 5.2 Gurt einseitig gehalten

C) Schubbeulen:

analog zu Kap.9.1 C)

Der Schubbeulwert k_τ ergibt sich nach EN1993-1-5/ Anhang A.3 (1) zu:

$$k_\tau = 5,34 + 4 \cdot (h_w / a)^2 + k_{\tau,sl} = 6,776 \quad a/h_w \geq 1$$

$$\varepsilon = 1$$

$$\eta = 1$$

$$h_w/t_w = 124,08$$

$$\frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau} = 80,70 < 124,08$$

unteres Stegblechfeld:
 $h_w=1489\text{mm}$ (Abb.9.6.1)
 Abstand der Quersteifen
 im Endfeld: $a=2500\text{mm}$
 $k_{\tau,sl}=0$, da keine Längs-
 steifen vorhanden sind.
 EN 1993-1-5/ Kap.5.1 (2)

Demnach muss für das Stegblech des Querschnitts 7-7 ein Schubbeulnachweis geführt werden.

9.7. Querschnitt 9-9 - Anschlussquerschnitt der Mittelstütze zum Hauptträger:

siehe Plan Nr.2
 Querschnitt 9-9

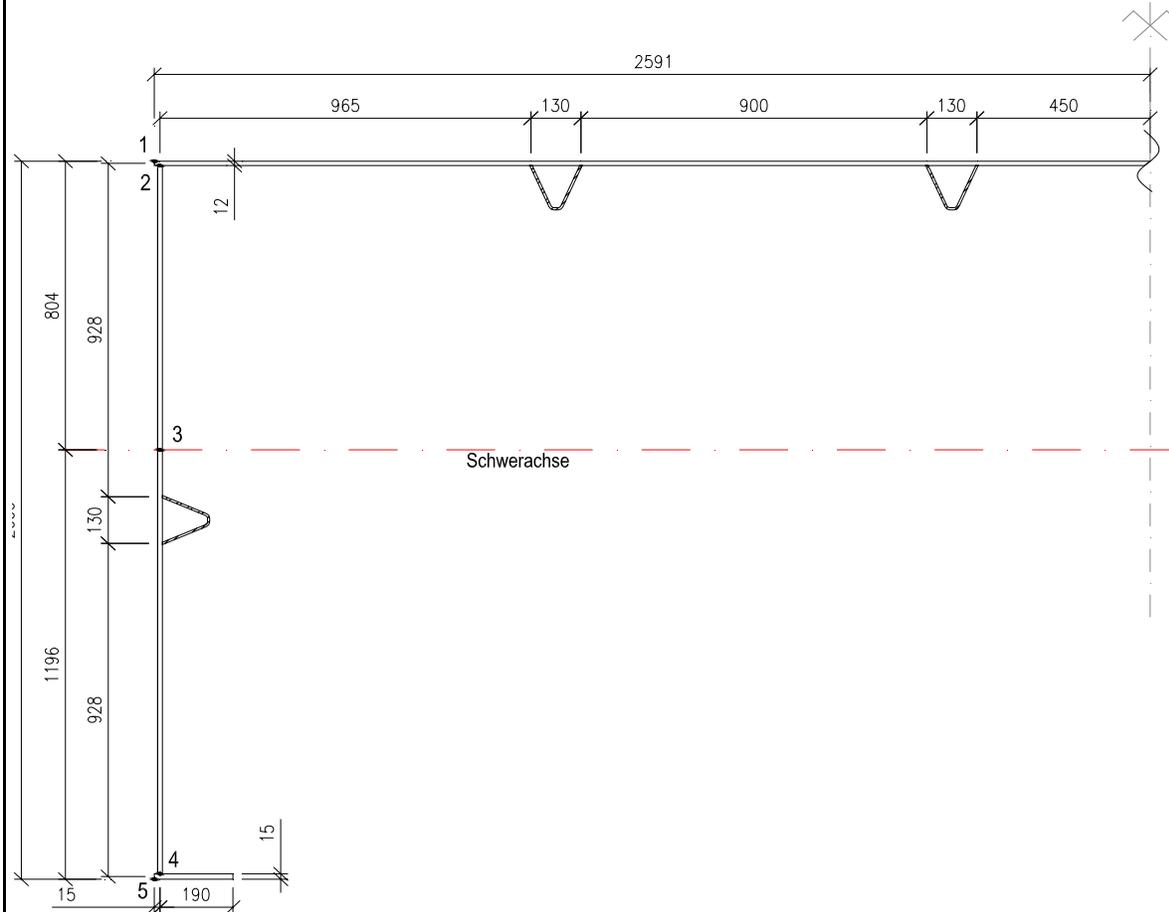


Abb.9.7.1: Definition der Spannungspunkte am Stützenquerschnitt Q9-9

Maße in [mm]

A) Bemessungsrelevante Schnittgrößen & Spannungsermittlung:
A.1) $M_{y,max}$ am Querschnitt 9-9 der Stütze:

siehe Abb.8.2.5
 $M_{z,Ed}$ wird berücksichtigt.
 $M_{y,max}$ pro HT
vergleiche mit Tab.7.2

	LK Nr.	N_{Ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 21	10	-432,25	130,01	11,96	-0,10	387,93	172,31

Zugehörige Lastfälle:
LF1, LF2, LF3, LF10, LF11, LF13 bis LF16, LF30, LF33, LF34, LF41, F43, LF44
Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

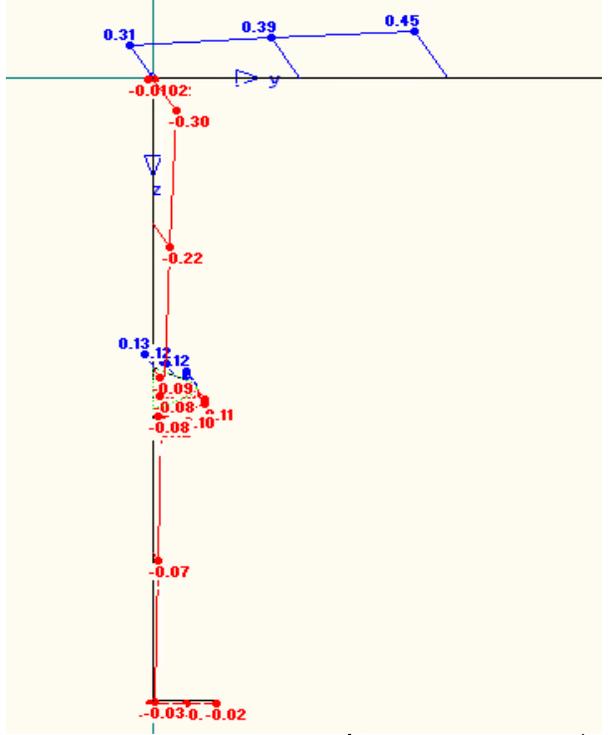
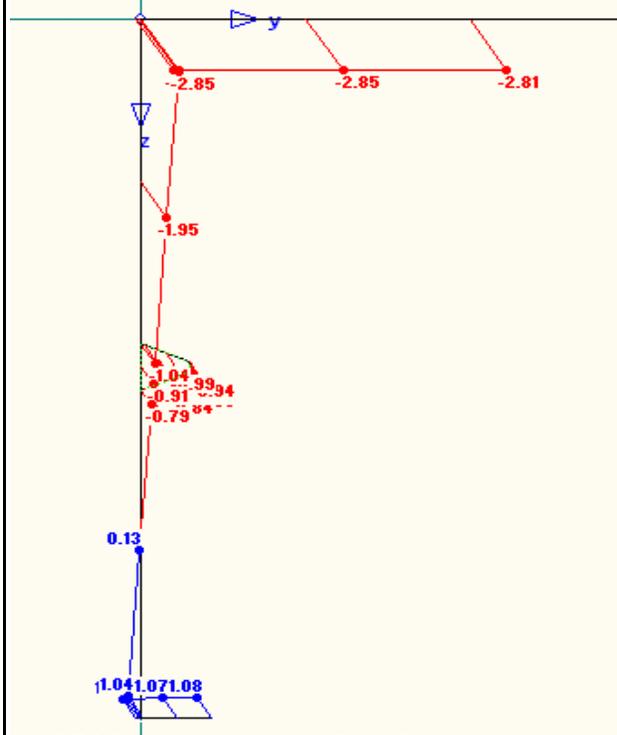


Abb.9.7.2: Normalspannungen zufolge $M_{y,max}$

zugehörige Schubspannungen

Spannungen in $[kN/cm^2]$

Spannungspunkt "1": $\sigma_{x,1} = -2,88 \text{ kN/cm}^2$ $\sigma_{x,2} = -2,85 \text{ kN/cm}^2$ $\sigma_{x,3} = -1,50 \text{ kN/cm}^2$ $\sigma_{x,4} = 1,04 \text{ kN/cm}^2$ $\sigma_{x,5} = 1,07 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_1 = -0,01 \text{ kN/cm}^2$ $\tau_2 = -0,30 \text{ kN/cm}^2$ $\tau_3 = -0,18 \text{ kN/cm}^2$ $\tau_4 = 0,03 \text{ kN/cm}^2$ $\tau_5 = 0,02 \text{ kN/cm}^2$
--	--

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,1} = 2,88 \text{ kN/cm}^2$ $\sigma_{v,2} = 2,90 \text{ kN/cm}^2$ $\sigma_{v,3} = 1,53 \text{ kN/cm}^2$ $\sigma_{v,4} = 1,04 \text{ kN/cm}^2$ $\sigma_{v,5} = 1,07 \text{ kN/cm}^2$	$< 23,50 \text{ kN/cm}^2$
---	---------------------------

A.2) $M_{y,min}$ am Querschnitt 9-9 der Stütze:

siehe Abb.8.2.5
 $M_{z,Ed}$ wird berücksichtigt.
 $M_{y,min}$ pro HT

	LK Nr.	N_{Ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 21	10	-572,93	-95,10	143,61	0,22	-336,50	-149,30

Zugehörige Lastfälle:
 LF1, LF2, LF3, LF11, LF13, LF14, LF24, LF41, F43

vergleiche mit Tab.7.2

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

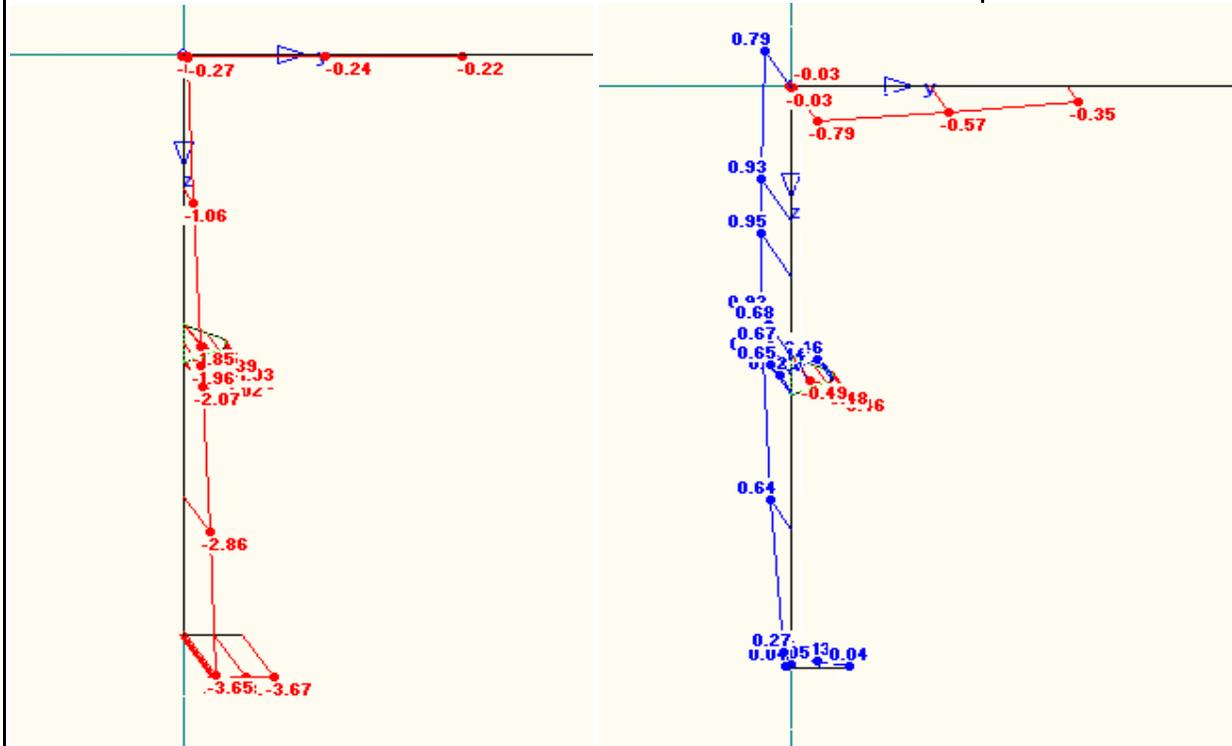


Abb.9.7.3: Normalspannungen zufolge $M_{y,min}$

zugehörige Schubspannungen

Spannungen in $[kN/cm^2]$

Spannungspunkt "1": $\sigma_{x,1} = -0,27 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_1 = -0,03 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,2} = -0,27 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_2 = 0,79 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,3} = -1,46 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_3 = 0,95 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,4} = -3,65 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_4 = 0,27 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,5} = -3,68 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_5 = 0,04 \text{ kN/cm}^2$

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,1} = 0,27 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,2} = 1,39 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,3} = 2,20 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,4} = 3,68 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,5} = 3,68 \text{ kN/cm}^2$	$< 23,50 \text{ kN/cm}^2$

A.3) N_{min} am Querschnitt 9-9 der Stütze:

siehe Abb.8.2.5

	LK Nr.	N_{ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 21	09	-1088,49	-5,77	175,56	0,16	-82,41	-36,08

$M_{z,Ed}$ wird berücksichtigt.

N_{min} pro HT

Zugehörige Lastfälle:

LF1, LF2, LF3, LF10, LF11, LF13 bis LF16, LF30, LF33, LF34, LF41, F43, LF44

vergleiche mit Tab.7.2

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

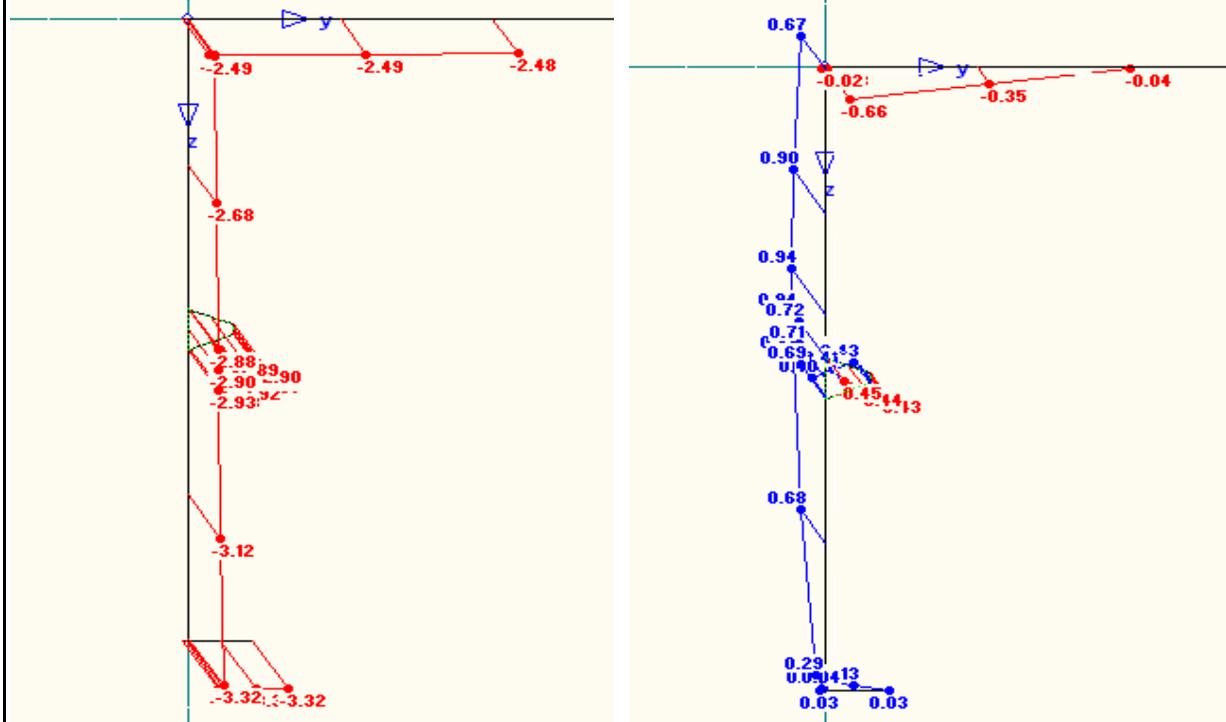


Abb.9.7.4: Normalspannungen zufolge N_{min}

zugehörige Schubspannungen

Spannungen in $[kN/cm^2]$

Spannungspunkt "1": $\sigma_{x,1} = -2,49 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_1 = -0,02 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,2} = -2,49 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_2 = 0,67 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,3} = -2,78 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_3 = 0,94 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,4} = -3,32 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_4 = 0,29 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,5} = -3,32 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_5 = 0,03 \text{ kN/cm}^2$

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,1} = 2,49 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,2} = 2,75 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,3} = 3,22 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,4} = 3,36 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,5} = 3,32 \text{ kN/cm}^2$	$< 23,50 \text{ kN/cm}^2$

A.4) $Q_{z,max}$ am Querschnitt 9-9 der Stütze:

siehe Abb.8.2.5

	LK Nr.	N_{Ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 21	09	-969,41	-66,18	192,41	0,23	-268,94	-118,84

$M_{z,Ed}$ wird berücksichtigt.

N_{min} pro HT

Zugehörige Lastfälle:

LF1, LF2, LF3, LF11, LF13 bis LF16, LF24, F41, LF43

vergleiche mit Tab.7.2

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

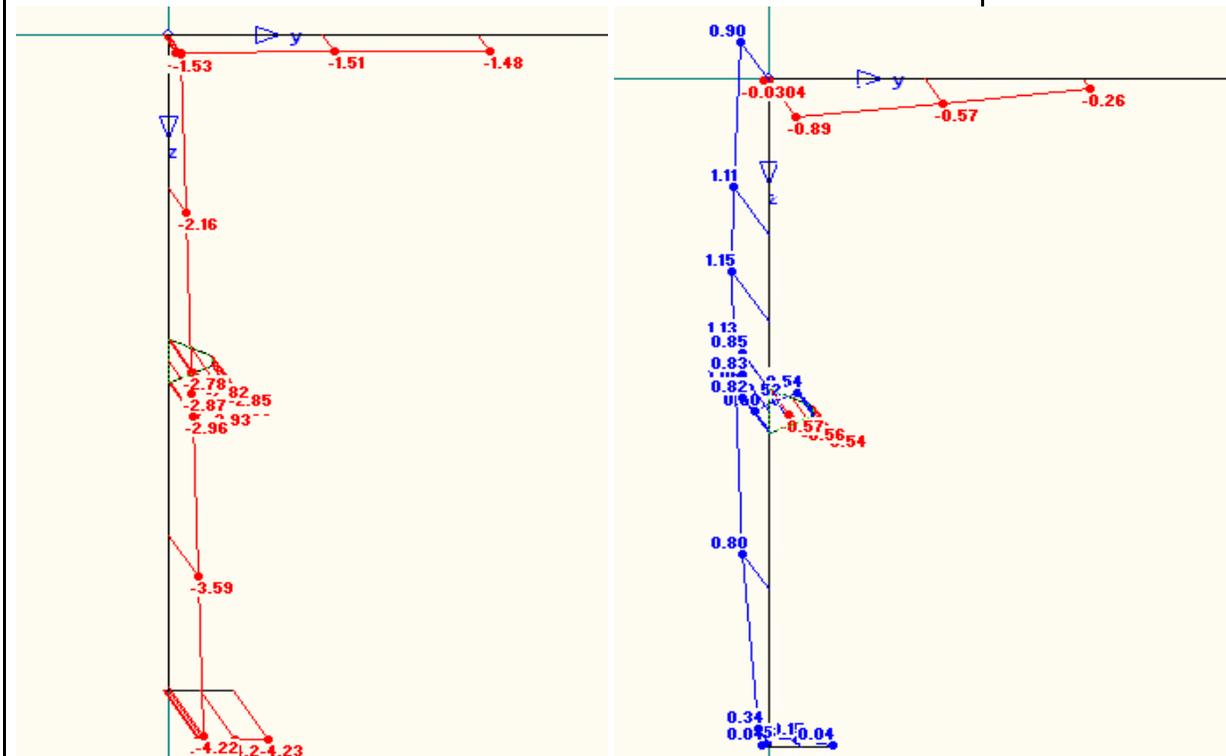


Abb.9.7.5: zugehörige Normalspannungen

Schubspannungen zufolge $Q_{z,max}$ Spannungen in $[kN/cm^2]$

Spannungspunkt "1": $\sigma_{x,1} = -1,53 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{x,2} = -1,53 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{x,3} = -2,47 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{x,4} = -4,22 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{x,5} = -4,24 \text{ kN/cm}^2$

$\tau_1 = -0,03 \text{ kN/cm}^2$
 $\tau_2 = 0,90 \text{ kN/cm}^2$
 $\tau_3 = 1,15 \text{ kN/cm}^2$
 $\tau_4 = 0,34 \text{ kN/cm}^2$
 $\tau_5 = 0,04 \text{ kN/cm}^2$

maximale Schubspannung am Q9-9
 maximale Normalspannung am Q9-9

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,1} = 1,53 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{v,2} = 2,18 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{v,3} = 3,17 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{v,4} = 4,26 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{v,5} = 4,24 \text{ kN/cm}^2 < 23,50 \text{ kN/cm}^2$

maximale Vergleichsspannung am Q5-5

A.5) Zugehörige Schnittgrößen für den Beulnachweis des Stegbleches des HT zwischen den Achsen QT8 und QT9:

	LK Nr.	N_{Ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 561	09	-1007,13	-10,08	136,14	-0,14	-23,14	10,02

$M_{z,Ed}$ wird nicht berücksichtigt

Zugehörige Lastfälle:

LF1, LF2, LF3, LF10, LF11, LF13 bis LF16, LF30, LF33, LF34, F40, LF43, LF44

vergleiche mit Kap.9.2 (A.1)

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

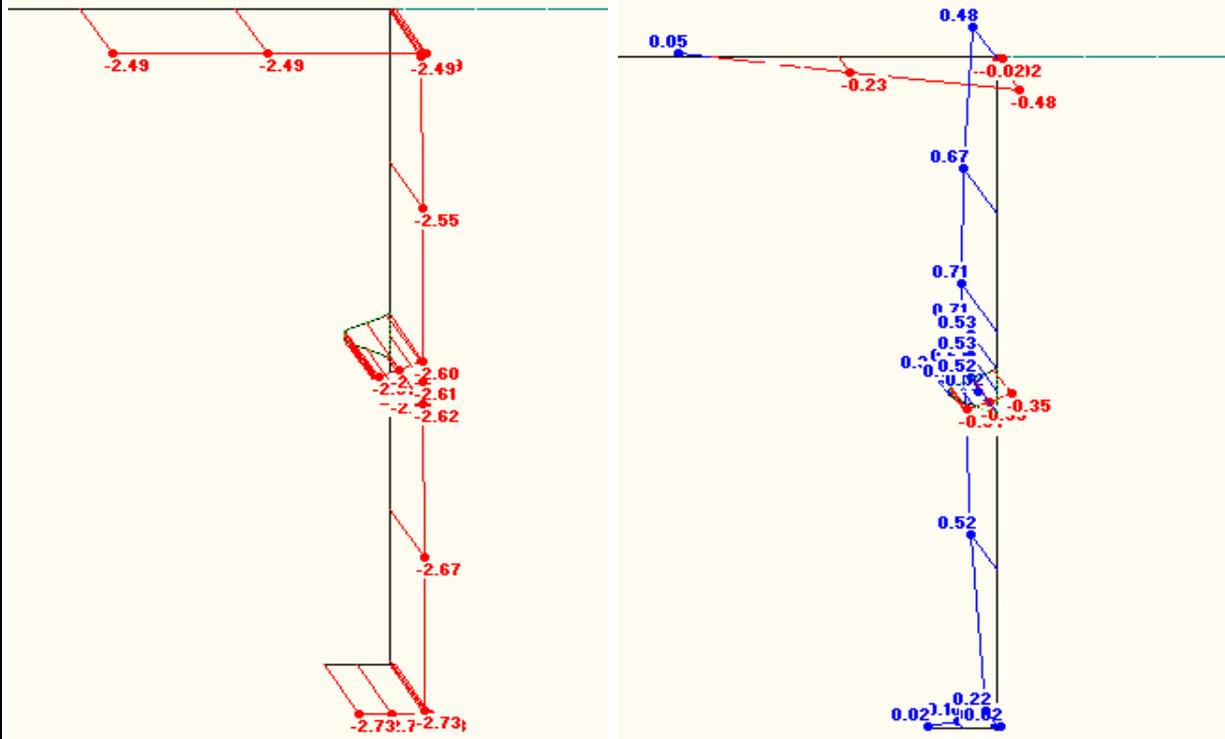


Abb.9.7.6: zugehörige Normalspannungen

zugehörige Schubspannungen

Spannungen in [kN/cm²]

$\sigma_{x,2} =$	-2,49 kN/cm ²	$\tau_2 =$	0,48 kN/cm ²
$\sigma_{x,3} =$	-2,58 kN/cm ²	$\tau_3 =$	0,71 kN/cm ²
$\sigma_{x,4} =$	-2,73 kN/cm ²	$\tau_4 =$	0,22 kN/cm ²

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,2} =$	2,63 kN/cm ²		
$\sigma_{v,3} =$	2,86 kN/cm ²		
$\sigma_{v,4} =$	2,76 kN/cm ²	<	23,50 kN/cm ²

B) Ermittlung der Querschnittsklassen:

EN 1993-1-1/ Kap. 5.6

Tabelle 5.2

Kehlnaht a=4mm

$$c_{OG} = 965 - 12/2 - 6/2 - 4 \cdot 2^{1/2} = 950 \text{ mm}$$

$$c_w = 928 - 12/6 - 6/2 - 4 \cdot 2^{1/2} = 913 \text{ mm}$$

$$c_{UG} = 190 - 12/2 - 4 \cdot 2^{1/2} = 178 \text{ mm}$$

$$t_{OG} = 12 \text{ mm}$$

$$t_w = 12 \text{ mm}$$

$$t_{UG} = 15 \text{ mm}$$

$$\epsilon = 1$$

Spannungspunkt "1" (Druck positiv):	$\sigma_{com,1} =$	2,88 kN/cm ²
Spannungspunkt "4":	$\sigma_{com,4} =$	4,22 kN/cm ²
Spannungspunkt "6":	$\sigma_{com,5} =$	4,24 kN/cm ²
	$f_y =$	23,50 kN/cm ²

Stahlgüte S235:

siehe (A.1)

siehe (A.4)

siehe (A.4)

Stahlgüte S235:

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Verfasser: Ebner Georg Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: flex-start;"> <div style="flex: 1;"> $\sqrt{\frac{f_y / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}} = \text{Faktor zur Erhöhung von } \varepsilon$ </div> <div style="flex: 0.5;"> $\gamma_{M0} = 1$ $\varepsilon_{OG} = 2,857$ $\varepsilon_{steg} = 2,360$ </div> </div> <p>Klassifizierung des Steges :</p> $\frac{c}{t} \leq 42 \varepsilon_{Steg} \quad 42 \cdot \varepsilon_{steg} = 99,11$ $c/t = 913/12 = 76,11 \leq 99,11$ <p>Der Steg ist auf diesem Spannungsniveau in Querschnittsklasse 3 einzustufen.</p> <p>Klassifizierung des Obergurtes :</p> $\frac{c}{t} \leq 42 \varepsilon_{OG} \quad 42 \cdot \varepsilon_{OG} = 119,97$ $c/t = 950/12 = 79,20 \leq 119,97$ <p>Der OG ist auf diesem Spannungsniveau in Querschnittsklasse 3 einzustufen.</p> <p>Klassifizierung des Untergurtes:</p> $\frac{c}{t} \leq 14 \varepsilon_{UG} \quad 14 \cdot \varepsilon_{OG} = 14,00$ $c/t = 178/15 = 11,89 \leq 14,00$ <p>Der UG ist in jedem Fall in Querschnittsklasse 3 einzustufen.</p> <p>Der Hauptträger kann somit als Klasse 3 - Querschnitt eingestuft werden.</p> <p>C) Schubbeulen:</p> <p>Der Schubbeulwert k_τ ergibt sich nach EN1993-1-5/ Anhang A.3 (1) zu:</p> $k_\tau = 5,34 + 4 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau,sl} = 6,572 \quad a/h_w \geq 1$ $\varepsilon = 1$ $\eta = 1$ $h_w/t_w = 77,33$ $\frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau} = 79,47 > 77,33$ <p>Demnach sollte für das Stegblech des Querschnitts 9-9 ein Schubbeulnachweis geführt werden.</p>	<p>siehe Kap. 3.3</p> <p>Annahme auf der sicheren Seite: Steg unter konstantem Druck</p> <p>EN 1993-1-5/ Kap. 5.6 Tabelle 5.2 Annahme auf der sicheren Seite: OG unter konstantem Druck</p> <p>EN 1993-1-5/ Kap. 5.6 Tabelle 5.2 Gurt einseitig gehalten</p> <p>analog zu Kap.9.1 C)</p> <p>Stegblechfeld: $h_w = 928\text{mm}$ (Abb.9.7.1) Abstand der Beulsteifen: $a = 1672\text{mm}$ (siehe Plan Nr.1 Q3-3) $k_{\tau,sl} = 0$, da keine Längssteifen vorhanden sind. EN 1993-1-5/ Kap.5.1 (2)</p>

9.8. Querschnitt 10-10:

siehe Plan Nr.2
 Querschnitt 10-10

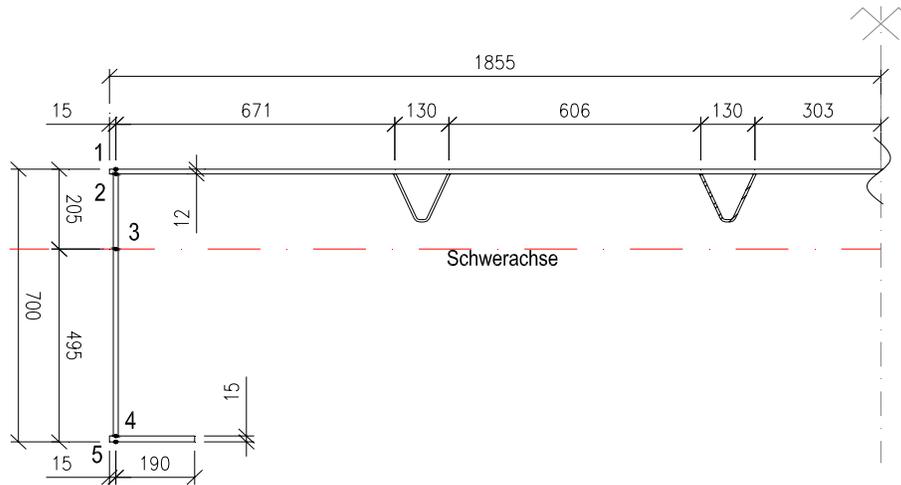


Abb.9.8.1: Definition der Spannungspunkte am Stützenquerschnitt Q10-10

Maße in [mm]

A) Bemessungsrelevante Schnittgrößen & Spannungsermittlung:

A.1) $M_{y,max}$ am Querschnitt 10-10 der Stütze:

siehe Abb.8.2.5

	LK Nr.	N_{Ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 23	09	-1266,29	-8,15	11,45	-0,04	405,03	8,27

$M_{z,Ed}$ wird berücksichtigt.

Zugehörige Lastfälle:

LF1, LF2, LF3, LF10, LF11, LF12, LF14, LF15, LF16, LF25, F40, LF44

vergleiche mit Tab.7.2

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

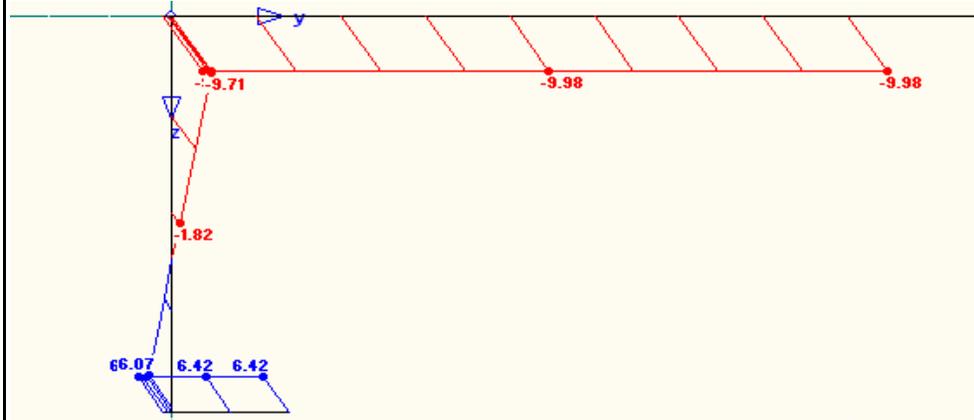


Abb.9.8.2: Normalspannungen zufolge $M_{y,max}$

Spannungen in [kN/cm²]

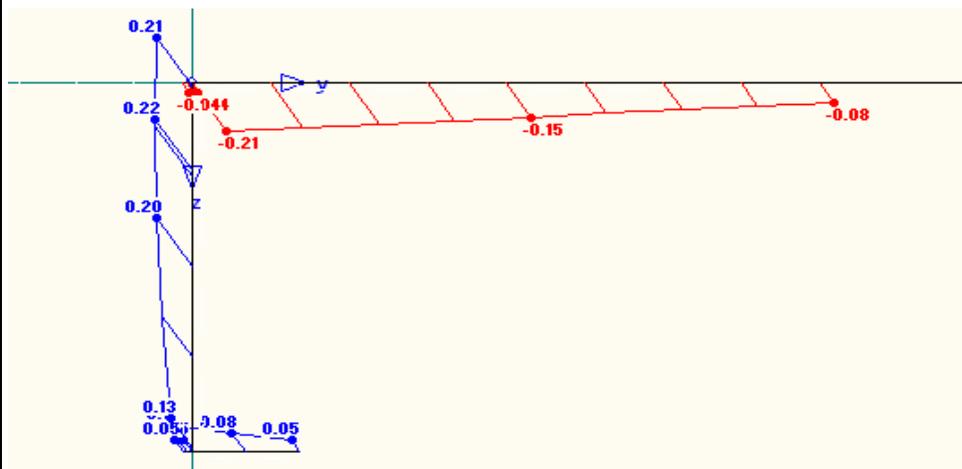


Abb.9.8.3: zugehörige Schubspannungen

Spannungspunkt "1": $\sigma_{x,1} =$	-9,99 kN/cm ²	$\tau_1 =$	-0,21 kN/cm ²
$\sigma_{x,2} =$	-9,71 kN/cm ²	$\tau_2 =$	0,21 kN/cm ²
$\sigma_{x,3} =$	-5,17 kN/cm ²	$\tau_3 =$	0,22 kN/cm ²
$\sigma_{x,4} =$	6,07 kN/cm ²	$\tau_4 =$	0,13 kN/cm ²
$\sigma_{x,5} =$	6,42 kN/cm ²	$\tau_5 =$	0,11 kN/cm ²

Spannungen in [kN/cm²]

minimale Normalspannung am Q10-10

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,1} =$	10,00 kN/cm ²		
$\sigma_{v,2} =$	9,72 kN/cm ²		
$\sigma_{v,3} =$	5,18 kN/cm ²		
$\sigma_{v,4} =$	6,07 kN/cm ²		
$\sigma_{v,5} =$	6,42 kN/cm ²	<	23,50 kN/cm ²

maximale Vergleichsspannung am Q10-10

A.2) N_{min} am Querschnitt 10-10 der Stütze:

	LK Nr.	N _{Ed} [kN]	Q _{y,Ed} [kN]	Q _{z,Ed} [kN]	M _{Tp,Ed} [kNm]	M _{y,Ed} [kNm]	M _{z,Ed} [kNm]
Stab 23	09	-1366,83	-7,78	45,56	-0,06	347,59	8,96

M_{z,Ed} wird berücksichtigt.

Zugehörige Lastfälle:

LF1, LF2, LF3, LF10 bis LF16, LF20, F41, LF42

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

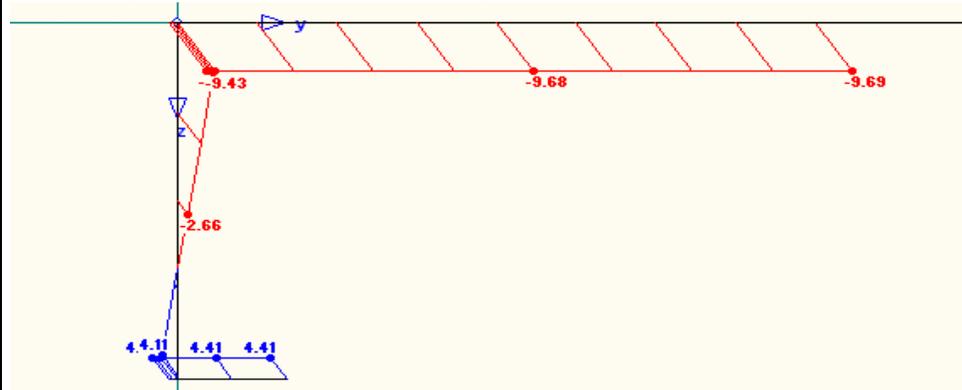


Abb.9.8.4: Normalspannungen zufolge N_{min}

Spannungen in [kN/cm²]

vergleiche mit Tab.7.2

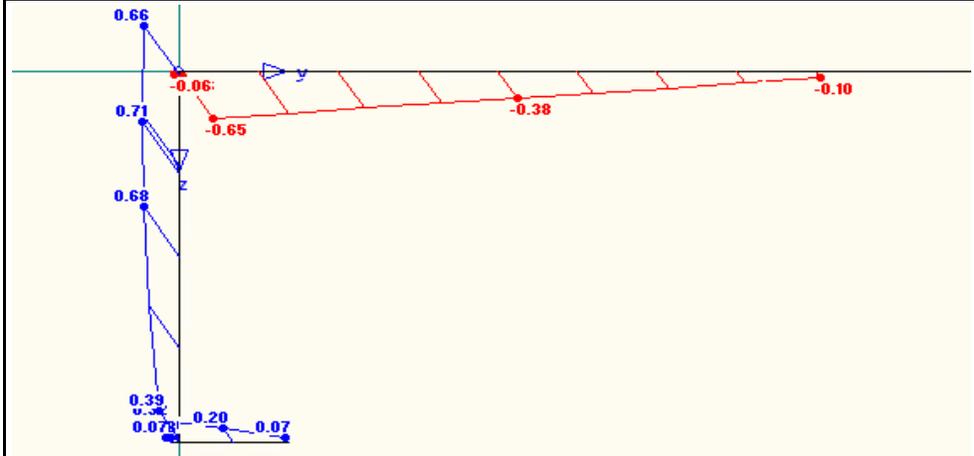


Abb.9.8.5: zugehörige Schubspannungen

Spannungen in [kN/cm²]

Spannungspunkt "1":

$\sigma_{x,1} = -9,67 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_1 = -0,65 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,2} = -9,43 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_2 = 0,66 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,3} = -5,83 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_3 = 0,71 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,4} = 4,11 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_4 = 0,39 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,5} = 4,41 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_5 = 0,32 \text{ kN/cm}^2$

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,1} = 9,74 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,2} = 9,50 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,3} = 5,96 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,4} = 4,17 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,5} = 4,44 \text{ kN/cm}^2$	< 23,50 kN/cm ²

A.3) $Q_{z,max}$ am Querschnitt 10-10 der Stütze:

	LK Nr.	N_{Ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 23	09	-1058,75	-6,77	70,11	-0,03	180,96	4,61

$M_{z,Ed}$ wird berücksichtigt.

Zugehörige Lastfälle:
 LF1, LF2, LF3, LF11 bis LF15, LF24, F41, LF43

vergleiche mit Tab.7.2

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

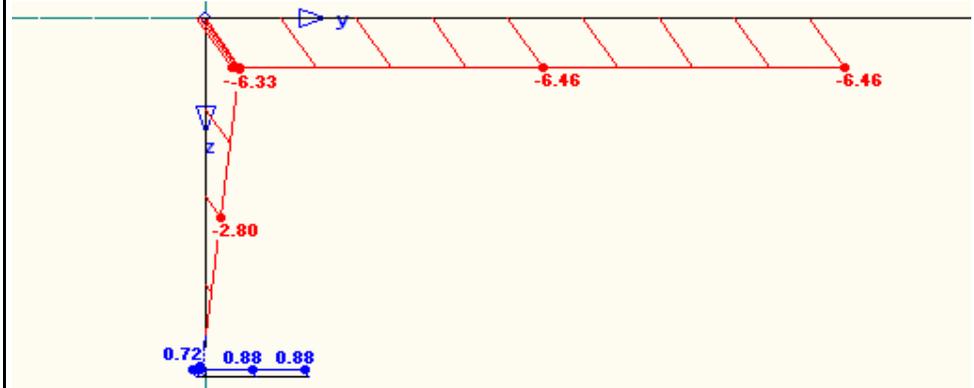


Abb.9.8.6: zughörige Normalspannungen zufolge $Q_{z,max}$

Spannungen in [kN/cm²]

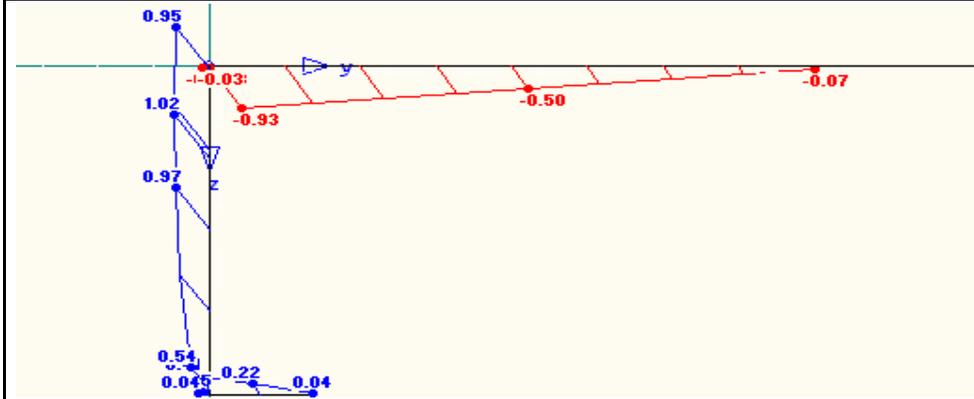


Abb.9.8.7: maximale Schubspannungen infolge $Q_{z,max}$

Spannungspunkt "1": $\sigma_{x,1} = -6,46 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_1 = -0,93 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,2} = -6,33 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_2 = \mathbf{0,95 \text{ kN/cm}^2}$
$\sigma_{x,3} = -4,32 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_3 = 1,02 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,4} = 0,72 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_4 = 0,54 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,5} = 0,84 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_5 = 0,41 \text{ kN/cm}^2$

Spannungen in $[\text{kN/cm}^2]$

maximale Schubspannung am Q10-10

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,1} = 6,66 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,2} = 6,54 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,3} = 4,67 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,4} = 1,18 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,5} = 1,10 \text{ kN/cm}^2$	$< 23,50 \text{ kN/cm}^2$

A.4) $M_{y,min}$ am Querschnitt 10-10 der Stütze:

Die Schnittgrößen bei $M_{y,min}$ werden lediglich für den Knicknachweis des Untergurtes der Stütze herangezogen.

siehe Abb.8.2.5

	LK Nr.	N_{Ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 23	09	-357,33	-1,13	49,04	-0,04	-2,19	3,07

$M_{z,Ed}$ wird berücksichtigt.

N_{min} pro HT

Zugehörige Lastfälle:

LF1, LF2, LF3, LF13, LF24, F41, LF42, LF43

Daraus ergibt sich folgender Spannungsverlauf:

vergleiche mit Tab.7.2

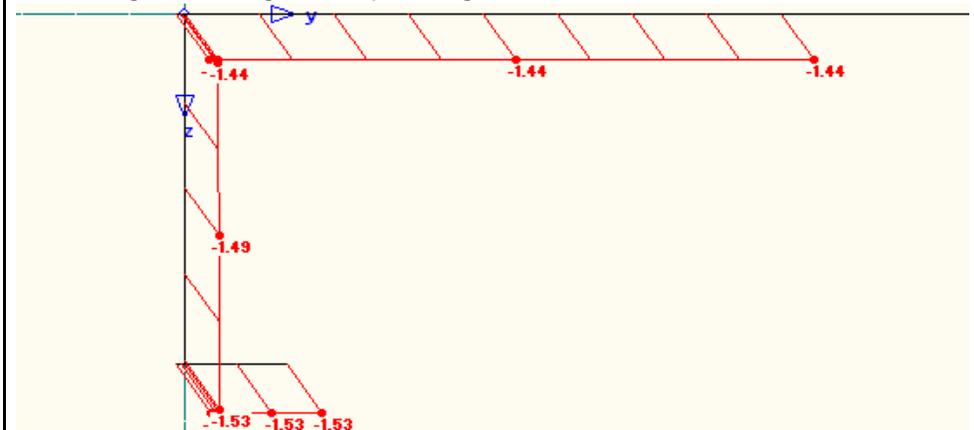


Abb.9.8.8: Normalspannungen zufolge $M_{y,min}$

Spannungen in $[\text{kN/cm}^2]$

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.:	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	

Spannungspunkt "1": $\sigma_{x,1} = -1,44 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{x,2} = -1,44 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{x,4} = -1,53 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{x,5} = -1,53 \text{ kN/cm}^2$

B) Ermittlung der Querschnittsklassen:

$$c_{OG} = 671 - 12/2 - 6/2 - 4 \cdot 2^{1/2} = 656 \text{ mm}$$

$$c_w = 700 - 12 - 15 - 2 \cdot 4 \cdot 2^{1/2} = 662 \text{ mm}$$

$$t_{OG} = 12 \text{ mm}$$

$$t_w = 12 \text{ mm}$$

$$t_{UG} = 15 \text{ mm}$$

$$\epsilon = 1$$

Spannungspunkt "1" (Druck positiv): $\sigma_{com,1} = 9,99 \text{ kN/cm}^2$
Spannungspunkt "4": $\sigma_{com,4} = 9,71 \text{ kN/cm}^2$
Spannungspunkt "5": $\sigma_{com,5} = 1,53 \text{ kN/cm}^2$

$$\sqrt{\frac{f_y / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}} = \text{Faktor zur Erhöhung von } \epsilon$$

$$f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1$$

$$\epsilon_{OG} = 1,534$$

$$\epsilon_{steg} = 1,556$$

Klassifizierung des Steges :

$$\frac{c}{t} \leq 42 \epsilon_{Steg} \quad 42 \cdot \epsilon_{steg} = 65,34$$

$$c/t = 662/12 = 55,14 \leq 65,34$$

Der Steg ist auf diesem Spannungsniveau in Querschnittsklasse 3 einzustufen.

Klassifizierung des Obergurtes :

$$\frac{c}{t} \leq 42 \epsilon_{OG} \quad 42 \cdot \epsilon_{OG} = 64,42$$

$$c/t = 656/12 = 54,70 \leq 64,42$$

Der OG ist auf diesem Spannungsniveau in Querschnittsklasse 3 einzustufen.

Klassifizierung des Untergurtes:

Der UG ist wie bei Querschnitt 9-9 in Querschnittsklasse 3 einzustufen.

Querschnitt 10-10 kann somit in Klasse 3 eingestuft werden.

C) Schubbeulen:

Der Schubbeulwert k_τ ergibt sich nach EN1993-1-5/ Anhang A.3 (1) zu:

$$k_\tau = 5,34 + 4 \cdot (h_w / a)^2 + k_{\tau,sl} = 6,015 \quad a/h_w \geq 1$$

$$\epsilon = 1$$

$$\eta = 1$$

$$h_w/t_w = 57,25$$

EN 1993-1-1/ Kap. 5.6
Tabelle 5.2

Kehlnaht mit a=4mm

Stahlgüte S235:

siehe (A.1)

siehe (A.1)

siehe (A.4)

Stahlgüte S235:

siehe Kap. 3.3

EN 1993-1-5/ Kap. 5.6

Tabelle 5.2

Annahme auf der
sicheren Seite: Steg
unter konstantem Druck

Annahme auf der
sicheren Seite: OG unter
konstantem Druck

siehe Kap 9.7 B)

analog zu Kap.9.1 C)

Stegblechfeld:

$h_w = 687 \text{ mm}$ (Abb.9.8.1)

Abstand der Beulsteifen:

$a = 1672 \text{ mm}$ (siehe

Plan Nr.1 Q3-3)

$k_{\tau,sl} = 0$, da keine Längs-

$$\frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_{\tau}} = 76,03 > 57,25$$

Der Schubbeulnachweis braucht am Querschnitt 10-10 nicht geführt zu werden.
 Der Spannungsnachweis beziehungsweise der Vergleichsspannungsnachweis am Querschnitt im Kapitel 9.8 ist ausreichend.

9.9. Querschnitt 11-11 bei Auflager am Stützenfuß

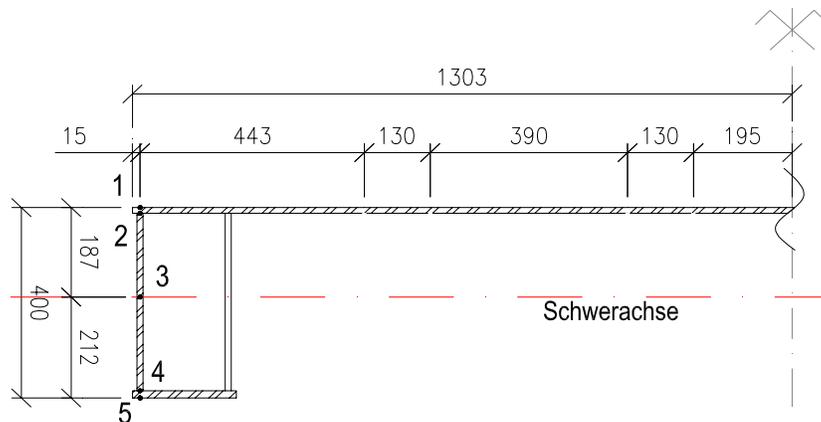


Abb.9.9.1: Definition der Spannungspunkte am Stützenfuß bei Q11-11

steifen vorhanden sind.
 EN 1993-1-5/ Kap.5.1 (2)

siehe Plan Nr.2
 Querschnitt 11-11

Maße in [mm]

A) Bemessungsrelevante Schnittgrößen & Spannungsermittlung:

A.1) N_{min} am Querschnitt 11-11 am Stützenfuß:

	LK Nr.	N_{Ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 24	09	-1391,15	21,77	-467,42	0,04	-0,04	0,00

siehe Abb.8.2.10

Zugehörige Lastfälle:

LF1, LF2, LF3, LF10 bis LF16, LF20, F41, LF44

vergleiche mit Tab.7.2

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

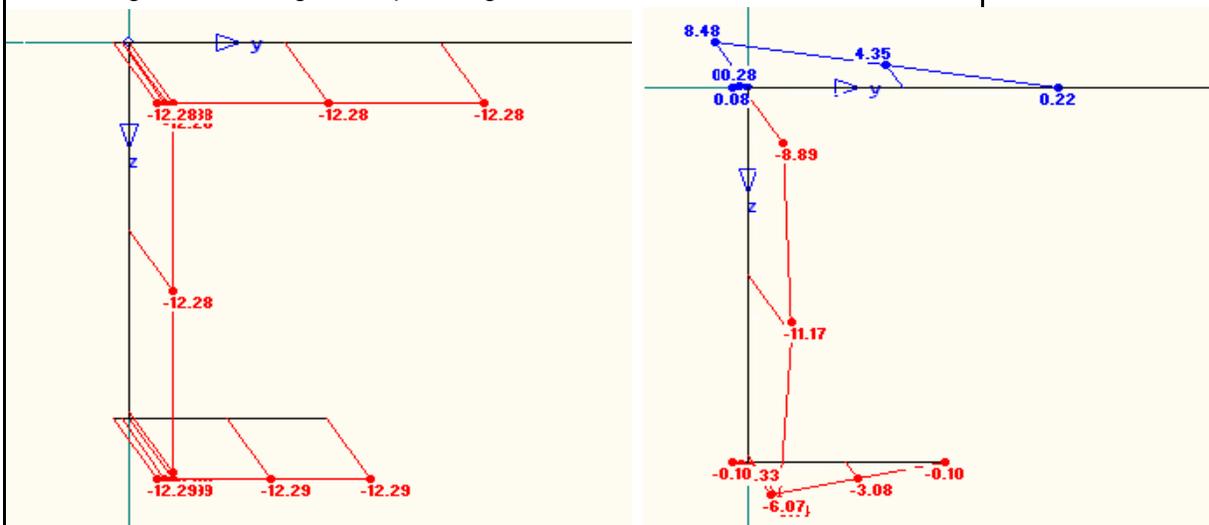


Abb.9.9.2: Normalspannungen zufolge N_{min}

zugehörige Schubspannungen

Spannungen in [kN/cm²]

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

Spannungspunkt "1": $\sigma_{x,1} = -12,28 \text{ kN/cm}^2$ $\tau_1 = 8,48 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{x,2} = -12,28 \text{ kN/cm}^2$ $\tau_2 = -8,89 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{x,3} = -12,28 \text{ kN/cm}^2$ $\tau_3 = -11,17 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{x,4} = -12,29 \text{ kN/cm}^2$ $\tau_4 = -8,14 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{x,5} = -12,29 \text{ kN/cm}^2$ $\tau_5 = -6,07 \text{ kN/cm}^2$

minimale Normal-Spannung am Q11-11

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,1} = 19,14 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{v,2} = 19,70 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{v,3} = 22,92 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{v,4} = 18,70 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{v,5} = 16,17 \text{ kN/cm}^2$ $< 23,50 \text{ kN/cm}^2$

A.2) $Q_{z,min}$ am Querschnitt 11-11 am Stützenfuss:

siehe Abb.8.2.5

	LK Nr.	N_{ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 24	09	-1386,44	22,05	-474,75	0,06	-0,07	0,02

Zugehörige Lastfälle:

LF1, LF2, LF3, LF10 bis LF16, LF20, F41, LF44

vergleiche mit Tab.7.2

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

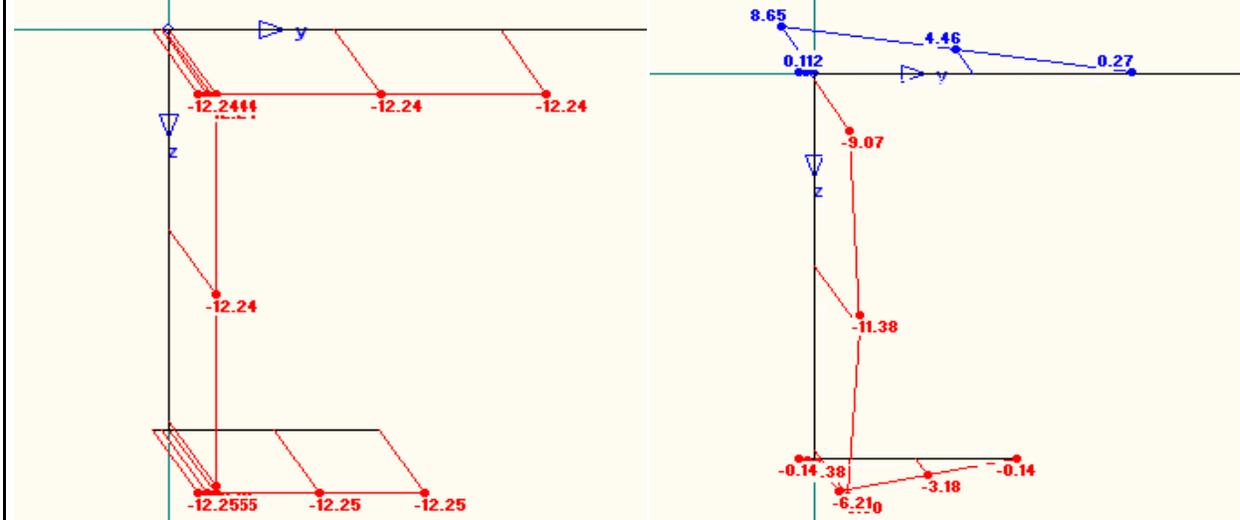


Abb.9.9.3: Normalspannungen zufolge $Q_{z,min}$

maximale Schubspannungen infolge $Q_{z,min}$

Spannungen in $[\text{kN/cm}^2]$

Spannungspunkt "1": $\sigma_{x,1} = -12,24 \text{ kN/cm}^2$ $\tau_1 = 8,65 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{x,2} = -12,24 \text{ kN/cm}^2$ $\tau_2 = -9,07 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{x,3} = -12,24 \text{ kN/cm}^2$ $\tau_3 = -11,38 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{x,4} = -12,25 \text{ kN/cm}^2$ $\tau_4 = -8,30 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{x,5} = -12,25 \text{ kN/cm}^2$ $\tau_5 = -6,21 \text{ kN/cm}^2$

minimale Schubspannung am Q11-11

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,1} = 19,35 \text{ kN/cm}^2$

Diplomarbeit: Verfasser: Studienkennzahl/Matr. Nr.: Institut: Betreuer:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Ebner Georg E610/0225403 Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
<p> $\sigma_{v,2} = 19,92 \text{ kN/cm}^2$ $\sigma_{v,3} = 23,20 \text{ kN/cm}^2$ $\sigma_{v,4} = 18,89 \text{ kN/cm}^2$ $\sigma_{v,5} = 16,30 \text{ kN/cm}^2 < 23,50 \text{ kN/cm}^2$ </p> <p>B) Ermittlung der Querschnittsklassen:</p> <p> $c_{OG} = 443 - 12/2 - 6/2 - 4 \cdot 2^{1/2} = 428 \text{ mm}$ $c_w = 400 - 12 - 15 - 2 \cdot 4 \cdot 2^{1/2} = 362 \text{ mm}$ $t_{OG} = 12 \text{ mm}$ $t_w = 12 \text{ mm}$ $t_{UG} = 15 \text{ mm}$ $\epsilon = 1$ </p> <p>Klassifizierung des Steges :</p> <p> $\frac{c}{t} \leq 42 \epsilon_{Steg} \quad 42 \cdot \epsilon_{Steg} = 42,00$ $c/t = 362/12 = 30,14 \leq 42,00$ </p> <p>Der Steg ist in Querschnittsklasse 3 einzustufen.</p> <p>Klassifizierung des Obergurtes :</p> <p> $\frac{c}{t} \leq 42 \epsilon_{OG} \quad 42 \cdot \epsilon_{OG} = 42,00$ $c/t = 428/12 = 35,70 \leq 42,00$ </p> <p>Der OG ist in Querschnittsklasse 3 einzustufen.</p> <p>Klassifizierung des Untergurtes:</p> <p>Der UG ist analog zu Q9-9 in Querschnittsklasse 3 einzustufen.</p> <p>Der Querschnitt 11-11 kann somit in Klasse 3 eingestuft werden.</p> <p>C) Schubbeulen:</p> <p>Der Schubbeulwert k_τ ergibt sich nach EN1993-1-5/ Anhang A.3 (1) zu:</p> <p> $k_\tau = 5,34 + 4 \cdot (h_w / a)^2 + k_{\tau,sl} = 6,325 \quad a/h_w \geq 1$ $\epsilon = 1$ $\eta = 1$ $h_w/t_w = 32,25$ </p> <p> $\frac{31}{\eta} \epsilon \sqrt{k_\tau} = 77,96 > 32,25$ </p> <p>Der Schubbeulnachweis braucht am Querschnitt 10-10 nicht geführt zu werden. Der Spannungsnachweis beziehungsweise der Vergleichsspannungsnachweis am Querschnitt im Kapitel 9.9 ist ausreichend.</p>	<p>minimale Vergleichsspannung am Q11-11</p> <p>EN 1993-1-1/ Kap. 5.6 Tabelle 5.2 Kehlnaht a=4mm</p> <p>Stahlgüte S235</p> <p>EN 1993-1-5/ Kap. 5.6 Tabelle 5.2 Annahme auf der sicheren Seite: Steg unter konstantem Druck</p> <p>Annahme auf der sicheren Seite: OG unter konstantem Druck</p> <p>siehe Kap 9.7 B)</p> <p>analog zu Kap.9.1 C)</p> <p>Stegblechfeld: $h_w = 687 \text{ mm}$ (Abb.9.8.1) Abstand der Beulsteifen: $a = 780 \text{ mm}$ (siehe Plan Nr.1 Q3-3) $k_{\tau,sl} = 0$, da keine Längssteifen vorhanden sind. EN 1993-1-5/ Kap.5.1 (2) </p>	

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

9.10. QT6 - bemessungsrelevanter Querträger der donauseitigen Brücke

siehe Plan Nr.3.3
 Detail 10

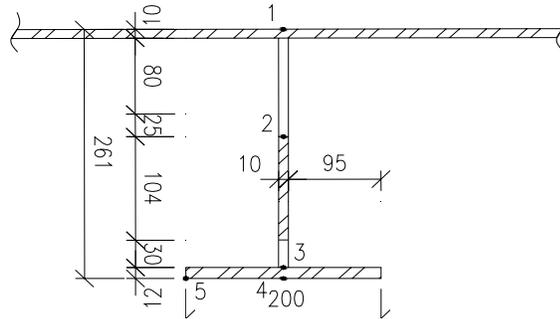


Abb.9.10.1: Definition der Spannungspunkte am Querträger QT6

Maße in [mm]

A) Bemessungsrelevante Schnittgrößen & Spannungsermittlung:

A.1) $M_{y,max}$ am in Feldmitte beim Montagestoß des Querträgers:

Kap.8.2 Selektion 3
 und Abb.4.2.21
 $M_{z,Ed}$ wird berücksichtigt
 $M_{y,max,Ed}$

	LK Nr.	N_{ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 104	09	-7,33	-34,55	9,68	0,02	152,54	102,53

Zugehörige Lastfälle:
 LF1, LF2, LF3, LF10, LF11, LF13 bis LF16, LF23, F40, LF41, LF43, LF44

vergleiche mit Tab.7.2

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

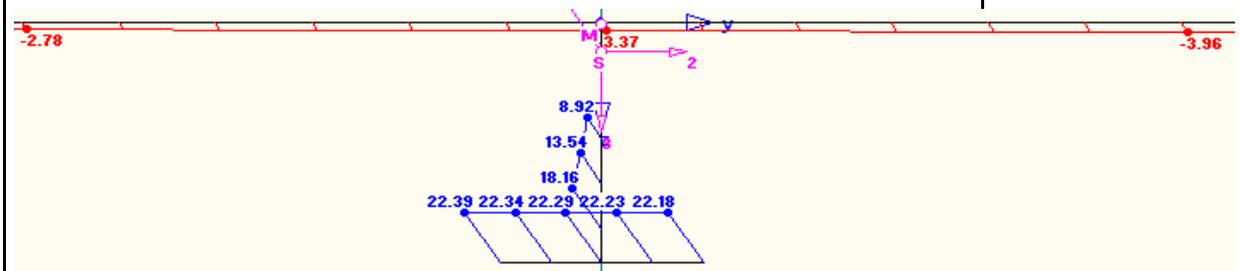


Abb.9.10.2: Normalspannungen zufolge $M_{y,max}$

Spannungen in [kN/cm²]

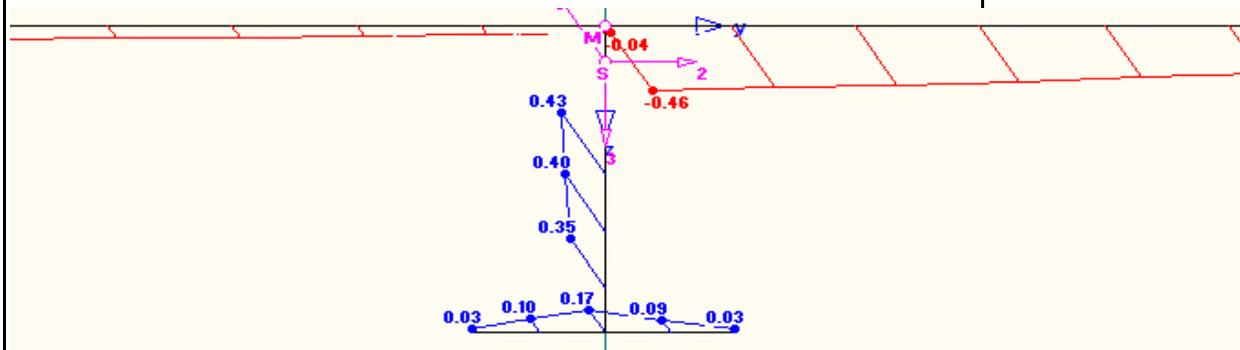


Abb.9.10.3: zugehörige Schubspannungen infolge $M_{y,max}$

Spannungen in [kN/cm²]

Spannungspunkt "1": $\sigma_{x,1} =$	-3,37 kN/cm²	$\tau_1 =$	-0,46 kN/cm²
$\sigma_{x,2} =$	8,92 kN/cm ²	$\tau_2 =$	0,43 kN/cm ²
$\sigma_{x,4} =$	22,29 kN/cm ²	$\tau_4 =$	0,17 kN/cm ²

minimale Normalspannung am QT6

$\sigma_{x,5} = 22,39 \text{ kN/cm}^2$ $\tau_5 = 0,03 \text{ kN/cm}^2$

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,1} = 3,46 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{v,2} = 8,95 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{v,4} = 22,29 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{v,5} = 22,39 \text{ kN/cm}^2 < 23,50 \text{ kN/cm}^2$

maximale Normalspannung am QT6

maximale Vergleichsspannung am QT6

A.2) $Q_{z,max}$ am QT6 im Bereich des LT nahe am Auflager und nahe des Hauptträgersteges:

	LK Nr.	N_{ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 99	09	-15,58	-33,32	97,24	0,05	54,99	19,06

Kap.8.2 Selektion 3 und Abb.4.2.22
 $Q_{z,max,Ed}$

Zugehörige Lastfälle:
 LF1, LF2, LF3, LF10, LF11, LF13 bis LF16, LF23, LF41, LF43, LF44

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

vergleiche mit Tab.7.2

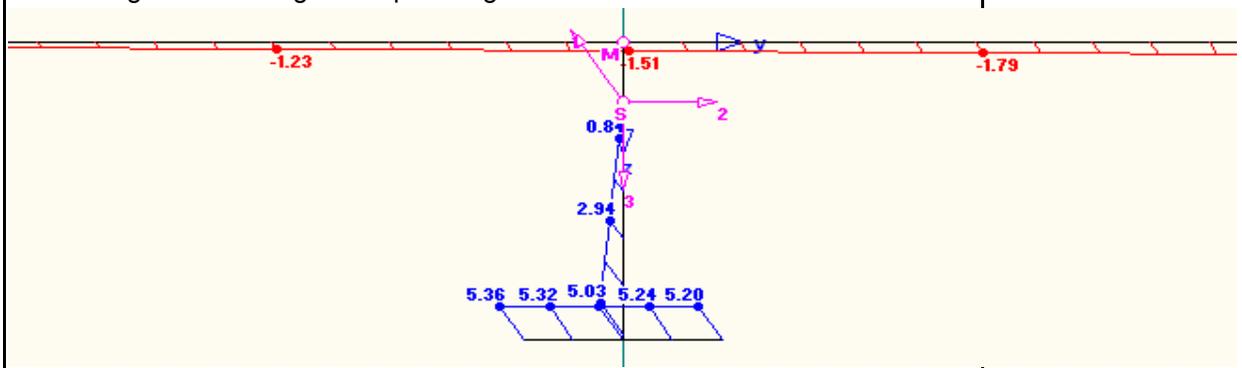


Abb.9.10.4: zugehörige Normalspannungen

Spannungen in [kN/cm²]

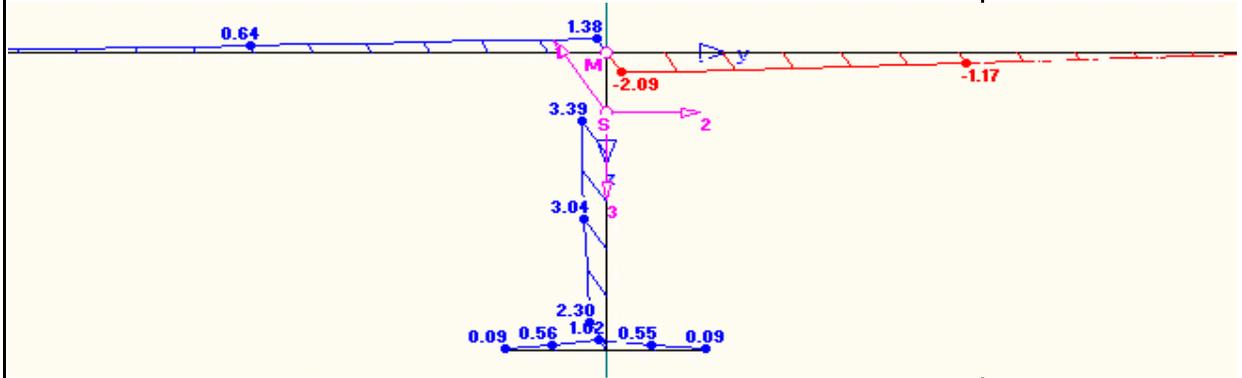


Abb.9.10.5: maximale Schubspannungen infolge $Q_{z,max}$

Spannungen in [kN/cm²]

Spannungspunkt "1":

$\sigma_{x,1} = -1,51 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_1 = -2,09 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,2} = 0,84 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_2 = 3,39 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,3} = 5,03 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_3 = 2,30 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,4} = 5,28 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_4 = 1,02 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,5} = 5,36 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_5 = 0,09 \text{ kN/cm}^2$

maximale Schubspannung am QT6

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,1}$	=	3,92 kN/cm ²	
$\sigma_{v,2}$	=	5,93 kN/cm ²	
$\sigma_{v,3}$	=	6,42 kN/cm ²	
$\sigma_{v,4}$	=	5,57 kN/cm ²	
$\sigma_{v,5}$	=	5,36 kN/cm ²	< 23,50 kN/cm ²

A.3) Nachweis des bemessungsrelevanten Stegzahnes zwischen den 2 am nächsten zum Hauptträgersteg liegenden Längsträgern:

EN1993-2/Kap.9.4.2.2(3)

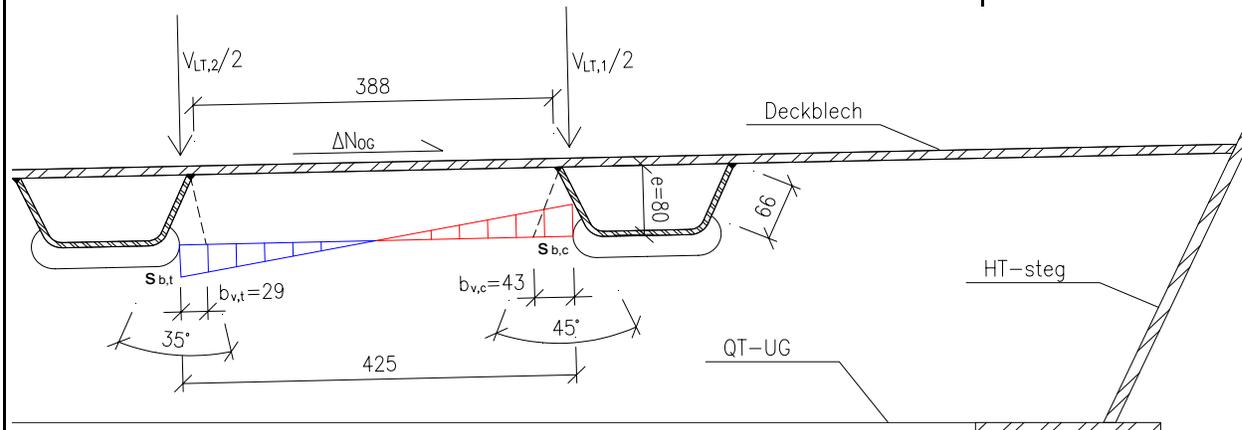


Abb.9.10.6: Nachweis des Stegzahnes

Maße in [mm]

Der Momenten-, Normalkraft- und Querkraftverteilung am QT6 in Kapitel 8.2 Selektion 3 wurden folgende Werte entnommen:

$$\begin{aligned} \Delta M &= M_{LT,2} - M_{LT,1} = 97,2 - 54,99 = 42,21 \text{ kNm} \\ \Delta N &= N_{LT,1} - N_{LT,2} = -26,04 + 24,0 = -2,04 \text{ kN} \\ V_{LT,1}/2 &= (97,24 - 73,53)/2 = -11,86 \text{ kN} \\ V_{LT,2}/2 &= (73,21 - 53,33)/2 = -9,94 \text{ kN} \end{aligned}$$

siehe Kap.8.2 Selektion3

Damit ergeben sich aus den Lasten der Längsrippen folgende Spannungen:

$$\begin{aligned} \sigma_{V,t} &= \frac{V_{LT,2}}{2 \cdot b_{V,t} \cdot t_w} = -2,04 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{V,c} &= \frac{V_{LT,1}}{2 \cdot b_{V,c} \cdot t_w} = -1,16 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$t_w = 10 \text{ mm}$
 $b_{v,t} = 29 \text{ mm}$
 $b_{v,c} = 43 \text{ mm}$
 Druckspannung in der Zugzone des Stegzahnes
 Druckspannung in der Druckzone des Stegzahnes

A.3.1) Spannungen im Deckblech infolge ΔM und ΔN :

$$\begin{aligned} \sigma_{\Delta OG} &= \frac{\Delta M}{W_{y,o,eff}} + \frac{\Delta N}{A_{eff}} = -1,11 \text{ kN/cm}^2 \\ \Delta N_{OG} &= \sigma_{\Delta OG} \cdot t_{DB} \cdot b_{eff,Endauflager} = -156,72 \text{ kN} \\ e &= 8,00 \text{ cm} \\ M_{Zahn,Ed} &= -1253,8 \text{ kNcm} \\ M_{Zahn,Ed}/W_{Zahn} = \sigma_{b,c} = -\sigma_{b,t} &= -4,17 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{Zahn,c} = \sigma_{b,c} + \sigma_{V,c} &= -5,32 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

QT beim Auflager:
 $A_{eff} = 186,1 \text{ cm}^2$
 $W_{y,o,eff} = -3854,1 \text{ cm}^3$
 $b_{eff, Endauflager} = 141,6 \text{ cm}$
 siehe Kap.4.2.10 B)

$W_{Zahn} = 42,5^2 \cdot 1/6 = 301 \text{ cm}^3$

Diplomarbeit: Verfasser: Studienkennzahl/Matr. Nr.: Institut: Betreuer:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Ebner Georg E610/0225403 Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
$\sigma_{Zahn,t} = \sigma_{b,t} + \sigma_{v,t} = 2,12 \text{ kN/cm}^2 < 23,50 \text{ kN/cm}^2$ Der Stegzahnnachweis ist damit erfüllt.		
A.3.2) Die maximalen Schubspannungen im Stegzahn treten am Übergang vom DB zum Stegblech auf. Der Stegzahn hat hier eine Höhe von 38,8cm. Daraus ergibt sich die maximale Schubspannung zu: $\tau_{\max, Zahn} = \frac{\Delta N_{OG} \cdot S_{Zahn, \min}}{I_{Zahn} \cdot t_w} = 6,06 \text{ kN/cm}^2$		siehe Abb.9.10.6 $S_{Zahn, \min} = 38,8/2 \cdot 1 \cdot (-38,8/4) = -188,18 \text{ cm}^3$ $I_{Zahn} = 38,8^3 \cdot 1/12 = 4868 \text{ cm}^4$
A.3.3) Schubspannungen im Steg beim Anschluss an den Längsträger: $V_{z, \max, LT/2} = Q_{z, \max, LT} = 13,41 \text{ kN}$ $h_{QT, LT\text{-anschluss}} = 6,60 \text{ cm}$ $t_{w, QT} = 1,00 \text{ cm}$ $\tau_{\max, Ed} = \frac{Q_{z, \max, LT} \cdot S_{y, QT\text{-anschluss}}}{I_{y, QT\text{-anschluss}} \cdot t_{w, QT}} = \frac{3 \cdot Q_{z, \max, LT}}{2 \cdot h_{QT, LT\text{-anschluss}} \cdot t_{w, QT}} = 3,05 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{Rd} = 13,57 \text{ kN/cm}^2$		$Q_{z, \max}$ siehe Kap.9.14 A.5) siehe Abb.9.10.6 gilt für rechteckige Querschnitte Nachweis erfüllt
B) Ermittlung der Querschnittsklassen: $c_{OG} = 4000 - 10 \cdot 4 \cdot 2^{1/2} = 3984 \text{ mm}$ $c_w = 333 - 12 \cdot 10 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 2^{1/2} = 300 \text{ mm}$ $t_{OG} = 10 \text{ mm}$ $t_w = 10 \text{ mm}$ $t_{UG} = 12 \text{ mm}$ $\epsilon = 1$ Spannungspunkt "1" (Druck positiv): $\sigma_{com,1} = 3,96 \text{ kN/cm}^2$ $f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$ $\gamma_{M0} = 1$ $\epsilon_{OG} = 2,436$ $\sqrt{\frac{f_y / \gamma_{M0}}{\sigma_{com, Ed}}} = \text{Faktor zur Erhöhung von } \epsilon$		EN 1993-1-1/ Kap. 5.6 Tabelle 5.2 Kehlnaht a=4mm Abstand der QT=4m Stahlgüte S235: siehe Abb.9.10.2 Stahlgüte S235: siehe Kap. 3.3
Klassifizierung des Steges : $\frac{c}{t} \leq 42 \epsilon_{Steg} \quad 42 \cdot \epsilon_{Steg} = 42,00$ $c/t = 300/10 = 30 \leq 42,00$		EN 1993-1-5/ Kap. 5.6 Tabelle 5.2 Annahme auf der sicheren Seite: Steg unter konstantem Druck
Der Steg ist in Querschnittsklasse 3 einzustufen. Klassifizierung des Obergurtes (DB) : $\frac{c}{t} \leq 42 \epsilon_{OG} \quad 42 \cdot \epsilon_{OG} = 102,31$ $c/t = 3984/10 = 398,43 > 102,31$ Der OG - beziehungsweise das Deckblech - ist in Querschnittsklasse 4 einzustufen.		Annahme auf der sicheren Seite: OG unter konstantem Druck

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.:	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	

Klassifizierung des Untergurtes:

Der UG ist stets unter Zug und kann somit ohne weiteres in Querschnittsklasse 3 eingestuft werden.

Der QT6 muss somit in Klasse 4 eingestuft werden.

C) Schubbeulen:

Das Stegblech der Querträger ist nicht ausgesteift. Somit kann der Schub-

beulnachweis entfallen, wenn das Kriterium $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72 \cdot \epsilon}{\eta}$ erfüllt ist.

$$\begin{aligned} \epsilon &= 1 \\ \eta &= 1 \\ h_w/t_w &= 31,10 \\ \frac{72 \cdot \epsilon}{\eta} &= 72,00 > 31,10 \end{aligned}$$

Der Schubbeulnachweis braucht am Steg des QT6 nicht geführt zu werden. Lediglich das Deckblech ist mittels der Methode der reduzierten Spannungen infolge Normalspannungen zu untersuchen.

Stegblechfeld:
 $h_w=333-10-12=311\text{mm}$
 Abstand der Hauptträger:
 $a=5812\text{mm}$ (siehe Kap.4 Abb.4.2.19)

EN 1993-1-5/ Kap.5.1 (2)

9.11. QT10 - bemessungsrelevanter Querträger der handelskaiseitigen Brücke:

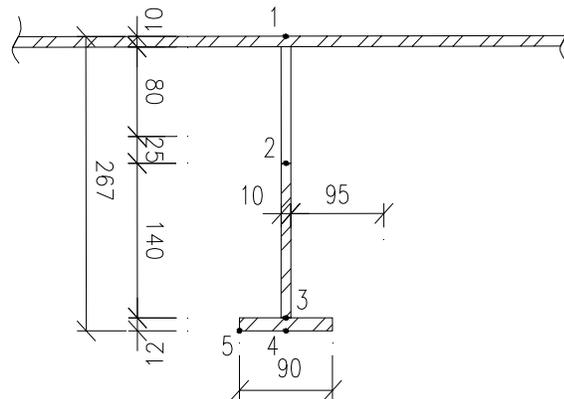


Abb.9.11.1: Definition der Spannungspunkte am Querträger QT10

siehe Plan Nr.3.1
Detail 11

Maße in [mm]

A) Bemessungsrelevante Schnittgrößen & Spannungsermittlung:

A.1) $M_{y,max}$ am in Feldmitte des Querträgers:

	LK Nr.	N_{Ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 104	09	-2,42	-14,19	-11,88	0,02	31,19	15,27

Kap.8.2 Selektion 4 und Abb.4.2.26
 $M_{z,Ed}$ wird berücksichtigt
 $M_{y,max,Ed}$

Zugehörige Lastfälle:

LF1, LF2, LF3, LF10 bis LF16, LF31, LF32, LF34, F40, LF41, LF43, LF44

vergleiche mit Tab.7.2

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

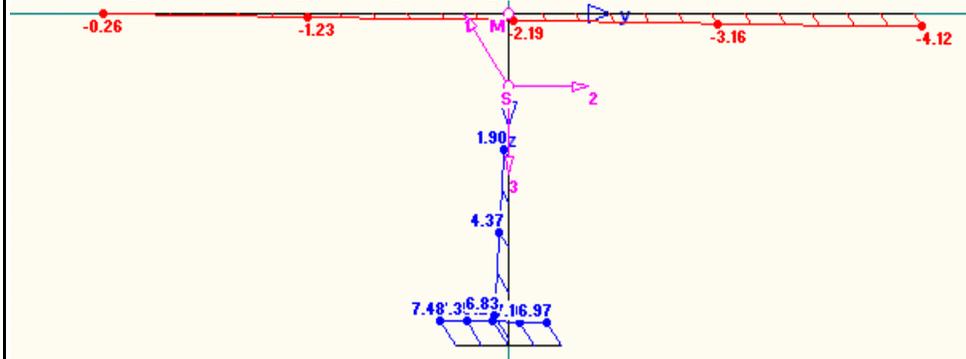


Abb.9.11.2: Normalspannungen zufolge $M_{y,max}$

Spannungen in $[kN/cm^2]$

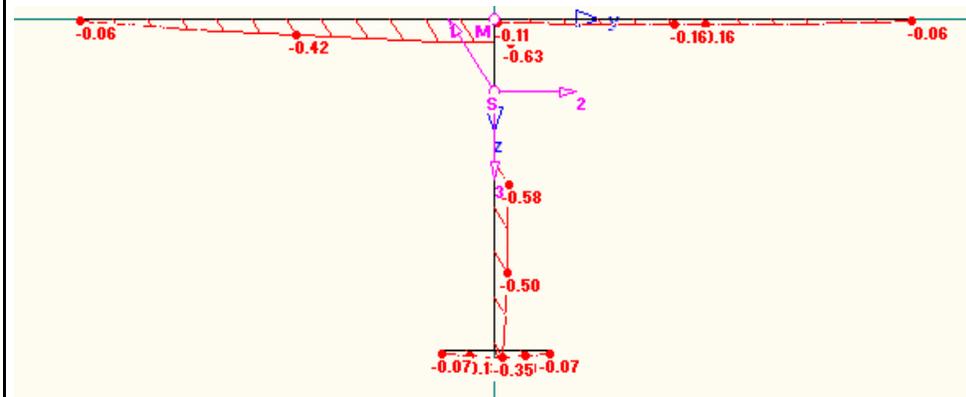


Abb.9.11.3: zugehörige Schubspannungen

Spannungen in $[kN/cm^2]$

Spannungspunkt "1":	$\sigma_{x,1} = -2,19 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_1 = -0,63 \text{ kN/cm}^2$
	$\sigma_{x,2} = 1,90 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_2 = -0,58 \text{ kN/cm}^2$
	$\sigma_{x,3} = 6,83 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_3 = -0,35 \text{ kN/cm}^2$
	$\sigma_{x,4} = 7,23 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_4 = -0,19 \text{ kN/cm}^2$
	$\sigma_{x,5} = 7,48 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_5 = -0,07 \text{ kN/cm}^2$

minimale Normalspannung am QT6

maximale Normalspannung am QT10

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,1} = 2,45 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,2} = 2,15 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,3} = 6,86 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,4} = 7,24 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,5} = 7,48 \text{ kN/cm}^2$	$< 23,50 \text{ kN/cm}^2$

maximale Vergleichsspannung am QT10

A.2) $Q_{z,max}$ am QT10 im Bereich des LT nahe am Auflager und nahe des Hauptträgersteges:

	LK Nr.	N_{ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 99	09	-1,56	-5,37	-43,46	0,02	24,92	3,09

Kap.8.2 Selektion 3 und Abb.4.2.22
 $Q_{z,max,Ed}$

Zugehörige Lastfälle:

LF1, LF2, LF3, LF10 bis LF15, LF31, LF32, LF34, F40, LF41, LF43, LF44

vergleiche mit Tab.7.2

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

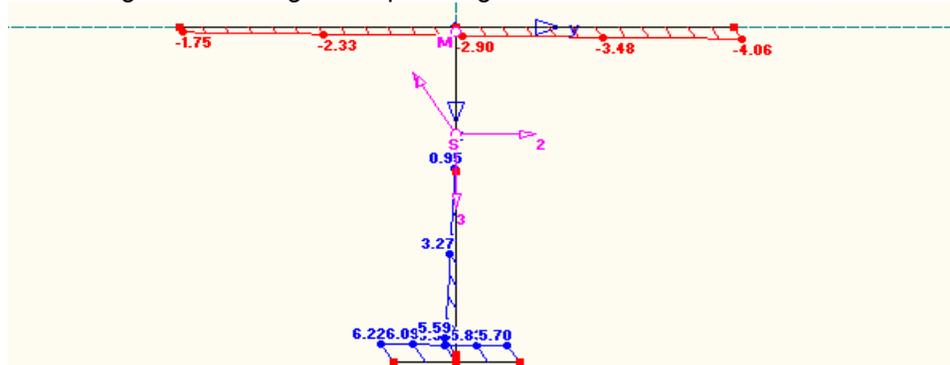


Abb.9.11.4: zugehörige Normalspannungen

Spannungen in [kN/cm²]

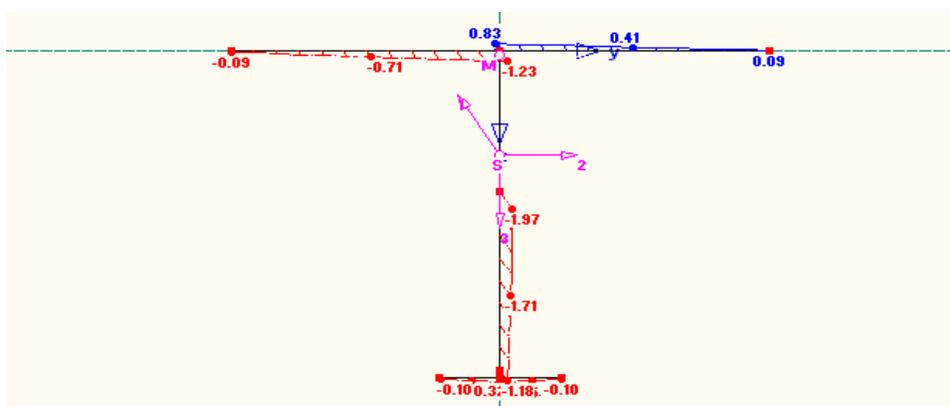


Abb.9.11.5: maximale Schubspannungen infolge $Q_{z,max}$

Spannungen in [kN/cm²]

Spannungspunkt "1": $\sigma_{x,1} =$	-2,90 kN/cm ²	$\tau_1 =$	-1,23 kN/cm ²
$\sigma_{x,2} =$	0,95 kN/cm ²	$\tau_2 =$	-1,97 kN/cm ²
$\sigma_{x,3} =$	5,59 kN/cm ²	$\tau_3 =$	-1,18 kN/cm ²
$\sigma_{x,4} =$	5,96 kN/cm ²	$\tau_4 =$	-0,55 kN/cm ²
$\sigma_{x,5} =$	6,22 kN/cm ²	$\tau_5 =$	-0,10 kN/cm ²

minimale Normalspannung am QT10
 minimale Schubspannung am QT10

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,1} =$	3,60 kN/cm ²	
$\sigma_{v,2} =$	3,54 kN/cm ²	
$\sigma_{v,3} =$	5,95 kN/cm ²	
$\sigma_{v,4} =$	6,04 kN/cm ²	
$\sigma_{v,5} =$	6,22 kN/cm ²	< 23,50 kN/cm ²

Der Steg Zahnnachweis wurde bereits in Kapitel 9.10 A.3) geführt.

B) Ermittlung der Querschnittsklassen:

$$c_{OG} = 4000 - 10 - 4 \cdot 2^{1/2} = 3984 \text{ mm}$$

$$c_w = 325 - 12 - 10 - 2 \cdot 4 \cdot 2^{1/2} = 292 \text{ mm}$$

$$t_{OG} = 10 \text{ mm}$$

$$t_w = 10 \text{ mm}$$

EN 1993-1-1/ Kap. 5.6
 Tabelle 5.2

Kehlnaht a=4mm
 Abstand der QT=4m
 siehe Plan Nr.2 Q5-5

Diplomarbeit: Verfasser: Studienkennzahl/Matr. Nr.: Institut: Betreuer:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Ebner Georg E610/0225403 Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul													
$\sqrt{\frac{f_y / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}} = \text{Faktor zur Erhöhung von } \varepsilon$	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"></td> <td style="width: 50%; text-align: right;">t_{UG}= 12 mm</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: right;">ε= 1</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Spannungspunkt "1" (Druck positiv):</td> <td style="text-align: right;">σ_{com,1}= 4,06 kN/cm²</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: right;">f_y= 23,5 kN/cm²</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: right;">γ_{M0}= 1</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: right;">ε_{OG}= 2,406</td> </tr> </table>		t _{UG} = 12 mm		ε= 1	Spannungspunkt "1" (Druck positiv):	σ _{com,1} = 4,06 kN/cm ²		f _y = 23,5 kN/cm ²		γ _{M0} = 1		ε _{OG} = 2,406	Stahlgüte S235: siehe Abb.9.10.2 Stahlgüte S235: siehe Kap. 3.3
	t _{UG} = 12 mm													
	ε= 1													
Spannungspunkt "1" (Druck positiv):	σ _{com,1} = 4,06 kN/cm ²													
	f _y = 23,5 kN/cm ²													
	γ _{M0} = 1													
	ε _{OG} = 2,406													
Klassifizierung des Steges :														
Der Steg kann analog zu Kapitel 9.10 B) in Querschnittsklasse 3 eingestuft werden.														
Klassifizierung des Obergurtes :														
$\frac{c}{t} \leq 42 \varepsilon_{OG}$	$42 \cdot \varepsilon_{OG} = 101,05$ $c/t=3984/10= 398,43 > 101,05$	EN 1993-1-5/ Kap. 5.6 Tabelle 5.2 Annahme auf der sicheren Seite: OG unter konstantem Druck												
Der OG - beziehungsweise das Deckblech - ist in Querschnittsklasse 4 einzustufen.														
Klassifizierung des Untergurtes:														
Der UG ist stets unter Zug und kann somit ohne weiteres in Querschnittsklasse 3 eingestuft werden.														
Der QT10 muss somit in Klasse 4 eingestuft werden.														
C) Schubbeulen:														
Der Schubbeulwert k _τ ergibt sich nach EN1993-1-5/ Anhang A.3 (1) zu:														
$k_{\tau} = 5,34 + 4 \cdot (h_w / a)^2 + k_{\tau,sl}$	$= 5,409 \quad a/h_w \geq 1$ $\varepsilon = 1$ $\eta = 1$ $h_w/t_w = 30,30$	analog zu Kap.9.1 C) Stegblechfeld: h _w =325-10-12=303mm Abstand der Hauptträger: a=2307mm (siehe Kap.4 Abb.4.2.25) k _{τ,sl} =0, da keine Längssteifen vorhanden sind. EN 1993-1-5/ Kap.5.1 (2)												
$\frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_{\tau}} =$	$72,10 > 30,30$													
Der Schubbeulnachweis braucht am Steg des QT10 nicht geführt zu werden. Lediglich das Deckblech ist mittels der Methode der reduzierten Spannungen zu untersuchen.														

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

9.12. QT16 - bemessungsrelevanter Querträger der handelskaiseitigen Brücke:

siehe Plan Nr.2
 Schnitte 8-8 und 18-18

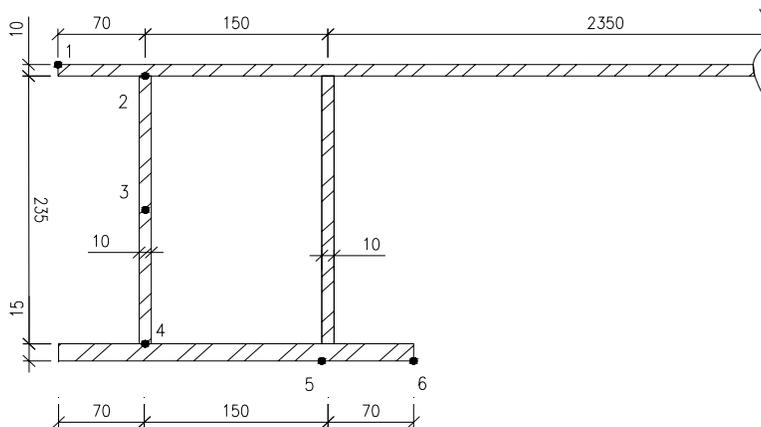


Abb.9.12.1: Definition der Spannungspunkte am Querträger QT16

Maße in [mm]

A) Bemessungsrelevante Schnittgrößen & Spannungsermittlung:

A.1) $M_{y,min}$ und $Q_{z,max}$ am QT16 beim innenliegenden Elastomerlager:

Kap.8.2 Selektion 5
 und Abb.4.2.30
 $M_{z,Ed}$ wird berücksichtigt
 $M_{y,min,Ed}$ und $Q_{z,max}$

	LK Nr.	N_{Ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 532	10	1,61	56,08	162,19	-8,06	-63,53	22,04

Zugehörige Lastfälle:

LF1, LF2, LF3, LF13 bis LF16, LF30, LF33, LF35, F40, LF43

vergleiche mit Tab.7.2

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

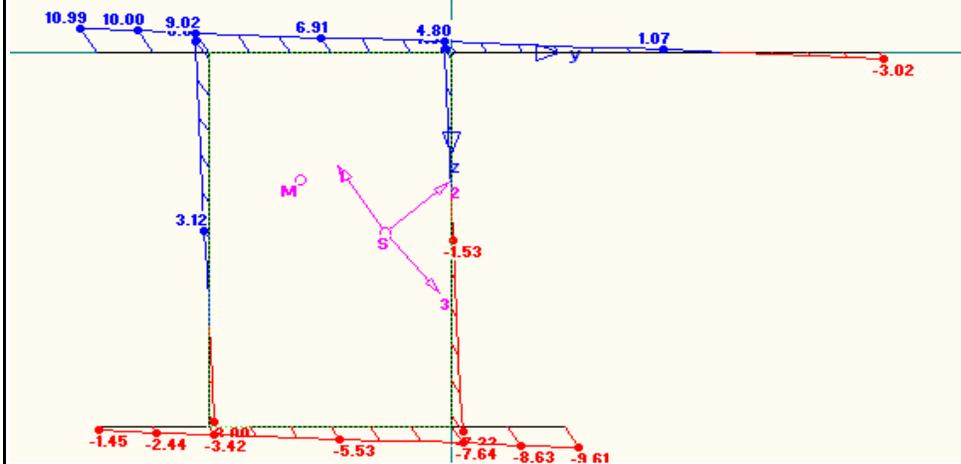


Abb.9.12.2: Normalspannungen zufolge $M_{y,max}$

Spannungen in [kN/cm²]

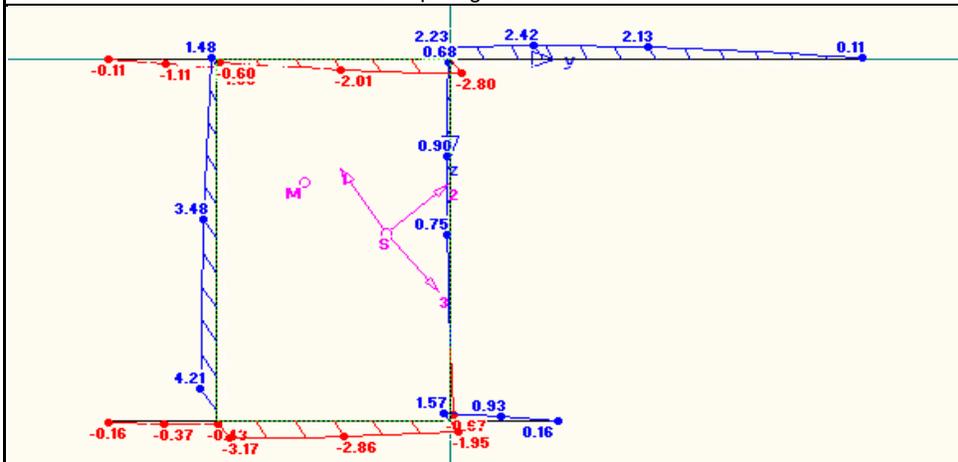


Abb.9.12.3: zugehörige Schubspannungen

Spannungspunkt "1": $\sigma_{x,1} =$	10,99 kN/cm ²	$\tau_1 =$	-0,11 kN/cm ²
$\sigma_{x,2} =$	8,81 kN/cm ²	$\tau_2 =$	1,48 kN/cm ²
$\sigma_{x,3} =$	3,12 kN/cm ²	$\tau_3 =$	3,48 kN/cm ²
$\sigma_{x,4} =$	-3,00 kN/cm ²	$\tau_4 =$	4,21 kN/cm ²
$\sigma_{x,5} =$	-7,64 kN/cm ²	$\tau_5 =$	-1,95 kN/cm ²
$\sigma_{x,6} =$	-9,61 kN/cm ²	$\tau_6 =$	0,16 kN/cm ²

Spannungen in [kN/cm²]

maximale Normalspannung am QT16

minimale Normalspannung am QT16

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,1} =$	10,99 kN/cm ²	
$\sigma_{v,2} =$	9,18 kN/cm ²	
$\sigma_{v,3} =$	6,79 kN/cm ²	
$\sigma_{v,4} =$	7,88 kN/cm ²	
$\sigma_{v,5} =$	8,35 kN/cm ²	
$\sigma_{v,6} =$	9,61 kN/cm ²	< 23,50 kN/cm ²

maximale Vergleichsspannung am QT16

A.2) T_{max} am QT16 im Bereich des Auflagers

	LK Nr.	N _{Ed} [kN]	Q _{y,Ed} [kN]	Q _{z,Ed} [kN]	M _{Tp,Ed} [kNm]	M _{y,Ed} [kNm]	M _{z,Ed} [kNm]
Stab 527	09	32,87	100,79	-82,12	18,18	-34,32	-42,18

Kap.8.2 Selektion 5 und Abb.4.2.30
M_{Tp,max,Ed}

Zugehörige Lastfälle:

LF1, LF2, LF3, LF13 bis LF16, LF23, LF41, LF42, LF43

vergleiche mit Tab.7.2

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

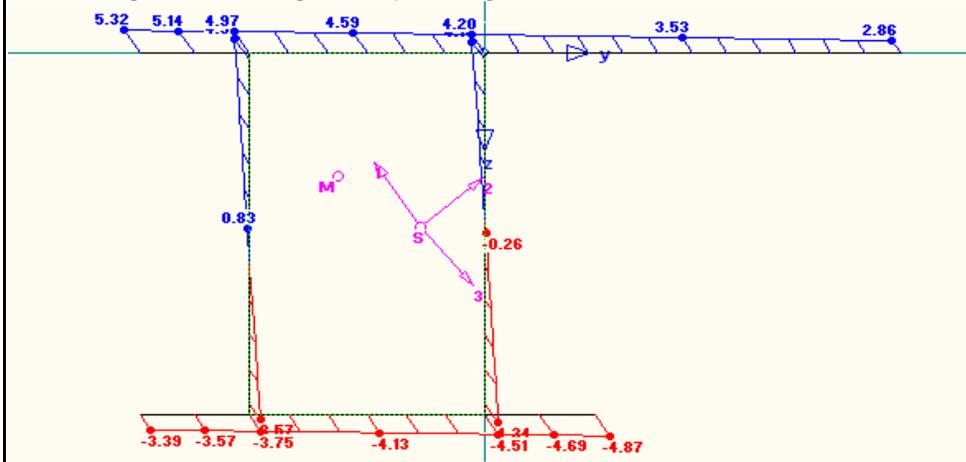


Abb.9.12.4: zugehörige Normalspannungen

Spannungen in [kN/cm²]

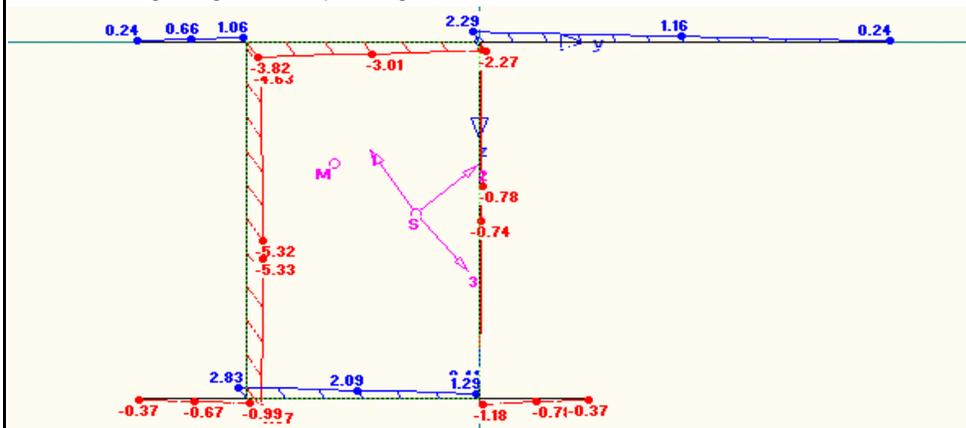


Abb.9.12.5: maximale Schubspannungen infolge $Q_{z,max}$

Spannungen in [kN/cm²]

Spannungspunkt "1": $\sigma_{x,1} =$	5,32 kN/cm ²	$\tau_1 =$	0,24 kN/cm ²
$\sigma_{x,2} =$	4,90 kN/cm ²	$\tau_2 =$	-4,63 kN/cm ²
$\sigma_{x,3} =$	0,83 kN/cm ²	$\tau_3 =$	-5,33 kN/cm ²
$\sigma_{x,4} =$	3,57 kN/cm ²	$\tau_4 =$	-4,87 kN/cm ²
$\sigma_{x,5} =$	-4,51 kN/cm ²	$\tau_5 =$	1,29 kN/cm ²
$\sigma_{x,6} =$	-4,87 kN/cm ²	$\tau_6 =$	-0,37 kN/cm ²

minimale Schubspannung am QT16

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,1} =$	5,34 kN/cm ²	
$\sigma_{v,2} =$	9,40 kN/cm ²	
$\sigma_{v,3} =$	9,27 kN/cm ²	
$\sigma_{v,4} =$	9,16 kN/cm ²	
$\sigma_{v,5} =$	5,03 kN/cm ²	
$\sigma_{v,6} =$	4,91 kN/cm ²	< 23,50 kN/cm ²

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Verfasser: Ebner Georg Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
<p>B) Ermittlung der Querschnittsklassen:</p> $C_{UG,innen} = 150 - 10 - 2 \cdot 4 \cdot 2^{1/2} = 129 \text{ mm}$ $C_{UG,aussen} = 70 - 10 / 2 - 4 \cdot 2^{1/2} = 54 \text{ mm}$ $C_w = 235 - 2 \cdot 4 \cdot 2^{1/2} = 224 \text{ mm}$ $t_{OG} = 10 \text{ mm}$ $t_w = 10 \text{ mm}$ $t_{UG} = 15 \text{ mm}$ $\epsilon = 1$ <p>Klassifizierung des Steges :</p> $\frac{c}{t} \leq 42 \epsilon_{Steg} \quad 42 \cdot \epsilon_{Steg} = 42,00$ $c/t = 224/10 = 22,37 \leq 42,00$ <p>Der Steg ist in Querschnittsklasse 3 einzustufen.</p> <p>Klassifizierung des Untergurtes :</p> <p>innen:</p> $\frac{c}{t} \leq 42 \epsilon_{UG} \quad 42 \cdot \epsilon_{UG} = 42,00$ $c/t = 3984/10 = 398,4 > 42,00$ <p>aussen:</p> $\frac{c}{t} \leq 14 \epsilon_{UG} \quad 14 \cdot \epsilon_{UG} = 14,00$ $c/t = 178/15 = 11,87 \leq 14,00$ <p>Der UG ist in jedem Fall in Querschnittsklasse 3 einzustufen.</p> <p>Klassifizierung des Obergurtes:</p> <p>Der OG ist praktisch immer unter Zug und kann somit ohne weiteres in Querschnittsklasse 3 eingestuft werden.</p> <p>Der QT16 kann somit in Querschnittsklasse 3 eingestuft werden.</p> <p>C) Schubbeulen des Stegbleches:</p> <p>Der Schubbeulwert k_τ ergibt sich nach EN1993-1-5/ Anhang A.3 (1) zu:</p> $k_\tau = 5,34 + 4 \cdot (h_w / a)^2 + k_{\tau,sl} = 5,409 \quad a/h_w \geq 1$ $\epsilon = 1$ $\eta = 1$ $h_w/t_w = 30,30$ $\frac{31}{\eta} \epsilon \sqrt{k_\tau} = 72,10 > 30,30$ <p>Der Schubbeulnachweis braucht am Steg des QT16 nicht geführt zu werden. Der Spannungsnachweis beziehungsweise der Vergleichsspannungsnachweis am Querschnitt im Kapitel 9.12 ist ausreichend.</p>	EN 1993-1-1/ Kap. 5.6 Tabelle 5.2 Kehlnaht a=4mm siehe Plan Nr.2 Q8-8 Stahlgüte S235: EN 1993-1-5/ Kap. 5.6 Tabelle 5.2 Annahme auf der sicheren Seite: Steg unter konstantem Druck Annahme auf der sicheren Seite: OG unter konstantem Druck Gurt einseitig gehalten analog zu Kap.9.1 C) Stegblechfeld: $h_w = 325 - 10 - 12 = 303 \text{ mm}$ Abstand der Hauptträger: $a = 2307 \text{ mm}$ (siehe Kap.4 Abb.4.2.25) $k_{\tau,sl} = 0$, da keine Längssteifen vorhanden sind. EN 1993-1-5/ Kap.5.1 (2)

**9.13. Querträgerkasten zwischen den Achsen QT8 und QT9:
 Brücke:**

siehe Plan Nr.3.2
 Schnitt A-A

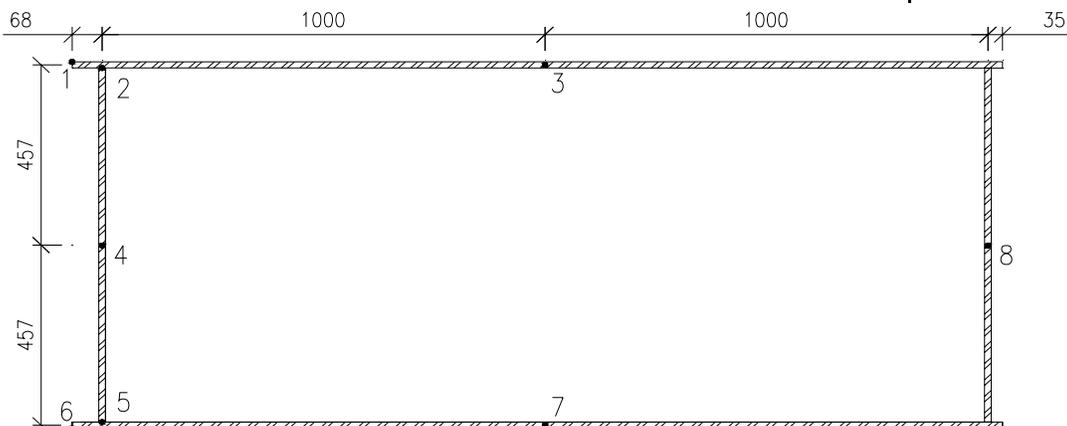


Abb.9.13.1: Definition der Spannungspunkte am Querträgerkasten

Maße in [mm]

A) Bemessungsrelevante Schnittgrößen & Spannungsermittlung:

A.1) $M_{y,max}$ am Querträgerkasten im Feld:

Kap.8.2 Selektion 2
 und Abb.4.2.32
 $M_{z,Ed}$ wird berücksichtigt
 $M_{y,max,Ed}$

	LK Nr.	N_{Ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 901	09	-11,56	368,70	190,33	-1314,19	652,82	-1073,61

Zugehörige Lastfälle:

LF1, LF2, LF3, LF10 bis LF16, LF30, LF33, LF34, F40, LF41, LF44

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

vergleiche mit Tab.7.2

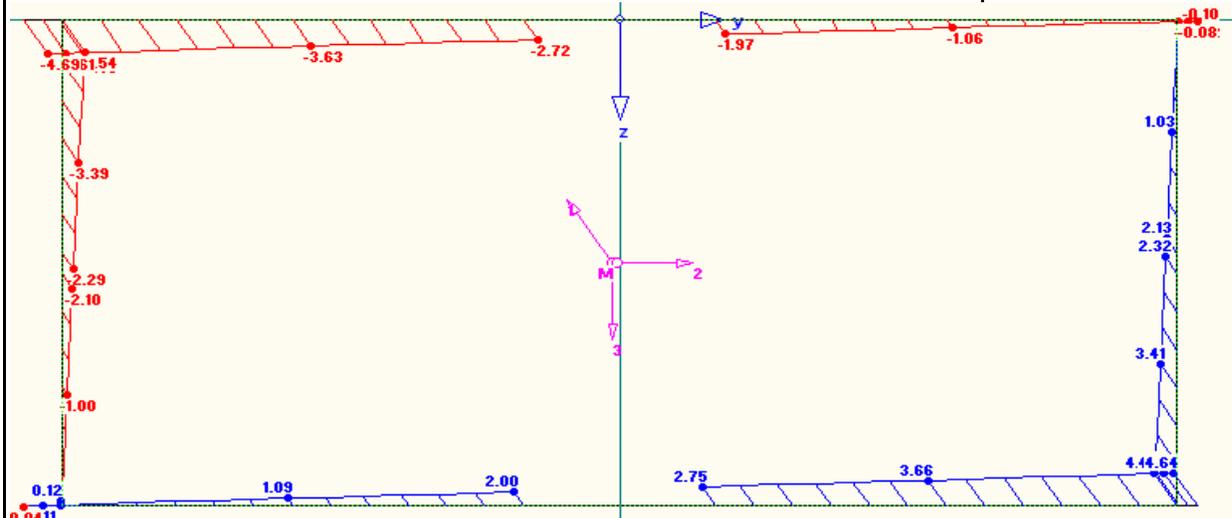


Abb.9.13.2: Normalspannungen zufolge $M_{y,max}$

Spannungen in [kN/cm²]

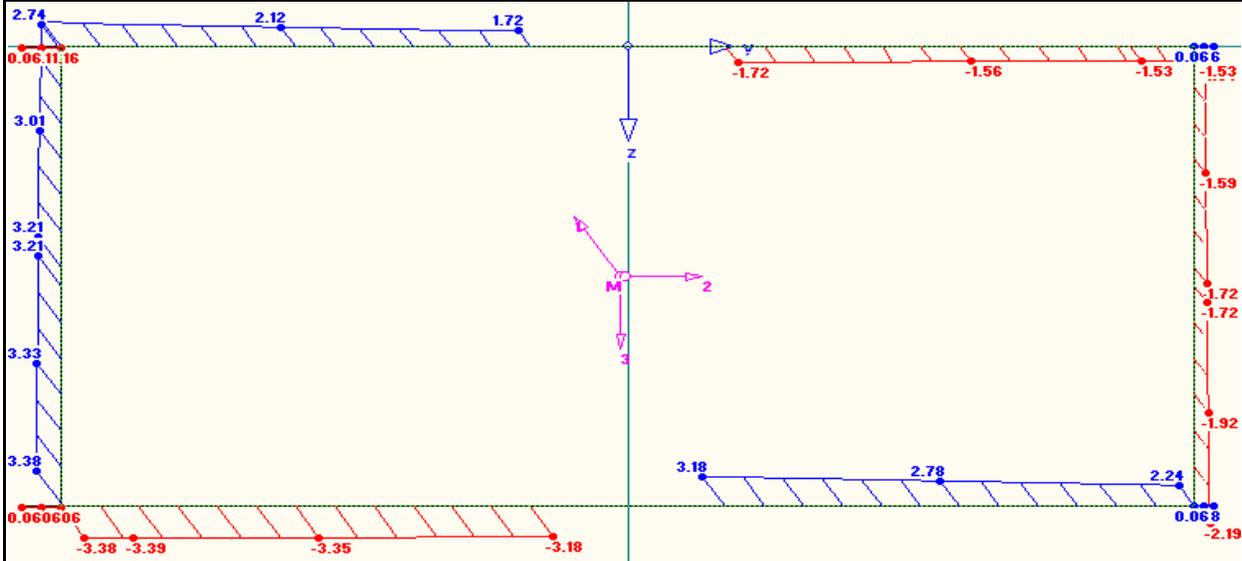


Abb.9.13.3: zugehörige Schubspannungen

Spannungspunkt "1":	$\sigma_{x,1} = -4,69 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_1 = 0,06 \text{ kN/cm}^2$
	$\sigma_{x,2} = -4,54 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_2 = 2,64 \text{ kN/cm}^2$
	$\sigma_{x,3} = -4,48 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_3 = 2,74 \text{ kN/cm}^2$
	$\sigma_{x,4} = -2,29 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_4 = 3,21 \text{ kN/cm}^2$
	$\sigma_{x,5} = 0,12 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_5 = 3,38 \text{ kN/cm}^2$
	$\sigma_{x,6} = -0,04 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_6 = -0,06 \text{ kN/cm}^2$
	$\sigma_{x,7} = 0,18 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_7 = -3,38 \text{ kN/cm}^2$

Spannungen in $[\text{kN/cm}^2]$

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,1} = 4,69 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,2} = 6,44 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,3} = 6,53 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,4} = 6,01 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,5} = 5,86 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,6} = 0,11 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{v,7} = 5,86 \text{ kN/cm}^2$	$< 23,50 \text{ kN/cm}^2$

A.2) $M_{z,min}$ am Querträgerkasten im Feld:

	LK Nr.	N_{Ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 901	09	183,69	601,79	158,95	-721,69	561,51	-1752,4

Kap.8.2 Selektion 2 und Abb.4.2.32
 $M_{z,min,Ed}$

Zugehörige Lastfälle:

LF1, LF2, LF3, LF10 bis LF12, LF14 bis LF16, LF31, LF32, LF34, LF40, LF41, LF43, LF44

vergleiche mit Tab.7.2

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

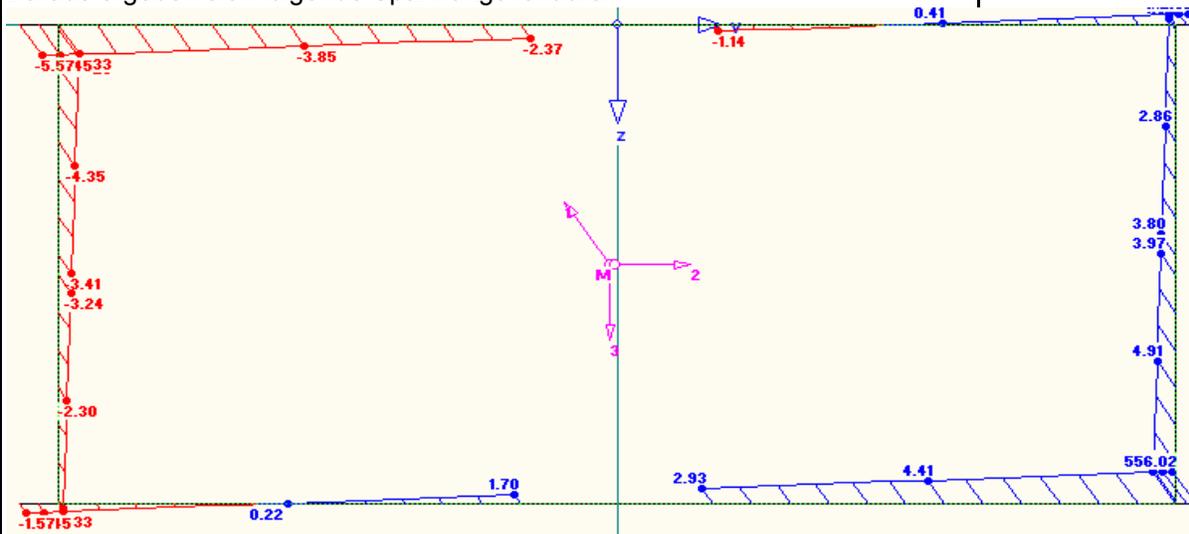


Abb.9.13.4: zugehörige Normalspannungen

Spannungen in $[kN/cm^2]$

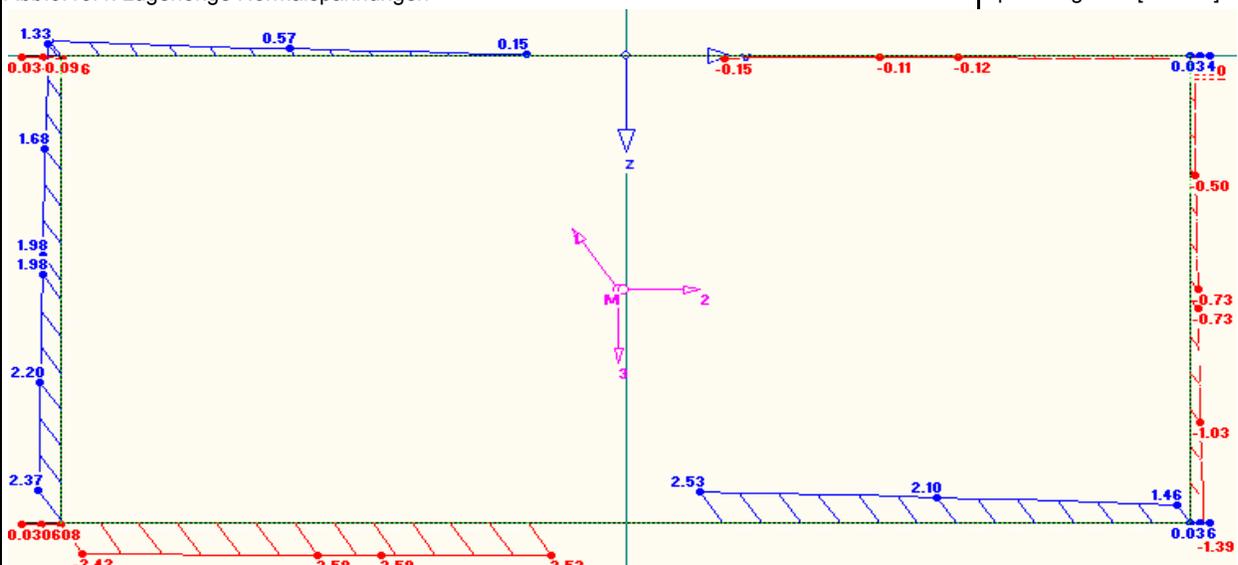


Abb.9.13.5: maximale Schubspannungen infolge $Q_{z,max}$

Spannungen in $[kN/cm^2]$

Spannungspunkt "1": $\sigma_{x,1} =$	-5,57 kN/cm^2	$\tau_1 =$	-0,03 kN/cm^2
$\sigma_{x,2} =$	-5,53 kN/cm^2	$\tau_2 =$	1,21 kN/cm^2
$\sigma_{x,3} =$	-5,29 kN/cm^2	$\tau_3 =$	1,33 kN/cm^2
$\sigma_{x,4} =$	-3,41 kN/cm^2	$\tau_4 =$	1,98 kN/cm^2
$\sigma_{x,5} =$	-1,36 kN/cm^2	$\tau_5 =$	2,37 kN/cm^2
$\sigma_{x,6} =$	-1,57 kN/cm^2	$\tau_6 =$	-0,03 kN/cm^2
$\sigma_{x,7} =$	-1,33 kN/cm^2	$\tau_7 =$	-2,42 kN/cm^2

minimale Normalspannung am QT-kasten

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,1} =$	5,57 kN/cm^2
$\sigma_{v,2} =$	5,91 kN/cm^2
$\sigma_{v,3} =$	5,77 kN/cm^2

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

$$\begin{aligned} \sigma_{v,4} &= 4,84 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{v,5} &= 4,32 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{v,6} &= 1,57 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{v,7} &= 4,40 \text{ kN/cm}^2 < 23,50 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

A.3) $M_{Tp,max}$ am Querträgerkasten beim Endauflager:

	LK Nr.	N_{Ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 904	09	21,63	-252,99	-208,08	1724,05	0	0

Kap.8.2 Selektion 2 und Abb.4.2.33
 $M_{Tp,max,Ed}$

Zugehörige Lastfälle:

LF1, LF2, LF3, LF10, LF12, LF14, LF15, LF16, LF30, LF33, LF34, LF40, LF44

vergleiche mit Tab.7.2

Daraus ergibt sich folgender Spannungsverlauf:

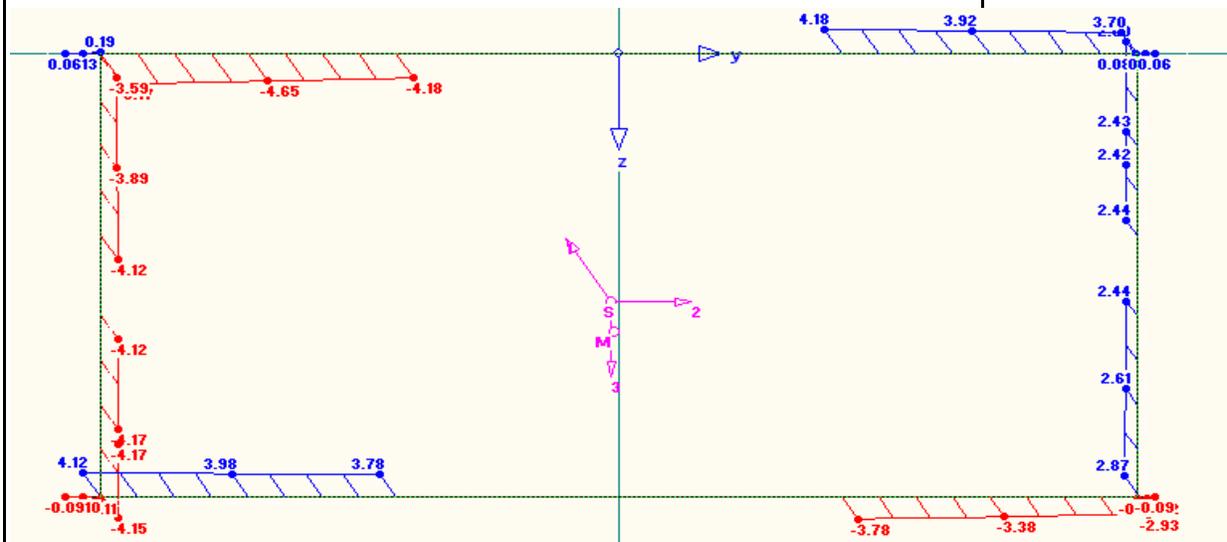


Abb.9.13.6: maximale Schubspannungen infolge $Q_{z,max}$

Spannungen in $[\text{kN/cm}^2]$

Die Normalspannungen ergeben sich zu $21,63\text{kN}/531,4 = 0,04\text{kN/cm}^2$

$A_{eff} = 531,4\text{cm}^2$

Spannungspunkt "1": $\sigma_{x,1} =$	$0,04 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_1 =$	$0,06 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,2} =$	$0,04 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_2 =$	$-5,17 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,3} =$	$0,04 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_3 =$	$-3,59 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,4} =$	$0,04 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_4 =$	$-4,12 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,5} =$	$0,04 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_5 =$	$-4,15 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,6} =$	$0,04 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_6 =$	$-0,09 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,7} =$	$0,04 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_7 =$	$4,12 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{x,8} =$	$0,04 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_8 =$	$2,44 \text{ kN/cm}^2$

maximale Schubspannung am QT-kasten

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$$\begin{aligned} \sigma_{v,1} &= 0,11 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{v,2} &= \mathbf{8,95 \text{ kN/cm}^2} \\ \sigma_{v,3} &= 6,22 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{v,4} &= 7,14 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

maximale Vergleichsspannung am QT-kasten

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte							
Verfasser:	Ebner Georg							
Studienkennzahl/Matr. Nr.:	E610/0225403							
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau							
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul							
			$\sigma_{v,5} =$	7,19	kN/cm^2			
			$\sigma_{v,6} =$	0,16	kN/cm^2			
			$\sigma_{v,7} =$	7,14	kN/cm^2			
			$\sigma_{v,8} =$	4,23	kN/cm^2	<	23,50	kN/cm^2
A.4) Qz,max am Querträgerkasten beim Endauflager:								
	LK Nr.	N _{Ed} [kN]	Q _{y,Ed} [kN]	Q _{z,Ed} [kN]	M _{TP,Ed} [kNm]	M _{y,Ed} [kNm]	M _{z,Ed} [kNm]	Kap.8.2 Selektion 2 und Abb.4.2.33
Stab 899	09	-11,55	368,68	258,1	-1314,2	0	0	Q _{z,max,Ed}
Zugehörige Lastfälle: LF1, LF2, LF3, LF13 bis LF16, LF23, LF41, LF42, LF43								
vergleiche mit Tab.7.2								
A.5) Qy,max am Querträgerkasten beim Endauflager:								
	LK Nr.	N _{Ed} [kN]	Q _{y,Ed} [kN]	Q _{z,Ed} [kN]	M _{TP,Ed} [kNm]	M _{y,Ed} [kNm]	M _{z,Ed} [kNm]	Kap.8.2 Selektion 2 und Abb.4.2.33
Stab 899	09	183,69	601,77	226,72	-721,68	0	0	Q _{y,max,Ed}
Zugehörige Lastfälle: LF1, LF2, LF3, LF13 bis LF16, LF23, LF41, LF42, LF43								
vergleiche mit Tab.7.2								
Die Schnittgrößen in den Kapiteln A.4) und A.5) führen an keiner Querschnittsfaser zu höheren Schubspannungen oder Vergleichsspannungen als in Kapitel A.3) und werden daher nicht weiter ausgeführt.								
B) Ermittlung der Querschnittsklassen:								
EN 1993-1-1/ Kap. 5.6								
Tabelle 5.2								
Kehlnaht a=4mm								
$\text{COG,innen} = 2000 - 15 - 2 \cdot 4 \cdot 2^{1/2} = 1974 \text{ mm}$ $\text{CUG,innen} = 2000 - 15 - 2 \cdot 4 \cdot 2^{1/2} = 1974 \text{ mm}$ $c_w = 914 - 15/2 - 10/2 - 2 \cdot 4 \cdot 2^{1/2} = 890 \text{ mm}$ $t_{\text{OG, Feld}} = 15 \text{ mm}$ $t_{\text{OG, Auflager}} = 10 \text{ mm}$ $t_w = 15 \text{ mm}$ $t_{\text{UG}} = 15 \text{ mm}$ $\epsilon = 1$								
siehe Plan Nr.3 Schnitt x-x								
Stahlgüte S235:								
Spannungspunkt "2" (Druck positiv): $\sigma_{\text{com},2} = 5,53 \text{ kN/cm}^2$ siehe (A.2)								
Spannungspunkt "3": $\sigma_{\text{com},3} = 5,29 \text{ kN/cm}^2$ siehe (A.2)								
$\sigma_{\text{com,OG,links}} = 4,54 \text{ kN/cm}^2$ siehe (A.1)								
$\sigma_{\text{com,OG,rechts}} = 0,16 \text{ kN/cm}^2$ siehe (A.1)								
Stahlgüte S235:								
siehe Kap. 3.3								
$f_y = 23,50 \text{ kN/cm}^2$ $\gamma_{M0} = 1$ $\epsilon_{\text{OG}} = 2,061$ $\epsilon_{\text{steg}} = 2,108$								
$\sqrt{\frac{f_y / \gamma_{M0}}{\sigma_{\text{com},Ed}}} = \text{Faktor zur Erhöhung von } \epsilon$								
Klassifizierung des Steges :								
EN 1993-1-5/ Kap. 5.6								
Tabelle 5.2								
Annahme auf der sicheren Seite: Steg unter konstantem Druck								
$\frac{c}{t} \leq 42 \epsilon_{\text{Steg}} \quad 42 \cdot \epsilon_{\text{steg}} = 88,52$ $c/t = 224/10 = 59,35 \leq 88,52$								
Der Steg kann auf diesem Spannungsniveau in Querschnittsklasse 3 eingestuft werden.								

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Verfasser: Ebner Georg Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
<p>Klassifizierung des Obergurtes :</p> $\sigma_{zug} = \psi \sigma_{druck} \rightarrow \psi = \frac{\sigma_{zug}}{\sigma_{druck}} = 0,035 \quad c/t=1974/15= 131,58$ <p>$\psi \geq -1$ daraus folgt:</p> $\frac{c}{t} \leq \frac{42 \varepsilon_{OG}}{0,67 + 0,33 \psi} = 127,02 < 131,58$ <p>Der OG ist in Querschnittsklasse 4 einzustufen.</p> <p>Klassifizierung des Untergurtes:</p> <p>Der UG ist praktisch immer unter Zug und kann somit ohne weiteres in Querschnittsklasse 1 eingestuft werden.</p> <p>Der QT-Kasten muss somit in Querschnittsklasse 4 eingestuft werden. Der OG muss mittels der Methode der reduzierten Spannungen untersucht werden.</p> <p>C.1) Schubbeulen der Stegbleche:</p> $k_{\tau} = 5,34 + 4 \cdot (h_w / a)^2 + k_{\tau,sl} = 6,130 \quad a/h_w \geq 1$ $\begin{aligned} \varepsilon &= 1 \\ \eta &= 1 \\ h_w/t_w &= 60,93 \end{aligned}$ $\frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_{\tau}} = 76,75 > 60,93$ <p>Das kleinere Stegblechfeld zwischen den Querschotten mit $a=1433\text{mm}$ erfüllt somit ebenfalls das Kriterium in Punkt C.1). Ein Schubbeulnachweis braucht am Steg des QT-Kastens nicht geführt zu werden.</p> <p>C.2) Schubbeulen des Untergurtes:</p> $k_{\tau} = 5,34 + 4 \cdot (h_w / a)^2 + k_{\tau,sl} = 34,200 \quad a/h_w < 1$ $\begin{aligned} \varepsilon &= 1 \\ \eta &= 1 \\ h_w/t_w &= 133,33 \end{aligned}$ $\frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_{\tau}} = 181,29 > 133,33$ <p>Der Schubbeulnachweis braucht am UG des QT-Kastens nicht geführt zu werden. Der Obergurt wird ohnehin mittels der Methode der reduzierten Spannungen untersucht, in welcher auch das Schubbeulen berücksichtigt wird.</p>	<p>$\sigma_{OG,li} = -9,10$ (Druck) $\sigma_{Steg,u} = 10,22$ (Druck)</p> <p>EN 1993-1-5/ Kap. 5.6 Tabelle 5.2</p> <p>Anmerkung: auch die Schnittgrößen in Verbindung mit $M_{y,min}$ erzeugen nur Zugspannungen im UG.</p> <p>analog zu Kap.9.1 C) Steg: $h_w=914\text{mm}$ Abstand des HT-steges zum Querschott $a=2057\text{mm}$ (siehe Kap.4 Abb.4.2.25) $k_{\tau,sl}=0$, da keine Längssteifen vorhanden sind. EN 1993-1-5/ Kap.5.1 (2) siehe Plan Nr.3.2</p> <p>Schnitt 28-28</p> <p>analog zu Kap.9.1 C) UG-feld: $h_w=2000\text{mm}$ Abstand des HT-steges zum Querschott $a=841\text{mm}$ (siehe Plan Nr.3.2 Schnitt B-B) $k_{\tau,sl}=0$, da keine Längssteifen vorhanden sind. EN 1993-1-5/ Kap.5.1 (2)</p>

9.14. Nachweis der Längsträger:

siehe Plan Nr.3.2
Schnitt A-A

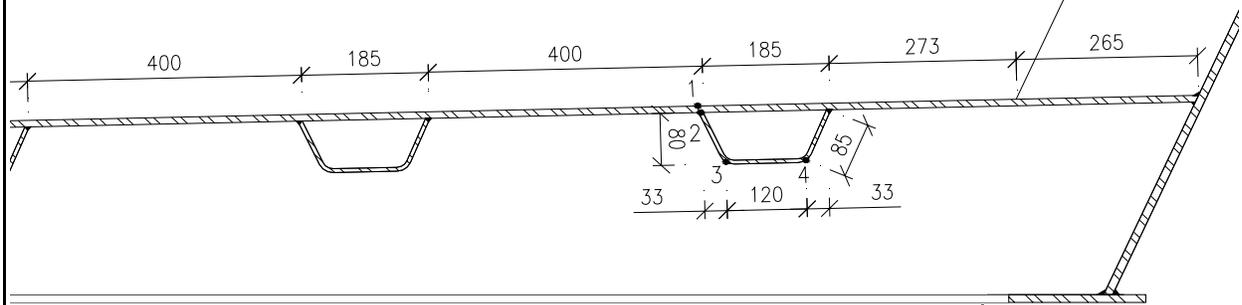


Abb.9.14.1: Definition der Spannungspunkte am Längsträger

Maße in [mm]

A) Bemessungsrelevante Schnittgrößen & Spannungsermittlung:

A.1) $M_{y,max}$ im Feld des Längsträgers dieses 4m-Endeldes beim Treppenabgang infolge einer konzentrierten Einzellast in Feldmitte:

Kap.8.2 Selektion 7
und Abb.4.2.36
 $M_{z,Ed}$ wird nicht
berücksichtigt
 $M_{y,max,Ed}$

	LK Nr.	N_{Ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 323	11	-1,80	0,09	-8,45	0,00	12,02	0,05

Zugehörige Lastfälle:

LF1, LF2, LF3, LF4, LF50

vergleiche mit Tab.7.2

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

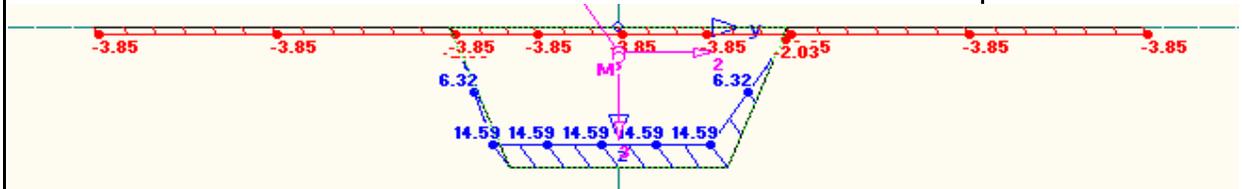


Abb.9.14.2: Normalspannungen zufolge $M_{y,max}$

Spannungen in [kN/cm²]

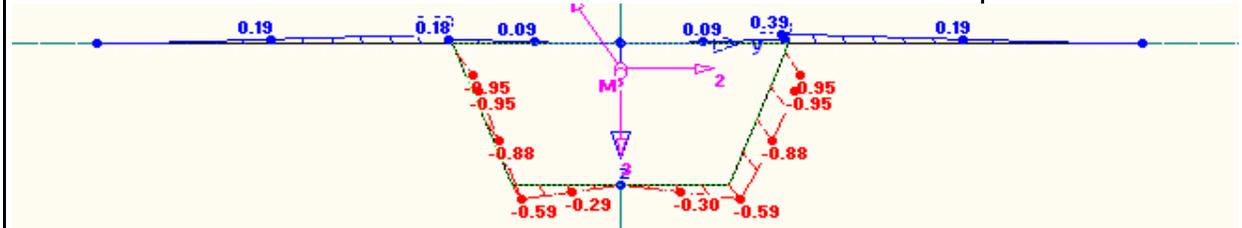


Abb.9.14.3: zugehörige Schubspannungen

Spannungen in [kN/cm²]

Spannungspunkt "1": $\sigma_{x,1} =$	-3,85 kN/cm ²	$\tau_1 =$	0,39 kN/cm ²
$\sigma_{x,2} =$	-2,03 kN/cm ²	$\tau_2 =$	-0,95 kN/cm ²
$\sigma_{x,3} =$	14,59 kN/cm ²	$\tau_3 =$	-0,59 kN/cm ²
$\sigma_{x,4} =$	14,59 kN/cm ²	$\tau_4 =$	-0,59 kN/cm ²

minimale Normal-
spannung

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,1} =$	3,91 kN/cm ²
$\sigma_{v,2} =$	2,61 kN/cm ²
$\sigma_{v,3} =$	14,63 kN/cm ²

$\sigma_{v,4} = 14,63 \text{ kN/cm}^2 < 23,50 \text{ kN/cm}^2$

Anmerkung: Die Spannungen infolge konzentrierter Einzellast werden nicht mit den globalen Spannungen des HT überlagert.

maximale Vergleichs-
spannung

A.2) $M_{y,max}$ im Feld des Längsträgers eines 4m-Feldes im Randbereich infolge einer konzentrierten Einzellast in Feldmitte:

Kap.8.2 Selektion 6
und Abb.4.2.37

	LK Nr.	N_{ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 279	11	-0,75	0,14	-6,78	0,02	10,63	0,00

$M_{z,Ed}$ wird nicht berücksichtigt
 $M_{y,max,Ed}$

Zugehörige Lastfälle:
LF1, LF2, LF3, LF6, LF51
Vergleicht man diese Schnittgrößen mit Punkt A.1) erkennt man, dass diese nicht bemessungsrelevant sind.

vergleiche mit Tab.7.2

A.3) $M_{y,max}$ im Feld des Längsträgers eines 4m-Feldes im Randbereich infolge Verkehrsflächenlasten:

Kap.8.2 Selektion 6
und Abb.4.2.37

	LK Nr.	N_{ed} [kN]	$Q_{y,Ed}$ [kN]	$Q_{z,Ed}$ [kN]	$M_{Tp,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
Stab 279	09	-4,87	0,53	-0,03	0,39	8,25	-0,45

$M_{z,Ed}$ wird nicht berücksichtigt
 $M_{y,max,Ed}$

Zugehörige Lastfälle:
LF1, LF2, LF3, LF6, LF12, LF17, LF31, LF32, LF35, LF41, LF42
Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

vergleiche mit Tab.7.2

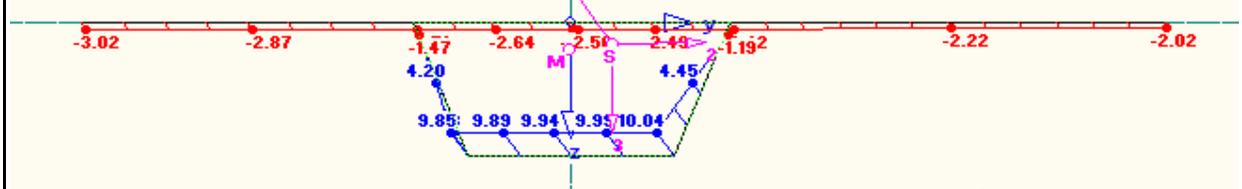


Abb.9.14.4: Normalspannungen zufolge $M_{y,max}$ | Spannungen in $[\text{kN/cm}^2]$

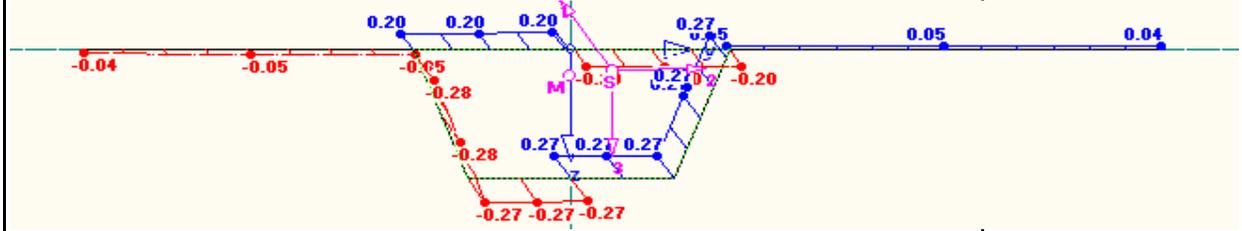


Abb.9.14.5: zugehörige Schubspannungen | Spannungen in $[\text{kN/cm}^2]$

A.3.1) Hier wurden bei der Spannungsauswertung die globalen Spannungen aus Kapitel 9.1 A.3) addiert (Schubspannungen werden positiv überlagert):

siehe Abb.9.1.6 und
Abb.9.1.7

Spannungspunkt "1":	$\sigma_{x,1} = 0,32 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_1 = 0,53 \text{ kN/cm}^2$
	$\sigma_{x,2} = 1,56 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_2 = 0,49 \text{ kN/cm}^2$
	$\sigma_{x,3} = 14,91 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_3 = 0,44 \text{ kN/cm}^2$
	$\sigma_{x,4} = 15,22 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_4 = 0,42 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_{x,1} = -2,71 + 3,03$ (9.1 A.3)
 $\sigma_{x,2} = -1,47 + 3,03$ (9.1 A.3)
 $\sigma_{x,3} = 9,58 + 5,06$ (9.1 A.3)
 $\sigma_{x,4} = 10,04 + 5,18$ (9.1 A.3)

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:
 $\sigma_{v,1} = 0,97 \text{ kN/cm}^2$

$T_1 = 0,2 + 0,33$ (Abb.9.1.7)
 $T_2 = 0,27 + 0,22$ (Abb.9.1.7)
 $T_3 = 0,27 + 0,17$ (Abb.9.1.7)

$\sigma_{v,2} = 1,78 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{v,3} = 14,93 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{v,4} = 15,24 \text{ kN/cm}^2 < 23,50 \text{ kN/cm}^2$

maximale Vergleichsspannung

A.3.2) für die Querschnittsklassifizierung wird die größte Druckspannung σ_x im Deckblech ermittelt. Dazu werden, auf der sicheren Seite liegend, die Druckspannungen im Deckblech am Querschnitt 6-6 (Abb.9.5.2) und die am Längsträger im Randbereich aus Abb.9.14.4 überlagert:

$\sigma_{x,DB,re} = -2,02 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{x,3} = -3,94 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{x,DB,total} = -5,96 \text{ kN/cm}^2$

siehe Abb.9.14.4
 siehe Abb.9.5.2

A.4) My,min am Auflager des Längsträgers des 4m-Endfeldes beim Treppenabgang für den Nachweis des Deckbleches:

	LK Nr.	N _{Ed} [kN]	Q _{y,Ed} [kN]	Q _{z,Ed} [kN]	M _{TP,Ed} [kNm]	M _{y,Ed} [kNm]	M _{z,Ed} [kNm]
Stab 322	09	-1,87	-0,70	-12,13	-0,27	-8,29	0,26

Zugehörige Lastfälle:
 LF1, LF2, LF3, LF5, LF10, LF13 bis LF16, LF23, LF40, LF41, LF43, LF44

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

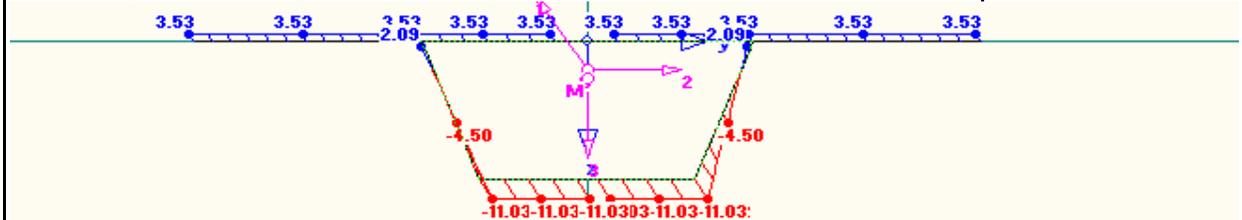


Abb.9.14.6: Normalspannungen zufolge My,max [Spannungen in kN/cm²]

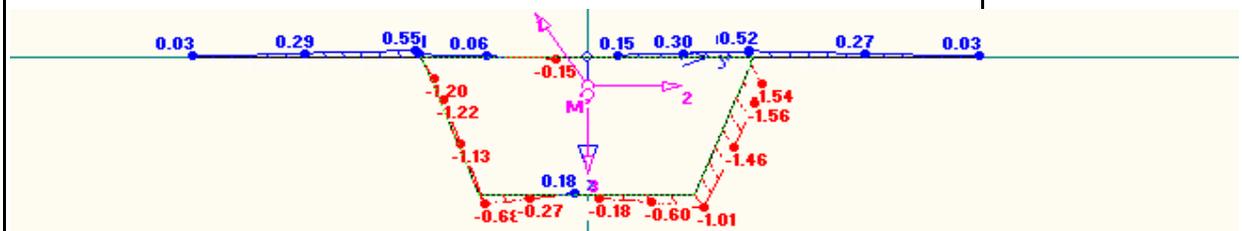


Abb.9.14.7: zugehörige Schubspannungen [Spannungen in kN/cm²]

Auf der sicheren Seite liegend wurden bei der Spannungsauswertung die globalen Spannungen aus den Kapiteln 9.1 A.5.1) und A.5.2) addiert:

$\sigma_{x,1} = 6,26 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_1 = 0,52 \text{ kN/cm}^2$	= $\sigma_{x,1} + \sigma_{x,m,DB}$ (9.1 A.5.1)
$\sigma_{x,2} = 4,82 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_2 = -1,54 \text{ kN/cm}^2$	= $\sigma_{x,2} + \sigma_{x,m,DB}$ (9.1 A.5.1)
$\sigma_{x,3} = -14,60 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_3 = -1,01 \text{ kN/cm}^2$	= $\sigma_{x,3} + \sigma_{x,m,LT,u}$ (9.1 A.5.2)

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,1} = 6,32 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{v,2} = 5,51 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{v,3} = 14,71 \text{ kN/cm}^2 < 23,50 \text{ kN/cm}^2$

maximale Vergleichsspannung

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul

A.5) My,min, Qz,min am Auflager des Längsträgers eines 4m-Feldes im Randbereich infolge Verkehrsflächenlasten:

Kap.8.2 Selektion 6 und Abb.4.2.37

	LK Nr.	N _{Ed} [kN]	Q _{y,Ed} [kN]	Q _{z,Ed} [kN]	M _{Top,Ed} [kNm]	M _{y,Ed} [kNm]	M _{z,Ed} [kNm]
Stab 280	09	0,33	-0,61	13,41	-0,33	-9,58	-0,09

M_{z,Ed} wird nicht berücksichtigt
 M_{y,max,Ed}

Zugehörige Lastfälle:

LF1, LF2, LF3, LF7, LF13 bis LF16, LF18, LF23, LF40, LF43, LF44

vergleiche mit Tab.7.2

Daraus ergeben sich folgende Spannungsverläufe:

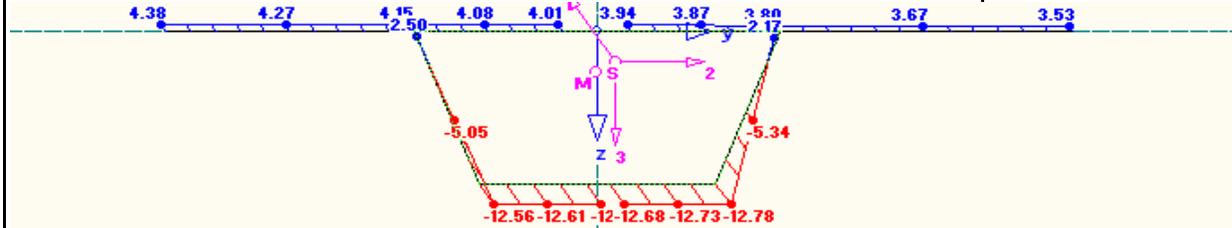


Abb.9.14.8: Normalspannungen zufolge M_{y,min}

Spannungen in [kN/cm²]

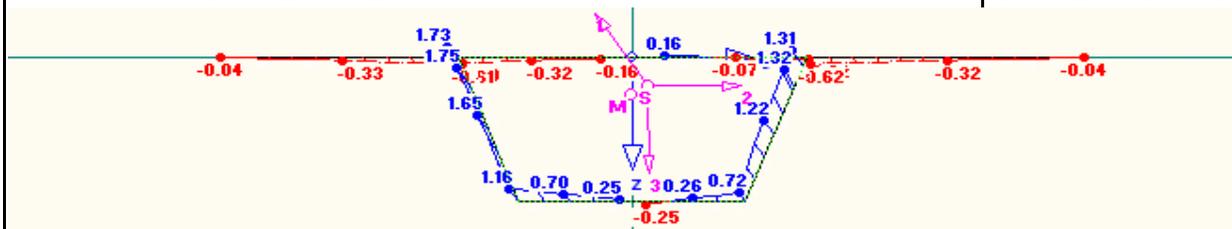


Abb.9.14.9: zugehörige (maximale) Schubspannungen

Spannungen in [kN/cm²]

A.5.1) Auf der sicheren Seite liegend wurden bei der Spannungsauswertung die globalen Spannungen aus den Kapitel 9.1 A.2) zu denen aus Kapitel 9.14 A.5) addiert. Aus den Belastungen am Hauptträger treten hier die größten Zugspannungen in den Längsträgern auf. Somit werden mit dieser Überlagerung die größten Zugspannungen im OG (DB) der Längsträger erzeugt. Die Normalspannungen ergeben sich aus der Überlagerung der Spannungen in Abb.9.1.4 und Abb.9.14.8. Die Schubspannungen ergeben sich aus der Überlagerung der Spannungen in Abb.9.1.5 und Abb.9.14.9:

siehe Abb.9.1.4 und Abb.9.1.5

$\sigma_{x,1} =$	8,12 kN/cm ²	$\tau_1 =$	-0,41 kN/cm ²
$\sigma_{x,2} =$	6,47 kN/cm ²	$\tau_2 =$	1,88 kN/cm ²
$\sigma_{x,3} =$	-6,06 kN/cm ²	$\tau_3 =$	1,28 kN/cm ²
$\sigma_{x,4} =$	-6,43 kN/cm ²	$\tau_4 =$	0,83 kN/cm ²

$\sigma_{x,1} = 4,15 + 3,97$ (9.1 A.2)
 $\sigma_{x,2} = 2,50 + 3,97$ (9.1 A.2)
 $\sigma_{x,3} = -12,56 + 6,5$ (9.1 A.2)
 $\sigma_{x,4} = -12,78 + 6,35$ (9.1 A.2)
 $\tau_1 = -0,61 + 0,2$ (Abb.9.1.5)
 $\tau_2 = 1,75 + 0,13$ (Abb.9.1.5)
 $\tau_3 = 1,16 + 0,12$ (Abb.9.1.5)
 $\tau_4 = 0,72 + 0,11$ (Abb.9.1.5)

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,1} =$	8,15 kN/cm ²		
$\sigma_{v,2} =$	7,24 kN/cm ²		
$\sigma_{v,3} =$	6,45 kN/cm ²		
$\sigma_{v,4} =$	6,59 kN/cm ²	<	23,50 kN/cm ²

A.5.2) Die maximalen Druckspannungen im Untergurt der Längsträger

aus der Belastung der Hauptträger ergeben sich am Stab144 . Unter der konservativen Annahme, dass am Längsträger im Randbereich beim Stab 144 ebenfalls die Spannungen aus Kapitel 9.14 A.5) entstehen, werden mit der Überlagerung der globalen Spannungen aus Abb.9.1.12 die größten

siehe Kap. 9.1 A.5.2)
 Abb.9.1.12

Druckspannungen im Untergurt der Längsträger erzeugt. Die Normalspannungen ergeben sich aus der Überlagerung der Spannungen in Abb.9.4.2 und Abb.9.14.8. Die Schubspannungen ergeben sich aus der Überlagerung der Spannungen in Abb.9.4.3 und Abb.9.14.9:

$\sigma_{x,1} = 0,28 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_1 = -0,88 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{x,2} = -1,41 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_2 = 1,93 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{x,3} = -18,83 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_3 = 1,28 \text{ kN/cm}^2$	
$\sigma_{x,4} = -19,08 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_4 = 0,73 \text{ kN/cm}^2$	

$\sigma_{x,1} = 4,15 - 3,87 \text{ (9.4 A.1)}$
 $\sigma_{x,2} = 2,50 - 3,91 \text{ (9.4 A.1)}$
 $\sigma_{x,3} = -12,56 - 6,27 \text{ (9.4 A.1)}$
 $\sigma_{x,4} = -12,78 - 6,30 \text{ (9.4 A.1)}$
 $\tau_1 = -0,61 - 0,27 \text{ (Abb.9.4.3)}$
 $\tau_2 = 1,75 + 0,18 \text{ (Abb.9.4.3)}$
 $\tau_3 = 1,16 + 0,12 \text{ (Abb.9.4.3)}$
 $\tau_4 = 0,72 + 0,01 \text{ (Abb.9.4.3)}$

Daraus ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

$\sigma_{v,1} = 1,55 \text{ kN/cm}^2$		
$\sigma_{v,2} = 3,63 \text{ kN/cm}^2$		
$\sigma_{v,3} = 18,96 \text{ kN/cm}^2$		
$\sigma_{v,4} = 19,12 \text{ kN/cm}^2$	<	23,50 kN/cm ²

maximale Vergleichsspannung

B) Ermittlung der Querschnittsklassen:

$c_{OG} = 273 + 265 - 6/2 - 2 \cdot 4 \cdot 2^{1/2} = 524 \text{ mm}$	
$c_w = 85 \text{ mm}$	
$c_{UG} = 120 \text{ mm}$	
$t_{OG} = 10 \text{ mm}$	
$t_w = 6 \text{ mm}$	
$t_{UG} = 6 \text{ mm}$	
$\epsilon = 1$	

EN 1993-1-1/ Kap. 5.6
Tabelle 5.2
siehe Abb.9.14.1

Spannungspunkt "1" (Druck positiv): $\sigma_{com,1} = 5,96 \text{ kN/cm}^2$

$\sqrt{\frac{f_y / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}} = \text{Faktor zur Erhöhung von } \epsilon$	$f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$
	$\gamma_{M0} = 1$
	$\epsilon_{OG} = 1,986$

Stahlgüte S235: siehe (A.5.2)
Stahlgüte S235: siehe Kap. 3.3

Klassifizierung des Steges :

$\frac{c}{t} \leq 42 \epsilon_{Steg}$	$42 \cdot \epsilon_{steg} = 42,00$	
	$c/t = 85/6 = 14,17$	≤ 42,00

Der Steg kann in Querschnittsklasse 3 eingestuft werden.

Klassifizierung des Obergurtes (DB):

$\frac{c}{t} \leq 42 \epsilon_{OG}$	$42 \cdot \epsilon_{OG} = 83,40$	
	$c/t = 524/10 = 52,37$	≤ 83,40

Der OG ist auf diesem Spannungsniveau in Querschnittsklasse 3 einzustufen.

Klassifizierung des Untergurtes:

$\frac{c}{t} \leq 42 \epsilon_{UG}$	$42 \cdot \epsilon_{OG} = 42,00$	
	$c/t = 120/6 = 20,00$	≤ 42,00

Der UG kann in Querschnittsklasse 3 eingestuft werden.

EN 1993-1-5/ Kap. 5.6
Tabelle 5.2
Annahme auf der sicheren Seite: Steg unter konstantem Druck

Annahme auf der sicheren Seite: OG unter konstantem Druck

Annahme auf der sicheren Seite: UG unter konstantem Druck

Diplomarbeit: Verfasser: Studienkennzahl/Matr. Nr.: Institut: Betreuer:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Ebner Georg E610/0225403 Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
<p>Die Längsträger können somit in Klasse 3 eingestuft werden.</p> <p>C) Schubbeulen:</p> $k_{\tau} = 5,34 + 4 \cdot (h_w / a)^2 + k_{\tau,sl} = 5,342 \quad a/h_w \geq 1$ $\epsilon = 1$ $\eta = 1$ $h_w/t_w = 14,17$ $\frac{31}{\eta} \epsilon \sqrt{k_{\tau}} = 71,65 > 14,17$ <p>Der Schubbeulnachweis braucht am Längsträger nicht geführt zu werden. Der Spannungsnachweis beziehungsweise der Vergleichsspannungsnachweis am Querschnitt im Kapitel 9.14 ist ausreichend.</p> <p>9.15. Nachweis des Deckbleches:</p> <p>Das Deckblech ist ein integraler Bestandteil der Hauptträger, Querträger und Längsträger. Somit erfährt es Normalspannungen (global gesehen) in x-Richtung, y-Richtung, sowie teilweise Schubspannungen aus der Belastung dieser Träger und aus lokaler Belastung durch Verkehrslasten oder Windlasten. Diese Spannungen werden dann in den Vergleichsspannungen des ebenen Spannungszustand zusammengefasst.</p> <p>A) Spannungen im Deckblech infolge lokaler Belastungen aus Eigengewicht, Verkehrslasten und vertikalen Windlasten:</p> <p>Im Allgemeinen gilt, dass man, wenn bei der Konstruktion der Fahrbahn das Deckblech alle $40 \cdot t_{DB}$ [mm]=e von Längsträgern gestützt wird, die entstehenden Spannungen infolge der lokalen Biegung des Deckbleches vernachlässigen kann.</p> <p>Im Randbereich wurde diese Bedingung jedoch aus geometrischen Gründen nicht eingehalten. Es wurden daher die Spannungen im Deckblech infolge lokaler Belastungen durch Verkehrslasten, Wind und Eigengewicht anhand eines Stabmodelles untersucht. Dabei wurde ein 1m breiter Streifen des Deckbleches mit 5kN/m^2 aus Verkehrslasten, mit $0,98\text{kN/m}^2$ aus Eigengewicht des Deckbleches inklusive Gehwegbeschichtung und einem Aufschlag von 5%, sowie mit $0,63\text{kN/m}^2$ aus vertikalen Windlasten belastet. Diese Lasten wurden gemäss der GEO-LK-regeln kombiniert.</p>		<p>analog zu Kap.9.1 C) Stegblechfeld: $h_w=85\text{mm}$ (Abb.9.14.1) Abstand der Querträger: $a=4000\text{mm}$ (siehe Plan Nr.1 Seitenansicht) $k_{\tau,sl}=0$, da keine Längssteifen vorhanden sind. EN 1993-1-5/ Kap.5.1 (2)</p> <p>EN 1993-2 / C.1.2.2 (1)</p> <p>siehe Kap.4.2.15 / Abb.4.2.34</p> <p>siehe Kap.5.2.1 siehe Kap.5.1.1.10 siehe Kap.5.2.2 D) siehe Kap.7.2.2</p>

Daraus ergaben sich folgende Schnittgrößen im DB:

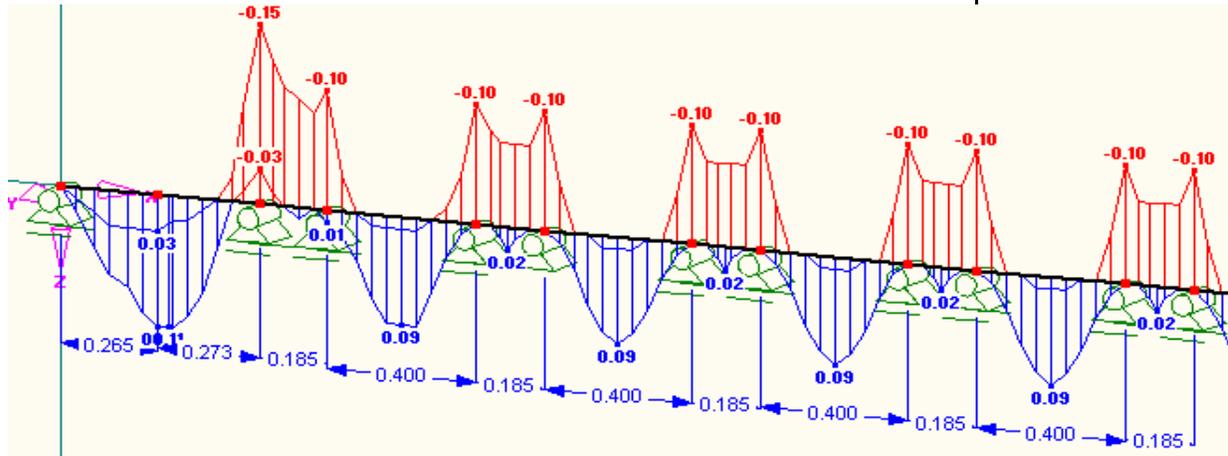


Abb.9.15.1: Momentenverteilung im Deckblech infolge lokaler Belastungen

Dabei ist das Lager im linken Rand das Stegblech des HT. Die restlichen Lager repräsentieren die Stege der LT. Somit entstehen im Deckblech im Randbereich am äußersten LT Biege-normalspannungen von $\sigma_b = M_{Ed}/W_{DB,u/o} = +/-0,9 \text{ kN/cm}^2$ und im Regelbereich lediglich $\sigma_b = +/-0,6 \text{ kN/cm}^2$.

Es werden nun die globalen Spannungen im Deckblech am HT, QT und LT mit der Vergleichsspannung zusammengefasst. Dabei werden, wieder auf der sicheren Seite liegend, folgende Spannungen herangezogen:

- $\sigma_{x,HT} = 5,46 \text{ kN/cm}^2$ (siehe Abb.9.1.4 ganz links)
- $\sigma_{x,LT} = 3,53 \text{ kN/cm}^2$ (siehe Abb.9.14.6)
- $\tau_{xy,LT} = 0,55 \text{ kN/cm}^2$ (siehe Abb.9.14.7)
- $\sigma_{y,QT} = -3,37 \text{ kN/cm}^2$ (siehe Abb.9.10.2)
- $\tau_{xy,QT} = -0,05 \text{ kN/cm}^2$ (siehe Abb.9.10.3)
- $\sigma_{y,DB} = -0,60 \text{ kN/cm}^2$ (siehe Punkt A)

Daraus folgt:

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau_{xy}^2} = 11,53 \text{ kN/cm}^2 < 23,50 \text{ kN/cm}^2$$

B) Spannungen im Deckblech infolge einer konzentrierten Einzellast

Die konzentrierte Einzellast von 10kN auf einer Fläche von 10x10cm wird im ungünstigsten Fall im Randbereich des Deckbleches angesetzt. für die Spannungsermittlung wurde das Stabmodell aus Kapitel 9.15 A) modifiziert. für die Abtragung der Einzellast wird ein nur 300mm breiter Streifen des Deckbleches herangezogen. Dabei wurde ein konservativer horizontaler Lastausbreitungswinkel von etwa 30° angenommen. Bei einem Abstand der Einzellast zum Steg des nächsten LT von 173mm ergibt sich für das DB eine zusätzliche mittragende Breite von 100mm auf beiden Seiten der Einzellast und somit eine Gesamtbreite von 300mm.

Momente in [kNm]

$$W_{DB,u/o} = I^2 \cdot 100/6 =$$

$$+/-16,67 \text{ cm}^3$$

$$M_{Ed,min,rand} = -15 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,min,regel} = -10 \text{ kNm}$$

Nachweisort: In Feldmitte bei QT6, da hier das Deckblech in Querrichtung auf Druck und in Längsrichtung auf Zug beansprucht wird. Daher ist hier $\sigma_{v,max}$ zu erwarten!

Nachweis erfüllt

siehe Kap.5.2.5

Das Eigengewicht des Deckbleches wurde ebenfalls berücksichtigt und mit der Einzellast analog zu LK-11 GEO3-ULS kombiniert.

siehe Kap.7.4.2 Tab.4.3

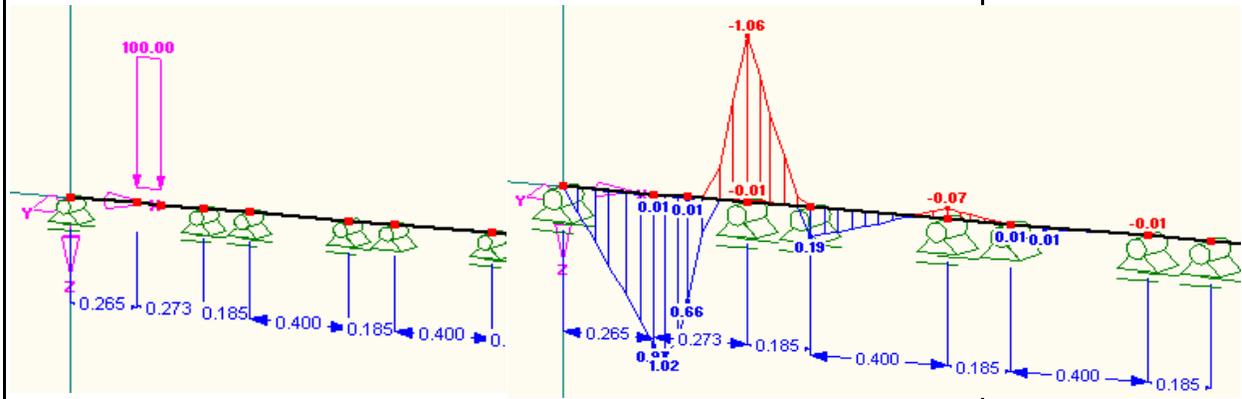


Abb.9.15.2: Konzentrierte Einzellast:
10kN/0,1m = 100kN/m

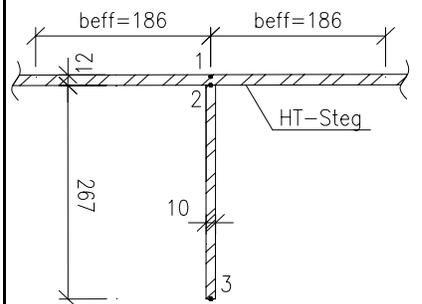
Abb.9.15.3: Momentenverteilung am Deckblech infolge konzentrierter Einzellast im Randbereich.

Momente in [kNm]
Lasten in [kN/m]

 $W_{DB,u/o} = 1^2 \cdot 30 / 6 = +/- 5 \text{ cm}^3$
 $M_{Ed,min} = -106 \text{ kNm}$

Die Biegenormalspannungen im Deckblech beim Steg des LT ergeben sich damit zu $\sigma_b = M_{Ed} / W_{DB,u/o} = +/- 21,2 \text{ kN/cm}^2 < f_{y,Rd}$ **Nachweis erfüllt**

9.16. Nachweis der Quersteifen:



- $I_{y,Qst} = 3635,3 \text{ cm}^4$
- $A_{Qst} = 68,64 \text{ cm}^2$
- $W_{y,Qst,o} = -726,3 \text{ cm}^3$
- $W_{y,Qst,u} = 180 \text{ cm}^3$
- $Z_{S,o} = 5,06 \text{ cm}$
- $I_{Qst} = 77,6 \text{ cm}$ (statische Länge)
- $a = 400,0 \text{ cm}$
- $h_w = 77,4 \text{ cm}$

EN1993-1-5 Kap.9.2.1
Querschnitt der Quersteife siehe Kap.10.1.1
Abb.10.1.1

siehe Kap.12 Abb.12.1
Abstand der Quersteifen
siehe Abb.9.1.1

Abb.9.16.1: Definition der Spannungspunkte

Maße in [mm]

A) Spannungen infolge der Abtriebskraft des OG:

Bei Druckgurten von Trogbriicken können die Auswirkungen von Imperfektionen und der Theorie 2.Ordnung durch Abtriebskräfte berücksichtigt werden. Die Quersteifen müssen diese Abtriebskräfte $N_{Ab,OG}$ aufnehmen können:

$$N_{Ed,OG} = -2114 \text{ kN}$$

$$L_k = 390,5 \text{ cm}$$

$$1,2 \cdot a = 480,0 \text{ cm}$$

siehe Kap.10.1.1 C.1)

 $L_k \leq 1,2 \cdot a$

$$N_{Ab,OG} = \frac{N_{Ed,OG}}{100} = -21,14 \text{ kN}$$

EN1993-2 Kap.6.3.4.2(5)
 $N_{Ab,OG}$ greift zentrisch am OG an. Siehe Abb.12.1

Der Nachweis der Quersteife nach EN1993-1-5 Kapitel 9.2.1 liefert geringere Abtriebskräfte als nach EN1993-2 Kapitel 6.3.4.2 und gilt somit als erfüllt. Das Bemessungsmoment der Quersteife ergibt sich zu:

$$M_{Qst} = N_{Ab,OG} \cdot I_{Qst} = 21,14 \cdot 77,6 \text{ cm} = -1641,4 \text{ kNm}$$

$$Q_{Qst} = 21,14 \text{ kN}$$

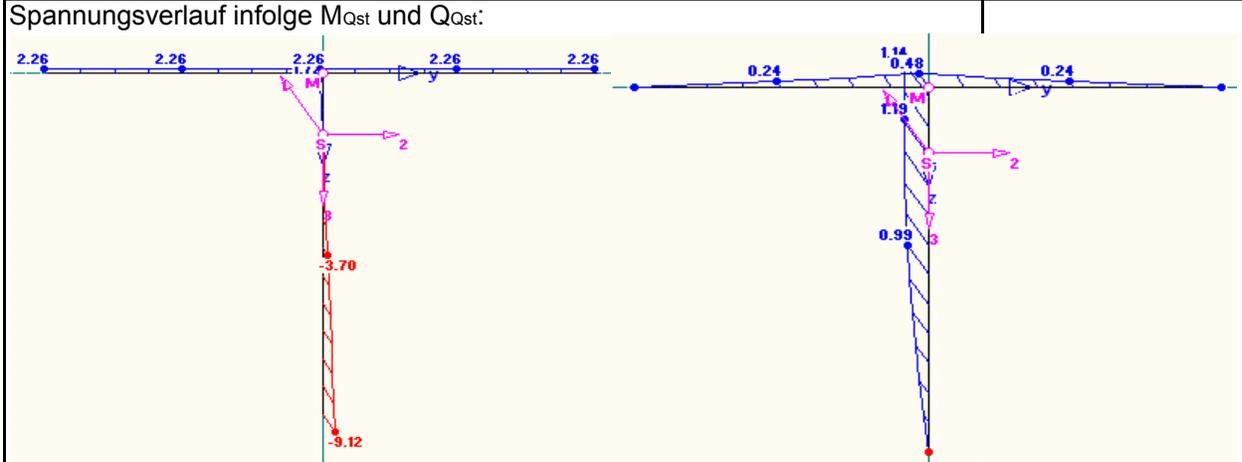


Abb.9.16.2: Normalspannungen (links) und Schubspannungen in der Quersteife

$\sigma_{x,1} =$	2,76 kN/cm ²	$\tau_1 =$	0,48 kN/cm ²
$\sigma_{x,2} =$	1,72 kN/cm ²	$\tau_2 =$	1,19 kN/cm ²
$\sigma_{x,3} =$	-9,12 kN/cm ²	$\tau_3 =$	0,00 kN/cm ²

Spannungen in [kN/cm²]
 $< 23,5 / \gamma_{M1} = 21,36 \text{ kN/cm}^2$
Nachweis erfüllt
 Bedingung:
 $< l_{Qst} / 300 = 0,26 \text{ cm}$
 EN1993-1-5 Kap.9.2.1(4)

Die elastische Durchbiegung w_{Qst} am Kragarmende (OG) der Quersteife ergibt sich zu:

$$w_{Qst} = \frac{N_{Ab,OG} \cdot l_{Qst}^3}{3 \cdot EI_{y,Qst}} = -0,043 \text{ cm}$$

Weiters haben die zwischenliegenden Quersteifen folgende Bedingungen zu erfüllen: für

für $a / h_w \geq \sqrt{2}$ gilt $I_{ST} \geq 0,75 h_w t^3 = 100,31 \text{ cm}^4 \leq I_{Qst,vorh} = 3635,3 \text{ cm}^4$ EN1993-1-5 Kap.9.3.3 (3)

B) Ermittlung der Querschnittsklasse:

$c_w = 240 - 4 \cdot 2^{1/2} =$	234 mm
$t_w =$	10 mm
$\epsilon =$	1
Spannungspunkt "2" (Druck positiv): $\sigma_{com,2} =$	-1,72 kN/cm ²
$\sigma_{com,3} =$	9,12 kN/cm ²
$f_y =$	23,5 kN/cm ²
$\gamma_{M0} =$	1
$\epsilon_w =$	1,605
$\psi =$	-0,189

EN 1993-1-1/ Tab. 5.2
 siehe Abb.9.16.1
 Stahlgüte S235:
 siehe Abb.9.16.2
 Stahlgüte S235:
 siehe Kap. 3.3
 $= \sigma_{com,2} / \sigma_{com,3}$

$\sqrt{\frac{f_y / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}} = \text{Faktor zur Erhöhung von } \epsilon$

Klassifizierung der Quersteife (Steg) :

$k_\sigma = 0,57 - 0,21 \cdot \psi + 0,07 \cdot \psi^2 = 0,61$
 $\frac{c}{t} \leq 21 \cdot \epsilon_w \cdot \sqrt{k_\sigma} = 26,37$
 $c/t = 234/10 = 23,4 \leq 26,37$

EN1993-1-5 Tab.4.2

Die Quersteife kann auf diesem Spannungsniveau in Querschnittsklasse 3 eingestuft werden. Ein Spannungsnachweis ist ausreichend.

10. Stabilitätsnachweise

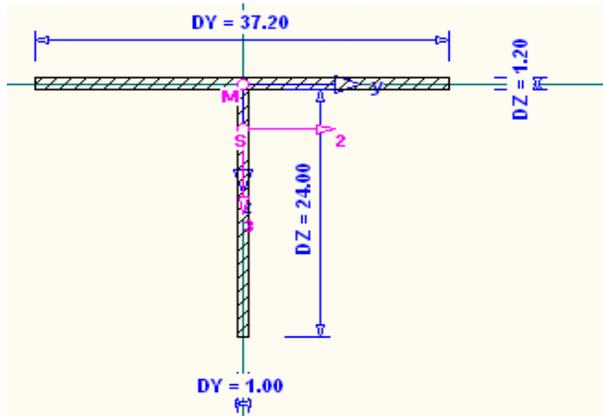
10.1. Knicknachweise

10.1.1. Knicknachweis des OG (Druckgurt) der Brücke

Bei Trogbriicken wie ist der OG auf Druck beansprucht und daher, wie bei Q2-2, aus der Stegblechenebene gegen Knicken zu sichern. Der Druckgurt wird durch den Querrahmen, bestehend aus Querträger und Quersteifen, elastisch gebettet.

Die Quersteifen bestehen aus einem T-profil, wobei der Gurt der mitwirkende Teil des Hauptträgersteges ist.

A) Quersteifen bei den Achsen QT1 bis QT10:



$b_{OG} =$	37,20 cm
$I_{y,Qst} =$	3635,3 cm ⁴
$A_{Qst} =$	68,64 cm ²
$W_{y,Qst,o} =$	-726,3 cm ³
$W_{y,Qst,u} =$	180 cm ³
$Z_{S,o} =$	5,06 cm
$Z_{S,o,QT} =$	6,98 cm
$t_{OG} =$	2,5 cm
$h_{OG-DB} =$	71,9 cm
$l_{Qst} =$	77,6 cm

LK14 ist bemessungsrelevante

Ermittlung von b_{eff} siehe Kap 4.2.16

siehe Kap 4.2.16

siehe Kap 4.2.10 B) und Abb.4.2.22
 siehe Plan Nr.2 Q2-2
 Statische Länge der Quersteife = $71,9 + 6,98 \cdot 2,5/2 = 77,6$ cm

Abb. 10.1.1: Quersteifenquerschnitt Maße in [cm]

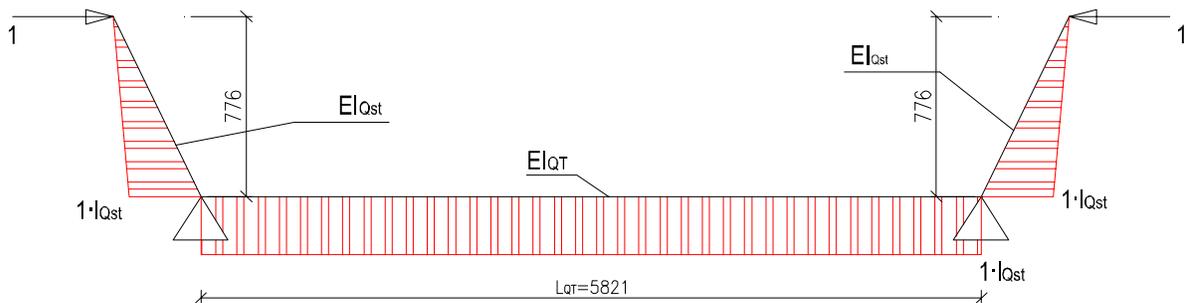


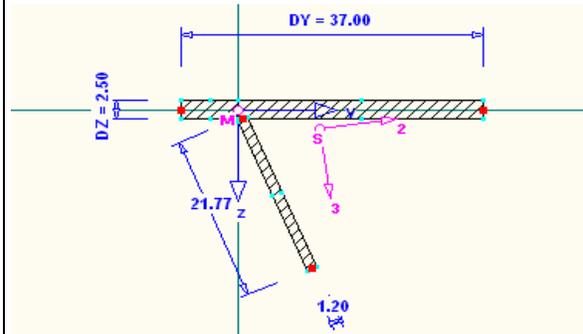
Abb. 10.1.2.: Momentenverlauf am Querrahmen infolge der Einheitslasten von 1kN

Maße in [cm],
 Kräfte in [kN] und
 Momente in [kNm]

Diplomarbeit: Verfasser: Studienkennzahl/Matr. Nr.: Institut: Betreuer:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Ebner Georg E610/0225403 Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
B.1) Berechnung der Federsteifigkeit der Querrahmen bei den Achsen QT1 bis QT10:		
horizontalen Einheitslasten und in weiterer Folge die Federsteifigkeit ermittelt.		
$I_{QT} = 16776,0 \text{ cm}^4$ $\overline{L}_{QT} = 581,2 \text{ cm}$ $M = \overline{M} = 77,6 \text{ cm}$		Querträgerlänge
$2\delta = 2 \frac{l_{quersteife}}{3EI_{quersteife}} M \overline{M} + \frac{l_{QT}}{EI_{QT}} M \overline{M} = 0,014 \text{ cm}$		überlagerung der 1-Zustände mit Hilfe von Integraltafeln
$\delta = 0,014 \text{ cm}/2 = 0,00701 \text{ cm/kN}$ $C_1 = 1/\delta = 143 \text{ kN/cm}$		
C ₁ entspricht der Federsteifigkeit der Querrahmen, welche den Obergurt alle 4m aus der Stegblechebene elastisch betten.		
B.2) Berechnung der Federsteifigkeit der Querrahmen bei den Achsen QT11 bis QT14:		
$I_{QT} = 7490,9 \text{ cm}^4$ $\overline{L}_{QT} = 231 \text{ cm}$ $I_{Qst} = 3635,3 \text{ cm}^4$ $h_{OG-DB, Q5.2-5.2} = 44,5 \text{ cm}$ $\overline{L}_{Qst} = 53,2 \text{ cm}$ $Z_{S.o, QT} = 8,7 \text{ cm}$ $M = \overline{M} = 53,2 \text{ cm}$		siehe Kap.4.2.12 B) siehe Abb.4.2.25 siehe Punkt A) siehe Plan Nr.1 Q5.2-5.2 =44,7+8,7cm siehe Kap 4.2.12 B) und Abb.4.2.27
$2\delta = 2 \frac{l_{quersteife}}{3EI_{quersteife}} M \overline{M} + \frac{l_{QT}}{EI_{QT}} M \overline{M} = 0,005 \text{ cm}$		überlagerung der 1-Zustände mit Hilfe von Integraltafeln
$\delta = 0,005 \text{ cm}/2 = 0,00273 \text{ cm/kN}$ $C_2 = 1/\delta = 366,55 \text{ kN/cm}$		
C ₂ entspricht der Federsteifigkeit des Querrahmens, welche den Obergurt bei Q6-6 aus der Stegblechebene elastisch bettet.		
C) Bevor die Knicklänge des Obergurtes ermittelt werden kann, muss die Mitwirkung des Steges auf das Knicken aus der Stegblechebene berücksichtigt werden. Dabei wird 1/3 der auf Druck beanspruchten Fläche des Steges berücksichtigt und mit dem Flansch in einem ideellen Obergurt zusammengefasst.		EN 1993-1-1 Kap 6.3.2.4 (1)

C.1) Ideeller Obergurt zwischen den Achsen QT1 und QT10:

Der Knicknachweis ergibt eine nötige Verstärkung des OG zwischen den Achsen QT1 und QT6. Der verstärkte OG hat nun einen Querschnitt von 370x25mm anstatt von 350x25mm.



$$A_{OG,i} = 118,62 \text{ cm}^2$$

$$I_{z,OG} = 11782,2 \text{ cm}^4$$

Abb. 10.1.3.1: ideeller Obergurt Maße in [cm]

Die Spannungsverteilung am Q2-2 mit dem verstärkten OG ergibt sich zu:

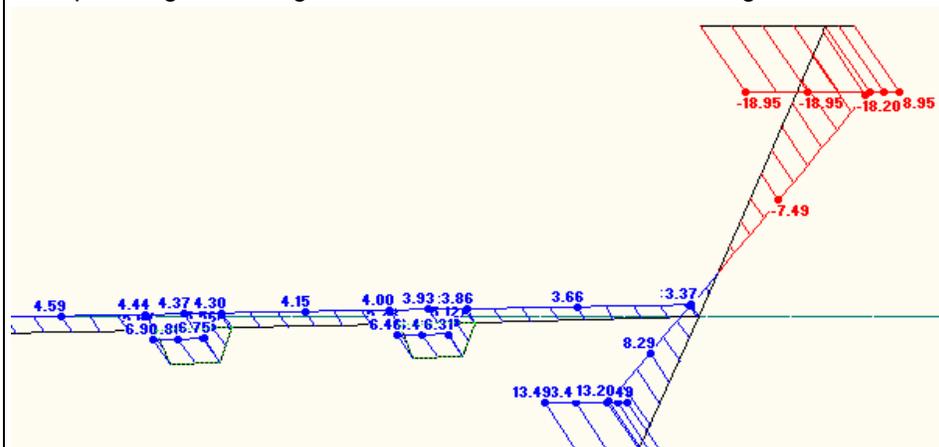


Abb.10.1.3.2: Normalspannungen am Querschnitt 2-2 zufolge LK4.

$$\sigma_{OG,1} = 18,95 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Druck positiv)}$$

$$\sigma_{OG,2} = 18,20 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{steg,4} = -3,37 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{steg,hc/3} = 12,13 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Stegspannung bei } 1/3 \text{ der Druckhöhe)}$$

$$\sigma_{m,f} = 18,58 \text{ kN/cm}^2 \text{ (mittlere Spannung im Flansch)}$$

$$\sigma_{m,steg} = 15,17 \text{ kN/cm}^2 \text{ (mittlere Stegspannung } = (\sigma_{OG,2} + \sigma_{steg,hc/3})/2)$$

$$h_{c/3} = 21,77 \text{ cm} \text{ (} h_{c/3} = \sigma_{OG,2} \cdot 77,4 / (3 \cdot (\sigma_{OG,2} - \sigma_{steg,4})) \text{)}$$

$$A_{f,c} = 92,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{steg,c/3} = 26,12 \text{ cm}^2$$

$$N_{Ed,OG,i} = 2114 \text{ kN} = N_{Ed,OG} = \sigma_{m,f} \cdot A_{f,c} + A_{steg,c/3} \cdot \sigma_{m,steg}$$

$$A_{OG,i} = 118,62 \text{ cm}^2$$

vergleiche Kap.9.1
 Abb.9.1.1
 idealee OG-Fläche

Spannungen in [kN/cm²]
 vergleiche Kap.9.1 A.2)
 Spannungspunkt "1"
 Spannungspunkt "2"
 Spannungspunkt "4"

$h_{steg,o} = 77,4 \text{ cm}$ siehe
 Kap.9.1 Abb.9.1.1
 $A_{f,c} = 35 \text{ cm} \cdot 2,5 \text{ cm}$
 $A_{steg,c/3} = 21,95 \cdot 1,2 \text{ cm}$
 Druckkraft im
 gesuchten Stab.

Knickverhalten des Obergurtes aus der Stegblechebene hinreichend genau und gibt die größte Knicklänge mit 3,905m an. im 4. Feld von rechts

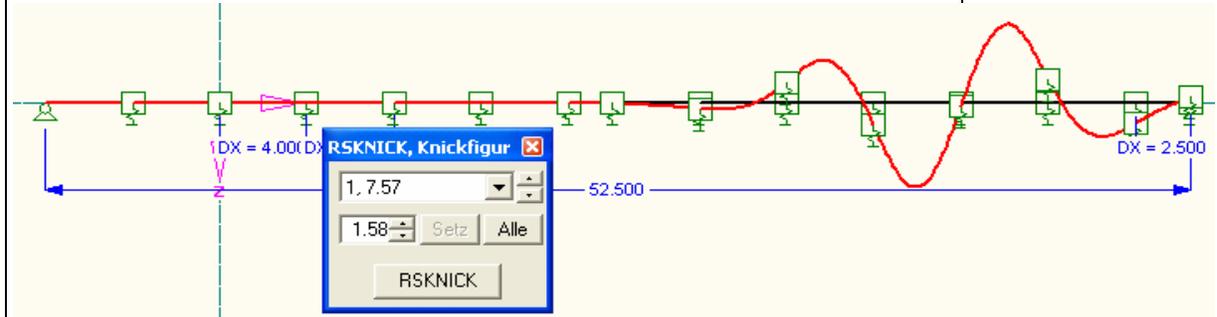


Abb. 10.1.6: Erste Knickfigur des elastisch gebetteten Obergurtes

Maße in [m]

E.1) Knicknachweis des OG zwischen den Achsen QT1 und QT10:

$$\begin{aligned}
 I_{z,OG} &= 11782,2 \text{ cm}^4 \\
 A_{OG,i} &= 118,62 \text{ cm}^2 \\
 L_k &= 390,5 \text{ cm} \\
 i &= \sqrt{\frac{I_{z,OG}}{A_{OG}}} = 9,97 \text{ cm} \\
 \lambda &= \frac{L_k}{i} = 39,183 \\
 \lambda_1 &= 93,3\varepsilon = 93,3 \\
 \bar{\lambda} &= \frac{\lambda}{\lambda_1} = 0,420
 \end{aligned}$$

Abb.10.1.6 viertes Feld von rechts (QT4 bis QT5)

$\varepsilon = 1$ für Stahlgüte S235

Für allgemeine, geschweißte I-querschnitte wird die Knickspannungslinie "c" angewendet:

$$\begin{aligned}
 \phi &= 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,642 \\
 \alpha &= 0,49
 \end{aligned}$$

EN 1993-1-1
Knickspannungslinie c

$$\begin{aligned}
 \chi &= \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,887 < 1 \\
 \gamma_{M1} &= 1,1
 \end{aligned}$$

Tabelle 6.1

EN 1993-2
Kap 6.3.1.2. Formel 6.49

Der vereinfachte Knicknachweis wird gemäß EN1993-1-1 Kapitel 6.3.2.4 durchgeführt:

Der Nachweis wird auf der Spannungsebene geführt, um die Normalspannungen infolge Biegung und der relativ geringen Normalkraft im Obergurt zu berücksichtigen.

$$\begin{aligned}
 f_y &= 23,50 \text{ kN/cm}^2 \\
 k_{fl} &= 1,0
 \end{aligned}$$

EN1993-2 Kap.6.3.4.2(1)

$$\sigma_{b,Rd} = k_{fl} \cdot \chi \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 18,94 \text{ kN/cm}^2$$

6.3.2.4 (2)B Formel 6.60
auf Spannungsebene

$$\sigma_{Ed,OG} = \sigma_{m,f} = 18,58 \text{ kN/cm}^2$$

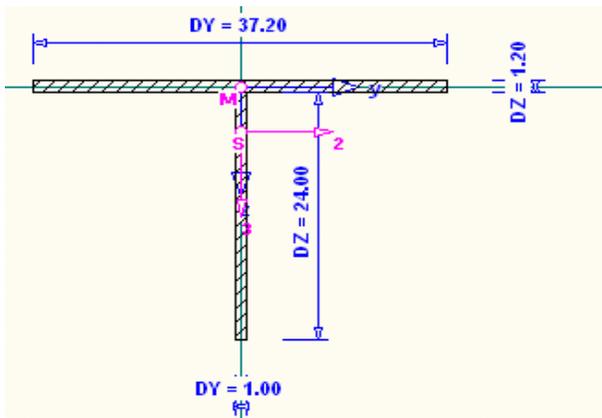
mittlere Gurtspannung
6.3.2.1 (1) Formel 6.54

Die Bedingung $\frac{\sigma_{Ed,OG}}{\sigma_{b,Rd}} = 0,98 < 1$ **ist erfüllt.**

auf Spannungsebene

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Verfasser: Ebner Georg Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
<p>E.2) Knicknachweis des OG zwischen den Achsen QT10 und QT15:</p> $I_{z,OG} = 4769,8 \text{ cm}^4$ $A_{OG,i} = 58,70 \text{ cm}^2$ $L_k = 402 \text{ cm}$ $i = \sqrt{\frac{I_{z,OG}}{A_{OG}}} = 9,01 \text{ cm}$ $\lambda = \frac{l_k}{i} = 44,596$ $\lambda_1 = 93,3\varepsilon = 93,3$ $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = 0,478$ <p>Für allgemeine, geschweißte I-querschnitte wird die Knickspannungslinie "c" angewendet:</p> $\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,68234$ $\alpha = 0,49$ $\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,855 < 1$ $\gamma_{M1} = 1,1$ <p>Der vereinfachte Knicknachweis wird gemäß EN1993-1-1 Kapitel 6.3.2.4 durchgeführt:</p> $f_y = 23,50 \text{ kN/cm}^2$ $k_{fl} = 1,0$ $\sigma_{b,Rd} = k_{fl} \cdot \chi \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 18,27 \text{ kN/cm}^2$ $\sigma_{Ed,OG} = \sigma_{m,f} = 10,12 \text{ kN/cm}^2$ <p>Die Bedingung $\frac{\sigma_{Ed,OG}}{\sigma_{b,Rd}} = 0,55 < 1$ ist erfüllt.</p> <p>Der Obergurt des Hauptträgers ist ausreichend gegen Knicken aus der Stegblechebene gesichert.</p> <p>10.1.2. Knicknachweis des Untergurtes zwischen den Achsen QT3 und QT8:</p> <p>Der UG ist zwischen den Achsen QT4 und QT8 teils stark auf Druck beansprucht. Bei den Achsen QT3 bis QT6 ist der UG allerdings starr in den Querträgern gelagert und bei der Achse QT8 im UG des QT-Kastens eingespannt. Lediglich bei der Achse QT7 wird der UG durch einen Querrahmen, bestehend aus QT und Quersteifen unterhalb des QT, elastisch gebettet.</p>	<p>zwischen den Achsen QT12 und QT13</p> <p>$\varepsilon = 1$ für Stahlgüte S235</p> <p>EN 1993-1-1 Knickspannungslinie c</p> <p>Tabelle 6.1</p> <p>EN 1993-2 Kap 6.3.1.2. Formel 6.49 analog Kap10.1.1 E.1)</p> <p>EN1993-2 Kap.6.3.4.2 (1)</p> <p>6.3.2.4 (2)B Formel 6.60 auf Spannungsebene mittlere Gurtspannung 6.3.2.1 (1) Formel 6.54 auf Spannungsebene</p> <p>LK14 ist bemessungsrelevante</p>

A) Quersteifen bei der Achse QT7 unterhalb des QT:



$b_{OG} =$	37,20 cm
$I_{y,Qst} =$	3635,3 cm ⁴
$A_{Qst} =$	68,64 cm ²
$W_{y,Qst,o} =$	-726,3 cm ³
$W_{y,Qst,u} =$	180 cm ³
$Z_{S,o} =$	5,06 cm
$Z_{S,o,QT} =$	6,98 cm
$t_{UG} =$	2,5 cm
$h_{UG-DB} =$	56,8 cm
$I_{Qst} =$	51,1 cm

siehe Kap 4.2.16

siehe Kap 4.2.10 B) und Abb.4.2.22
 siehe Plan Nr.1
 Seitenansicht
 Statische Länge der Quersteife= 56,8-6,98+ 2,5/2=51,1cm

Abb. 10.1.7: Quersteifenquerschnitt Maße in [cm]

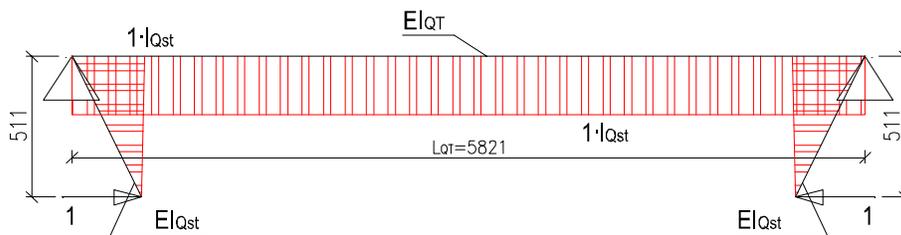


Abb. 10.1.8.: Momentenverlauf am Querrahmen bei Achse QT7

Maße in [cm],
 Kräfte in [kN] und
 Momente in [kNm]
 Berechnung erfolgt
 analog zu Kap10.1.1 B.1)

B) Berechnung der Federsteifigkeit der Querrahmen bei der Achse QT7:

$I_{QT} =$	8825,5 cm ⁴
$L_{QT} =$	581,2 cm
$M = \bar{M} =$	51,1 cm

Querträgerlänge

$$2\delta = 2 \frac{l_{quersteife}}{3EI_{quersteife}} M \bar{M} + \frac{l_{QT}}{EI_{QT}} M \bar{M} = 0,009 \text{ cm}$$

überlagerung der 1-Zustände mit Hilfe von Integraltafeln

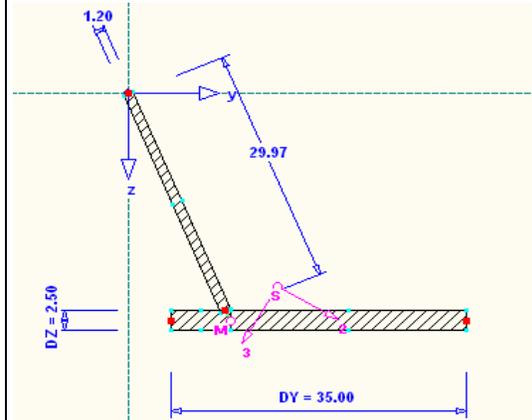
$$\delta = 0,009 \text{ cm} / 2 = 0,00467 \text{ cm/kN}$$

$$C_1 = 1/\delta = 214 \text{ kN/cm}$$

C₃ entspricht der Federsteifigkeit des Querrahmens, welche den Untergurt bei Achse QT7 aus der Stegblechebene elastisch bettet.

C) Analog zu Kapitel 10.1.1 wird 1/3 der auf Druck beanspruchten Fläche des Steges mit dem Flansch in einem ideellen Untergurt zusammengefasst.

Ideeller Untergurt zwischen den Achsen QT6 und QT8:



$$A_{UG,i} = 123,47 \text{ cm}^2$$

$$I_{z,UG} = 16517 \text{ cm}^4$$

ideelle UG-Fläche

Abb. 10.1.9: ideeller Untergurt Maße in [cm]

$$\sigma_{UG,8} = 17,58 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Druck positiv)}$$

$$\sigma_{UG,6} = 17,10 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{steg,4} = -1,86 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{steg,hc/3} = 11,40 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Stegspannung bei 1/3 der Druckhöhe)}$$

$$\sigma_{m,f} = 17,34 \text{ kN/cm}^2 \text{ (mittlere Spannung im Flansch)}$$

$$\sigma_{m,steg} = 14,25 \text{ kN/cm}^2 \text{ (mittlere Stegspannung = } (\sigma_{UG,6} + \sigma_{steg,hc/3})/2)$$

$$h_c/3 = 29,97 \text{ cm} \text{ (} h_c/3 = \sigma_{UG,6} \cdot 99,7 / (3 \cdot (\sigma_{UG,6} - \sigma_{steg,4})))$$

$$A_{f,c} = 87,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{steg,c/3} = 35,97 \text{ cm}^2$$

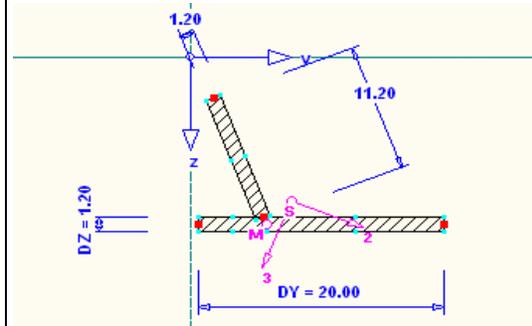
$$N_{Ed,UG,i} = 2030 \text{ kN} = N_{ED,UG} = \sigma_{m,f} \cdot A_{f,c} + A_{steg,c/3} \cdot \sigma_{m,steg}$$

$$A_{UG,i} = 123,47 \text{ cm}^2$$

siehe Kap.9.2 A.1)
Spannungspunkt "8"
Spannungspunkt "6"
Spannungspunkt "4"

$h_{steg,u} = 99,7 \text{ cm}$ siehe
Kap.9.2 Abb.9.2.1
 $A_{f,c} = 35 \text{ cm} \cdot 2,5 \text{ cm}$
 $A_{steg,c/3} = 29,97 \cdot 1,2 \text{ cm}$
Druckkraft im
gesuchten Stab.

Ideeller Untergurt zwischen den Achsen QT3 und QT6:



$$A_{UG,i} = 37,44 \text{ cm}^2$$

$$I_{z,UG} = 1215 \text{ cm}^4$$

ideelle UG-Fläche

Abb. 10.1.10: ideeller Untergurt Maße in [cm]

$$\sigma_{UG,6} = 6,88 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Druck positiv)}$$

$$\sigma_{UG,5} = 6,73 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{steg,4} = 1,60 \text{ kN/cm}^2$$

siehe Kap.9.1 A.5.2)
Spannungspunkt "6"
Spannungspunkt "5"
Spannungspunkt "2"

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.:	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	

$$\sigma_{m,f} = 6,81 \text{ kN/cm}^2 \text{ (mittlere Spannung im Flansch)}$$

$$\sigma_{m, \text{steg}} = 4,17 \text{ kN/cm}^2 \text{ (mittlere Stegspannung = } (\sigma_{UG,5} + \sigma_{\text{steg},4})/2)$$

$$h_{c/3} = 11,20 \text{ cm} \text{ (} h_{c/3} = h_{\text{steg},u}/3)$$

$$A_{f,c} = 24 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{steg},c/3} = 13,44 \text{ cm}^2$$

$$N_{Ed,UG,i} = 219,3 \text{ kN} = N_{ED,UG} = \sigma_{m,f} \cdot A_{f,c} + A_{\text{steg},c/3} \cdot \sigma_{m, \text{steg}}$$

$$A_{UG,i} = 37,44 \text{ cm}^2$$

h_{steg,u}=33,6cm siehe Kap.9.1 Abb.9.1.1
A_{f,c} = 20cm·1,2cm
A_{steg,c/3} = 11,2·1,2cm
Druckkraft im gesuchten Stab.

D) Die Knicklänge wurde analog zu Kapitel 10.1.1 in einem Rstab-Modell mit dem RS-Knick Zusatzmodul ermittelt.
In dem Modell wird die Länge des Untergurtes eines Hauptträgers zwischen den Achsen QT3 und QT8 auf einer Länge von 20m betrachtet.

Der Normalkraftverlauf entspricht vereinfacht dem des Untergurtes aufgrund des minimalen Momentenverlaufes aus LK14.
Es wurden für alle Querschnitte vereinfacht die Druck-/Zugkräfte bestimmt, welche im Ideellen UG infolge der Schnittgrößen aus LK14 wirken.

siehe Kap.8.2 Abb.8.2.1

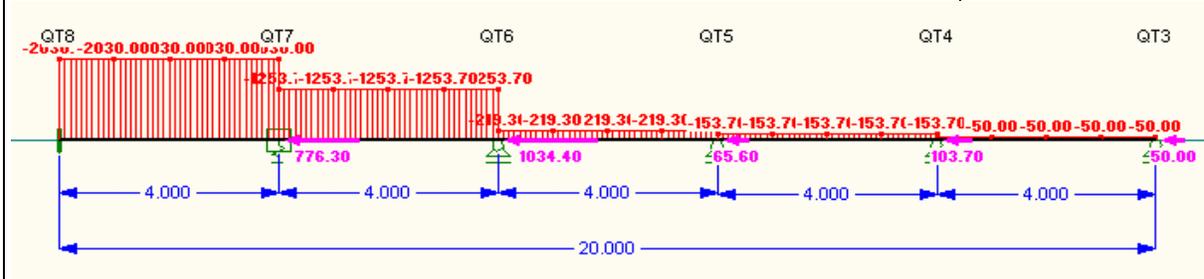


Abb. 10.1.11: Normalkraftverlauf im elastisch gebetteten Obergurtes des Hauptträgers

Kräfte in [kN]
Maße in [m]

Mit dem Zusatzmodul RS-Knick wurden anhand dieses Modells die Eigenformen des Ideellen Querschnitts ermittelt. Dabei beschreibt die 1.Eigenform das Knickverhalten des Untergurtes aus der Stegblechebene hinreichend genau und gibt die gesuchten Knicklängen zwischen QT8 und QT7 mit 3,80m und zwischen QT6 und QT5 mit 2,96m an.

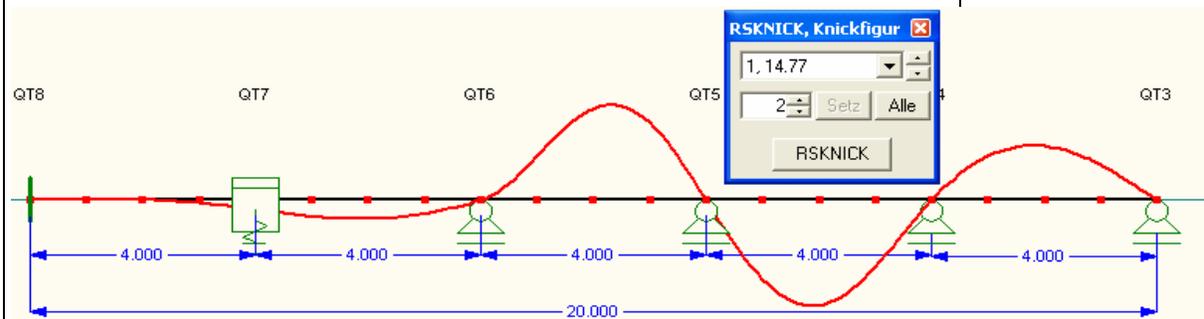


Abb. 10.1.12: Erste Knickfigur des elastisch gebetteten Untergurtes

Maße in [m]

Diplomarbeit: Verfasser: Studienkennzahl/Matr. Nr.: Institut: Betreuer:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Ebner Georg E610/0225403 Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
E.1) Knicknachweis des UG zwischen den Achsen QT7 und QT8:		
$I_{z,UG} = 16517 \text{ cm}^4$ $A_{UG,i} = 123,47 \text{ cm}^2$ $L_k = 380 \text{ cm}$ $i = \sqrt{\frac{I_{z,UG}}{A_{UG}}} = 11,57 \text{ cm}$ $\lambda = \frac{l_k}{i} = 32,854$ $\lambda_1 = 93,3\varepsilon = 93,3$ $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = 0,352$		Abb.10.1.12 erstes 4m-Feld von links (QT7 bis QT8) $\varepsilon = 1$ für Stahlgüte S235
Für allgemeine, geschweißte I-Querschnitte wird die Knickspannungslinie "c" angewendet:		
$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,599$ $\alpha = 0,49$		EN 1993-1-1 Knickspannungslinie c
$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = 0,922 < 1$ $\gamma_{M1} = 1,1$		Tabelle 6.1 EN 1993-2 Kap 6.3.1.2. Formel 6.49 analog Kap 10.1.1 E.1)
Der vereinfachte Knicknachweis wird gemäß EN1993-1-1 Kapitel 6.3.2.4 durchgeführt:		
$f_y = 23,50 \text{ kN/cm}^2$ $k_{fl} = 1,0$ $\sigma_{b,Rd} = k_{fl} \cdot \chi \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 19,70 \text{ kN/cm}^2$ $\sigma_{Ed,OG} = \sigma_{m,f} = 17,34 \text{ kN/cm}^2$		EN1993-2 Kap.6.3.4.2 (1) 6.3.2.4 (2)B Formel 6.60 auf Spannungsebene mittlere Gurtspannung
Die Bedingung $\frac{\sigma_{Ed,OG}}{\sigma_{b,Rd}} = 0,88 < 1$ ist erfüllt.		6.3.2.1 (1) Formel 6.54 auf Spannungsebene
Der Untergurt des Hauptträgers ist ausreichend gegen Knicken aus der Stegblechebene gesichert.		
E.2) Knicknachweis des UG zwischen den Achsen QT3 und QT6:		
$I_{z,UG} = 1215 \text{ cm}^4$ $A_{UG,i} = 37,44 \text{ cm}^2$ $L_k = 296 \text{ cm}$ $i = \sqrt{\frac{I_{z,UG}}{A_{UG}}} = 5,70 \text{ cm}$ $\lambda = \frac{l_k}{i} = 51,960$ $\lambda_1 = 93,3\varepsilon = 93,3$		Abb.10.1.12 drittes 4m-Feld von links (QT5 bis QT6) $\varepsilon = 1$ für Stahlgüte S235

Diplomarbeit: Verfasser: Studienkennzahl/Matr. Nr.: Institut: Betreuer:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Ebner Georg E610/0225403 Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = 0,557$ <p>Für allgemeine, geschweißte I-Querschnitte wird die Knickspannungslinie "c" angewendet:</p> $\phi = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,743$ $\alpha = 0,49$ $\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = 0,811 < 1$ $\gamma_{M1} = 1,1$		
<p>Der vereinfachte Knicknachweis wird gemäß EN 1993-1-1 Kapitel 6.3.2.4 durchgeführt:</p> $f_y = 23,50 \text{ kN/cm}^2$ $k_{fl} = 1,0$ $\sigma_{b,Rd} = k_{fl} \cdot \chi \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 17,32 \text{ kN/cm}^2$ $\sigma_{Ed,OG} = \sigma_{m,f} = 6,81 \text{ kN/cm}^2$ <p>Die Bedingung $\frac{\sigma_{Ed,OG}}{\sigma_{b,Rd}} = 0,39 < 1$ ist erfüllt.</p> <p>Der Untergurt des Hauptträgers ist ausreichend gegen Knicken aus der Stegblechebene gesichert.</p>		EN 1993-2 Kap 6.3.1.2. Formel 6.49 analog Kap 10.1.1 E.1) EN 1993-2 Kap. 6.3.4.2 (1) 6.3.2.4 (2)B Formel 6.60 auf Spannungsebene mittlere Gurtspannung 6.3.2.1 (1) Formel 6.54 auf Spannungsebene
<p>E.3) Knicknachweis des UG zwischen den Achsen QT10 und QT13:</p> <p>Aufgrund der kurzen Quersteifen unterhalb der Querträger bei den Querschnitten Q5-5 bis Q6-6, ist anzunehmen, dass die Querrahmen zur elastischen Bettung des UG eine höhere Steifigkeit vorweisen als die in Kapitel 10.1.1 B.2). Es wird daher vereinfacht angenommen, dass der Untergurt eine Knicklänge L_k von:</p> $L_k = 400 \text{ cm}$ <p>aufweist.</p>		analog zu Kap. 10.1.2 E.2) Annahme auf der sicheren Seite
<p>Die Druckspannung im ideellen UG wird auf der sicheren Seite liegend mit:</p> $\sigma_{x,6,UG} = 12,89 \text{ kN/cm}^2$		siehe Kap. 9.4 A.1) (Druck positiv)

Ideeller Untergurt zwischen den Achsen QT10 und QT13:

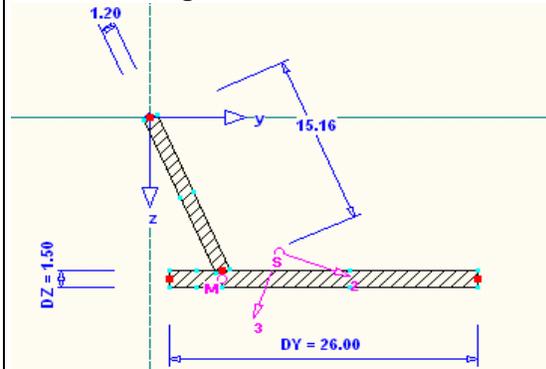


Abb. 10.1.13: ideeller Untergurt Maße in [cm]

$$A_{UG,i} = 57,2 \text{ cm}^2$$

$$I_{z,UG} = 3909 \text{ cm}^4$$

$$i_{z,UG} = 8,27 \text{ cm}$$

$$L_k = 400 \text{ cm}$$

$$N_{Ed,UG,i} = 737,31 \text{ kN}$$

ideelle UG-Fläche
 Trägheitsradius
 $= \sigma_{x,6,UG} \cdot A_{UG,i}$

$$\lambda = \frac{l_k}{i} = 48,39$$

$$\lambda_1 = 93,3 \varepsilon = 93,3$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = 0,52$$

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,71254$$

$$\alpha = 0,49$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = 0,83253 < 1$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

Der vereinfachte Knicknachweis wird gemäß EN1993-1-1 Kapitel 6.3.2.4 durchgeführt:

analog Kap10.1.1 E.1)

$$f_y = 23,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_{fl} = 1,0$$

EN1993-2 Kap.6.3.4.2(1)

$$\sigma_{b,Rd} = k_{fl} \cdot \chi \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 17,79 \text{ kN/cm}^2$$

6.3.2.4 (2)B Formel 6.60 auf Spannungsebene

$$\sigma_{Ed,OG} = 12,89 \text{ kN/cm}^2$$

Gurtrandspannung
 6.3.2.1 (1) Formel 6.54 auf Spannungsebene

Die Bedingung $\frac{\sigma_{Ed,OG}}{\sigma_{b,Rd}} = 0,72 < 1$ ist erfüllt.

Die Untergurte der Hauptträger der handelskaiseitigen Brücken ist ausreichend gegen Knicken aus der Stegblechebene gesichert.

10.1.3 Knicknachweis des UG der Stütze zwischen den Q9-9 und Q10-10:

Auf der sicheren Seite liegend wird die Knicklänge des UG mit der Höhe der Stütze zwischen Q9-9 und Q10-10 angenommen: $L_k = 334,4 \text{ cm}$

siehe Plan Nr.1 Q3-3
 =167,2cm +167,2cm

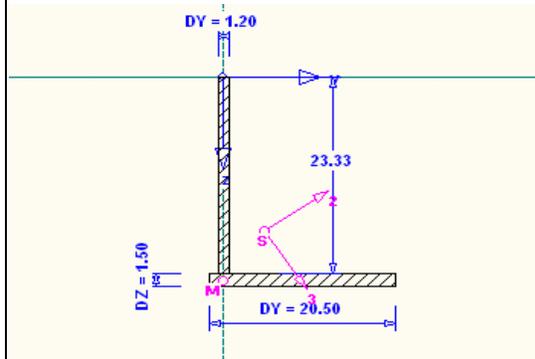
Bei Q9-9 wird der UG der Stütze vom UG des Hauptträgers gehalten und bei Q10-10 wird der UG vom Podest des Stiegenaufganges aus der Stegblechebene gehalten.

Die Druckspannung im ideellen UG wird auf der sicheren Seite liegend mit:

$$\sigma_{x,5,UG} = 4,24 \text{ kN/cm}^2$$

siehe Kap.9.7 A.4)
 (Druck positiv)

Ideeller Untergurt zwischen den Querschnitten Q9-9 und Q10-10:



$$A_{UG,i} = 58,75 \text{ cm}^2$$

$$I_{z,UG} = 2202,2 \text{ cm}^4$$

$$i_{z,UG} = 6,12 \text{ cm}$$

$$L_k = 334,4 \text{ cm}$$

$$N_{Ed,UG,i} = 249,10 \text{ kN}$$

ideelle UG-Fläche

Trägheitsradius

$= \sigma_{x,5,UG} \cdot A_{UG,i}$

$$\lambda = \frac{l_k}{i} = 54,62$$

$$\lambda_1 = 93,3 \epsilon = 93,3$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = 0,59$$

Abb. 10.1.13: ideeller Untergurt

Maße in [cm]

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,76578$$

$$\alpha = 0,49$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,794 < 1$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

Der vereinfachte Knicknachweis wird gemäß EN1993-1-1 Kapitel 6.3.2.4 durchgeführt:

analog Kap10.1.1 E.1)

$$f_y = 23,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_{fl} = 1,0$$

EN1993-2 Kap.6.3.4.2(1)

$$\sigma_{b,Rd} = k_{fl} \cdot \chi \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 16,96 \text{ kN/cm}^2$$

6.3.2.4 (2)B Formel 6.60

auf Spannungsebene

$$\sigma_{Ed,OG} = 4,24 \text{ kN/cm}^2$$

Gurtrandspannung

6.3.2.1 (1) Formel 6.54

auf Spannungsebene

Die Bedingung $\frac{\sigma_{Ed,OG}}{\sigma_{b,Rd}} = 0,25 < 1$ **ist erfüllt.**

Der Untergurt der Stütze ist ausreichend gegen Knicken aus der Stegblech-ebene gesichert.

Diplomarbeit: Verfasser: Studienkennzahl/Matr. Nr.: Institut: Betreuer:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Ebner Georg E610/0225403 Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
10.2. Beulnachweise		
10.2.1. Schubbeulnachweis des Steges am Schwert bei Q4-4:		
$k_{\tau} = 5,559$ $f_{yw} = 23,50 \text{ kN/cm}^2$ $\eta = 1$ $\gamma_{M1} = 1,1$ $t_w = 1,2 \text{ cm}$ $h_w = 93,6 \text{ cm}$	EN1993-1-5 Kap.5 Fortsetzung von Kap.9.3 C) ÖN B1993-2/Kap.6.3.1 siehe Kap.3.3 siehe Abb.9.3.1	
$\sigma_E = 19000 \left(\frac{t}{h_w}\right)^2 = 3,12 \text{ kN/cm}^2$	EN1993-1-5 A.1 (2)	
$\tau_{cr} = k_{\tau} \sigma_E = 17,36 \text{ kN/cm}^2$		
$\bar{\lambda}_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} = 0,884$	En1993-1-5 Kap.5.3 Formel 5.3	
Daraus ergibt sich der Abminderungsfaktor χ_w für den Steg zu:		
Bei $\frac{0,83}{\eta} \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$ gilt: $\chi_w = \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w} = 0,939$	EN1993-1-5 Tab.5.1 (verformbare Auflagersteife)	
Damit ergibt sich die Beanspruchbarkeit des Steges zu:		
$\tau_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 11,58 \text{ kN/cm}^2$	EN1993-1-5 Formel 5.2	
$\tau_{bw,Rd} > \tau_{4,Ed,max} = 1,61 \text{ kN/cm}^2$ $\eta_3 = \tau_{4,Ed,max} / \tau_{bw,Rd} = 0,14 < 0,5$	siehe Kap.9.3 A.2)	
Der Einfluss der Schubkräfte auf die Beanspruchbarkeit für Biegemoment und Normalkraft kann hier vernachlässigt und der Schubbeulnachweis kann gesondert geführt werden. Der Steg des Schwertes ist auf diesem Spannungsniveau nicht schubbeulgefährdet.		
10.2.2. Schubbeulnachweis des Steges bei Querschnitt Q6-6:		
$k_{\tau} = 5,603$ $f_{yw} = 23,50 \text{ kN/cm}^2$ $\eta = 1$ $\gamma_{M1} = 1,1$ $t_w = 1,2 \text{ cm}$ $h_w = 102,6 \text{ cm}$	Fortsetzung von Kap.9.5 C) ÖN B1993-2/Kap.6.3.1 siehe Kap.3.3 siehe Abb.9.5.1	
$\sigma_E = 19000 \left(\frac{t}{h_w}\right)^2 = 2,60 \text{ kN/cm}^2$	EN1993-1-5 A.1 (2)	
$\tau_{cr} = k_{\tau} \sigma_E = 14,56 \text{ kN/cm}^2$		

Diplomarbeit: Verfasser: Studienkennzahl/Matr. Nr.: Institut: Betreuer:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Ebner Georg E610/0225403 Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Univ. Ass. Dipl.-Ing Hermann Paul	
$\bar{\lambda}_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} = 0,965$		
Daraus ergibt sich der Abminderungsfaktor χ_w für den Steg zu:		En1993-1-5 Kap.5.3 Formel 5.3
Bei $\frac{0,83}{\eta} \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$ gilt: $\chi_w = \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w} = 0,860$		EN1993-1-5 Tab.5.1 (verformbare Auflagersteife)
Damit ergibt sich die Beanspruchbarkeit des Steges zu:		EN1993-1-5 Formel 5.2
$\tau_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 10,60 \text{ kN/cm}^2$ $\tau_{bw,Rd} > \tau_{4,Ed,max} = 0,55 \text{ kN/cm}^2$ $\eta_3 = \tau_{4,Ed,max} / \tau_{bw,Rd} = 0,05 < 0,5$		EN1993-1-5 Formel 5.2 siehe Kap.9.5 A.2) EN1993-1-5 Kap.7.1 (1)
Der Steg des Querschnitts Q6-6 ist auf diesem Spannungsniveau nicht schubbeulgefährdet.		Der Steg wurde zuvor in Q-Klasse 3 eingestuft. Siehe Kap.9.5 B)
10.2.3. Schubbeulnachweis des Steges bei Querschnitt Q7-7:		analog zu Kap.10.2.1
$k_\tau = 6,776$ $f_{yw} = 23,50 \text{ kN/cm}^2$ $\eta = 1$ $\gamma_{M1} = 1,1$ $t_w = 1,2 \text{ cm}$ $h_w = 148,9 \text{ cm}$		Fortsetzung von Kap.9.6 C) ÖN B1993-2/Kap.6.3.1 siehe Kap.3.3 siehe Abb.9.6.1
$\sigma_E = 19000 \left(\frac{t}{h_w}\right)^2 = 1,23 \text{ kN/cm}^2$		EN1993-1-5 A.1 (2)
$\tau_{cr} = k_\tau \sigma_E = 8,36 \text{ kN/cm}^2$		
$\bar{\lambda}_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} = 1,274$		En1993-1-5 Kap.5.3 Formel 5.3
Daraus ergibt sich der Abminderungsfaktor χ_w für den Steg zu:		
Bei $\bar{\lambda}_w \geq 1,08$ gilt: $\chi_w = \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w} = 0,651$		EN1993-1-5 Tab.5.1 (verformbare Auflagersteife)
Damit ergibt sich die Beanspruchbarkeit des Steges zu:		EN1993-1-5 Formel 5.2
$\tau_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 8,04 \text{ kN/cm}^2$ $\tau_{bw,Rd} > \tau_{4,Ed,max} = 1,30 \text{ kN/cm}^2$ $\eta_3 = \tau_{4,Ed,max} / \tau_{bw,Rd} = 0,16 < 0,5$		siehe Kap.9.6 A.2) EN1993-1-5 Kap.7.1 (1)
Der Steg des Querschnitts Q7-7 ist auf diesem Spannungsniveau nicht schubbeulgefährdet.		Der Steg wurde zuvor in Q-Klasse 3 eingestuft. Siehe Kap.9.6 B)

10.2.4. Beulnachweis des unteren Stegblechfeldes bei Querschnitt Q3-3:

Im folgenden wird ein kombinierter Beulsicherheitsnachweis infolge Normalspannungen und Schubspannungen mit Hilfe des Programmes FE-Beul (Version 5.12.055) der Firma Dlubal geführt. Dabei wird nach DIN 18800 Teil 3 vorgegangen, welcher dem Beulsicherheitsnachweis der EN1993-1-5 Kapitel 10 "Methode der reduzierten Spannungen" sehr nahe kommt und vergleichbare Ergebnisse liefert.

Das kritische Beulfeld ist das Stegblech ($t=15\text{mm}$) des HT zwischen den Achsen QT8 und QT9. Hier treten in x-Richtung der Brücke Druckspannungen σ_x am HT und Druckspannungen σ_y in y-Richtung (lokal gesehen) aus der Stütze auf. Die Schubspannungen am Stegblech ergeben sich aus denen am HT und zusätzlich aus denen am QT-Kasten, welche hier eingeleitet werden müssen.

Das untere Stegblech wurde in Kap.9.2 B) in Querschnittsklasse 4 eingestuft.

siehe Abb.10.2.1
 siehe Abbildungen 9.2.3, 9.2.4, 9.7.6 und 9.13.6

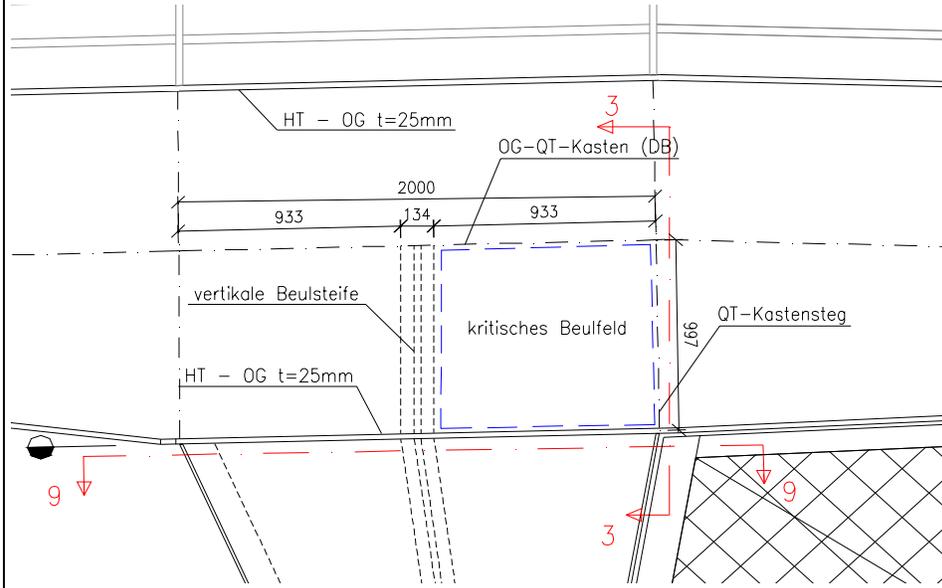


Abb.10.2.1: Kritisches Beulfeld bei Q3-3

$\sigma_{x,6} =$	17,10 kN/cm ²	(Druck positiv)
$\sigma_{x,4} =$	-1,86 kN/cm ²	(Zug negativ)
$\sigma_{y,2} =$	2,49 kN/cm ²	
$\sigma_{y,4} =$	2,73 kN/cm ²	
$\tau_4 =$	3,41 kN/cm ²	

Maße in [mm]
 siehe Abb.9.2.3

siehe Abb.9.7.6

Die maximalen Schubspannungen treten am rechten oberen Rand des Beulfeldes auf. Somit ergibt sich $\tau_{b,Ed}$ aus der Summe von $\tau_4 \cdot \frac{1,2}{1,5} = 2,73\text{kN/cm}^2$ in Kapitel 9.2 A.1) und $\tau_8 = 2,44\text{kN/cm}^2$ in Kapitel 9.13 A.3).

Korrektur aufgrund des verstärkten Steges mit $t=15\text{mm}$

$$\tau_{b,Ed} = 5,17 \text{ kN/cm}^2 (= 2,73+2,44)$$

Ergebnisse im Ausdruckprotokolls des FE-Beul Programmes:
 Die **Ausnutzung** ergibt sich aus der Interaktionsbedingung und beträgt **92,5%**.
 Es liegt hier in x- und y-Richtung ein plattenähnliches Beulverhalten vor, da

Abb.10.2.2

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul



in x-Richtung: $\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 = 6,48 > 1$ und
 in y-Richtung: $\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 = 3,76 > 1$ ist.

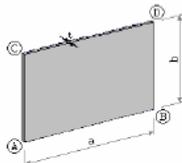
EN1993-1-5 Kap.4.5.4
 mit $\sigma_{cr,c,x}=4,91\text{kN/cm}^2$
 $\sigma_{cr,p,x}=36,72\text{kN/cm}^2$
 mit $\sigma_{cr,c,y}=4,3\text{kN/cm}^2$
 $\sigma_{cr,p,y}=20,48\text{kN/cm}^2$

FE-BEUL1 - STEGBLECHBEULEN BEI Q3-3

MATERIAL

Material-Bezeichnung	Elast.-Modul E [kN/cm ²]	Streckgrenze f-yk [kN/cm ²]	Mue [-]
S235, DIN 18800, t <= 40 mm	21000.00	23.50	0.300

BEULFELD-ABMESSUNGEN



a [cm]	Seitenlänge b [cm]	Seitenverhältnis Alpha	Blechdicke t [cm]
93.30	99.70	0.936	1.50

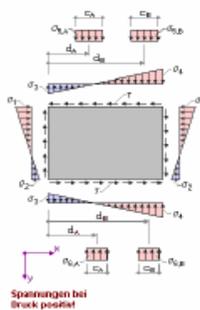
RANDBEDINGUNGEN

Rand A-B	Rand C-D	Rand A-C	Rand B-D
Gelenkig	Gelenkig	Gelenkig	Gelenkig

BERECHNUNGSPARAMETER

Bezeichnung	Parameter
Teilsicherheitsbeiwert Gamma-M	1.10
Teilung für FE-Netz	8
Eigenwertlösermethode	Direkt
Berechnungsart	Analytisch, falls möglich

LÄNGS- UND SCHUBSPANNUNGEN



Lastfälle	Sigma-1 [kN/cm ²]	Sigma-2 [kN/cm ²]	Psi [-]	Tau [kN/cm ²]
LF1 - Querschnitt3-3 unteres Stegblechfeld	-1.86	17.10	-0.109	5.17

QUERSPANNUNGEN

Lastfälle	Sigma-3 [kN/cm ²]	Sigma-4 [kN/cm ²]	Sigma-5,A d, c [cm]	Sigma-5,B d, c [cm]	Sigma-6,A d, c [cm]	Sigma-6,B d, c [cm]
LF1	2.5	2.7	0.0	0.0	0.0	0.0

Abb.10.2.2: Ausdrucksprotokoll des Beulnachweises bei Q3-3

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul



NACHWEIS

LF1 - QUSCHNITT3-3_UNTERES STEGBLECHFELD

Alleinige Wirkung von Sigma-x		
Sigma	17.100	kN/cm ² EI. (110)
Psi	-0.109	EI. (110)
k	8.486	EI. (113), analytisch ermittelt
Sigma-Pi	36.372	kN/cm ² EI. (113)
Lambda-P	75.488	EI. (113)
Lambda-P-quer	0.804	EI. (113)
Kappa	1.000	EI. (601), Tabelle 1
Sigma-PRd	21.364	kN/cm ² EI. (502), Gl. (11)
LAMBDA	2.000	EI. (602), Gl. (22)
Sigma-Ki	4.906	kN/cm ² EI. (602), analytisch ermittelt
Rho	-5.414	EI. (602), Gl. (21)
Sigma / Sigma-PRd	0.800	EI. (501), Gl. (9)
NACHWEIS ERFÜLLT		
Alleinige Wirkung von Sigma-y		
Sigma	2.730	kN/cm ² EI. (110)
Psi	0.912	EI. (110)
k	4.175	EI. (113), analytisch ermittelt
Sigma-Pi	20.481	kN/cm ² EI. (113)
Lambda-P	100.597	EI. (113)
Lambda-P-quer	1.071	EI. (113)
Kappa	0.758	EI. (601), Tabelle 1
Sigma-PRd	16.196	kN/cm ² EI. (502), Gl. (11)

LF1 - QUSCHNITT3-3_UNTERES STEGBLECHFELD

LAMBDA	2.000	EI. (602), Gl. (22)
Sigma-Ki	4.296	kN/cm ² EI. (602), analytisch ermittelt
Rho	-2.787	EI. (602), Gl. (21)
Sigma / Sigma-PRd	0.169	EI. (501), Gl. (9)
NACHWEIS ERFÜLLT		
Alleinige Wirkung von Tau		
Tau	5.170	kN/cm ² EI. (110)
k	10.098	EI. (113), analytisch ermittelt
Tau-Pi	43.382	kN/cm ² EI. (113)
Lambda-P	52.520	EI. (113)
Lambda-P-quer	0.559	EI. (113)
Kappa	1.000	EI. (601), Tabelle 1
Tau-PRd	12.334	kN/cm ² EI. (502), Gl. (12)
Tau / Tau-PRd	0.419	EI. (501), Gl. (10)
NACHWEIS ERFÜLLT		
Gleichzeitige Wirkung (Interaktionsbedingung)		
e1	2.000	EI. (504), Gl. (15)
Inter-Sigma-x	0.800	EI. (504), Gl. (14)
e2	1.330	EI. (504), Gl. (16)
Inter-Sigma-y	0.169	EI. (504), Gl. (14)
V	0.190	EI. (504), Gl. (18) bzw. (19)
e3	1.758	EI. (504), Gl. (17)
Inter-Tau	0.419	EI. (504), Gl. (14)
Inter	0.925	EI. (504), Gl. (14)
NACHWEIS ERFÜLLT		
Gleichzeitige Wirkung (FEM)		
Eta	1.639	mittels FEM ermittelt

ERLÄUTERUNGEN

Name	Erläuterung
Sigma	Maximale Druckspannung
Psi	Randspannungsverhältnis
k	Beulwert
Sigma-Pi	Ideale Beulspannung
Lambda-P	Plattenschlankheitsgrad
Lambda-P-quer	Bezogener Plattenschlankheitsgrad
Kappa	Abminderungsfaktor
Sigma-PRd	Grenzbeulspannung
LAMBDA	Hilfswert
Sigma-Ki	Ideale Knickspannung
Rho	Wichtungsfaktor
Sigma / Sigma-PRd	Nachweiskriterium Sigma / Sigma-PRd
Tau	Schubspannung
Tau-Pi	Ideale Beulspannung
Tau-PRd	Grenzbeulspannung
Tau / Tau-PRd	Nachweiskriterium Tau / Tau-PRd
e1	Exponent für Sigma-x
Inter-Sigma-x	Anteil Sigma-x
e2	Exponent für Sigma-y
Inter-Sigma-y	Anteil Sigma-y
V	Hilfswert V
e3	Exponent für Tau
Inter-Tau	Anteil Tau
Inter	Interaktionsbedingung
Eta	Lastverzweigungsfaktor

Abb.10.2.2: Ausdrucksprotokoll des Beulnachweises bei Q3-3 (Fortsetzung)

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.:	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	

10.2.5. Beulnachweis des Deckbleches in Querrichtung bei QT6:

Das Deckblech wird in Querrichtung noch gegen Normalspannungsbeulen untersucht. Der Abstand der LT-stege $a=40\text{cm}$ und der Abstand der Quertträger $h_w=400\text{cm}$. Dieser Beulsicherheitsnachweis ist massgebend für das Deckblech mit $t=10\text{mm}$ in Querrichtung, da am QT6 in Feldmitte die größten Druckspannungen im DB auftreten. (siehe Kapitel 9.10. A.1))

$$\begin{aligned} \sigma_{x,6} &= 3,37 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Druck positiv)} \\ \tau_{b,Ed,DB} &= 0,46 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Abbildung 9.10.3)} \\ \sigma_{y,m,DB} &= 2,30 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Kap.9.1 A.5.2)} \end{aligned}$$

Ergebnisse im Ausdruckprotokolls des FE-Beul Programmes:

Die **Ausnützung** ergibt sich aus der Interaktionsbedingung und beträgt **42,1%**. Es liegt hier in x- ein überwiegend knickstabähnliches und y-Richtung ein plattenähnliches Beulverhalten vor, da

in x-Richtung: $\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 = 0,02 > 0$ und

in y-Richtung: $\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 = 224,95 > 1$ ist.

Das Deckblech wurde in Kap.9.10 B) in Querschnittsklasse 4 eingestuft. In Längsrichtung wurde das DB bereits in Kap.9.14 B) in Querschnittsklasse 3 eingestuft.

siehe Abb.9.10.2
Annahme auf der sicheren Seite: Druck im DB = konstant.

siehe Ausdrucksprotokoll: Abb. 10.2.3

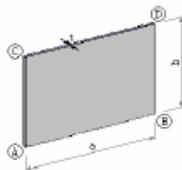
EN1993-1-5 Kap.4.5.4 mit $\sigma_{cr,c,x}=11,86\text{kN/cm}^2$
 $\sigma_{cr,p,x}=12,10\text{kN/cm}^2$
mit $\sigma_{cr,c,y}=0,21\text{kN/cm}^2$
 $\sigma_{cr,p,y}=47,45\text{kN/cm}^2$

FE-BEUL2 - DECKBLECH IN QUERRICHTUNG

MATERIAL

Material-Bezeichnung	Elast-Modul E [kN/cm ²]	Streckgrenze f-yk [kN/cm ²]	Mue [-]
S235, DIN 18800, t <= 40 mm	21000.00	23.50	0.300

BEULFELD-ABMESSUNGEN



a [cm]	Seitenlänge b [cm]	Seitenverhältnis Alpha	Blechdicke t [cm]
40.00	400.00	0.100	1.00

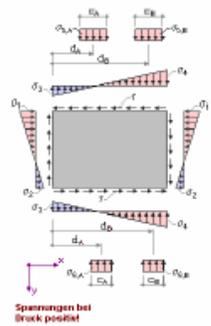
RANDBEDINGUNGEN

Rand A-B	Rand C-D	Rand A-C	Rand B-D
Gelenkig	Gelenkig	Gelenkig	Gelenkig

BERECHNUNGSPARAMETER

Bezeichnung	Parameter
Teilsicherheitsbeiwert Gamma-M	1.10
Teilung für FE-Netz	8
Eigenwertlösemethode	Direkt
Berechnungsart	Analytisch, falls möglich

Abb.10.2.3: Ausdruckprotokoll des Beulnachweises am Deckblech



LÄNGS- UND SCHUBSPANNUNGEN

Lastfälle	Sigma-1 [kN/cm ²]	Sigma-2 [kN/cm ²]	Psi [-]	Tau [kN/cm ²]
LF1	3.37	3.37	1.000	0.46

QUERSPANNUNGEN

Lastfälle	Sigma-3 [kN/cm ²]	Sigma-4 [kN/cm ²]	Sigma-5,A d, c [cm]	Sigma-5,B d, c [cm]	Sigma-6,A d, c [cm]	Sigma-6,B d, c [cm]
LF1	2.3	2.3	0.0	0.0	0.0	0.0

NACHWEIS

LF1

Alleinige Wirkung von Sigma-x			
Sigma	3.370	kN/cm ²	EI. (110)
Psi	1.000		EI. (110)
k	102.010		EI. (113), analytisch ermittelt
Sigma-Pi	12.101	kN/cm ²	EI. (113)
Lambda-P	130.873		EI. (113)
Lambda-P-quer	1.394		EI. (113)
Kappa	0.604		EI. (601), Tabelle 1
Sigma-PRd	12.910	kN/cm ²	EI. (502), Gl. (11)
LAMBDA	2.442		EI. (602), Gl. (22)
Sigma-Ki	11.863	kN/cm ²	EI. (602), analytisch ermittelt
Rho	0.986		EI. (602), Gl. (21)
Kappa-PK	0.391		EI. (603), Gl. (24)
Sigma-PKRd	8.343	kN/cm ²	EI. (502), Gl. (11)
Sigma / Sigma-PKRd	0.404		EI. (501), Gl. (9)
NACHWEIS ERFÜLLT			

Alleinige Wirkung von Sigma-y			
Sigma	2.300	kN/cm ²	EI. (110)
Psi	1.000		EI. (110)
k	4.000		EI. (113), analytisch ermittelt
Sigma-Pi	47.450	kN/cm ²	EI. (113)
Lambda-P	66.091		EI. (113)
Lambda-P-quer	0.704		EI. (113)

LF1

Kappa	0.977		EI. (601), Tabelle 1
Sigma-PRd	20.867	kN/cm ²	EI. (502), Gl. (11)
LAMBDA	2.000		EI. (602), Gl. (22)
Sigma-Ki	0.119	kN/cm ²	EI. (602), analytisch ermittelt
Rho	-398.000		EI. (602), Gl. (21)
Sigma / Sigma-PRd	0.110		EI. (501), Gl. (9)
NACHWEIS ERFÜLLT			

Alleinige Wirkung von Tau			
Tau	0.460	kN/cm ²	EI. (110)
k	538.000		EI. (113), analytisch ermittelt
Tau-Pi	63.620	kN/cm ²	EI. (113)
Lambda-P	43.301		EI. (113)
Lambda-P-quer	0.481		EI. (113)
Kappa	1.000		EI. (601), Tabelle 1
Tau-PRd	12.334	kN/cm ²	EI. (502), Gl. (12)
Tau / Tau-PRd	0.037		EI. (501), Gl. (10)
NACHWEIS ERFÜLLT			

Gleichzeitige Wirkung (Interaktionsbedingung)			
e1	1.023		EI. (504), Gl. (15)
Inter-Sigma-x	0.404		EI. (504), Gl. (14)
e2	1.910		EI. (504), Gl. (16)
Inter-Sigma-y	0.110		EI. (504), Gl. (14)
v	0.003		EI. (504), Gl. (18) bzw. (19)
e3	1.361		EI. (504), Gl. (17)
Inter-Tau	0.037		EI. (504), Gl. (14)
Inter	0.421		EI. (504), Gl. (14)
NACHWEIS ERFÜLLT			

Gleichzeitige Wirkung (FEM)			
Eta	9.130		[mittels FEM ermittelt]

Abb.10.2.3: Ausdrucksprotokoll des Beulnachweises am Deckblech (Fortsetzung)

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Verfasser: Ebner Georg Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
<p>10.3. Flanschinduziertes Stegblechbeulen</p> <p>Um das Einknicken des Druckflansches in die Stegblechebene zu vermeiden, soll nach dem EC das Verhältnis aus Stegblechhöhe und Stegblechdicke beschränkt werden. Dabei ist folgendes Kriterium zu erfüllen:</p> $\frac{h_w}{t_w} \leq k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$ <p> A_w= Querschnittsfläche des Steges A_{fc}= Querschnittsfläche des Druckflansches h_w= lichte Steghöhe t_w= Stegdicke f_{yf}= 23,5 Streckgrenze des Druckgurtes k= 0,55 (bei Ausnützung der elastischen Momentenbeanspruchung - hier nach E-E Verfahren gerechnet) </p> <p>10.3.1. Druckflansch (OG) bei Q2-2</p> <p> $h_w = 77,4 \text{ cm}$ $t_w = 1,2 \text{ cm}$ $A_w = 92,88 \text{ cm}^2$ $A_{fc} = 87,5 \text{ cm}^2$ </p> $\frac{h_w}{t_w} = 64,5 \quad k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 506 > 64,5$ <p>Der Obergurt ist durch flanschinduzierten Stegblechbeulens nicht gefährdet.</p> <p>10.3.2. Druckflansch (UG) bei Q3-3 & Q4-4</p> <p> $h_w = 99,7 \text{ cm}$ $t_w = 1,2 \text{ cm}$ $A_w = 119,64 \text{ cm}^2$ $A_{fc} = 87,5 \text{ cm}^2$ </p> $\frac{h_w}{t_w} = 83,083 \quad k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 575 > 83$ <p>Der Untergurt ist durch flanschinduzierten Stegblechbeulens nicht gefährdet.</p> <p>10.3.3. Druckflansch (UG) bei Q5-5</p> <p> $h_w = 33,7 \text{ cm}$ $t_w = 1,2 \text{ cm}$ $A_w = 40,44 \text{ cm}^2$ $A_{fc} = 39 \text{ cm}^2$ </p>	<p>EN 1993-1-5 /Kap 8 (1)</p> <p>EN 1993-1-5 /Kap 8 (1) Formel 8.1</p> <p>gilt für alle Querschnitte EN 1993-1-5 /Kap 8 (1) Formel 8.1</p> <p>siehe Plan Nr.2 Q2-2</p> <p>siehe Abb.9.1.1</p> <p>$A_w = 77,4\text{cm} \cdot 1,2\text{cm}$ $A_{fc} = 35\text{cm} \cdot 2,5\text{cm}$</p> <p>Plan Nr.2 Q3-3 und Q4-4</p> <p>unteres Beulfeld siehe Abb.9.2.1 $A_w = 99,7\text{cm} \cdot 1,2\text{cm}$ $A_{fc} = 35\text{cm} \cdot 2,5\text{cm}$</p> <p>siehe Plan Nr.2 Q5-5</p> <p>unteres Beulfeld siehe Abb.9.4.1 $A_w = 33,7\text{cm} \cdot 1,2\text{cm}$ $A_{fc} = 26\text{cm} \cdot 1,5\text{cm}$</p>

Diplomarbeit: Verfasser: Studienkennzahl/Matr. Nr.: Institut: Betreuer:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Ebner Georg E610/0225403 Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
$\frac{h_w}{t_w} = 28,083 \qquad k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 500 > 28$		
Der Untergurt ist durch flanschinduzierten Stegblechbeulens nicht gefährdet.		
10.3.4. Druckflansch (OG) bei Q6-6		siehe Plan Nr.2 Q6-6
$\begin{aligned} h_w &= 30,5 \text{ cm} \\ t_w &= 1,2 \text{ cm} \\ A_w &= 36,6 \text{ cm}^2 \\ A_{fc} &= 46,5 \text{ cm}^2 \end{aligned}$		unteres Beulfeld siehe Abb.9.5.1 $A_w = 30,5\text{cm} \cdot 1,2\text{cm}$ $A_{fc} = 31\text{cm} \cdot 1,5\text{cm}$
$\frac{h_w}{t_w} = 25,417 \qquad k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 436 > 25$		
Der Obergurt ist durch flanschinduzierten Stegblechbeulens nicht gefährdet.		
10.3.5. Druckflansch (OG & UG) bei Q9-9		siehe Plan Nr.2 Q9-9
Hier ist der OG für das flanschinduzierte Beulen relevant, da er eine grössere Querschnittsfläche aufweist:		
$\begin{aligned} h_w &= 92,8 \text{ cm} \\ t_w &= 1,2 \text{ cm} \\ A_w &= 111,36 \text{ cm}^2 \\ A_{fc} &= 142,32 \text{ cm}^2 \end{aligned} \quad (b_{\text{eff,OG}} = 117,1 + 1,5\text{cm}; \text{ siehe Abb.4.2.14})$		siehe Abb.9.7.1 $A_w = 92,8\text{cm} \cdot 1,2\text{cm}$ $A_{fc} = 118,6\text{cm} \cdot 1,2\text{cm}$
$\frac{h_w}{t_w} = 77,333 \qquad k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 435 > 77$		
Der Obergurt ist durch flanschinduzierten Stegblechbeulens nicht gefährdet.		

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.:	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	

11. Schwingungsnachweis im Zustand der Gebrauchstauglichkeit

BS5400 Part 2/App. B
- siehe Anhang A

Gemäß BS5400 muss für Fußgängerbrücken deren Eigenfrequenz in unbelasteten Zustand den Wert von 5Hz unterschreitet ein Schwingungsnachweis erfolgen.

Hz= Hertz
Section B.1

A) Ermittlung der Eigenfrequenz:

Section B.2.3

Erdbeschleunigung=	g=	9,81 m/s ²
Größte Spannweite=	l=	27,5 m
Konfigurationsfaktor (2 x 27,5m)=	C=	3,142
Elastizitätsmodul=	E=	2,10E+08 kN/m ²
Trägheitsmoment des gesamten Q2-2=	2·I _{y,eff} =	0,011245 m ⁴
Eigengewicht des Gesamtquerschnitts=	M=	14,17 kN/m

siehe Plan Nr.1
Section B.2.3 Table 19

siehe Kap.4.2.1 B.2)

Das Eigengewicht M des Q2-2 ergibt sich aus der Summe von :

2·G _{HT} =	6,34 kN/m
G _{QT} ·5,821m/4m=	0,58 kN/m
2·G _{LT,Rand} +7·G _{LT,innen} =	7,01 kN/m
G _{Qst} ·2/4m=	0,08 kN/m
G _{Entwässerung} /4m=	0,16 kN/m

siehe Kap.5.1.1.3
siehe Kap.5.1.1.2 A)
siehe Kap.5.1.1.1
siehe Kap.5.1.1.5 A)
siehe Kap.5.1.1.11

$$\text{Eigenfrequenz} = f_0 = \frac{C^2}{2\pi l^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_{y,HT} \cdot g}{M}} = 2,66 \text{ Hz}$$

B) Ermittlung der maximalen vertikalen Beschleunigung:

Section B.2

Es wird angegeben, dass die Ermittlung im folgenden nur für Brücken mit konstantem Querschnittsverlauf gelten, wodurch die Ermittlung aufgrund der Voutung etwas auf der unsicheren Seite liegen würde. Um diese Berechnung auf die sichere Seite zurück zu bringen wurde daher im folgenden die Brücke mit einer Personengruppe von 4 Menschen mit jeweils 0,7kN anstatt mit nur einer Einzellast von 0,7kN belastet, um die statische Durchbiegung in Feldmitte zu erhöhen.

Section B.2

siehe Kap.6.2.10
Abb.6.2.10
siehe Section B.2.4

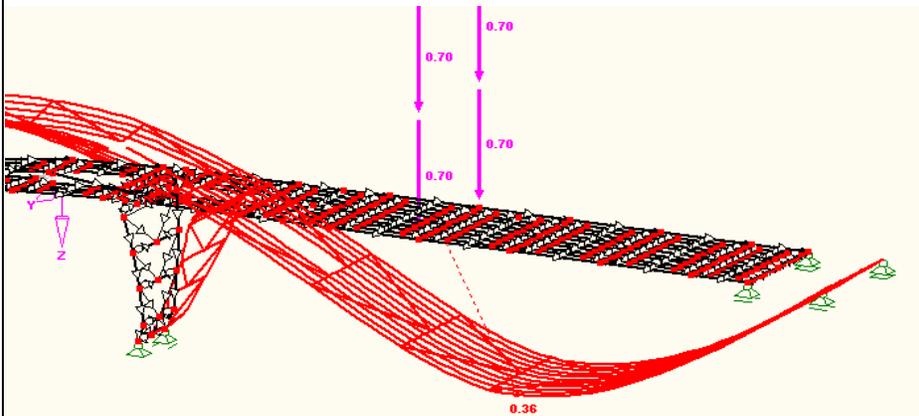


Abb. 11.1: Durchbiegung infolge einer Personengruppe in Feldmitte

Lasten in [kN]
Durchbiegung in [mm]

Diplomarbeit: Verfasser: Studienkennzahl/Matr. Nr. Institut: Betreuer:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Ebner Georg E610/0225403 Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul										
Anmerkung: Lasten wurden hier am HT angesetzt, um nur die Durchbiegung der HT zu erhalten:											
<table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="text-align: right;">statische Durchbiegung=</td> <td style="text-align: right;">y_s=</td> <td style="text-align: right;">0,00036 m</td> </tr> <tr> <td style="text-align: right;">Konfigurationsfaktor=</td> <td style="text-align: right;">k=</td> <td style="text-align: right;">0,7</td> </tr> <tr> <td style="text-align: right;">Schwingungsbeiwert=</td> <td style="text-align: right;">ψ=</td> <td style="text-align: right;">10,35</td> </tr> </table>		statische Durchbiegung=	y _s =	0,00036 m	Konfigurationsfaktor=	k=	0,7	Schwingungsbeiwert=	ψ=	10,35	am HT Section B.2.5 Table 20 Section B.2.6 Fig.17 mit δ=0,03 für Stahlbrücken
statische Durchbiegung=	y _s =	0,00036 m									
Konfigurationsfaktor=	k=	0,7									
Schwingungsbeiwert=	ψ=	10,35									
Daraus ergibt sich die vertikale Beschleunigung "a" zu:											
$a = 4 \cdot \pi^2 \cdot f_0^2 \cdot y_s \cdot k \cdot \psi = 0,726 \text{ m/s}^2$		Section B.1									
Die maximal erlaubte Beschleunigung wird festgelegt mit:											
$0,5 \cdot \sqrt{f_0} = 0,815 \text{ m/s}^2 > 0,726 \text{ m/s}^2$ <p style="text-align: right;">Nachweis erfüllt!</p>											

12. Detailberechnungen

12.1. Nachweis der Rahmenecke Quersteife-Querträger

Der Spannungs- und Beulnachweis der Rahmenecke wurde nach einem Verfahren aus dem Buch "Stahlbau Petersen" gerechnet.

Die Abtriebskraft wird nicht gleichzeitig mit der Windkraft angesetzt, da $N_{Ab,OG}$ infolge Verkehrsbelastung, Temperatureinwirkungen und Eigengewicht inklusive Sicherheitsfaktoren im Rahmen von LK14 ermittelt wurde.

Es wird die größere oder ungünstiger wirkende der beiden für den Nachweis der Rahmenecke herangezogen.

Für die Berechnung der Spannungen wird ein Teil des Steges des QT als fiktiver Flansch berücksichtigt.

"Stahlbau Petersen - Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten" (3.Auflage 1993) Kap.14.3.6

siehe schraffierter Bereich in Abb.12.1

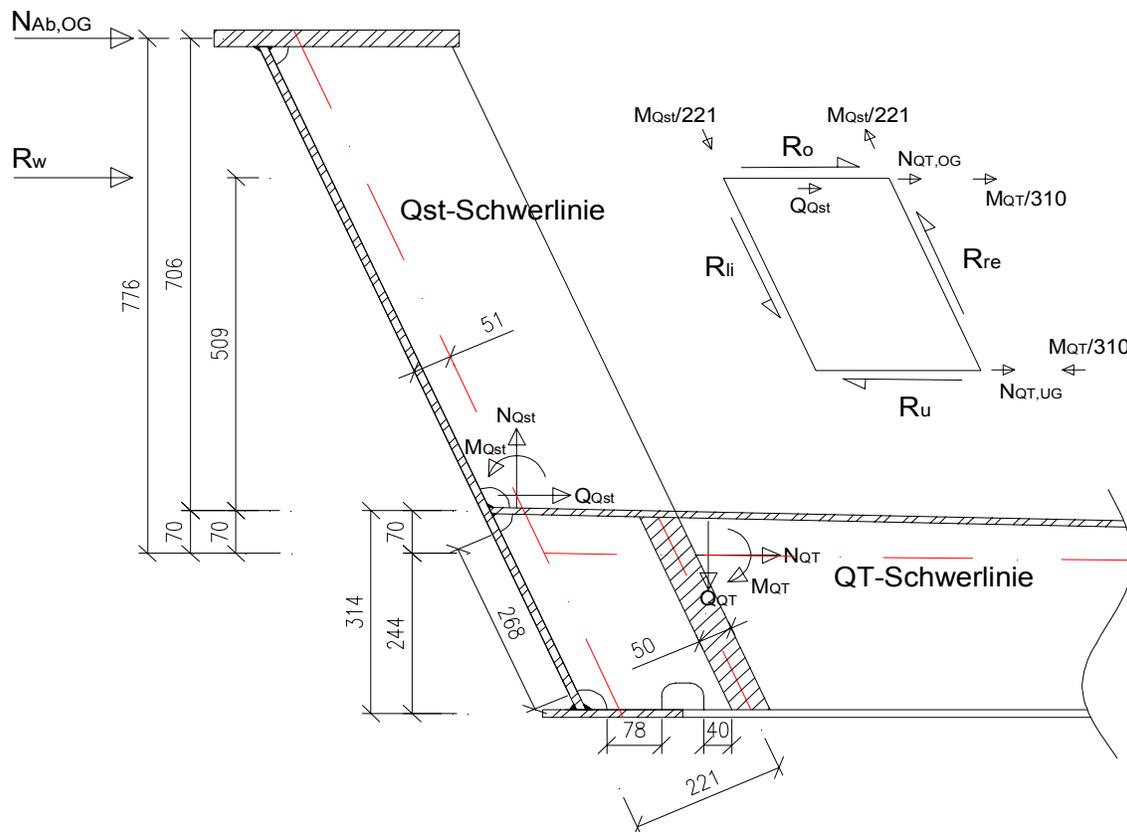


Abb. 12.1: Schnittgrößen in der Rahmenecke

Maße in [mm]

A) Angreifende Lasten:

Die resultierende Windkraft auf den HT= R_w =	9,93 kN
Abstand der Quersteifen =	4 m
Daraus ergibt sich das Moment $M_{Qst,Rw}=R_w \cdot 50,9\text{cm}$ =	505,54 kNcm
Die Abtriebskraft $N_{Ab,OG} = Q_{Qst}$ =	21,14 kN
$M_{Qst,Ab}$ =	-1641,40 kNcm

1,5=Sicherheitsfaktor
 $=1,5 \cdot 1,66\text{kN/m} \cdot 4\text{m}$
 $f_{sk,a}=1,66\text{kN/m}$ siehe
 Kap.5.2.2 B)
 siehe Kap.9.16
 Die Abtriebskraft ist
 bemessungsrelevant!

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte
 Verfasser: Ebner Georg
 Studienkennzahl/Matr. Nr. E610/0225403
 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
 Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul



B) Berechnung der Spannungen:

$$\begin{aligned}
 N_{Qst} &= 0 \text{ kN} \\
 Q_{QT} &= 0 \text{ kN} \\
 N_{QT} &= -21,14 \text{ kN} \\
 N_{QT,OG} &= N_{QT} \cdot 244/314 = -16,43 \text{ kN} \\
 N_{QT,UG} &= N_{QT} \cdot 70/314 = 4,71 \text{ kN} \\
 M_{Qst/22,1cm} &= -74,27 \text{ kN} \\
 M_{QT/31cm} &= -52,27 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

=-QQst
 h=31cm, zu=24cm
 zo=7cm
 b=22,1cm

Die Resultierenden:

$$R_{li} = R_{re} = \frac{M_{Qst}}{b} + \frac{Q_{Qst} \cdot z_o}{b} = -71,13 \text{ kN}$$

$$R_u = R_o = \frac{M_{QT}}{h} - N_{QT,UG} = \frac{M_{QT}}{h} + N_{QT,OG} + Q_{Qst} = -58,77 \text{ kN}$$

am linken und rechten
 Rand des Blechfeldes,
 siehe Abb.12.1
 am oberen und unteren
 Rand des Blechfeldes,

Die Schubflüsse sind an allen Rändern gleich. Jedoch treten am linken und unteren Blechfeldrand höhere Schubspannungen auf, wenn man die Freischnitte im Blech berücksichtigt. Daher sind diese 2 Ränder für die Bemessung maßgebend:

$$\begin{aligned}
 T_{R,u} &= R_u/b = T_{R,li} = R_{li}/h = -2,27 \text{ kN/cm} \\
 t_{Steg,QT} &= 1,00 \text{ cm} \\
 \tau_{Steg} &= -2,27 \text{ kN/cm}^2 \\
 \tau_{Steg,Ru} &= \tau_{Steg} \cdot 22,1/(7,8+4) = -4,24 \text{ kN/cm}^2 \\
 \tau_{Steg,Rli} &= \tau_{Steg} \cdot 31/26,8 = -2,62 \text{ kN/cm}^2
 \end{aligned}$$

am unteren Blechrand
 am linken Blechrand

Spannungen im ideellen Flansch 50x10mm (bemessungsrelevant):

$$\sigma_{x,min} = -14,23 \text{ kN/cm}^2$$

siehe Abb.12.1

$$= \frac{R_{re}}{A_{Flansch}} = \frac{-71,13}{5 \cdot 1}$$

C) Berücksichtigung von Schubbeulen:

$$\begin{aligned}
 k_\tau &= 4 + 5,34 \cdot (h_w / a)^2 + k_{st} = 14,507 & a/h_w < 1 \\
 \varepsilon &= 1 \\
 \eta &= 1 \\
 h_w/t_w &= 31,00 \\
 \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau} &= 118,07 > 31,00
 \end{aligned}$$

analog zu Kap.9.1.C)

Stegblechfeld:
 h=31mm (Abb.12.1)
 b=22,1mm

k_{st}=0, da keine Längssteifen vorhanden sind.
 EN 1993-1-5/ Kap.5.1 (2)

Der Schubbeulnachweis braucht am Steg des Rahmeneckes nicht geführt zu werden.

Diplomarbeit: Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte Verfasser: Ebner Georg Studienkennzahl/Matr. Nr.: E610/0225403 Institut: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau Betreuer: Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul							
<p>13. Schweißnahtnachweise</p> <p>13.1. Schweißnahtdickenbegrenzung für Kehlnähte:</p> <p>Üblicherweise werden im Brückenbau alle Schweißnähte mit $a \geq 4\text{mm}$ durchgeführt. Abgesehen davon gibt es noch ein Kriterium zur Mindestschweißnahtdicke in Abhängigkeit von der Blechdicke:</p> $a_{\min} = \sqrt{t_{\max}} - 0,5$ <p>für die OG und UG der Querschnitte Q1-1 bis Q4-4 gilt daher:</p> $a_{\min} = \sqrt{t_{\max}} - 0,5 = 4,50 \text{ mm}$ <p>Alle anderen Bleche haben eine Dicke von $t \leq 15\text{mm}$. Daraus folgt:</p> $a_{\min} = \sqrt{t_{\max}} - 0,5 = 3,37 \text{ mm}$ <p>Außerdem gilt für Schubnähte: $a_{\max} = 0,7 \cdot t_{\min}$</p> <p>13.2. Ermittlung des Schweißnahtwiderstandes:</p> <table style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>$f_u =$</td> <td>36 kN/cm²</td> </tr> <tr> <td>Sicherheitsbeiwert $\gamma_{M2} =$</td> <td>1,25</td> </tr> <tr> <td>Korrelationsbeiwert $\beta_w =$</td> <td>0,8</td> </tr> </table> $f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{M2}} = 20,78 \text{ kN/cm}^2$ <p>13.3. Schweißnahtnachweis nach dem vereinfachten Verfahren:</p> <p>Es gilt das Nachweisformat:</p> $\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} < \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 20,78 \text{ kN/cm}^2$ <p>weitere gilt: $\sigma_{\perp} = \sigma_{\perp,Ed} \cdot \frac{t}{n \cdot a}$ und $\tau_{\parallel} = \tau_{\parallel,Ed} \cdot \frac{t}{n \cdot a}$</p> <p>$\tau_{\perp}$ kommen in den Schweißnähten bei dieser Bauweise keiner besonderen Bedeutung zu und können vernachlässigt werden.</p> <p>13.3.1. Schweißnähte unter alleiniger Beanspruchung von τ_{Ed}:</p> <p>Damit ergibt sich das Nachweisformat aus Kapitel 13.3. zu:</p> $\tau_{i,Ed} \cdot \frac{t}{n \cdot a} = \tau_{\parallel} \leq f_{vw,d}$	$f_u =$	36 kN/cm ²	Sicherheitsbeiwert $\gamma_{M2} =$	1,25	Korrelationsbeiwert $\beta_w =$	0,8	<p>EN1993-1-8</p> <p>für $t_{\max} = 25\text{mm}$</p> <p>Daher gilt eine Mindestnahtdicke von $a = 5\text{mm}$</p> <p>Daher gilt eine Mindestnahtdicke von $a = 4\text{mm}$ z.B. für $t_{\min} = 6\text{mm}$</p> <p>ergibt das eine maximale Nahtdicke von $a = 4,2\text{mm}$</p> <p>für S235 / Kap.3.4 siehe Kap.3.3 EN1993-1-8 Tab.4.1</p> <p>EN1993-1-8 Formel 4.4</p> <p>EN1993-1-8 Formel 4.1</p> <p>σ_{\parallel} wird vernachlässigt</p> <p>$n =$ Anzahl der Nähte $a =$ Nahtdicke $t =$ Blechdicke</p> <p>$\sigma_{\perp} = 0$</p> <p>$f_{vw,d} = 20,78 \text{ kN/cm}^2$</p>
$f_u =$	36 kN/cm ²						
Sicherheitsbeiwert $\gamma_{M2} =$	1,25						
Korrelationsbeiwert $\beta_w =$	0,8						

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.:	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	

Anmerkung: Schubspannungen werden in der Tabelle immer positiv eingetragen.

	a	n	t	$\tau_{i,Ed}$	τ_{II}	Nachweisort der SN	
	cm	-	cm	kN/cm ²	kN/cm ²		
HT	0,4	2	1,2	3,42	5,13	Q2-2 HT: DB -Steg ; "τ ₄ "	Kap.9.1 A.4) Abb.9.1.9
	0,5	2	1,2	2,43	2,92	Q2-2 HT: OG -Steg ; "τ ₂ "	Kap.9.1 A.4) Abb.9.1.9
	0,5	2	1,2	2,14	2,57	Q3-3 HT: UG -Steg ; "τ ₆ "	Kap.9.2 A.1) Abb.9.2.4
Schw*	0,4	2	1,2	1,32	1,98	Q4-4 Schwert: OG -Steg ; "τ _{min} "	Kap.9.3 A.2) Abb.9.3.5
	0,4	2	1,2	1,30	1,95	Q4-4 Schwert: UG -Steg ; "τ ₅ "	Kap.9.3 A.2) Abb.9.3.5
Stütze	0,4	2	1,2	0,90	1,35	Q9-9 Stütze: OG -Steg ; "τ ₂ "	Kap.9.7 A.4) Abb.9.7.5
	0,4	2	1,2	0,34	0,51	Q9-9 Stütze: UG -Steg ; "τ ₄ "	Kap.9.7 A.4) Abb.9.7.5
	0,4	2	1,2	9,07	13,61	Q11-11 Stütze:OG -Steg ; "τ ₂ "	Kap.9.9 A.2) Abb.9.9.3
	0,4	2	1,2	8,30	12,45	Q11-11 Stütze:UG -Steg ; "τ ₄ "	Kap.9.9 A.2) Abb.9.9.3
QT1	0,4	2	1	5,90	7,38	QT1-Auflager:QT-Steg - HT-Steg;"τ _{max,Steg} "	Kap.13.3.2 D) Abb.13.1
QT6	0,4	2	1	6,06	7,58	QT6: DB -Stegzahn;"τ _{max} " - Abb.13.1	Kap.9.10 A.3) τ _{max,Zahn}
	0,4	2	1	2,30	2,88	QT6-Auflager:UG -Steg;"τ ₃ "	Kap.9.10 A.2) Abb.9.10.5
	0,4	2	1	3,39	4,24	QT6-Steg - HT-Steg;"τ ₂ "	Kap.9.10 A.2) Abb.9.10.5
QT16	0,4	2	1	4,63	5,79	QT16-Auflager:OG -Steg;"τ ₂ "	Kap.9.12 A.2) Abb.9.12.5
	0,4	2	1	4,87	6,09	QT16-Auflager:UG -Steg;"τ ₄ "	Kap.9.12 A.2) Abb.9.12.5
	0,4	2	1	5,33	6,66	QT16-Auflager:QTSteg -HT-Steg;"τ ₃ "	Kap.9.12 A.2) Abb.9.12.5
QTK**	0,4	2	1,5	3,59	6,73	QTK-Auflager:OG -Steg;"τ ₃ "	Kap.9.13 A.3) Abb.9.13.6
	0,4	2	1,5	4,15	7,78	QTK-Auflager:UG -Steg;"τ ₅ "	Kap.9.13 A.3) Abb.9.13.6
	0,4	2	1,5	5,17	9,69	QTK-Auflager:QTK-Steg -HT-Steg;"τ ₂ "	Kap.9.13 A.3) Abb.9.13.6
LT	0,4	1	0,6	1,93	2,90	LT-Auflager:DB -Steg;"τ ₂ "	Kap.9.14 A.5.2)
	0,4	1	0,6	3,05	4,57	LT-Steg - QT-Stegzahn;"τ _{max,Ed} " - Abb.13.1	Kap.9.10 A.3.3)

Tab.13.1: Übersicht der maximalen Schubspannungen in den SN

*Schw=Schwert
**QTK=QT-Kasten

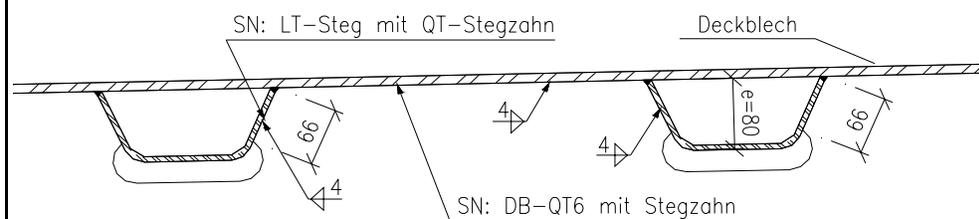


Abb.13.1: Schweißnahtnachweise am Stegzahn

Maße in [mm]

$f_{w,d}$ ist stets größer als τ_{II} . Die größte Ausnützung dieser Mindestschweißnähte beträgt 65% am Querschnitt 11-11 in der Schweißnahtverbindung vom OG mit dem Steg der Stütze. Die Nachweise sind somit erfüllt.

13.3.2. Schweißnähte unter Beanspruchung von $\tau_{II,Ed}$ und $\sigma_{\perp,Ed}$:

σ_{II} wird vernachlässigt

A) Schweißnaht "HT-UG mit HT-Steg" zwischen den Achsen QT8 und QT9:

Plan Nr.3.2 Schnitt 28-28
siehe Abb.13.2

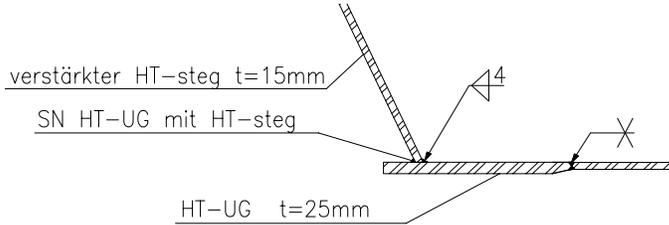


Abb.13.2: Schweißnahtnachweis HT-UG mit HT-Steg im Stützbereich

Maße in [mm]

Diese Schweißnaht erfährt Schubspannungen aus dem HT-Steg, QT-Kasten und Normalspannungen aus der Stütze bei Querschnitt 9-9.

n= 2
a=0,4cm

Die Schubspannung $\tau_{II,Ed}$ ergibt sich aus $\tau_7=4,12$ (Kapitel 9.13 A.3) plus dem korrigierten Wert von $\tau_6 \cdot \frac{1,2}{1,5} = 1,712$ (Kapitel 9.2 A.1), da das Stegblech des HT auf t=15mm verstärkt wurde:

$t_{w,HT}=1,5cm$

$$\tau_{II,Ed} = 5,83 \text{ kN/cm}^2$$

$t_{w,Stütze}=1,2cm$

$$\sigma_{x,4} = \sigma_{\perp,Ed} = -4,22 \text{ kN/cm}^2$$

Kap.9.7 A.4) Abb.9.7.5

$$\sqrt{\left(\sigma_{\perp,Ed} \cdot \frac{t}{n \cdot a}\right)^2 + \left(\tau_{II,Ed} \cdot \frac{t}{n \cdot a}\right)^2} = 12,63 \text{ kN/cm}^2 < 20,78 \text{ kN/cm}^2$$

Ausnutzung beträgt 61%
Nachweis erfüllt

B) Schweißnahtanschluss "Stützensteg - Fußplatte (t=25mm)" bei Q11-11:

Plan Nr.2 Schnitt 11-11
siehe Abb.13.3

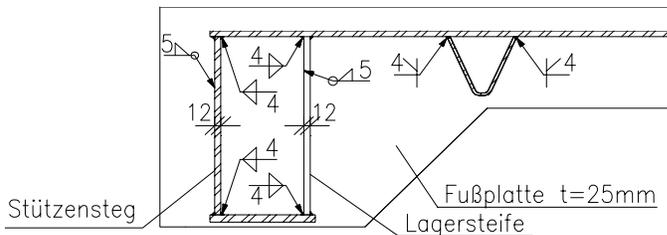


Abb.13.3: Schweißnahtnachweis am Stützfuß

Maße in [mm]

Diese Schweißnaht erfährt Schubspannungen und Normalspannungen aus dem Stützensteg.

n= 2
a=0,5cm
 $t_{w,Stütze}=1,2cm$
Kap.9.9 A.2) Abb.9.9.3

$$\tau_3 = \tau_{II,Ed} = 11,38 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{x,3} = \sigma_{\perp,Ed} = -12,24 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sqrt{\left(\sigma_{\perp,Ed} \cdot \frac{t}{n \cdot a}\right)^2 + \left(\tau_{II,Ed} \cdot \frac{t}{n \cdot a}\right)^2} = 20,06 \text{ kN/cm}^2 < 20,78 \text{ kN/cm}^2$$

Ausnutzung beträgt 97%
Nachweis erfüllt

C.1) Schweißnahtanschluss "QT-UG mit QT-Steg" am QT16 im Bereich der Elastomerlager:

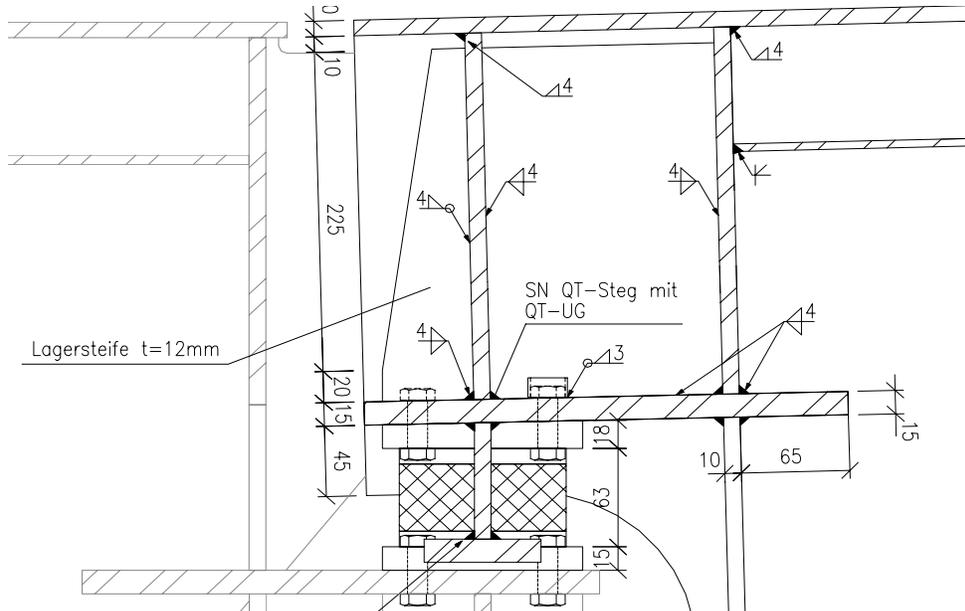


Abb.13.4: Schweißnahtnachweise am QT16 und der Lagersteife im Bereich der Elastomerlager

Diese Schweißnaht erfährt Schubspannungen aus der allgemeinen Belastung des QT und Normalspannungen aus der Lagerpressung.

$b_{QT,Steg}$ ergibt sich aus der Elastomerlagerbreite ($b_{Lager}=20\text{cm}$) plus 3cm auf jeder Seite bei einem Lastausbreitungswinkel von 1:1 über die Lagerplatten:

$$b_{QT,Steg} = 26 \text{ cm}$$

$$b_{Lagersteife} = 5,50 \text{ cm}$$

Die angepresste Fläche der Lagersteife und des QT-Steges $= 5,5 \cdot 1,2 \cdot 2 + 26 \cdot 1 =$

$$A_{QT,press} = 39,20 \text{ cm}^2$$

$$F_{Lager,max} = 151,81 \text{ kN}$$

Pressung des QT-Steges und der Lagersteife =

$$\sigma_{QT,press} = \sigma_{\perp,Ed} = 3,87 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_4 = \tau_{II,Ed} = 4,21 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sqrt{\left(\sigma_{\perp,Ed} \cdot \frac{t}{n \cdot a}\right)^2 + \left(\tau_{II,Ed} \cdot \frac{t}{n \cdot a}\right)^2} = 7,15 \text{ kN/cm}^2$$

$$< 20,78 \text{ kN/cm}^2$$

C.2) Vertikaler Schweißnahtanschluss "Lagersteife - QT-Steg" am QT16 im Bereich der Elastomerlager:

Diese Schweißnaht erfährt Schubspannungen aus der Übertragung der Lagerkräfte von der Lagersteife in den Steg des QT und Normalspannungen aus der Exzentrizität $e_{Lagersteife}$ der Lagerkraft zur SN und dem daraus resultierenden Moment $M_{Lagersteife}$.

Plan Nr.2 Schnitt 8-8 und Schnitt 18-18 siehe Abb.13.4

Maße in [mm]

Kap.9.12 A.1) Abb.9.12.3

siehe Querschnitt 8-8

siehe Schnitt 18-18

$t_w, Lagersteife, QT16 = 1,2\text{cm}$

$t_w, QT16 = 1\text{cm}$

siehe Kap.8.2 Abb.8.2.10

Kap.9.12 A.1) Abb.9.12.3

$n = 2$

$a = 0,4\text{cm}$

Ausnutzung beträgt 34%

Nachweis erfüllt

Plan Nr.2 Schnitt 18-18

siehe Abb.13.4

$$e_{Lagersteif} = \frac{b_{Lagersteif}}{2} = 2,75 \text{ cm}$$

$$F_{Lagersteife} = \sigma_{QT,press} \cdot 5,5 \cdot 1,2 = 25,56 \text{ kN}$$

$$M_{Lagersteife} = F_{Lagersteife} \cdot e_{Lagersteife} = 70,29 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_{\perp,Ed} = \frac{M_{Lagersteife}}{W_{SN}} = 0,88 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{II} = \frac{F_{Lagersteife}}{h_{SN} \cdot n \cdot a} = 1,30 \text{ kN/cm}^2$$

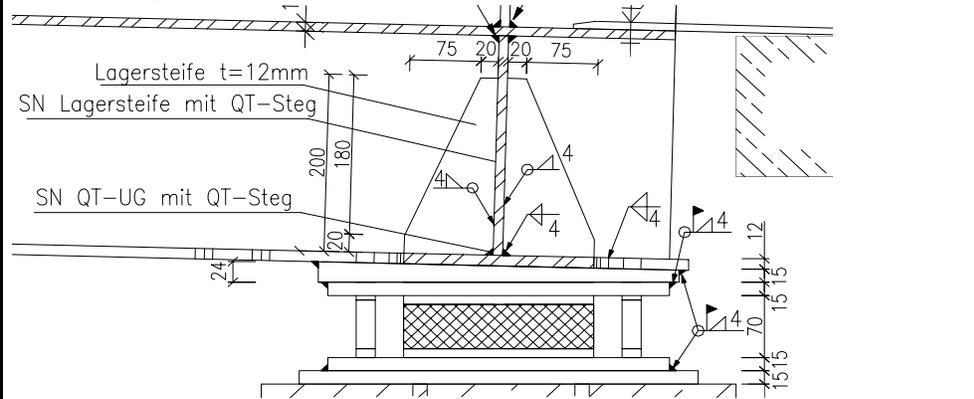
$$\sqrt{\sigma_{\perp,Ed}^2 + \tau_{II}^2} = 2,93 \text{ kN/cm}^2$$

$$< 20,78 \text{ kN/cm}^2$$

$n = 2$
 $a = 0,4 \text{ cm}$
 $b_{Lagersteife} = 5,5 \text{ cm}$
 $h_{SN} = 24,5 \text{ cm}$
 $W_{SN} = h_{SN}^2 \cdot a \cdot n / 6 = 24,5^2 \cdot 2 \cdot 0,4 / 6 = 80,03 \text{ cm}^3$

Ausnutzung beträgt 14%
Nachweis erfüllt

D.1) Schweißnahtanschluss "QT-UG mit QT-Steg" am QT1 im Bereich der Elastomerlager:



Plan Nr.2 Schnitt 1-1 und Schnitt 13-13
siehe Abb. 13.5

Abb.13.5: Schweißnahtnachweise am QT1 und der Lagersteife im Bereich der Elastomerlager

Maße in [mm]

Diese Schweißnaht erfährt Schubspannungen aus der allgemeinen Belastung des QT und Normalspannungen aus der Lagerpressung.

$b_{HT,Steg}$ ergibt sich aus der Elastomerlagerbreite ($b_{Lager} = 20 \text{ cm}$) plus 4cm auf jeder Seite bei einem Lastausbreitungswinkel von 1:1 über die Lagerplatten:

siehe Schnitt 13-13
siehe Schnitt 14-14

$$b_{HT,Steg} = 28 \text{ cm}$$

$$b_{QT,Steg} = 17 + 4 = 21 \text{ cm}$$

$$b_{Lagersteife} = 10 - t_{w,QT} / 2 = 9,5 \text{ cm}$$

siehe Schnitt 13-13

Die angepresste Fläche der Lagersteife, des HT-Steges und des QT-Steges=

$t_{w,Lagersteife,QT1} = 1,2 \text{ cm}$
 $t_{w,QT1} = 1 \text{ cm}$

$$A_{QT,press} = 28 \cdot 1,2 + 21 + 9,5 \cdot 2 \cdot 1,2 = 73,60 \text{ cm}^2$$

$$F_{Lager,max} = 316,96 \text{ kN}$$

siehe Kap.8.2 Abb.8.2.3

Pressung des QT-Steges und der Lagersteife=

$$\sigma_{QT,press} = \sigma_{\perp,Ed} = 4,31 \text{ kN/cm}^2$$

Die Querkraft im Steg des QT1 beim Auflager ergibt sich zu:

$$Q_{z,max,QT1} = \sigma_{QT,press} \cdot (21 + 9,5 \cdot 2 \cdot 1,2) = 188,63 \text{ kN}$$

angepresste Fläche der Lagersteife + QT-steg

Daraus ergibt sich folgender Schubspannungsverlauf:

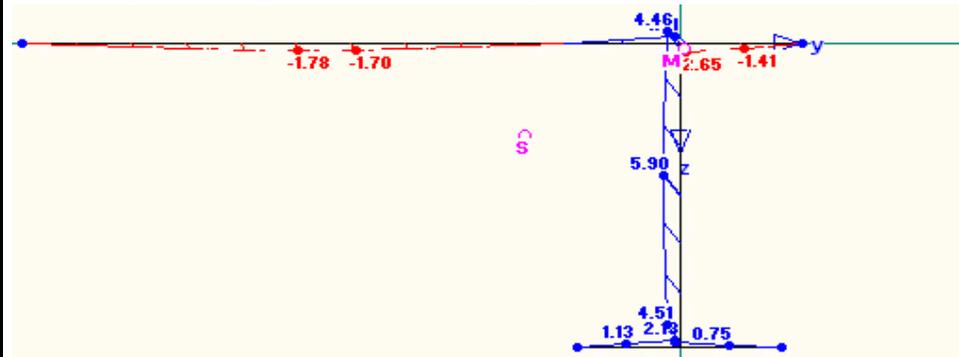


Abb.13.6: maximale Schubspannungen am QT1

$$\begin{aligned} \tau_{UG\text{-Steg}} = \tau_{II,Ed} &= 4,51 \text{ kN/cm}^2 \\ \sqrt{\left(\sigma_{\perp,Ed} \cdot \frac{t}{n \cdot a}\right)^2 + \left(\tau_{II,Ed} \cdot \frac{t}{n \cdot a}\right)^2} &= 7,79 \text{ kN/cm}^2 \\ &< 20,78 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

D.2) Vertikaler Schweißnahtanschluss "Lagersteife - QT-Steg" am QT1 im Bereich der Elastomerlager:

Diese Schweißnaht erfährt Schubspannungen aus der Übertragung der Lagerkräfte von der Lagersteife in den Steg des QT und Normalspannungen aus der Exzentrizität $e_{Lagersteife}$ der Lagerkraft zur SN und dem daraus resultierenden Moment $M_{Lagersteife}$.

$$\begin{aligned} e_{Lagersteife} &= \frac{b_{Lagersteife}}{2} = 4,75 \text{ cm} \\ F_{Lagersteife} &= \sigma_{QT,press} \cdot 9,5 \cdot 1,2 = 49,09 \text{ kN} \\ M_{Lagersteife} &= F_{Lagersteife} \cdot e_{Lagersteife} = 233,20 \text{ kNcm} \\ \sigma_{\perp,Ed} &= \frac{M_{Lagersteife}}{W_{SN}} = 4,37 \text{ kN/cm}^2 \\ \tau_{II} &= \frac{F_{Lagersteife}}{h_{SN} \cdot n \cdot a} = 3,07 \text{ kN/cm}^2 \\ \sqrt{\sigma_{\perp,Ed}^2 + \tau_{II}^2} &= 6,13 \text{ kN/cm}^2 \\ &< 20,78 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

Spannungen in [kN/cm²]

siehe Abb.13.1
 n= 2
 a=0,4cm
 Ausnützung beträgt 37%
Nachweis erfüllt

Plan Nr.2 Schnitt 14-14
 siehe Abb.13.5

n= 2
 a=0,4cm
 b_{Lagersteife}=9,5cm
 h_{SN}=20cm
 W_{SN}=h_{SN}² · a · n/6=
 20² · 2 · 0,4/6=53,33cm³

Ausnützung beträgt 29%
Nachweis erfüllt

E) Schweißnahtanschluss "Quersteifensteg - Deckblech":

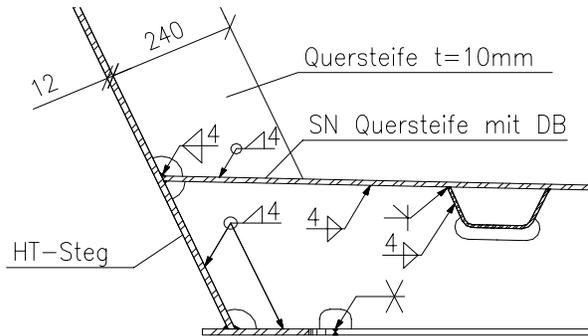


Abb.13.7: Schweißnahtnachweis an der Quersteife

Diese Schweißnaht erfährt Schubspannungen und Normalspannungen aus den Belastungen der Quersteife.

$$\begin{aligned} \tau_{3} = \tau_{II,Ed} &= 0,00 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{x,3} = \sigma_{\perp,Ed} &= -9,12 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\sqrt{\left(\sigma_{\perp,Ed} \cdot \frac{t}{n \cdot a}\right)^2 + \left(\tau_{II,Ed} \cdot \frac{t}{n \cdot a}\right)^2} = 11,40 \text{ kN/cm}^2 < 20,78 \text{ kN/cm}^2$$

Anhang A:

British Standard BS5400 (2001) Part 2; Appendix B: Schwingungsnachweis für Fußgänger- und Fahrradbrücken im Zustand der Gebrauchstauglichkeit

siehe Kap.12 Abb.12.1
 siehe Plan Nr.2 Q2-2

Maße in [mm]

n= 2
 a=0,4cm
 t_{w, Quersteife}=1cm
 Kap.9.16 Abb.9.16.2
 Kap.9.16 Abb.9.16.2
 Im Spannungspunkt "3"
 herrschen die größten
 Spannungen.
 Ausnützung beträgt 55%
Nachweis erfüllt

APPENDIX B

VIBRATION SERVICEABILITY REQUIREMENTS FOR FOOT AND CYCLE TRACK BRIDGES

B.1 General. For superstructures for which the fundamental natural frequency of vibration exceeds 5 Hz for the unloaded bridge in the vertical direction and 1.5 Hz for the loaded bridge in the horizontal direction, the vibration serviceability requirement is deemed to be satisfied.

For superstructures where f_0 is equal to, or less than 5 Hz, the maximum vertical acceleration of any part of the superstructure shall be limited to $0.5\sqrt{f_0}$ m/s². The maximum vertical acceleration shall be calculated in accordance with B.2 or B.3, as appropriate.

A method for determining the vertical fundamental frequency f_0 is given in B.2.3.

Where the fundamental frequency of horizontal vibration is less than 1.5 Hz, special consideration shall be given to the possibility of excitation by pedestrians of lateral movements of unacceptable magnitude. Bridges having low r and damping and expected to be used by crowds of people are particularly susceptible to such vibrations. The method for deriving maximum horizontal acceleration should be agreed with the appropriate authority.

B.2 Simplified method for deriving maximum vertical acceleration. This method is valid only for single span, or two-or-three-span continuous, symmetric superstructures, of constant cross section and supported on bearings that may be idealised as simple supports.

The maximum vertical acceleration a (in m/s²) shall be taken as

$$a = 4\pi^2 f_0^2 y_s k \psi$$

where

- f_0 is the fundamental natural frequency (in Hz) (see B.2.3).
- y_s is the static deflection (in m) (see B.2.4.)
- k is the configuration factor (see B.2.5)
- ψ is the dynamic response factor (see B.2.6)

For values of f_0 greater than 4 Hz the calculated maximum acceleration may be reduced by an amount varying linearly from zero reduction at 4 Hz to 70% reduction at 5 Hz.

B.2.1 Modulus of elasticity. In calculating the values of f_0 and y_s , the short-term modulus of elasticity shall be used for concrete (see Parts 7 and 8 of this standard), and for steel as given in Part 6 of this standard.

B.2.2 Second moment of area. In calculating the values of f_0 and y_s , the second moment of area for sections of discrete concrete members may be used on the entire uncracked concrete section ignoring the presence of reinforcement. The effects of shear lag need not be taken into account in steel and concrete bridges.

B.2.3 Fundamental natural frequency f_0 . The fundamental natural frequency f_0 is evaluated for the bridge including superimposed dead load but excluding pedestrian live loading and may be calculated from the following formula.

$$f_0 = \frac{C^2}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EI_g}{M}}$$

where

- g is the acceleration due to gravity (in m/s²)
- l is the length of the main span (in m)
- C is the configuration factor (see table 19)
- E is the modulus of elasticity (in kN/m²) (see B.2.1)
- I is the second moment of area of the cross section at midspan (in m⁴) (see B.2.2)
- M is the weight per unit length of the full cross-section at midspan (in kN/m)

**Volume 1 Section 3
 Part 14 BD 37/01**

**Appendix A
 Composite Version of BS 5400: Part 2**

Midspan values of I and M shall be used only when there is no significant change in depth or weight of the bridge throughout the span. Where the value of I/M at the support exceeds twice, or is less than 0.8 times, the value at midspan, average values of I and M shall be used.

The stiffness of the parapets shall be included where they contribute to the overall flexural stiffness of the superstructure.

Values of C shall be obtained from table 19.

Table 19. Configuration factor C

Bridge configuration	Ratio l/l_1	C
	-	π
	0.25	3.70
	0.50	3.55
	0.75	3.40
	1.00	π
	0.25	4.20
	0.50	3.90
	0.75	3.60
	1.00	π

For two-span and three-span continuous bridges, intermediate values of C may be obtained by linear interpolation.

B.2.4 Static deflection y_s . The static deflection y_s is taken at the midpoint of the main span for a vertical concentrated load of 0.7 kN applied at this point. For three-span superstructures, the centre span is taken as the main span.

B.2.5 Configuration factor K . Values of K shall be taken from table 20.

Table 20. Configuration factor K

Bridge configuration	Ratio l/l_1	K
	-	1.0
	-	0.7
	1.0	0.6
	0.8	0.8
	0.6 or less	0.9

For three-span continuous bridges, intermediate values of K may be obtained by linear interpolation.

B.2.6 Dynamic response factor ψ . Values of ψ are given in figure 17. In the absence of more precise information, the values of δ (the logarithmic decrement of the decay of vibration due to structural damping) given in table 21 should be used.

Table 21. Logarithmic decrement of decay of vibration δ

Bridge superstructure	δ
Steel with asphalt or epoxy surfacing	0.03
Composite steel/concrete	0.04
Prestressed and reinforced concrete	0.05

B.3 General method for deriving maximum vertical acceleration. For superstructures other than those specified in B.2, the maximum vertical acceleration should be calculated assuming that the dynamic loading applied by a pedestrian can be represented by a pulsating point load F , moving across the main span of the superstructure at a constant speed v_t as follows:

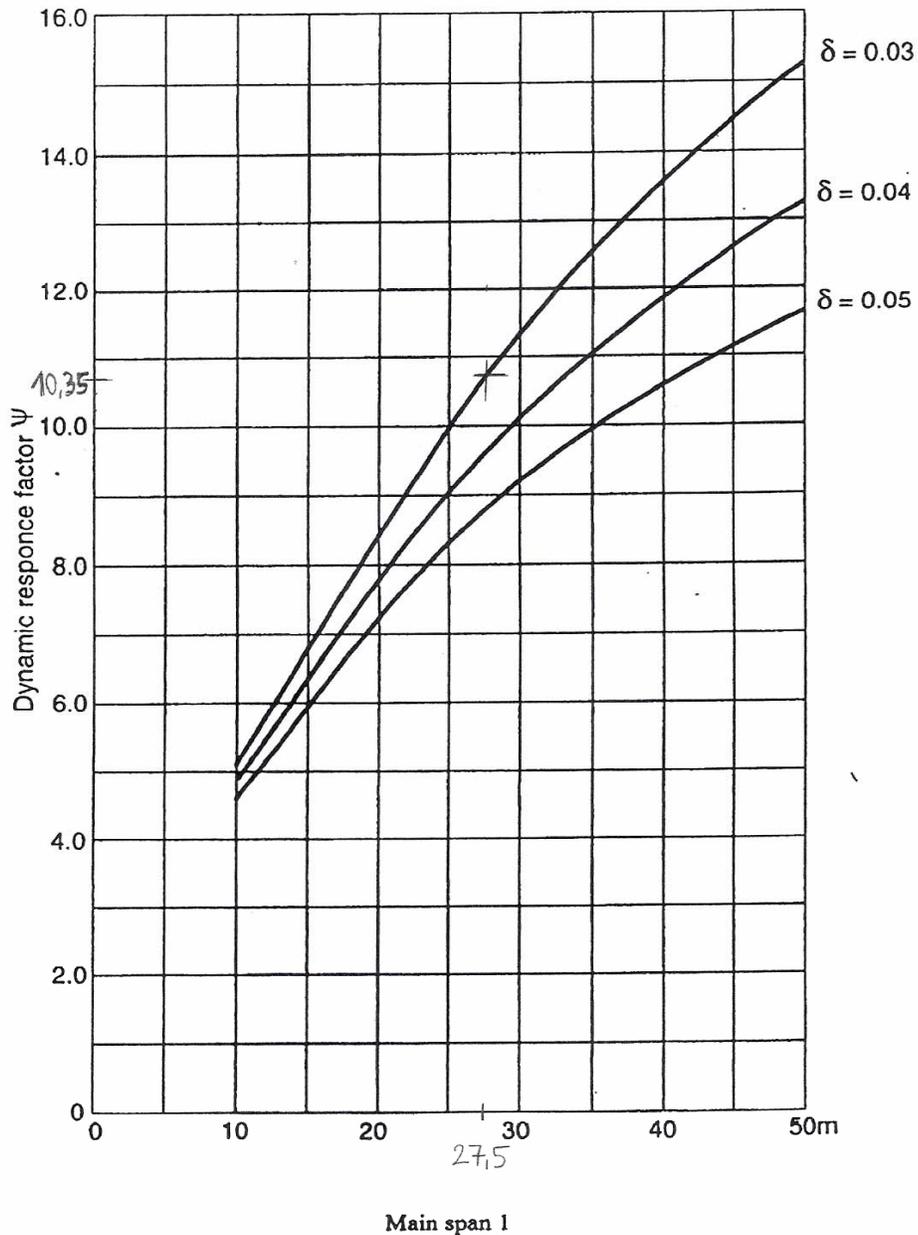
$$F = 180 \sin 2\pi f_0 T \text{ (in N), where } T \text{ is the time (in s)}$$

$$v_t = 0.9f_0 \text{ (in m/s)}$$

For values of f_0 greater than 4 Hz, the calculated maximum acceleration may be reduced by an amount varying linearly from zero reduction at 4 Hz to 70% reduction at 5 Hz.

B.4 Damage from forced vibration. Consideration should be given to the possibility of permanent damage to a superstructure by a group of pedestrians deliberately causing resonant oscillations of the superstructure. As a general precaution, therefore, the bearings should be of robust construction with adequate provision to resist upward or lateral movement.

For prestressed concrete construction, resonant oscillation may result in a reversal of up to 10% of the static live load bending moment. Providing that sufficient unstressed reinforcement is available to prevent gross cracking, no further consideration need be given to this effect.



NOTE 1. Main span l is shown in table 20.

NOTE 2. Values of δ for different types of construction are given in table 21.

Figure 17. Dynamic response factor ψ

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.	E610/0225403	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
Literaturverzeichnis		
1) EN 1990 (2002) A (Brückentragwerke) - Lastfallkombinationen, Kombinationsregeln		
2) EN 1991-1-3 (2005) - Ermittlung der Schneelasten		
3) ÖNORM B 1991-1-3 (2006) Nationaler Anhang für Schneelasten		
4) EN 1991-1-4 (2005) - Ermittlung der Windlasten nach dem vereinfachten Verfahren für Brückentragwerke		
5) ÖNORM B 1991-1-4 (2006) Nationaler Anhang für Windlasten		
6) EN 1991-1-5 (2003) - Ermittlung der Temperatureinwirkungen für Stahlbrücken		
7) ÖNORM B 1991-1-5 (2004) Nationaler Anhang für Temperatureinwirkungen		
8) EN 1991-2 (2003) - Verkehrslasten auf Brücken		
9) ÖNORM B 1991-2 (2004) Nationaler Anhang für Verkehrslasten auf Brücken		
10) EN 1993-1-1:(2005) - Allgemeine Bemessungsregeln		
11) ÖNORM B 1993-1-1 (2006) Nationaler Anhang für Allgemeine Bemessungsregeln		
12) EN 1993-1-5:(2006) - Plattenförmige Bauteile		
13) ÖNORM B 1993-1-5 (2006) Nationaler Anhang für Plattenförmige Bauteile		
14) EN 1993-1-8:(2005) - Bemessung von Anschlüssen		
15) ÖNORM B 1993-1-8 (2006) Nationaler Anhang für die Bemessung von Anschlüssen.		
16) EN 1993-2 (2006) - Bemessung von Stahlbrücken		
17) ÖNORM B 1993-2 (2006) Nationaler Anhang für die Konstruktion und Bemessung von Stahlbrücken.		
18) British Standard BS5400 (2001) Part 2; Appendix B: Schwingungsnachweis für Fußgänger- und Fahrradbrücken im Zustand der Gebrauchstauglichkeit		siehe Anhang A
19) Stahlbau Petersen" Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten (3. Auflage 1993)		

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.	E610/0225403	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
<p>20) Straßenbrücken in Stahlbauweise nach DIN-Fachbericht (2004), 1.Auflage, Verlag Müller / Bauer / Uth</p> <p>21) Stahlbau - Grundlagen, Konstruktion, Bemessung (2007) 6. Auflage, von Gerald Luza, Manz Verlag</p>		
Abbildungsverzeichnis		Seite Nr.:
Abb. 1.1	Rendering des Gesamtprojekts	1
Abb. 3.1	Statisches System - Trägerrostmodellseitenansicht	3
Abb. 3.2	Lagerschema	4
Abb. 3.3	Montage von Schuss ST1	5
Abb. 3.4	Montage von Schuss 1 des HT	6
Abb. 3.5	Montage von Schuss 2 des HT	6
Abb. 3.6	Montage von Schuss 3 und 4 des HT	6
Abb.4.1.1:	Perspektive des Trägerrostmodells	8
Abb.4.1.2:	Anschluss des Schwertes an den Querträgerkasten	9
Abb.4.2.1:	Querschnitt 2-2	10
Abb.4.2.2.1:	Effektive Breiten HT des Querschnitts 1-1	11
Abb.4.2.2.2:	Effektive Breiten HT des Querschnitts 2-2	11
Abb.4.2.3:	Gesamter Querschnitt 3-3	12
Abb.4.2.4:	Effektive Breiten HT des Querschnitts 3-3	13
Abb.4.2.5:	Querschnitt 4-4	14
Abb.4.2.6:	Effektive Breiten des Q4-4 (Schwert)	15
Abb.4.2.7:	Querschnitt 5-5	16
Abb.4.2.8:	Effektive Breiten HT des Q5-5	17
Abb.4.2.9:	Querschnitt 6-6	17
Abb.4.2.10:	Effektive Breiten HT des Q6-6	18
Abb.4.2.11:	Querschnitt 7-7	19
Abb.4.2.12:	Effektive Breiten HT des Q7-7	20
Abb.4.2.13:	Querschnitt 9-9	20
Abb.4.2.14:	Effektive Breiten HT des Q9-9	21
Abb.4.2.15:	Querschnitt 10-10	22
Abb.4.2.16:	Effektive Breiten HT des Q10-10	23
Abb.4.2.17:	Querschnitt 11-11	23
Abb.4.2.18:	Effektive Breiten HT des Q11-11	24
Abb.4.2.19:	QT - Einfeldträgersystem der donauseitigen Brücke	25
Abb.4.2.20:	Effektiver Querschnitt in Feldmitte	26
Abb.4.2.21:	Effektiver Querschnitt beim Montagestoss	26
Abb.4.2.22:	Effektiver Querschnitt beim Endauflager	26
Abb.4.2.23:	Effektiver Querschnitt im Feld	27
Abb.4.2.24:	Effektiver Querschnitt beim Endauflager	28
Abb.4.2.25:	QT - Einfeldträgersystem der Handelskaibrücken	28
Abb.4.2.26:	Effektiver Querschnitt im Feld	29
Abb.4.2.27:	Effektiver Querschnitt beim Endauflager	30
Abb.4.2.28:	Bruttoquerschnitt des QT16	30
Abb.4.2.29:	Effektiver Querschnitt im Feld	31
Abb.4.2.30:	Effektiver Querschnitt beim Endauflager	32

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Hermann Paul	
Abb.4.2.31:	Kastenquerträger zwischen den Achsen QT8 und QT9	33
Abb.4.2.32:	Effektiver Querschnitt im Feld	34
Abb.4.2.33:	Effektiver Querschnitt beim Endauflager	34
Abb.4.2.34:	Anordnung der Langträger	35
Abb.4.2.35:	Effektiver Querschnitt im Bereich des Stützmomentes	36
Abb.4.2.36:	Effektiver Querschnitt im Bereich des Feldmomentes	37
Abb.4.2.37:	Effektiver Querschnitt im Feld	37
Abb.4.2.38:	Effektiver Querschnitt im Bereich des Stützmomentes	37
Abb.4.2.39:	Rostmodell des Deckbleches	38
Abb.4.2.40:	Profilumrisse des Trägerrostes aus HT, QT, LT und einem Windverband.	39
Abb.4.2.41:	Verformung des Trägerrostes	39
Abb.4.2.42:	Gewählter Querschnitt des Windverbandes	40
Abb. 5.1:	Trapezprofil; Maße in [mm]	48
Abb. 5.2:	Exzentrischer Windangriff auf Q2-2 und Q5-5	51
Abb. 5.3:	Exzentrischer Windangriff auf Q6-6 und Q7-7	52
Abb. 5.4:	Exzentrischer Windangriff auf Q3-3, Q4-4 und Q10-10	52
Abb.5.5:	Temperaturverteilung am HT und LT	55
Abb. 6.1.1:	Eigenlasten auf Donauseite - LF1	57
Abb. 6.1.2:	Eigenlasten der handelskaiseitigen Brücke - LF2	58
Abb. 6.1.3:	Eigenlasten der Stütze + Stiegenkonstruktion - LF3	59
Abb. 6.1.4:	Quasi - Einflussfläche zur Ermittlung der ungünstigsten Lastaufstellung	60
Abb. 6.1.5:	Lastaufstellung zur Ermittlung des maximalen Feldmomentes des LT	60
Abb. 6.1.6:	Quasi - Einflussfläche zur Ermittlung der ungünstigsten Lastaufstellung	61
Abb. 6.1.7:	Lastaufstellung zur Ermittlung des minimalen Stützmomentes des LT bei der Treppe	61
Abb. 6.1.8:	Quasi - Einflussfläche zur Ermittlung der ungünstigsten Lastaufstellung	62
Abb. 6.1.9:	Lastaufstellung zur Ermittlung des maximalen Feldmomentes des LT	62
Abb. 6.1.10:	Quasi - Einflussfläche zur Ermittlung der ungünstigsten Lastaufstellung	63
Abb. 6.1.11:	Lastaufstellung zur Ermittlung des minimalen Stützmomentes des LT am Rand	63
Abb. 6.2.1:	Halbseitige Verkehrslasten auf donauseitiger Brücke	64
Abb. 6.2.2:	Halbseitige Verkehrslasten auf der donauseitigen Brücke	65
Abb. 6.2.3:	Verkehrslasten auf die Stütze wirkend	66
Abb. 6.2.4:	Halbseitige Verkehrslasten auf der Radfahrerbrücke	67
Abb. 6.2.5:	Halbseitige Verkehrslasten auf der Radfahrerbrücke	68
Abb. 6.2.6:	Halbseitige Verkehrslasten auf der Fußgängerbrücke	69
Abb. 6.2.7:	Halbseitige Verkehrslasten auf der Fußgängerbrücke	70
Abb. 6.2.8:	Verkehrslastaufstellung zur Ermittlung des maximalen Feldmomentes des LT am Rand	71
Abb. 6.2.9:	Verkehrslastaufstellung zur Ermittlung des minimalen Stützmomentes des LT am Rand	72
Abb. 6.2.10:	Personengruppe in Feldmitte	72
Abb. 6.3.1:	charakteristische Windlasten auf Hauptträger	73

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
Abb. 6.3.2:	Turbulenter Wind nach oben drückend	74
Abb. 6.3.3:	Turbulenter Wind nach unten drückend	75
Abb. 6.3.4:	Wind - longitudinal von Donau kommend	76
Abb. 6.3.5:	Wind - longitudinal in Richtung Donau	76
Abb. 6.4.1:	Über die Höhe des Querschnitts konstante Temperaturdifferenz (+45°C)	77
Abb. 6.4.2:	Über die Höhe des Querschnitts veränderlicher Temperaturverlauf ($\Delta T=12,6^\circ\text{C}$)	78
Abb. 6.4.3:	Über die Höhe des Querschnitts veränderlicher Temperaturverlauf ($\Delta T=12,6^\circ\text{C}$)	79
Abb. 6.5.1:	Setzung des linken Lagers des donauseitigen Brückenendes	80
Abb. 6.6.1:	Konzentrierte Einzellast am LT des 4m Endfeldes	81
Abb. 6.6.2:	Konzentrierte Einzellast im Randbereich	81
Abb.7.1:	Erste Eigenform des Trägerrostmodells und Verzweigungslastfaktor	87
Abb.8.1.1:	Übersicht der Stabselektionen	88
Abb.8.1.2:	Selektion HT-aussen	88
Abb.8.1.3:	Selektion HT-innen+QT-Kasten + Stützenträger	89
Abb.8.1.4:	Auszug aus dem Rstab Handbuch zur Definition der Schnittgrößen und der lokalen Achsen am Stab.	89
Abb.8.2.1:	Selektion 1 - Verlauf der minimalen und maximalen Momente um die y-Achse (M_y)	90
Abb.8.2.2:	Selektion 1- Verlauf der minimalen und maximalen Querkräfte (Q_z)	91
Abb.8.2.3:	Selektion 1 - Normalkraftverlauf und Auflagerkräfte	91
Abb.8.2.4:	Selektion 1 - Verlauf der minimalen und maximalen Momente um die z-Achse (M_z)	92
Abb.8.2.5:	Selektion 2 - Verlauf der minimalen und maximalen Momente um die y-Achse (M_y)	92
Abb.8.2.6:	Selektion 2 - Verlauf der minimalen und maximalen Momente um die z-Achse (M_z)	93
Abb.8.2.7:	Selektion 2 - Verlauf der minimalen und maximalen Momente um die x-Achse ($M_{T,x}$)	93
Abb.8.2.8:	Selektion 2 - Verlauf der minimalen und maximalen Querkräfte (Q_z)	94
Abb.8.2.9:	Selektion 2 - Verlauf der minimalen und maximalen Querkräfte (Q_y)	94
Abb.8.2.10:	Selektion 2 - Normalkraftverlauf und maximale Auflagerkräfte	95
Abb.8.2.11:	Selektion 3 - Schnittgrößen am QT6	96
Abb.8.2.12:	Selektion 2 - Schnittgrößen am QT-Kasten	97
Abb.8.2.13:	Selektion 4 - Schnittgrößen am QT10	98
Abb.8.2.14:	Selektion 5 - Schnittgrößen am QT16	99
Abb.8.2.15:	Selektion 6 - Schnittgrößen am LT im Randbereich	100
Abb.8.2.16:	Selektion 7 - Schnittgrößen am LT des 4m-Endfeldes	101
Abb.8.3.1:	Minimale Auflagerreaktionen der LK EQU3	102
Abb.8.3.2:	Ausfallen des linken Stützenlagers	103
Abb.9.1.1:	Definition der Spannungspunkte am Hauptträger bei Q1-1 und Q2-2	105
Abb.9.1.2:	Spannungen am Bruttoquerschnitt Q2-2 zufolge M_z, \max, HT	105
Abb.9.1.3:	Schubspannungen am Querschnitt 1-1 zufolge LK4.	106
Abb.9.1.4:	Normalspannungen am Querschnitt 2-2 zufolge LK4.	107
Abb.9.1.5:	Schubspannungen am Querschnitt 2-2 zufolge LK4.	107
Abb.9.1.6:	Zugehörige Normalspannungen am Stab146 zur Bemessung des LT	108

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
Abb.9.1.7: Zugehörige Schubspannungen am Stab146 zur Bemessung des LT		109
Abb.9.1.8: Normalspannungen am Stab 144 bei der Achse QT6 zufolge LK5		109
Abb.9.1.9: Schubspannungen am Stab 144 bei der Achse QT6 zufolge LK5		110
Abb.9.1.10: zugehörige Normalspannungen am Stab 144.		111
Abb.9.1.11: zugehörige Schubspannungen am Stab 144.		111
Abb.9.1.12: zugehörige Normalspannungen am Stab 144.		112
Abb.9.1.13: zugehörige Schubspannungen am Stab 144.		112
Abb.9.2.1: Definition der Spannungspunkte am Hauptträger bei Q3-3		114
Abb.9.2.2: Abminderung des Stützmomentes am HT		115
Abb.9.2.3: Normalspannungen am Stab 141 zufolge LK5.		116
Abb.9.2.4: Schubspannungen am Stab 141 zufolge LK5.		116
Abb.9.3.1: Definition der Spannungspunkte am Schwert bei Q4-4		118
Abb.9.3.2: Normalspannungen am Stab 717 zufolge LK5.		119
Abb.9.3.3: Schubspannungen am Stab 717 zufolge LK5.		119
Abb.9.3.4: Normalspannungen am Stab 717 zufolge LK5 ($Q_{z,min}$).		120
Abb.9.3.5: Schubspannungen am Stab 717 zufolge LK6 ($Q_{z,min}$).		120
Abb.9.4.1: Definition der Spannungspunkte am Hauptträger bei Q5-5		122
Abb.9.4.2: maximale Normalspannungen am Stab 136		123
Abb.9.4.3: Schubspannungen am Stab 136		123
Abb.9.4.4: Normalspannungen am Stab 136 zufolge $Q_{z,min}$		124
Abb.9.4.5: maximale Schubspannungen am Stab 136.		125
Abb.9.4.6: minimale Normalspannungen im OG am Stab 136 zufolge $M_{y,max}$		126
Abb.9.5.1: Definition der Spannungspunkte am Hauptträger bei Q6-6		128
Abb.9.5.2: Normalspannungen am Stab 547 zufolge $M_{y,max}$		129
Abb.9.5.3: Normalspannungen am Stab 547 infolge $M_{y,min}$		130
Abb.9.5.4: maximale Schubspannungen am Stab 547 infolge $Q_{z,min}$		130
Abb.9.6.1: Definition der Spannungspunkte am Hauptträger bei Q7-7		132
Abb.9.6.2: Normalspannungen am Stab 545 zufolge $M_{y,max}$		133
Abb.9.6.3: dazugehörige Schubspannungen		133
Abb.9.6.4: maximale Schubspannungen am Q7-7		134
Abb.9.7.1: Definition der Spannungspunkte am Stützenquerschnitt Q9-9		136
Abb.9.7.2: Normalspannungen zufolge $M_{y,max}$ / zugehörige Schubspannungen		137
Abb.9.7.3: Normalspannungen zufolge $M_{y,min}$ / zugehörige Schubspannungen		138
Abb.9.7.4: Normalspannungen zufolge N_{min} / zugehörige Schubspannungen		139
Abb.9.7.5: zugehörige Normalspannungen / Schubspannungen zufolge $Q_{z,max}$		140
Abb.9.7.6: zugehörige Normalspannungen / zugehörige Schubspannungen		141
Abb.9.8.1: Definition der Spannungspunkte am Stützenquerschnitt Q10-10		143
Abb.9.8.2: Normalspannungen zufolge $M_{y,max}$		143
Abb.9.8.3: zugehörige Schubspannungen		144
Abb.9.8.4: Normalspannungen zufolge N_{min}		144
Abb.9.8.5: zugehörige Schubspannungen		145
Abb.9.8.6: zugehörige Normalspannungen zufolge $Q_{z,max}$		145
Abb.9.8.7: maximale Schubspannungen infolge $Q_{z,max}$		146
Abb.9.8.8: Normalspannungen zufolge $M_{y,min}$		146
Abb.9.9.1: Definition der Spannungspunkte am Stützenfuss bei Q11-11		148
Abb.9.9.2: Normalspannungen zufolge N_{min} / zugehörige Schubspannungen		148
Abb.9.9.3: Normalspannungen zufolge $Q_{z,min}$ / maximale Schubspannungen		149
Abb.9.10.1: Definition der Spannungspunkte am Querträger QT6		151
Abb.9.10.2: Normalspannungen zufolge $M_{y,max}$		151

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
Abb.9.10.3:	zugehörige Schubspannungen infolge $M_{y,max}$	151
Abb.9.10.4:	zugehörige Normalspannungen	152
Abb.9.10.5:	maximale Schubspannungen infolge $Q_{z,max}$	152
Abb.9.10.6:	Nachweis des Stegzahnes	153
Abb.9.11.1:	Definition der Spannungspunkte am Querträger QT10	155
Abb.9.11.2:	Normalspannungen zufolge $M_{y,max}$	156
Abb.9.11.3:	zugehörige Schubspannungen	156
Abb.9.11.4:	zugehörige Normalspannungen	157
Abb.9.11.5:	maximale Schubspannungen infolge $Q_{z,max}$	157
Abb.9.12.1:	Definition der Spannungspunkte am Querträger QT16	159
Abb.9.12.2:	Normalspannungen zufolge $M_{y,max}$	159
Abb.9.12.3:	zugehörige Schubspannungen	160
Abb.9.12.4:	zugehörige Normalspannungen	161
Abb.9.12.5:	maximale Schubspannungen infolge $Q_{z,max}$	161
Abb.9.13.1:	Definition der Spannungspunkte am Querträgerkasten	163
Abb.9.13.2:	Normalspannungen zufolge $M_{y,max}$	163
Abb.9.13.3:	zugehörige Schubspannungen	164
Abb.9.13.4:	zugehörige Normalspannungen	165
Abb.9.13.5:	maximale Schubspannungen infolge $Q_{z,max}$	165
Abb.9.13.6:	maximale Schubspannungen infolge $Q_{z,max}$	166
Abb.9.14.1:	Definition der Spannungspunkte am Längsträger	169
Abb.9.14.2:	Normalspannungen zufolge $M_{y,max}$	169
Abb.9.14.3:	zugehörige Schubspannungen	169
Abb.9.14.4:	Normalspannungen zufolge $M_{y,max}$	170
Abb.9.14.5:	zugehörige Schubspannungen	170
Abb.9.14.6:	Normalspannungen zufolge $M_{y,max}$	171
Abb.9.14.7:	zugehörige Schubspannungen	171
Abb.9.14.8:	Normalspannungen zufolge $M_{y,min}$	172
Abb.9.14.9:	zugehörige (maximale) Schubspannungen	172
Abb.9.15.1:	Momentenverteilung im Deckblech infolge lokaler Belastungen	175
Abb.9.15.2:	Konzentrierte Einzellast:	176
Abb.9.15.3:	Momentenverteilung am Deckblech infolge konzentrierter Einzellast im Randbereich	176
Abb.9.16.1:	Definition der Spannungspunkte	176
Abb.9.16.2:	Normalspannungen (links) und Schubspannungen in der Quersteife	177
Abb.10.1.1:	Quersteifenquerschnitt	178
Abb.10.1.2.:	Momentenverlauf am Querrahmen infolge der Einheitslasten von 1kN	178
Abb.10.1.3.1:	ideeller Obergurt	180
Abb.10.1.3.2:	Normalspannungen am Querschnitt 2-2 zufolge LK4.	180
Abb.10.1.4:	ideeller Obergurt	181
Abb.10.1.5:	Normalkraftverlauf im elastisch gebetteten Obergurtes des Hauptträgers	181
Abb.10.1.6:	Erste Knickfigur des elastisch gebetteten Obergurtes	182
Abb.10.1.7:	Quersteifenquerschnitt	184
Abb.10.1.8.:	Momentenverlauf am Querrahmen bei Achse QT7	184
Abb.10.1.9:	ideeller Untergurt	185
Abb.10.1.10:	ideeller Untergurt	185

Diplomarbeit:	Handelskaibrücke in Bauweise einer orthotropen Platte	 
Verfasser:	Ebner Georg	
Studienkennzahl/Matr. Nr.	E610/0225403	
Institut:	Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau	
Betreuer:	Univ. Ass. Dipl.-Ing Herrmann Paul	
Abb.10.1.11:	Normalkraftverlauf im elastisch gebetteten Obergurtes des Hauptträgers	186
Abb.10.1.12:	Erste Knickfigur des elastisch gebetteten Untergurtes	186
Abb.10.1.13:	ideeller Untergurt	189
Abb.10.1.13:	ideeller Untergurt	190
Abb.10.2.1:	Kritisches Beulfeld bei Q3-3	193
Abb.10.2.2:	Ausdrucksprotokoll des Beulnachweises bei Q3-3	194
Abb.10.2.3:	Ausdrucksprotokoll des Beulnachweises am Deckblech	196
Abb.11.1:	Durchbiegung infolge einer Personengruppe in Feldmitte	200
Abb.12.1:	Schnittgrößen in der Rahmenecke	202
Abb.13.1:	Schweißnahtnachweise am Stegzahn	205
Abb.13.2:	Schweißnahtnachweis HT-UG mit HT-Steg im Stützbereich	206
Abb.13.3:	Schweißnahtnachweis am Stützfuß	206
Abb.13.4:	Schweißnahtnachweise am QT16 und der Lagersteife im Bereich der Elastomerlager	207
Abb.13.5:	Schweißnahtnachweise am QT1 und der Lagersteife im Bereich der Elastomerlager	208
Abb.13.6:	maximale Schubspannungen am QT1	209
Abb.13.7:	Schweißnahtnachweis an der Quersteife	210