

Manuel Troger, BSc

Schneidenlagerung von Eisenbahnbrücken auf Spundwandwiderlagern

Masterarbeit

Eingereicht an der



Technische Universität Graz

Fakultät für Bauingenieurwissenschaften

Institut für Betonbau

Institutsvorstand:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue

Betreuer:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue

Dr.-Ing. Nguyen Duc Tung

Dipl.-Ing. Christoph Thomas Betschoga

Betreuer Schimetta Consult Ziviltechniker Ges.m.b.H :

Dipl.-Ing. Moritz Menge

Graz, September 2016

Restricted access until September 2021

Danksagung

Diese Masterarbeit wurde zwischen Oktober 2015 und Juli 2016 in Kooperation mit dem Unternehmen Schimetta Consult Ziviltechniker Ges.m.b.H aus Linz erstellt. Deshalb möchte ich mich in erster Linie bei Dipl.-Ing. Moritz Menge bedanken, der mir das Thema unterbreitete. Er stand mir bei meinem Praktikum und während der Erstellung dieser Masterarbeit mit Rat zur Seite. Seine Erfahrungen aus der Praxis und konkreten Ideen halfen mir die Schwerpunkte des Themas in die Arbeit einzubauen. Die Gespräche und Treffen gaben mir einen guten Einblick in meine spätere Berufswelt, wofür ich ihm sehr danke.

Diese Arbeit wäre jedoch ohne die Zustimmung des Instituts für Betonbau, sprich Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue, nicht zustande gekommen. Er stand meinen Ideen und Vorschlägen sehr offen gegenüber und folglich verliefen die Besprechungen immer sehr konstruktiv und lehrreich. Für diese förderliche Zusammenarbeit mit mir und Schimetta möchte ich ihm sehr danken.

Den größten Dank bei der Erstellung dieser Masterarbeit gilt meinem Erstbetreuer Dr.-Ing. Nguyen Duc Tung. Bei Fragen konnte ich mich stets an ihn wenden und besonders seine langjährige Erfahrung im Bereich des Brückenbaus war mir eine große Hilfe. Durch sein ingenieurmäßiges, praxisnahe Denken konnte er mir ein klares Ziel vermitteln, wodurch ich ein konkretes und klares Ergebnis der Arbeit erzielen konnte. Zudem möchte ich mich auch bei Dipl.-Ing. Christoph Thomas Betschoga bedanken, der mir vor allem bei der Erstellung des aufwändigen nichtlinearen FE-Modells zur Seite stand, sowie bei den Mitarbeitern des IBB.

Abschließend möchte ich mich bei meiner Familie und meinen Freunden für die Unterstützung während meines Studiums in Graz bedanken, die mir diesen unvergesslichen Lebensabschnitt ermöglichten.

Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Graz, am
(Unterschrift)

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources / resources, and that I have explicitly marked all material which has been quoted either literally or by content from the used sources.

.....
(date) (signature)

Kurzfassung

Die vorliegende Masterarbeit befasst sich mit der Untersuchung der Schneidenlagerung von Eisenbahnbrücken auf Spundwandwiderlagern.

Die Errichtung bzw. Erneuerung von Eisenbahnüberführungen im bestehenden Netz stellt meist einen großen Eingriff in den betrieblichen Ablauf des Bahnverkehrs dar, was vor allem wirtschaftlich hohe Folgekosten mit sich bringt. Anfangs werden die konventionellen Herstellungsmethoden für Überführungsbauwerke für Spannweiten bis zu 10 m untersucht. Bei diesen sind häufig temporäre Baugrubensicherungen aus Bohrpfählen oder Spundwänden vorgesehen. Idee der Arbeit ist es, die Spundwände als dauerhaftes Tragelement (Widerlagerwand) einzusetzen und die Überbauplatte auf den Spundwänden mittels der Schneidenlagerung zu lagern. Zu der Schneidenlagerung von Stahlbeton-Kopfbalken gibt es zwei Zulassungen der Systeme ARCELORMITTAL und HOESCH. In der Arbeit werden diese bezüglich des Kraftflusses, der konstruktiven Ausbildung und der Bemessung des Kopfbalkens für Spundwände untersucht und ausgewertet. Für das genauere Verständnis der Wirkungsweise und Kraftübertragung der Schneidenlagerung wird zusätzlich ein 3D-FE-Modell mit Volumenelementen mit dem Statik-Programm SOFISTIK erstellt und eine nichtlineare Berechnung des Systems durchgeführt. Dadurch wird für verschiedene Lasteinwirkungen und Abmessungen die max. Tragfähigkeit des Stahlbetonkopfbalkens ermittelt und es wird auf die Versagensart zurückgeschlossen. Aufbauend auf den gewonnen Erkenntnissen und bereits errichteten Brücken im Straßenwesen mit der Schneidenlagerung in Deutschland werden 2 Konzepte für die Integration der Spundwand in Überführungsbauwerke im Eisenbahnwesen entwickelt. Durch vorstatische Untersuchungen für ein eingleisiges Überführungsbauwerk wird die Machbarkeit dieser Tragwerksart verdeutlicht. Dazu werden mit SOFISTIK in einem 3D-FE-Modell Systeme mit unterschiedlichen Abmessungen modelliert und der Kraftfluss im Widerlagerbereich untersucht. Aufbauend auf der Ermittlung der Schnittkräfte werden zunächst die Nachweise der Schneidenlagerung im Widerlagerbereich gemäß den zwei Zulassungen geführt. Da eine Bemessung der Schneidenlagerung gemäß den Zulassungen besonders für Lastfallkombinationen mit geringen Vertikalkräften nicht immer möglich ist, werden abschließend weitere Untersuchungsmethoden für die Bemessung diskutiert. Aufgrund des wirtschaftlichen Hintergrundes wird abschließend eine Kostenschätzung für die neue Lösung erbracht und mit einem konventionell hergestellten Stahlbetonrahmen verglichen. Dieser Kostenvergleich hebt wiederum die wirtschaftlichen, interessanten Aspekte dieser Tragwerksart hervor, bei der vor allem die Bauzeit verkürzt werden kann. Es kann gezeigt werden, dass der Einsatz der untersuchten Tragwerksart im Eisenbahnwesen als Überführungstragwerk durchaus möglich ist und eine interessante, wirtschaftliche Alternative zu den konventionellen Herstellungsmethoden bietet.

Abstract

This master thesis investigates the application possibility of knife-edge bearing of small railway bridges on steel sheet pilings as permanent structural members. At first the conventional production methods of railway bridges for span up to 10 m are summarized and are analyzed. In comparison with these methods, the use of the sheet piling as abutments to directly bear the superstructure shows many advantages.

Two authorized systems of the knife-edge bearing available in the market, i.e. the systems from the producers ARCELORMITTAL and HOESCH for reinforced concrete head boards on steel sheet pilings, are analyzed. The analysis includes the flow of force, structural design and dimensions. In addition, a 3D nonlinear FE-simulation is performed, using the structural analysis program SOFSTIK to estimate the maximum loading capacity. By this means, it is possible to identify the mode of failure of the knife-edge bearing depending on the load and the dimension of the head board. By this means, it is possible to identify the mode of failure of the knife-edge bearing depending on the load and the dimension of the head board. Based on these results and referring some application cases of the knife-edge bearing in road bridges in Germany, two concepts are developed to integrate the steel sheet piling into railway bridges with the knife-edge bearing. The preliminary structural analysis to illustrate the realisation of this kind of construction is conducted by a 3D linear FE-analysis of a single way system with different dimensions where the whole bridge is modeled. As preliminary category for the application of the knife-edge bearing, the normal and shear forces obtained from the FE-analysis in the abutment region are compared to the corresponding values included in the authorized design of the producers. In cases where the verification cannot be directly fulfilled by the inner force comparison, it is discussed further by other methods of the verification of the knife-edge bearing for railway bridges.

In conclusion, a cost estimation of this kind of construction is made and then compared to the conventional reinforced concrete frame. This underlines the interesting economical aspect of this kind of structure. The master thesis shows that the use of this kind of structure is a very interesting alternative to the conventional methods of short railway bridges.

Inhaltsverzeichnis

Danksagung	iii
Eidesstattliche Erklärung	v
Kurzfassung	vii
Abstract	ix
Inhalt	xii
Abkürzungen	xiii
Normen, Richtlinien und Zulassungen	xix
EDV-Programme	xxi
1. Einleitung	1
2. Herstellungsmethoden beim Ersatz/Neubau von Eisenbahnbrücken	3
2.1. Bauen unter Hilfsbrücken	3
2.2. „Einschub/Einhub“ eines Stahlbetonrahmens als Fertigteil	5
2.3. „Deckelbauweise“ auf Bohrpfählen	8
2.4. Versetzen der Trasse	11
2.5. Randbedingungen für die Wahl der Herstellungsmethode und des Tragwerks	12
2.6. Motivation zur Entwicklung der Schneidenlagerung für Eisenbahnbrücken	13
3. Auswertung der vorhandenen Zulassungen	15
3.1. Zulassung Z-15.6-34 HOESCH vom 27.05.2013	17
3.1.1. Zulassungsgegenstand und Anwendungsbereich	17
3.1.2. Bestimmungen für die Baustoffe	17
3.1.3. Bestimmungen für die Bemessung und Konstruktion	17
3.1.4. Ausführung, Konstruktion und Tragfähigkeit	20
3.2. Zulassung Z-15.6-235 ARCELORMITTAL vom 25.11.2011	21
3.2.1. Zulassungsgegenstand und Anwendungsbereich	21
3.2.2. Bestimmungen für die Baustoffe	21
3.2.3. Bestimmungen für die Bemessung und Konstruktion	21
3.2.4. Ausführung, Konstruktion und Tragfähigkeit	26
3.3. Zusammenfassung des Vergleichs	27

4. Nichtlineare numerische Untersuchung der Schneidenlagerung	29
4.1. FE-Modellbeschreibung	30
4.2. Nichtlineare Berechnung	39
4.3. Auswertung der nichtlinearen Berechnungen	41
4.3.1. NLLF1002	42
4.3.2. NLLF1005	46
4.3.3. NLLF4003	49
4.3.4. NLLF4005	52
4.3.5. Zusammenfassung der Ergebnisse	55
5. FE-Untersuchung am Gesamtsystem des Überführungstragwerkes	59
5.1. Konzepte und Voruntersuchung	59
5.1.1. VARIANTE A	59
5.1.2. VARIANTE B	63
5.2. Numerische Untersuchung	66
5.2.1. FE-Modell des Tragsystems	66
5.2.2. Lastannahmen	71
5.3. Nachweis der Schneidenlagerung im ULS	72
5.3.1. Schnittkräfte für Nachweise im ULS	72
5.3.2. Nachweisführung laut Zulassungen	75
5.3.3. Zusammenfassung	85
5.4. Nachweis der Schneidenlagerung gegen Ermüdung	86
5.4.1. Schnittkräfte für Nachweise gegen Ermüdung	86
5.4.2. Nachweisführung laut Zulassungen	92
5.4.3. Zusammenfassung	94
5.5. Vergleich der Vorstatik mit den nichtlinearen Berechnungen	95
6. Kostenschätzung	97
6.1. Kostenschätzung Stahlbetonrahmen	98
6.2. Kostenschätzung Schneidenlagerung Variante A „gelenkig“	100
6.3. Kostenvergleich der beiden Tragwerksarten	102
Zusammenfassung und Ausblick	105
Abbildungsverzeichnis	109
Tabellenverzeichnis	113
Literatur	115
A. Anhang nichtlineare Berechnung	117
B. Anhang Vorstatik	139
C. Anhang Schnittkräfte Vorstatik im ULS	165
D. Anhang Kostenschätzung	173

Abkürzungen

Allgemein

FE	Finite Elemente
FT	Fertigteil
GOK	Geländeoberkante
GUK	Geländeunterkante
LF	Lastfall
LM71	Lastmodell 71
OB	Oberbau
OK	Oberkante
SP	Spundwand
Stb	Stahlbeton
ÜB	Überbau
UK	Unterseite
ULS	Ultimate Limite State (Grenzzustand der Tragfähigkeit)

Zulassung ArcelorMittal

a_{\max}	maximaler Abstand der Bewehrung
b_k	Breite seitlicher Betonüberstand beim Stb-Kopfbalken
c_{nom}	Nennmaß der Betondeckung
d	Höhe des Stb-Kopfbalken über OK der Stahlspundwand
d_g	Durchmesser der Gesteinskörnung
d_S	Durchmesser der Bewehrung
d_{st}	Höhe des Stb-Standardbalken über OK der Stahlspundwand
$e_{x,i}$	Exzentrizität der Vertikallast
$e_{y,j}$	Exzentrizität der Horizontallast
F_d	Bemessungswert der Vertikallast
F^*_d	Bemessungswert der Vertikallast für häufige Einwirkungskombination
$F_{d,\text{frequ,NR}}$	Bemessungswert der Vertikallast für häufige Einwirkungskombination für nicht ruhende Einwirkungsanteile
$F_{d,\text{inf}}$	Bemessungswert der kleinsten Vertikallast
$F_{d,\text{sup}}$	Bemessungswert der größten Vertikallast
$F_{\text{Rd,m}}$	Bemessungswertwiderstandswert der Vertikallast
G_d	Bemessungswert des Eigengewichtes des Stb-Kopfbalkens
h	Spundwandprofilhöhe
H_d	Bemessungswert der Horizontallast
$H_{\text{Rd,K}}$	Bemessungswertwiderstandswert der Horizontallast

L_E	Einbindetiefe
M_d	Bemessungswert der gesamten Momenteinwirkung
M^*_d	Bemessungswert der Momenteinwirkung für häufige Einwirkungskombination
$M_{d,frequ,NR}$	Bemessungswert der Momenteinwirkung für häufige Einwirkungskombination für nicht ruhende Einwirkungsanteile
$M_{d,K}$	Bemessungswert der Momenteinwirkung für die Konsoleneinspannung
$M_{d,S}$	Bemessungswert der Momenteinwirkung für die Schneide
$M_{Rd}(F_d)$	Bemessungswertwiderstandswert der gesamten Momenteinwirkung
$M_{Rd,K}(F_d)$	Bemessungswertwiderstandswert der Momenteinwirkung für die Konsoleneinspannung
$M_{Rd,S}(F_d)$	Bemessungswertwiderstandswert der Momenteinwirkung für die Schneide

Zulassung Hoesch

a_{max}	maximaler Abstand der Bewehrung
b_k	Breite seitlicher Betonüberstand beim Stb-Kopfbalken
c_{nom}	Nennmaß der Betondeckung
d	Höhe des Stb-Kopfbalken über OK der Stahlspundwand
d_g	Durchmesser der Gesteinskörnung
d_S	Durchmesser der Bewehrung
d_{st}	Höhe des Stb-Standardbalken über OK der Stahlspundwand
e	Exzentrizität der Vertikallast
G_d	Bemessungswert des Eigengewichtes des Stb-Kopfbalkens
h	Spundwandprofilhöhe
H_d	Bemessungswert der äußeren Horizontallast
$H_{d,frequ,NR}$	Bemessungswert der Horizontallast für häufige Einwirkungskombination für nicht ruhende Einwirkungsanteile
H_{Rd}	Bemessungswertwiderstandswert der Horizontallast
$H_{S,d}$	Bemessungswert der ideellen Horizontallast
L_E	Einbindetiefe
V_d	Bemessungswert der äußeren Vertikallast
$V_{d,frequ,NR}$	Bemessungswert der Vertikallast für häufige Einwirkungskombination für nicht ruhende Einwirkungsanteile
V_{Rd}	Bemessungswertwiderstandswert der Vertikallast
$V_{S,d}$	Bemessungswert der ideellen Vertikallast

Nichtlineares Modell

a	Anzahl der Bewehrungseisen
A_{SP}	Fläche Spundwandprofil
$B_{K,y}$	Gesamthöhe Stb-Kopfbalken
$B_{SP,x}$	Breite Spundwandprofil
d_s	Durchmesser Bewehrung
E_c	Elastizitätsmodul für Normalbeton als Tangente im Ursprung der Spannungs-Dehnungs-Linie allgemein und nach 28 Tagen
E_{cm}	mittlerer Elastizitätsmodul als Sekantenmodul

E_s	Elastizitätsmodul Stahl
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen
f_{cm}	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{tk}	Grenzzugfestigkeit des Betons
f_{yk}	charakteristischer Wert der Mindeststreckgrenze Stahl
f_{yt}	Zugfestigkeit Stahl
G_s	Schubmodul Stahl
$h_{Kges,z}$	Höhe Kopfbalken über der OK Spundwand
$h_{K,y}$	Betonüberstand des Kopfbalkens zur Spundwand
$h_{OKSP,z}$	Mindesteinbindetiefe der Spundwand in Kopfbalken
$h_{SP,y}$	Höhe Spundwandprofil
$H_{SP,z}$	Höhe für unteren Teil der Spundwand, lt. eigene Annahme
k_p	Federsteifigkeit IN Federrichtung
k_{qH}	Federsteifigkeit QUER zur Federrichtung der Horizontalfedern
k_{qV1}	Federsteifigkeit QUER zur Federrichtung der Vertikalfedern
k_{qV2}	Federsteifigkeit QUER zur Federrichtung der Vertikalfedern
$L_{E,z}$	Einbindetiefe der SP in den Stb-Kopfbalkens
$L_{K,x}$	Breite des Stb-Kopfbalkens
s	Abstand der Bewehrungsseisen
$t_{F,y}$	Flansch-Dicke Spundwandprofil
$t_{W,xy}$	Steg-Dicke Spundwandprofil
W_{SP}	Widerstandsmoment Spundwandprofil
α	Winkel Steg-Flansch Spundwandprofil
γ_s	Wichte Stahl
γ_c	Wichte Stahlbeton
ε_c	Druckbruchdehnung des Betons
ε_t	Zugbruchdehnung des Betons
ε_{uk}	Bruchdehnung Stahl
μ	Reibbeiwert Verbund Stahl-Beton
ν_c	Querdehnzahl Stahlbeton
ν_s	Querdehnzahl Stahl

Vorstatik

$a_{Schwelle}$	Abstand Schwellen
B_{TW}	statische Breite des Überbaus
b_m	Lastverteilungsbreite der Vertikallasten auf den Überbau
$b_{Schwelle}$	Breite Schwelle
c	Kohäsion
$d_{Aufbeton}$	Höhe Schutzbeton
$d_{Schotter}$	Höhe Schotterbett
$D\rho_t$	Kriechinkrement
$D\varepsilon_{cs}$	Schwindinkrement
e	Exzentrizität des LM71
e'	Exzentrizität zufolge Querneigung des Gleises
e^*	erhöhter aktiver Erddruck
e_{0gh}	Erdruchdruck aus Eigengewicht/Ausbaulasten

Abkürzungen

$e_{0qh,G}$	Erdruehdruk aus Grundlast
$e_{0qh,Ü}$	Erdruehdruk aus Überlast
e_{agh}	aktiver Erddruck
e^*_{agh}	halber aktiver Erddruck
Δe_g	Differenzerddruck
e_{max}	maximale Exzentrizität des LM71
e_{min}	minimale Exzentrizität des LM71
E^*	Abgeminderte Steifenmodul für den Stb-Kopfbalken auf der Flügelwand
E_{sk}	Steifenmodul Boden
E_{SPF}	Steifigkeit der Spundwand-Fußfeder
f_{wk}	Windflächenlast
F_{wk}	Windkraftresultierende
h'	Höhe Lastschwerpunkt Zug
h_{Li}	Lichte Höhe des Überbaus über der GOK
$h_{Schiene}$	Höhe Schiene
$h_{Schwelle}$	Höhe Schwelle
h_{SOK}	Hebelarm Seitenstoßkräfte
h_T	Hebelarm Zentrifugalkräfte
h_{TW}	Höhe des Überbaus
$h_{Verkehr}$	Höhe Verkehrsband
h_{ws}	Hebelarm Windkräfte
$K_{ac,h}$	passiver Erddruckbeiwert für Kohäsion
$K_{ag,h}$	aktiver Erddruckbeiwert für Eigengewicht
$K_{av,h}$	aktiver Erddruckbeiwert für gleichmäßig verteilte Flächenlast
$K'_{ah,h}$	aktiver Erddruckbeiwert für ungleichmäßig verteilter horizontaler Last
$K'_{av,h}$	aktiver Erddruckbeiwert für ungleichmäßig verteilter vertikaler Auflast
$K_{pg,h}$	passiver Erddruckbeiwert für Eigengewicht
$K_{pv,h}$	passiver Erddruckbeiwert für gleichmäßig verteilte Flächenlast
k_{sh}	horizontaler Bettungsmodul der Spundwand
$L_{a,b}$	Einflusslänge für Brems- und Anfahrkraft
l_{FW}	Länge der Flügelwand
$l_{Schwelle}$	Länge Schwelle
L_{TW}	statische Stützweite des Überbaus
m_{sk}	Moment zufolge horizontale Seitenstoßkraft Q_{sk}
$m_{vk,1,2}$	Moment zufolge vertikale Streckenlast $q_{vk,1,2}$
m_{wk}	Moment zufolge Windkraft $F_{w,k}$
$P_{a,b,k}$	maßgebender Wert für Brems- und Anfahrkraft
Q_{la}	Anfahrkraft
Q_{lb}	Bremskraft
äqu. q_{lk}	gleichmäßig verteilte horizontale Last
q_{sk}	verteilte horizontale Seitenstoßkraft
Q_{sk}	horizontale Seitenstoßkraft
Q_{tk}	horizontale Fliehkraft
q_{vk}	Schienengleichlast des LM71
$q_{vk,1}$	vertikale Streckengrundlast des LM71
$q_{vk,2}$	vertikale Streckenüberlastlast des LM71
Q_{vk}	Schieneneinzellast des LM71
R	Gleisbogenradius
s	Spurweite

SLS	„ <i>serviceability limit state</i> “ - Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
t_{SP}	Einbindetiefe des Spundwandprofils
$t_{\text{äqu}}$	äquivalente Spundwanddicke
$\Delta T_{M,\text{cool}}$	linear veränderlicher Temperaturanteil (Abkühlung)
$\Delta T_{M,\text{heat}}$	linear veränderlicher Temperaturanteil (Erwärmung)
$\Delta T_{N,\text{con}}$	maximale negative Änderung des konstanten Temperaturanteils - Verkürzung
$\Delta T_{N,\text{exp}}$	maximale positive Änderung des konstanten Temperaturanteils - Ausdehnung
ULS	„ <i>ultimate limit state</i> “ - Grenzzustand der Tragfähigkeit
$\ddot{u}_{\text{th}}(80)$	Überhöhung der Gleise für gemischten Verkehr für $v = 80 \text{ km/h}$
v_{max}	Höchstgeschwindigkeit lt. Trassierung
w_k	horizontale Windflächenlast
α	Querneigung Trasse
α_{LM71}	Lastbeiwert des LM71
α_W	Neigungswinkel der Wand
β_G	Neigungswinkel der Geländeoberfläche
γ_B	spezifisches Gewicht Boden
γ_c	spezifisches Gewicht Beton
γ_s	spezifisches Gewicht Stahl
δ_a	Wandreibungswinkel des aktiven Erddruckes
δ_p	Wandreibungswinkel des passiven Erddruckes
$\varepsilon_{cs}(t)$	Schwinddehnung
ρ	Reibungswinkel des Bodens
$\rho(t, t_0)$	Endkriechzahl
$\sigma_{sk,\text{max}}$	vertikale Spannung zufolge m_{sk}
$\sigma_{vk,1,2}$	vertikale Spannung zufolge $m_{vk,1,2}$
σ_{wk}	vertikale Spannung zufolge m_{wk}
Φ_2	dynamischer Beiwert
ω_N	Beiwert für konstanten Temperaturanteil
ω_M	Beiwert für linear veränderlichen Temperaturanteil

Normen, Richtlinien und Zulassungen

Normen

ÖNORM

Grundlagen der Tragwerksplanung

- ÖNORM EN 1990: 2013-03 Allgemeine Grundlagen der Tragwerksplanung
- ÖNORM EN 1990/A1: 2013-03 Änderung 1: Anwendung bei Brücken
- ÖNORM B 1990-2: 2013-12 Teil 2: Brückenbau - Nationaler Anhang

Einwirkungen auf Tragwerke

- ÖNORM EN 1991-1-1: 2011-09 Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau
- ÖNORM B 1991-1-1: 2011-12 Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau - Nationaler Anhang
- ÖNORM EN 1991-1-4: 2011-05 Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten
- ÖNORM B 1991-1-4: 2013-05 Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten - Nationaler Anhang
- ÖNORM EN 1991-1-5: 2012-01 Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen
- ÖNORM B 1991-1-5: 2012-01 Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen - Nationaler Anhang
- ÖNORM EN 1991-2: 2012-03 Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken
- ÖNORM B 1991-2: 2011-04 Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken - Nationaler Anhang

Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken

- ÖNORM EN 1992-1-1: 2015-02 Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- ÖNORM B 1992-1-1: 2011-12 Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau - Nationaler Anhang
- ÖNORM EN 1992-2: 2012-03 Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln
- ÖNORM EN 1992-2: 2014-09 Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln - Nationaler Anhang

Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten

- ÖNORM EN 1993-5: 2012-03 Teil 5: Pfähle und Spundwände
- ÖNORM B 1993-5: 2008-12 Teil 5: Pfähle und Spundwände - Nationaler Anhang

Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik

ÖNORM EN 1997-1: 2014-11	Teil 1: Allgemeine Regeln
ÖNORM B 1997-1-1: 2013-09	Teil 1: Allgemeine Regeln - Nationaler Anhang
ÖNORM B 4434: 1993-01	Erd- und Grundbau - Zulässige Belastungen des Baugrundes - Erddruckberechnung

DIN

Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton

DIN 1045-1: 2008-08	Teil 1: Bemessung und Konstruktion
DIN 1045-2: 2008-08	Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1
DIN 1045-3: 2008-08	Teil 3: Bauausführung
DIN 1045-3: 2012-03	Teil 3: Bauausführung - Anwendungsregeln zu DIN EN 13670
DIN EN 13670: 2011-03	Ausführung von Tragwerken aus Beton, Deutsche Fassung von EN 13670:2009

Richtlinien

B45:	Technische Richtlinie für Eisenbahnbrücken und sonstige Konstruktive Ingenieurbauwerke; Ausgabe: 1.Februar 2011, ÖBB Infrastruktur AG
Anlage 10 zur B45:	Fahrbahnübergänge für Quer- und Längsfugen; Ausgabe: 1.Februar 2011, ÖBB Infrastruktur AG Richtlinie für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken; Ausgabe: 1.Februar 2011, ÖBB Infrastruktur AG

Zulassungen

Z-15.6-235 vom 25.11.2011	Zulassungsgegenstand: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für Schneidenlagerung zur Einleitung von Vertikal- und Horizontalkräften in Stahlspundbohlen System ARCELORMITTAL nach DIN 1045-1:2008-08
Z-15.6-34 vom 27.05.20131	Zulassungsgegenstand: Schneidenlagerung zur Einleitung von Vertikal- und Horizontalkräften in Stahlspundbohlen System HOESCH nach DIN 1045-1:2008-08 bzw. DIN EN 1992-1-1:2011 mit DIN EN 1992-1-1/NA

EDV-Programme

Textverarbeitungsprogramme

OFFICE WORD 2007	Microsoft Office Enterprise 2007. Microsoft Corporation, One Microsoft Way, Redmond, WA 98052-6399, USA.
OFFICE EXCEL 2007	Microsoft Office Enterprise 2007. Microsoft Corporation, One Microsoft Way, Redmond, WA 98052-6399, USA.
TeXNICCENTER	Version 2.0. Copyright 1999-2013 The TeXnicCenter Team.

Statikprogramme

SOFISTIK	Version 27.19, 2012 x64. Sofistik AG, Bruckmannring 38, 85764 Oberschleißheim, Germany.
SOFISTIK	Version 14.12, 2014 x64. Sofistik AG, Bruckmannring 38, 85764 Oberschleißheim, Germany.
D.I.E. BAUSTATIK	Version 141, 2016 x64. D.I.E. CAD und Statik Software GmbH, Essener Straße 5, TZU IV, 46047 Oberhausen, Switzerland.
RUCKZUCK	Version 6.0.0.17, 2015. Mursoft Wörgötter, Kump OG, Grafenbergstr. 47/13c, 8010 Graz, Austria.

1. Einleitung

Eisenbahnbrücken werden im Allgemeinen mit einer Lebensdauer von 100 Jahren berechnet und erbaut. Aus diesem Grunde ergibt sich gegenwärtig die Notwendigkeit bestehende Bahnbrücken zu sanieren oder neu zu errichten. Die Erneuerung bzw. die Planung von Neubauten von Eisenbahnbrücken im bestehenden Netz stellen meist einen immensen Eingriff in den betrieblichen Ablauf des Bahnverkehrs dar. Schon kurze Stützweitenbereiche bis 10 m erfordern Gleissperren, die den Bahnverkehr ins Stocken und somit hohe Folgekosten mit sich bringen. Die reduzierte Verfügbarkeit des Gleisnetzes und die gestörten Betriebsabläufe beeinträchtigen die Wirtschaftlichkeit des Schienenverkehrs. Zudem wird auch der Fahrkomfort durch Fahrzeitverlängerungen, zusätzliche Umsteigezeiten und Verspätungen negativ beeinflusst. Die Folge ist, dass auf diesen Strecken die Nachfrage sinkt. Um mit anderen Verkehrssystemen im Wettbewerb zu bleiben, ist es unerlässlich, dass bei der Herstellung bzw. Erneuerung von Überführungsbauwerken der Fertigungs- und Herstellungsvorgang bis ins kleinste Detail geplant sind. Idealerweise sollten diese Vorgänge außerhalb des Gleisbetriebs stattfinden. Die Herstellung sollte im/unter dem Bahnbetrieb (Bsp. unter Hilfsbrücken) geschehen, um soweit wie möglich eine totale Sperre des Verkehrsnetzes zu vermeiden. Um die Auswirkung solcher Bauverfahren zu verdeutlichen, dient folgendes Beispiel: Durch die Errichtung einer „Langsamfahrstelle“ (z.B. Drosseln der Geschwindigkeit von 200 km/h auf 90 km/h) auf einer wichtigen deutschen Bahnstrecke entstehen erhebliche Kosten. Diese ergeben sich u.a. aus Energiekosten für Wiederbeschleunigung (Bsp. für schwere Güterzüge), Schienenersatzverkehr (Busse) und erhöhtem Personalaufwand zum Aufrechterhalten des Verkehrs. So ergeben sich für eine Bauzeit von 6 Monaten Zusatzkosten von ca. 0,9 Mio. Euro. Somit entfallen oft bis zu 70 % der Bausummen auf Verbaumaßnahmen, auf den Einsatz von Hilfsbrücken, auf das Bauen in Nachtintervallen und auf weitere Maßnahmen für die Aufrechterhaltung des Verkehrs [9].

Infolge dieser wirtschaftlichen Probleme entstand die Idee, dass die erforderliche Baugrubensicherung aus Spundwänden als tragendes Element ins fertige Überführungstragwerk integriert werden soll. Die Spundwände sollen als Brückenwiderlager und als Stützmauer (Flügel) eingebaut werden. Als Überbau soll eine eventuell vorgefertigte Stahlbetonplatte auf die Spundwand aufgelagert werden.

Von den Spundwandherstellern HOESCH und ARCELORMITTAL gibt es bereits Zulassungen für die Schneidenlagerung von Stahlbetonkopfbalken auf Spundwänden. Im Zuge dieser Masterarbeit sollen diese Zulassungen untersucht werden und das Tragwerkssystem der Stb-Überbauplatte auf Schneidenlagerung mit einer Stützweite bis 10 m untersucht werden. Folglich soll die Machbarkeit solcher Bauwerke nachgewiesen werden und ein Überblick zum Tragverhalten solcher Systeme gegeben werden.

1. Einleitung

Im ersten Abschnitt dieser Arbeit werden die zurzeit häufigsten Herstellungsmethoden für Überführungsbauwerke von Eisenbahnstrecken dargestellt. Dies geschieht aufbauend auf einer Literaturrecherche sowie in Zusammenarbeit mit dem Ziviltechnikerbüro Schimetta Consult (DI Moritz Menge). Aufgrund der langjährigen Erfahrungen des Ziviltechnikerbüros Schimetta und deren führenden Planungsleistungen im Verkehrswesen in Österreich können zahlreiche bereits errichtete Tragwerke untersucht werden. Somit sollen die Vor- und Nachteile der verschiedenen Herstellungsmethoden ermittelt werden und aufbauend auf diese sollen mit der Integration der Spundwand, die im Allgemeinen zur Baugrubensicherung während der Bauphase errichtet wird, günstige Lösungen für kleine Überführungsbauwerke gefunden werden. Im Kapitel 2 werden die konventionellen Herstellungsmethoden für Überführungsbauwerke untersucht und übersichtlich dargestellt. Die vorhandenen Zulassungen werden im Kapitel 3 bezüglich des Kraftflusses, konstruktive Ausbildung und Bemessung des Kopfbalkens für Spundwand ausgewertet. Dazu folgte eine nichtlineare Untersuchung der Konstruktion laut den Zulassungen im Kapitel 4. Aufbauend auf diese Untersuchungen werden Konzepte für die Integration der Spundwand in die Überführungsbauwerke einschließlich der vorstatischen Untersuchungen zur Verdeutlichung der Machbarkeit dieses Tragsystems im Eisenbahnwesen ausgearbeitet (Kapitel 5). Zudem werden der Kraftfluss im Widerlagerbereich dargestellt und konstruktive Vorschläge ausgearbeitet. Als Abschluss der Arbeit wird im Kapitel 6 eine einfache Kostenschätzung für die neuen Lösungen gemacht und mit gängigen Methoden verglichen.



Abb. 1.1.: Beispiel Schneidenlagerung bei Brücken im Straßenbauwesen nach HOESCH [7]

2. Herstellungsmethoden beim Ersatz/Neubau von Eisenbahnbrücken

Folgende Herstellungsmethoden für Überführungsbauwerke kürzerer Spannweiten finden zurzeit im Bahnverkehr Anwendung und werden in diesem Kapitel erläutert:

- 2.1 Bauen unter Hilfsbrücken
- 2.2 „Einschub/Einhub“ eines Stahlbetonrahmens als Fertigteil
- 2.3 „Deckelbauweise“ auf Bohrpfählen
- 2.4 Versetzen der Trasse

2.1. Bauen unter Hilfsbrücken

Im Zuge mehrerer Sperrpausen wird die Baugrube ausgehoben. Zur Baugrubensicherung werden meistens Spritzbetonsicherungen (mit oder ohne Vernagelung) eingebaut. Andere Sicherungsmaßnahmen sind Spundwand- oder Bohlträger-Verbauten. Sollten es die Platzverhältnisse zulassen, so wird frei geböscht. Hinter den Baugrubensicherungen wird die Gründung und das Auflager für die Hilfsbrücke errichtet. Weiterer Schritt ist dann das Einheben und die Montage der Hilfsbrücke auf die zuvor errichtete Baugrubensicherung. Durch diese temporäre Überbrückung ist wieder ein kontinuierlicher Bahnverkehr möglich, jedoch mit stark eingeschränkter Geschwindigkeit („Langsamfahrstelle“ [9]). Meistens kommen vorgefertigte Hilfsbrücken aus Stahl zur Anwendung, die eingehoben werden. Vorteil dieser ist, dass sie mehrmals verwendet werden können. Nachteil ist, dass für verschiedene Stützweiten mehrere Hilfsbrücken angefertigt werden müssen. Die Hilfsbrücke kann auch auf flachgegründete Fundamente (Fertigteile aus Stahlbeton) aufgelagert werden, eine Baugrubensicherung zur Herstellung des Tragwerkes ist jedoch trotzdem noch nötig. Die neuen Unterbauten können nun im Schutze der Hilfsbrücke und der Baugrubensicherung errichtet werden. Gleich wie der Aufbau kann auch der Abbruch alter Unterbauten unter diesen Hilfskonstruktionen erfolgen. Um nicht den gesamten Bahnbetrieb während der Bauherstellung still zu legen (mit Ausnahme von kurzen Gleissperren), wird meistens je Gleis ein eigenes Tragwerk errichtet. Die Herstellung kann dann, wie oben beschrieben, unter der Hilfsbrücke geschehen oder seitlich dieser. Bei Letzterem wird das Tragwerk im Schutze der Hilfsbrücke eingeschoben und hinterfüllt (siehe Abschnitt 2.2). Der Hilfsbrückenrückbau und der Rest der Herstellung des Überbaues erfolgt dann bei einer Gleissperre je Gleis bis zur Fertigstellung.

Vorteile:

- Aufrechterhaltung des Bahnverkehrs
- geeignetes Verfahren, wenn äußere Platzverhältnisse nicht gegeben (Bsp. innerstädtischer Bereich)

Nachteile:

- viele Sperrpausen
- Auf- und Rückbau eines temporären Hilfstragwerkes
- Prüfung und Messung der Hilfsbrücke vor und im Einsatzzeitraum
- reduzierte Betriebsgeschwindigkeit während der gesamten Bauzeit
- baubetriebliche Einschränkung bei der Herstellung der neuen Bauteile (Platzmangel, geringe lichte Höhe) → Folge: längere Bauzeiten, lange Liegezeiten der Hilfsbrücken
- aufwändige Baugrubensicherung (Ankereinbauten bzw. Aussteifungskonstruktionen) sowie große Abmessungen (große Aushubmengen, große Gründungen)
- ungeeignet bei Überbauung von Fließgewässern (sonst aufwendige Wasserhaltungsmaßnahmen erforderlich)
- bei schieferm Kreuzungswinkel ungeeignet

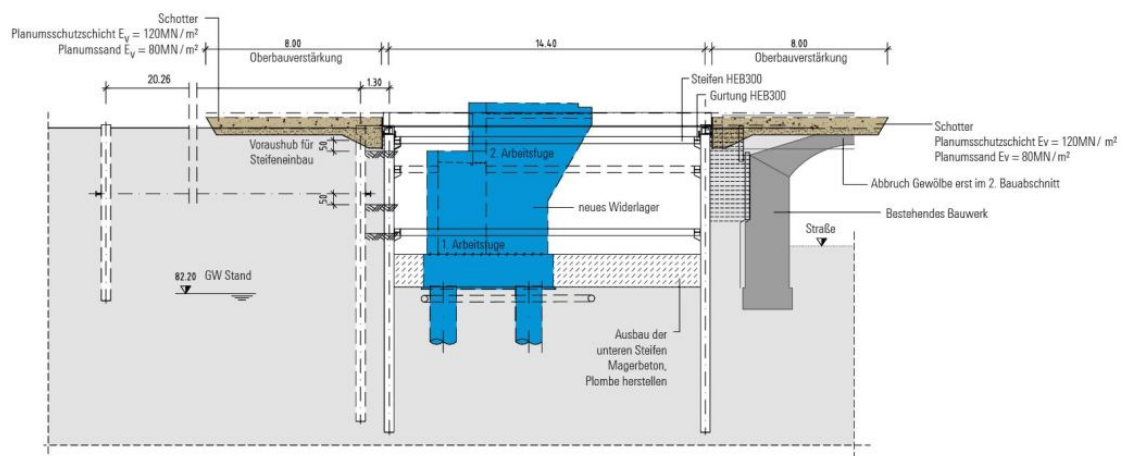


Abb. 2.1.: „Bauen unter Hilfsbrücken“ - Herstellen eines neuen Widerlagers [9]

2.2. „Einschub/Einhub“ eines Stahlbetonrahmens als Fertigteil

Seitlich der Bahnstrecke wird der komplette Stahlbetonrahmen als Fertigteil vorgefertigt. Durch eine Gleissperre wird die Baugrube ausgehoben und die Gründung für den Überbau errichtet. Sehr oft erfolgt die Gründung durch Bohrpfähle. Zur Herstellung der Pfähle ist eine Baugrubensicherung unumgänglich. Diese wird meistens als Spritzbetonschale mit Nagelsicherung oder als Spundwand ausgeführt. Darauf folgt der Einschub oder Einhub des integralen, fugen- und lagerlosen Stahlbetonrahmens. Laut SSF-Ingenieure und der Fa. Komm ist es möglich, Bauwerke mit den Abmessungen von bis zu 40×70 m und einem Schubgewicht von 7500 t einzuschieben [9]. Schubpressen bewegen den Baukörper (ca. 10 m/h) auf Gleitebenen (teflonbeschichtete Lager/Gleitbleche oder Luftkissen der Fluidtechnik) mit weniger als 5 Prozent des Baugewichts in dessen Lage. Wird ein bestehendes Überführungsbauwerk erneuert und beispielsweise das neue Bauwerk mit einer kürzeren Stützweite errichtet, so können auch alte Widerlagerwände und Stützmauern als Baugrubensicherung dienen [5]. Dies erspart nicht nur etwaige Gleissperren, sondern bei mehrgleisigen Strecken kann auf eine Hilfsbrücke verzichtet werden, indem man je Gleis ein eigenes neues Tragwerk neben der Trasse errichtet. Das bestehende Überführungsbauwerk wird hierbei bis zum Abbruch und dem Einschub des neuen Tragwerks genützt. Diese Variante ist natürlich nur möglich, sofern es die Platzbedingungen erlauben und wenn ein neues Tragwerk mit kleineren Abmessungen errichtet wird. Nach dem Abbau des Bestandes wird der zuvor errichtete Neubau eingeschoben oder eingehoben. Nach der Hinterfüllung und dem Wiedererrichten des Gleisaufbaues je Gleisseite wird der Bahnverkehr wieder freigegeben. Der beschriebene Bauablauf ist in Abbildung 2.2 schematisch dargestellt. Es ergeben sich folgende Vor- und Nachteile dieser Bauart:

Vorteile:

- Nahezu komplette Fertigstellung des gesamten Bauwerks unabhängig und außerhalb vom Schienenverkehr
- Abbruch des alten Bauwerks, Einschub des neuen Bauwerks, Hinterfüllung, Herstellung der Gleisanschlüsse sowie der bahntechnischen Anlagen in einer Sperrpause von ca. 60 h bis 150 h
- evtl. Nutzung des Bestandsbauwerkes bis zum Einschub des neuen Tragwerkes

Nachteile:

- weiterhin aufwändige Baugrubensicherung (Bsp. Spritzbetonschale mit konstruktiver Nagelsicherung)
- große Baugrubenabmessungen sowie große und tiefe Gründungen sind nötig
- Auf- und Rückbau eines temporären Hilfstragwerkes
- ungeeignet bei Überbauung von Fließgewässern (sonst aufwendige Wasserhaltungsmaßnahmen erforderlich)

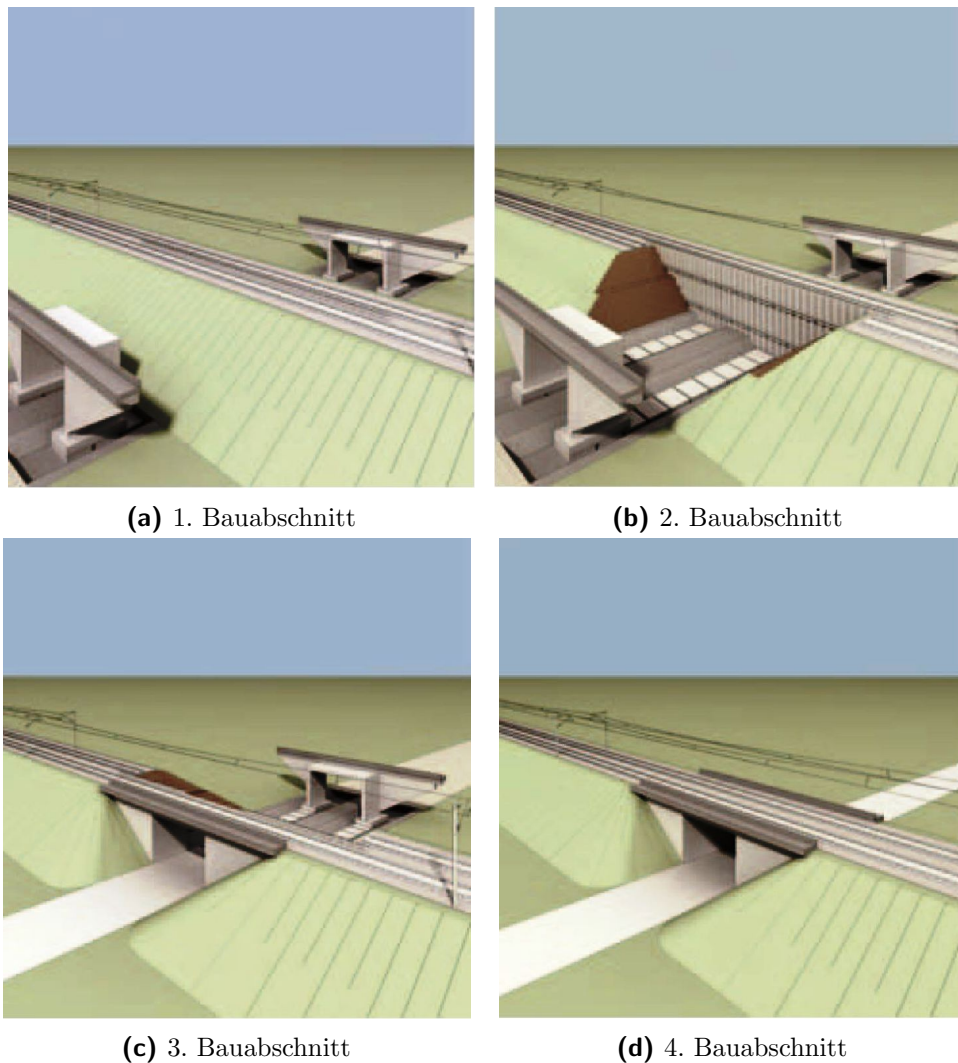


Abb. 2.2.: Prinzipdarstellung der „Einschub“-Bauweise eines 2-gleisigen Rahmens [9]

Bauabschnitte:

1. Herstellen der integralen Brückenhälften beidseitig der Bahnstrecke
2. Wochenendsperrpause für das erste Gleis, Rückbau des Gleises, Längsverbau, Aushub, Verlegen der FT-Fundamente, Vershub der ersten Brückenhälfte, Hinterfüllen, Inbetriebnahme des Gleises
3. Wochenendsperrpause für das zweite Gleis, Rückbau des Gleises, Rückbau Längsverbau, Aushub, Verlegen der FT-Fundamente, Vershub der zweiten Brückenhälfte, Hinterfüllen, Inbetriebnahme des Gleises
4. Endzustand

Als beispielhaften Bauablauf wird hier das Projekt *GZ 100870 Wien - Salzburg, km 269,860 Brücke über Freudenthaler Ache* angeführt. Dabei handelt es sich um ein Brückenbauwerk über die Freudenthaler Ache (Wien-Salzburg), das 1902 errichtet und 1998 saniert wurde. Aufgrund des Erhaltungszustandes wurde Schimetta Consult 2010 mit der Planung des Neubaus des Durchlasses (Stützweite 6,3 m) beauftragt [5].

Bauabschnitte:

1. Sperre Gleis 2
2. Ausbau Gleis 2
3. Abtrag Schotterbett und Randbalken
4. Einbau Fertigteil-Fundamente Hilfsbrücke Gleis 2
5. Einbau der Hilfsbrücken Gleis 2
6. Gleiseinbau, Stopfarbeiten, Freigabe Gleis 2
7. Sperre Gleis 1
8. Ausbau Gleis 1
9. Abtrag Schotterbett und Randbalken
10. Einbau Fertigteil-Fundamente Hilfsbrücke Gleis 1
11. Einbau der Hilfsbrücken Gleis 1
12. Gleiseinbau, Stopfarbeiten, Freigabe Gleis 1
13. Abtrag des Bestandes inkl. Sicherungsmaßnahmen
14. Abtrag in seitlicher Stützwand für Wartungssteg
15. Ertüchtigung der bestehenden Fundament mittels Feinstzement-Injizierung
16. Einbringung der Tiefgründung unter den Hilfsbrücken (außerhalb Bahn-Lichtraum)
17. Herstellung der Fundamente
18. Herstellung des Aufgehenden
19. Herstellung der Flügel
20. Herstellung der Reprofilierung der Stützmauer und der Wartungsstiege
21. Herstellung beider Tragwerke oberwasserseitig inkl. Abdichtung und Schutzbeton
22. Einschub der seitlich hergestellten Tragwerke (gleichzeitig)
23. Teilhinterfüllung
24. Sperre Gleis 2 und Gleisabtrag
25. Ausbau Hilfsbrücke Gleis 2
26. Resthinterfüllung Gleis 2
27. Einbau Gleis 2 und Inbetriebnahme
28. Sperre Gleis 1 und Gleisabtrag
29. Ausbau Hilfsbrücke Gleis 1
30. Resthinterfüllung Gleis 1
31. Einbau Gleis 1 und Inbetriebnahme
32. Restarbeiten

2.3. „Deckelbauweise“ auf Bohrpfählen

In Sperrpausen (vorwiegend nächtlich) werden im Gleisbereich die Bohrpfähle sowie der Verbauträger errichtet. Die Bohrpfähle dienen später dem Rahmenbauwerk als Rahmenstiel (Widerlager und Tiefgründung). Die Verbauträger sind Auflager für die temporäre Hilfsbrücke sowie für die Verschubtrasse zum Einschub des späteren „Deckels“. Zusätzlich dienen sie als Baugrubensicherung. Diese Herstellungsmethode ist bis hierher der Methode „Bauen unter Hilfsbrücken“ sehr ähnlich. Die Hilfsbrücke wird eingebaut und eine sogenannte „Langsamfahrstelle“ ist im Baustellenbereich erforderlich. Der Rahmenriegel (Überbau = „Deckel“) wird dann seitlich der Bahnanlage auf den Verschubbahnen errichtet, ohne dass wirklich der Bahnverkehr eingeschränkt wird. Nach dem Einschub des Überbaus in die Endlage wird der Pfahlkopfbalken bzw. das Rahmeneck unter den Überbauten bzw. den Hilfsbrücken hergestellt. Somit entsteht ein monolithischer Rahmen in zwei getrennten Abschnitten. Schlussendlich erfolgt der Ausbau der Hilfsbrücke, der Regeloberbau wird auf dem neuen Überführungsbauwerk fertig gestellt. Der Rest des Bauwerks wird im Schutze des neuen Tragwerkes fertiggestellt, wie z.B. die Herstellung einer unterführten Straße.

Vorteile:

- Nutzen der Bohrpfahlwand als Baugrubensicherung, Gründung und Integration ins fertige Tragwerk als Rahmenstiele
- bei hohen Grundwasserspiegeln gut geeignet
- bei schlechtem Baugrund (der ungeeignet für Flachgründungen ist)
- geeignet bei Überbauung von Fließgewässern
- geringe Baugrubentiefe sowie Aushubmengen und Verbaufäche

Nachteile:

- viele Sperrpausen
- Auf- und Rückbau eines temporären Hilfstragwerkes
- Prüfung und Messung der Hilfsbrücke vor und im Einsatzzeitraum
- reduzierte Betriebsgeschwindigkeit während der gesamten Bauzeit

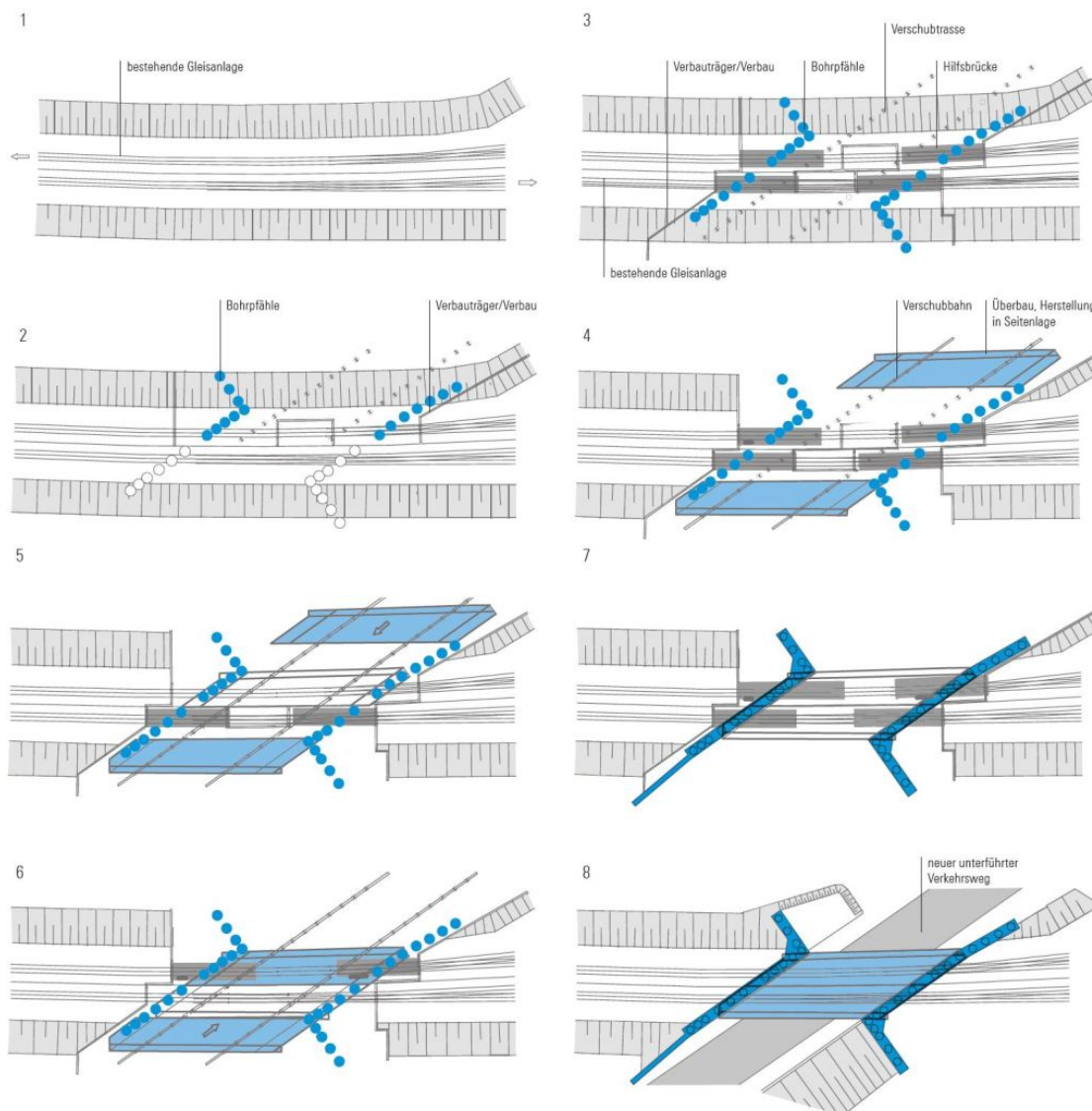


Abb. 2.3.: Prinzipdarstellung der Deckelbauweise in der Draufsicht (Bilder 1–8) [9]

Bauabschnitte in der Draufsicht:

1. Ausgangssituation
2. Verbau und Bohrpfähle im Gleisbereich 1 (in nächtlicher Sperrpause)
3. Verbau und Bohrpfähle im Gleisbereich 2 (in nächtlicher Sperrpause)
4. Herstellung der Überbauten in seitlicher Betonierlage auf Verschubbahnen → Einbau der Hilfsbrücke (in eingleisiger Sperrzeit) → Ausschub und Verlängerung der Verschubbahnen
5. Verschiebung des vorgefertigten Überbaus 1 in Endlage → Einbau der Hilfsbrücke → Inbetriebnahme

2. Herstellungsmethoden beim Ersatz/Neubau von Eisenbahnbrücken

6. Verschiebung des vorgefertigten Überbaus 2 in Endlage → Einbau der Hilfsbrücke → Inbetriebnahme
7. Herstellung des Pfahlkopfbalkens/Rahmenecks unter den Überbauten bzw. Hilfsbrücken (Betonanlage in eingleisiger Sperrzeit)
8. Ausbau der Hilfsbrücken → Resthinterfüllung → Herstellung des Regelüberbaus → Herstellung der unterführten Straße

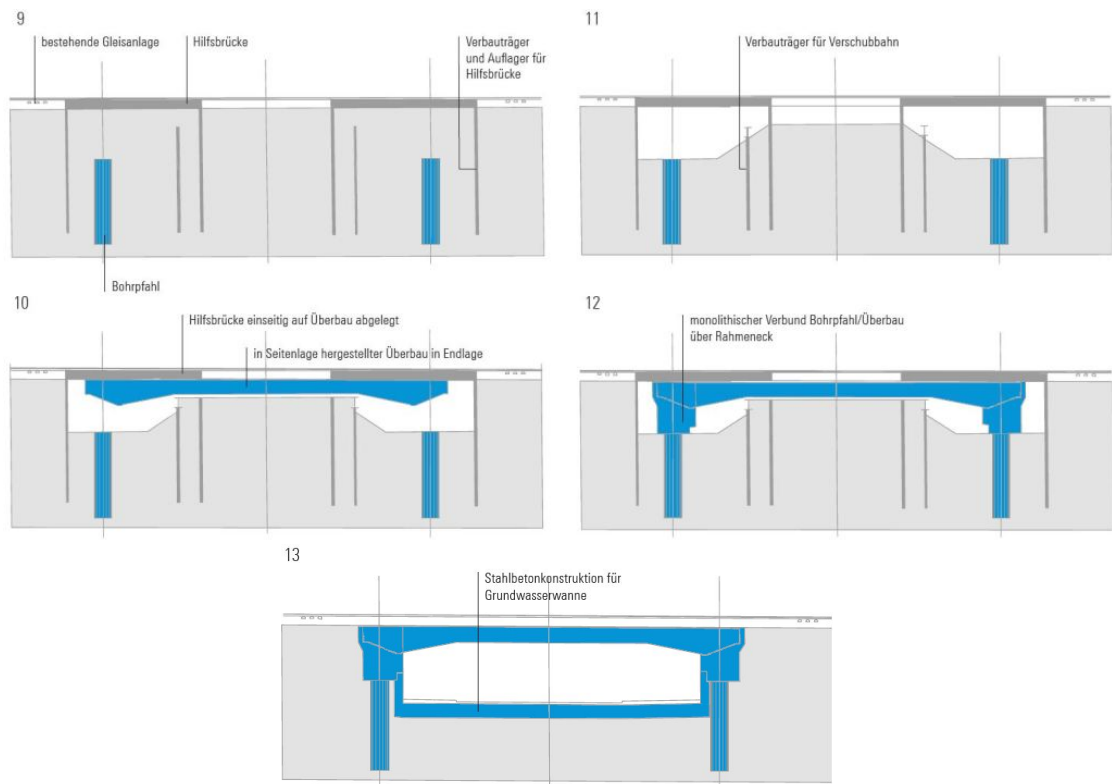


Abb. 2.4.: Prinzipdarstellung der Deckelbauweise im Querschnitt (Bilder 9–13) [9]

Bauabschnitte im Querschnitt:

9. Verbau und Bohrpfähle im Gleisbereich → Einbau der Hilfsbrücke
10. Verschiebung der vorgefertigten Überbauten
11. Aushub und Verlängerung der Verschiebbahnen
12. Herstellung des Pfahlkopfbalkens/Rahmenecks
13. Ausbau der Hilfsbrücken → Resthinterfüllung → Herstellung des Regelüberbaus → Herstellung der unterführten Straße oder Grundwasserwanne für Straße

2.4. Versetzen der Trasse

Häufig kann das Überführungsbauwerk neben der bestehenden Trasse hergestellt werden. Nach Fertigstellung des Tragwerkes (Bsp. Stahlbetonrahmen) wird die bestehende Trasse „verschwenkt“. Das heißt, dass die Trasse verlegt und über das neue Bauwerk geführt wird. Während der Herstellung des Haupttragwerkes muss die Absicherung der bestehenden Bahntrasse beispielsweise durch vernagelte Spritzbetonwand sichergestellt sein. Immen- ser Vorteil dieses Verfahrens ist, dass die bestehende Trasse bis zur Verlegung unberührt bleibt und somit ein kontinuierlicher Bahnbetrieb mit der maximalen Betriebsgeschwin- digkeit möglich ist.

Vorteile:

- uneingeschränkter Bahnverkehr
- nur kurze Sperrpause bei Verlegung der Trasse

Nachteile:

- Verlegung der Trasse nicht immer auf kurzer Distanzen wegen Übergangsbogen, Mindestradien, Überhöhungen, usw. möglich
- zusätzliche Sicherung der bestehenden Trasse
- nur bei ausreichenden Platzverhältnissen möglich

2.5. Randbedingungen für die Wahl der Herstellungsmethode und des Tragwerks

Aus den zuvor beschriebenen Methoden ergeben sich folgende Randbedingungen für die Wahl der Herstellungsmethode und des Tragwerks:

- Kreuzungswinkel der Trassen
- Querschnittsbreite
- Stützweite bzw. Tragwerkslänge (lichte L_W , statische L_{TW})
- Lichte Tragwerkshöhe h_{Li}
- Einbauten (Versorgungsleitungen, technische Anlagen)
- Geotechnische Kennwerte, Baugrundverhältnisse
- Gründung
- Baugrubentiefe, Baugrubensicherung
- Aushub, Einschnitttiefe
- Grundwasserspiegel, Entwässerung
- Beanspruchungen (ständige Lasten: Tragwerk, Oberbau, Erddruck, Schwinden und Kriechen; veränderliche Lasten: Eisenbahnverkehr, Gehwege, Wind, Temperatur, Baugrundbewegungen, Wasserdruck, Eisdruck; außergewöhnliche Lasten: Anprall durch Fahrzeuge/Schiffe, Entgleisungen)
- Nutzungsdauer
- bahntechnische Randbedingungen (Ein- oder Mehrgleisig, Übergangsbogen, Mindestradius R_{min} , Überhöhungen, Betriebsgeschwindigkeit V_{max} , Ausbaugeswindigkeit V_E , maximales Gefälle s_{max} , Nutzung)
- Zugänglichkeit der Baustelle, Platzverhältnisse
- Sperrpausen, Arbeitszeiten
- Bauzeit und Kosten
- Umwelt (Naturschutz, Landschaftsbild)
- Baukultur und Denkmalschutz
- Brückenerhaltung

2.6. Motivation zur Entwicklung der Schneidenlagerung für Eisenbahnbrücken

Wie aus den konventionellen Herstellungsmethoden hervorgeht, hat man bei der Errichtung mit folgenden Nachteilen zu kämpfen:

- viele Sperrpausen
- Auf- und Rückbau eines temporären Hilfstragwerkes
- Prüfung und Messung der Hilfsbrücke vor und im Einsatzzeitraum
- reduzierte Betriebsgeschwindigkeit während der gesamten Bauzeit
- baubetriebliche Einschränkung bei der Herstellung neuer Bauteile unter Hilfsbrücken (Platzmangel, geringe lichte Höhe) → Folge: längere Bauzeiten, lange Liegezeiten der Hilfsbrücken
- aufwändige Baugrubensicherung (Ankereinbauten bzw. Aussteifungskonstruktionen) sowie Abmessungen (große Baugrubenabmessungen sowie große und tiefe Gründungen sind nötig)
- oft Probleme bei Überbauung von Fließgewässern (sonst aufwendige Wasserhaltungsmaßnahmen erforderlich)
- schiefe Kreuzungswinkel stellen oft ein Problem dar

Aufgrund dieser Nachteile wird das Konzept der Schneidenlagerung, wie in Kapitel 1 vorgestellt, ausarbeitet. Das beinhaltet vor allem die Integration der Baugrubensicherung in das fertige Tragwerk, die einen Großteil des Bauwerkes und der zeitlichen Gleissperren ausmachen. Man erhofft sich einerseits, dass die Spundwand und das darauf liegende Tragwerk (Kopfbalken, Stahlbetonplatte) den statischen Anforderungen des Bahnverkehrs erfüllt. Zudem soll bei der Herstellung dieser Tragwerksart Zeit eingespart werden, was wohl den wichtigsten Faktor darstellt. Denn könnte man auf die lange Bauzeit für aufgehende Tragwerksteile wie Widerlager- und Flügelwände verzichten, so wäre dies ein immenser wirtschaftlicher Vorteil gegenüber den konventionellen Herstellungsmethoden.

3. Auswertung der vorhandenen Zulassungen

Die Schneidenlagerung zur Einleitung von Vertikal- und Horizontalkräften in Spundwandbohlenkopf dient der direkten Kraftübertragung aus dem Stahlbeton-Kopfbalken in die Stahlsplundbohlen. Das Prinzip der Schneidenlagerung sieht vor, die Last ohne lastverteilende Einleitungsstrukturen (z.B. Knaggen, Lastverteilungsplatten oder angeschweißte Bügel oder Kopfbolzendübel) direkt vom Betonkörper in die Spundwand einzuleiten [6]. Durch diese direkte Lagerung des Stahlbetonquerschnittes auf den Stahlquerschnitt der Spundwand entfällt somit:

- das eventuelle Einschweißen von Konstruktionselementen in die Stahlsplundbohlen zur Vergrößerung der Auflagerfläche
- das Schlitzen bzw. Bohren der Stahlsplundbohlen im Einbindebereich der Bewehrung
- das Anschweißen von Bewehrungsstäben an Stahlsplundbohlen, um die auftretenden Zugkräfte vom Stahlbeton in die Spundbohlen weiterzuleiten

Ein weiterer Vorteil ist die werkseitige Vorfertigung des Bewehrungskörpers.



Abb. 3.1.: Beispiel für Bewehrungsführung Schneidenlagerung [7]

Im folgenden Abschnitt werden zwei allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen für Schneidenlagerung zur Einleitung von Vertikal- und Horizontalkräften in Spundwandbohlen der Systeme HOESCH (Hersteller ThyssenKrupp GFT Bautechnik GmbH) [6] und ARCELORMITTAL (Hersteller ArcelorMittal Commercial RPS s.à.r.l.) [17] bezüglich des Kraftflusses, konstruktive Ausbildung und Bemessung untersucht und verglichen. Die-

se Zulassungen beziehen sich nur auf die Stahlbetonkonstruktion, die auf der Baustelle hergestellt wird, nicht für Fertigteilkonstruktionen.

Schnellvergleich der Zulassungen Hoesch und ArcelorMittal

Bevor auf die einzelnen zwei Zulassungen genauer eingegangen wird, wird kurz zusammengefasst, worin die Gemeinsamkeiten bzw. Hauptunterschiede liegen.

Beide Zulassungen reduzieren den speziellen Fall des Stb-Kopfbalkens, d.h. jeder Kopfbalken ist von Bauvorhaben zu Bauvorhaben unterschiedlich und in den Zulassungen wird der Stb-Kopfbalken auf den gleichen „Standard-Stahlbeton-Kopfbalken“ auf die vorgegebenen minimalen Abmessungen reduziert. Bemessung, Konstruktion und bauliche Ausführung erfolgen in beiden Fällen nach DIN1045-1:2008. Die Bemessung bezieht sich immer auf einen Stb-Kopfbalken in Ortbetonbauweise mit einer max. Festigkeitsklasse von C30/37 und einem Größtkorndurchmesser der Gesteinskörnung von $d_g = 16$ mm. Die Konstruktion bzw. Anordnung der Bewehrung ist in beiden Zulassungen bis auf einige kleine Unterschiede nahezu identisch. Die Hauptbewehrung stellt in beiden Fällen die Spaltzugbewehrung (längs und quer) über dem Spundwandkopf und die Bügelbewehrung des Stb-Kopfbalkens dar.

Hauptunterschied zwischen den Zulassungen von HOESCH und ARCELORMITTAL ist die Art der Nachweisführung bei der Bemessung:

Bei HOESCH erfolgt die Bemessung allein auf die Ermittlung der ideellen Horizontal- und Vertikallasten ($H_{S,d}$ und $V_{S,d}$), mit denen man nachfolgend in den Bemessungsdiagrammen (Anlage 5 bis 10 der Zulassung [6], Bsp. Abb.: 3.3) die Nachweise laut den Formeln 3.7 und 3.6 führt bzw. ein geeignetes Spundwandprofil auswählt. Für jedes Profil ist dann in Anlage 1 bzw. 2 der Zulassung noch die erforderliche Bewehrung pro Bohle bei max. möglicher Horizontal- und Vertikalbelastung angegeben. Bei einer geringeren Ausnutzung des Stb-Kopfbalken ist eine Abminderung der Bewehrung nach den Regeln der Zulassung erlaubt.

Bei ARCELORMITTAL zieht man bei der Bemessung neben der Horizontal- und Vertikallast (H_d und F_d) auch noch eine Momenteneinwirkung M_d heran. Diese Momenteneinwirkung wird zwischen ein Moment auf die Schneide $M_{d,S}$ und ein Moment auf die Konsolenspannung $M_{d,K}$ unterschieden und mit den Formeln 3.19 und 3.20 ermittelt. Der Großteil der Momentenlastabtragung erfolgt über die Schneide. Diese Unterteilung erfolgt, um eine Bewehrung zufolge der jeweiligen Momentenanteile zu ermitteln. Die jeweiligen maximalen Bemessungswiderstandswerte jedes Spundwandprofils sind von ARCELORMITTAL in Tabellen in Anlage 1 und 2 der Zulassung [17] gegeben. Die Ermittlung der Bewehrung erfolgt über gegebene Beiwerte des jeweiligen Spundwandprofils, die mit den vorhandenen Bemessungseinwirkungen multipliziert werden. Dabei sind die Regeln zur Bewehrungsanordnung bzw. Randbedingungen zur Bewehrungsmenge laut der Zulassung einzuhalten. Ein weiterer wesentlicher Unterschied ist, dass ARCELORMITTAL einen maximalen Bemessungswiderstand der Horizontallast $H_{Rd,K}$ von 222 kN/m unabhängig von der Vertikallast und der Profilwahl zulässt. Im Vergleich dazu ist z.B. beim System von HOESCH für Das Profil $H4800$ ein maximaler Bemessungswiderstand der Horizontallast $H_{S,d}$ von 820 kN/m in Abhängigkeit der Vertikallast $V_{S,d}$ möglich.

3.1. Zulassung Z-15.6-34 Hoesch vom 27.05.2013

3.1.1. Zulassungsgegenstand und Anwendungsbereich

Einbindetiefen L_E der Stahlspundbohlen in den Betonkörper:

- a) bei reiner mittig (zentrisch) eingeleiteter Vertikalkraft
min. $L_E = 50$ mm
- b) Vertikal- und Horizontalbelastung bzw. exzentrisch eingeleiteter Vertikalkraft
min. $L_E = 180$ mm

Seitlicher Betonüberstand: min. 220 mm (inkl. Einhaltung von c_{nom}) Spaltzugkräfte sind durch Spaltzugbewehrung aufzunehmen. Horizontalkräfte sind durch Bügelbewehrung aufzunehmen. Temperatur des Stb-Körpers muss $\leq +60$ °C sein. Nur kurzzeitig ist bis $+80$ °C zulässig.

Anwendungsbereich: Bauart für die Einleitung von Vertikalkräften alleine oder Vertikal- und Horizontalkräften in Spundwandbohlen (aus Eigengewicht und Nutzlasten); Vertikale Zugkräfte und alleinige Horizontalkraft (=abhebend) sind unzulässig. Eine planmäßige Momenteneinleitung in den Stb-Kopfbalken ist nicht zulässig.

3.1.2. Bestimmungen für die Baustoffe

Beton: max. Festigkeitsklasse C30/37 lt. DIN EN 1992-1-1 (inkl. NA und DIN 1045-1) und Herstellung des Stb-Kopfbalkens ausschließlich in Ortbeton; Größtkorndurchmesser der Gesteinskörnung beträgt $d_g \leq 16$ mm; Expositionsklassen lt. Zulassung [6]

Bewehrungsstahl: ausschließlich aus Betonstabstahl B500A lt. DIN 488-1; $c_{nom} = 55$ mm.

Stahlspundprofile: siehe Zulassung Nr. Z-15.6-34 vom 27.05.2013 bzw. lt. DIN EN 10248-1

3.1.3. Bestimmungen für die Bemessung und Konstruktion

Bei zentrisch eingeleiteten Vertikalkräften (V_d) bzw. exzentrisch eingeleiteten Vertikal- und Horizontalkräften (V_d und H_d) wird der tatsächliche Stb-Kopfbalken auf den „Standard-Stahlbeton-Kopfbalken“ laut Abb. 3.2 mit $d_{st} = 450$ mm, $L_E \geq 50$ mm bzw. $L_E \geq 180$ mm und $b_k \geq 220$ mm überführt und ideale Lasten ($V_{S,d}$ und $H_{S,d}$) ermittelt. Hierbei werden die einwirkenden Kräfte V_d und H_d in Abhängigkeit von d_{st} gesetzt (Formel 3.1 und 3.2), sodass die Belastung der Schneidenlagerung vom allgemeinen Fall (Abb. 3.2a) in den „Standard-Stahlbeton-Kopfbalken“ (Abb. 3.2b) zum Nachweis mit den Bemessungsdiagrammen (Abb. 3.3) umgerechnet werden kann.

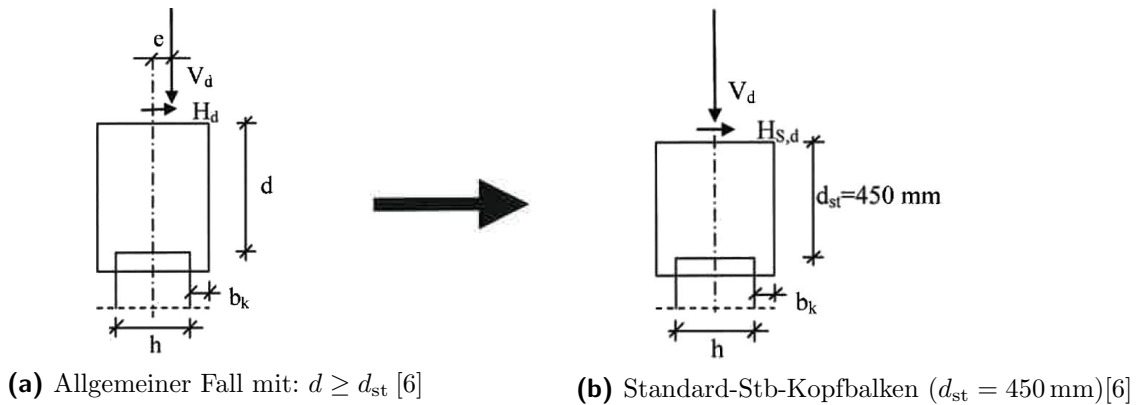


Abb. 3.2.: Bemessungsmodell Zulassung HOESCH [6]

Kombination für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen für ruhende Belastungen:

Lastfall 1: Reine zentrische Vertikalbelastung $V_d \neq 0$, $H_d = 0$ und $e = 0,00$ m:

$$H_{S,d} = \frac{|V_d| \cdot |e|}{d_{st}} \quad (3.1)$$

Lastfall 2: Vertikal- und Horizontalbelastung $V_d \neq 0$, $H_d \neq 0$ und $e \neq 0,00$ m:

$$H_{S,d} = \frac{|V_d| \cdot |e|}{d_{st}} + \frac{|H_d| \cdot d}{d_{st}} \quad (3.2)$$

Weitere Bedingungen für beide Lastfälle:

$$V_{S,d} = |V_d| + |G_d| \quad (3.3)$$

Häufige Kombination für nicht vorwiegend ruhende Belastungen:

Wird ein Stb-Kopfbalken mit nicht vorwiegender ruhender Belastung beansprucht, so ist der Nachweis gegen Ermüdung zu führen. Die Einwirkungen werden hierbei mit einem Vergrößerungsfaktor multipliziert, um die Ermüdung aus der häufigen Bemessungskombination (siehe Formel 5.7) der nicht ruhenden Lastanteile $E_{d,frequ,NR}$ zu berücksichtigen.

$$V_d = 4,65 \cdot V_{d,frequ,NR} \quad (3.4)$$

$$H_d = 4,65 \cdot H_{d,frequ,NR} \quad (3.5)$$

Es gilt $G_d = 0$, da G_d als ruhende Last nicht ermüdungsrelevant ist. Der Nachweis erfolgt mit den Werten von V_d (3.4) und H_d (3.5) auch über die ideellen Einwirkungen nach den Formeln (3.1) bzw. (3.2) und (3.3) sowie über die Bemessungsdiagramme der Anlagen 5 bis 10 der Zulassung [6].

Nachweis der Tragfähigkeit für alle Einwirkungen:

$$V_{S,d} \leq V_{Rd} \quad (3.6)$$

$$H_{S,d} \leq H_{Rd} \quad (3.7)$$

$$\frac{H_{S,d}}{V_{S,d}} \leq \frac{h + 2 \cdot b_k}{2 \cdot d_{st}} \quad (3.8)$$

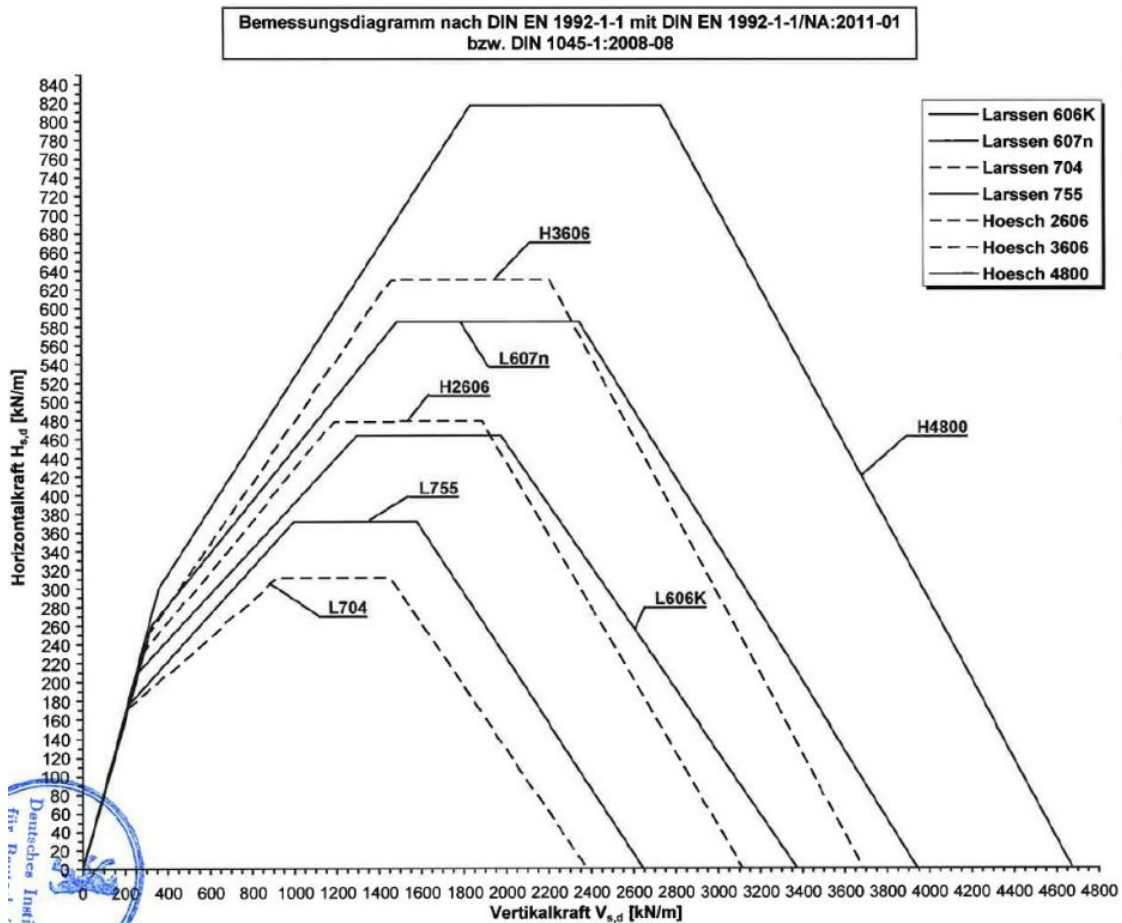


Abb. 3.3.: Beispiel für Bemessungsdiagramm [6]

Für den Nachweis der Tragfähigkeit sowie gegen Ermüdung und zur Auswahl eines geeigneten Profils muss der Schnittpunkt von $V_{S,d}$ nach (3.1) bzw. (3.2) und $H_{S,d}$ nach (3.3) unterhalb oder auf der Bemessungskurve des Bemessungsdiagramms (Abb. 3.3) in Anlagen 5 bis 10 der Zulassung liegen. Zudem muss die Bedingung nach 3.8 eingehalten werden. Dabei geht man von einer Vertikalbelastung aus und sucht sich die zugehörige maximale aufnehmbare Horizontalbelastung. Bei reiner zentrischen Vertikalbelastung ist je nach Profilwahl laut Anlage 1 der Zulassung [6] eine maximale Bemessungsvertikallast

3. Auswertung der vorhandenen Zulassungen

$V_{S,d}$ von 4650 kN/m für das Profil H4800 möglich. Bei einer zentrisch oder exzentrischen wirkenden Bemessungsvertikallast $V_{S,d}$ von 1800 kN/m bis 2750 kN/m kann man eine Bemessungshorizontallast $H_{S,d}$ von 820 kN/m mit dem Profil H4800 laut Anlagen 5 bis 10 der Zulassung [6] aufnehmen. Hierbei möchte man nochmals erwähnen, dass bei der Zulassung von HOESCH der Bemessungswert der maximalen einwirkenden Last $V_{S,d}$ bzw. $H_{S,d}$ an der Spundwandoberkante angegeben wird. Somit kann auf die maximale zulässige einwirkende Last V_k und H_k von „außen“ zurückgerechnet werden.

3.1.4. Ausführung, Konstruktion und Tragfähigkeit

Die waagerechte und lotrechte Abweichung der Stahlspundbohle an der Oberkante darf max. ± 2 cm von der Ist-Lage betragen. Die Herstellung des Stb-Kopfbalkens erfolgt ausschließlich in Ortbeton und lt. DIN 1045-3:2008 bzw. DIN EN 13670 und DIN 1045-3:2012-03. Anschließend werden die einzelnen Positionen der Schneidenlage- rung des Stb-Kopfbalkens kurz erklärt. Die Ermittlung der Bewehrungsmenge und die Konstruktion ist der Zulassung [6] zu entnehmen. Die Reduzierung der Bewehrung ist lediglich durch Verringerung des Stabdurchmessers erlaubt. Eine Vermischung verschieden großer Stabdurchmesser ist für die Bügel- und Spaltzugbewehrung innerhalb einer Position nicht zulässig. Die Mindestbewehrung für die Bügel- und Spaltzugbewehrung ist $d_s \geq 10$ mm, $a_{\max} \leq 15$ cm. Die Spaltzugbewehrung ist bei einem erforderlichen Be- wehrungsquerschnitt ≥ 10 cm²/m mindestens zweilagig anzuordnen.

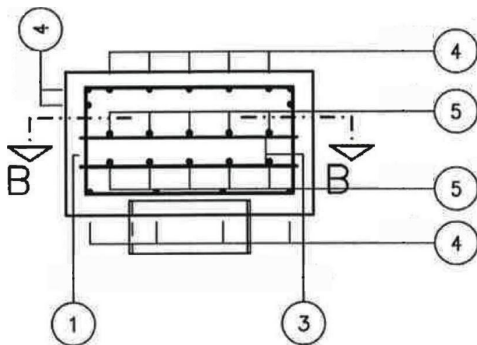


Abb. 3.4.: Bewehrungsanordnung Schnitt A-A für reine zentrische Vertikallasten [6]

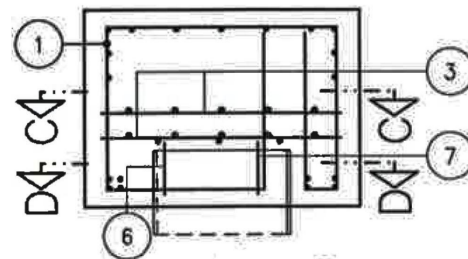


Abb. 3.5.: Bewehrungsanordnung Schnitt A-A für Vertikal- und Horizontallasten [6]

- Position 1: Bügelbewehrung
- Position 2: Bügelbewehrung
- Position 3: Spaltzugbewehrung - Quer (Schlaufe)
- Position 4: Randlängsbewehrung
- Position 5: Spaltzugbewehrung - Längs
- Position 6: Längsbewehrung Doppelbohle
- Position 7: Längsbewehrung Doppelbohle

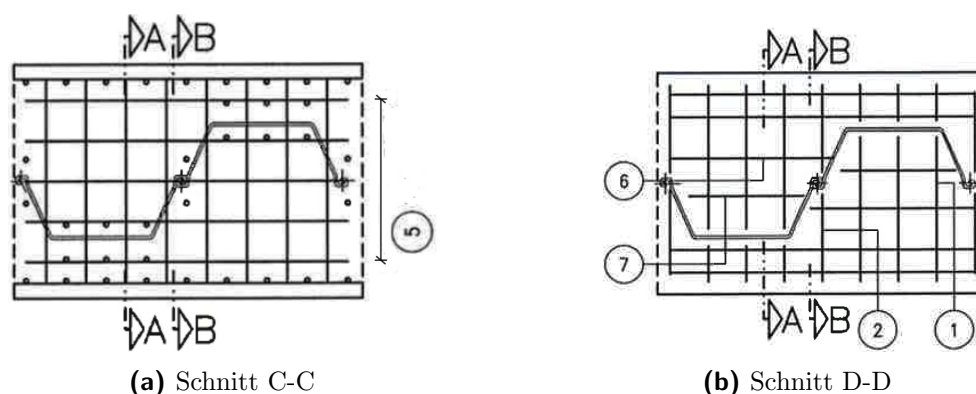


Abb. 3.6.: Bewehrungsanordnung für Vertikal- und Horizontallasten [6]

Laut der Zulassung von HOESCH ist die maximale Tragfähigkeit für das Profil HOESCH $H4800$ gegeben: max. $H_{S,d} = 820 \text{ kN/m}$ bei $V_{S,d} = 2800 \text{ kN/m}$. Dies entspricht einer äußeren charakteristischen Belastung von ca. $H_k = 540 \text{ kN/m}$ und $V_k = 1850 \text{ kN/m}$ bei einer Exzentrizität von $e = 0,00 \text{ m}$ bezogen auf den „Standard-Stahlbeton-Kopfbalken“ (berechnet mit der Excel Tabelle aus Anhang A).

3.2. Zulassung Z-15.6-235 ArcelorMittal vom 25.11.2011

3.2.1. Zulassungsgegenstand und Anwendungsbereich

Die Randbedingungen zum Anwendungsbereich sind analog zu der Zulassung HOESCH Nr. Z-15.6-34 vom 27.05.2013 [6] und sind dem Abschnitt 3.1.1 zu entnehmen.

3.2.2. Bestimmungen für die Baustoffe

Beton: max. Festigkeitsklasse C30/37 und Größtkorndurchmesser $d_g \leq 16 \text{ mm}$ analog zu Abschnitt 3.1.2; Expositionsklassen lt. Zulassung [17]

Bewehrungsstahl: ausschließlich aus Betonstabstahl B500B lt. DIN 488-1; $c_{nom} = 55 \text{ mm}$

Stahlspundprofile: siehe Zulassung Nr. Z-15.6-235 vom 25.11.2011 bzw. gemäß DIN EN 10248-1; U-Doppelbohlen müssen mit Schubsicherungen ausgeführt werden.

3.2.3. Bestimmungen für die Bemessung und Konstruktion

Bei der Einleitung von zentrischen Vertikalkräften (F_d) bzw. exzentrischen Vertikal- und Horizontalkräften (F_d und H_d) wird der tatsächliche Stb-Kopfbalken auf den „Standard-Stahlbeton-Kopfbalken“ laut Abb. 3.2 mit $d_{st} = 450 \text{ mm}$, $L_E \geq 50 \text{ mm}$ bzw. $L_E \geq 180 \text{ mm}$ und $b_k \geq 220 \text{ mm}$ überführt.

Kombination für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen für ruhende Belastungen:

Bei ARCELORMITTAL wird zwischen der Lastabtragung „ohne Konsoleinspannung“ und „mit Konsoleinspannung“ unterschieden. Dabei bezieht sich „ohne Konsoleinspannung“ auf eine reine zentrische Vertikalbelastung. „Mit Konsoleinspannung“ bedeutet, dass der Stb-Kopfbalken exzentrisch durch eine Vertikal- und Horizontallast belastet wird.

Lastfall 1: Einwirkende „ohne Konsoleinspannung“ $V_d \neq 0$, $H_d = 0$ und $e = 0,00$ m:

$$F_d = \sum F_{d,i} + G_{d,i} \quad (3.9)$$

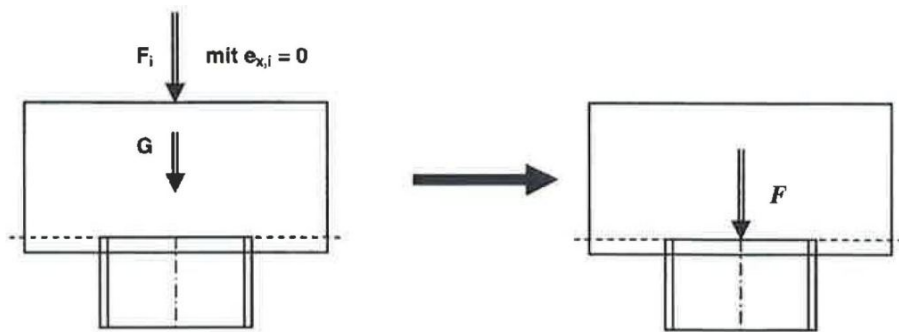


Abb. 3.7.: Prinzipielle Darstellung des Lastabtrages „ohne Konsoleinspannung“ [17]

Lastfall 2: Einwirkende „mit Konsoleinspannung“ $V_d \neq 0$, $H_d \neq 0$ und $e \neq 0,00$ m:

$$F_d = \sum F_{d,i} + G_{d,i} \quad (3.10)$$

$$H_d = \sum H_{d,j} \quad (3.11)$$

$$M_d = \sum F_{d,i} \cdot e_{x,i} + \sum H_{d,j} \cdot e_{y,j} \quad (3.12)$$

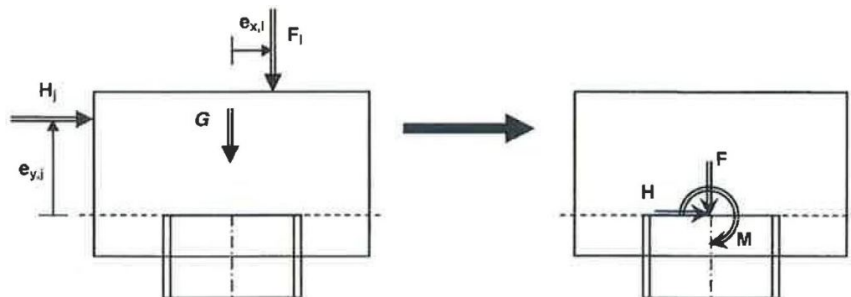


Abb. 3.8.: Prinzipielle Darstellung des Lastabtrages „mit Konsoleinspannung“ [17]

Häufige Kombination für nicht vorwiegend ruhende Belastungen:

Wird ein Stb-Kopfbalken mit nicht vorwiegend ruhender Belastung beansprucht, so ist der Nachweis der Bewehrung auf Ermüdung mit den Vergleichsbemessungswerten F^*_d und M^*_d zu führen. Die Einwirkungen werden hierbei mit einem Vergrößerungsfaktor multipliziert, um die Ermüdung aus der häufigen Bemessungskombination (siehe Formel 5.11) der nicht ruhenden Lastanteile $E_{d,frequ,NR}$ zu berücksichtigen.

$$F^*_d = 6,21 \cdot F_{d,frequ,NR} \quad (3.13)$$

$$M^*_d = 6,21 \cdot M_{d,frequ,NR} \quad (3.14)$$

Es gilt $G_d = 0$, da G_d als ruhende Last nicht ermüdungsrelevant ist.

Nachweis der Tragfähigkeit für alle Einwirkungen:

$$H_d \leq H_{Rd,K} \quad (3.15)$$

$$F_d \leq F_{Rd,m} \quad (3.16)$$

$$M_d \leq M_{Rd}(F_d) \quad (3.17)$$

Das einwirkende Moment M_d wird bei kombinierter Beanspruchung von Horizontal- und Vertikallast in ein Momentenanteil $M_{d,S}$ für die Schneide und ein Momentenanteil $M_{d,K}$ für die Einspannung aufgeteilt. Dies wird vorgenommen, um die Bewehrung je nach Position spezifisch für die Belastungsart zu ermitteln. So wird z.B. die Spaltzugbewehrung - Quer in Abhängigkeit von F_d , $M_{d,S}$, H_d und $M_{d,K}$ ermittelt, die Bügelbewehrung jedoch nur in Abhängigkeit von H_d und $M_{d,K}$.

Allgemein gilt:

$$M_d = M_{d,K} + M_{d,S} \quad (3.18)$$

Das Moment M_d ist von den Exzentrizitäten $e_{x,i}$ und $e_{y,j}$ abhängig. Laut Zulassung [17] ist es empfehlenswert für jede Einwirkungssituation die Momentenaufteilung so vorzunehmen, dass das Schneidentragmoment $M_{d,S}$ möglichst voll ausgenutzt wird (Formeln 3.19 und 3.20).

Bei diesem Ansatz gilt:

$$\text{für } M_d \leq M_{Rd,S}(F_d) : \quad M_{d,S} = M_d \quad \text{und} \quad M_{d,K} = 0 \quad (3.19)$$

$$\text{für } M_d > M_{Rd,S}(F_d) : \quad M_{d,S} = M_{Rd,S}(F_d) \quad \text{und} \quad M_{d,K} = M_d - M_{Rd,S} \quad (3.20)$$

Hier ist der Nachweis der Krafteinleitung in das Stahlspundprofil für die Kombination $F_{d,inf,Md}$ und H_d bzw. $F_{d,sup,Md}$ und H_d zu führen, d.h. dass sowohl die Lastfälle mit der größten und kleinsten Vertikalkraft ($F_{d,sup}$ bzw. $F_{d,inf}$ mit den dazugehörigen M_d und H_d) untersucht werden müssen.

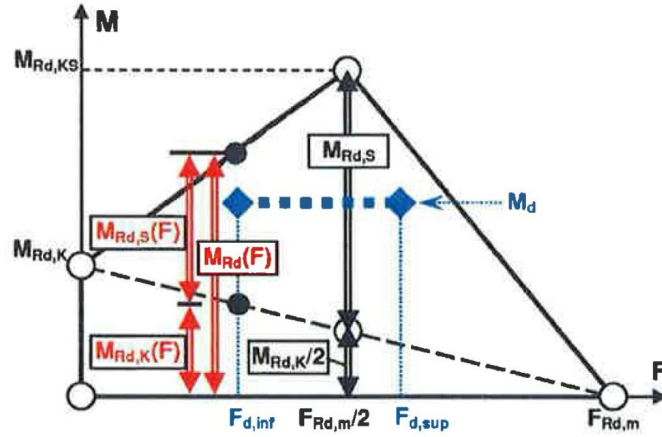


Abb. 3.9.: Darstellung der Bemessungssituation des Tragfähigkeitsnachweises [17]

Dabei ist

$$M_{Rd}(F_d) = M_{Rd,K}(F_d) + M_{Rd,S}(F_d) \quad (3.21)$$

zu ermitteln für

$$F_d \leq F_{d,inf} \quad \text{und} \quad F_d \leq F_{d,sup} \quad (3.22)$$

mit:

$$M_{Rd,K}(F_d) = M_{Rd,K} \cdot \left(1 - \frac{F_d}{F_{Rd,m}}\right) \quad (3.23)$$

und:

$$\text{für } F_d \leq \frac{F_{Rd,m}}{2} : \quad M_{Rd,S}(F_d) = 2 \cdot M_{Rd,S} \cdot \frac{F_d}{F_{Rd,m}} \quad (3.24)$$

$$\text{für } F_d > \frac{F_{Rd,m}}{2} : \quad M_{Rd,S}(F_d) = 2 \cdot M_{Rd,S} \cdot \left(1 - \frac{F_d}{F_{Rd,m}}\right) \quad (3.25)$$

Die obenstehenden Bemessungswiderstandswerte sind der Anlage 1 bzw. Anlage 2 der Zulassung [17] zu entnehmen. Die maximale vertikale Bemessungslast $F_{Rd,m}$ ist bei den Spundwandprofilen von ARCELORMITTAL im Bereich von 1059 kN/m bis 3834 kN/m. Die horizontale Bemessungslast wird bei allen Profilen auf $H_{Rd,K}$ von 222 kN/m beschränkt. Der Momentenanteil $M_{Rm,S}$, der über die Schneide abgetragen wird, ist je nach Profilwahl zwischen 38 kNm/m und 298 kNm/m. Der Momentenanteil $M_{Rm,K}$, der über die Konsolenspannung abgetragen wird, ist je nach Profilwahl zwischen 24 kNm/m und 31 kNm/m. Zudem ist es laut Zulassung [17] empfehlenswert für jede Einwirkungssituation die Momentenaufteilung so vorzunehmen, dass das Schneidentragmoment $M_{Rd,S}$ möglichst voll ausgenutzt wird, denn so kann die größte Momentenbelastung, wie in Abbildung 3.9 dargestellt, aufgenommen werden.

Über die Bemessungswiderstandswerte der Zulassung von ARCELORMITTAL kann man auf die maximalen charakteristischen einwirkenden Lasten F_k bzw. H_k zurückrechnen.

Nachweis gegen Ermüdung mit ideellen Einwirkungen und Vergrößerungsfaktor zur Berücksichtigung der Ermüdung aus der häufigen Bemessungssituation:

$$F_{d,frequ} \leq F_{Rd,m,fat} \quad (3.26)$$

$$M_{d,frequ}(F_{d,frequ}) \leq M_{Rd,fat}(F_{d,frequ}) \quad (3.27)$$

Für den Nachweis gegen Ermüdung sind die Bemessungswerte der häufigen Einwirkungskombination $E_{d,frequ}$ (siehe Formel 5.10) zu verwenden.

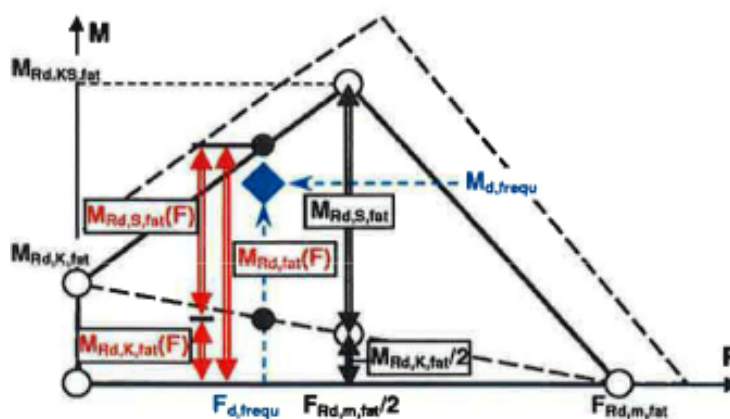


Abb. 3.10.: Darstellung der Bemessungssituation des Ermüdungsnachweises [17]

Dabei ist

$$M_{Rd,fat}(F_{d,frequ}) = M_{Rd,K,fat}(F_{d,frequ}) + M_{Rd,S,fat}(F_{d,frequ}) \quad (3.28)$$

mit:

$$M_{Rd,K,fat}(F_{d,frequ}) = M_{Rd,K,fat} \cdot \left(1 - \frac{F_{d,frequ}}{F_{Rd,m,fat}}\right) \quad (3.29)$$

und:

$$\text{für } F_{d,frequ} \leq \frac{F_{Rd,m,fat}}{2} : M_{Rd,S,fat}(F_{d,frequ}) = 2 \cdot M_{Rd,S,fat} \cdot \frac{F_{d,frequ}}{F_{Rd,m,fat}} \quad (3.30)$$

$$\text{für } F_{d,frequ} > \frac{F_{Rd,m,fat}}{2} : M_{Rd,S,fat}(F_{d,frequ}) = 2 \cdot M_{Rd,S,fat} \cdot \left(1 - \frac{F_{d,frequ}}{F_{Rd,m,fat}}\right) \quad (3.31)$$

Die Bemessungskenngrößen der Ermüdung werden mit einem Korrekturfaktor $r_{fat,FM}$ bzw. $r_{fat,MK}$ in Abhängigkeit der nicht ruhenden Lastanteile $n_{NR,FM}$ bzw. $n_{NR,MK}$ der häufigen Einwirkungskombination $E_{d,frequ,NR}$ (siehe Formel 5.11) abgemindert.

$$F_{Rd,m,fat} = r_{fat,FM} \cdot F_{Rd,m} \quad (3.32)$$

$$M_{Rd,S,fat} = r_{fat,FM} \cdot M_{Rd,S} \quad (3.33)$$

3. Auswertung der vorhandenen Zulassungen

mit:

$$r_{\text{fat,FM}} = \frac{k_c}{1,22 + n_{\text{NR,FM}}} \quad n_{\text{NR,FM}} = \frac{\frac{F_{\text{d,frequ,NR}}}{A} + \frac{M_{\text{d,frequ,NR}}}{W}}{\frac{F_{\text{d,frequ}}}{A} + \frac{M_{\text{d,frequ}}}{W}}$$

mit:

A ... Querschnittsfläche der Spundwand
 W ... Widerstandsmoment der Spundwand

$$M_{\text{Rd,K,fat}} = r_{\text{fat,MK}} \cdot M_{\text{Rd,K}} \quad (3.34)$$

mit:

$$r_{\text{fat,MK}} = \frac{k_c}{1,22 + n_{\text{NR,MK}}} \quad n_{\text{NR,MK}} = \frac{M_{\text{d,frequ,NR}}}{M_{\text{d,frequ}}}$$

$k_c = 0,98$

3.2.4. Ausführung, Konstruktion und Tragfähigkeit

Die waagrecht und lotrecht Abweichung der Stahlspundbohle an der Oberkante darf max. $\pm 2\text{cm}$ von der Ist-Lage betragen. Die Herstellung des Stb-Kopfbalkens erfolgt ausschließlich in Ortbeton und lt. DIN 1045-3:2008-08. Anschließend werden die einzelnen Positionen der Schneidenlagerung des Stb-Kopfbalkens kurz erklärt. Die Ermittlung der Bewehrungsmenge und die Konstruktion ist der Zulassung [17] zu entnehmen.

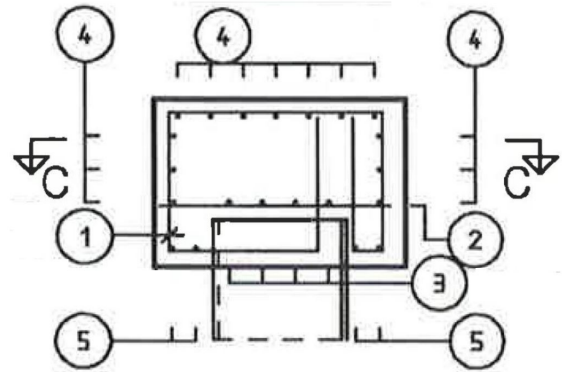
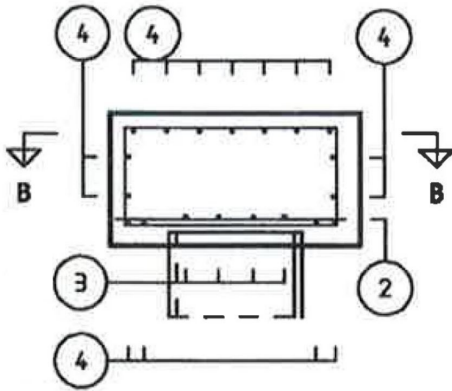


Abb. 3.11.: Bewehrungsführung Schnitt C-C „ohne Konsolenspannung“ [6] **Abb. 3.12.:** Bewehrungsführung Schnitt A-A „mit Konsolenspannung“ [6]

Position 1: Bügelbewehrung (1a und 1b)

Position 2: Spaltzugbewehrung – Quer (Schlaufe)

Position 3: Spaltzugbewehrung – Längs

Position 4: Randlängsbewehrung

Position 5: Konsollängsbewehrung

Position 6: Randverbügelung ^{a)}

Position 7: Randverbügelung ^{a)}

Position 8: Verbügelung Unterseite ^{a)}

Position 9: Verbügelung Unterseite ^{a)}

^{a)} nicht dargestellt

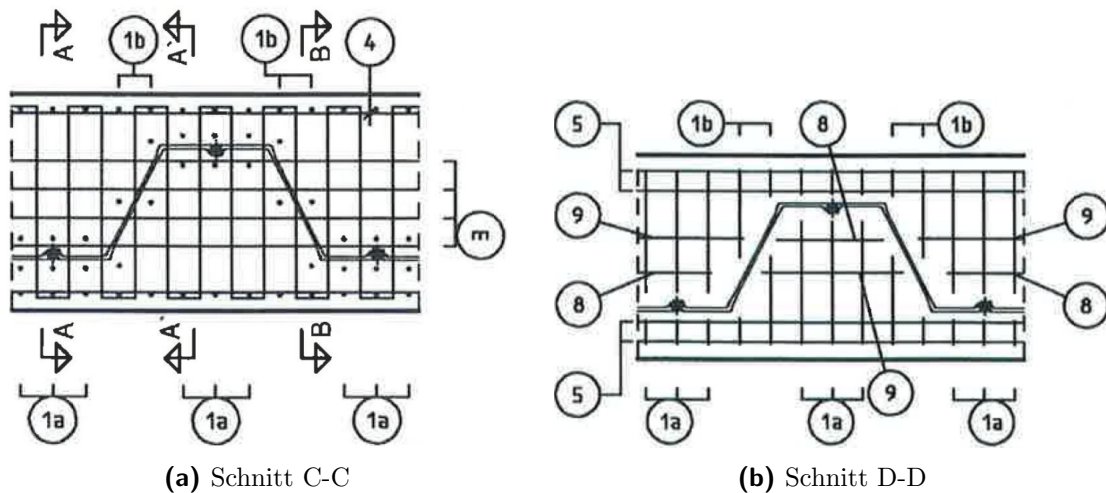


Abb. 3.13.: Bewehrungsführung „mit Konsoleinspannung“ [6]

Eine Vermischung verschieden großer Stabdurchmesser ist für die Bügel- und Spaltzugbewehrung innerhalb einer Position nicht zulässig. Die Mindestbewehrung ist für die Bügel- und Spaltzugbewehrung ist $d_s \geq 10 \text{ mm}$, $a_{\max} \leq 15 \text{ cm}$, jedoch mindestens $3 \times d = 10 \text{ mm}$. Die Maximalbewehrung für die Bügel- und Spaltzugbewehrung ist $d_s \geq 16 \text{ mm}$; Die Spaltzugbewehrung ist bei einem erforderlichen Bewehrungsquerschnitt $> 10 \text{ cm}^2/\text{m}$ mindestens zweilagig anzuordnen.

Laut der Zulassung von ARCELORMITTAL ist die maximale Tragfähigkeit für das Profil AZ50 gegeben: $\max. F_{Rd,m} = 3834 \text{ kN/m}$, $H_{Rd,K} = 222 \text{ kN/m}$, $M_{Rd,K} = 29,6 \text{ kNm/m}$ und $M_{Rd,S} = 298,4 \text{ kNm/m}$. Dies entspricht einer äußeren charakteristischen Belastung von ca. $H_k = 150 \text{ kN/m}$ und $V_k = 2000 \text{ kN/m}$ bei einer Exzentrinität von $e = 0,00 \text{ m}$ bezogen auf den „Standard-Stahlbeton-Kopfbalken“ (berechnet mit der Excel Tabelle aus Anhang A).

3.3. Zusammenfassung des Vergleichs

Wie beschrieben basieren die Zulassungen beide auf dem speziellen Fall des „Standard-Stahlbeton-Kopfbalkens“ mit dem Beton C30/37. Dabei werden die angreifenden äußeren Lasten auf die Oberkante des Spundwandkopfes umgerechnet. Die Anordnung und Wahl der Bewehrung ist in beiden Fällen nahezu gleich, wobei die Spaltzugbewehrung (quer) und die Bügelbewehrung die Hauptbewehrungen darstellen.

Die Bemessung bei HOESCH erfolgt mittels eines Bemessungsdiagramms, bei dem die Eingangswerte die ideelle Vertikallast $V_{S,d}$ und Horizontallast $H_{S,d}$ sind. HOESCH setzt dabei die aufnehmbare Horizontallast in Abhängigkeit der vorherrschenden Vertikallast, d.h. dass bis zu einer gewissen Zunahme der Vertikallast eine größere Aufnahme einer Horizontallast möglich ist.

Die Nachweisführung bei ARCELORMITTAL erfolgt mit gegebenen Widerstandswerten $H_{Rd,m}$, $H_{Rd,K}$ und $M_{Rd}(F_d)$. Im Gegensatz zu HOESCH wird hier nicht die aufnehmbare Horizontalkraft in Abhängigkeit der einwirkenden Vertikalkraft gesetzt, sondern das maximale aufnehmbare Moment $M_{Rd}(F_d)$ ist abhängig von der einwirkenden Vertikalkraft F_d . Folglich ist auch hier die Tragfähigkeit der Schneidenlagerung stark abhängig von der Vertikallast, jedoch wird bei ARCELORMITTAL für alle Profile die maximale aufnehmbare horizontale Kraft mit $H_{Rd,K} = 222 \text{ kN/m}$ beschränkt. Dies kann vor allem bei der Bemessung von Systemen mit hohen horizontalen Lasten zu Einschränkungen führen, obwohl die maximale Tragfähigkeit für M_{Rd} nicht ausgenutzt ist.

Wie oben erwähnt, unterscheiden sich die zulässigen Horizontalkräfte der beiden Zulassungen sehr. Es ist durchaus nachvollziehbar, dass bei HOESCH die aufnehmbare Horizontallast $H_{d,S}$ in Abhängigkeit der auftretenden Vertikallast $V_{d,S}$ gesetzt wird. Verständlich ist auch, dass bei ARCELORMITTAL das aufnehmbare Moment $M_{Rd,KS}$ von der einwirkenden Vertikallast F_d abhängig ist, denn das einwirkende Moment M_d setzt sich aus der Vertikallast F_d und Horizontallast H_d zusammen. Nur gibt ARCELORMITTAL zudem die Bedingung laut Formel 3.15 für alle Profile vor, was die Anwendung der Schneidenlagerung bei hohen Horizontallasten sehr einschränkt. Der Hintergrund dieser Bedingung wird nicht genauer in der Zulassung erläutert und bleibt somit unbekannt.

Für eine Bemessung einfacher Stb-Kopfbalken auf Spundwänden sind die Zulassungen sehr praktisch. Da jedoch weder auf die Ermittlung der Widerstandswerte noch auf die Hintergründe der Bewehrungsermittlung eingegangen wird, ist eine Übertragung der Funktionsweise bzw. der Bemessung der Schneidenlagerung laut Zulassungen auf ein Brückentragwerk mit hohen Vertikal- und Horizontallasten nicht sinnvoll. Eine gezielte Einleitung von einem Moment ist von beiden Systemen nicht abgedeckt. Bei Brückenbauwerken, auch wenn diese einfach statisch gelenkig gelagert sind, werden durch eventuelle schubfeste Verbindungen Momente und hohe Horizontalkräfte in die Tragstruktur geleitet, was laut den Zulassungen nicht erlaubt ist (siehe nachfolgenden Abschnitt 5.3.2.1). Folglich ist es ratsam durch andere Methoden, wie durch die nichtlineare Berechnung im folgenden Kapitel 4, die Tragwirkung dieses Übergangdetails zu untersuchen. Eine weitere Schlussfolgerung dieser Untersuchung ist die Überlegung, wie man diese Zulassungen dennoch auf das geplante Brückentragwerk mit Schneidenlagerung anwenden kann. Es stellt sich die Aufgabe, wie man mit den einwirkenden Momenten umgeht und wie man diese auf ein einfaches System für die Zulassungen zurückrechnet bzw. mit welchem Bemessungsmodell man die Schneidenlagerung speziell für Brückenbauwerke mit hohen Vertikal- und Horizontallasten nachweist.

4. Nichtlineare numerische Untersuchung der Schneidenlagerung

In den zuvor erwähnten zwei Zulassungen wird der Kraftfluss der Schneidenlagerung bzw. die Krafteinleitung vom Stb-Kopfbalken in das Stahlspundwandprofil nicht genauer dargestellt. Folglich ist das Bemessungskonzept der beiden Systeme nicht durchgehend nachvollziehbar. Um jedoch diese Konstruktionsart der Schneidenlagerung eines einzelnen Kopfbalkens auf ein Überführungsbauwerk aus Stahlbeton zu erweitern, ist die Kenntnis der Krafteinleitung in diesem Bereich von Bedeutung. Um dies zu verstehen, wird ein numerisches Modell erstellt, das die Schneidenlagerung des Stb-Kopfbalkens simuliert. Es wird ein dreidimensionales Modell mit dem nichtlinearen FE-Programm SOFISTIK erstellt.

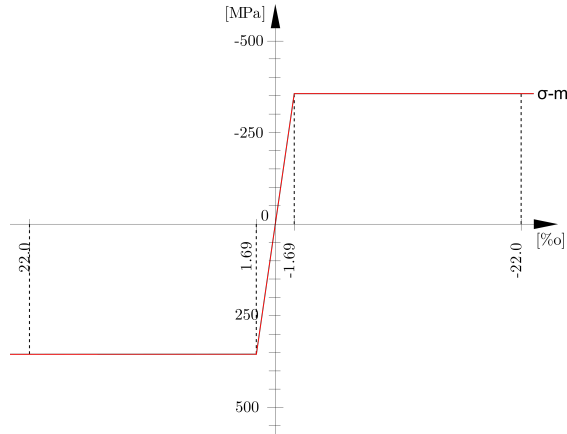
Allgemeines:

Das FE-Modell wird über das SOFISTIK-Programm TEDDY erstellt. TEDDY ist ein Befehlszentrum und Texteditor, der die Eingabesprache CADINP unterstützt. Die Erstellung des Modells erfolgt dort über eine parametrisierte Texteingabe. TEDDY greift wiederum auf einzelne Programmmodule wie *aqua*, *sofimsha*, *sofiload*, *maxima*, *ase* usw. zurück, deren Zusammenwirken eine komplette statische Berechnung ergeben. Es wird hier nicht weiter auf das genaue Berechnungsverfahren von SOFISTIK eingegangen, sondern nur die wichtigsten Schritte, die bei der Modellierung gemacht wurden, erklärt.

Wie die Zulassungen schon aufzeigen, ist die Tragfähigkeit zum einen vom Spundwandprofil abhängig und zum anderen haben die geometrischen Randbedingungen und Lasteinleitungsstellen am Stb-Kopfbalken Einfluss auf die Bemessungswiderstände. Folglich ist für die Untersuchung eine parametrisierte Modellierung des Systems von Vorteil. Dazu wurden im Programm EXCEL Tabellenblätter erstellt, in denen die Eingabe der jeweiligen Parameter getätigt werden (siehe Anhang A). So können dort Angaben zum System wie z.B. Materialien, Querschnittsabmessungen, Bewehrung und Verbundeigenschaften übersichtlich eingegeben werden. Über ein VBA-Makro werden diese variablen Parameter in einer „.tex“-Datei abgespeichert und können zur weiteren Verwendung als *#include*-Block ins TEDDY geladen werden. Dies hat den Vorteil, dass die Parameter übersichtlicher für den Anwender sind und schnell Änderungen vorgenommen werden können, ohne direkt die TEDDY-Berechnungsdatei bearbeiten zu müssen. Bei der Modellierung der Schneidenlagerung ging man vom Standard-Stb-Kopfbalken aus. Arcelor-Mittal beschränkt den maximalen Bemessungswiderstand der Horizontallast $H_{Rd,K}$ auf 222 kN/m für alle Profile. HOESCH setzt den Bemessungswiderstand der Horizontallast H_{Rd} in Abhängigkeit des Bemessungswertes der ideellen Vertikallast $H_{d,S}$ und des Profils

Spundwandprofil:

Das Spundwandprofil wird mit einer Stahlgüte von S355 GP angenommen.



Parameter	Wert	Einheit
$f_{yk} =$	355	N/mm ²
$f_{yt} =$	480	N/mm ²
$E_s =$	200000	N/mm ²
$\nu_s =$	0,30	-
$G_s =$	80769	N/mm ²
$\varepsilon_{uk} =$	22	%
$\gamma_s =$	78,5	kN/m ³

Tab. 4.1.: Materialwerte S355 GP

Abb. 4.2.: $\sigma - \varepsilon$ - Diagramm S355 GP

Die Maße (Tab. 4.2) werden von der Zulassung [17] für das Profil AZ38-700N übernommen. Im Gegensatz zum Kopfbalken, der aus Volumenelementen generiert wird, wird das Spundwandprofil aus Flächenelementen modelliert. Die Einbindetiefe wird mit $L_E=180$ mm gewählt. Die Dicken des Flansches t_F und Steges t_W entsprechen den Angaben aus der Zulassung [17] aus Anlage 2. Die Höhe der Spundwand $H_{SP,z}$ wird mit 0,63 m angenommen. Das Profil AZ38-700N ist ein Z-Profil. Normalerweise wird die Verbindung der einzelnen Spundwandprofile über die Schlösser als schubweich angenommen. Diese Verbundeigenschaft wird bei der Modellierung des Spundwandprofils vernachlässigt und als starr angenommen, da bei Z-Profilen (hier AZ38-700N) das Schloss im Flansch liegt und so diese Eigenschaft wenig Einfluss auf die Biegetragfähigkeit der Spundwand hat. Es wird ein linear elastisch, ideal plastisches Materialverhalten des Spundwandstahles angenommen.

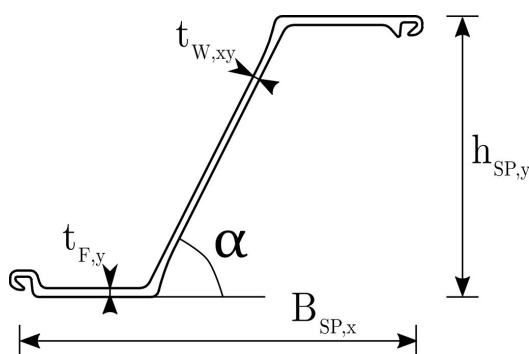


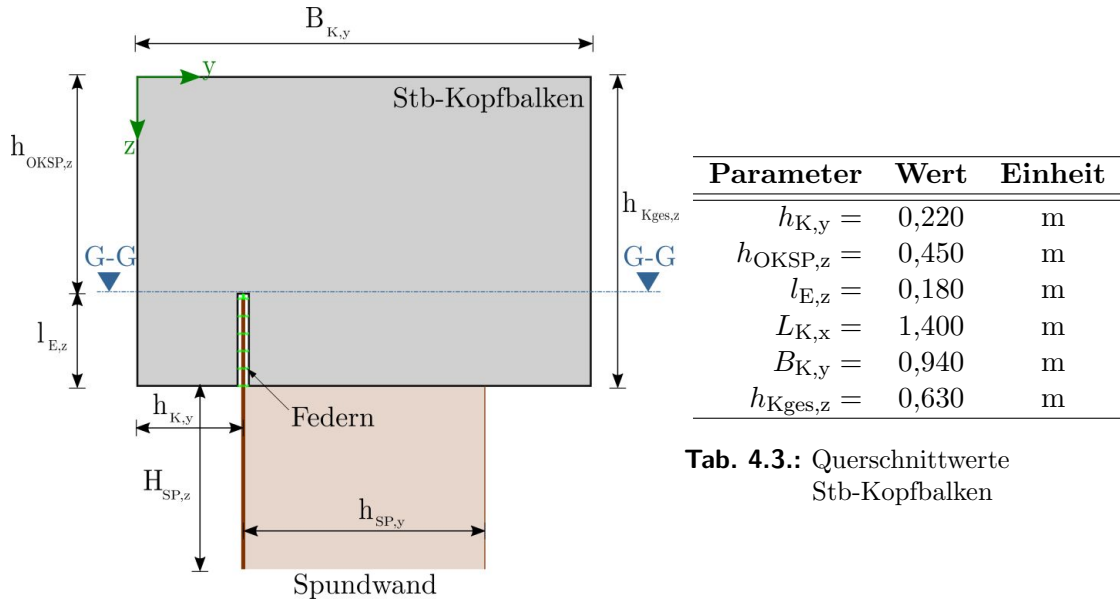
Abb. 4.3.: Skizze Profil AZ38-700N

Parameter	Wert	Einheit
$h_{SP,y} =$	0,5	m
$B_{SP,x} =$	0,7	m
$t_{F,y} =$	16	mm
$t_{W,xy} =$	12,2	mm
$\alpha =$	63,2	°
$A_{SP} =$	230	cm ² /m
$W_{SP} =$	3795	cm ³ /m
$H_{SP,z} =$	0,63	m

Tab. 4.2.: Querschnittswerte AZ38-700N [17]

Stb-Kopfbalken:

Die Abmessungen des Stb-Kopfbalkens ergeben sich aus den Annahmen bzw. vorgegebenen Randbedingungen der Zulassung [17] und sind der Abb. 4.12 sowie der Tab. 4.3 zu entnehmen.



Tab. 4.3.: Querschnittswerte Stb-Kopfbalken

Abb. 4.4.: Skizze Ansicht Schnitt A-A

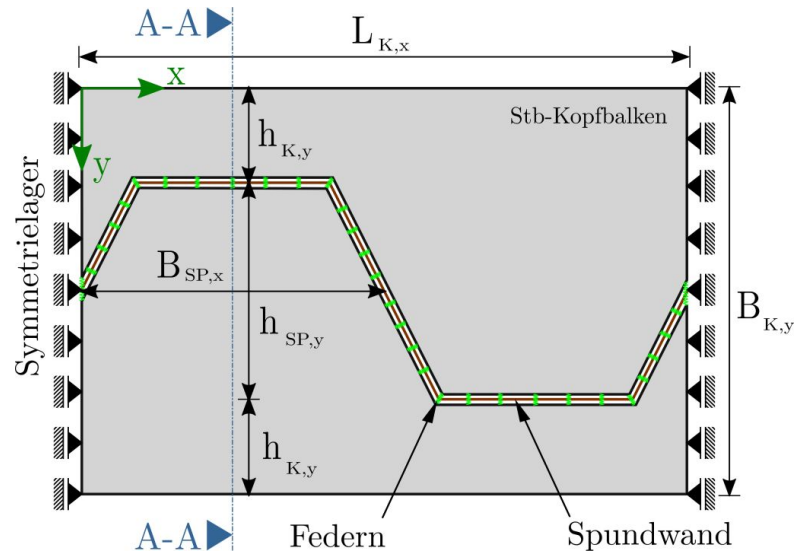
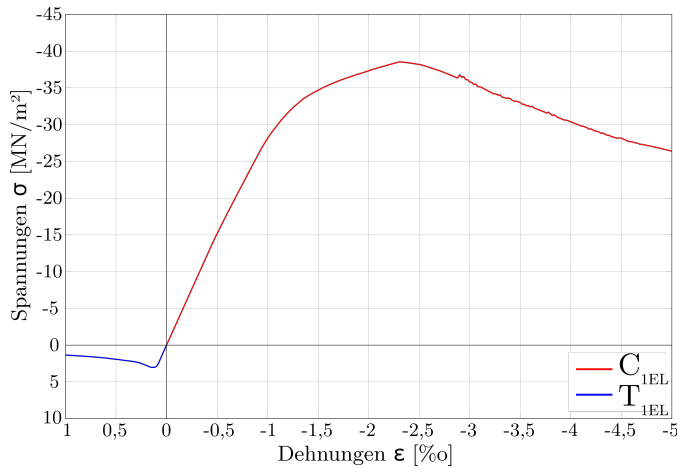


Abb. 4.5.: Skizze Grundriss Schnitt G-G



Parameter	Wert	Einheit
$f_{ck} =$	30	N/mm ²
$f_{cm} =$	38,25	N/mm ²
$E_c =$	30500	N/mm ²
$E_{cm} =$	33000	N/mm ²
$\nu_c =$	0,20	-
$\gamma_c =$	25	kN/m ³

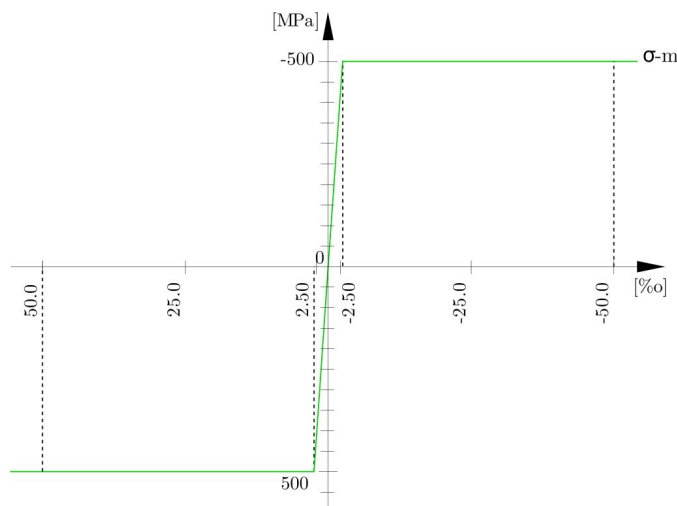
Tab. 4.4.: Materialwerte Beton C30/37

Abb. 4.6.: C30/37: $\sigma - \varepsilon$ - Diagramm nach „M4L“

Die Arbeitslinie des verwendeten Betons der Festigkeitsklasse C30/37 ist in Abbildung 4.6 dargestellt. Diese bezieht sich auf das Ergebnis der Gausspunkte eines FE-Modells mit einem quadratischen Volumenelement. Der Stb-Kopfbalken wird mit Volumenelementen modelliert. Als Material für den Beton wird das auf Grundlage der Microplane Theorie entwickelte Modell „M4L“ [12] verwendet. Hierbei wird das mehraxiale Werkstoffverhalten durch die Anwendung der einaxialen Arbeitslinien auf 21 verschiedenen Microebenen in jedem Integrationspunkt des Finiten Elements abgebildet [15].

Bewehrung:

Die Bewehrung wird in Betonstabstahl der Sorte B500B ausgeführt. Es wird ein linear elastisch, ideal plastisches Materialverhalten des Bewehrungsstahles angenommen.



Parameter	Wert	Einheit
$f_{yk} =$	500	N/mm ²
$f_{yt} =$	525	N/mm ²
$E_s =$	200000	N/mm ²
$\nu_s =$	0,30	-
$G_s =$	76923	N/mm ²
$\varepsilon_{uk} =$	50	‰
$\gamma_s =$	78,5	kN/m ³

Tab. 4.5.: Materialwerte B500B

Abb. 4.7.: $\sigma - \varepsilon$ - Diagramm Betonstahl B500B

Die Modellierung der Bewehrung wie in Abb. 4.8 stellt den größten Aufwand dieses Modells dar und erfolgt nach der Vorlage aus der Anlage 3 (Abb. 4.8) der Zulassung [17]. Um dies ein wenig zu vereinfachen wird nicht jeder Bewehrungsstab 1 zu 1 nachmodelliert, sondern bei komplexeren Anordnungen der Bewehrung wird die erforderliche angegebene Stahlmenge über die Länge bzw. Breite gleichmäßig verteilt, wie dies z.B. bei den Rand- und Konsolenlängsbewehrung (Position 4 und 5) der Fall ist. Dies hat keinen großen Einfluss auf die Ergebnisse. Die Spaltzugbewehrung (Position 2) wird laut Zulassungen als Schlaufen ausgeführt. Gemäß Zulassung [17] muss die Spaltzugbewehrung bei einem erforderlichen Bewehrungsquerschnitt $> 10 \text{ cm}^2/\text{m}$ mindestens zweilagig angeordnet werden. Diese Anforderung wird erfüllt und die zweite Lage der Spaltzugbewehrung wird im Abstand des 2 bis 3-fachen von d_s von der ersten Lage angeordnet. Alle restlichen Positionen werden mit den Durchmessern und der Anordnung, wie in der Zulassung vorgegeben, modelliert. Als Betonüberdeckung wird das Nennmaß der Betonüberdeckung c_{nom} gewählt. Im Programm wird der Bewehrungsstab als Fachwerksstab modelliert. Demzufolge werden nur Normalkräfte durch diese übertragen. Der Verbund zwischen den Beton-Kopfbalken und den Bewehrungsstäben wird mittels Koppelemente erreicht. Dabei wird jeder Knoten des Fachwerkstabes an mindestens einen Knoten des umliegenden Volumenmodells gelenkig gekoppelt. Bei dieser Vorgehensweise muss man sicher gehen, dass das Verhältnis der Netzteilung des Volumenmodells und der Teilung des Fachwerkstabes so zusammenpassen, dass auch wirklich jeder Knoten eines Stabes an einen Volumenelementknoten gebunden ist. Die Koppelbedingungen beschreiben im Allgemeinen unendlich steife Elemente und spezielle Randbedingungen, die numerisch stabil sind.

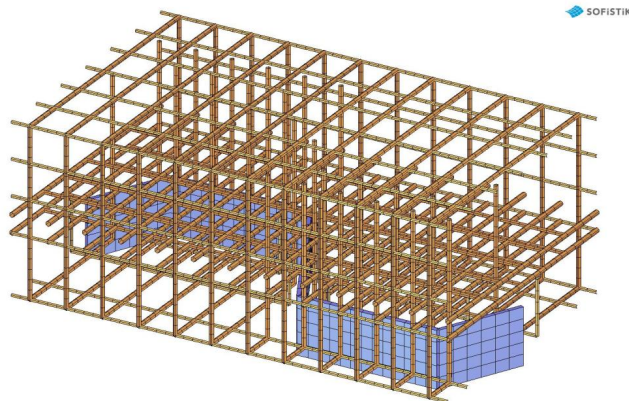


Abb. 4.8.: Modellierung Bewehrung - SOFISTIK

	a	d_s Ø	s
	—	mm	cm
Position 1a	8	14	12
Position 1b	4	14	12
Position 2	-	16	12
Position 3	5	12	12
Position 4	13	10	-
Position 5	4	10	-
Position 6	-	10	-
Position 7	-	10	-
Position 8	3	10	-
Position 9	3	10	-

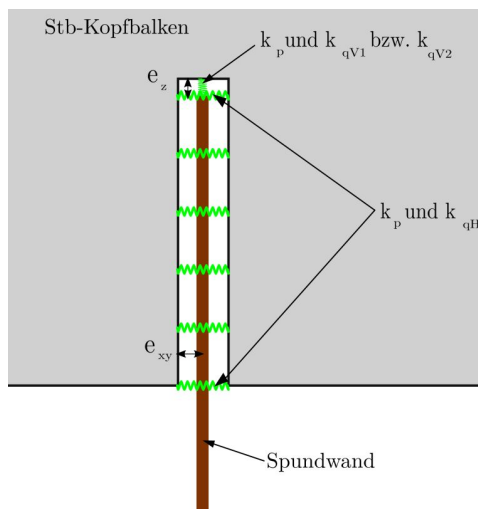
Tab. 4.6.: Bewehrungsquerschnitte

Verbund:

Der Verbund zwischen Stb-Kopfbalken und der Spundwand stellt das wichtigste Element bei der Modellierung dar. Da bei dem System der Schneidenlagerung die Kraftübertragung rein über den Kontakt bzw. Pressung sowie der Reibung zwischen den beiden Baustoffen geschieht, wird der Verbund über Federelemente abgebildet. Dazu wird ein Schlitz (e_{xy} bzw. $e_z = 1\text{ cm}$) zwischen Stb-Kopfbalken und dem Spundwandprofil modelliert. In diesem Einbindebereich werden alle Knoten der Spundwand mit den gegenüberliegenden Knoten des Stb-Kopfbalkens mittels Federn verbunden.

Dabei werden folgende Annahmen getroffen:

- Die Federsteifigkeit k_p IN Federhaupttrichtung wird als hoch angenommen, damit die volle Druckkraft übertragen werden kann ($k_p \rightarrow \infty$).
- Die Federsteifigkeit k_q QUER zur Federhaupttrichtung wird mit dem Schubmodul G des Betons angenommen.
- Zusätzlich zur Randbedingung der Federsteifigkeit QUER zur Federrichtung wird der Reibbeiwert μ angesetzt. Hierbei wird eingeschränkt, dass die Quersfeder keine größeren Kräfte als *Reibbeiwert * Federdruckkraft* übertragen kann.
- Wird die Feder in Haupttrichtung auf Zug beansprucht, so fällt diese in Haupt- und Querrichtung aus.



Parameter	Wert	Einheit
Horizontalfedern:		
$k_p =$	3,05E+09	kN/m ²
$k_{qH} =$	2,20E+04	kN/m ³
Vertikalfedern:		
$k_p =$	3,05E+09	kN/m ²
$k_{qV1} =$	2,68E+02	kN/m ²
$k_{qV2} =$	3,52E+02	kN/m ²
Reibbeiwert:		
$\mu =$	0,70	–

Tab. 4.7.: Parameter für Verbundeigenschaften

Abb. 4.9.: Modellierung des Verbundes mit Federelementen

Lagerung:

Das Modell wird auf beiden Seiten mit Symmetrielagern „gelagert“, um das Modell in der Größe zu reduzieren (Abb.: 4.5 und 4.10) und folglich die Rechenzeit zu verkürzen. Am Randbereich wird der Stb-Kopfbalken und die Spundwand gegen Verschiebungen in x-Richtung bzw. gegen Verdrehungen um y-Achse festgehalten. Durch das Festhalten wird eine symmetrische Erweiterung des Systems nachempfunden. Der Rest der Spundwand wird unterhalb der Einbindetiefe $l_{E,z}$ gegen die Verschiebung in y-Richtung gelagert, denn sonst würde es zu einem Versagen der Spundwand aufgrund der Biegebeanspruchung um die x-Achse kommen. Folglich wird ein Versagen im Stb-Kopfbalken in erster Linie erzwungen, um rein das Tragverhalten der Schneidenlagerung zu beurteilen. Am Spundwandfuß wird ein festes Auflager angegeben. Normalerweise kann man bei der Spundwandeinbindung ins Erdreich nicht von einer starren Festhaltung am Fußpunkt ausgehen, jedoch da in diesem Fall die Kräfteinleitung der Schneidenlagerung im Spundwandkopf analysiert wird, ist diese Annahme zur Lagerung ausreichend.

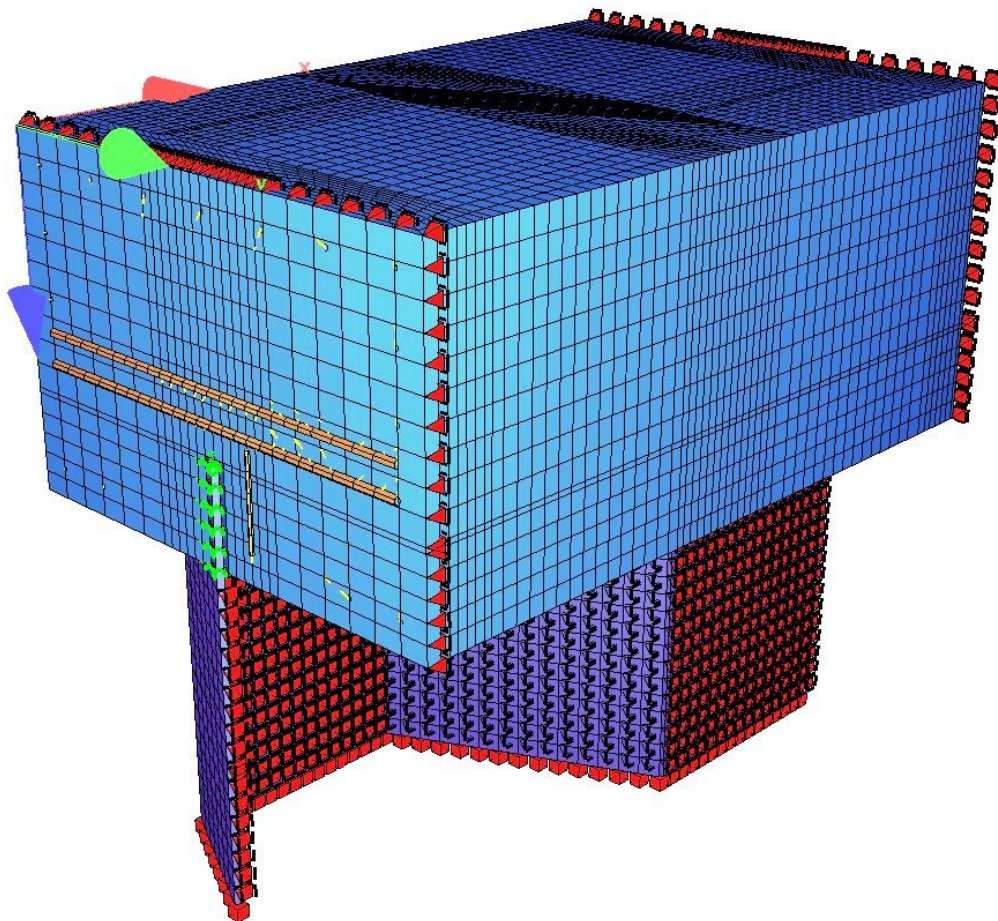
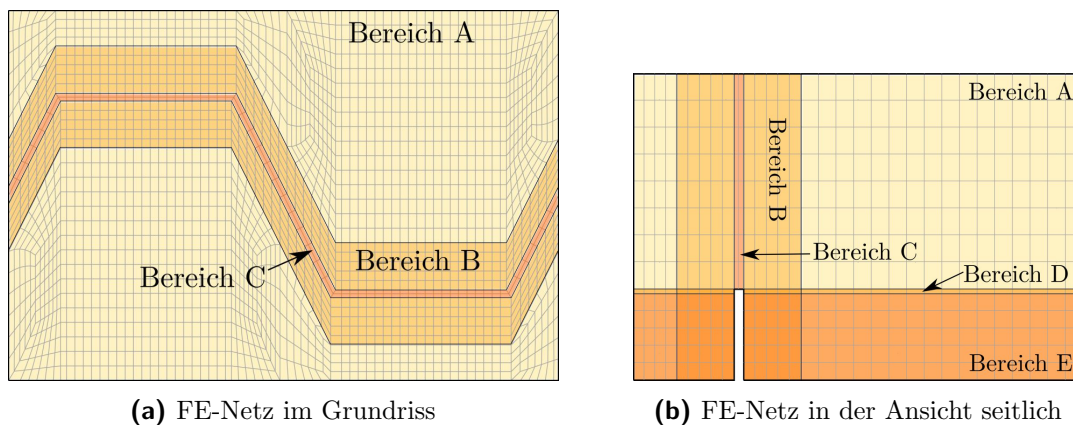


Abb. 4.10.: Endgültiges Modell mit Lagerbedingungen- Systemausschnitt SOFISTIK

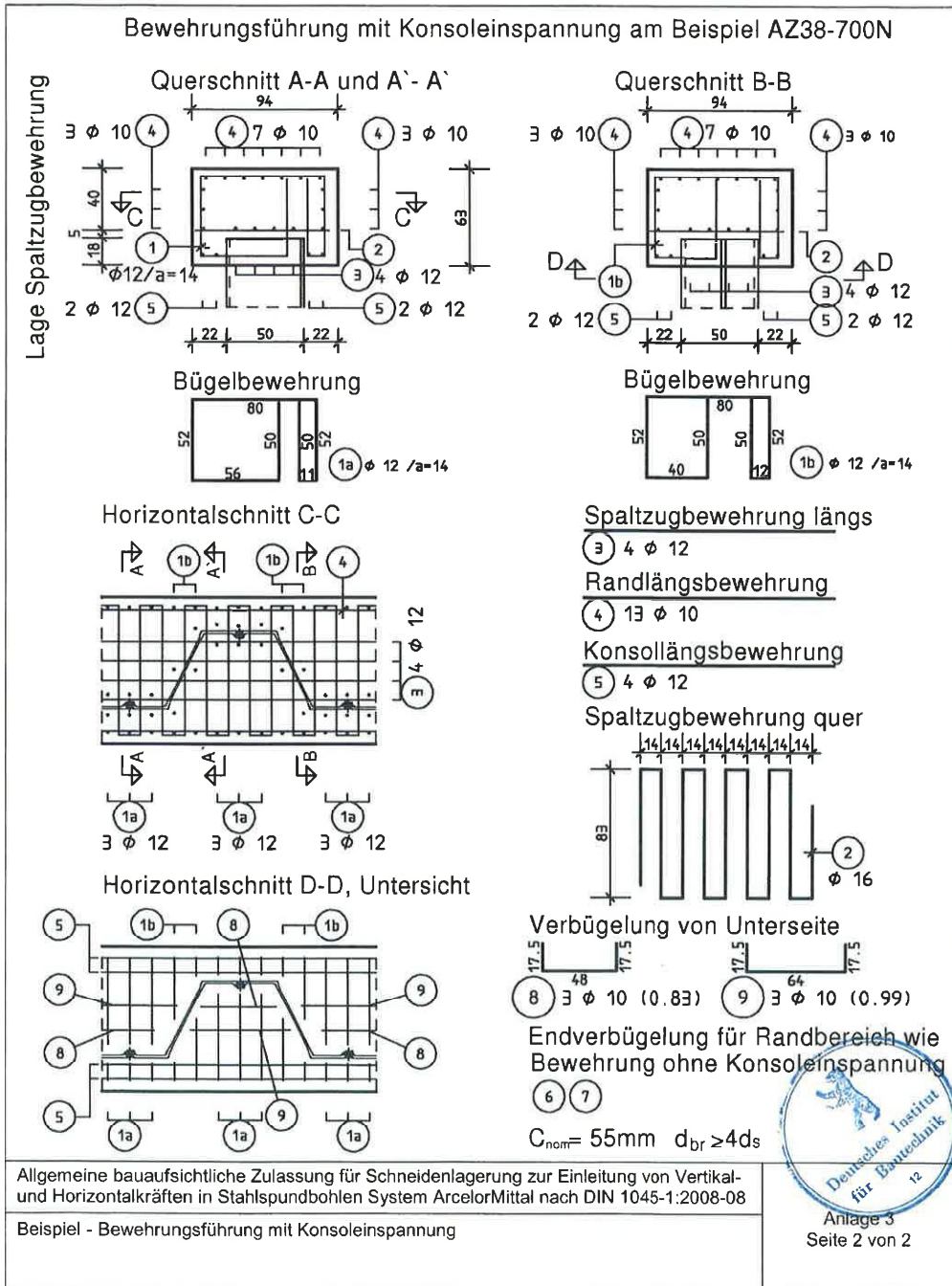
Netzgenerierung:

Die Erstellung des FE-Netzes ist ein besonders wichtiger Punkt bei der Modellierung. Deswegen wird vorliegendes Modell mit dem SOFISTIK Programmmodul *sofimsha* erstellt. Dieses Modul erfordert eine eigenständige Netzgenerierung durch den Benutzer. Dies hat den Vorteil, dass der Anwender die Netzgestaltung (Größe/Feinheit, Form, Anordnung, Verdichtung) selbst erstellen kann. Als problematisch bei diesem Modell stellt sich die Diskretisierung durch die Einbindung der Spundwand in den Stb-Kopfbalken dar. Durch den trapezförmigen Verlauf und den steilen Winkeln der Stege des Profils ist eine Anordnung gleich großer und gleichförmiger Elemente schwierig. Da für die Untersuchung der Schneidenlagerung vor allem der Bereich um das Spundwandprofil von Bedeutung ist, wird dieser Bereich B feiner diskretisiert als der äußere Bereich A. Die Bereiche C und D ergeben sich aus der Erstellung der Federelemente sowie des Schlitzes zwischen dem Spundwandprofil und dem Stb-Kopfbalken. Bereich E regelt die Netzfeinheit in der Höhe im Bereich der Einbindung. (Abb. 4.11) Die Diskretisierung der einzelnen Bereiche lässt sich alle durch die parametrisierte Eingabe vom Benutzer regeln. Zudem wird diese Aufteilung in gröberes und feineres Netz gemacht, um die Elementanzahl einzuschränken und so die Rechenzeit zu minimieren.

**Abb. 4.11.:** Diskretisierung

4. Nichtlineare numerische Untersuchung der Schneidenlagerung

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung
Nr. Z-15.6-235 vom 25. November 2011



Z61326-11

1.15.6-39/04

Abb. 4.12.: Anlage 3: Bewehrungsführung am Beispiel AZ38-700N [17]

4.2. Nichtlineare Berechnung

Ziel der Berechnung ist es, den Kraftfluss der Schneidenlagerung bzw. Einleitung der Kräfte vom Stb-Kopfbalken in die Spundwand bei unterschiedlichen Belastungen zu ermitteln sowie das Versagen des Systems festzustellen. Folglich wird das System solange belastet, bis es zum Versagen kommt. Daraus kann man die maximale Tragfähigkeit des Bauteils für die jeweiligen Randbedingungen ermitteln.

Es werden vier Berechnungen durchgeführt:

- NL_LF1002:** Erhöhen der zentrischen vertikalen Belastung V_k bis zum Versagen, $e_y = 0,00 * d$
- NL_LF1005:** Erhöhen der exzentrischen vertikalen Belastung V_k bis zum Versagen, $e_y = 0,15 * d$
- NL_LF4003:** Erhöhen der exzentrischen horizontalen Belastung H_k bei einer konstanten zentrischen vertikalen Belastung V_k (max. lt. Zulassung) bis zum Versagen, $e_y = 0,00 * d$ und $e_z = h_{Kges,z}/2$.
- NL_LF4005:** Erhöhen der exzentrischen horizontalen Belastung H bei einer konstanten zentrischen vertikalen Belastung V (max. lt. Zulassung) bis zum Versagen, $e_y = 0,00 * d$ und $e_z = 0,055 \text{ m}$.

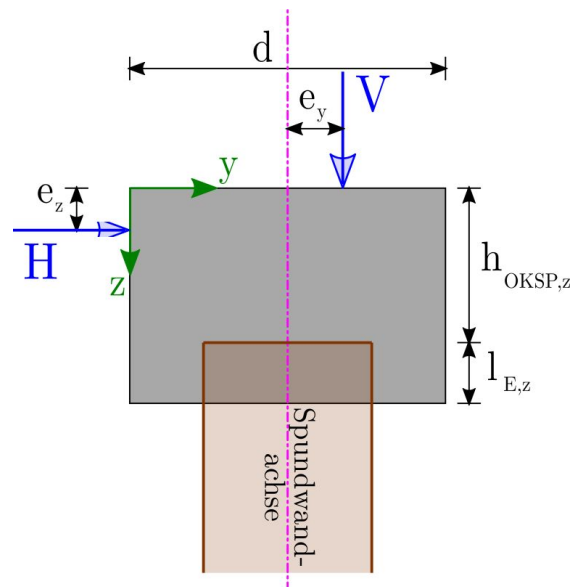


Abb. 4.13.: Skizze der Belastung am Stb-Kopfbalken

Die Exzentrizität e_y der Vertikallast V_k wird in Abhängigkeit der Breite des Stb-Kopfbalkens angegeben und ausgehend von der Spundwandachse angesetzt. Bei der Berechnung wird eine maximale Exzentrizität von $e_y = 0,15 * d$ angesetzt. Diese Eingrenzung der Exzentrizität erfolgt, da eine gezielte Momenteneinleitung in die Schneidenlagerung laut Zulassungen nicht erlaubt ist und in der Praxis eine Lasteinleitung bei großen Exzentrizitäten vermieden werden soll. Die horizontale Belastung geschieht laut Zulassungen an der Oberkante des Stb-Kopfbalkens. Eine solche punktuelle Einleitung der Last im Randbereich kann bei der Berechnung frühzeitig zu einem Versagen (Abplatzen) des Betons führen. Um diesen Effekt zu vermeiden, wird eine kleine Exzentrizität $e_z = 0,055$ m der Horizontallast H_k angesetzt.

NL_LF1002

Die Berechnung *NL_LF1002* beschreibt die zentrische vertikale Belastung V_k des Stb-Kopfbalkens. Die Vertikallast wird solange gesteigert, bis es zu einem Versagen des Systems kommt.

Laut der Zulassung von ARCELORMITTAL [17] ist für das Profil AZ38-700N und den angenommenen Geometrien eine reine vertikale Belastung von $V_k = 1800$ kN/m möglich. Laut der Zulassung von HOESCH [6] kann das Profil H3606 eine reine vertikale Belastung von $V_k = 2450$ kN/m aufnehmen.

$e_y = 0,00$ m	ArcelorMittal: $V_k = 1800$ kN/m	Hoesch: $V_k = 2450$ kN/m
$e_z = 0,00$ m	$H_k = 0$ kN/m	$H_k = 0$ kN/m

NL_LF1005

Die Berechnung *NL_LF1005* beschreibt die exzentrische vertikale Belastung V_k des Stb-Kopfbalkens. D.h. der Stb-Kopfbalken wird exzentrisch ($e_y = 0,15 * d = 0,14$ m) von der Spundwandachse aus mit einer steigernden Vertikallast V_k solange beansprucht, bis es zu einem Versagen des Systems kommt.

Laut der Zulassung von ARCELORMITTAL [17] ist für das Profil AZ38-700N und den angenommenen Geometrien eine reine vertikale Belastung $V_k = 1000$ kN/m möglich.

Laut der Zulassung von HOESCH [6] kann das Profil H3606 eine reine vertikale Belastung bei der angenommenen Exzentrizität e_y von $V_k = 1380$ kN/m aufnehmen.

$e_y = 0,14$ m	ArcelorMittal: $V_k = 1000$ kN/m	Hoesch: $V_k = 1380$ kN/m
$e_z = 0,00$ m	$H_k = 0$ kN/m	$H_k = 0$ kN/m

NL_LF4003

Die Berechnung *NL_LF4003* beschreibt die zentrische vertikale Belastung V_k sowie exzentrische horizontale Belastung H_k des Stb-Kopfbalkens. Der Stb-Kopfbalken wird zentrisch ($e_y = 0,00$ m) mit der konstanten Vertikallast V_k belastet und die exzentrische Horizontallast H_k ($e_z = 0,315$ m, Mitte des Stb-Kopfbalkens) solange gesteigert, bis es zu einem Versagen des Systems kommt.

Laut der Zulassung von ARCELORMITTAL [17] sind für das Profil AZ38-700N und den angenommenen Geometrien eine vertikale Belastung $V_k = 1700$ kN/m und eine horizontale Belastung $H_k = 148$ kN/m möglich.

Laut der Zulassung von HOESCH [6] kann das Profil H3606 bei einer konstanten vertikalen Belastung $V_k = 1700$ kN/m eine horizontale Last von $H_k = 1080$ kN/m bei der angenommenen Exzentrizität e_z aufnehmen.

$e_y = 0,000$ m	ArceleorMittal: $V_k = 1700$ kN/m	Hoesch: $V_k = 1700$ kN/m
$e_z = 0,32$ m	$H_k = 148$ kN/m	$H_k = 1080$ kN/m

NL_LF4005

Die Berechnung *NL_LF4005* beschreibt die zentrische vertikale Belastung V_k sowie die exzentrische horizontale Belastung H_k des Stb-Kopfbalkens, d.h. der Stb-Kopfbalken wird zentrisch ($e_y = 0,00$ m) in Spundwandachse mit einer konstanzen Vertikallast V_k und exzentrisch ($e_z = 0,055$ m) von der OK des Stb-Kopfbalkens mit einer steigenden Horizontallast H_k solange belastet, bis es zu einem Versagen des Systems kommt.

Laut der Zulassung von ARCELORMITTAL [17] sind für das Profil AZ38-700N und den angenommenen Geometrien eine vertikale Belastung $H_k = 1480$ kN/m und eine horizontale Belastung $H_k = 148$ kN/m möglich.

Laut der Zulassung von HOESCH [6] kann das Profil H3606 bei einer konstanten vertikalen Belastung $V_k = 1480$ kN/m eine horizontale Last von $H_k = 480$ kN/m bei der angenommenen Exzentrizität e_z aufnehmen.

$e_y = 0,000$ m	ArceleorMittal: $V_k = 1480$ kN/m	Hoesch: $V_k = 1480$ kN/m
$e_z = 0,06$ m	$H_k = 148$ kN/m	$H_k = 480$ kN/m

4.3. Auswertung der nichtlinearen Berechnungen

Folgend wird kurz auf die allgemeinen Ergebnisse und Erkenntnisse aus der nichtlinearen Berechnung eingegangen. Es werden die Hauptzugdehnungen und Hauptdruckstauchungen sowie die Hauptspannungen in den Schnitten A-A bis I-I (siehe Abb.: 4.14) ausgewertet. Zudem werden die Federkräfte untersucht, um auf die Lasteinleitung in das

Spundwandprofil zurückzuschließen, und die Vergleichsspannungen in der Spundwand analysiert. Die relevanten ausgewerteten Grafiken der Zustandsgrößen können dem Anhang A entnommen werden.

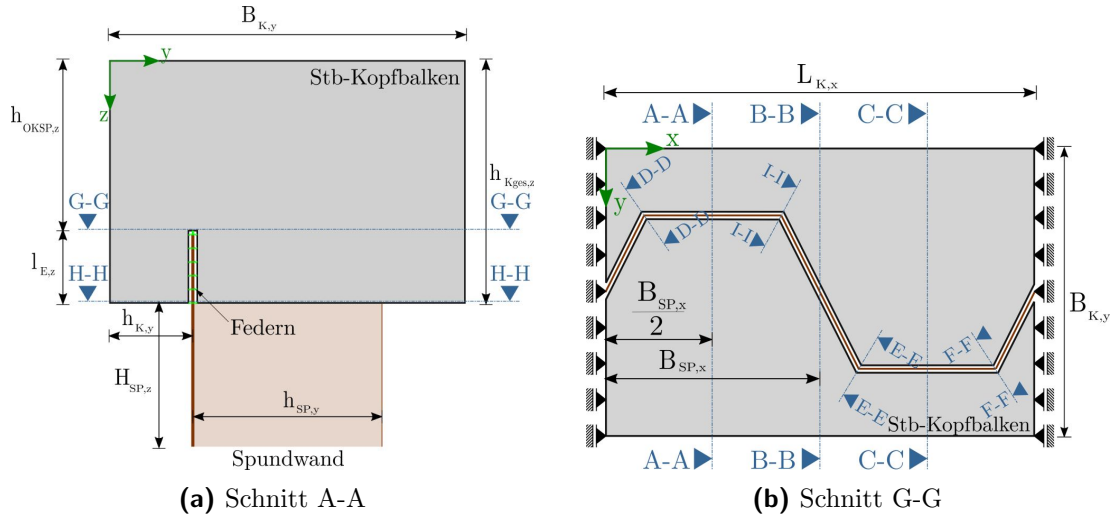


Abb. 4.14.: Skizzen Schnitte für Auswertung der nichtlinearen Berechnungen

4.3.1. NL_LF1002

Laut nichtlinearer Berechnung kann eine äußere maximale Vertikalkraft von $V_k = 5880 \text{ kN/m}$ in die Spundwand übertragen werden, bis es zum Versagen des Systems (bei LF245) kommt. Dies entspricht ca. das 3,27-fache der Zulassung [17] nach ARCELORMITTAL und das 2,4-fache der Zulassung [6] nach HOESCH. Dabei kommt es zum Versagen der 1. Lage der Spaltzugbewehrungs-Quer (Position 2) direkt oberhalb des Spundwandkopfes. Die Fließgrenze der Bewehrung und somit die maximal aufnehmbare Kraft in der Bewehrung $F_{s,P2} = 100,5 \text{ kN}$ wird bei LF217 ($V_k = 5210 \text{ kN/m}$) überschritten. Ab LF226 ($V_k = 5400 \text{ kN/m}$) kommt es zum Fließen der Bügelbewehrung (Position 1a) auf der Höhe des Spundwandkopfes. Ab LF234 wird die Streckgrenze der Spundwand überschritten und die max. Vergleichsspannung erreicht.

$$F_{s,P1} = f_{yk} \cdot A_{s,P1} = 500 \cdot \frac{14^2}{4} \cdot \pi \cdot 10^{-3} = 76,97 \text{ kN} \quad (4.1)$$

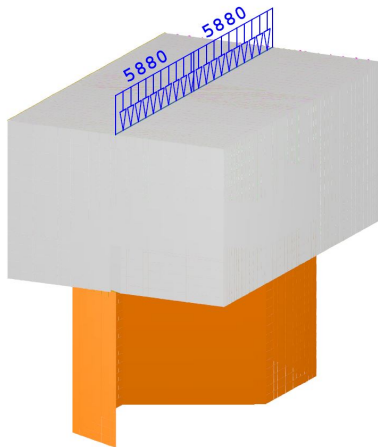
$$F_{s,P2} = f_{yk} \cdot A_{s,P2} = 500 \cdot \frac{16^2}{4} \cdot \pi \cdot 10^{-3} = 100,53 \text{ kN} \quad (4.2)$$

mit:

f_{yk} ... Mindeststreckgrenze Bewehrungsstahl: $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

$A_{s,P1}$... Fläche Bewehrungsseisen Position 1: $d_{s,P1} = 14 \text{ mm}$

$A_{s,P2}$... Fläche Bewehrungsseisen Position 2: $d_{s,P2} = 16 \text{ mm}$



Bezeichnung	Wert	Einheit
Vertikallast:		
$e_y =$	0,00	m
Berechnung: max. $V_{k,NL} =$	5880	kN/m
ARCELORMITTAL: max. $V_k =$	1800	kN/m
Verhältnis:	3,27	-fache
HOESCH: max. $V_k =$	2450	kN/m
Verhältnis:	2,40	-fache
max. Lastfall:	245	

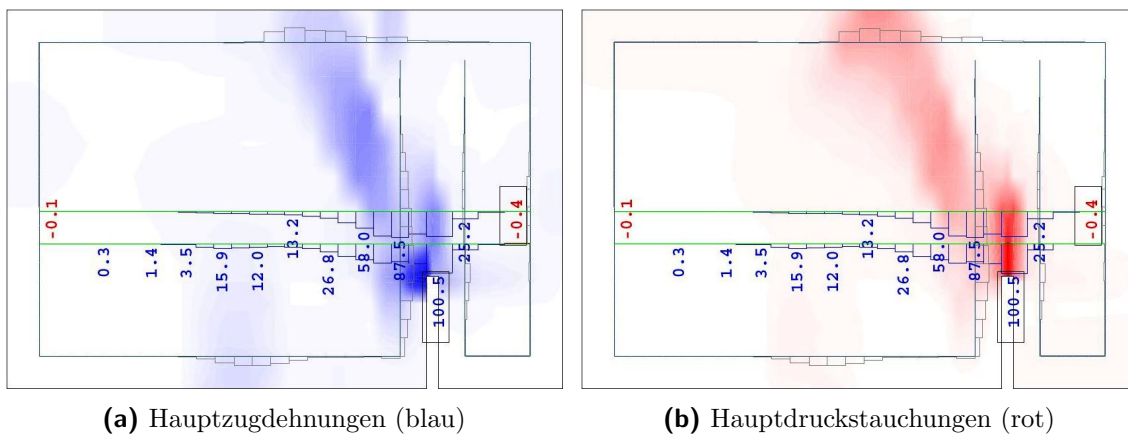
Tab. 4.8.: Ergebnis NL_LF1002

Abb. 4.15.: Modell mit max. $V_{k,NL}$

Die Grenzdehnungen für den Beton C30/37 für das vorgegebene Materialmodell (Abb.: 4.6) sind in Tabelle 4.9 gegeben. Werden diese überschritten, so reißt der Beton. In Abbildung 4.16 sind die Hauptzugdehnungen und Hauptdruckstauchungen des Stb-Kopfbalkens im Schnitt C-C für den LF217 dargestellt. In den farbigen Bereichen ist die Grenzdehnung des Betons überschritten, d.h. es sind in diesem Bereich Risse vorhanden.

Grenzspannung	Grenzdehnung				
$f_{ck} =$	38,53	N/mm ²	$\varepsilon_c =$	-2,32	% ₀
$f_{tk} =$	3,02	N/mm ²	$\varepsilon_t =$	0,14	% ₀

Tab. 4.9.: Grenzspannungen und -dehnungen für den verwendeten Beton C30/37



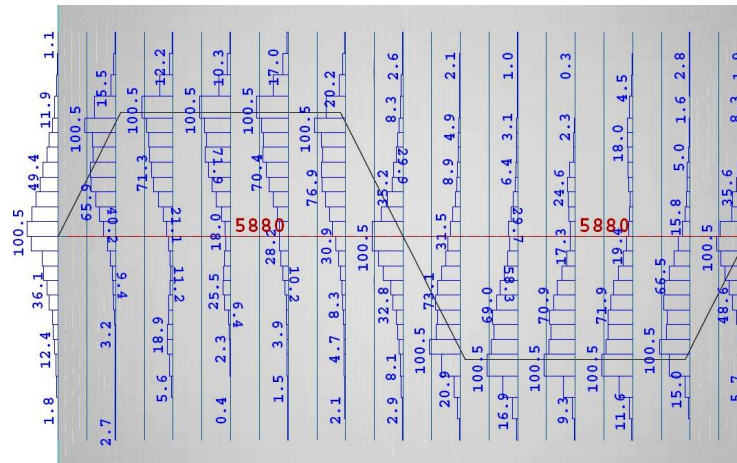
(a) Hauptzugdehnungen (blau)

(b) Hauptdruckstauchungen (rot)

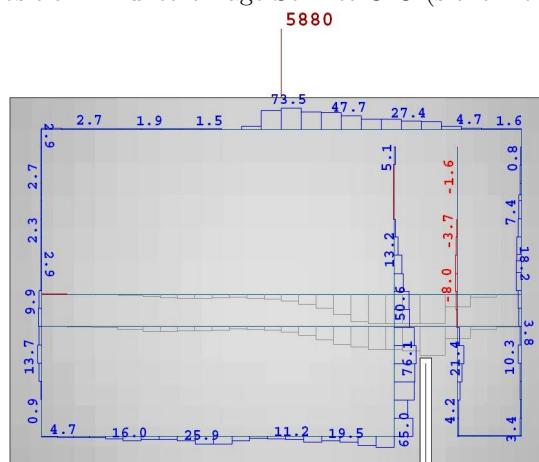
Abb. 4.16.: Hauptdehnungen (Farben) und Kräfte in der Bewehrung (Zahlenwerte) beim Versagen der Position 2 im Schnitt C-C (siehe Abb. 4.14) für LF217

4. Nichtlineare numerische Untersuchung der Schneidenlagerung

Dabei kommt es zum Fließen der Spaltzugbewehrung - Quer (Position 2: Abb. 4.16 und 4.17a). Man erkennt in den Abbildungen, dass die Grenzdehnungen für den Beton C30/37 überschritten werden. Besonders im Lasteinleitungspunkt zur Spundwand ergeben sich aus dem Spitzendruck (Abb.: 4.16b) große Dehnungen. Folglich kommt es auch hier zum ersten Fließen der Bewehrung. Die Zugdehnungen (Abb.: 4.16a) werden besonders im hinteren Bereich des Spundwandkopfes überschritten (große Kräfte in der Querkraftbewehrung - Position 1: $F_x = 76,1 \text{ kN}$ von max. $F_{s,P1} = 76,97 \text{ kN}$; Abb. 4.17b).



(a) Position 2 - untere Lage Schnitt G-G (siehe Abb. 4.14)



(b) Position 1a - Schnitt C-C (siehe Abb. 4.14)

Abb. 4.17.: Kräfte in den Hauptbewehrungen im Versagenslastfall LF245

Die Kräfteinleitung in die Spundwand erfolgt zu ca. 85% (Verhältnis zwischen der einwirkenden Vertikallast und der Kraft der vertikalen Federn auf die Spundwandkopffläche (Abb. 4.18)) über den Spitzendruck von Stb-Kopfbalken auf das Spundwandprofil. Der restliche Anteil wird horizontal und über Reibung in die Spundwand eingeleitet.

4.3. Auswertung der nichtlinearen Berechnungen

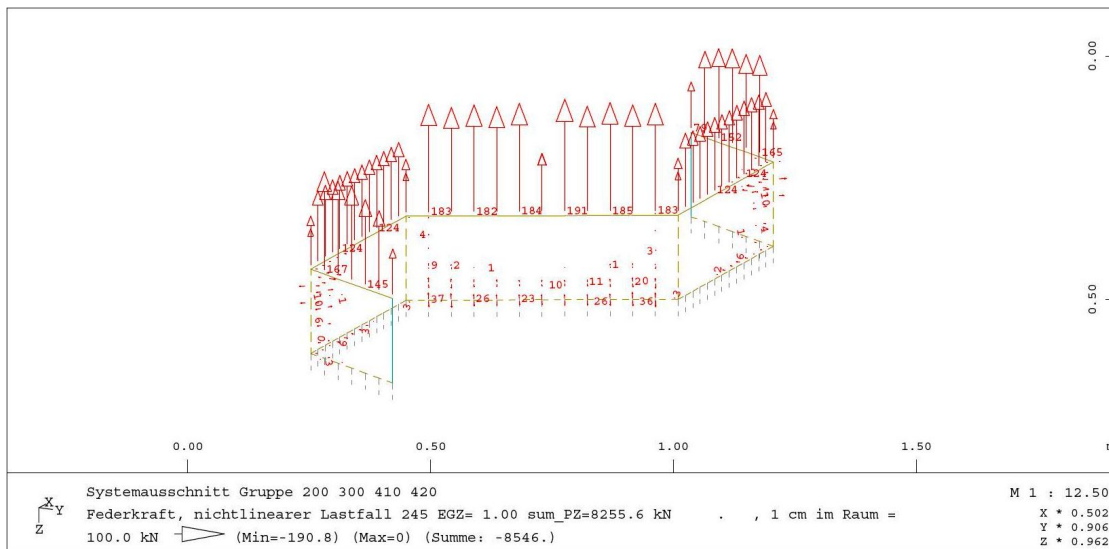
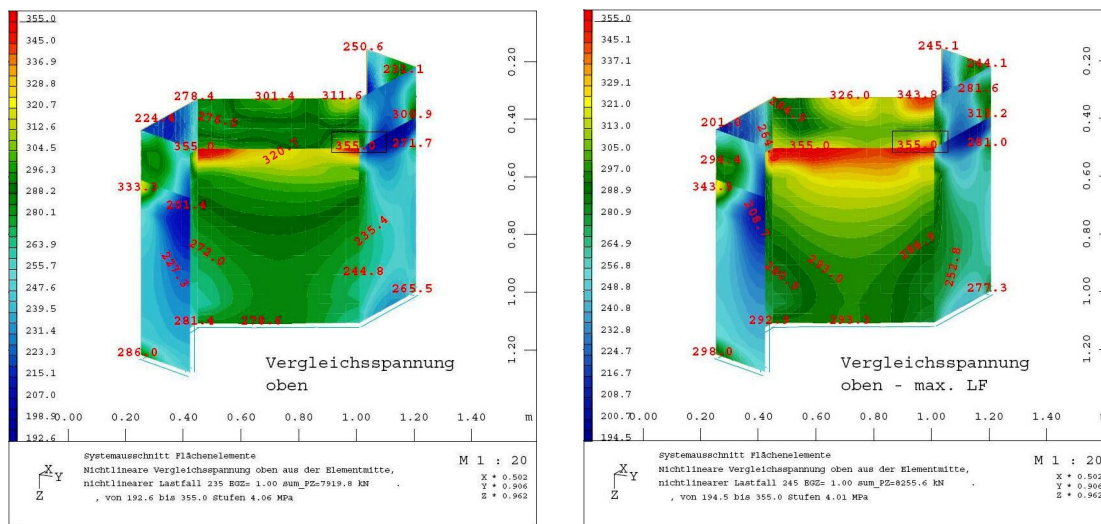


Abb. 4.18.: Federkräfte für LF245

Es kommt zum Konsoleneffekt (Einspanneffekt). Somit erhält man im unteren und oberen Bereich große Spannungskonzentrationen in der Spundwand. Der genauer Kraftfluss in Trapezprofilen für Querbiegung kann [15] entnommen werden. Die Vergleichsspannung in der Spundwand wird ab einer Vertikallast von ca. $V_k = 5600 \text{ kN/m}$ überschritten. Betrachtet man die Vergleichsspannung „oben“ bzw. „unten“, so sieht man eine Spannungskonzentration in den Eckbereichen der Spundwand im unteren Bereich der Einbindung in den Stb-Kopf balken.



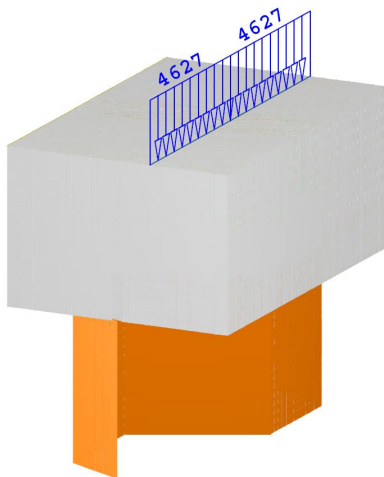
(a) Vergleichsspannungen „oben“ bei LF235

(b) Vergleichsspannungen „oben“ bei LF245

Abb. 4.19.: Vergleichsspannungen „oben“ in der Spundwand

4.3.2. NL_LF1005

Laut nichtlinearer Berechnung kann eine äußere maximale Vertikalkraft von $V_k = 4627 \text{ kN/m}$ in die Spundwand übertragen werden, bis es zum Versagen des Systems (bei LF347) kommt. Dies entspricht ca. das 4,63-fache der Zulassung [17] nach ARCELORMITTAL und das 3,43-fache der Zulassung [6] nach HOESCH. Dabei kommt es zum Versagen der Spaltzugbewehrung-Quer (Position 2) und der Querkraftbewehrung (Position 1) im Bereich des Spundwandkopfes. Auch die max. Vergleichsspannungen des Spundwandstahls werden erreicht, bis es zum Versagen des Systems kommt.



Bezeichnung	Wert	Einheit
Vertikallast:		
$e_y =$	0,14	m
Berechnung: max. $V_{k,NL} =$	4627	kN/m
ARCELORMITTAL: max. $V_k =$	1000	kN/m
Verhältnis:	4,63	-fache
HOESCH: max. $V_k =$	1350	kN/m
Verhältnis:	3,43	-fache
max. Lastfall:	347	

Tab. 4.10.: Ergebnis NL_LF1005

Abb. 4.20.: Modell mit max. $V_{k,NL}$

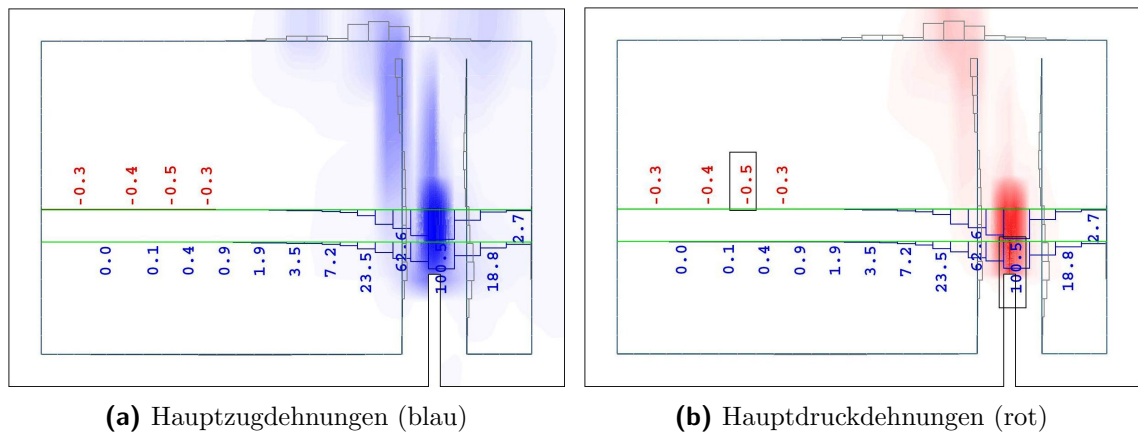
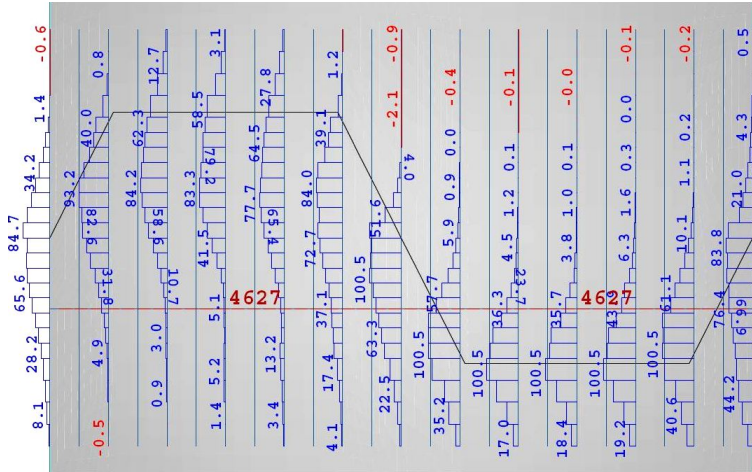


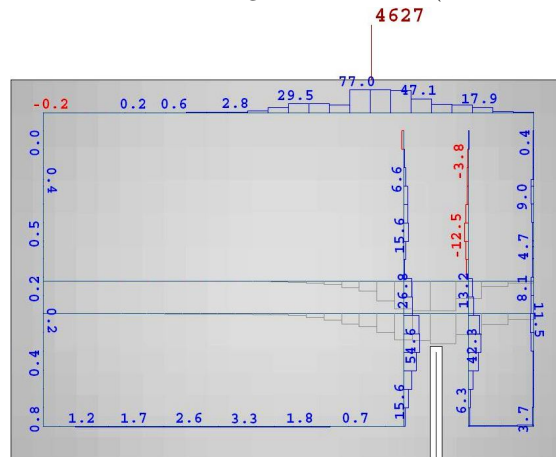
Abb. 4.21.: Hauptdehnungen (Farben) und Kräfte in der Bewehrung (Zahlenwerte) beim Versagen der Position 2 im Schnitt C-C (siehe Abb. 4.14) für LF274

Die Fließgrenze der Bewehrung und somit die maximale aufnehmbare Kraft in der Position 2 ($F_{s,P2} = 100,5 \text{ kN}$) wird bei LF274 ($V_k = 3650 \text{ kN/m}$) im Schnitt C-C zum

ersten Mal überschritten (Spaltzugbewehrung erreicht 100,5 kN, Abb. 4.21 und 4.22a). Ab LF296 ($V_k = 3950 \text{ kN/m}$) kommt es zum Fließen der Bügelbewehrung (Position 1b) an der OK des Stb-Kopfbalkens unterhalb der Krafteinleitung (Bügelbewehrung bei 77,0 kN, Abb.: 4.22b).



(a) Position 2 - untere Lage Schnitt G-G (siehe Abb. 4.14)



(b) Position 1a - Schnitt C-C (siehe Abb. 4.14)

Abb. 4.22.: Kräfte in den Hauptbewehrungen im Versagenslastfall LF347

Aufgrund der Exzentrizität e_y entsteht durch die vertikale Last ein Moment im Stb-Kopfbalken. Dadurch erfolgt die Krafteinleitung in die Spundwand nicht mehr konstant über den Spitzendruck der gesamten Spundwandkopffläche, sondern es herrscht eine einseitige Einleitung der Vertikallast über die vorderen Fläche der Blechsicke vor. Es werden ca. 85% der Vertikallast über den Spitzendruck in die Spundwand übertragen. Der hintere Flanschbereich des Profils fällt aus (siehe Abb.: 4.23). Der restliche Anteil wird horizontal und über Reibung in die Spundwand eingeleitet.

4. Nichtlineare numerische Untersuchung der Schneidenlagerung

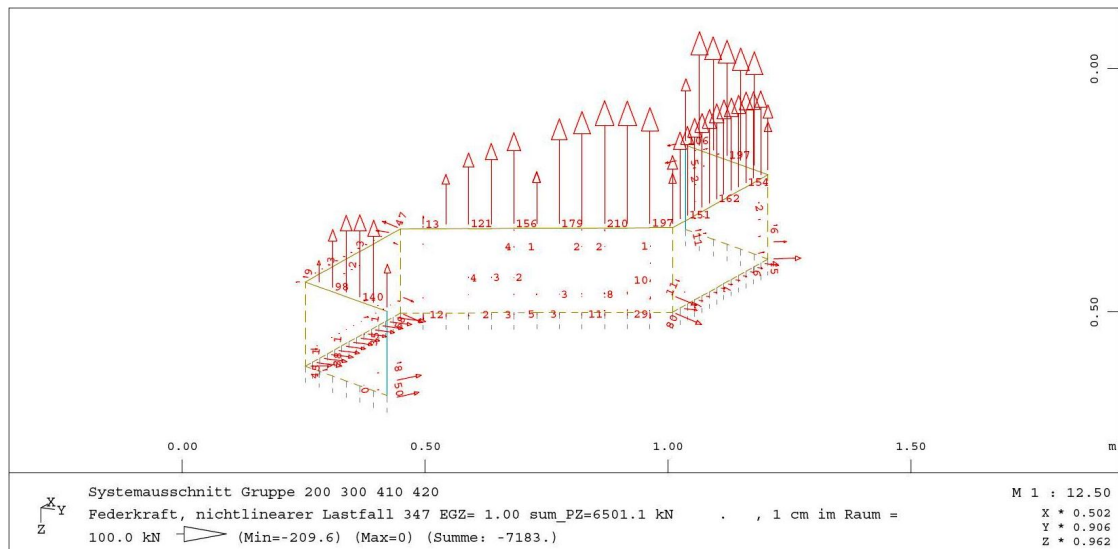
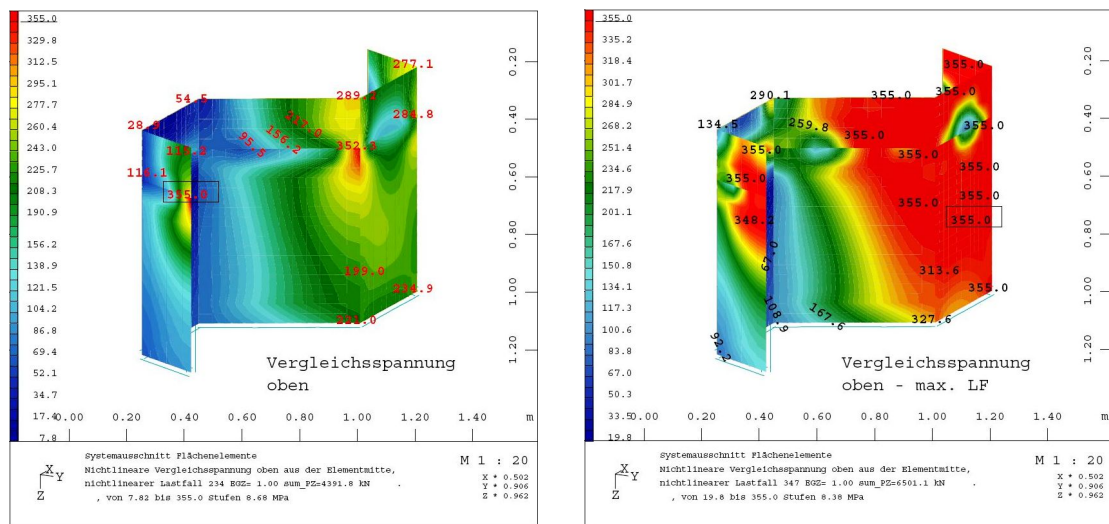


Abb. 4.23.: Federkräfte für LF347

Bereits bei niedrigen Lastfallstufen LF203 bzw. LF234 ($V_k = 2710 \text{ kN/m}$ bzw. $H_k = 3120 \text{ kN/m}$) kommt es zum Fließen an lokalen Stellen der Spundwand, da dort die max. Vergleichsspannung erreicht wird. Betrachtet man die Vergleichsspannung „oben“ bzw. „unten“, so sieht man eine Spannungskonzentration in den Eckbereichen der Spundwand im unteren Bereich der Einbindung in den Stb-Kopfbalken. Auffällig ist hierbei, dass bei Erreichen des max. Lastfalles LF347 ein Großteil der Spundwand schon die max. Vergleichsspannung erreicht hat.



(a) Vergleichsspannungen „oben“ bei LF234

(b) Vergleichsspannungen „oben“ bei LF347

Abb. 4.24.: Vergleichsspannungen „oben“ in der Spundwand

4.3.3. NL_LF4003

Bei konstant bleibender Vertikalkraft von $V_k = 1700 \text{ kN/m}$ ist laut nichtlinearer Berechnung eine maximal aufnehmbare Horizontallast $H_k = 1872 \text{ kN/m}$ möglich. Dies entspricht ca. dem 12,65-fachen der Zulassung [17] nach ARCELORMITTAL und dem 1,65-fachen der Zulassung [6] nach HOESCH.

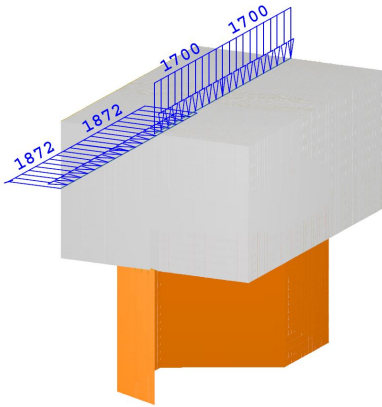


Abb. 4.25.: Modell mit konstantem V_k und max. $H_{k,NL}$

Bezeichnung	Wert	Einheit
Vertikallast:	$e_y =$	0,00 m
Berechnung:	konstant $V_k =$	1700 kN/m
Horizontallast:	$e_z =$	0,32 m
Berechnung:	max. $H_{k,NL} =$	1872 kN/m
ARCELORMITTAL:	max. $H_k =$	148 kN/m
	Verhältnis:	12,65 -fache
HOESCH:	max. $H_k =$	1130 kN/m
	Verhältnis:	1,65 -fache
	max. Lastfall:	328

Tab. 4.11.: Ergebnis NL_LF4003

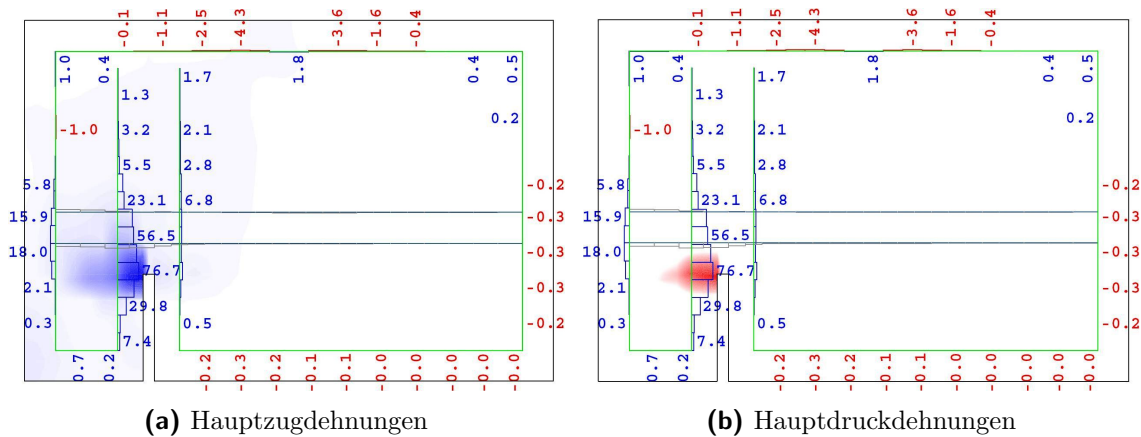
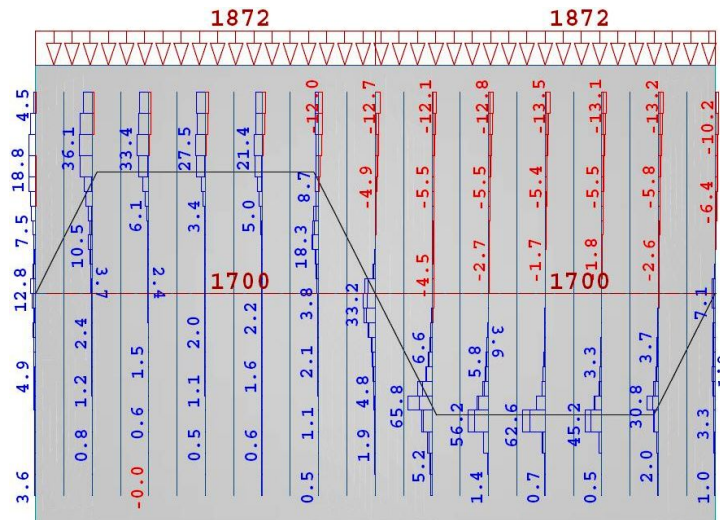
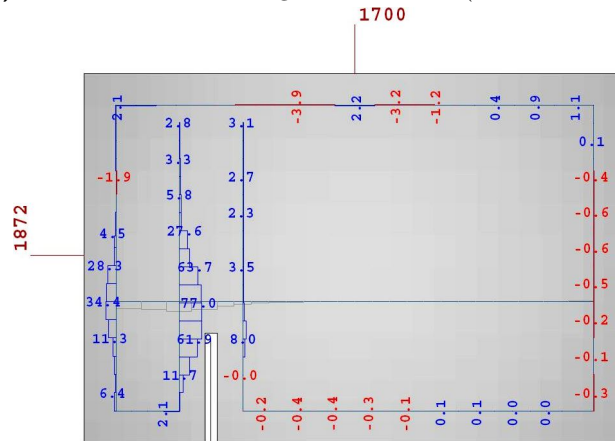


Abb. 4.26.: Hauptdehnungen (Farben) und Kräfte in der Bewehrung (Zahlenwerte) beim Versagen der Position 1a im Schnitt I-I (siehe Abb. 4.14) für LF316

Es kommt zu einem ersten Versagen der Querkraftbewehrung (Position 1a) im Schnitt I-I auf der Höhe des Spundwandkopfes (LF316, siehe Abb.: 4.26 und 4.27b). Die Fließgrenze der Bewehrung und somit die maximal aufnehmbare Kraft in der Bewehrung $F_{s,P1} = 79,7 \text{ kN}$ wird ab LF316 ($V_k = 1700 \text{ kN/m}$ und $H_k = 1780 \text{ kN/m}$) überschritten. Bereits bei niedrigen Lastfallstufen LF206 bzw. LF239 ($V_k = 1700 \text{ kN/m}$ und



(a) Position 2 - untere Lage Schnitt G-G (siehe Abb. 4.14)



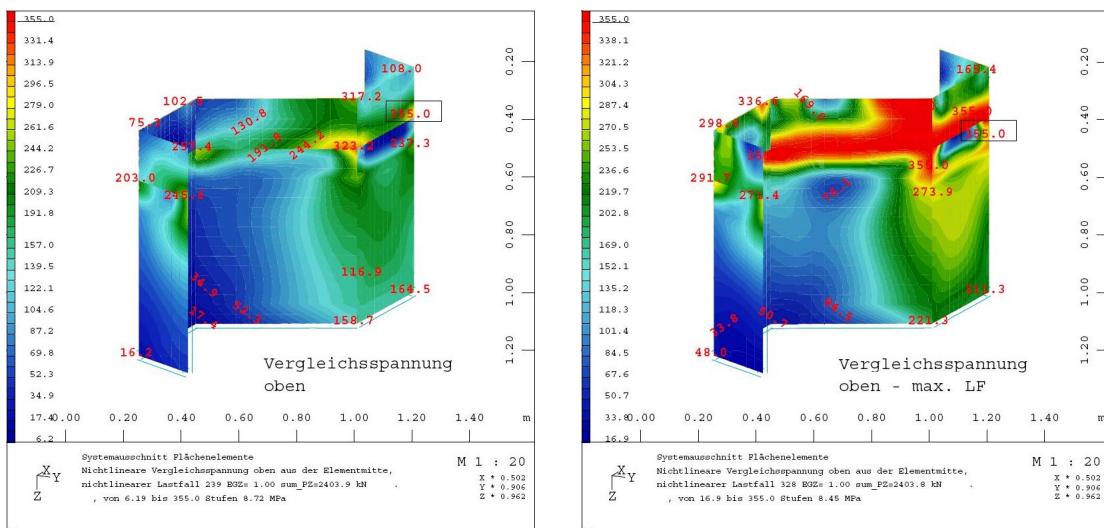
(b) Position 1a - Schnitt D-D (siehe Abb. 4.14)

Abb. 4.27.: Kräfte in den Hauptbewehrungen im Versagenslastfall LF328

$H_k = 970 \text{ kN/m}$) kommt es zum Fließen an lokalen Stellen der Spundwand, da dort die max. Vergleichsspannung erreicht wird. Betrachtet man die Vergleichsspannung „oben“ bzw. „unten“, so sieht man eine Spannungskonzentration in den Eckbereichen der Spundwand im unteren Bereich der Einbindung in den Stb-Kopfbalken.

Hervorzuheben ist bei dieser Berechnung bzw. Belastungsart die Lasteinleitung in die Spundwand. In den vorherigen Berechnungen handelt es sich um reine vertikale Belastungen. Folglich wird diese Last konstant über die Spundwandkopffläche als Spitzendruck eingeleitet. Bei der vorliegenden Berechnung NL_LF4003 handelt es sich jedoch um eine Kombination von Vertikal- und Horizontalkraft, sprich die Schneidenlagerung muss auch ein Moment aufnehmen. Aufgrund dieser Momentbeanspruchung erfolgt die Kräfteinleitung in die Spundwand nicht mehr konstant über die ganze Fläche des Spundwandkopfes,

4.3. Auswertung der nichtlinearen Berechnungen



(a) Vergleichsspannungen „oben“ bei LF239

(b) Vergleichsspannungen „oben“ bei LF328

Abb. 4.28.: Vergleichsspannungen „oben“ in der Spundwand

sondern es kommt im hinteren Bereich des Profils zu einem Abheben des Stb-Kopfbalkens (ab ca. LF230). Im Modell ist ersichtlich, dass dort keine Federkräfte mehr vorherrschen, d.h. die Federn werden auf Zug beansprucht und fallen aus. Die Einleitung der Vertikalkräfte erfolgt beim Versagenslastfall LF328 noch zu ca. 75 % über den Spitzendruck von Stb-Kopfbalken auf das Spundwandprofil. Beansprucht wird dabei nur noch der vordere Teil des Profils (ca. 50 % der vorhandenen Spundwandkopffläche). Der restliche Anteil wird horizontal und über Reibung in die Spundwand eingeleitet.

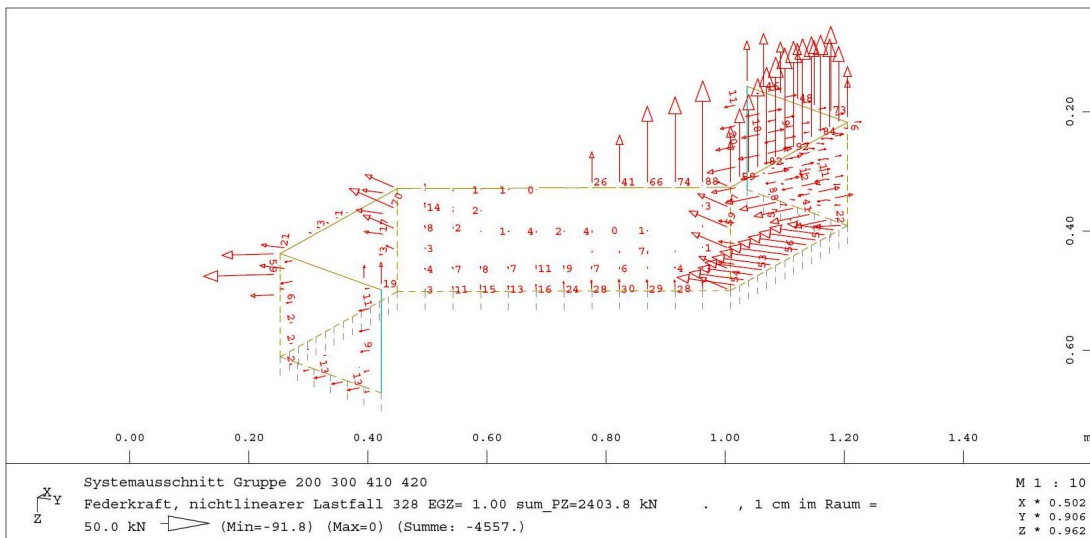


Abb. 4.29.: Federkräfte für LF328

4.3.4. NL_LF4005

Wie bei der Berechnung *NL_LF4003* handelt es sich auch hier um eine Kombination von Vertikal- und Horizontalbelastung. Hier greift die Horizontallast H_k jedoch mit $e_z = 0,06\text{ m}$ von der Oberkante des Stb-Kopfbalkens an. Bei konstant bleibender Vertikalkraft von $V_k = 1480\text{ kN/m}$ ist laut nichtlinearer Berechnung eine maximal aufnehmbare Horizontallast von $H_k = 955\text{ kN/m}$ möglich. Dies entspricht ca. dem 6,45-fachen der Zulassung [17] nach ARCELORMITTAL und dem 1,99-fachen der Zulassung [6] nach HOESCH.

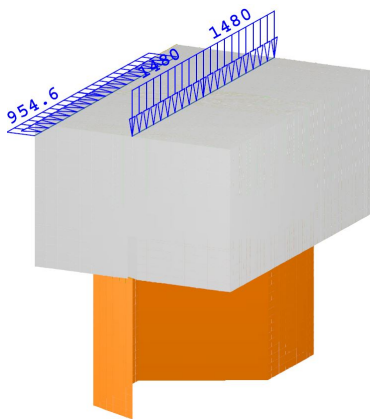
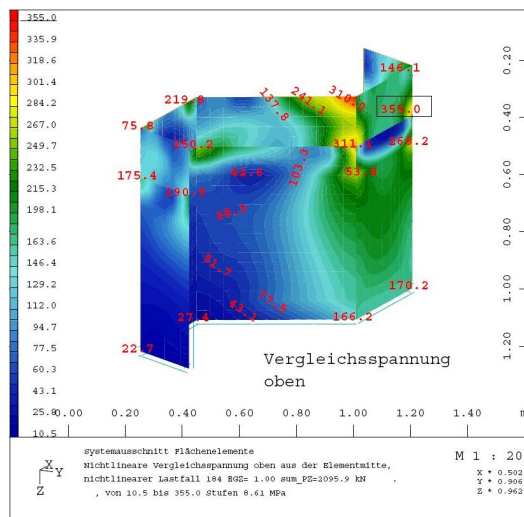


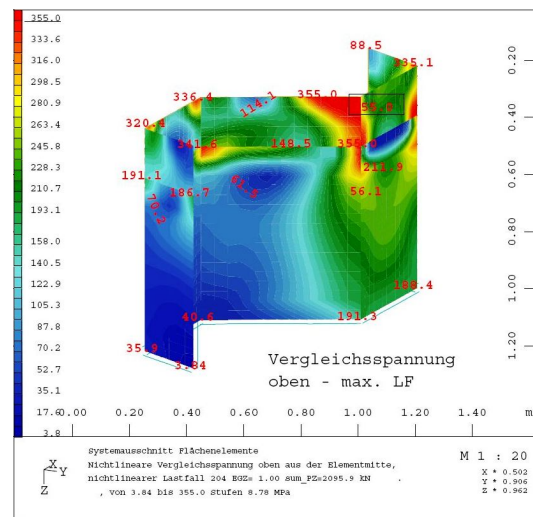
Abb. 4.30.: Modell mit konstanter V_k und max. $H_{k,NL}$

Bezeichnung	Wert	Einheit
Vertikallast:	$e_y = 0,00$	m
Berechnung:	konstant $V_k = 1480$	kN/m
Horizontallast:	$e_z = 0,06$	m
Berechnung:	max. $H_{k,NL} = 955$	kN/m
ARCELORMITTAL:	max. $H_k = 148$	kN/m
	Verhältnis: 6,45	-fache
HOESCH:	max. $H_k = 480$	kN/m
	Verhältnis: 1,99	-fache
	max. Lastfall:	204

Tab. 4.12.: Ergebnis NL_LF4005



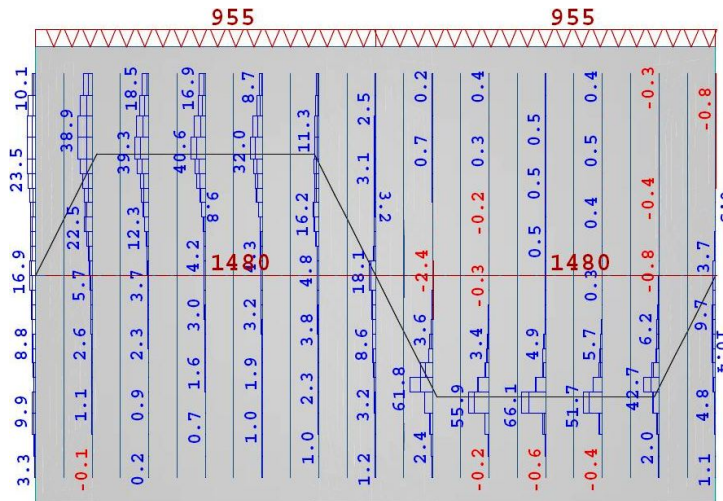
(a) Vergleichsspannungen „oben“ bei LF184



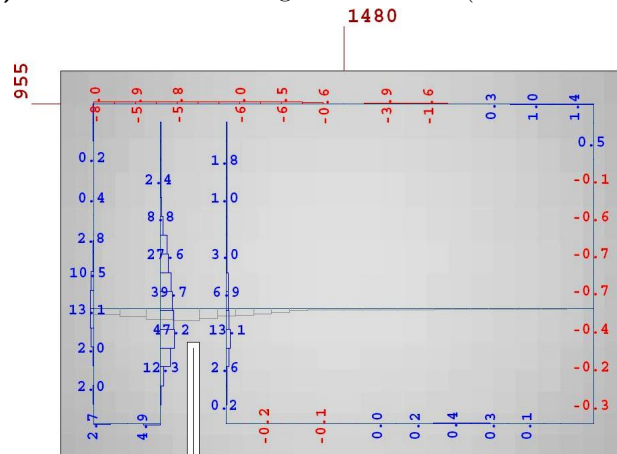
(b) Vergleichsspannungen „oben“ bei LF204

Abb. 4.31.: Vergleichsspannungen „oben“ in der Spundwand

Im Gegensatz zu den anderen Berechnungen kommt es hier nicht zu einem Versagen des Stb-Kopfbalkens bzw. der Bewehrung, sondern die Spundwand versagt. Es kommt zu einem ersten Fließen des Spundwandstahles ab dem LF166 ($V_k = 1480 \text{ kN/m}$ und $H_k = 670 \text{ kN/m}$). Hier wird die max. Vergleichsspannung „unten“ von $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ erreicht. Die max. Vergleichsspannung „oben“ wird beim LF184 ($V_k = 1480 \text{ kN/m}$ und $H_k = 810 \text{ kN/m}$) erreicht. Wiederum ist hier ersichtlich, dass die Eckbereiche am unteren Ende des Stb-Kopfbalkens stark beansprucht werden. Die hinteren Bereiche des Spundwandprofils sind aufgrund des einwirkenden Momentes geringer beansprucht.



(a) Position 2 - untere Lage Schnitt G-G (siehe Abb. 4.14)



(b) Position 1a - Schnitt D-D (siehe Abb. 4.14)

Abb. 4.32.: Kräfte in den Hauptbewehrungen im Versagenslastfall LF204

Beim max. erreichbaren Lastfall LF204 liegt die max. Kraft der Bewehrung in Position 2 im Schnitt C-C mit $F_x = 66,1 \text{ kN}$ und in Position 1b im Schnitt D-D mit $F_x = 47,2 \text{ kN}$ (Ausnutzung: $\approx 65\%$). Es kommt zu keinem Fließen der Bewehrung.

4. Nichtlineare numerische Untersuchung der Schneidenlagerung

Die Lasteinleitung erfolgt analog wie bei der Berechnung *NL_LF4003*. Die Einleitung der Vertikalkräfte erfolgt beim Versagenslastfall LF204 zu ca. 90% über den Spitzendruck von Stb-Kopfbalken auf das Spundwandprofil. Auch hier wird nur mehr der vordere Teil der Spundwand (ca. 50% der vorhandenen Spundwandkopffläche) auf Druck beansprucht. Der hintere Teil hebt ab (ab LF140) und die restlichen Anteile der Kräfte werden horizontal und über Reibung in die Spundwand eingeleitet.

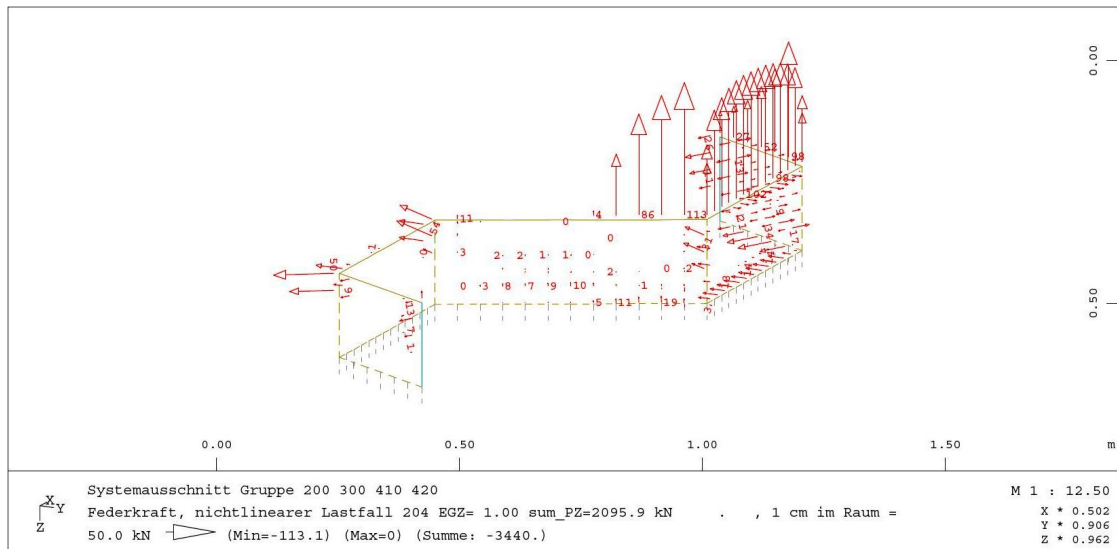


Abb. 4.33.: Federkräfte für LF204

4.3.5. Zusammenfassung der Ergebnisse

Wie aus der Auswertung hervorgeht, ist der Kraftfluss und die Art des Versagens stark von der Belastung und der Laststellung abhängig.

Bei reiner zentrischer Vertikallast wird die Last großteils über den Spitzendruck der Schneidenlagerung in den Spundwandkopf eingeleitet. Folglich versagt das System durch große Risse des Stb-Kopfbalkens und durch Fließen der Spaltzugbewehrung oberhalb des Spundwandkopfes. Die max. Beanspruchung der Spundwand erfolgt im unteren Bereich der Einbindung in den Stb-Kopfbalken.

Wird der Stb-Kopfbalken mit einer exzentrisch angreifenden Vertikallast beansprucht, kommt es auch zum Versagen der Spaltzugbewehrung oberhalb des Spundwandkopfes. Die Kraftereinleitung in die Spundwand ist nicht mehr konstant über die Schneidenlagerungsfläche, sondern es kommt zu einer einseitigen Einleitung, d.h. es wird nur der vordere, belastungszugewandte Blechanteil mit einem vertikalen Spitzendruck belastet. Bei einer zentrischen Vertikalkraft und einer im Schwerpunkt des Stb-Kopfbalken angreifenden Horizontallast erzeugt man eine Momentenbeanspruchung auf die Schneidenlagerung. Hier kommt es nicht mehr zu einem ersten Versagen der Spaltzugbewehrung, sondern die Querkraftbewehrung hinter dem Spundwandkopf beginnt zu fließen. Die Kraftereinleitung über den Spitzendruck in die Spundwand ist aufgrund des geringen Verhältnisses von einwirkender max. Vertikal- und Horizontalkraft geringer als bei den anderen Lastmodellen. Hierbei erfolgt die Lasteinleitung nur über knapp 50 % der Spundwandkopffläche.

Bei einer zentrischen Vertikalkraft und einer an der OK des Stb-Kopfbalken angreifenden Horizontallast wird eine hohe Momentbeanspruchung auf die Schneidenlagerung erzeugt. Hier versagt nicht mehr der Stb-Kopfbalken mit seiner Bewehrung, sondern die Spundwand in den vorderen Eckbereichen. Das Verhältnis von max. Vertikal- und Horizontalkraft ist hier wieder größer als zuvor und so erfolgt die vertikale Lasteinleitung zu 90 % über den Spitzendruck. Auch hierbei erfolgt die Lasteinleitung nur mehr über knapp 50 % der Spundwandkopffläche.

Folglich sind drei Versagensarten bekannt:

1. Versagen der Spaltzugbewehrung - Quer (Position 2 in der 1. Lage) oberhalb des Spundwandkopfes aufgrund hoher Vertikallasten
2. Versagen der Querkraftbewehrung (Position 1) hinter dem Spundwandkopf aufgrund hoher Horizontallasten bzw. der resultierenden Momenteneinwirkung
3. Versagen der Spundwand im unteren Bereich der Einbindung in den vorderen Eckbereichen (Position 1) aufgrund groß exzentrisch ansetzender Horizontallasten bzw. der resultierenden Momenteneinwirkung

Durch die Versagensarten 1 und 2 kann man von einer tendenziellen Rissbildung des Betons im Bereich oberhalb (vertikaler Riss) sowie hinter (horizontaler Riss) des Spundwandkopfes sprechen. Es wird auch auf das Ergebnis der Berechnungen mit der horizontal einwirkenden Last hingewiesen. So ist z.B. eine Laststeigerung beim Vergleich mit der

Zulassung von ARCELORMITTAL bei der Berechnung NL_LF4003 um das 12,65-fache bzw. bei der Berechnung NL_LF4005 um das 6,45-fache möglich. Diese hohe Laststeigerung ist darauf zurückzuführen, dass ARCELORMITTAL die einwirkende horizontale Last mit $H_{Rd,K} = 222 \text{ kN/m}$ beschränkt, unabhängig vom Profil oder der einwirkenden Vertikallast. Bei HOESCH wird die aufnehmbare Horizontallast in Abhängigkeit der einwirkenden Vertikallast gesetzt, was auch gut nachvollzogen werden kann. Denn je höher die Vertikalbelastung, desto mehr Anteile der Horizontalbelastung können als Spitzendruck in die Spundwand umgelenkt werden und wirken nicht als Momenteinwirkung auf die Schneidenlagerung. Bei HOESCH ist folglich eine geringere Steigerung der Horizontallast nach der nichtlinearen Berechnung möglich: bei NL_LF4003 um das 1,65-fache und bei NL_LF4005 um das 1,99-fache. Bei diesem Verhältnis von zulässiger Einwirkung lt. Zulassungen und berechneter max. Einwirkung aus der nichtlinearen Berechnung kann man besonders bei HOESCH (vom 1,65-fachen bis zum 3,4-fachen) von einem gut nachvollziehbarem Ergebnis ausgehen, denn es handelt sich hierbei um charakteristische Werte. Berücksichtigt man die Teilsicherheitsfaktoren für Materialien (Widerstand) und Lasten (Einwirkung), so würde man den Ausnutzungsgrad ähnlich den maximal zulässigen Lasten der Zulassungen erreichen. Daraus geht hervor, dass die Zulassungen mit der nichtlinearen Berechnung kompatibel sind und so auch das erstellte nichtlineare Modell anwendbar für die Nachweisführung ist.

Hervorzuheben ist bei dieser Berechnung besonders, dass die Spundwand in horizontaler Belastungsrichtung gehalten wird. Dadurch wird eine Biegebeanspruchung der Spundwand verhindert, um die reine Tragfähigkeit der Schneidenlagerung zu ermitteln. Es sind auch Berechnungen ohne diese Lagereigenschaften durchgeführt worden, dabei kam es jedoch bei der Kombination von Vertikal- und Horizontalbelastung zu einem frühzeitigen Versagen der Spundwand am Fußpunkt, da die Momenteneinwirkung zu groß war. Deshalb ist es besonders bei der Bemessung dieser Kombination von Stb-Kopfbalken und Stahlspundwand wichtig, die zwei Bauteile gesondert nachzuweisen, denn der Nachweis der Schneidenlagerung beinhaltet nicht den Nachweis der Tragfähigkeit der Spundwand. Einen weiteren großen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Schneidenlagerung bewirkt die 2-lagige Anordnung der Spaltzugbewehrung - Quer (Position 2). Bei der Berechnung des Systems mit einer 1-lagigen Spaltzugbewehrung kommt es zu einem deutlichen früheren Versagen des Systems. Durch die 2-lagige Anordnung ist eine größere aufnehmbare Vertikallast von bis zu 30 % möglich, bei der Horizontallast ebenso eine Steigerung von bis zu 30 %.

Zudem wird bei dieser Auswertung auf die Ergebnisse der Dissertation [15] der Universität Stuttgart verwiesen, bei der unter anderem das Tragverhalten von Trapezblechen auf Querbiegung untersucht wurde. Dort ist auch der Kraftfluss im Trapezblech ausführlich untersucht und beschrieben, auf den in dieser Arbeit nicht genauer eingegangen wird. Aus einer Parameterstudie geht hervor, dass bei der Übertragung eines negativen Rahmeneckmoments die Lasteinleitung über die Schneidenlagerung auf zwei prinzipielle Tragmechanismen und Randbedingungen zurückzuführen sind:

1. Das einwirkende Moment, verursacht durch die exzentrisch angreifende Vertikal- und Horizontallast, kann in Abhängigkeit der Faltungstiefe des Bleches ($h_{SP,y}$ entspricht dem Hebelarm) in ein Kräftepaar aufgeteilt werden. Dabei wird über die lastzugewandte Seite die daraus resultierende Druckkomponente über Schneidenlagerung in Blechsicke eingeleitet. Folglich hat die Faltungstiefe, sprich die Höhe des Spundwandprofils, großen Einfluss auf diese Lasteinleitung. Somit muss die abhebende Kraftkomponente auf der anderen Seite aufgenommen werden. Dies kommt einer Verschiebung der Lastresultierenden gleich.
2. Ein wesentlich geringerer Anteil des Moments wird über die Kontaktkräfte an den Abstützstellen in das Trapezblech eingeleitet, dessen Effekt stark von der Einbindetiefe $l_{E,z}$ in den Stb-Kopfbalken abhängig ist. Die Abstützstellen sind der untere Bereich der Einbindung des Trapezbleches an der lastzugewandten Seite, sowie der obere Bereich des Spundwandkopfes an der lastabgewandten Seite des Stb-Kopfbalkens.

Kernaussage: Es entstehen direkt oberhalb und hinter dem Blech am Spundwandkopf Zugkräfte im Beton, die von der entsprechenden Bewehrung aufgenommen werden müssen. Folglich ist das Hauptaugenmerk bei der Bemessung des Stb-Kopfbalkens auf die Nachweise der Spaltzugbewehrung und Querkraftbewehrung im Bereich des Spundwandkopfes zu legen. Diese oben genannten zwei Effekte werden durch die in dieser Arbeit geführten nichtlinearen Berechnungen widerlegt und zeigen die Gültigkeit des erstellten Modells auf.

5. FE-Untersuchung am Gesamtsystem des Überführungstragwerkes

5.1. Konzepte und Voruntersuchung

Aus Recherchen geht hervor, dass in Deutschland bereits Überführungsbauwerke mit Schneidenlagerung ausgeführt wurden. So weist die Firma *ThyssenKrupp GfT Bautechnik GmbH* in ihrem Report *Brückenbauwerke mit Schneidenlagerung* [7] auf die Systemlösung HOESCH durch das Ingenieurbüro Sprenger aus Deutschland hin. Das Ingenieurbüro Sprenger stellt Unterlagen und Pläne zur Verfügung, in denen ein Brückenbauprojekt im Straßenbau mit Schneidenlagerung ausgeführt wurde.

Aufbauend auf den Ergebnissen aus den Auswertungen der Zulassungen (Abschnitt 3), der nichtlinearen Berechnungen (Abschnitt 4) und den bereits ausgeführten Projekten, werden in diesem Abschnitt Konzepte für die Integration der Spundwand in das Überführungsbauwerk für Eisenbahntrassen vorgestellt. Grundsätzlich werden zwei Konzepte erarbeitet: „gelenkige“ (A) und „eingespannte“ (B) Lagerung.

5.1.1. Variante A

VARIANTE A sieht eine „gelenkige“ Lagerung der Überbauplatte aus Stahlbeton auf dem Stb-Kopfbalken vor. Dabei werden die Spundwandprofile mit der jeweiligen erforderlichen Einbindetiefe t_{SP} in den Baugrund gerammt. Anschließend wird der Stb-Kopfbalken laut Zulassungen [6] bzw. [17] als Widerlager auf der Spundwand errichtet. Darauf wird die Überbauplatte aus Stahlbeton gelagert und mit dem Stb-Kopfbalken so verbunden, dass theoretisch nur Horizontal- und Vertikalkräfte in den Stb-Kopfbalken bzw. in die Schneidenlagerung eingeleitet werden (siehe Abbildung 5.1). Die Übertragung der Vertikallasten geschieht über die Kontaktfläche zwischen der Überbauplatte und des Stb-Kopfbalkens. Die Horizontallasten müssen über eine konstruktive Verbindung (Beispiel: Dübel, Bolzen, Bewehrung) von der Überbauplatte in den Stb-Kopfbalken eingeleitet werden.

Als statisches System wird folglich ein Rahmen angenommen, der in den Rahmeneckbereichen gelenkig angeschlossen ist (Abb.: 5.2) und somit ist die oben genannte Bedingung im Modell zur alleinigen Einleitung von V- und H-Lasten in die Schneidenlagerung bzw. Spundwand erfüllt. Die Spundwandprofile werden im Einbindebereich elastisch gebettet.

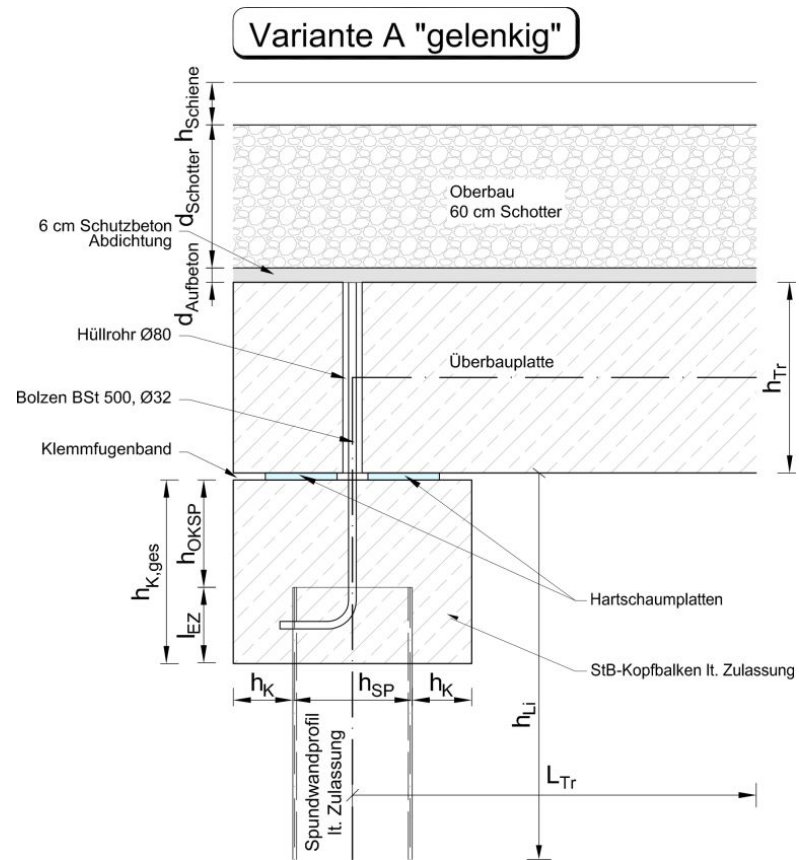


Abb. 5.1.: Konstruktionsvorschlag VARIANTE A „GELENKIG“

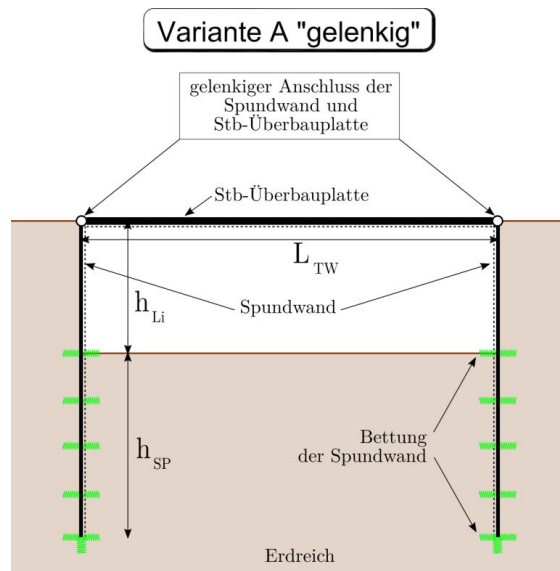


Abb. 5.2.: Statisches System VARIANTE A „GELENKIG“

Um die Machbarkeit von Eisenbahnbrücken mit Schneidenlagerung nachzuweisen, wird in einem ersten Schritt eine Überschlagsrechnung mit grob abgeschätzten Einwirkungen aus dem Eisenbahnverkehr durchgeführt. Dieser Schritt wird vor der FE-Modellierung gemacht, um auf Basis der Zulassungen zu überprüfen, ob die einwirkenden Lasten überhaupt von der Schneidenlagerung bzw. Spundwand aufgenommen werden können und ob folglich diese Tragwerksart für das Eisenbahnwesen in Frage kommt. Als Voruntersuchung wird eine Überbauplatte mit der Länge $L_T = 10,0\text{ m}$, der Breite $B_{TW} = 7,0\text{ m}$ und der Dicke $h_{TW} = 0,9\text{ m}$ angenommen.

Als statisches System für die VARIANTE A „GELENKIG“ wird ein Einfeldträger (Vertikal- und Horizontalverschiebung sind bei beiden Auflagern gesperrt) herangezogen. Die Lasten beziehen sich auf 1 m-Streifen bei einer Lastverteilungsbreite $b_m = 3,0\text{ m}$. Die Verkehrslasten entsprechen dem LM71. Die angenommenen Lasten sind im Anhang B.1 genauer erläutert. Relevant für die Schneidenlagerung sind hierbei nur die max. Auflagerkräfte. Diese werden vereinfacht mit der 2D-Statik-Software RUCKZUCK berechnet.

In die Überschlagsrechnung fließen folgende Lasten mit ein:

- Ständige Lasten:

Eigengewicht:	$g_{G1,k} = 0,9\text{ m} \cdot 25,0\text{ kN/m}^3 \cdot 1,0\text{ m} =$	22,5	kN/m
Oberbau:			
Schotter:	$g_{G2,k} = 0,6\text{ m} \cdot 20,0\text{ kN/m}^3 \cdot 1,0\text{ m} =$	12,0	kN/m
Schwelle:	$g_{G3,k} = 0,14\text{ m}^3/0,6\text{ m} \cdot 25,0\text{ kN/m}^3/3,0\text{ m} \cdot 1,0\text{ m} =$	1,9	kN/m
Schienen:	$g_{G4,k} = 2 \cdot 1,7\text{ kN/m}/3,0\text{ m} \cdot 1,0\text{ m} =$	1,1	kN/m

- Veränderliche Lasten: $\alpha_{LM71} = 1,21$

Grundlast LM71:	$q_{vk,1} = 80\text{ kN/m}/3,0\text{ m} \cdot 1,0\text{ m} \cdot 1,21 =$	32,3	kN/m
Überlast LM71:	$q_{vk,2} = 76,3\text{ kN/m}/3,0\text{ m} \cdot 1,0\text{ m} \cdot 1,21 =$	30,7	kN/m
A/B LM71: ¹	$q_{lak} = 330\text{ kN}/3,0\text{ m}/10,0\text{ m} \cdot 1,21 =$	13,4	kN/m

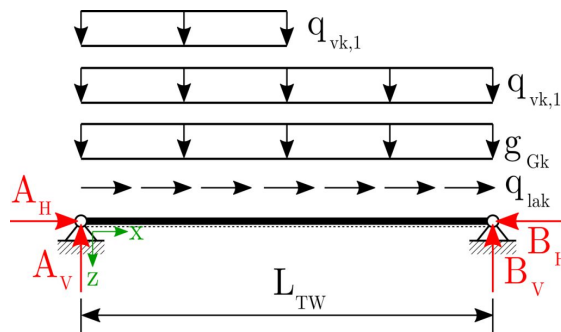


Abb. 5.3.: Skizze für Voruntersuchung der VARIANTE A „GELENKIG“

¹Anfahren/Bremsen: maßgebender Wert wird verwendet

5. FE-Untersuchung am Gesamtsystem des Überführungstragwerkes

Durch die Laststellung wie in Abbildung 5.3 ergeben sich mit den Sicherheitsbeiwerten $\gamma_{G,j} = 1,35$ und $\gamma_{Q,i} = 1,5$ folgende Auflagerlasten:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5.1)$$

$$\begin{aligned} A_{V,d} &= 696 \text{ kN/lfm} & B_{V,d} &= 590 \text{ kN/lfm} \\ A_{H,d} &= -101 \text{ kN/lfm} & B_{H,d} &= 101 \text{ kN/lfm} \end{aligned}$$

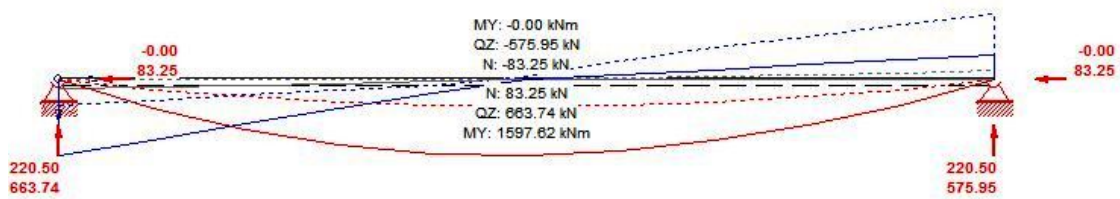


Abb. 5.4.: Auflager- und Schnittkräfte für VARIANTE A - RUCKZUCK

Die Nachweisführung wird mit den Tabellen wie in den Abbildungen 5.19 und 5.21 geführt.

System	Nachweis	Ausnutzung
ARCELORMITTAL	NW 1: $M_d \leq M_{Rd}(F_d)$	34 %
	NW 2: $F_d \leq F_{Rd,m}$	25 %
	NW 3: $H_d \leq H_{Rd,K}$	45 %
HOESCH	NW 1: $H_{S,d} \leq H_{Rd}(F_d)$	27 %
	NW 2: $V_{S,d} \leq V_{Rd}$	erfüllt
	NW 3: $\frac{H_{S,d}}{V_{S,d}} \leq \frac{h+2b_k}{2d_{st}}$	15 %

Tab. 5.2.: Nachweise Voruntersuchung VARIANTE A „GELENKIG“

Die Nachweise der Voruntersuchung sind erfüllt und es kann eine genauere Vorstatik für die VARIANTE A „GELENKIG“ durchgeführt werden.

5.1.2. Variante B

VARIANTE B sieht eine „eingespannte“, also starre, Einbindung der Überbauplatte aus Stahlbeton in die Spundwand vor. Hierbei wird die Überbauplatte direkt in die Spundwand „eingetaucht“ und die Schneidenlagerung erfolgt direkt in der Überbauplatte zur Spundwand (siehe Abbildung 5.5). Wiederum werden hier die Spundwandprofile mit der jeweiligen erforderlichen Einbindetiefe t_{SP} in den Baugrund gerammt. Anschließend wird die Überbauplatte direkt auf den Spundwandprofilen errichtet. Bei diesem Verbund sollen neben den Horizontal- und Vertikalkräften auch Momente in den Spundwandkopf geleitet werden.

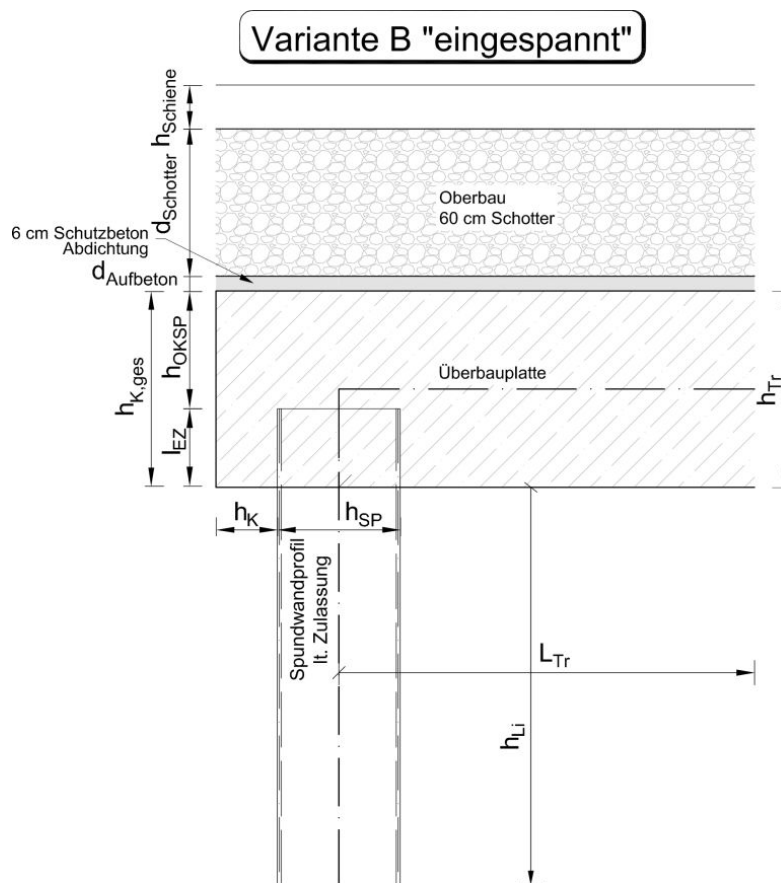


Abb. 5.5.: Konstruktionsvorschlag VARIANTE B „EINGESPANNT“

Als einfaches statisches System wird ein Rahmen angenommen, d.h. die Rahmenecken sind starr verbunden. Der Anschluss der Überbauplatte und Spundwand erfolgt somit biegesteif (Abb.: 5.6). Die Spundwandprofile werden auch hier im Einbindebereich elastisch gebettet.

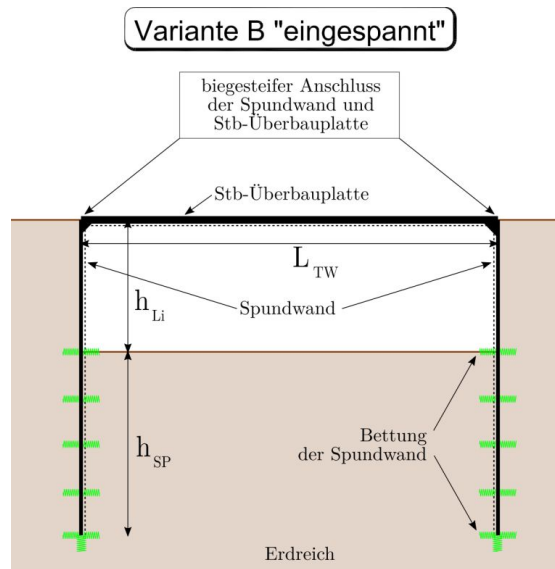


Abb. 5.6.: Statisches System VARIANTE B „INGESPANNT“

Als statisches System für die Voruntersuchung für VARIANTE B „INGESPANNT“ wird ein Einfeldträger (Vertikal- und Horizontalverschiebung sowie Federsteifigkeit gegen Verdrehung sind bei beiden Auflagern gesperrt) herangezogen. Die Ermittlung der Lasten und die Überslagsberechnung erfolgen analog zum Abschnitt 5.1.1.

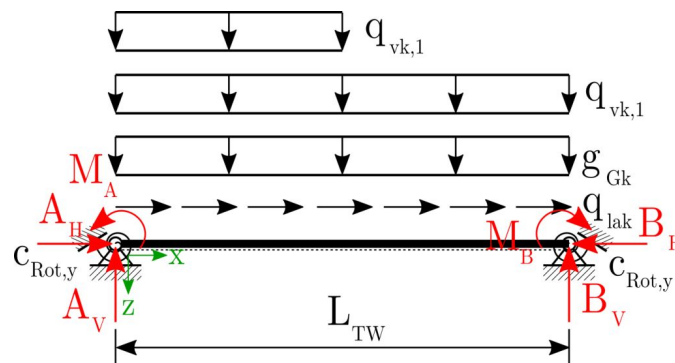


Abb. 5.7.: Skizze für Voruntersuchung der VARIANTE B „INGESPANNT“

Da man bei der Spundwandlagerung weder von einem rein gelenkigen Fußpunktlager (Formel 5.2), noch von einer Einspannung am Fußpunkt (Formel 5.3) ausgehen kann, werden die Steifigkeiten $c_{Rot,y}$ der Drehfedern an den Auflagern aus dem Mittelwert der nachfolgenden Formeln [4] ermittelt bzw. abgeschätzt.

$$c_{\text{Rot},y} = \frac{E \cdot t_{\text{äqu}} \cdot l}{4 \cot h_{\text{Li}}} = \frac{210000 \cdot 150^3 \cdot 1000}{4 \cdot 3000} \cdot 10^{-6} = 59\,000 \text{ kNm/rad} \quad (5.2)$$

$$c_{\text{Rot},y} = \frac{E \cdot t_{\text{äqu}} \cdot l}{4 \cot h_{\text{Li}}} = \frac{210000 \cdot 150^3 \cdot 1000}{3 \cdot 3000} \cdot 10^{-6} = 78\,750 \text{ kNm/rad} \quad (5.3)$$

$$c_{\text{Rot},y} = \frac{59000 \cdot 78750}{2} \approx 68\,900 \text{ kNm/rad} \quad (5.4)$$

mit:

E ... E-Modul S355 $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$

$t_{\text{äqu}}$... äquivalente Spundwanddicke $t_{\text{äqu}} = 0,15 \text{ m}$ laut Abschnitt 5.2.1

l ... Länge in Wandrichtung (y-Richtung) $l = 1 \text{ m}$ -Streifen

h_{Li} ... Wandhöhe entspricht lichter Höhe des Überbaus über der GOK $h_{\text{Li}} = 3 \text{ m}$

Durch die Laststellung wie in Abbildung 5.7 ergeben sich mit der Formel 5.1 und den Sicherheitsbeiwerten $\gamma_{\text{G},j} = 1,35$ und $\gamma_{\text{Q},i} = 1,5$ folgende Auflagerlasten:

$$\begin{array}{ll} A_{\text{V},d} = 697 \text{ kN/lfm} & B_{\text{V},d} = 589 \text{ kN/lfm} \\ A_{\text{H},d} = -101 \text{ kN/lfm} & B_{\text{H},d} = 101 \text{ kN/lfm} \\ M_{\text{A},d} = 168 \text{ kNm/lfm} & M_{\text{B},d} = 162 \text{ kNm/lfm} \end{array}$$

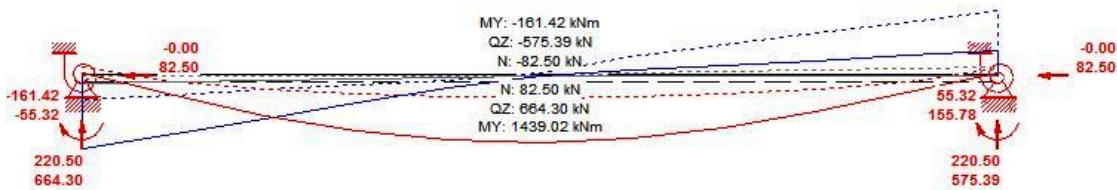


Abb. 5.8.: Auflager- und Schnittkräfte für VARIANTE B - Systemausschnitt RUCKZUCK

Die Nachweisführung wird wiederum mit den Tabellen wie in den Abbildungen 5.19 und 5.21 geführt.

System	Nachweis	Ausnutzung
ARCELORMITTAL	NW 1: $M_d \leq M_{\text{Rd}}(F_d)$	102 %
	NW 2: $F_d \leq F_{\text{Rd},m}$	25 %
	NW 3: $H_d \leq H_{\text{Rd},K}$	45 %
HOESCH	NW 1: $H_{\text{S},d} \leq H_{\text{Rd}}(F_d)$	79 %
	NW 2: $V_{\text{S},d} \leq V_{\text{Rd}}$	erfüllt
	NW 3: $\frac{H_{\text{S},d}}{V_{\text{S},d}} \leq \frac{h+2b_k}{2d_{\text{st}}}$	44 %

Tab. 5.4.: Nachweise Voruntersuchung VARIANTE B „EINGESPANNT“

Aufgrund der hohen Stützmomente $M_{A,d}$ bzw. $M_{B,d}$ ergeben sich für das System ARCELORMITTAL für das Profil *AZ38-700N* sehr hohe Ausnutzungsgrade. Das System HOESCH für das Profil *H3606* erfüllt alle Nachweise. Zudem ist hier noch zu erwähnen, dass es sich bei VARIANTE B „EINGESPANNT“ um eine Art Rahmen mit biegesteifen Ecken handelt. Der Effekt der Tragwerksverformung (Bsp. durch die hohe horizontale Beanspruchung der Brems- und Anfahrkräfte) fließt in dieser Voruntersuchung mit dem statischen System des Einfeldträgers nicht ein. Tragwerksverformungen können beispielsweise zusätzlich höhere Rahmeneckmomente hervorrufen, die mit dieser Überschlagsrechnung nicht berücksichtigt werden und sich negativ auf den Nachweis der Schneidenlagerung auswirken. Trotz der genannten Bedingungen ist es sinnvoll nachfolgend das System laut VARIANTE B „EINGESPANNT“ zu untersuchen, da die Ausnutzungsgrade für eine prinzipielle Machbarkeit dieser VARIANTE B sprechen.

5.2. Numerische Untersuchung

Die in Abschnitt 5.1 erarbeiteten Varianten werden mithilfe des FE-Programms SOFISTIK in einem 3D-Modell untersucht. Dabei wird ein gesamtes Tragwerk für ein eingleisiges Überführungsbauwerk nachmodelliert und gezielt die Schnittkräfte in der Überbauplatte bzw. im Widerlagerbereich untersucht. Durch die Lastmodelle aus dem Eisenbahnverkehr werden die maximalen Belastungen auf das Tragwerk ermittelt. Durch diese vorstatische Untersuchung soll die Machbarkeit von Brückenbauwerken mit Schneidenlagerung im Eisenbahnverkehr gezeigt werden.

5.2.1. FE-Modell des Tragsystems

Das Überführungsbauwerk wird als FE-Modell (Abb.: 5.9) mit dem SOFISTIK-Programm TEDDY erstellt. Die Modellierung der Tragwerksteile erfolgt mittels Flächenelemente im Programmmodul *sofimsbc*. Da es sich bei dieser vorstatischen Untersuchung um eine Parameterstudie handelt, wird die Erstellung des Modells parametrisiert. Hier wird wiederum im Programm EXCEL die Eingabe der jeweiligen Parameter getätigt. Die Angaben zum System wie z.B. Materialien, Systemabmessungen, Bettung der Spundwand und die gesamte Lastaufstellung können dort übersichtlich eingegeben werden (siehe Anhang B.1). Über ein VBA-Makro werden diese variablen Parameter in einer „.tex“-Datei abgespeichert und können zur weiteren Verwendung als *#include*-Block ins TEDDY geladen werden. So können mit einer einzigen Modell-Datei mehrere Systeme mit unterschiedlichen Abmessungen berechnet werden. Die Widerlagerwand und die Überbauplatte wird komplett als Faltwerk (kombiniertes Platten- und Scheiben-Element) abgebildet und mittels Methode der Finiten Elemente berechnet. Die verwendeten Elemente besitzen 4 Knoten mit je 6 Freiheitsgraden. Die Schnittgrößen werden auf Grundlage der Elastizitätstheorie berechnet. Der Einfluss des Kriechens wird im Modell berücksichtigt.

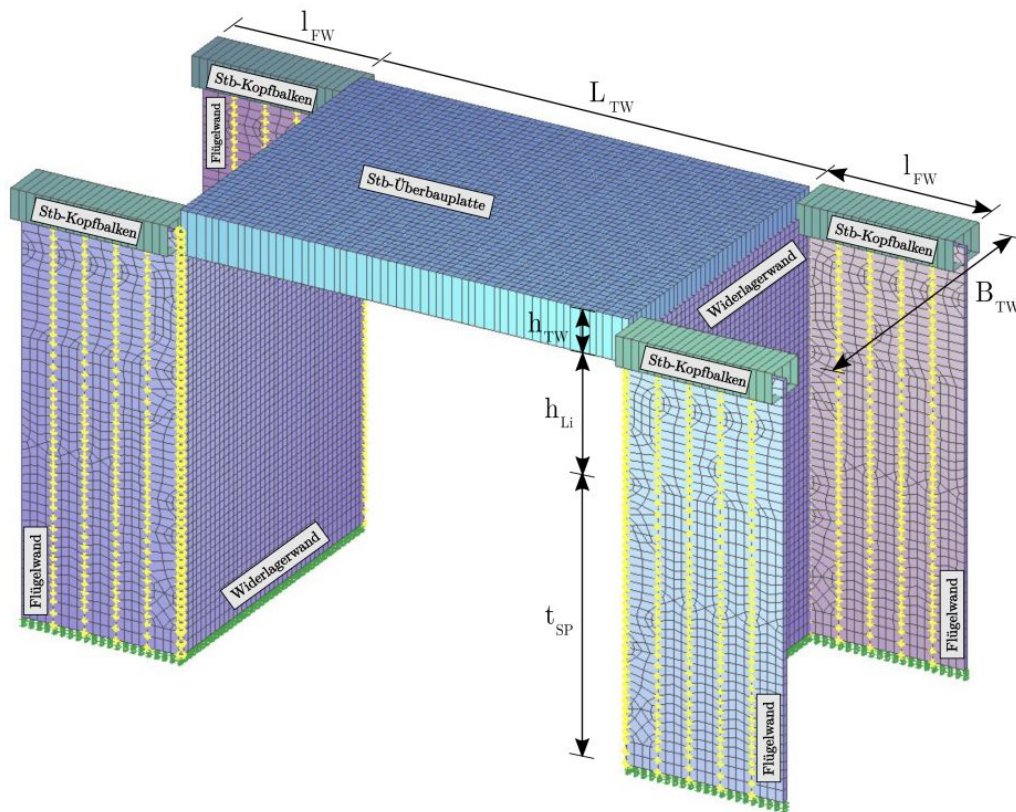


Abb. 5.9.: 3D-FE-Diskretisierung des Überführungstragwerkes

Widerlagerwände:

In der nichtlinearen Untersuchung der Schneidenlagerung wird der Profiltyp AZ38-700N vom System ARCELORMITTAL verwendet. Dadurch wird auch die vorstatische Untersuchung mit diesem Profil untersucht. Zur Vereinfachung der Modellierung der Widerlagerwand wird das Spundwandprofil nicht trapezförmig erstellt, sondern über das Widerstandsmoment W_{SP} auf eine äquivalente Dicke $t_{\text{äqu}}$ umgerechnet und die Widerlagerwand als ein ganzes Scheibenelement modelliert.

$$t_{\text{äqu}} = \sqrt{W_{SP} \cdot 10^{-6} \cdot 6} = \sqrt{3795 \cdot 10^{-6} \cdot 6} = 0,150 \text{ m}$$

Die Einbindetiefe wird bei jeder Untersuchung mit $t_{SP} = 6 \text{ m}$ angenommen. Die Spundwand wird im Einbindebereich elastisch gebettet (Bettungsmodul $k_{sh} = \frac{E_{sk}}{1,25 \cdot B_{TW}}$ laut Annahmen [16] und [10]). Es werden 4 Bodenschichten angenommen. Die vereinfachten Annahmen der Bodenkennwerte können der Tabelle 5.6 entnommen werden. Eine zusätzliche Annahme wird getroffen, damit der Spundwandfußpunkt auch elastisch gebettet ist. Normalerweise kann man von einem geringen Fußwiderstand bei Spundwänden ausgehen, da die Fläche der Spundwand zur Mobilisierung dieses Widerstandes sehr klein ist. Da

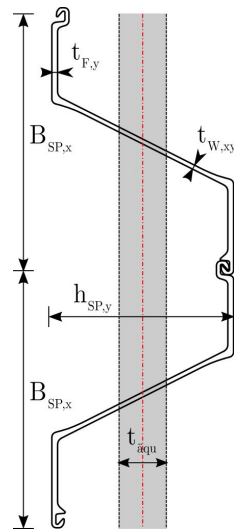


Abb. 5.10.: Profil AZ38-700N

Parameter	Wert	Einheit
Stahl	S355 GP	-
$h_{SP,y} =$	0,5	m
$B_{SP,x} =$	0,7	m
$t_{F,y} =$	16	mm
$t_{W,xy} =$	12,2	mm
$\alpha =$	63,2	°
$A_{SP} =$	230	cm ² /m
$W_{SP} =$	3795	cm ³ /m
$t_{äqu} =$	150	mm
$t_{SP} =$	6	m

Tab. 5.5.: Spundwandprofil AZ38-700N [17]

bei vorliegendem Modell das Tragwerk in vertikaler Richtung nur von diesen vertikalen Fußfedern gehalten wird, muss die Steifigkeit E_{sk} dieser Fußfedern groß angenommen werden, um zu große Verschiebungen des Systems bei der Berechnung zu vermeiden. Die Lasten infolge Erddruck auf das Widerlager sind ebenfalls von der Art der Einwirkung abhängig und werden je nach Lastfälle berücksichtigt.

Bodenschichten	Dicke m	γ_B kN/m ³	φ °	E_{sk} MN/m ²	k_{sh} MN/m ³
Deckschicht	1,0	20,0	30,0	30	3,4
Kies, sandig	2,5	20,0	32,0	40	4,6
Sand, kiesig	2,0	21,0	35,0	50	5,7
Kies, gleichkörnig	5,0	19,0	35,0	70	8,0
Steifigkeit Spundwand-Fußfeder			$E_{sk} = 100 \text{ MN/m}^3$		

Tab. 5.6.: Angenommene Bodenkennwerte für den Einbindebereich der Spundwand

Überbauplatte:

Die Überbauplatte wird als Plattenelement modelliert. Als Material wird ein Stahlbeton mit der Betongüte C30/37 und dem Bewehrungsstahl B 500B angenommen. Das Nennmaß der Betonüberdeckung wird laut Zulassungen [6] und [17] mit $c_{com} = 55 \text{ mm}$ festgelegt. Die Plattendicke wird mit der Bedingung $h_{TW} \approx \frac{L_{TW}}{10} \div \frac{L_{TW}}{12}$ vordimensioniert. Die Breite B_{TW} der Platte ergibt sich aus den Querschnittmindestabmessungen für ein eingleisiges Brückentragwerk und beträgt min. $B_{TW} = 6,4 \text{ m}$ (siehe Anhang B.1). Die Länge L_{TW} variiert aufgrund der vorstatischen parametrischen Untersuchungen von 6 m bis 10 m. Das System wird zusätzlich zur Variation der Tragwerkslänge L_{TW} mit der

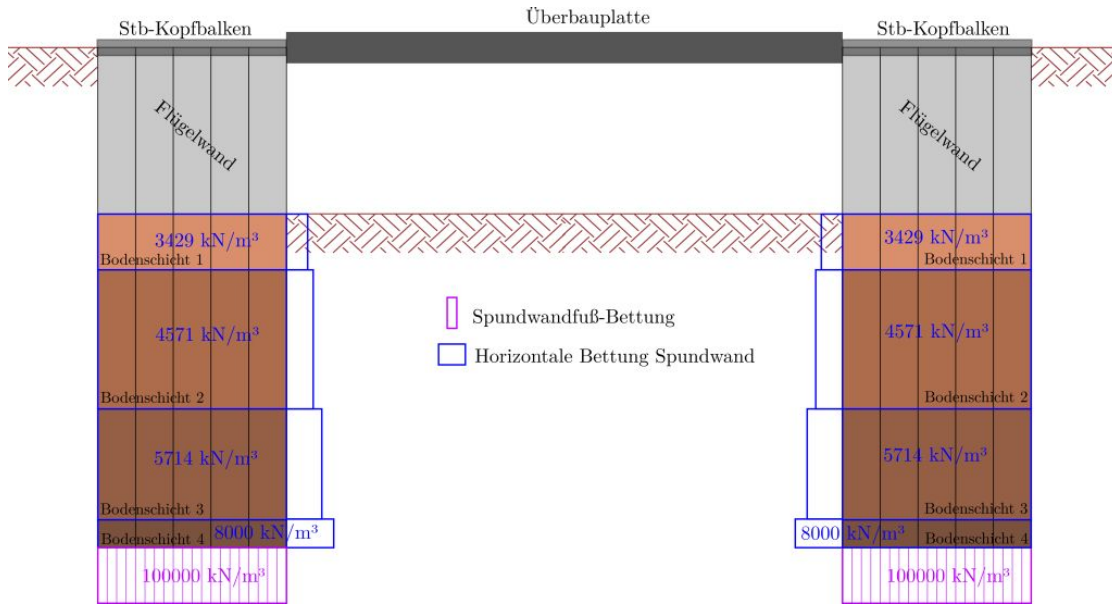


Abb. 5.11.: Ansicht - Bettung der Spundwände im Einbindebereich

lichten Höhe der Überbauplatte über der GOK untersucht: $h_{Li} = 3\text{ m}$ und $h_{Li} = 6\text{ m}$. Die Diskretisierung des FE-Netzes wird gleichmäßig vorgenommen. Der Anschluss von Überbauplatte zu den Widerlagerwänden erfolgt über Koppelbedingungen der Randelmente. In VARIANTE A werden die Ränder als gelenkig angegeben, demnach können nur Kräfte in x-, y- und z-Richtung übertragen werden und keine Momente. In VARIANTE B erfolgt der Anschluss starr, d.h. neben den zuvor genannten Kräften können auch Momente übertragen werden.

Parameter	Wert	Einheit
Beton	C30/37	-
Bewehrung	B 500B	-
$c_{nom} =$	55	mm

Tab. 5.7.: Materialwerte Überbau

Parameter	Wert	Einheit
$B_{TW} =$	7	m
$L_{TW} =$	6 8 10	m
$h_{TW} =$	0,65 0,75 0,90	m
$h_{Li} =$	3 bzw. 6	m

Tab. 5.8.: Querschnittswerte Überbau

Die lokalen Koordinatensysteme der Flächenelemente der Überbauplatte:

Obere Seite ist oben.

Lokale X-X Richtung entspricht der negativen globalen Y-Richtung.

Lokale Y-Y Richtung entspricht der globalen X-Richtung.

Lokale Z-Z Richtung entspricht der globalen Z-Richtung.

Flügelwände mit Stb-Kopfbalken:

Da die Stiele dieses Rahmensystems die schlanken Spundwände bilden, ist das System sehr weich. Es sind sehr hohe Verformungen infolge horizontaler Einwirkungen und Temperatur zu erwarten. Aus diesem Grund muss das System in Brückenlängsrichtung (x-Richtung) zusätzlich durch Flügelwände aus Spundwandprofilen ausgesteift werden. Als Abschätzung werden diese mit einer Länge von $l_{FW} = 3,5$ m angenommen. Die Flügelwände werden als Scheibenelemente modelliert und im Einbindebereich elastisch gebettet. Die Werte sind analog zu den Tabellen 5.6 und 5.5. Hierbei geht man nicht von einer Flügelwand als gesamte Scheibe aus, sondern jedes einzelne Profil mit der Breite $B_{SP,x}$ wird einzeln als Scheibe modelliert. Diese werden starr miteinander gekoppelt und die Verschiebung in globaler z-Richtung wird freigegeben. Diese Annahme wird getroffen, da durch die Verbindung der einzelnen Profile über die Schlösser keine Schubkräfte von einem Profil auf das andere übertragen werden können. Anderenfalls würde die Steifigkeit der Flügelwand überschätzt. Die Flügelwände werden am Spundwandkopf mit zusätzlichen Stb-Kopfbalken (Tab.: 5.10) versehen, um einerseits die Flügelwände auszusteifen und um andererseits eventuelle hohe Horizontalkräfte aus der Überbauplatte nicht in die Schneidenlagerung einzuleiten, sondern in die am Flügel liegenden Stb-Kopfbalken umzulenken. Da der Stb-Kopfbalken kein voller Querschnitt ist, sondern in die Spundwand eingebunden ist, wird die Steifigkeit des Betons vereinfacht um 50 % abgemindert.

Parameter	Wert	Einheit
$t_{äqu} =$	150	mm
$l_{FW} =$	3,5	mm
$t_{SP} =$	6,0	m

Tab. 5.9.: Querschnittswerte Flügelwand

Parameter	Wert	Einheit
Beton	C30/37	-
Bewehrung	B 500B	-
$c_{nom} =$	55	mm
$h_{K,y} =$	0,220	m
$h_{OKSP,z} =$	0,450	m
$l_{E,z} =$	0,180	m
$B_{K,y} =$	0,940	m
$h_{Kges,z} =$	0,630	m
$E^* =$	15250	N/mm ²

Tab. 5.10.: Querschnittswerte des Stb-Kopfbalken

Zusammenfassung der Querschnitte und Materialien für das FE-Modell

Bauteil	Konstruktionsdicke	Material
Überbauplatte	$h_{TW} = 0,65 - 0,90$ m	C30/37
Widerlagerwand	$t_{äqu} = 0,15$ m	S355 GP
Flügelwand	$t_{äqu} = 0,15$ m	S355 GP
Stb-Kopfbalken	$h_{Kges,z} = 0,63$ m; $B_{K,y} = 0,94$ m	C30/37

Tab. 5.11.: Übersicht Querschnitte und Materialien

5.2.2. Lastannahmen

Die Lastannahmen für die vorstatische Untersuchung werden gemäß Eurocode ÖNORM EN mit nationalen Anhängen ÖNORM B ermittelt. Als Beispiel für die Lastannahmen kann dem Anhang B.1 die genaue Ermittlung der einzelnen Einwirkungen für das System mit den Abmessungen $B_{TW} = 7\text{ m}$, $L_{TW} = 10\text{ m}$, $h_{TW} = 0,90\text{ m}$ und $h_{Li} = 3\text{ m}$ entnommen werden.

In der vorstatischen Untersuchung werden folgende Einwirkungen berücksichtigt:

Ständige Einwirkungen:

1. Eigengewicht der Tragstruktur: $g_{1,k}$ B.1.1.1
2. Ausbaulasten: $g_{2,k}$ und $g_{3,k}$ B.1.1.2
3. Erddruck aus Hinterfüllung: e^*_{agh} B.1.1.3
4. Kriechen $D\varphi_t$ und Schwinden $D\varepsilon_{cs}$ des Betons B.1.1.4

Veränderliche Einwirkungen:

1. Temperatureinwirkungen: ΔT_N und ΔT_M B.1.2.1
2. Windeinwirkungen: w_k und σ_{wk} B.1.2.2
3. Veränderliche Anteile des Erddrucks: e_{0gh} , Δe_g und e^* B.1.2.3
4. Einwirkungen aus dem Eisenbahnverkehr (LM71): $g_{k,1,2}$ und $\sigma_{k,1,2,max/min}$ B.1.2.4
5. Erddruck aus dem Verkehr auf die Hinterfüllung: $e_{0qh,G}$ und $e_{0qh,\ddot{U}}$ B.1.2.5
6. Seitenstoß: q_{sk} und $\sigma_{sk,1,2}$ B.1.2.6
7. Anfahren und Bremsen: äqu. q_{lk} B.1.2.7

5.3. Nachweis der Schneidenlagerung im ULS

5.3.1. Schnittkräfte für Nachweise im ULS

Für die vorstatische Untersuchung werden die Schnittkräfte in der Überbauplatte für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) gemäß den Lastfallkombinationen aus Anhang B.2 ermittelt. Gemäß → ÖNORM EN 1990:2013, ÖNORM EN 1990/A1:2013-03 und ÖNORM B 1990-2:2013 gilt für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5.5)$$

Es werden die Teilsicherheitsbeiwerte γ gemäß → ÖNORM EN 1990/A1:2013 Tabelle A.2.4(B) und die Kombinationsbeiwerte ψ gemäß → ÖNORM EN 1990/A1:2013 Tabelle A.2.3 angesetzt (Tab. B.8). Durch die Überlagerung der Lastfälle (Tab. B.5) werden die Bemessungswerte aus den Einwirkungskombinationen für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen in SOFISTIK im Programmmodul *maxima* gemäß den Kombinationsvorschriften (Tab. B.6) berechnet. Dabei werden jeweils die maximalen und minimalen Schnittgrößen aus Moment, Querkraft und Normalkraft der Überbauplatte ermittelt (Tab. B.9).

5.3.1.1. Schnittgrößen der Überbauplatte im ULS

Zum Verständnis wird im Anhang B.2.4.1 kurz auf die Einflüsse der Einzeleinwirkungen auf das Tragsystem eingegangen.

Für die Untersuchung des Kraftflusses im Widerlagerbereich werden die Schnittkräfte in Plattenhaupttragrichtung (entspricht globale x-Richtung bzw. lokale y-Richtung der Flächenelemente) ausgewertet. Dabei werden die maximalen/minimalen Schnittkräfte des Biegemoments m_{yy} (max. LF:2002; min LF: 2003), der Querkraft v_y (max. LF:2006; min LF: 2007) und der Normalkraft n_{yy} (max. LF:2010; min LF: 2003) mit den jeweiligen dazugehörigen anderen Schnittkraftgrößen in drei Schnitten (siehe Abb.: 5.12) der Überbauplatte betrachtet. Dabei werden die Systeme mit den variablen Parametern nach Tabelle 5.8 untersucht und die maximalen und minimalen Schnittkraftgrößen (max./min. m_{yy} , v_y und n_{yy}) mit den dazugehörigen Schnittkraftgrößen aus den Einwirkungen ermittelt.

Schnitt A-A: Plattenmitte bei $B_{TW}/2$

Schnitt B-B: 0,5 m vom Plattenrand

Schnitt C-C: Plattenrand am Widerlagerbereich

Alle Systemvarianten haben ähnliche Schnittkraftverläufe und deshalb wird für den Überblick hier nur kurz auf das System $h_{Li}/L_{TW} = 3/10$ der VARIANTE A und VARIANTE B eingegangen. Als Beispiel für die Schnittkräfte sind dem Anhang C die Darstellungen

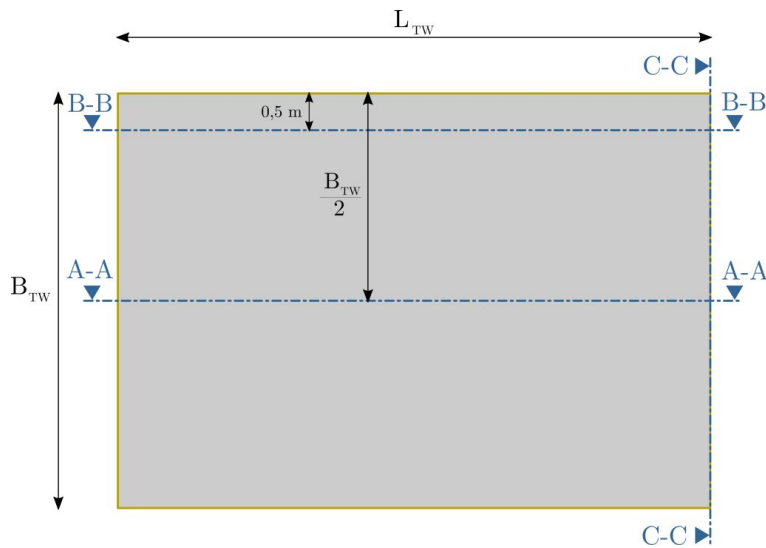


Abb. 5.12.: Skizze Grundriss Überbauplatte für Auswertung der Schnittkräfte

zu entnehmen. Alle Schnittkräfte-Grafiken der einzelnen Systeme sind in den digitalen Unterlagen am Institut für Betonbau der TU Graz hinterlegt.

Als Beispiel für die Schnittkräfteauswertung sind in den Abbildungen 5.13 und 5.14 die Schnittkräfte für das minimale Moment (LF2003) und die zugehörige Querkraft und Normalkraft der beiden Varianten für das System $h_{Li}/L_{TW} = 3/10$ dargestellt. Das minimale Moment stellt die maximale Momentenbeanspruchung im Widerlagerbereich dar. Für VARIANTE A „GELENKIG“ treten nur sehr geringe Momente am Widerlagerbereich auf. Somit erfolgt nur eine Einleitung von Vertikal- und Horizontalkräften in den Stb-Kopfbalken bzw. in die Schneidenlagerung. Eine der Haupteinwirkungen von LF2003 bei VARIANTE A ist die linear veränderlichen Temperaturbeanspruchung ΔT_M (unten warm) und das Kriechen und Schwinden. Bei VARIANTE B erhält man hohe Momentenbelastungen im Widerlagerbereich infolge der linear veränderlichen Temperaturbeanspruchung ΔT_M (oben warm).

Es werden nur die Schnittkräfte in Plattenhaupttragrichtung (globale x-Richtung) untersucht. Dabei fällt auf, dass sich die Schnittkräfte am Widerlagerbereich von Plattenmitte (B_{TW}) bis ca. 0,5 m vor dem Plattenrand konstant verteilen (Regelbereich grün lt. Abb.: 5.15). Am Plattenrand im Widerlagerbereich, dort wo die Flügelwände anschließen, kommt es zu einem sprunghaften Anstieg der Schnittkräfte (Randbereich rot lt. Abb.: 5.15). Dieser Effekt lässt sich dadurch erklären, dass das System in diesen Eckbereichen durch die Flügelwände viel steifer ist als in der Mitte der Widerlagerwand. Folglich werden hier auch mehr Kräfte angezogen. Diese konstante Verteilung der Schnittkräfte ist in diesem Bereich für die Bemessung und den Nachweis der Schneidenlagerung von Vorteil. Dieser Bereich wird in den folgenden Abschnitten als Regelbereich bezeichnet.

5. FE-Untersuchung am Gesamtsystem des Überführungstragwerkes

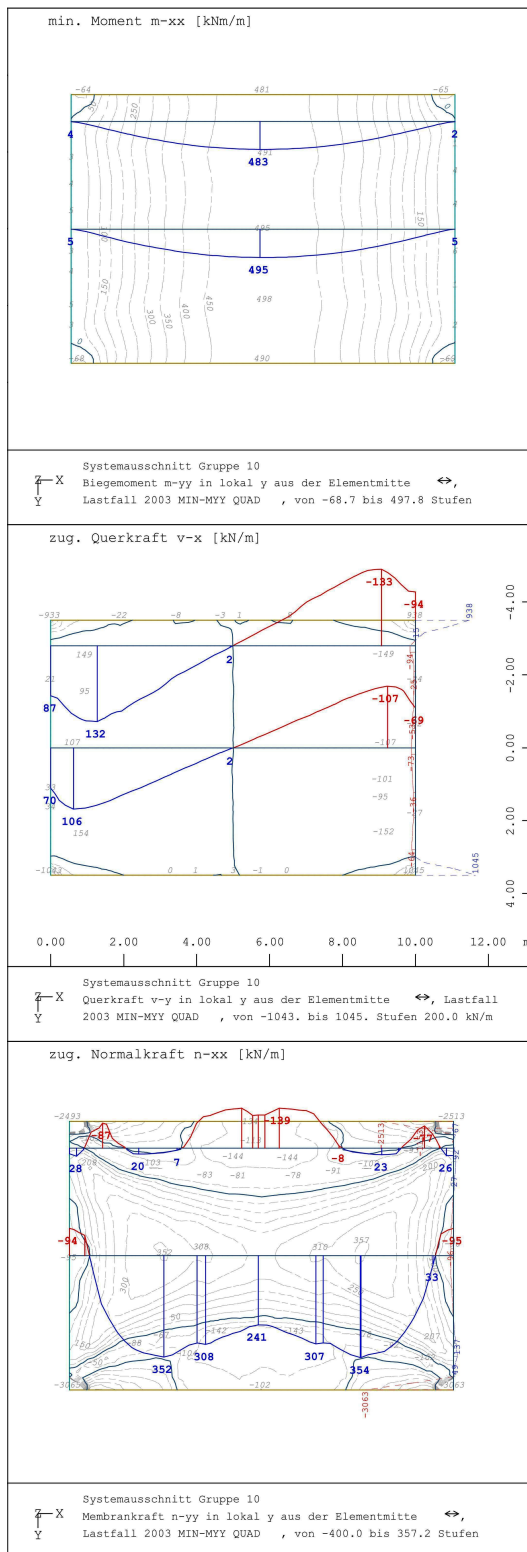


Abb. 5.13.: LF 2003 (min. Moment)
 für VARIANTE A „GELENKIG“
 $h_{Li}/L_{TW} = 3/10$

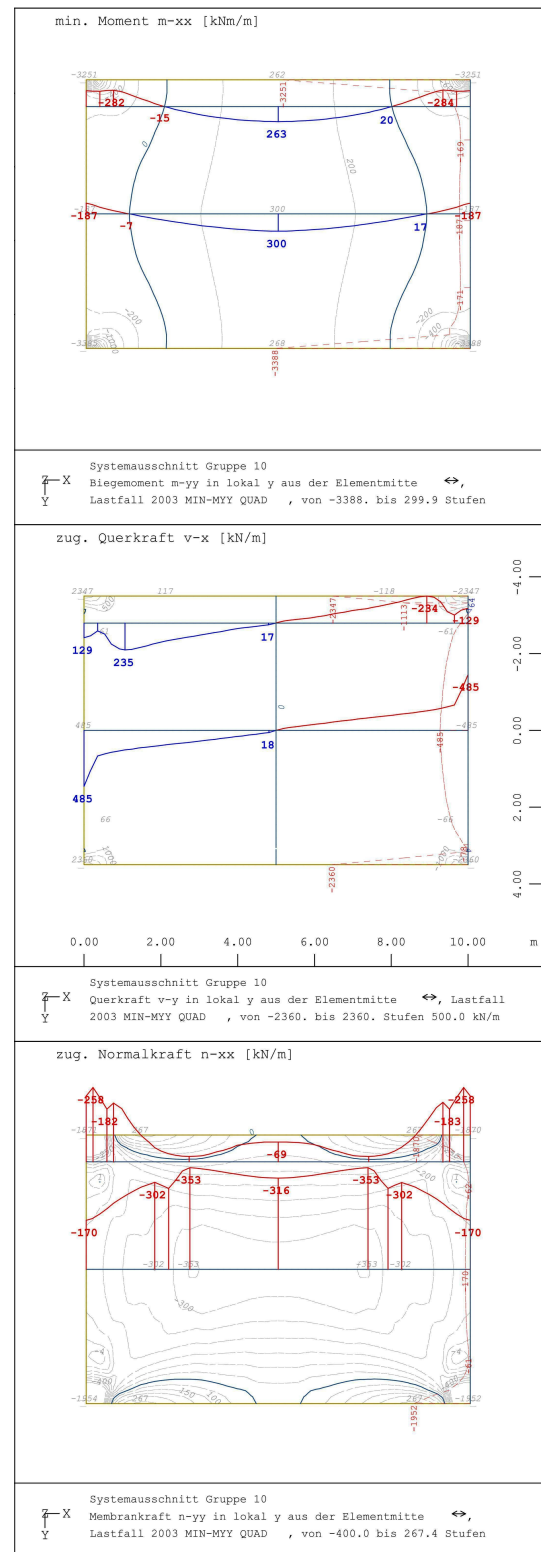


Abb. 5.14.: LF 2003 (min. Moment)
 für VARIANTE B „INGESPANNT“
 $h_{Li}/L_{TW} = 3/10$

5.3.2. Nachweisführung laut Zulassungen

Im diesem Abschnitt werden die Schnittkräfte der Regelbereiche (siehe grüner Bereich in Abb.: 5.15) der Widerlager untersucht und die Nachweise gemäß den Zulassungen von HOESCH [6] und ARCELORMITTAL [17] geführt. Es wird ein Mittelwert der Schnittgröße über den Regelbereich ermittelt.

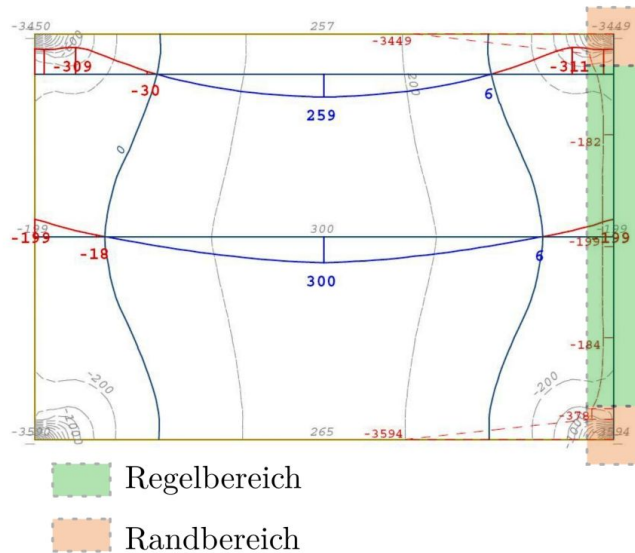


Abb. 5.15.: Skizze Grundriss Überbauplatte - Einteilung in Regel- und Randbereich

Laut Zulassungen ist eine gezielte Momenteinleitung nicht vorgesehen. Das kann aber bei den vorliegenden Systemen nicht immer ausgeschlossen werden. Besonders bei VARIANTE B „EINGESPANNT“ werden planmäßig Momente in den Stb-Kopfbalken bzw. in die Schneidenlagerung eingeleitet. Die Zulassungen gehen von reinen Horizontal- und Vertikalkräften aus. Um die Momenteinwirkung in den Zulassungen von ARCELORMITTAL und HOESCH zu berücksichtigen, wird die Vertikalkraft V_d (entspricht der Querkraft v_y der Überbauplatte am Widerlagerrand) mit einer Exzentrizität von e_y angesetzt.

Die Exzentrizität berechnet sich aus:

$$e_y = \frac{M_d}{V_d} = \frac{m_{yy}}{v_y} \quad (5.6)$$

mit:

- e_y ... Exzentrizität
- M_d ... Moment
- V_d ... Vertikalkraft
- m_{yy} ... Bemessungswert Moment am Widerlagerbereich in der Überbauplatte
- v_y ... Bemessungswert Querkraft am Widerlagerbereich in der Überbauplatte

Mit der angenommenen Exzentrizität und den gemittelten Schnittkräften im Regelbereich werden die Nachweise gemäß der Zulassung des Systems von ARCELORMITTAL [17] und gemäß der Zulassung des Systems von HOESCH [6] geführt. Dabei werden alle möglichen Kombinationen der Schnittkräfte ausgewertet (max. und min. Moment, Querkraft und Normalkraft sowie die zugehörigen Schnittkraftgrößen) und die Nachweise für die jeweilige Kombination geführt. Diese Nachweisführung wird in Excel geführt und es ist nachfolgend ein Beispiel für die Nachweisführung von ARCELORMITTAL und HOESCH für das System $h_{Li}/L_{TW} = 3/10$ VARIANTE B „EINGESPANNT“ angeführt. Für den Vergleich des Systems von ARCELORMITTAL *AZ38-700N* ($W_{SP} = 3795 \text{ cm}^3/\text{m} \rightarrow t_{\text{äqu}} = 150 \text{ mm}$) wird für HOESCH das Profil *H3606* ($W_{SP} = 3600 \text{ cm}^3/\text{m} \rightarrow t_{\text{äqu}} = 147 \text{ mm}$) herangezogen. Durch eine einmalige Ermittlung der Schnittkräfte mit den geometrischen Angaben des Profils *H3606* erkennt man nur einen geringen Unterschied (1 – 2%) der Schnittkräfte im Vergleich zum Profil *AZ38-700N*. Folglich können alle Schnittkräfte mit dem Angaben zum Profil *AZ38-700N* ($t_{\text{äqu}} = 150 \text{ mm}$) ermittelt werden.

Für die VARIANTE A „GELENKIG“ wird angenommen, dass man einen Stb-Kopfbalken mit den Standard-Mindestmaßen (siehe Tab.: 4.3) ausführt. Die Kräfte aus der Überbauplatte werden wie folgt angesetzt: Die einwirkende Vertikalkraft $V_d (=v_y)$ wird mit der Exzentrizität e_y von der Schwerachse laut Abbildung 5.16a angesetzt. Die Horizontalkraft $H_d (=n_{yy})$ wird an der Stb-Kopfbalken Oberkante ($e_z \approx h_{K\text{ges},z} - l_{E,z}$) des Stb-Kopfbalken angenommen.

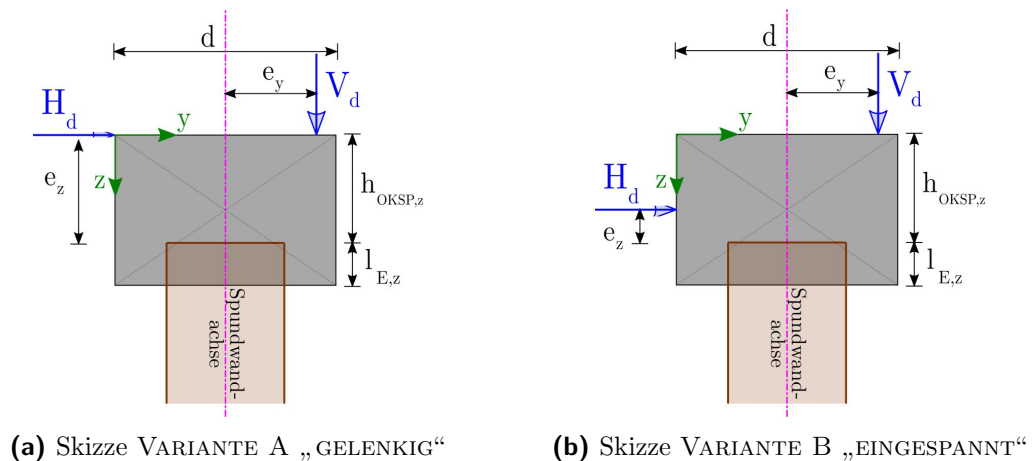


Abb. 5.16.: Skizze der Krafteinleitung für die Nachweise mit Zulassungen

Bei VARIANTE B „EINGESPANNT“ wird die Höhe der Überbauplatte je nach Vordimensionierung gewählt. Die angreifende Vertikalkraft V_d wird mit der Exzentrizität e_y angenommen. Die angreifende Horizontalkraft H_d wird in der Schwerachse ($e_z \approx h_{TW}/2$) angesetzt (Abb.: 5.16b).

Die Nachweise für das System HOESCH sind in den Formeln 3.6, 3.7 und 3.8 beschrieben. Die Nachweise für das System ARCELORMITTAL werden gemäß den Formeln 3.15, 3.16

und 3.17 geführt. In den folgenden Tabellen 5.12 und 5.13 werden die ausgewerteten Schnittkräfte im Regelbereich dargestellt und gemäß den Beispielen die Nachweise ausgewertet (Abb.:5.19 und 5.21). Die Bemessung erfolgt in einem Excel-Tabellenblatt und wird durch Einlesen der Schnittkräfte in ein VBA-Makro automatisch berechnet.

Singularitäten am Randbereich

Wie erwähnt, beziehen sich die Nachweise auf den Regelbereich der Schnittkräfte am Widerlagerbereich, weil dort ein relativ konstanter Verlauf über die Breite B_{TW} zu erkennen ist. Die extreme Zunahme der Schnittkräfte am Randbereich des Widerlagers ist dadurch zu erklären, dass das System in diesem Abschnitt viel steifer ist. Dies wird durch die anschließenden Flügelwände und die sich darauf befindlichen Stb-Kopfbalken verursacht. Durch diese sprunghafte Zunahme der Steifigkeit werden folglich auch in diesen Bereich Kräfte angezogen. Dieser extreme Sprung ist dadurch zu erklären, dass die Überbauplatte, die Flügelwand und die Widerlagerwand in diesem Bereich in einem Punkt zusammentreffen. Somit kommt es hier zu einer singulären Punktlast. Diese Singularität tritt bei allen Systemvariationen auf. Letztlich kann man sagen, dass das Ergebnis an diesen Stellen nicht definiert ist und folglich auch starker ingenieurmäßiger Interpretation bedarf. Aus diesem Grund werden die Schnittkräfte nicht direkt an der Singularitätsstelle ausgewertet, sondern in der unmittelbarer Umgebung (Schnitt B-B, Abb.: 5.12). Trotzdem kann man in der Realität im Randbereich eine Zunahme der Schnittkräfte erwarten. Für die Bemessung der Schneidenlagerung soll dies aber keinen gravierenden Einfluss haben, denn in diesem Bereich werden die Kräfte von der Überbauplatte in die Stb-Kopfbalken der Flügelwände geleitet und folglich ist eine extreme Belastung der Schneidenlagerung des Widerlager-Stb-Kopfbalken in diesem Bereich nicht zu erwarten.

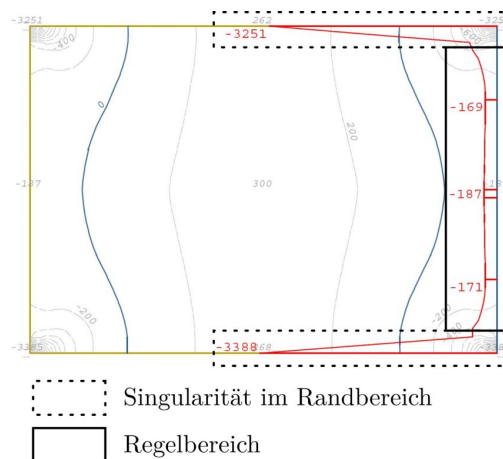


Abb. 5.17.: Grundriss Überbauplatte - Singularitäten im Randbereich am Beispiel LF 2003 (min. Moment) für VARIANTE B „EINGESPANNT“ $h_{Li}/L_{TW} = 3/10$

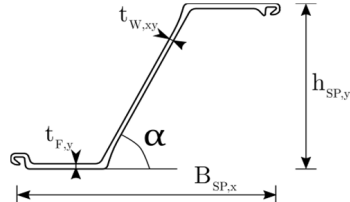
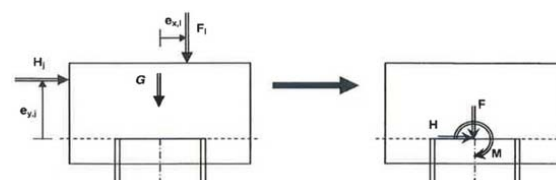
1 NACHWEIS ArcelorMittal		
1.1 QUERSCHNITT		
Spundwand:	AZ38-700N	<i>lt. Profilingaben von ArcelorMittal nach Z-15.6-235 vom 25.11.2011</i>
$f_{ySP} =$	355 [N/mm ²]	Spundwandstahl, <i>lt. eigene Annahme</i>
$h_{SP,y} =$	0,500 [m]	Höhe Spundwandprofil
$B_{SP,x} =$	0,700 [m]	Breite Spundwandprofil
$t_{F,y} =$	16,0 [mm]	Flansch-Dicke Spundwandprofil
$t_{W,xy} =$	12,2 [mm]	Steg-Dicke Spundwandprofil
$\alpha =$	63,2 [°]	Winkel Steg-Flansch Spundwandprofil
$l_{Steg} =$	0,280 [m]	
$l_{Flansch} =$	0,447 [m]	
$A_{SP} =$	230,0 [cm ² /m]	Fläche Spundwandprofil
$W_{SP} =$	3795,0 [cm ³ /m]	Widerstandsmoment Spundwandprofil
$t_{äqu} =$	150,9 [mm]	äquivalente Spundwanddicke zufolge Widerstandsmoment $t = (W_{SP} * 6)^{0,5}$
$L_{SP,ges} =$	2,015 [m]	Gesamtlänge der Spundwand-Achse, <i>errechnet aus Angaben</i>
$H_{SP,z} =$	3,00 [m]	Höhe für unteren Teil der Spundwand, <i>lt. eigene Annahme</i>
Stb-Kopfbalken:		<i>lt. Z-15.6-235 vom 25.11.2011:</i>
$h_{Tr} =$	0,900 [m]	Höhe Tragwerk Überbau
$h_{K,y} =$	0,220 [m]	Betonüberstand des Kopfbalkens zur Spundwand ($h_{K,y} \geq 22\text{cm}$)
$h_{OKSP,z} =$	0,720 [m]	Höhe Kopfbalken über der OK Spundwand ($h_{OKSP,z} \geq 45\text{cm}$)
$l_{E,z} =$	0,180 [m]	Mindesteinbindtiefe der Spundwand in Kopfbalken ($l_{E,z} \geq 18\text{cm}$)
$L_{K,x} =$	1,400 [m]	Länge des Stb-Kopfbalkens
$B_{K,y} =$	0,940 [m]	Breite des Stb-Kopfbalkens $B_{K,y} = h_{SP,y} + 2 * h_{K,y}$
$h_{Kges,z} =$	0,900 [m]	Gesamthöhe Stb-Kopfbalken
		
		Abb. 1.1.: Profilabmessungen
1.2 LASTEN		
Einwirkungen:		Bemessungswerte:
$h/L =$	3/10 [-]	Verhältnis Rahmenhöhe zu Spannweite
$M_d =$	-190 [kNm/m] = m_{yy}	Momentenbeanspruchung
$F_d =$	-400 [kN/m] = v_y	vertikale Belastung
$H_d =$	-140 [kN/m] = n_{yy}	horizontale Belastung
$e_y =$	0,475 [m]	Exzentrizität der vertikalen Belastung $e_y = M_d / F_d $
$e_z =$	0,270 [m]	Exzentrizität der horizontalen Belastung: A: $e_z = h_{Tr} - l_{E,z}$ B: $e_z = h_{Tr}/2 - l_{E,z}$
		Abb. 1.2.: Bemessungsmodell Zulassung ArcelorMittal

Abb. 5.18.: Nachweis lt. ARCELORMITTAL [17] am System $h_{Li}/L_{TW} = 3/10$ VARIANTE B

1.3 BEMESSUNG lt. Z-15.6-235 vom 25.11.2011

Bemessungswiderstand lt. Z-15.6-235 vom 25.11.2011:

Spundwand: **AZ38-700N**

$H_{Rd,K} =$	222,00	[kN/m]	Widerstand horizontale Belastung als Linienlast
$F_{Rd,m} =$	2737,00	[kN/m]	Widerstand vertikale Belastung als Linienlast
$M_{Rd,S} =$	225,80	[kNm/m]	Widerstand Momentenbelastung aus Schneide
$M_{Rd,K} =$	31,10	[kNm/m]	Widerstand Momentenbelastung aus 'Einspannung/Konsole'

$[M_d] = 152,2$ [kNm/m] = $H_d \cdot e_z + F_d \cdot e_y$ bzw. $H_d \cdot e_z - F_d \cdot e_y$ Momentenbelastung aus vertikaler und horizontaler Belastung, Bemessungswert

mit:

$M_{Rd,K}(F_d) = 26,6$ [kNm/m] = $M_{Rd,K} \cdot (1 - F_d / F_{Rd,m})$

und:

für $F_d \leq F_{Rd,m} / 2$: $M_{Rd,S}(F_d) = 2 \cdot M_{Rd,S} \cdot F_d / F_{Rd,m}$

für $F_d > F_{Rd,m} / 2$: $M_{Rd,S}(F_d) = 2 \cdot M_{Rd,S} \cdot (1 - F_d / F_{Rd,m})$

$M_{Rd,S}(F_d) =$	66,0	[kNm/m]	$M_{d,S} =$	66,0	[kNm/m]
			$M_{d,K} =$	86,2	[kNm/m]

Bedingung 1:

$M_{Rd,KS}(F_d) = 92,6$ [kNm/m] $\leq 152,2$ [kNm/m] **NICHT OK!**
 = $M_{Rd,K}(F_d) + M_{Rd,S}(F_d)$ 164 [%]

Bedingung 2:

$F_{Rd,m} = 2737,0$ [kN/m] $> 400,0$ [kN/m] **OK**
 15 [%]

Bedingung 3:

$H_{Rd,K} = 222,0$ [kN/m] $> 140,0$ [kN/m] **OK**
 63 [%]

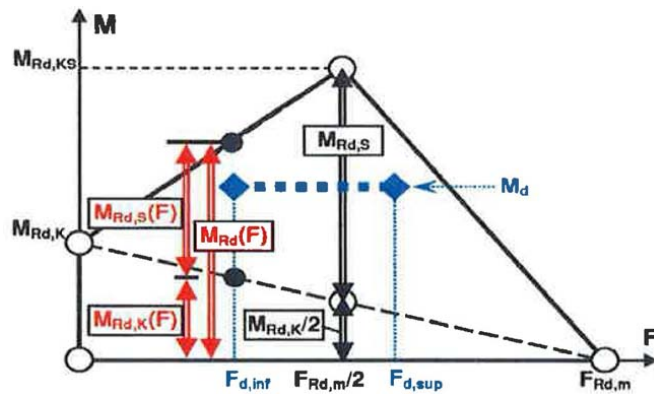


Abb. 1.3.: Bemessungssituation des Tragfähigkeitsnachweises

Abb. 5.19.: Nachweis lt. ARCELORMITTAL [17] am System $h_{Li}/L_{TW} = 3/10$ VARIANTE B

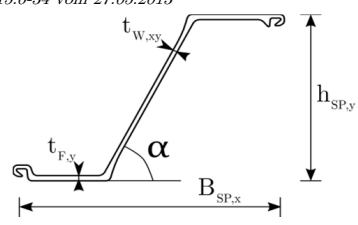
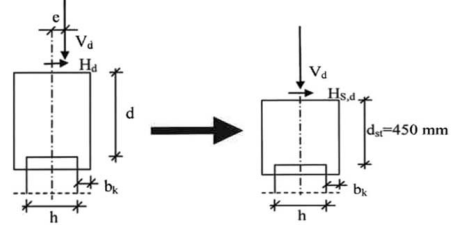
2 NACHWEIS Thyssen Krupp HOESCH		
2.1 QUERSCHNITT		
Spundwand:	HOESCH 3606	<i>lt. Profilingaben von HOESCH nach Z-15.6-34 vom 27.05.2013</i>
$f_{ySP} =$	355 [N/mm ²]	Spundwandstahl, <i>lt. eigene Annahme</i>
$h_{SP,y} =$	0,485 [m]	Höhe Spundwandprofil
$B_{SP,x} =$	0,675 [m]	Breite Spundwandprofil
$t_{F,y} =$	14,5 [mm]	Flansch-Dicke Spundwandprofil
$t_{W,xy} =$	12,0 [mm]	Steg-Dicke Spundwandprofil
$\alpha =$	63,0 [°]	Winkel Steg-Flansch Spundwandprofil
$l_{Steg} =$	0,272 [m]	Flansch-Dicke Spundwandprofil
$l_{Flansch} =$	0,428 [m]	Steg-Dicke Spundwandprofil
$A_{SP} =$	200,0 [cm ² /m]	Fläche Spundwandprofil
$W_{SP} =$	3600,0 [cm ³ /m]	Widerstandsmoment Spundwandprofil
$t_{äqu} =$	147,0 [mm]	äquivalente Spundwanddicke zufolge Widerstandsmoment $t = (W_{SP} \cdot 6)^{0,5}$
$L_{SP,ges} =$	1,944 [m]	Gesamtlänge der Spundwand-Achse, <i>errechnet aus Angaben</i>
$H_{SP,z} =$	3,00 [m]	Höhe für unteren Teil der Spundwand, <i>lt. eigene Annahme</i>
Stb-Kopfbalken:		<i>lt. Z-15.6-34 vom 27.05.2013</i>
$h_{Tr} =$	0,900 [m]	Höhe Tragwerk Überbau
$b_{K,y} =$	0,220 [m]	Betonüberstand des Kopfbalkens zur Spundwand ($h_{K,y} \geq 22\text{cm}$)
$d_{St} =$	0,450 [m]	Höhe Kopfbalken über der OK Spundwand <i>lt. Zulassung</i>
$d =$	0,720 [m]	Höhe Kopfbalken über der OK Spundwand ($h_{OKSP,z} \geq 45\text{cm}$)
$l_{E,z} =$	0,180 [m]	Mindesteinbindtiefe der Spundwand in Kopfbalken ($l_{E,z} \geq 18\text{cm}$)
$L_{K,x} =$	1,350 [m]	Länge des Stb-Kopfbalkens
$B_{K,y} =$	0,925 [m]	Breite des Stb-Kopfbalkens $B_{K,y} = h_{SP,y} + 2 \cdot h_{K,y}$
$h_{Kges,z} =$	0,630 [m]	Gesamthöhe Stb-Kopfbalken
		
		Abb. 2.1.: Profilmabmessungen
2.2 LASTEN		
Einwirkungen:		Bemessungswerte:
$h/L =$	3/10 [-]	Verhältnis Rahmenhöhe zu Spannweite
$M_d =$	-190 [kNm/m] = m_{yy}	Momentenbeanspruchung
$V_d =$	-400 [kN/m] = v_y	gesamte vertikale Belastung
$H_d =$	-140 [kN/m] = n_{yy}	horizontale Belastung
$e_y =$	0,475 [m]	Exzentrizität der vertikalen Belastung $e_y = M_d/F_d $
$e_z =$	0,270 [m]	Exzentrizität der horizontalen Belastung: A: $e_z = h_{Tr} - l_{E,z}$ B: $e_z = h_{Tr}/2 - l_{E,z}$
		
		Abb. 2.2.: Bemessungsmodell Zulassung ArcelorMittal

Abb. 5.20.: Nachweis lt. HOESCH [6] am System $h_{Li}/L_{TW} = 3/10$ VARIANTE B

2.3 BEMESSUNG lt. Z-15.6-34 vom 27.05.2013

Bedingung 1:

$$|H_{s,d}| = 338 \quad [\text{kN/m}] > 286 \quad [\text{kN/m}] \quad \text{NICHT OK! lt. Bemessungsdiagramm}$$

$$= |H_d| \cdot d/d_{St} + |V_d| \cdot |e|/d_{St} \text{ bzw. } |H_d| \cdot d/d_{St} - |V_d| \cdot |e|/d_{St} \quad 118 \quad [\%]$$

Bedingung 2:

$$V_{s,d} = |V_d| = 400 \quad [\text{kNm/m}] \quad \text{OK lt. Bemessungsdiagramm}$$

Bedingung 3:

$$H_{s,d}/V_{s,d} \leq (h+2b_k)/(2 \cdot d_{St}): \quad 0,85 \leq 1,03 \quad \text{OK}$$

$$82 \quad [\%]$$

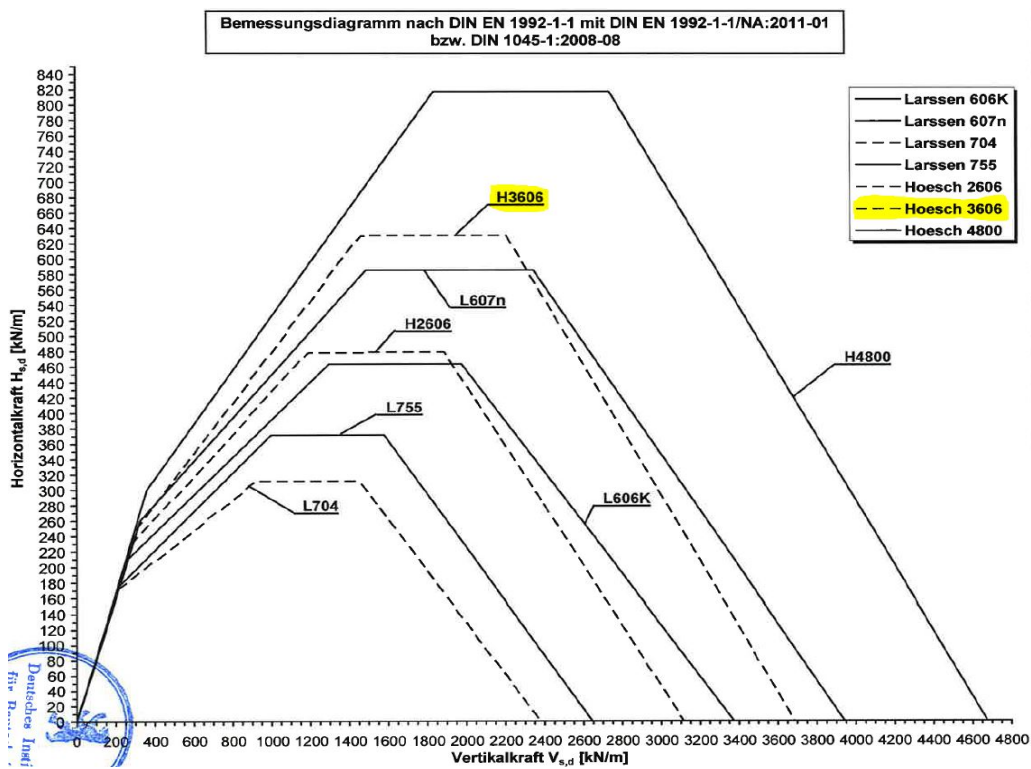


Abb. 2.3.: Bemessungsdiagramm

Abb. 5.21.: Nachweis lt. HOESCH [6] am System $h_{Li}/L_{TW} = 3/10$ VARIANTE B

5.3.2.1. Nachweis der Variante A „gelenkig“

Schnittkräfte und Nachweise

		m_{yy} [kNm/m]	v_y [kN/m]	n_{yy} [kN/m]	e_y [m]	ArcelorMittal			HOESCH		
						NW 1:	NW 2:	NW 3:	NW 1:	NW 2:	NW 3:
						$M_d \leq M_{Red,KS}(F_d)$	$F_d \leq F_{Red,m}$	$H_d \leq H_{Red,K}$	$H_{S,d} \leq H_{Red}$	$V_{S,d} \leq V_{Red}$	$H_{S,d}/V_{S,d} \leq (h+2b_h)/(2*d_{St})$
		[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	
Variante A $h_{LL} / L_{TW} = 3 / 6$	max. m_{yy}	30	-350	10	0,086	30	13	5	21	OK	16
	min. m_{yy}	5	-40	-60	0,125	89	1	27	221	OK	179
	max. v_y	30	-350	-20	0,086	47	13	9	33	OK	24
	min. v_y	5	-50	-70	0,100	98	2	32	202	OK	164
	max. n_{yy}	5	-50	20	0,100	11	2	9	23	OK	19
Variante A $h_{LL} / L_{TW} = 6 / 6$	max. m_{yy}	25	-300	-25	0,083	47	11	11	33	OK	26
	min. m_{yy}	5	-40	-60	0,125	89	1	27	221	OK	179
	max. v_y	30	-350	-30	0,086	52	13	14	37	OK	27
	min. v_y	5	-50	-70	0,100	98	2	32	202	OK	164
	max. n_{yy}	5	-70	20	0,071	11	3	9	17	OK	14
Variante A $h_{LL} / L_{TW} = 3 / 8$	max. m_{yy}	40	-400	-20	0,100	53	15	9	38	OK	27
	min. m_{yy}	5	-60	-70	0,083	94	2	32	168	OK	137
	max. v_y	30	-420	-20	0,071	41	15	9	30	OK	20
	min. v_y	5	-50	-60	0,100	86	2	27	177	OK	144
	max. n_{yy}	5	-110	25	0,045	14	4	11	16	OK	13
Variante A $h_{LL} / L_{TW} = 6 / 8$	max. m_{yy}	40	-400	-30	0,100	58	15	14	42	OK	29
	min. m_{yy}	5	-60	-70	0,083	94	2	32	168	OK	137
	max. v_y	40	-450	-30	0,089	54	16	14	40	OK	26
	min. v_y	5	-50	-60	0,100	86	2	27	177	OK	144
	max. n_{yy}	10	-140	25	0,071	3	5	11	3	OK	3
Variante A $h_{LL} / L_{TW} = 3 / 10$	max. m_{yy}	40	-550	-30	0,073	47	20	14	35	OK	21
	min. m_{yy}	5	-60	-60	0,083	82	2	27	147	OK	120
	max. v_y	40	-600	-30	0,067	44	22	14	34	OK	20
	min. v_y	5	-50	-30	0,100	49	2	14	102	OK	83
	max. n_{yy}	10	-120	30	0,083	8	4	14	9	OK	7
Variante A $h_{LL} / L_{TW} = 6 / 10$	max. m_{yy}	40	-550	-30	0,073	47	20	14	35	OK	21
	min. m_{yy}	5	-60	-60	0,083	82	2	27	147	OK	120
	max. v_y	40	-630	-40	0,063	46	23	18	35	OK	20
	min. v_y	4	-50	-30	0,080	47	2	14	97	OK	78
	max. n_{yy}	10	-160	30	0,063	7	6	14	7	OK	5
	min. n_{yy}	25	-450	-150	0,056	95	16	68	70	OK	46

Tab. 5.12.: Nachweisführung im Regelbereich für VARIANTE A

Erkenntnisse

Die Annahmen für die Krafteinleitung bei VARIANTE A „GELENKIG“ sind der Abbildung 5.16a zu entnehmen. Alle Nachweise der sechs untersuchten Systeme der VARIANTE A „GELENKIG“ sind gemäß der Zulassung für das Schneidenlagersystem ARCELORMITTAL [17] erfüllt (Tab.: 5.12). Somit ist eine Bemessung der Schneidenlagerung der VARIANTE A über die Zulassungen möglich. Zudem haben bei diesem gelenkigen System die unterschiedlichen Systemabmessungen (Variation der Parameter laut Tabelle 5.8) keinen großen Einfluss auf die Bemessung der Schneidenlagerung.

Den größten Ausnutzungsgrad der Schneidenlagerung bei den Nachweisen mit dem System von ARCELORMITTAL gibt es beim Nachweis 1 (3.17) für folgende Beanspruchungen:

- Maximale Momentenbeanspruchung (=min. m_{yy}): Ausnutzung 82 bis 94 %)
- Minimale Querkraftbeanspruchung (=min. v_y): Ausnutzung 86 bis 98 %)
- Maximale Normalkraftbeanspruchung (=min. n_{yy}): Ausnutzung 81 bis 99 %)

Nachweis 2 (3.16) und Nachweis 3 (3.15) sind weniger ausschlaggebend.

Beim System von HOESCH sind beim Nachweis 1 (3.7) folgende Beanspruchungen für die Bemessung gemäß Zulassung [6] maßgebend:

- Maximale Momentenbeanspruchung (=min. m_{yy}): Ausnutzung > 100 %)
- Minimale Querkraftbeanspruchung (=min. v_y): Ausnutzung > 100 %)

Wie in Abschnitt 3.1 beschrieben ist bei der Bemessung beim System HOESCH die aufnehmbare Horizontalkraft $H_{s,d}$ abhängig von der einwirkenden Vertikalkraft $V_{s,d}$. Da bei den beschriebenen maßgebenden Einwirkungen (min. m_{yy} und min. v_y) jedoch die vorhandene Vertikalkraft $V_{s,d}$ sehr gering ist, kann auch nur eine geringe Horizontalkraft $H_{s,d}$ aufgenommen werden. Folglich können die Nachweise 1 und 3, trotz der geringen Belastungen laut Zulassung [6] nicht erfüllt werden. Demzufolge bedingt es für diese min. Einwirkungen genauere Untersuchungen, wie z.B. durch eine nichtlineare Berechnung. Der Nachweis 2 (3.6) ist für das verwendete Profil *H3606* für alle Systeme erfüllt, denn die maximal auftretende Vertikalkraft beträgt $V_{S,d} = 630 \text{ kN/m}$ im Vergleich zur maximal aufnehmbaren Vertikalkraft $V_{Rd} = 3700 \text{ kN/m}$.

5.3.2.2. Nachweis der Variante B „eingespannt“

Schnittkräfte und Nachweise

		m_{yy} [kNm/m]	v_y [kN/m]	n_{yy} [kN/m]	e_y [m]	ArcelorMittal			HOESCH			
						NW 1:	NW 2:	NW 3:	NW 1:	NW 2:	NW 3:	
						$M_d \leq M_{Rd,KS}(F_d)$	$F_d \leq F_{Rd,m}$	$H_d \leq H_{Rd,K}$	$H_{s,d} \leq H_{Rd}$	$V_{s,d} \leq V_{Rd}$	$H_{s,d}/V_{s,d} \leq (h+2b_h)/(2*d_{st})$	
						[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
Variante B $h_{LL} / L_{TW} = 3 / 6$	max. m_{yy}	50	-60	40	0,833	110	2	18	196	OK	159	
	min. m_{yy}	-150	-300	-130	0,500	170	11	59	117	OK	95	
	max. v_y	-100	-350	-140	0,286	94	13	63	66	OK	49	
	min. v_y	20	-40	20	0,500	46	1	9	114	OK	92	
	max. n_{yy}	45	-50	45	0,900	99	2	20	205	OK	166	
Variante B $h_{LL} / L_{TW} = 6 / 6$	max. m_{yy}	40	-60	20	0,667	92	2	9	165	OK	134	
	min. m_{yy}	-230	-270	-100	0,852	297	10	45	213	OK	173	
	max. v_y	-170	-350	-140	0,486	177	13	63	124	OK	93	
	min. v_y	20	-40	20	0,500	46	1	9	114	OK	92	
	max. n_{yy}	35	-50	30	0,700	79	2	14	163	OK	133	
Variante B $h_{LL} / L_{TW} = 3 / 8$	max. m_{yy}	50	-90	40	0,556	94	3	18	125	OK	101	
	min. m_{yy}	-150	-300	-130	0,500	161	11	59	111	OK	90	
	max. v_y	-120	-500	-120	0,240	90	18	54	67	OK	42	
	min. v_y	20	-50	15	0,400	44	2	7	91	OK	74	
	max. n_{yy}	50	-70	40	0,714	101	3	18	161	OK	130	
Variante B $h_{LL} / L_{TW} = 6 / 8$	max. m_{yy}	50	-90	25	0,556	101	3	11	134	OK	109	
	min. m_{yy}	-250	-350	-180	0,714	253	13	81	178	OK	133	
	max. v_y	-180	-500	-150	0,360	140	18	68	104	OK	65	
	min. v_y	20	-60	10	0,333	45	2	5	80	OK	65	
	max. n_{yy}	40	-70	25	0,571	84	3	11	134	OK	108	
Variante B $h_{LL} / L_{TW} = 3 / 10$	max. m_{yy}	65	-220	40	0,295	83	8	18	66	OK	53	
	min. m_{yy}	-190	-400	-140	0,475	164	15	63	118	OK	82	
	max. v_y	-120	-550	-130	0,218	73	20	59	55	OK	33	
	min. v_y	20	-50	20	0,400	38	2	9	78	OK	63	
	max. n_{yy}	55	-80	40	0,688	102	3	18	147	OK	120	
Variante B $h_{LL} / L_{TW} = 6 / 10$	max. m_{yy}	50	-240	30	0,208	62	9	14	46	OK	38	
	min. m_{yy}	-260	-420	-160	0,619	227	15	72	164	OK	112	
	max. v_y	-190	-600	-160	0,317	119	22	72	91	OK	53	
	min. v_y	20	-50	10	0,400	45	2	5	92	OK	75	
	max. n_{yy}	40	-90	30	0,444	71	3	14	94	OK	77	
	min. n_{yy}	-220	-470	-200	0,468	161	17	90	118	OK	76	

Tab. 5.13.: Nachweisführung im Regelbereich für VARIANTE B

Erkenntnisse

Wie in den Abschnitten zuvor geschildert, treten beim System VARIANTE B „EINGESPANNT“ hohe Momente am Widerlagerbereich auf, die von der Schneidenlagerung aufgenommen werden müssen. Folglich bereitet genau diese hohe Momentenbeanspruchung mit dem angenommenen Kräftemodell aus Abbildung 5.16b bei dem Bemessungsverfahren gemäß den Zulassungen Probleme. Denn durch ein großes planmäßiges Moment kommt es zu einer großen Exzentrizität e_y (Formel 5.6) der anzusetzenden Vertikalkraft. Folglich ist ein Großteil der Nachweise (Nachweis 1 bei ARCELORMITTAL sowie bei HOESCH), die sich auf die Momenteneinleitung in die Schneidenlagerung beziehen, nicht erfüllt. Hier sind für ARCELORMITTAL und HOESCH vor allem die Beanspruchung aus maximaler Momentenbeanspruchung ($=\min. m_{yy}$), maximaler Normalkraftbeanspruchung ($=\min. n_{yy}$) und maximaler Querkraftbeanspruchung ($=\max. v_y$) maßgebend. Im Gegensatz zur VARIANTE A „GELENKIG“ haben die Systemparameter (Tab.: 5.8) erheblichen Einfluss auf die Bemessung. Jedoch ist hervorzuheben, dass sich z.B. das System $h_{Li}/L_{TW} = 6/6$ auf die Nachweise ungünstiger auswirkt, als das System $h_{Li}/L_{TW} = 6/10$. Dies lässt sich dadurch begründen, dass die Nachweise eine große Interaktion von Vertikal- und Horizontalkraft aufweisen. So ist die Zunahme der Querkraft im Überbau (=Vertikalkraft) im Vergleich vom System $h_{Li}/L_{TW} = 6/6$ auf das System $h_{Li}/L_{TW} = 6/10$ größer als die Zunahme der Momentenbeanspruchung. Diese Tatsache wirkt sich positiv auf die Bemessung der Schneidenlagerung aus, denn z.B. im Bemessungsdiagramm (Abb.: 3.3) von HOESCH kann mit zunehmender Vertikalkraft eine größere Horizontalkraft aufgenommen werden.

5.3.3. Zusammenfassung

VARIANTE A „GELENKIG“ kann mit dem System der Schneidenlagerung von ARCELORMITTAL mit der Zulassung [17] nachgewiesen werden. Die Nachweise der VARIANTE A „GELENKIG“ mit dem System von HOESCH sind nicht erfüllt. Vor allem Lastkombinationen, die geringe Vertikallasten auf die Schneidenlagerung erzeugen, sind problematisch. Hierbei ist eventuell nochmals der Ansatz mit der Umrechnung der Schnittkräfte der Überbauplatte auf die Kräfte als Einwirkung auf den Stb-Kopfbalken zu überdenken (Abb.: 5.16). Eine weitere Möglichkeit ist, dass die Nachweisführung der Schneidenlagerung mit einem nichtlinearen Modell wie in Abschnitt 4 und der gegebenen Lasten aus den maßgebenden Fällen aus Tabelle 5.12 geführt wird. Für die direkte Lagerung der Überbauplatte auf der Spundwand (VARIANTE B „EINGESPANNT“) ist der Nachweis mit den Zulassungen bei den untersuchten Systemen nicht möglich, da die direkte Momenteinwirkung zu groß ist. Hier geht hervor, dass besonders die Variation der Rahmenstielhöhe h_{Li} Einfluss auf die Schnittkräfte und folglich auf die Nachweise hat. Nimmt h_{Li} zu, so steigen auch die Rahmeneckmomente, sprich Momente im Widerlagerbereich, stark an. Die Querkraftbeanspruchung bleibt jedoch dieselbe. So vergrößert sich laut dem Kraftmodell 5.16 die Exzentrizität stark und das einwirkende Moment auf die Schneidenlagerung ist gemäß den Zulassungen zu groß. Da die VARIANTE B „EINGESPANNT“ nicht

mit den Zulassungen bemessen werden kann, muss die Nachweisführung für eine Weiterführung dieses Konzeptes überdacht werden. So ist ein erster Schritt eine nichtlineare Untersuchung wie in Abschnitt 4, um zu kontrollieren, wie sich die Schneidenlagerung bei den maßgebenden Belastungen nach VARIANTE B „EINGESPANNT“ verhält und ob es doch möglich ist, die Überbauplatte direkt in die Spundwand „einzutauchen“.

5.4. Nachweis der Schneidenlagerung gegen Ermüdung

Aufgrund des Umfanges werden hier nicht alle Systeme wie in Abschnitt 5.3.2 gegen Ermüdung bemessen, sondern es wird nur das System $h_{Li}/L_{TW} = 6/6$ untersucht, da diese Abmessungen in der Anwendung dieser Tragwerkart als baupraktischst erscheinen.

5.4.1. Schnittkräfte für Nachweise gegen Ermüdung

Da es sich bei vorliegendem Bauwerk um eine Eisenbahnbrücke handelt, wird auf Grund der nicht vorwiegend ruhenden Einwirkungen auch der Nachweis gegen Ermüdung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit geführt. Für den Ermüdungsnachweis werden die Schnittkräfte der Überbauplatte mit den Bemessungswerten der häufigen Einwirkungskombination unter Berücksichtigung der nicht vorwiegend ruhenden Einwirkungen verwendet.

Die Zulassungen bilden folgende Bemessungskombinationen für den Nachweis auf Ermüdung:

HOESCH

(in Zulassung [6], Abschnitt 3.1.5)

Häufige Bemessungskombination der nicht ruhenden Lastanteile $E_{d,frequ,NR}$:

$$E_{d,frequ,NR} = \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1,NR} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,NR,i} \quad (5.7)$$

Die ideellen Einwirkungen V_d bzw. H_d werden mit Hilfe eines Vergrößerungsfaktors zur Berücksichtigung der Ermüdung aus der häufigen Bemessungskombination (Formel 5.7) der nicht ruhenden Lastanteile $E_{d,frequ,NR}$ bestimmt:

$$V_d = 4,65 \cdot V_{d,frequ,NR} \quad (5.8)$$

$$H_d = 4,65 \cdot H_{d,frequ,NR} \quad (5.9)$$

ArcelorMittal

(in Zulassung [17], Abschnitt 3.1.3)

Häufige Bemessungskombination unter Berücksichtigung der nicht vorwiegend ruhenden Einwirkungen:

$$E_{d,\text{frequ}} = G_k + \psi_1 \cdot (Q_{k,1} + Q_{k,1,\text{NR}}) + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot (Q_{k,i} + Q_{k,i,\text{NR}}) \quad (5.10)$$

$$E_{d,\text{frequ, NR}} = \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1,\text{NR}} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,\text{NR},i} \quad (5.11)$$

mit: $i \geq 2$

Zum Nachweis der Bewehrung auf Ermüdung muss im Falle von nicht vorwiegend ruhender Einwirkung die Vergleichswerte F^*_d und M^*_d für die Bemessung bestimmt werden.

$$F^*_d = 6,21 \cdot F_{d,\text{frequ, NR}} \quad (5.12)$$

$$M^*_d = 6,21 \cdot M_{d,\text{frequ, NR}} \quad (5.13)$$

Es werden die Teilsicherheitsbeiwerte γ und die Kombinationsbeiwerte ψ wie in Abschnitt 5.3.1 verwendet. Die ideellen Einwirkungen V_d bzw. H_d nach HOESCH sowie die Vergleichswerte F^*_d und M^*_d nach ARCELORMITTAL werden mit Hilfe eines Vergrößerungsfaktors (Formeln 3.4 und 3.5 bzw. 3.13 und 3.14) zur Berücksichtigung der Ermüdung aus der häufigen Bemessungskombination (Formel 5.10) der nicht ruhenden Lastanteile $E_{d,\text{frequ, NR}}$ bestimmt.

Hierbei ist zu erwähnen, dass normalerweise bei Eisenbahnbrücken der Nachweis gegen Ermüdung mit der nicht-häufigen Einwirkungskombination gemäß \rightarrow ÖNORM EN 1991-2:2012-03 und ÖNORM B 1991-2:2011-04 geführt wird. Da jedoch von den Herstellern der Schneidenlagerung spezielle Vorgehensweisen (z.B. Nachweis mit häufiger Einwirkungskombination ohne Eigengewicht, jedoch mit erhöhtem Lastfaktor) für den Nachweis gegen Ermüdung bei nicht vorwiegend ruhenden Belastungen getroffen werden, werden bei Anwendung dieses Produktes diese Besonderheiten berücksichtigt und folglich auf die häufige und nicht auf die nicht-häufige Einwirkungskombination bemessen. Im Unterschied zur ständigen Einwirkungskombination (ULS, Abschnitt 5.2.2) werden folgende Annahmen bei der Lastannahme für die nicht ruhenden Lastanteile getroffen:

- Dynamischer Beiwert $\Phi = 1,0$ (lt. ÖNORM EN 1991-2, Abschnitt 6.4.5.2(4))
- LM71 mit $\alpha_{\text{LM71}} = 1,0$ (lt. ÖNORM B 1991-2, Abschnitt 9.2.2)

5.4.1.1. Schnittgrößen der Überbauplatte im SLS

Die Auswertung der Schnittkräfte erfolgt gleich dem Abschnitt 5.3.1.1.

5. FE-Untersuchung am Gesamtsystem des Überführungstragwerkes

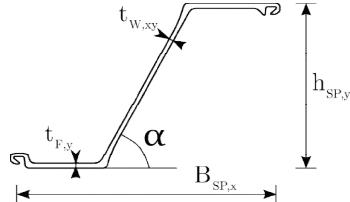
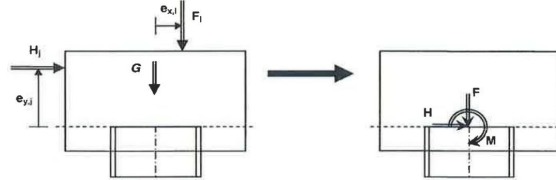
1 NACHWEIS gegen Ermüdung ArcelorMittal			
1.1 QUERSCHNITT			
Spundwand:	AZ38-700N		<i>lt. Profilingaben von ArcelorMittal nach Z-15.6-235 vom 25.11.2011</i>
$f_{ySP} =$	355	[N/mm ²]	Spundwandstahl, <i>lt. eigene Annahme</i>
$h_{SP,y} =$	0,500	[m]	Höhe Spundwandprofil
$B_{SP,x} =$	0,700	[m]	Breite Spundwandprofil
$t_{F,y} =$	16,0	[mm]	Flansch-Dicke Spundwandprofil
$t_{W,xy} =$	12,2	[mm]	Steg-Dicke Spundwandprofil
$\alpha =$	63,2	[°]	Winkel Steg-Flansch Spundwandprofil
$l_{Steg} =$	0,280	[m]	
$l_{Flansch} =$	0,447	[m]	
$A_{SP} =$	230,0	[cm ² /m]	Fläche Spundwandprofil
$W_{SP} =$	3795,0	[cm ³ /m]	Widerstandsmoment Spundwandprofil
$t_{äqu} =$	150,9	[mm]	äquivalente Spundwanddicke zufolge Widerstandsmoment $t = (W_{SP} * 6)^{0,5}$
$L_{SP,ges} =$	2,015	[m]	Gesamtlänge der Spundwand-Achse, <i>errechnet aus Angaben</i>
$H_{SP,z} =$	6,00	[m]	Höhe für unteren Teil der Spundwand, <i>lt. eigene Annahme</i>
Stb-Kopfbalken:			<i>lt. Z-15.6-235 vom 25.11.2011:</i>
$h_{Tr} =$	0,650	[m]	Höhe Tragwerk Überbau
$h_{K,y} =$	0,220	[m]	Betonüberstand des Kopfbalkens zur Spundwand ($h_{K,y} \geq 22\text{cm}$)
$h_{OKSP,z} =$	0,470	[m]	Höhe Kopfbalken über der OK Spundwand ($h_{OKSP,z} \geq 45\text{cm}$)
$l_{E,z} =$	0,180	[m]	Mindesteinbindtiefe der Spundwand in Kopfbalken ($l_{E,z} \geq 18\text{cm}$)
$L_{K,x} =$	1,400	[m]	Länge des Stb-Kopfbalkens
$B_{K,y} =$	0,940	[m]	Breite des Stb-Kopfbalkens $B_{K,y} = h_{SP,y} + 2 * h_{K,y}$
$h_{Kges,z} =$	0,650	[m]	Gesamthöhe Stb-Kopfbalken
			
			Abb. 1.1.: Profildimensionen
1.2 LASTEN			
Einwirkungen:			Bemessungswerte:
$h/L =$	6/6	[-]	Verhältnis Rahmenhöhe zu Spannweite
$M_{d,frequ,NR} =$	40	[kN/m]	$M_{d,frequ} =$ 15 [kN/m] = m_{yy} Momentenbeanspruchung
$F_{d,frequ,NR} =$	-500	[kN/m]	$F_{d,frequ} =$ -180 [kN/m] = v_y vertikale Belastung
$H_{d,frequ,NR} =$	-10	[kN/m]	$H_{d,frequ} =$ -20 [kN/m] = n_{yy} horizontale Belastung
$e_y =$	0,080	[m]	$e_y =$ 0,083 [m] Exzentrinität Vertikallast $e_y = M_d/F_d $
$e_z =$	0,470	[m]	$e_z =$ 0,470 [m] Exzentrinität Horizontallast $e_z = h_{Tr}/2 - l_{E,z}$
$ M_{d,frequ,NR} =$	44,7	[kNm/m]	$ M_{d,frequ} =$ 24,3 [kNm/m] = $H_d * e_z + F_d * e_y$ bzw. $H_d * e_z - F_d * e_y$
			
			Abb. 1.2.: Bemessungsmodell Zulassung ArcelorMittal

Abb. 5.22.: Nachweis lt. ARCELORMITTAL [17] am System $h_{Li}/L_{TW} = 6/6$ VARIANTE A

5.4. Nachweis der Schneidenlagerung gegen Ermüdung

1.3 BEMESSUNG lt. Z-15.6-235 vom 25.11.2011

Bemessungswiderstand lt. Z-15.6-235 vom 25.11.2011:

Spundwand: **AZ38-700N**

$H_{Rd,K} =$	222,00	[kN/m]	Widerstand horizontale Belastung als Linienlast	
$F_{Rd,m} =$	2737,00	[kN/m]	Widerstand vertikale Belastung als Linienlast	
$M_{Rd,S} =$	225,80	[kNm/m]	Widerstand Momentenbelastung aus Schneide	
$M_{Rd,K} =$	31,10	[kNm/m]	Widerstand Momentenbelastung aus "Einspannung/Konsole"	
$k_c =$	0,98	[-]	Faktor für Bemessungskenngröße der Ermüdung	
$r_{fat,FM} =$	0,24	[-]	Abminderungsfaktoren lt. Zulassung Abschnitt 3.2.2.2	$\eta_{NR,FM} = 2,79$
$r_{fat,MK} =$	0,57	[-]	Abminderungsfaktoren lt. Zulassung Abschnitt 3.2.2.3	$\eta_{NR,MK} = 0,50$
$F_{Rd,m,fat} =$	669,63	[kN/m]	Bemessungswiderstand	$= r_{fat,FM} * F_{Rd,m}$
$M_{Rd,S,fat} =$	55,24	[kNm/m]	Bemessungswiderstand	$= r_{fat,FM} * M_{Rd,S}$
$M_{Rd,K,fat} =$	6,25	[kNm/m]	Bemessungswiderstand	$= r_{fat,MK} * M_{Rd,K}$

$M_{d,frequ}(F_{d,frequ}) = 24,3$ [kNm/m] Momentenbelastung aus vertikaler und horizontaler Belastung, Bemessungswert Ermüdung

mit:

$M_{Rd,K,fat}(F_{d,frequ}) = 4,6$ [kNm/m] $= M_{Rd,K,fat} * (1 - F_{d,frequ}/F_{Rd,m,fat})$

und:

für $F_{d,frequ} \leq F_{Rd,m,fat}/2$: $M_{Rd,S,fat}(F_{d,frequ}) = 2 * M_{Rd,S,fat} * F_{d,frequ}/F_{Rd,m,fat}$
 für $F_{d,frequ} > F_{Rd,m,fat}/2$: $M_{Rd,S,fat}(F_{d,frequ}) = 2 * M_{Rd,S,fat} * (1 - F_{d,frequ}/F_{Rd,m,fat})$

$M_{Rd,S,fat}(F_{d,frequ}) = 29,7$ [kNm/m] $M_{d,S,fat} = 24,3$ [kNm/m] Momentenaufteilung für Bewehrungsermittlung
 $M_{d,K,fat} = 0,0$ [kNm/m]

Bedingung 1:

$M_{Rd,KS}(F_d) = 34,3$ [kNm/m] > $24,3$ [kNm/m] **OK**
 $= M_{Rd,K,fat}(F_{d,frequ}) + M_{Rd,S,fat}(F_{d,frequ})$ 71 [%]

Bedingung 2:

$F_{Rd,m,fat} = 669,6$ [kN/m] > $180,0$ [kN/m] **OK**
 27 [%]

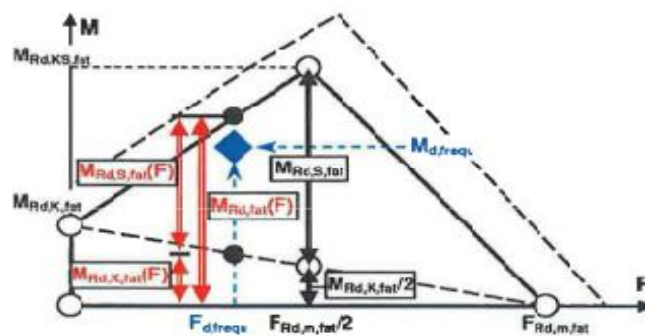


Abb. 1.3.: Bemessungssituation des Ermüdungsnachweises

Abb. 5.23.: Nachweis lt. ARCELORMITTAL [17] am System $h_{Li}/L_{TW} = 6/6$ VARIANTE A

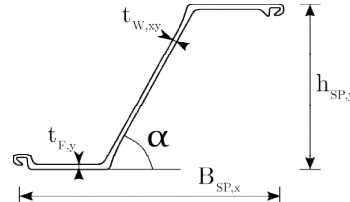
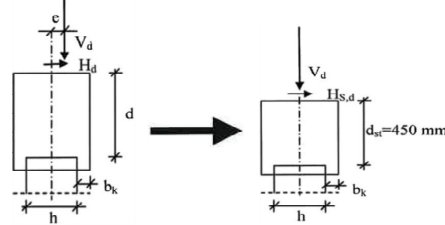
2 NACHWEIS gegen Ermüdung HOESCH		
2.1 QUERSCHNITT		
Spundwand:	HOESCH 3606	<i>lt. Profilingaben von HOESCH nach Z-15.6-34 vom 27.05.2013</i>
$f_{ySP} =$	355 [N/mm ²]	Spundwandstahl, lt. eigene Annahme
$h_{SP,y} =$	0,485 [m]	Höhe Spundwandprofil
$B_{SP,x} =$	0,675 [m]	Breite Spundwandprofil
$t_{F,y} =$	14,5 [mm]	Flansch-Dicke Spundwandprofil
$t_{W,xy} =$	12,0 [mm]	Steg-Dicke Spundwandprofil
$\alpha =$	63,0 [°]	Winkel Steg-Flansch Spundwandprofil
$l_{Steg} =$	0,272 [m]	Flansch-Dicke Spundwandprofil
$l_{Flansch} =$	0,428 [m]	Steg-Dicke Spundwandprofil
$A_{SP} =$	200,0 [cm ² /m]	Fläche Spundwandprofil
$W_{SP} =$	3600,0 [cm ³ /m]	Widerstandsmoment Spundwandprofil
$t_{äqu} =$	147,0 [mm]	äquivalente Spundwanddicke zufolge Widerstandsmoment $t = (W_{SP} \cdot 6)^{0,5}$
$L_{SP,ges} =$	1,944 [m]	Gesamtlänge der Spundwand-Achse, <i>errechnet aus Angaben</i>
$H_{SP,z} =$	6,00 [m]	Höhe für unteren Teil der Spundwand, <i>lt. eigene Annahme</i>
Stb-Kopfbalken:		<i>lt. Z-15.6-34 vom 27.05.2013</i>
$h_{Tr} =$	0,650 [m]	Höhe Tragwerk Überbau
$b_{K,y} =$	0,220 [m]	Betonüberstand des Kopfbalkens zur Spundwand ($h_{K,y} \geq 22\text{cm}$)
$d_{St} =$	0,450 [m]	Höhe Kopfbalken über der OK Spundwand lt. Zulassung
$d =$	0,470 [m]	Höhe Kopfbalken über der OK Spundwand ($h_{OKSP,z} \geq 45\text{cm}$)
$l_{E,z} =$	0,180 [m]	Mindesteinbindtiefe der Spundwand in Kopfbalken ($l_{E,z} \geq 18\text{cm}$)
$L_{K,x} =$	1,350 [m]	Länge des Stb-Kopfbalkens
$B_{K,y} =$	0,925 [m]	Breite des Stb-Kopfbalkens $B_{K,y} = h_{SP,y} + 2 \cdot h_{K,y}$
$h_{Kges,z} =$	0,630 [m]	Gesamthöhe Stb-Kopfbalken
		 <p>Abb. 2.1.: Profilabmessungen</p>
2.2 LASTEN		
Einwirkungen:		Bemessungswerte:
$h/L =$	6/6 [-]	Verhältnis Rahmenhöhe zu Spannweite
$M_{d,frequ,NR} =$	20 [kN/m] = m_{yy}	Momentenbeanspruchung
$F_{d,frequ,NR} =$	-250 [kN/m] = v_y	gesamte vertikale Belastung
$H_{d,frequ,NR} =$	-5 [kN/m] = n_{yy}	horizontale Belastung
$e_y =$	0,080 [m]	Angenommene Exzentrizität der vertikalen Belastung $e_y = M_d/F_d $
$e_z =$	0,470 [m]	Angenommene Exzentrizität der horizontalen Belastung $e_z = h_{Tr}/2 - l_{E,z}$
		<p>Abb. 2.2.: Bemessungsmodell Zulassung ArcelorMittal</p>

Abb. 5.24.: Nachweis lt. HOESCH [6] am System $h_{Li}/L_{TW} = 6/6$ VARIANTE A

2.3 BEMESSUNG lt. Z-15.6-34 vom 27.05.2013

Bedingung 1:

$$|H_{S,d}| = 50 \quad [\text{kN/m}] \leq 208 \quad [\text{kN/m}] \quad \text{OK lt. Bemessungsdiagramm}$$

$$= |H_d| \cdot d/d_{St} + |V_d| \cdot |e|/d_{St} \text{ bzw. } |H_d| \cdot d/d_{St} - |V_d| \cdot |e|/d_{St} \quad 24 \quad [\%]$$

Bedingung 2:

$$V_{S,d} = |V_d| = 250 \quad [\text{kNm/m}] \quad \text{OK lt. Bemessungsdiagramm}$$

Bedingung 3:

$$H_{S,d}/V_{S,d} \leq (h+2b_k)/(2 \cdot d_{St}): \quad 0,20 \leq 1,03 \quad \text{OK}$$

$$19 \quad [\%]$$

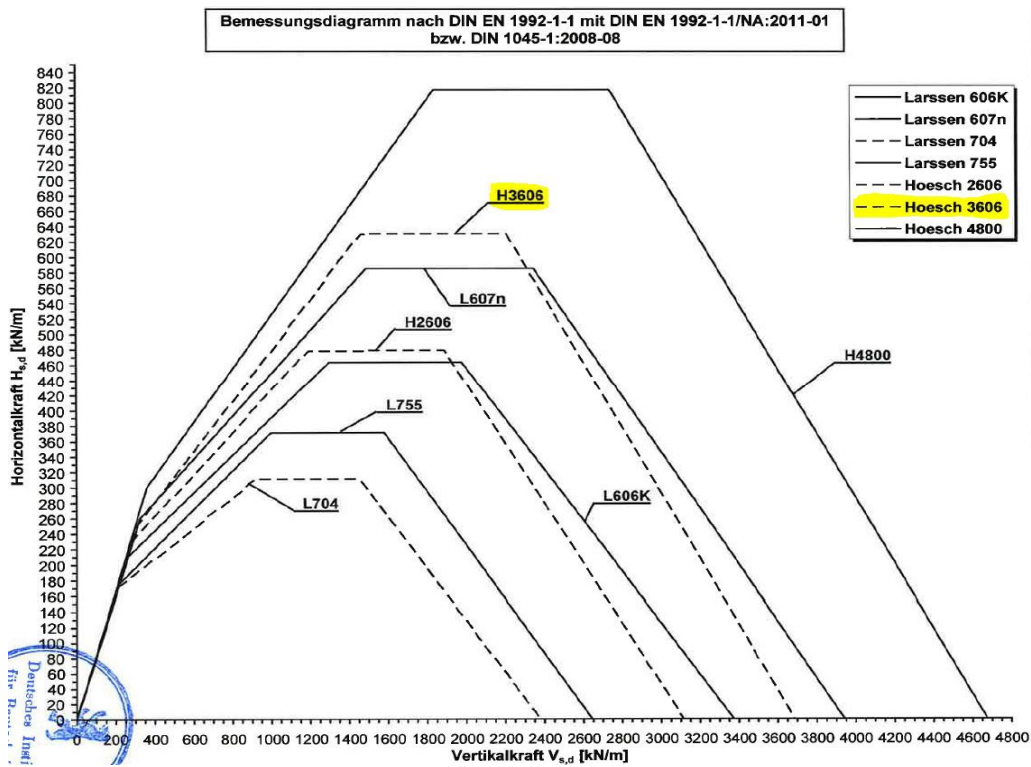


Abb. 2.3.: Bemessungsdiagramm

Abb. 5.25.: Nachweis lt. HOESCH [6] am System $h_{Li}/L_{TW} = 6/6$ VARIANTE A

5.4.2. Nachweisführung laut Zulassungen

Die Vorgehensweise der Bemessung gegen Ermüdung gemäß den Zulassungen erfolgt gleich dem Schema aus Abschnitt 5.3.2. Die Nachweise für das System HOESCH sind in den Formeln 3.6, 3.7 und 3.8 beschrieben. Die Nachweise für das System ARCELORMITTAL werden gemäß den Formeln 3.26 und 3.27 geführt. In den folgenden Tabellen 5.14, 5.15, 5.16 und 5.17 werden die ausgewerteten Schnittkräfte im Regelbereich dargestellt und gemäß den Beispielen die Nachweise ausgewertet (Abb.:5.22 und 5.24). Die Bemessung erfolgt in einem Excel-Tabellenblatt und wird durch Einlesen der Schnittkräfte in ein VBA-Makro automatisch berechnet.

5.4.2.1. Nachweis gegen Ermüdung der Variante A „gelenkig“

Schnittkräfte und Nachweise

Variante A $h_{L1} / L_{TW} = 6 / 6$		ArcelorMittal						NW 1:	NW 2:
		$E_{d,frequ,NR}$			$E_{d,frequ}$			$M_{d,frequ}(F_{d,frequ})$	$F_{d,frequ} \leq F_{Rd,m,fat}$
		m_{yy}	v_y	n_{yy}	m_{yy}	v_y	n_{yy}	$M_{Rd,fat}(F_{d,frequ})$	$F_{d,frequ} \leq F_{Rd,m,fat}$
		[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[%]	[%]
max. m_{yy}	40	-500	-10	15	-180	-20	71	27	
min. m_{yy}	-5	50	-160	5	-80	-30	99	2	
max. v_y	30	-500	-20	10	-160	-10	48	26	
min. v_y	-5	50	-150	5	-70	-20	81	1	
max. n_{yy}	1	-60	5	5	-70	20	25	5	
min. n_{yy}	20	-240	-160	15	-140	-20	86	15	

Tab. 5.14.: Ermüdungsnachweis ARCELORMITTAL im Regelbereich für VARIANTE A

Variante A $h_{L1} / L_{TW} = 6 / 6$		Hoesch			NW 1:	NW 2:	NW 3:
		$E_{d,frequ,NR}$			$H_{S,d} \leq H_{Rd}$	$V_{S,d} \leq V_{Rd}$	$H_{S,d}/V_{S,d} \leq (h+2b_w)/(2*d_{St})$
		m_{yy}	v_y	n_{yy}	[%]	[%]	[%]
		[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[%]	[%]	[%]
max. m_{yy}	20	-250	-5	24	OK	19	
min. m_{yy}	-5	-60	-120	229	OK	185	
max. v_y	25	-350	-5	23	OK	17	
min. v_y	-5	40	-130	374	OK	303	
max. n_{yy}	-1	-20	6	51	OK	41	
min. n_{yy}	15	-200	-110	89	OK	72	

Tab. 5.15.: Ermüdungsnachweis HOESCH im Regelbereich für VARIANTE A

Erkenntnisse

Die Annahmen für die Krafteinleitung bei VARIANTE A „GELENKIG“ sind der Abbildung 5.16a zu entnehmen. Alle Nachweise gegen Ermüdung sind für das untersuchte System $h_{Li}/L_{TW} = 6/6$ mit dem System ARCELORMITTAL [17] erfüllt. Wie bei der Bemessung im ULS (Abschnitt 5.3.2.1) stellen beim Schneidenlagersystem HOESCH [6] auch die Lastfallkombinationen, die hohe Horizontallasten und geringe Vertikallasten mit sich bringen, Probleme dar. Wie in Abschnitt 3.1 beschrieben ist bei der Bemessung beim System HOESCH die aufnehmbare Horizontalkraft $H_{s,d}$ abhängig von der einwirkenden Vertikalkraft $V_{s,d}$. Bei den maßgebenden Einwirkungen (min. m_{yy} und min. v_y) ist die vorhandene Vertikalkraft $V_{s,d}$ sehr gering, deshalb kann auch nur eine geringe Horizontalkraft $H_{s,d}$ aufgenommen werden. Folglich können die Nachweise 1 und 3, trotz der geringen Belastungen laut Zulassung [6] nicht erfüllt werden. Demzufolge bedingt es für diese min. Einwirkungen genauere Untersuchungen, wie z.B. durch eine nichtlineare Berechnung.

5.4.2.2. Nachweis gegen Ermüdung der Variante B „eingespannt“

Schnittkräfte und Nachweise

		ArcelorMittal						NW 1:	NW 2:
		$E_{d,frequ,NR}$			$E_{d,frequ}$			$M_{d,frequ}(F_{d,frequ})$	$M_{Rd,fat}(F_{d,frequ})$
		m_{yy}	v_y	n_{yy}	m_{yy}	v_y	n_{yy}	\leq	\leq
		[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[%]	[%]
Variante B $h_{Li} / L_{TW} = 6 / 6$	max. m_{yy}	95	30	20	5	-70	15	12	2
	min. m_{yy}	-270	-340	-100	-110	-140	-70	274	19
	max. v_y	-160	-550	-130	-80	-190	-90	105	29
	min. v_y	70	70	15	-25	-70	15	180	0
	max. n_{yy}	95	50	20	-5	-80	20	75	2
	min. n_{yy}	-190	-310	-220	-100	-150	-100	178	18

Tab. 5.16.: Ermüdungsnachweis ARCELORMITTAL im Regelbereich für VARIANTE B

		Hoesch			NW 1:	NW 2:	NW 3:
		$E_{d,frequ,NR}$			$H_{S,d} \leq H_{Rd}$	$V_{S,d} \leq V_{Rd}$	$H_{S,d}/\sqrt{S_{S,d}} \leq (h+2b_k)/(2*d_{st})$
		m_{yy}	v_y	n_{yy}			
		[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[%]	[%]	[%]
Variante B $h_{Li}/L_{TW} = 6/6$	max. m_{yy}	70	25	15	671	OK	544
	min. m_{yy}	-190	-230	-110	160	OK	130
	max. v_y	-130	-400	-100	64	OK	45
	min. v_y	60	60	15	235	OK	191
	max. n_{yy}	70	35	15	480	OK	389
	min. n_{yy}	-130	-240	-200	40	OK	33

Tab. 5.17.: Ermüdungsnachweis HOESCH im Regelbereich für VARIANTE B

Erkenntnisse

Wie bereits in den Abschnitten zur ULS Bemessung beschrieben, treten beim System VARIANTE B „EINGESPANNT“ hohe Momente am Widerlagerbereich auf, die von der Schneidenlagerung aufgenommen werden müssen. Folglich sind die meisten Nachweise gegen Ermüdung für dieses System sowohl für ARCELORMITTAL als auch für HOESCH nicht erfüllt.

5.4.3. Zusammenfassung

Gleich dem Nachweis der Tragfähigkeit (ULS) kann VARIANTE A „GELENKIG“ mit dem System der Schneidenlagerung von ARCELORMITTAL mit der Zulassung [17] nachgewiesen werden. Die Nachweise der VARIANTE A „GELENKIG“ mit dem System von HOESCH sind bei hohen Horizontallasten und geringen Vertikallasten nicht erfüllt.

Die Ergebnisse für die direkte Lagerung der Überbauplatte auf der Spundwand (VARIANTE B „EINGESPANNT“) sind ähnlich denen der Nachweise im ULS. Auch hier ist eine Bemessung mit den Zulassungen [6] und [17] nicht möglich, da die direkte Momenteinwirkung zu groß ist.

Somit lässt sich durch die Nachweisführung gegen Ermüdung mit dem System $h_{Li}/L_{TW} = 6/6$ aufzeigen, dass die Machbarkeit der Schneidenlagerung von Eisenbahnbrücken mit dem Schneidenlagersystem von ARCELORMITTAL für VARIANTE A „GELENKIG“ möglich ist. Diese Voruntersuchung widerlegt die Anwendbarkeit dieser Tragwerksart und gibt Anregung zur weiteren Untersuchungen des Tragverhalten des Gesamtsystems.

5.5. Vergleich der Vorstatik mit den nichtlinearen Berechnungen

Wie aus dem vorherigen Abschnitten 5.3.2 und 5.4.2 hervorgeht, lassen sich nicht alle Nachweise der Schneidenlagerung im Widerlagerbereich mit den Zulassungen führen. Mit der Bemessung nach den Zulassungen führen besonders Lastfallkombinationen mit geringen Vertikallasten und dazugehörigen Horizontallasten zu einem Versagen des Systems. Im Abschnitt 4 wurden Berechnungen mit den maximal zulässigen Vertikallasten und dazugehörigen Horizontallasten geführt. Dabei dient die nichtlineare Berechnung NL_LF4005 als Untersuchung für die VARIANTE A „GELENKIG“, bei der die vertikale Last zentrisch in der Spundwandachse und die horizontale Last an der Oberkante des Stb-Kopfbalkens angreift. Diese Einwirkungen der Vertikal- und Horizontalkraft werden auch von den Zulassungen berücksichtigt, sprich eine gezielte Einleitung eines äußeren Moments ist nicht zulässig. Aus der Berechnung geht hervor, dass erhebliche große Horizontallasten ($H_k = 955 \text{ kN/m}$) unter der angenommenen Exzentrizität in Abhängigkeit einer hohen Vertikallast ($V_k = 1480 \text{ kN/m}$) von der Schneidenlagerung auf die Spundwand übertragen werden können. Dies ist ein sehr gutmütiges Verhalten im Bezug mit den aus dem Eisenbahnverkehr bekannten Lasten, was die Machbarkeit dieser VARIANTE A „GELENKIG“ unterstreicht. Der Fall von kleinen Vertikalkräften in Kombination mit Horizontalkräften ist nicht untersucht worden und somit kann man in dieser Arbeit nicht auf das Tragverhalten der Schneidenlagerung bei dieser Lastfallkombination zurückschließen.

Die nichtlineare Berechnung NL_LF4003 kann als grobe Untersuchung für die VARIANTE B „EINGESPANNT“ angesehen werden. Dabei kann die zentrisch angreifende Vertikalkraft als Querkraftkomponente der direkt in die Spundwand eingetauchten Überbauplatte gesehen werden. Die im Stb-Kopfbalken mittig angreifende Horizontallast stellt die Normalkraft der Überbauplatte dar. Das von der Horizontal- und Vertikalkraft auf die Schneidenlagerung erzeugte Moment $M = H_j \cdot e_z + F_i \cdot e_y$ (siehe Abb.: 5.18) kann auf das Stützmoment im Widerlagerbereich der Überbauplatte zurückgerechnet werden. Geht man von dieser Annahme aus, so können laut der Berechnung NL_4003 folgende maximalen Lasten übertragen werden: $V_k = 1700 \text{ kN/m}$, $H_k = 1870 \text{ kN/m}$ und $M_k = 260 \text{ kNm/m}$. Diese Erkenntnisse basieren jedoch nur auf Einwirkungen mit hohen Vertikallasten. Wiederum fließen hier keine anderen Einwirkungskombinationen ein und es kann keine Aussage über die Tragfähigkeit mit geringen Vertikallasten gemacht werden. In dieser Arbeit wird das Modell des alleinigen Stb-Kopfbalkens auf einer „starr“ gelagerten Spundwand für den Nachweis dieser Varianten herangezogen und die einwirkenden Kräfte (Moment) über die Exzentrizität der Vertikallast bzw. Horizontallast umgerechnet. Dies entspricht besonders bei VARIANTE B „EINGESPANNT“ nicht der tatsächlichen Tragwirkung des Systems. Für eine vorstatische Untersuchung und für erste Erkenntnisse des Tragverhalten des Systems wird das erstellte Modell als ausreichend betrachtet. Zudem muss das Modell mit der Umrechnung des Moments über die Exzentrizitäten e_z und e_y auf die Schneidenlagerung noch ausführlicher diskutiert und untersucht werden. Um das tatsächliche Tragverhalten der VARIANTE B „EINGESPANNT“ zu ermitteln, ist es für weitere Untersuchungen ratsam, ein nichtlineares Modell dementsprechend auszuarbeiten.

6. Kostenschätzung

Zur Kostenschätzung der neuen Konzepte wird im folgenden Abschnitt ein Vergleich zwischen einem konventionellen Stahlbetonrahmen mit Flügelwänden und der Schneidenlagerung mit der Überbauplatte für Überführungsbauwerke im Eisenbahnwesen vorgenommen. Dabei werden die Hauptmassen eines eingleisigen Tragwerkes ermittelt und mit Einheitspreisen die überschlagsmäßigen Gesamtkosten der jeweiligen Bauwerksart ermittelt. Es werden nur die Rohbaukosten miteinander verglichen, sprich Aufbauten wie Oberbau, elektrische Anlagen, restliche Außengestaltungen und Planung werden nicht mitberücksichtigt, da diese bei beiden Bauarten ungefähr die gleichen darstellen. Als Randbedingung wird ein Bauwerk mit einer Stützweite von $L_{TW} = 10\text{ m}$ und Breite $B_{TW} = 6,4\text{ m}$ gewählt. Die lichte Bauhöhe wird mit ca. $h_{Li} = 5\text{ m}$ von Grabensohle zur Unterkante der Überbauplatte gewählt. Bei der Tragwerksart „Schneidenlagerung“ geht man von der in Abschnitt 5.1.1 vorgestellten Konstruktion aus. Die Berechnungen zu den Hauptmassen können dem Anhang D entnommen werden. Die Einheitspreise werden aufgrund der Erfahrungen des Büros Schimetta und dem Instituts für Betonbau grob abgeschätzt. Dabei geht man von einem Neubau des Überführungstragwerkes aus. Für die Massenermittlung werden einfache Übersichtspläne der Tragwerksart „Stahlbetonrahmen“ (Plan: ÜP_01 6.3) und der VARIANTE A „GELENKIG“ (Plan: ÜP_02 6.3) erstellt.

Die Kostenschätzung wird in folgende Leistungen unterteilt:

1. Baustelleneinrichtung, Verkehrssicherung
2. Abbrucharbeiten
3. Erdarbeiten, Entwässerungsarbeiten
4. Baugrubensicherung, Tiefgründung
5. Stahlbetonarbeiten
6. Überbau, Entwässerung
7. Geländer, Schutzeinrichtungen, Ausstattung
8. Nebenleistungen, Planung, Genehmigung
9. Unvorhergesehenes, Kleinleistungen
10. Straßen- und Wegbauarbeiten

Bei den Leistungen Abbrucharbeiten, Überbau, Entwässerung, Geländer, Schutzeinrichtungen, Ausstattung, Nebenleistungen, Planung, Genehmigung, Straßen- und Wegbau-

arbeiten geht man davon aus, dass die Kosten zwischen den beiden Bauarten annähernd dieselben sind. Demzufolge sind diese in der Gesamtsumme der Schätzung nicht enthalten, die jedoch bei einer totalen Kostenschätzung eines Bauwerkes nicht zu vernachlässigen sind.

6.1. Kostenschätzung Stahlbetonrahmen

Als Vergleichsobjekt für die Kostenschätzung wurde ein Stahlbetonrahmen mit Flügeln für ein eingleisiges Überführungstragwerk angenommen. Die Abmessungen für die Hauptmassenermittlung können dem Plan 6.3 entnommen werden. Die Ermittlung der Hauptmassen ist dem Anhang D zu entnehmen. Hierbei ist zu erwähnen, dass bei der Kostenschätzung die im Plan und Hauptmassenermittlung eingetragenen Bohrpfähle nicht berücksichtigt werden. Der ungefähre Bauablauf für den konventionellen Stahlbetonrahmen ist dem Abschnitt 2.2 zu entnehmen.

Die Baustelleneinrichtung wird aufgrund der größeren Abmessungen des Tragwerkes Stahlbetonrahmen etwas teurer abgeschätzt als die Schneidenlagerung. Da es sich um einen Neubau des Überführungstragwerkes handelt, werden keine Abbrucharbeiten erwartet bzw. kleine anfallende Arbeiten für beide Tragwerksarten als gleich angenommen. Die Erdarbeiten (Aushub und Abtransport, Hinterfüllung, Böschung wiederherstellen) sind ca. um das 2 bis 3-fache größer als bei der Schneidenlagerung. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der Bereich hinter den Widerlagern freigelegt werden muss, um einerseits die Fundamente, Widerlager- und Flügeln zu errichten und um andererseits die Baugrubensicherung herstellen zu können. Bei der Schneidenlagerung kann auf den Aushub hinter den Widerlagern verzichtet werden, da die Spundwand zugleich als Baugrubensicherung und Widerlagerwand dient. Demzufolge sind die Kosten für die Baugrubensicherung und Tiefgründung bei der Schneidenlagerung um einiges größer als bei dem Stahlbetonrahmen, da diese Positionen als Haupttragwerk dort ausgeführt werden. Zudem sind die Spundwände auch mit einem Korrosionsschutz versehen, dessen Aufbringung einen hohen Arbeitsaufwand aufweist. Beim Stahlbetonrahmen stellen die Stahlbetonarbeiten die meisten Kosten des Bauwerkes dar. Vergleicht man die Kosten der beiden Tragwerkstypen fällt jedoch auf, dass auch die Stahlbetonarbeiten der Schneidenlagerung hohe Kosten verursachen, obwohl die Massen um das 2,5-fache geringer sind als beim Stahlbetonrahmen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass vor allem bei der Erstellung der Stb-Kopfbalken intensive Schalungs- und Bewehrungsarbeiten verrichtet werden müssen. Der Überbau und sonstige Entwässerungsanlagen, Geländer, Schutzvorrichtungen, Ausstattung, Nebenleistungen, Planung, Genehmigung, Straßen- und Wegbauarbeiten sind aufgrund der ähnlichen Abmessungen gleich abzuschätzen und werden im Kostenvergleich nicht berücksichtigt. Für Unvorhergesehenes und Kleinleistungen wird 5 % der Gesamtsumme angenommen.

In Tabelle 6.1 ist die Kostenschätzung für den Stahlbetonrahmen dargestellt.

6.1. Kostenschätzung Stahlbetonrahmen

Kostenschätzung für Stb-Rahmen						29.08.2016
Nr.	Beschreibung	Menge	Einheit	Faktor	EP [€/EH]	GP
1 Baustelleneinrichtung, Verkehrssicherung						
1.00	Hilfssumme				146.765,14 €	
1.01	Baustelle einrichten und räumen	13,0	%	1		19.079,47 €
1	Baustelleneinrichtung, Verkehrssicherung					19.079,47 €
2 Abbrucharbeiten						
2.01	analog zur Standardbauweise					- €
2	Abbrucharbeiten					- €
3 Erdarbeiten, Entwässerungsarbeiten						
3.01	Aushub und Abtransport	1.134,9	m³	1	20,00	22.697,80 €
3.02	Hinterfüllung, Böschung herstellen	448,2	m³	1	30,00	13.445,05 €
3.03						- €
3.04						- €
3.05						- €
3	Erdarbeiten, Entwässerungsarbeiten					36.142,85 €
4 Baugrubensicherung, Tiefgründung						
4.01	Vernagelte Spritzbetonwand, C20/25, 15 cm bewehrt	107,8	m²	1	70,00	7.545,89 €
4.02	Nägel, l= 4m, e= 1,5m	50,0	St	1	50,00	2.500,00 €
4.03	zzgl Einrichtung	1,0	psch	1	5.000,00	5.000,00 €
4.04						- €
4.05						- €
4	Baugrubensicherung, Tiefgründung					15.045,89 €
5 Stahlbetonarbeiten						
5.01	Sauberkeitsschicht, C12/15 X0, WF, 10cm	4,8	m³	1	100,00	482,40 €
5.02	Ortbeton Streifenfundament, C25/30 XC2, XF1, XA1, WF	44,2	m³	1	300,00	13.266,00 €
5.03	Ortbeton Widerlager- und Flügelwand, C25/30 XC4, XF1, WF	108,2	m³	1	450,00	48.708,00 €
5.04	Ortbeton Beton Überbauplatte, C30/37 XC4, XF1, WF	66,2	m³	1	500,00	33.120,00 €
5.05						- €
5.06						- €
5.07						- €
5.08						- €
5.09						- €
5.10						- €
5	Stahlbetonarbeiten					95.576,40 €
6 Überbau, Entwässerung						
6.01	analog zur Standardbauweise					- €
6	Überbau, Entwässerung					- €
7 Geländer, Schutzeinrichtungen, Ausstattung						
7.01	analog zur Standardbauweise					- €
7	Geländer, Schutzeinrichtungen, Ausstattung					- €
8 Nebenleistungen, Planung, Genehmigung						
8.01	analog zur Standardbauweise					- €
8	Nebenleistungen, Planung, Genehmigung					- €
9 Unvorhergesehenes, Kleinleistungen						
9.00	Hilfssumme			0	165.844,61 €	
9.01	Unvorhergesehenes	5,0	%	1		8.292,23 €
9	Unvorhergesehenes, Kleinleistungen					8.292,23 €
10 Straßen- und Wegbauarbeiten						
10.01	analog zur Standardbauweise					- €
10	Straßen- und Wegbauarbeiten					- €

Tab. 6.1.: Kostenschätzung des Stahlbetonrahmens mit Flügelwände

6. Kostenschätzung

Kostenschätzung für Stahlbetonrahmen		
1	Baustelleneinrichtung, Verkehrssicherung	19.079,47 €
2	Abbrucharbeiten	- €
3	Erdarbeiten, Entwässerungsarbeiten	36.142,85 €
4	Baugrubensicherung, Tiefgründung	15.045,89 €
5	Stahlbetonarbeiten	95.576,40 €
6	Überbau, Entwässerung	- €
7	Geländer, Schutzeinrichtungen, Ausstattung	- €
8	Nebenleistungen, Planung, Genehmigung	- €
9	Unvorhergesehenes, Kleinleistungen	8.292,23 €
10	Straßen- und Wegbauarbeiten	- €
	Gesamtsumme	174.136,84 €

Tab. 6.2.: Zusammenfassung Kostenschätzung des Stahlbetonrahmens mit Flügelwände

Die Gesamtkosten für die Rohbauarbeiten eines konventionellen Stahlbetonrahmens belaufen sich auf ca. 175.000€. Die Hauptleistungen sind dabei die Erdarbeiten und die Stahlbetonarbeiten.

6.2. Kostenschätzung Schneidenlagerung Variante A „gelenkig“

Der Bauablauf für die Bauart „Schneidenlagerung“ wird grob in folgende Bauabschnitte eingeteilt:

1. Baustelleneinrichtung
2. Sperre des Gleises
3. Ausbau Gleis und Abtrag des Schotterbettes
4. Rammen der Spundwände (Widerlager- und Flügelwandbereich)
5. Einbau Fertigteil-Fundamente für die Hilfsbrücke
6. Einbau der Hilfsbrücke und Einbau der Gleise
7. Inbetriebnahme der Hilfsbrücke und Freigabe des Gleises
8. Teilaushub im Schutze der Hilfsbrücke
9. Herstellung der Stahlbeton-Kopfbalken auf den Spundwänden mit vorgefertigtem Bewehrungskorb
10. Sperre und Ausbau des Gleises
11. Ausbau der Hilfsbrücke und Fertigteil-Fundamente
12. Herstellung der Überbauplatte (inkl. Aufbauten) in Ortbetonbauweise auf die Stb-Kopfbalken
13. Herstellung der schubfesten Verbindung zwischen Stb-Kopfbalken und Überbauplatte
14. Hinterfüllung
15. Einbau und Inbetriebnahme des Gleises
16. Restlicher Aushub des Überführungsquerschnittes
17. Säuberung der Stahlspundwände und Aufbringung des letzten Korrosionsschutzes
18. Restarbeiten
19. Baustelle räumen

Die Stahlspundwände werden mit einem ersten Korrosionsschutz in den Boden gerammt.

6.2. Kostenschätzung Schneidenlagerung Variante A „gelenkig“

Kostenschätzung für Schneidenlagerung						29.08.2016
Nr.	Beschreibung	Menge	Einheit	Faktor	EP [€/EH]	GP
1 Baustelleneinrichtung, Verkehrssicherung						
1.00	Hilfssumme				117.747,76 €	
1.01	Baustelle einrichten und räumen	13,0	%	1		15.307,21 €
1	Baustelleneinrichtung, Verkehrssicherung					15.307,21 €
2 Abbrucharbeiten						
2.01	analog zur Standardbauweise					- €
2	Abbrucharbeiten					- €
3 Erdarbeiten, Entwässerungsarbeiten						
3.01	Aushub des Unterführungsquerschnittes und Abtransport	463,9	m³	1	20,00	9.277,75 €
3.02	Hinterfüllung, Böschung herstellen	100,7	m³	1	30,00	3.021,53 €
3.03						- €
3.04						- €
3.05						- €
3	Erdarbeiten, Entwässerungsarbeiten					12.299,28 €
4 Baugrubensicherung, Tiefgründung						
4.01	Stahlpundwand m. Kor.-sch., Widerlagerwand, H3606 einschlagen	145,7	m²	1	180,00	26.233,20 €
4.02	Stahlpundwand m. Kor.-sch., Flügelwand, H3606 einschlagen	164,9	m²	1	180,00	29.680,99 €
4.03	endgültiger Korrosionsschutz	131,6	m²	1	40,00	5.263,78 €
4.04						- €
4.05						- €
4	Baugrubensicherung, Tiefgründung					61.177,97 €
5 Stahlbetonarbeiten						
5.01	Ortbeton Stb-Kopfbalken Widerlagerwand, C30/37 XC4, XF1, WF	11,6	m³	1	450,00	5.232,15 €
5.02	Ortbeton Stb-Kopfbalken Flügelwand, C30/37 XC4, XF1, WF	10,0	m³	1	450,00	4.518,36 €
5.03	Schubbolzen, S355 JR	40,0	St	1	35,00	1.400,00 €
5.04	Ortbeton Überbauplatte, C30/37 XC4, XF1, WF	66,2	m³	1	500,00	33.120,00 €
5.05						- €
5.06						- €
5.07						- €
5.08						- €
5.09						- €
5.10						- €
5	Stahlbetonarbeiten					44.270,51 €
6 Überbau, Entwässerung						
6.01	analog zur Standardbauweise					- €
6	Überbau, Entwässerung					- €
7 Geländer, Schutzeinrichtungen, Ausstattung						
7.01	analog zur Standardbauweise					- €
7	Geländer, Schutzeinrichtungen, Ausstattung					- €
8 Nebenleistungen, Planung, Genehmigung						
8.01	analog zur Standardbauweise					- €
8	Nebenleistungen, Planung, Genehmigung					- €
9 Unvorhergesehenes, Kleinleistungen						
9.00	Hilfssumme				133.054,97 €	
9.01	Unvorhergesehenes	5,0	%	1		6.652,75 €
9	Unvorhergesehenes, Kleinleistungen					6.652,75 €
10 Straßen- und Wegbauarbeiten						
10.01	analog zur Standardbauweise					- €
10	Straßen- und Wegbauarbeiten					- €

Tab. 6.3.: Kostenschätzung Schneidenlagerung Variante A „gelenkig“

6. Kostenschätzung

Der Stb-Kopfbalken wird auf der Baustelle mit Ortbeton hergestellt, die Überbauplatte wird als vorgefertigtes Fertigteil (im Werk oder neben der Baustelle) mittels eines Mobilkranes eingehoben. Als Abschlussarbeiten werden die sichtbaren Stahlspundwände nochmals mit einem Korrosionsschutz versehen. Die Kostenermittlung ist der Tabelle 6.3 zu entnehmen. Die Erläuterung und der Vergleich zum Stahlbetonrahmen sind dem vorherigen Abschnitt 6.1 zu entnehmen.

Kostenschätzung für Schneidenlagerung		
1	Baustelleneinrichtung, Verkehrssicherung	15.307,21 €
2	Abbrucharbeiten	- €
3	Erdarbeiten, Entwässerungsarbeiten	12.299,28 €
4	Baugrubensicherung, Tiefgründung	61.177,97 €
5	Stahlbetonarbeiten	44.270,51 €
6	Überbau, Entwässerung	- €
7	Geländer, Schutzeinrichtungen, Ausstattung	- €
8	Nebenleistungen, Planung, Genehmigung	- €
9	Unvorhergesehenes, Kleinleistungen	6.652,75 €
10	Straßen- und Wegbauarbeiten	- €
Gesamtsumme		139.707,72 €

Tab. 6.4.: Zusammenfassung Kostenschätzung Schneidenlagerung Variante A „gelenkig“

Die Gesamtkosten für die Rohbauarbeiten der Schneidenlagerung belaufen sich auf ca. 140.000 €. Die Hauptleistungen sind dabei die Baugrubensicherung/Tiefgründung und die Stahlbetonarbeiten.

6.3. Kostenvergleich der beiden Tragwerksarten

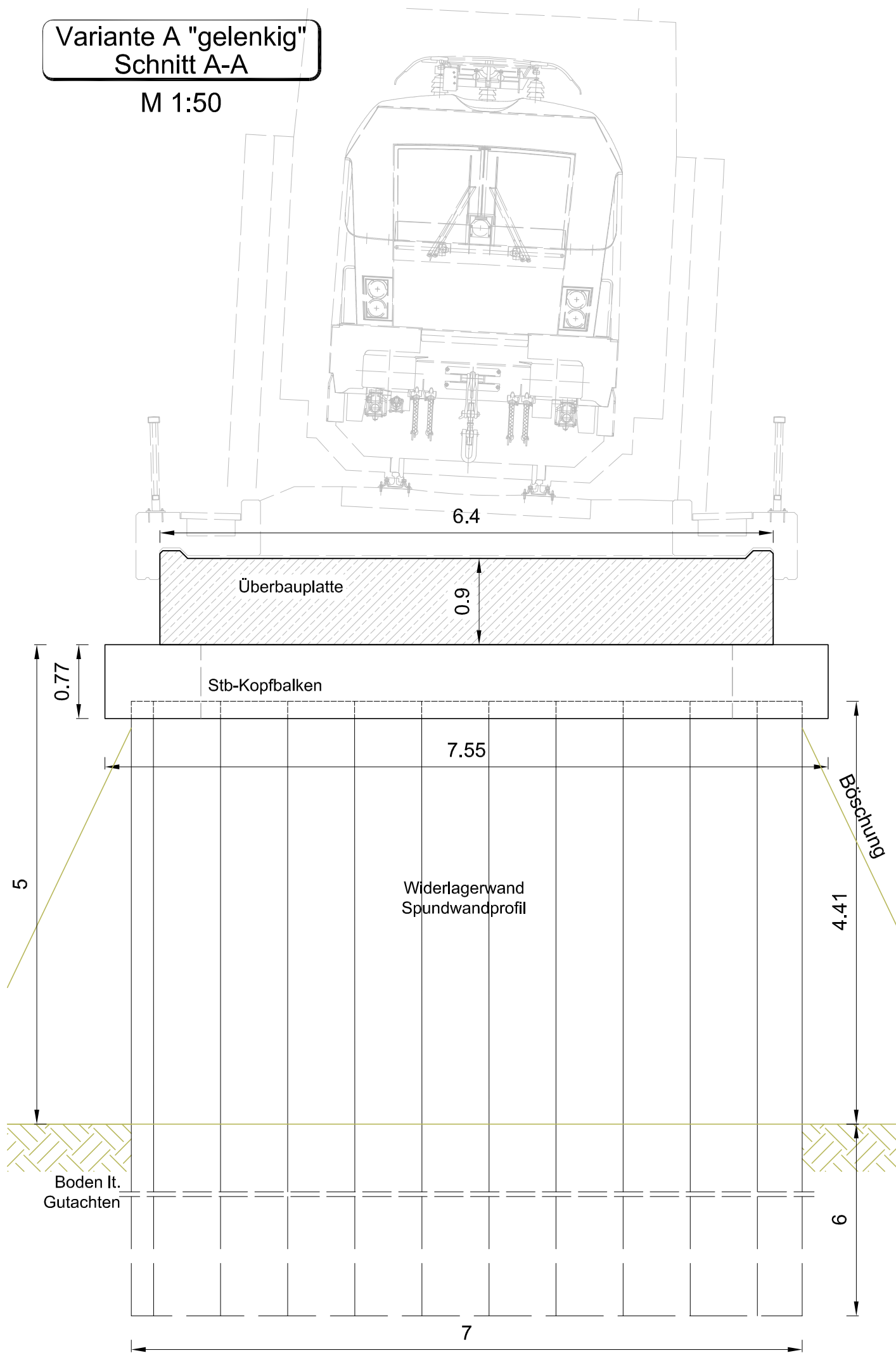
Gesamtkosten Schneidenlagerung: 140.000 €

Gesamtkosten Stahlbetonrahmen: 175.000 €

Wie aus der überschlagsmäßigen Kostenschätzung hervorgeht, ist durch den Einsatz der Schneidenlagerung bei Eisenbahnbrücken besonders bei kürzeren Spannweiten ein wirtschaftlicher Vorteil im Vergleich zu einem konventionellen Stahlbetonrahmen zu erkennen. Vergleicht man die Rohbaukosten der beiden Tragwerksarten, so kann man von Einsparungen von 10 – 15% bei der Schneidenlagerung ausgehen. Dieser Vergleich unterstreicht den rentablen Einsatz der Schneidenlagerung und gibt weiteren Anreiz diese Tragwerksart im Eisenbahnwesen zu untersuchen und langfristig einzusetzen.

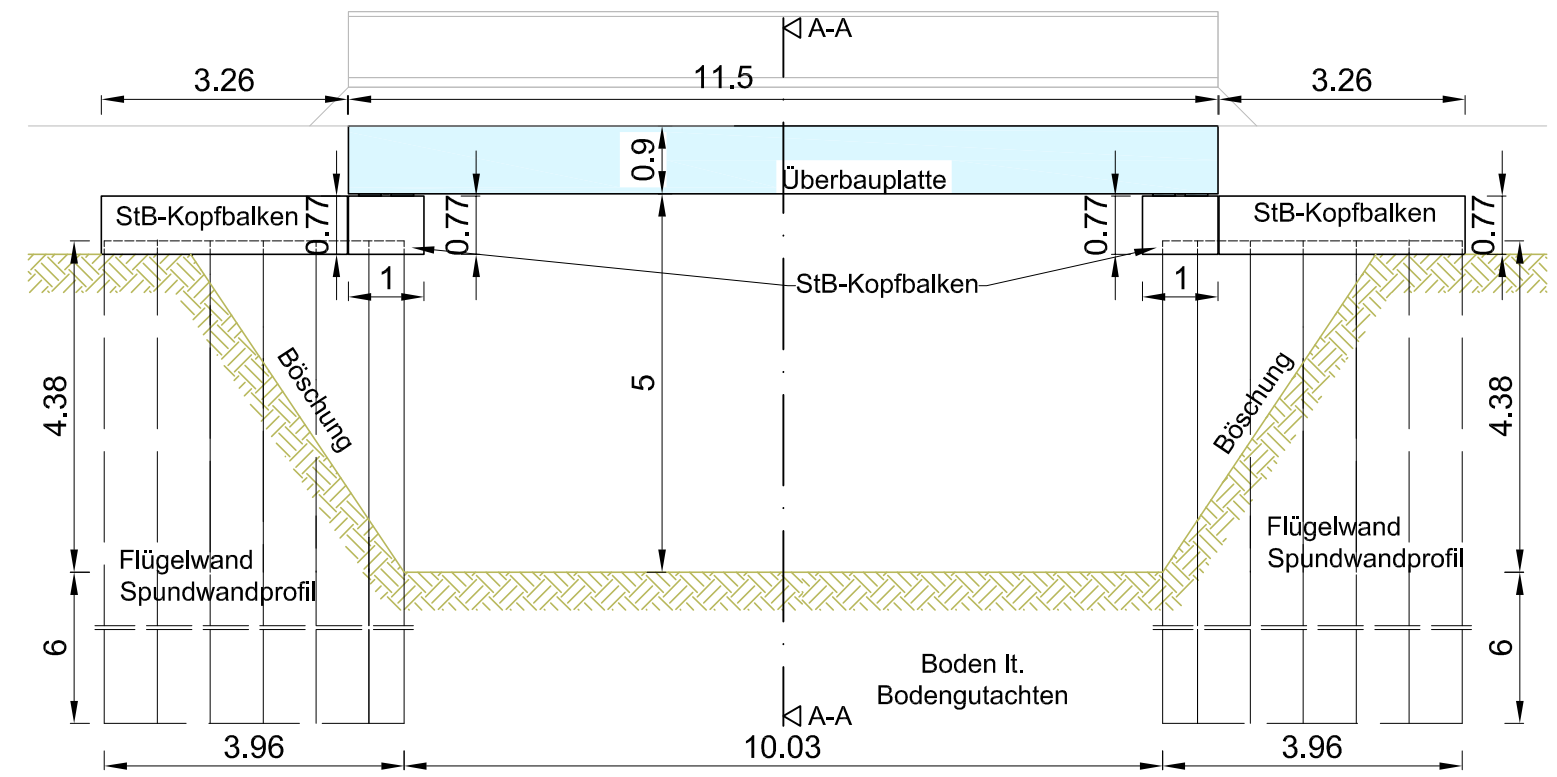
Variante A "gelenkig"
Schnitt A-A

M 1:50



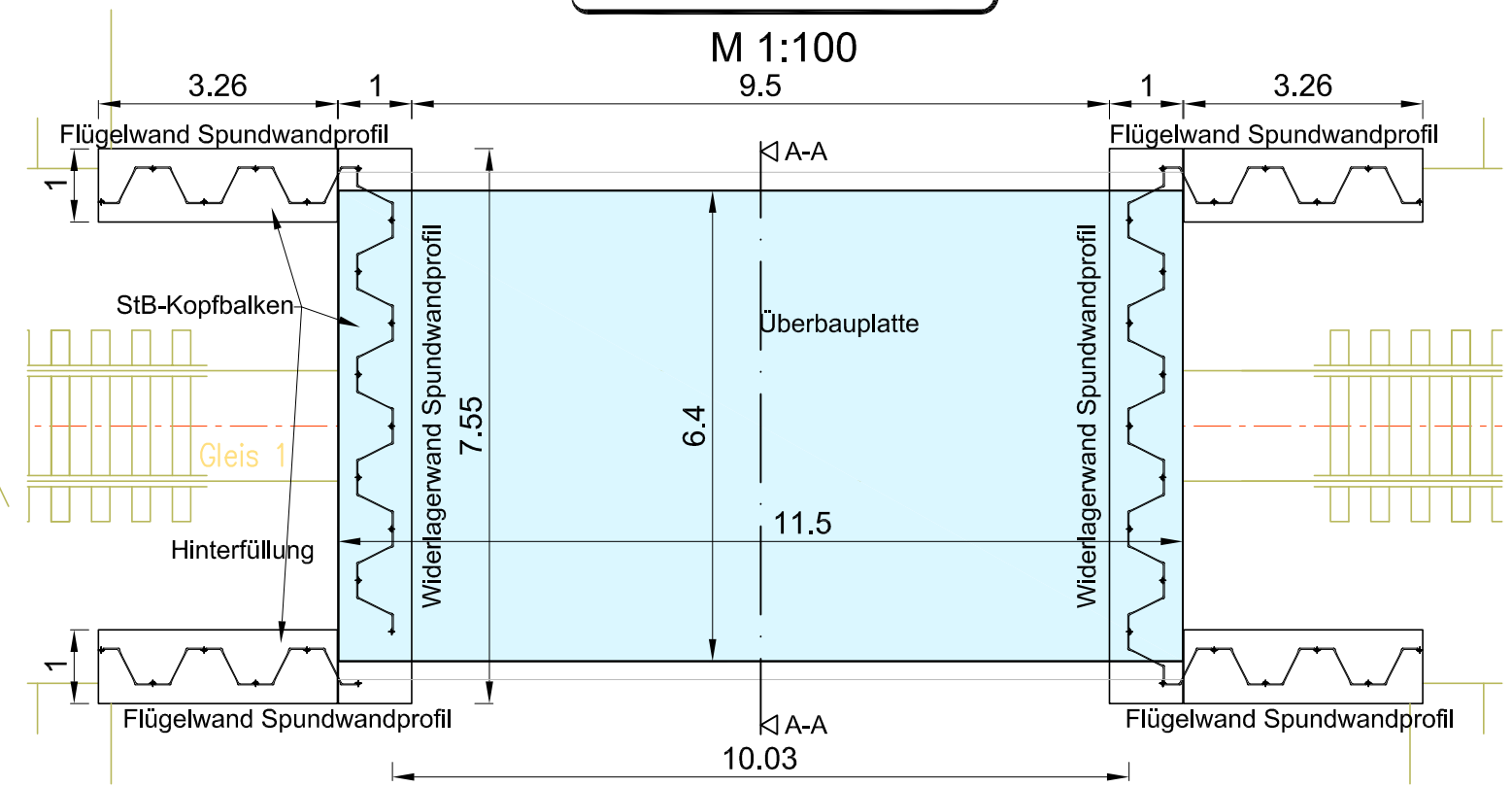
Ansicht Variante A

M 1:100



Grundriss Variante A

M 1:100



Übersichtsplan Massenermittlung

BAUVORHABEN:
Neubau Überführungstragwerk
Schneidenlagerung Variante A

PARZ.NR.: 1990/03 EZ: - KG: 4020 Linz

BAUHERR,
GRUNDSTÜCKSEIGENTÜMER:
Institut für Betonbau
Lessingstraße 25/1
8010 Graz

PLANVERFASSER:
Manuel Troger
Matr.Nr. 1031466

GEZ.: 01.07.2016
PLANINHALT:

Grundriss, Ansicht, Schnitt A-A

1:100
MASSTAB: 1:50
PLANNR.:

GEPRÜFT: DI Tung
DATUM: 31.07.2016
INDEX:

ÜP_02



Zusammenfassung und Ausblick

Zusammenfassung

Die Integration der Spundwand in das Überführungsbauwerk im Eisenbahnwesen als Widerlagerwand stellt sicherlich wegen des wirtschaftlichen Aspektes eine interessante und auch herausfordernde Aufgabe dar. Der in dieser Arbeit speziell untersuchte Anschlussbereich der Überbauplatte zur Spundwand, sprich Schneidenlagerung, stellt neben der Tragfähigkeit der Spundwandbohle sicherlich die größte Herausforderung für diese Tragwerksart dar. Die auf den Zulassungen aufbauenden nichtlinearen Berechnungen geben den Kraftfluss der Schneidenlagerung eines Stb-Kopfbalkens unter Momenteneinwirkung wieder. Es ergeben sich zwei Haupttragmechanismen, die für die Lasteinleitung verantwortlich sind: 1. die Lasteinleitung des Momentes und der vertikalen Querkraft über die Flächenpressung vom Stb-Kopfbalken auf die Blechsicke der lastzugewandten Seite und 2. die Einleitung des Moments und der horizontalen Normalkraft über die Kontaktkräfte an den Abstützstellen am Trapezbelch. Durch den Entwurf zweier Konzepte und mit der vorstatischen Untersuchung für die Integration der Spundwand in das Überführungstragwerk mittels Schneidenlagerung, versucht man ein Gefühl für das Verhalten des Systems zu bekommen, da sich das Gesamtsystem sehr „weich“ verhält und folglich die Schnittkräfte im Widerlagerbereich sehr stark von den Verformungen abhängig sind. Für die VARIANTE A „GELENKIG“ soll die Verwirklichung der untersuchten Systeme kein Problem darstellen, solange man die Übertragung von reinen Vertikal- und Horizontalkräften sicherstellen kann. Laut Zulassungen sind die auftretenden Vertikalkräfte für ein eingleisiges Tragwerk kein Problem und können von der Schneidenlagerung aufgenommen werden. Die auftretenden Horizontalkräfte stellen laut Zulassungen nur in Kombination mit geringen Vertikalkräften ein Problem dar. VARIANTE B „EINGESPANNT“ ist mit dem angenommenen Kräftemodell (Umrechnung des Moments auf eine einwirkende vertikale Last V_k über die Exzentrizität e_y ; Abb.: 5.16) für die Bemessung mit den Zulassungen nicht ausführbar, denn es müssen erstens sehr hohe Momente von der Schneidenlagerung aufgenommen werden, was laut Zulassungen nicht erlaubt ist, und zweitens stellen wiederum Lastkombinationen mit geringen Vertikalkräften Probleme für die Bemessung nach den Zulassungen dar. Abschließend zeigt die überschlagsmäßige Kostenschätzung und der Vergleich mit einem konventionellen Stahlbetonrahmen den wirtschaftlichen Aspekt dar. Durch Einsparungen von 10 – 15% wird diese Tragwerksart sicherlich an Attraktivität gewinnen und weiter Anreize für den langfristigen Einsatz im Eisenbahnwesen setzten.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass eine Ausführung von Eisenbahnbrücken auf Schneidenlagerung nach VARIANTE A „GELENKIG“ möglich ist und der Nachweis der Schneidenlagerung über die Zulassungen gegeben ist. Die in dieser Arbeit bearbeitete Machbarkeit eines einfachen eingleisigen Überführungstragwerkes (Spannweite 6 bis 10 m) zeigt auf, dass die auftretenden Kräfte im Widerlagerbereich sehr wohl von der Schneidenlagerung laut Zulassungen übertragen werden können. Auch die Nachweisführung gegen Ermüdung für das untersuchte System zeigt auf, dass die Machbarkeit der Schneidenlagerung von Eisenbahnbrücken möglich ist. Hauptaugenmerk sind sowohl bei den Nachweisen der Tragfähigkeit als auch bei den Ermüdungsnachweisen die Lastkombinationen, die geringe Vertikalkräfte und hohe Horizontalkräfte ergeben. Auch ist die getrennte Herstellung von Stb-Kopfbalken und Überbauplatte baupraktischer und es kann zwischen der Belastung von Überbauplatte und Stb-Kopfbalken differenziert werden. Eine Machbarkeit für Überführungsbauwerke ist für Spannweiten von 6 bis 10m für diese Variante gegeben. Die VARIANTE B „EINGESPANNT“ hingegen stellt für die Nachweisführung gemäß den Zulassungen ein Problem dar, denn es werden gezielt Momente in die Schneidenlagerung eingeleitet, was laut Zulassungen unzulässig ist. Zudem stellt die Herstellung der Überbauplatte bautechnisch einen größeren Aufwand dar, wenn diese direkt auf der Spundwand gelagert wird. Für die Praxis ist es wichtig, bezogen auf die Schneidenlagerung, dass das Gesamttragwerk sowohl für maximale als auch minimale auftretende Vertikalkräfte untersucht werden muss. Zudem ist der Nachweis gegen Ermüdung sicherzustellen. Da die Schnittkräfte des Systems (besonders im Widerlagerbereich) sehr stark von den Abmessungen und den Bodenverhältnisse abhängig sind, ist eine genau Untersuchung jedes Einzelprojektes unumgänglich und keine Verallgemeinerung des Tragverhalten dieser Bauart möglich.

Weiterer Forschungsbedarf

Die ersten Untersuchungen für den Einsatz der Schneidenlagerung bei Eisenbahnbrücken zeigen Potenzial und Machbarkeit des Konzepts. Da es sich bei dieser Tragwerksart um eine komplexe Interaktion verschiedener Einflussparameter handelt, sind aufbauend auf diese Arbeit noch weitere Forschungsarbeiten nötig. Besonders hat hier das Tragverhalten des Bodens großen Einfluss auf das Gesamtverhalten des Überführungstragwerkes.

Weiteren Untersuchungen sind für diese Tragwerksart noch maßgebend im Bereich:

der Schneidenlagerung:

- Untersuchung des **Ermüdungsverhalten** der Schneidenlagerung (Nachweis der Spannungen)
- Untersuchung des Einflusses des **Korrosionsschutzes** auf die Verbundwirkung
- Untersuchung für **schiefwinklige Überführungsbauwerke** mit Berücksichtigung der Längsschub- und Querbiegebeanspruchung der Schneidenlagerung

des Gesamttragwerkes:

- Untersuchung des Tragverhalten von Spundwänden bei hohen Vertikallasten im Boden
- Sicherstellung der Dauerhaftigkeit der Stahlspundbohlen (Korrosionsschutz)
- Untersuchung für mehrgleisige Bauwerke
- Untersuchung der max. Durchbiegung/Verformungen (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit) des Systems

Für die Anwendung in der Praxis ist sicherlich die Entwicklung eines handlichen und klaren Bemessungskonzeptes interessant. Ebene Stabwerksmodelle wie in [15] könnten dabei sinnvoll sein, um das Tragverhalten einfach und nachvollziehbar nachzuweisen. Diese müssten des Weiteren zur Absicherung und Verifizierung mit Versuchen und numerischen Berechnungen belegt werden. Besonders ist hervorzuheben, dass man im speziellen Fall des Eisenbahnwesens mit hohen Wechsellasten zu tun hat und folglich für den Einsatz im Brückenbau auch ausführliche Untersuchungen unter zyklischen Beanspruchungen zur Ermittlung des Ermüdungsverhaltens erforderlich sind.

Mit Abschluss dieser Arbeit kann dem planendem Ingenieur bereits ein Dokument vorgelegt werden, welches die grundsätzliche Machbarkeit der Schneidenlagerung im Bahnbrückenbau aufzeigt. Interpretation und Ergänzungen durch die (teils oben genannten) fehlenden Nachweise können ggf. im Einzelprojekt durch den Tragwerksplaner erbracht werden.

Abbildungsverzeichnis

1.1. Beispiel Schneidenlagerung bei Brücken im Straßenbauwesen nach HOESCH [7]	2
2.1. „Bauen unter Hilfsbrücken“ - Herstellen eines neuen Widerlagers [9]	4
2.2. Prinzipdarstellung der „Einschub“-Bauweise eines 2-gleisigen Rahmens [9]	6
2.3. Prinzipdarstellung der Deckelbauweise in der Draufsicht (Bilder 1-8) [9]	9
2.4. Prinzipdarstellung der Deckelbauweise im Querschnitt (Bilder 9 -13) [9]	10
3.1. Beispiel für Bewehrungsführung Schneidenlagerung [7]	15
3.2. Bemessungsmodell Zulassung HOESCH [6]	18
3.3. Beispiel für Bemessungsdiagramm [6]	19
3.4. Bewehrungsanordnung Schnitt A-A für reine zentrische Vertikallasten [6]	20
3.5. Bewehrungsanordnung Schnitt A-A für Vertikal- und Horizontallasten [6]	20
3.6. Bewehrungsanordnung für Vertikal- und Horizontallasten [6]	21
3.7. Prinzipielle Darstellung des Lastabtrages „ohne Konsoleinspannung“ [17]	22
3.8. Prinzipielle Darstellung des Lastabtrages „mit Konsoleinspannung“ [17]	22
3.9. Darstellung der Bemessungssituation des Tragfähigkeitsnachweises [17]	24
3.10. Darstellung der Bemessungssituation des Ermüdungsnachweises [17]	25
3.11. Bewehrungsführung Schnitt C-C „ohne Konsoleinspannung“ [6]	26
3.12. Bewehrungsführung Schnitt A-A „mit Konsoleinspannung“ [6]	26
3.13. Bewehrungsführung „mit Konsoleinspannung“ [6]	27
4.1. Perspektivische Darstellung des Modells	30
4.2. $\sigma - \varepsilon$ - Diagramm S355 GP	31
4.3. Skizze Profil AZ38-700N	31
4.4. Skizze Ansicht Schnitt A-A	32
4.5. Skizze Grundriss Schnitt G-G	32
4.6. C30/37: $\sigma - \varepsilon$ - Diagramm nach „M4L“	33
4.7. $\sigma - \varepsilon$ - Diagramm Betonstahl B500B	33
4.8. Modellierung Bewehrung - SOFISTIK	34
4.9. Modellierung des Verbundes mit Federelementen	35
4.10. Endgültiges Modell mit Lagerbedingungen- Systemausschnitt SOFISTIK	36
4.11. Diskretisierung	37
4.12. Anlage 3: Bewehrungsführung am Beispiel AZ38-700N [17]	38
4.13. Skizze der Belastung am Stb-Kopfbalken	39
4.14. Skizzen Schnitte für Auswertung der nichtlinearen Berechnungen	42
4.15. Modell mit max. $V_{k,NL}$	43

4.16. Hauptdehnungen (Farben) und Kräfte in der Bewehrung (Zahlenwerte) beim Versagen der Position 2 im Schnitt C-C (siehe Abb. 4.14) für LF217	43
4.17. Kräfte in den Hauptbewehrungen im Versagenslastfall LF245	44
4.18. Federkräfte für LF245	45
4.19. Vergleichsspannungen „oben“ in der Spundwand	45
4.20. Modell mit max. $V_{k,NL}$	46
4.21. Hauptdehnungen (Farben) und Kräfte in der Bewehrung (Zahlenwerte) beim Versagen der Position 2 im Schnitt C-C (siehe Abb. 4.14) für LF274	46
4.22. Kräfte in den Hauptbewehrungen im Versagenslastfall LF347	47
4.23. Federkräfte für LF347	48
4.24. Vergleichsspannungen „oben“ in der Spundwand	48
4.25. Modell mit konstantem V_k und max. $H_{k,NL}$	49
4.26. Hauptdehnungen (Farben) und Kräfte in der Bewehrung (Zahlenwerte) beim Versagen der Position 1a im Schnitt I-I (siehe Abb. 4.14) für LF316	49
4.27. Kräfte in den Hauptbewehrungen im Versagenslastfall LF328	50
4.28. Vergleichsspannungen „oben“ in der Spundwand	51
4.29. Federkräfte für LF328	51
4.30. Modell mit konstanter V_k und max. $H_{k,NL}$	52
4.31. Vergleichsspannungen „oben“ in der Spundwand	52
4.32. Kräfte in den Hauptbewehrungen im Versagenslastfall LF204	53
4.33. Federkräfte für LF204	54
5.1. Konstruktionsvorschlag VARIANTE A „GELENKIG“	60
5.2. Statisches System VARIANTE A „GELENKIG“	60
5.3. Skizze für Voruntersuchung der VARIANTE A „GELENKIG“	61
5.4. Auflager- und Schnittkräfte für VARIANTE A - RUCKZUCK	62
5.5. Konstruktionsvorschlag VARIANTE B „EINGESPANNT“	63
5.6. Statisches System VARIANTE B „EINGESPANNT“	64
5.7. Skizze für Voruntersuchung der VARIANTE B „EINGESPANNT“	64
5.8. Auflager- und Schnittkräfte für VARIANTE B - Systemausschnitt RUCKZUCK	65
5.9. 3D-FE-Diskretisierung des Überführungstragwerkes	67
5.10. Profil AZ38-700N	68
5.11. Ansicht - Bettung der Spundwände im Einbindebereich	69
5.12. Skizze Grundriss Überbauplatte für Auswertung der Schnittkräfte	73
5.13. LF 2003 (min. Moment) für VARIANTE A „GELENKIG“ $h_{Li}/L_{TW} = 3/10$	74
5.14. LF 2003 (min. Moment) für VARIANTE B „EINGESPANNT“ $h_{Li}/L_{TW} = 3/10$	74
5.15. Skizze Grundriss Überbauplatte - Einteilung in Regel- und Randbereich	75
5.16. Skizze der Krafteinleitung für die Nachweise mit Zulassungen	76
5.17. Grundriss Überbauplatte - Singularitäten im Randbereich am Beispiel LF 2003 (min. Moment) für VARIANTE B „EINGESPANNT“ $h_{Li}/L_{TW} = 3/10$	77
5.18. Nachweis lt. ARCELORMITTAL [17] am System $h_{Li}/L_{TW} = 3/10$ VARIAN- TE B	78

5.19. Nachweis lt. ARCELORMITTAL [17] am System $h_{Li}/L_{TW} = 3/10$ VARIANTE B	79
5.20. Nachweis lt. HOESCH [6] am System $h_{Li}/L_{TW} = 3/10$ VARIANTE B	80
5.21. Nachweis lt. HOESCH [6] am System $h_{Li}/L_{TW} = 3/10$ VARIANTE B	81
5.22. Nachweis lt. ARCELORMITTAL [17] am System $h_{Li}/L_{TW} = 6/6$ VARIANTE A	88
5.23. Nachweis lt. ARCELORMITTAL [17] am System $h_{Li}/L_{TW} = 6/6$ VARIANTE A	89
5.24. Nachweis lt. HOESCH [6] am System $h_{Li}/L_{TW} = 6/6$ VARIANTE A	90
5.25. Nachweis lt. HOESCH [6] am System $h_{Li}/L_{TW} = 6/6$ VARIANTE A	91

Tabellenverzeichnis

4.1. Materialwerte S355 GP	31
4.2. Querschnittwerte AZ38-700N [17]	31
4.3. Querschnittwerte Stb-Kopfbalken	32
4.4. Materialwerte Beton C30/37	33
4.5. Materialwerte B500B	33
4.6. Bewehrungsquerschnitte	34
4.7. Parameter für Verbundeigenschaften	35
4.8. Ergebnis NL_LF1002	43
4.9. Grenzspannungen und -dehnungen für den verwendeten Beton C30/37 . .	43
4.10. Ergebnis NL_LF1005	46
4.11. Ergebnis NL_LF4003	49
4.12. Ergebnis NL_LF4005	52
5.2. Nachweise Voruntersuchung VARIANTE A „GELENKIG“	62
5.4. Nachweise Voruntersuchung VARIANTE B „EINGESPANNT“	65
5.5. Spundwandprofil AZ38-700N [17]	68
5.6. Angenommene Bodenkennwerte für den Einbindebereich der Spundwand .	68
5.7. Materialwerte Überbau	69
5.8. Querschnittwerte Überbau	69
5.9. Querschnittwerte Flügelwand	70
5.10. Querschnittwerte des Stb-Kopfbalken	70
5.11. Übersicht Querschnitte und Materialien	70
5.12. Nachweisführung im Regelbereich für VARIANTE A	82
5.13. Nachweisführung im Regelbereich für VARIANTE B	84
5.14. Ermüdungsnachweis ARCELORMITTAL im Regelbereich für VARIANTE A	92
5.15. Ermüdungsnachweis HOESCH im Regelbereich für VARIANTE A	92
5.16. Ermüdungsnachweis ARCELORMITTAL im Regelbereich für VARIANTE B .	93
5.17. Ermüdungsnachweis HOESCH im Regelbereich für VARIANTE B	94
6.1. Kostenschätzung des Stahlbetonrahmens mit Flügelwände	99
6.2. Zusammenfassung Kostenschätzung des Stahlbetonrahmens mit Flügel- wände	100
6.3. Kostenschätzung Schneidenlagerung Variante A „gelenkig“	101
6.4. Zusammenfassung Kostenschätzung Schneidenlagerung Variante A „gelen- kig“	102

Literatur

- [1] European committee for standardization CEN. *Önorm EN1991-1-4, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten*. Europäische Norm 1991-1-4. Austrian Standards Institute 2012 CEN/TC 250, 2011.
- [2] European committee for standardization CEN. *Önorm EN1991-1-5, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen*. Europäische Norm 1991-1-5. Austrian Standards Institute 2012 CEN/TC 250, 2012.
- [3] European committee for standardization CEN. *Önorm EN1991-2, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*. Europäische Norm 1991-2. Austrian Standards Institute 2012 CEN/TC 250, 2012.
- [4] Walter Rustler Christian Barth. *Finite Elemente in der Baustatik - Praxis*. 1. Auflage. Bauwerk, 2010. ISBN: 978-3-89932-230-9.
- [5] Schimetta Consult GmbH. *GZ 100160 Hochleistungsstrecke Salzburg Wörgl, km 40,195, Notgrabenbrücke*. Technischer Bericht Projekt. Ziviltechnikerbüro Linz, 2010.
- [6] ThyssenKrupp GfT Bautechnik GmbH. *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.6-34 Schneidenlagerung HOESCH*. Zulassung Z-15.6-34. Deutsches Institut für Bautechnik, 2013.
- [7] ThyssenKrupp GfT Bautechnik GmbH. *Brückenbauwerke mit Schneidenlagerung*. Broschüre. ThyssenKrupp Services, 2002.
- [8] ÖBB Infrastruktur. *B45: Technische Richtlinie für Eisenbahnbrücken und sonstige Konstruktive Ingenieurbauwerke*. Technische Richtlinie B45. ÖBB Infrastruktur, 2011.
- [9] SSF Ingenieure. URL: http://www.ssf-ing.de/fileadmin/web_data/downloads/projectlist_de/SSF_Projektblatt_Deckelbauweise_Web_DS.pdf (besucht am 13.07.2015).
- [10] Dr.-Ing. Stefan Jung. *Nichtlinearer horizontaler Bettungsmodulansatz für Trägerbohlwände in mitteldicht gelartem Sand*. Dissertation. Technische Universität Kaiserslautern, Fachgebiet Bodenmechanik und Grundbau, 2006.
- [11] Michael Fischer Nguyen Viet Tue Michael Reichel. *Berechnung und Bemessung von Betonbrücken*. 1. Auflage. Ernst & Sohn, 2015. ISBN: 978-3-433-01866-8.

- [12] Ferhun C. Caner Ngyuen Viet Tue Jiabin Li. *Microplane constitutive model M4L for concrete. I: Theory*. Paper. Graz University of Technology, Universidad Politecnica da Cataluna, 2013.
- [13] ÖBB. URL: http://www.oebb.at/infrastruktur/de/_p_3_0_fuer_Kunden_Partner/3_12_Planungsunterlagen_Infrastruktur/_Dms_Dateien/_Regelplanung_Bruecken.jsp (besucht am 25.05.2016).
- [14] Karl Heinz Holst Ralph Holst. *Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton - Entwurf, Konstruktion und Berechnung*. 6. Auflage. Ernst & Sohn, 2014. ISBN: 978-3-433-02953-4.
- [15] Jochen Röhm. *Untersuchungen zum Tragverhalten von strukturintegrierten Verbindungsmitteln bei Stahlverbundträgern mit Trapezblechstegen im Brückenbau*. Dissertation. Universität Stuttgart, Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren, 2009.
- [16] Ulrich Smolczyk. *Grundbau-Taschenbuch Teil 3: Gründungen*. 6. Auflage. Ernst & Sohn, 2001. ISBN: 3-433-01447-7.
- [17] ArcelorMittal Commercial RPS s.à.r.l. *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung 15.6-235 Schneidenlagerung ArcelorMittal*. Zulassung Z-15.6-34. Deutsches Institut für Bautechnik, 2011.

A. Anhang nichtlineare Berechnung

A.1. Eingabedaten für Sofistik

A.2. Berechnung NL_LF1002

$V_k \neq 0$, $e_y = 0,00$ m und $H_k = 0$

A.3. Berechnung NL_LF1005

$V_k \neq 0$, $e_y = 0,14$ m und $H_k = 0$

A.4. Berechnung NL_LF4003

$V_k \neq 0$, $e_y = 0,00$ m und $H_k \neq 0$, $e_z = 0,32$ m

A.5. Berechnung NL_LF4005

$V_k \neq 0$, $e_y = 0,00$ m und $H_k \neq 0$, $e_z = 0,06$ m

Schneidenlagerung - System ArcelorMittal

1.1 MATERIALIEN

Beton:	C30/37		
$f_{ck} =$	30	[N/mm ²]	Betonfestigkeit, C30/37 lt. Z-15.6-235 vom 25.11.2011
$E_c =$	30500	[N/mm ²]	Tangentenmodul, lt. EN 1992-1-1:2011
$E_{cm} =$	33000	[N/mm ²]	Sekantenmodul, lt. EN 1992-1-1:2011
$\nu =$	0,200	[-]	Querdehnzahl Beton, lt. EN 1992-1-1:2011
$G =$	13750	[N/mm ²]	Schubmodul $G = E_{cm} / (2 * (1 + \nu))$, lt. EN 1992-1-1:2011
Bewehrung:	B 500B		
$f_{yk} =$	500	[N/mm ²]	Bewehrungsstahl, B 500B lt. Z-15.6-235 vom 25.11.2011
$f_{yt} =$	525	[N/mm ²]	Mindestzugfestigkeit, lt. EN 1992-1-1:2011
$\epsilon_{uk} =$	50	[%o]	Bruchdehnung, lt. EN 1992-1-1:2011
Spundwand:	S 355		
$f_{ySP} =$	355	[N/mm ²]	Mindeststreckgrenze, Annahme S355 GP, lt. EN 1993-5:2007
$f_{yt} =$	480	[N/mm ²]	Mindestzugfestigkeit, lt. EN 1993-5:2007
$\epsilon_{SP} =$	22	[%o]	Bruchdehnung, lt. EN 1993-5:2007

1.2 QUERSCHNITT

Spundwand:	AZ38-700N		lt. Profilangaben von ArcelorMittal nach Z-15.6-235 vom 25.11.2011
$h_{SP,y} =$	0,500	[m]	Höhe Spundwandprofil
$B_{SP,x} =$	0,700	[m]	Breite Spundwandprofil
$t_{F,y} =$	16,0	[mm]	Flansch-Dicke Spundwandprofil
$t_{W,xy} =$	12,2	[mm]	Steg-Dicke Spundwandprofil
$\alpha =$	63,2	[°]	Winkel Steg-Flansch Spundwandprofi
$A_{SP} =$	230	[cm ² /m]	Fläche Spundwandprofi
$W_{SP} =$	3795	[cm ³ /m]	Widerstandsmoment Spundwandprofi
$L_{SP,ges} =$	2,015	[m]	Gesamtlänge der Spundwand-Achse, <i>errechnet aus Angaben</i>
$H_{SP,z} =$	0,63	[m]	Höhe für unteren Teil der Spundwand, <i>lt. eigene Annahme</i>
Stb-Kopfbalken:			lt. Z-15.6-235 vom 25.11.2011:
$h_{K,y} =$	0,220	[m]	Betonüberstand des Kopfbalkens zur Spundwand ($h_{K,y} \geq 22\text{cm}$)
$h_{OKSP,z} =$	0,450	[m]	Höhe Kopfbalken über der OK Spundwand ($h_{OKSP,z} \geq 45\text{cm}$)
$l_{E,z} =$	0,180	[m]	Mindesteinbindetiefe der Spundwand in Kopfbalken ($l_{E,z} \geq 18\text{cm}$)
$L_{K,x} =$	1,400	[m]	Länge des Stb-Kopfbalkens
$B_{K,y} =$	0,940	[m]	Breite des Stb-Kopfbalkens $B_{K,y} = h_{SP,y} + 2 * h_{K,y}$
$h_{Kges,z} =$	0,630	[m]	Gesamthöhe Stb-Kopfbalken

1.3 VERBUND

Verbund StB-Kopfbalken und Spundwand

$e_{xy} =$	1,0	[cm]	Spalt/Versatz zwischen StB-Kopfbalken und Spundwand
$e_z =$	1,0	[cm]	Spalt/Versatz zwischen StB-Kopfbalken und Spundwand

Federnsteifigkeit:

Horizontalfedern:

$k_p =$	3,30E+09	[kN/m ²]	Steifigkeit IN Federrichtung, <i>lt. Annahme:</i> $k_p \approx \infty \approx E_{cm} \cdot 10^5$
$k_{qH} =$	1,38E+09	[kN/m ³]	Steifigkeit QUER zur Federrichtung, <i>lt. Annahme:</i> $k_{qH} \approx G \cdot 10^3 / e_{xy}$

Vertikalfedern:

$k_p =$	3,30E+09	[kN/m ²]	Steifigkeit IN Federrichtung, <i>lt. Annahme:</i> $k_p \approx \infty \approx E_{cm} \cdot 10^5$
$k_{qV1} =$	1,68E+07	[kN/m ²]	Steifigkeit QUER zur Federrichtung, Steg, <i>lt. Annahme:</i> $k_{qV1} \approx G \cdot 10^{33} \cdot t_{W,xy} / e_z$
$k_{qV2} =$	2,20E+07	[kN/m ²]	Steifigkeit QUER zur Federrichtung, Flansch, <i>lt. Annahme:</i> $k_{qV2} \approx G \cdot 10^{33} \cdot t_{F,y} / e_z$

Reibbeiwert Verbund Stahl-Beton:

$\mu =$	0,70	[-]	Reibbeiwert Verbund Stahl-Beton, <i>lt. eigene Annahme</i>
---------	------	-----	--

2.1 LASTEN

Einwirkungen:

$$g = 2,15 \quad [t]$$

$$G_k = 15,4 \quad [kN/m]$$

$$F_{ik} = 1480 \quad [kN/m]$$

$$H_{ik} = 148 \quad [kN/m]$$

Eigengewicht Stb_Kopfbalken und Bewehrung lt. Ausgabe Sofistik
 Eigengewichts als Linienlast, charakteristischer Wert: $g \cdot 10 / (B_{SP,x} \cdot 2)$
 vertikale Belastung als Linienlast, charakteristischer Wert
 vertikale Belastung als Linienlast, charakteristischer Wert

Bemessungswiderstand lt. Z-15.6-235 vom 25.11.2011: für Spundwand: AZ38-700N

$$H_{Rd,K} = 222,00 \quad [kN/m]$$

$$F_{Rd,m} = 2737,00 \quad [kN/m]$$

$$M_{Rd,S} = 225,80 \quad [kNm/m]$$

$$M_{Rd,K} = 31,10 \quad [kNm/m]$$

Widerstand horizontale Belastung, Bemessungswert lt. Z-15.6-235 Anlage 1
 Widerstand vertikale Belastung, Bemessungswert lt. Z-15.6-235 Anlage 2
 Widerstand Momentenbelastung aus Schneide, Bemessungswert lt. Z-15.6-235 Anlage 2
 Widerstand Momentenbelastung aus "Einspannung/Konsole", Bemessungswert lt. Z-15.6-235 Anlage 2

$$G_d = 21 \quad [kN/m]$$

$$F_{d,i} = 2220 \quad [kN/m]$$

$$F_d = \Sigma F_i + G_d = 2241 \quad [kN/m]$$

$$H_{d,i} = \Sigma H_i = \Sigma H_{Rd,K} = 222 \quad [kN/m]$$

Eigengewichts als Linienlast, Bemessungswert mit: $\gamma_G = 1,35 \quad [-]$
 vertikale Belastung als Linienlast, Bemessungswert mit: $\gamma_Q = 1,50 \quad [-]$
 gesamte vertikale Belastung als Linienlast, Bemessungswert
 horizontale Belastung als Linienlast, Bemessungswert lt. Z-15.6-235 Anlage 1

2.2 BEMESSUNG lt. Z-15.6-235 vom 25.11.2011

$e_v =$	0,000	[m]	Exzentrinität der vertikalen Belastung, ausgehend von der Spundwand-Achse
$e_z =$	0,055	[m]	Exzentrinität der horizontalen Belastung, ausgehend von der Oberkante des Stb-Kopfbalken
$e_{z,i} =$	0,395	[m]	

$M_d = \sum F_{d,i} * e_{v,i} + \sum H_{d,i} * e_{z,i} = 87,7 \text{ [kNm/m]}$ Momentenbelastung aus vertikaler und horizontaler Belastung, Bemessungswert

mit:

$M_{Rd,K}(F_d) = M_{Rd,K} * (1 - F_d / F_{Rd,m}) = 5,6 \text{ [kNm/m]}$

und:

für $F_d \leq F_{Rd,m} / 2$: $M_{Rd,S}(F_d) = 2 * M_{Rd,S} * F_d / F_{Rd,m}$
 für $F_d > F_{Rd,m} / 2$: $M_{Rd,S}(F_d) = 2 * M_{Rd,S} * (1 - F_d / F_{Rd,m})$

$M_{Rd,S}(F_d) =$	81,9 [kNm/m]	<	87,7 [kNm/m]		$M_{d,S} =$	81,9 [kNm/m]
					$M_{d,K} =$	5,8 [kNm/m]

NACHWEISE:

$M_{Rd,KS}(F_d) = M_{Rd,K}(F_d) + M_{Rd,S}(F_d) =$	87,5 [kNm/m]	≤	87,7 [kNm/m]	OK		
					100	[%]
$F_{Rd,m} =$	2737,0 [kN/m]	>	2240,8 [kNm/m]	OK		
					82	[%]
$H_{Rd,K} =$	222,0 [kN/m]	≤	222,0 [kNm/m]	OK		
					100	[%]

2.3 EINGABE FÜR SOFISTIK

Lasten:

$F_{ik} =$	1480 [kN/m]		$e_v =$	0,000 [m]
$H_{ik} =$	148 [kN/m]		$e_z =$	0,055 [m]

Exzentrinität:

$d = B_{K,v} =$	0,94 [m]			
$e_0 =$	0,00	* d =	0 [m]	
$e_{05} =$	0,05	* d =	0,047 [m]	
$e_{10} =$	0,10	* d =	0,094 [m]	
$e_{15} =$	0,15	* d =	0,141 [m]	

3.1 BEWEHRUNG lt. Z-15.6-235 vom 25.11.2011

$c_{nom} = 55$ [mm] Nennmaß Betonüberdeckung, lt. Z-15.6-235 vom 25.11.2011

Bewehrungsbeiwerte für: AZ38-700N

$k_{BM} = 0,013$ [cm²/m/(kN/m)]
 $k_{BH} = 0,275$ [cm²/m/(kN/m)]
 $k_{OF} = 9,510$ [cm²/m/(MN/m)]
 $k_{QM} = 0,057$ [cm²/m/(kN/m)]
 $k_{OK} = 0,023$ [cm²/m/(kN/m)]
 $k_{OH} = 0,023$ [cm²/m/(kN/m)]
 $k_{LF} = 4,060$ [cm²/(MN/m)]

$a_{s,erf,P1} = 30,6$ [cm²/m] Bügelbewehrung
 Grund- $a_{s,erf,P2} = 26,0$ [cm²/m] Grund-Spaltzugbewehrung - Quer
 $\Delta a_{s,erf,P2} = 5,3$ [cm²/m] Δ Spaltzugbewehrung - Quer
 $a_{s,erf,P2} = 31,3$ [cm²/m] Spaltzugbewehrung - Quer
 $a_{s,erf,P3} = 9,1$ [cm²] Spaltzugbewehrung - Längs
 $a_{s,erf,P4} = 0,8$ [cm²] Randlängsbewehrung -konstruktive Mindestbewehrung
 $a_{s,erf,P5} = 0,8$ [cm²] Konsolenlängsbewehrung -konstruktive Mindestbewehrung

Position 1: 11 [mm]
 Position 2: 22 [mm] Muss zweilagig angeordnet werden!
 Position 3: 17 [mm] Wird mit Position 2 zweilagig angeordnet.
 Position 4: 10 [mm]
 Position 5: 10 [mm]

Gewählt:	a	d _s Ø	s	a _{s,vorh}
	[-]	[mm]	[cm]	[cm ² /m]
Position 1a	8	14	12	36,9
Position 1b	4	14	12	
Position 2		16	12	34,5
Position 3	5	12	12	11,3
Position 4	13	10		0,8
Position 5	4	10	11	0,8
Position 6		10		0,8
Position 7		10		0,8
Position 8	3	10		0,8
Position 9	3	10		0,8

$h_{1a,1} = 50$ [cm] $b_{1a,1} = 61$ [cm] $b_{1a,2} = 11$ [cm]
 $h_{1b,1} = 50$ [cm] $b_{1b,1} = 46$ [cm] $b_{1b,2} = 11$ [cm]
 Anordnung: 2-lagig

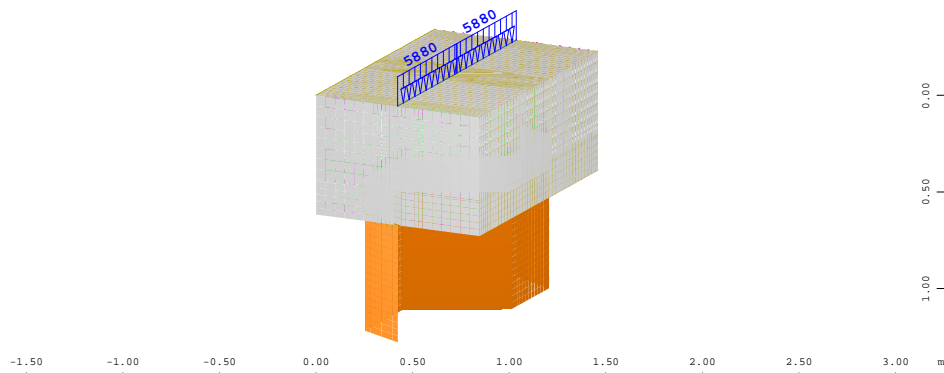
$h_{8,1} = 17,5$ [cm] $b_{8,1} = 45$ [cm]
 $h_{9,1} = 17,5$ [cm] $b_{9,1} = 70$ [cm]

Der Durchmesser der Spaltzug- und Bügelbewehrung darf 10mm nicht unterschreiten.

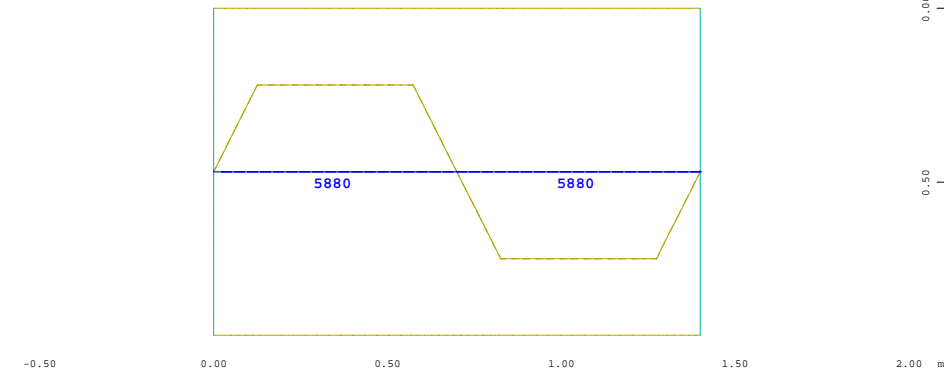
Der max. Abstand der Bewehrungsstäbe darf 15 cm nicht überschreiten.

Als größte Stabdurchmesser ist d=16mm zugelassen.

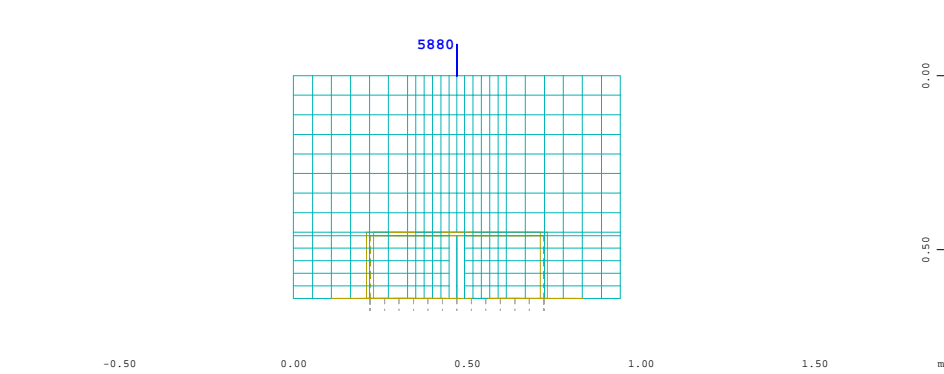
Die Spaltzugbewehrung ist bei einem erforderlichen Bewehrungsquerschnitt >10 cm²/m mindestens zweilagig anzuordnen.



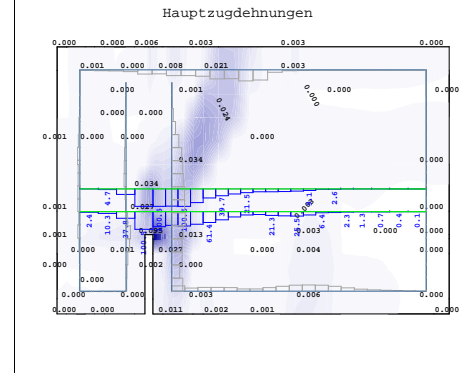
Systemausschnitt Federelemente,Fachwerkelemente,Flächenelemente,Volumenelemente M 1 : 27
 Flächenelemente , Materialnummern (Max=3) X * 0.502 Y * 0.906 Z * 0.962
 Materialnummern, Volumenelemente (Max=1)



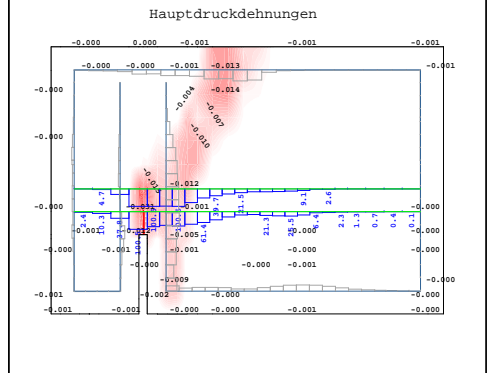
Systemausschnitt Gruppe 100 200 M 1 : 15
 Freie Last, nichtlinearer Lastfall 245 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN , (1 cm im Raum = Unit) Freie Linienlast (Kraft) in global Z (Unit=10000. kN/m) (Max=5880.)



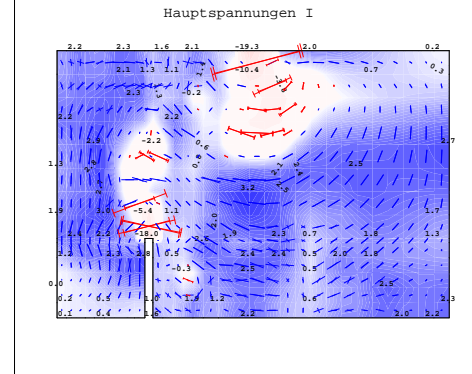
Systemausschnitt Gruppe 100 200 M 1 : 15
 Freie Last, nichtlinearer Lastfall 245 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN , (1 cm im Raum = Unit) Freie Linienlast (Kraft) in global Z (Unit=10000. kN/m) (Max=5880.)



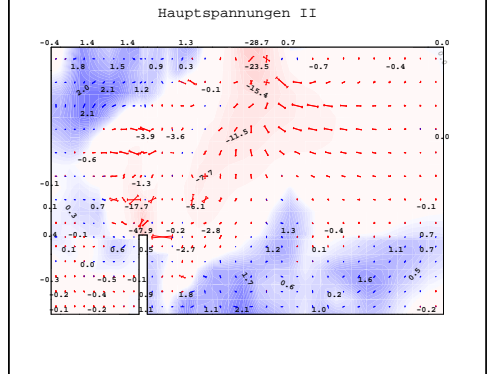
Systemausschnitt Gruppe 20 100
 Zustandsvariable 8 im Knoten ↔, nichtlinearer Lastfall 245
 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN , Materialgesetz
 Benutzerdefiniert USD 2 , von 1.3600e-04 bis 0.0950



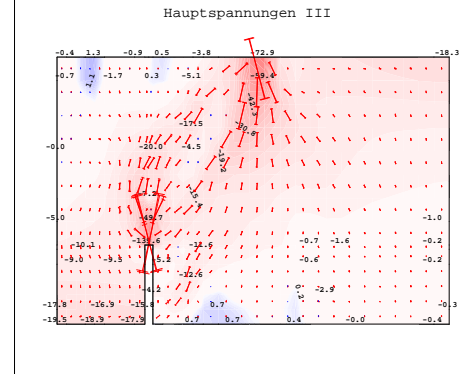
Systemausschnitt Gruppe 20 100
 Zustandsvariable 9 im Knoten ↔, nichtlinearer Lastfall 245
 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN , Materialgesetz
 Benutzerdefiniert USD 2 , von -0.0310 bis 1.1649e-04



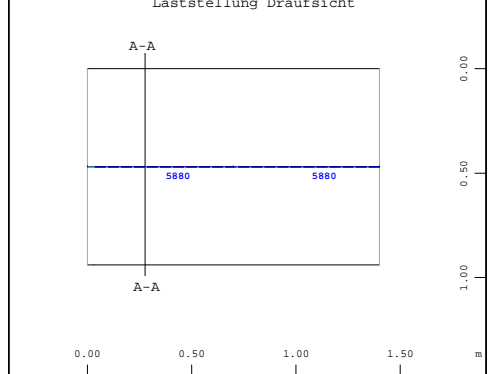
Systemausschnitt Gruppe 100:Stb-Kopfbalken
 3D Hauptspannung I aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 245 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN , von -19.3



Systemausschnitt Gruppe 100:Stb-Kopfbalken
 3D Hauptspannung II aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 245 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN , von -47.9

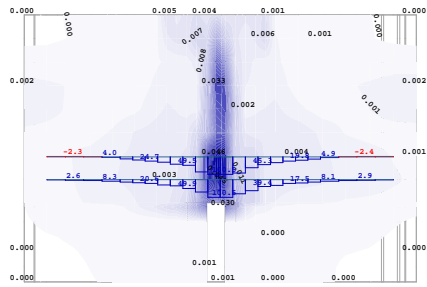


Systemausschnitt Gruppe 100:Stb-Kopfbalken
 3D Hauptspannung III aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 245 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN , von

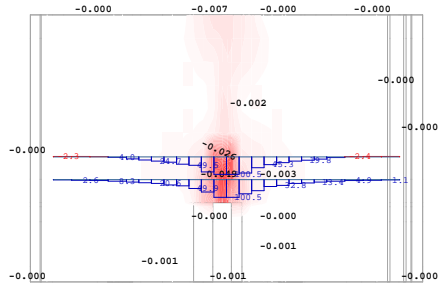


Systemausschnitt Gruppe 10 20 100
 Kontur
 Freie Last, nichtlinearer Lastfall 245 EGZ= 1.00
 sum_PZ=8255.6 kN , (1 cm im Raum = Unit) Freie

Hauptzugdehnungen



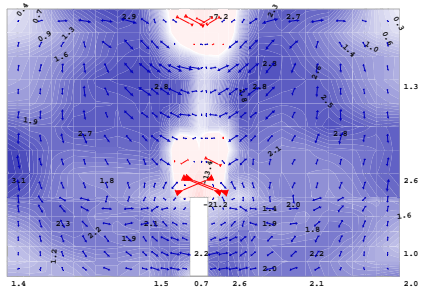
Hauptdruckdehnungen



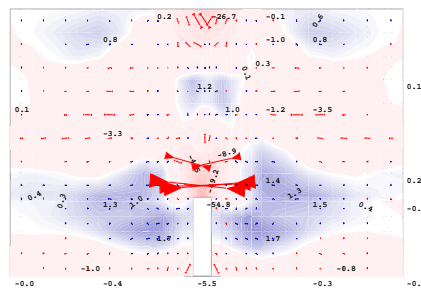
Systemausschnitt Gruppe 20 100
 Zustandsvariable 8 im Knoten ↔, nichtlinearer Lastfall 245
 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN ., Materialgesetz
 Benutzerdefiniert USD 2 , von 1.3600e-04 bis 0.0461

Systemausschnitt Gruppe 20 100
 Zustandsvariable 9 im Knoten ↔, nichtlinearer Lastfall 245
 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN ., Materialgesetz
 Benutzerdefiniert USD 2 , von -0.0485 bis -0.0023 Stufen

Hauptspannungen I



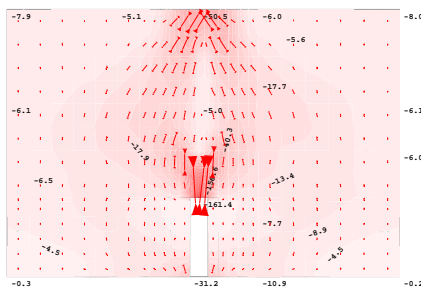
Hauptspannungen II



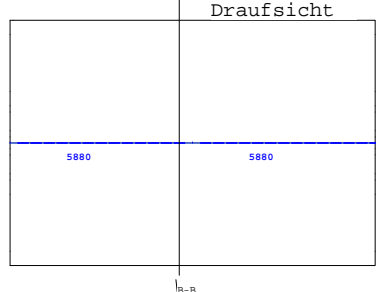
Systemausschnitt Gruppe 10 11 20 100
 3D Hauptspannung I aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 245 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN ., von -21.2
 bis 3.09 Stufen

Systemausschnitt Gruppe 10 11 20 100
 3D Hauptspannung II aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 245 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN ., von -54.8
 bis 1.73 Stufen

Hauptspannungen III



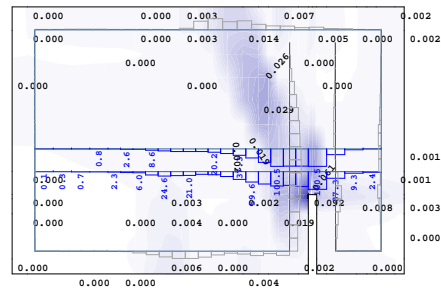
Laststellung Draufsicht



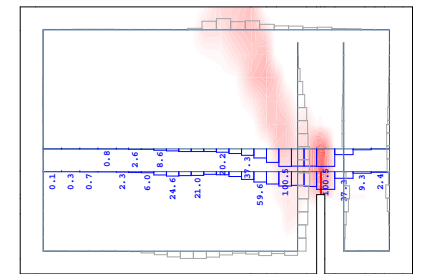
Systemausschnitt Gruppe 10 11 20 100
 3D Hauptspannung III aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 245 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN ., von
 -161.4 bis -0.0894 Stufen

Systemausschnitt Gruppe 10 11 20 100
 Freie Linienlast (Kraft), nichtlinearer Lastfall 245 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN ., (1 cm im Raum = Unit) in global Z (Unit=5000. kN/m) (Max=5880.)

Hauptzugdehnungen



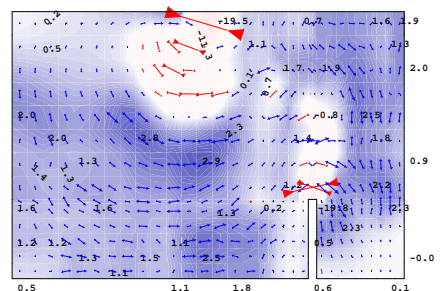
Hauptdruckdehnungen



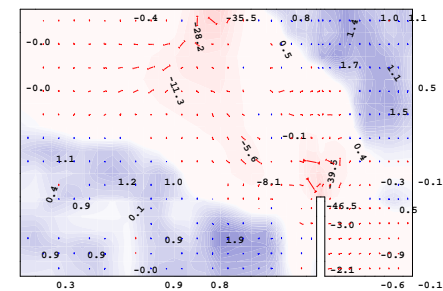
Systemausschnitt Gruppe 20 100
 Zustandsvariable 8 im Knoten ↔, nichtlinearer Lastfall 245
 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN ., Materialgesetz
 Benutzerdefiniert USD 2 , von 1.3600e-04 bis 0.0921

Systemausschnitt Gruppe 20 100
 Zustandsvariable 9 im Knoten ↔, nichtlinearer Lastfall 245
 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN ., Materialgesetz
 Benutzerdefiniert USD 2 , von -0.0315 bis -0.0023 Stufen

Hauptspannungen I



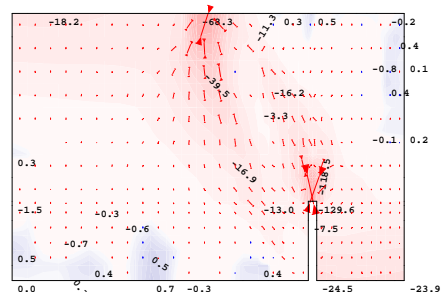
Hauptspannungen II



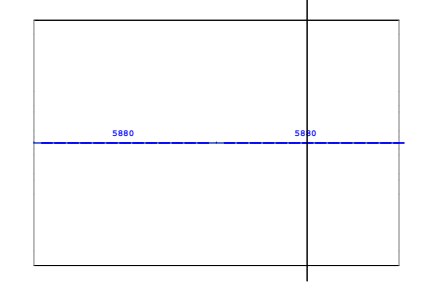
Systemausschnitt Gruppe 20 100
 3D Hauptspannung I aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 245 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN ., von -19.8
 bis 2.93 Stufen

Systemausschnitt Gruppe 20 100
 3D Hauptspannung II aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 245 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN ., von -46.5
 bis 1.87 Stufen

Hauptspannungen III

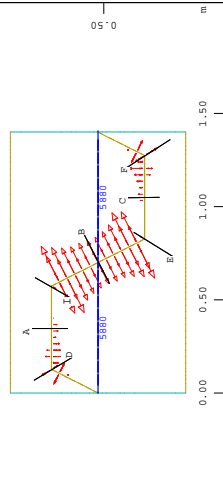


Laststellung Draufsicht

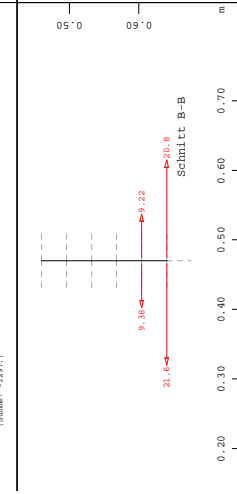


Systemausschnitt Gruppe 20 100
 3D Hauptspannung III aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 245 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN ., von
 -129.6 bis 0.682 Stufen

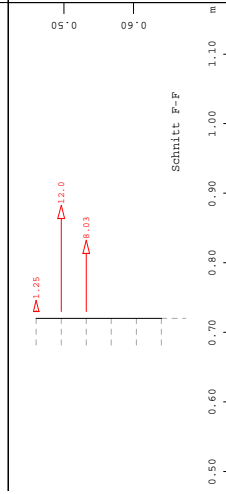
Systemausschnitt Gruppe 100:Scb-Kopfbalken
 Kontur
 Linienlast, nichtlinearer Lastfall 245 EGZ= 1.00



Systemausschnitt Gruppe 100 200 410 420
 M 1 : 28
 Federkraft, nichtlinearer Lastfall 245 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN
 100.0 kN (Min=-139.7) (Max=0) (Summe= -139.7)

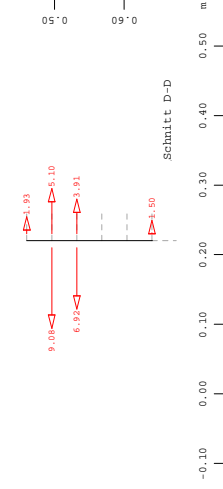


Systemausschnitt Gruppe 410 420
 M 1 : 7.50
 Federkraft, nichtlinearer Lastfall 245 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN
 100.0 kN (Min=-21.6) (Max=0) (Summe= -21.6)

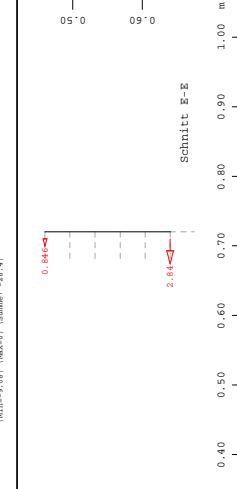


Systemausschnitt Gruppe 200 410 420
 M 1 : 7.50
 Federkraft, nichtlinearer Lastfall 245 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN
 100.0 kN (Min=-12.0) (Max=0) (Summe= -21.2)

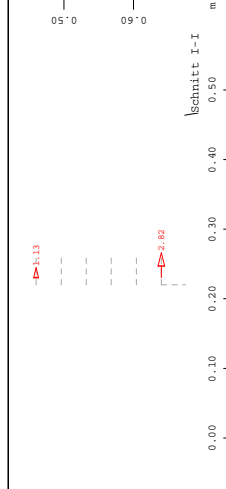
Spundwand-Kopfbalken
 Federkräfte LF1002



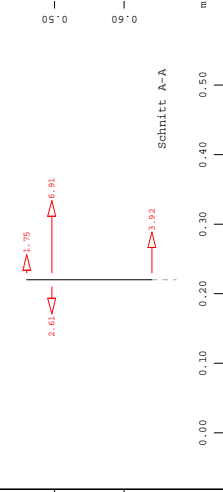
Systemausschnitt Federlemente Gruppe 410 420
 M 1 : 7.50
 Federkraft, nichtlinearer Lastfall 245 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN
 100.0 kN (Min=-28.4) (Max=0) (Summe= -28.4)



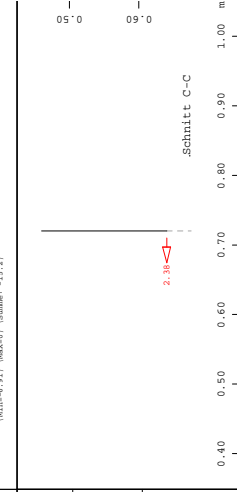
Systemausschnitt Gruppe 200 410 420
 M 1 : 7.50
 Federkraft, nichtlinearer Lastfall 245 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN
 100.0 kN (Min=-2.84) (Max=0) (Summe= -3.95)



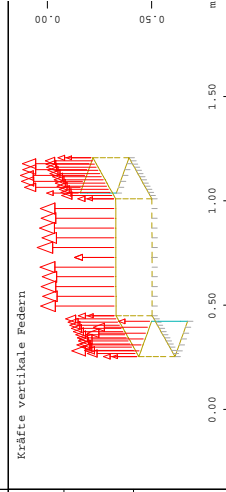
Systemausschnitt Gruppe 200 410 420
 M 1 : 7.50
 Federkraft, nichtlinearer Lastfall 245 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN
 100.0 kN (Min=-2.82) (Max=0) (Summe= -3.95)



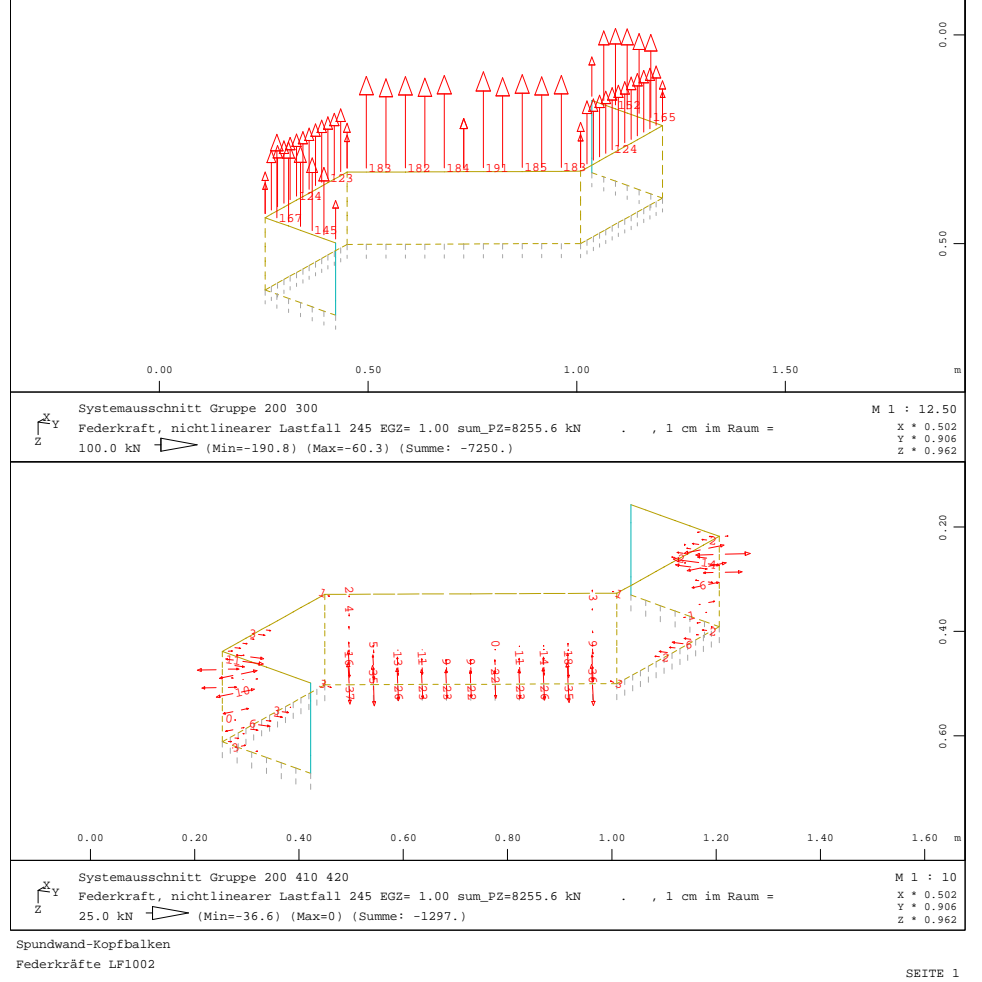
Systemausschnitt Federlemente Gruppe 410 420
 M 1 : 7.50
 Federkraft, nichtlinearer Lastfall 245 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN
 100.0 kN (Min=-9.91) (Max=0) (Summe= -19.2)



Systemausschnitt Gruppe 200 410 420
 M 1 : 7.50
 Federkraft, nichtlinearer Lastfall 245 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN
 100.0 kN (Min=-2.38) (Max=0) (Summe= -2.38)



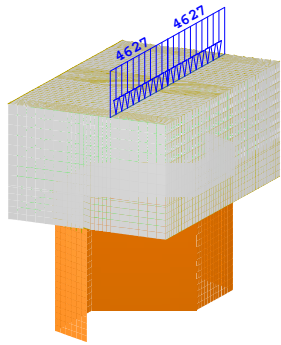
Systemausschnitt Gruppe 200 410 420
 M 1 : 25
 Federkraft, nichtlinearer Lastfall 245 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN
 100.0 kN (Min=-61.3) (Max=0) (Summe= -228.1)



Systemausschnitt Gruppe 200 410 420
 M 1 : 10
 Federkraft, nichtlinearer Lastfall 245 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN
 25.0 kN (Min=-36.6) (Max=0) (Summe= -129.7)

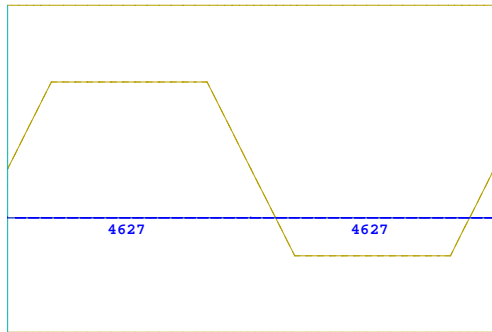
Systemausschnitt Gruppe 200 300
 M 1 : 12.50
 Federkraft, nichtlinearer Lastfall 245 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN
 100.0 kN (Min=-190.8) (Max=-60.3) (Summe= -7250.)

Systemausschnitt Gruppe 200 300 410 420
 M 1 : 12.50
 Federkraft, nichtlinearer Lastfall 245 EGZ= 1.00 sum_PZ=8255.6 kN
 100.0 kN (Min=-190.8) (Max=0) (Summe= -8546.)



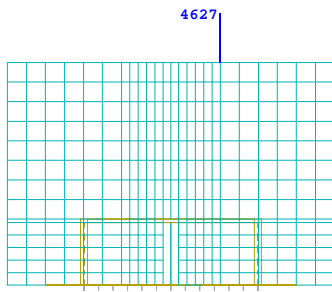
-1.00 0.00 1.00 2.00 3.00 m

Systemausschnitt Federelemente,Fachwerkelemente,Flächenelemente,Volumenelemente M 1 : 28
 Flächenelemente , Materialnummern (Max=3) X * 0.502
 Materialnummern, Volumenelemente (Max=1) Y * 0.906
 Z * 0.962



-0.50 0.00 0.50 1.00 1.50 2.00 m

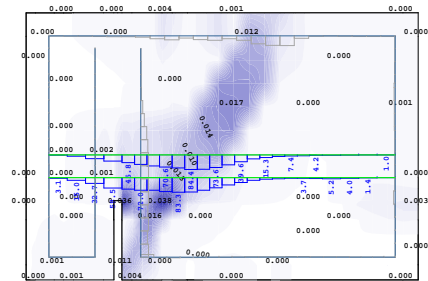
Systemausschnitt Gruppe 100 200 M 1 : 15
 Freie Last, nichtlinearer Lastfall 347 EGZ= 1.00 sum_PZ=6501.1 kN . , (1 cm im Raum =
 Unit) Freie Linienlast (Kraft) in global Z (Unit=10000. kN/m \triangleleft) (Max=4627.)



-0.50 0.00 0.50 1.00 1.50 m

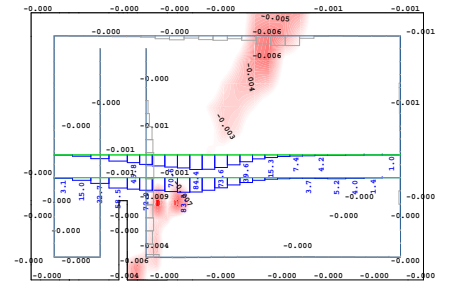
Systemausschnitt Gruppe 100 200 M 1 : 15
 Freie Last, nichtlinearer Lastfall 347 EGZ= 1.00 sum_PZ=6501.1 kN . , (1 cm im Raum =
 Unit) Freie Linienlast (Kraft) in global Z (Unit=5000. kN/m \triangleleft) (Max=4627.)

Hauptzugdehnungen



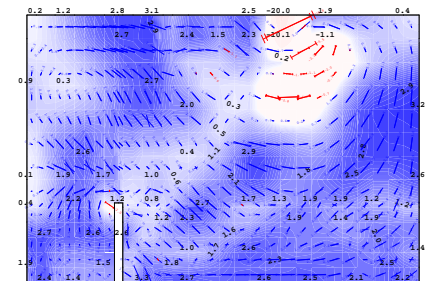
Systemausschnitt Gruppe 20 100
 Zustandsvariable 8 im Knoten \leftrightarrow , nichtlinearer Lastfall 347
 EGZ= 1.00 sum_PZ=6501.1 kN ., Materialgesetz
 Benutzerdefiniert USD 2 , von 1.3600e-04 bis 0.0382

Hauptdruckdehnungen



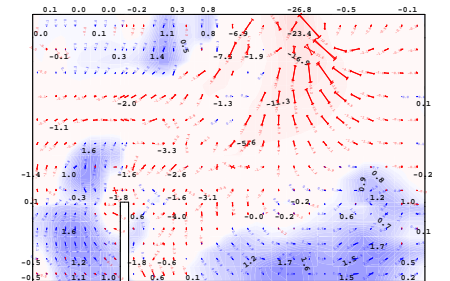
Systemausschnitt Gruppe 20 100
 Zustandsvariable 9 im Knoten \leftrightarrow , nichtlinearer Lastfall 347
 EGZ= 1.00 sum_PZ=6501.1 kN ., Materialgesetz
 Benutzerdefiniert USD 2 , von -0.0095 bis -1.3686e-05

Hauptspannungen I



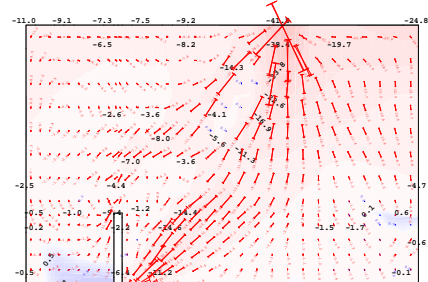
Systemausschnitt Gruppe 100:Stb-Kopfbalken
 3D Hauptspannung I aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 347 EGZ= 1.00 sum_PZ=6501.1 kN ., von -20.0

Hauptspannungen II



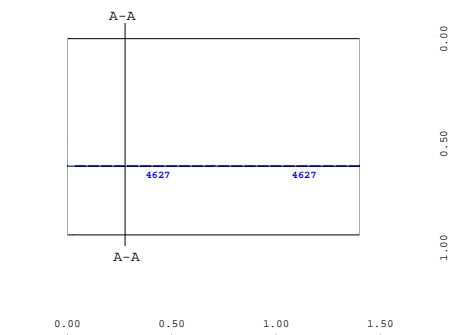
Systemausschnitt Gruppe 100:Stb-Kopfbalken
 3D Hauptspannung II aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 347 EGZ= 1.00 sum_PZ=6501.1 kN ., von -26.8

Hauptspannungen III



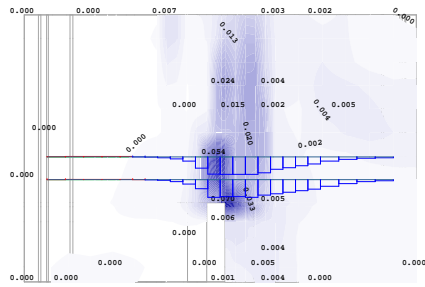
Systemausschnitt Gruppe 100:Stb-Kopfbalken
 3D Hauptspannung III aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 347 EGZ= 1.00 sum_PZ=6501.1 kN ., von -41.8

Laststellung Draufsicht

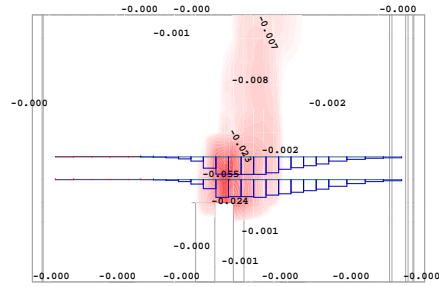


Systemausschnitt Gruppe 10 20 100
 Kontur
 Freie Last, nichtlinearer Lastfall 347 EGZ= 1.00
 sum_PZ=6501.1 kN ., (1 cm im Raum = Unit) Freie

Hauptzugdehnungen



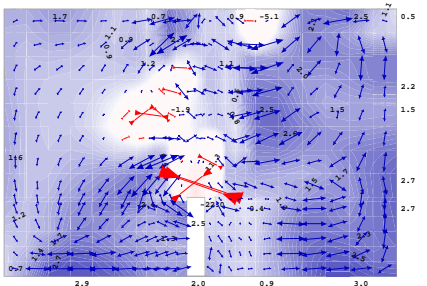
Hauptdruckdehnungen



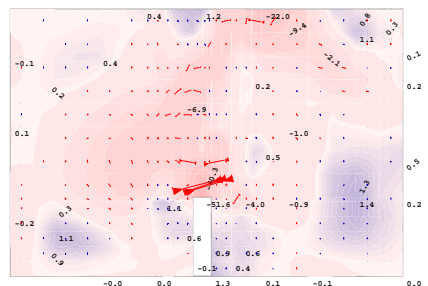
Systemausschnitt Gruppe 20 100
 Zustandsvariable 8 im Knoten ↔, nichtlinearer Lastfall 347
 EGZ= 1.00 sum_PZ=6501.1 kN , Materialgesetz
 Benutzerdefiniert USD 2 , von 1.3600e-04 bis 0.0703

Systemausschnitt Gruppe 20 100
 Zustandsvariable 9 im Knoten ↔, nichtlinearer Lastfall 347
 EGZ= 1.00 sum_PZ=6501.1 kN , Materialgesetz
 Benutzerdefiniert USD 2 , von -0.0552 bis -0.0023 Stufen

Hauptspannungen I



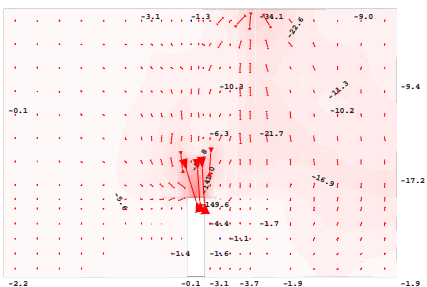
Hauptspannungen II



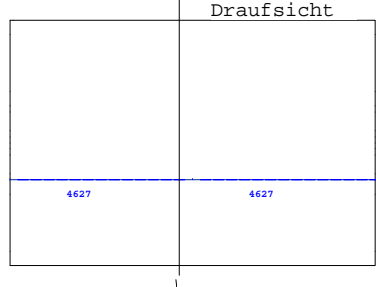
Systemausschnitt Gruppe 10 11 20 100
 3D Hauptspannung I aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 347 EGZ= 1.00 sum_PZ=6501.1 kN , von -22.0
 bis 3.02 Stufen

Systemausschnitt Gruppe 10 11 20 100
 3D Hauptspannung II aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 347 EGZ= 1.00 sum_PZ=6501.1 kN , von -51.6
 bis 1.37 Stufen

Hauptspannungen III



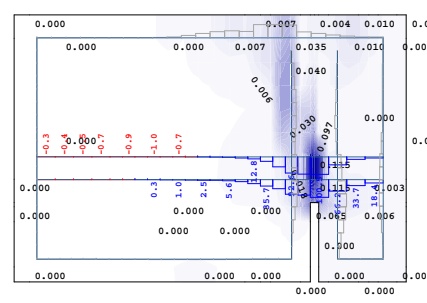
Laststellung Draufsicht



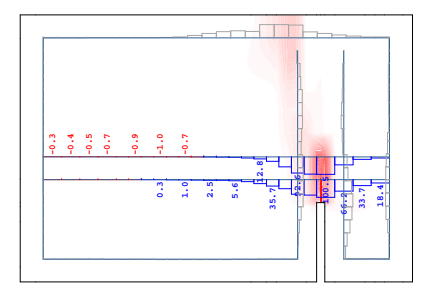
Systemausschnitt Gruppe 10 11 20 100
 3D Hauptspannung III aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 347 EGZ= 1.00 sum_PZ=6501.1 kN , von -149.6 bis -0.0587 Stufen

Systemausschnitt Gruppe 10 11 20 100
 Freie Linienlast (Kraft), nichtlinearer Lastfall 347 EGZ= 1.00 sum_PZ=6501.1 kN , (1 cm im Raum = Unit) in global Z (Unit=3000. kN/m) (Max=4627.)

Hauptzugdehnungen



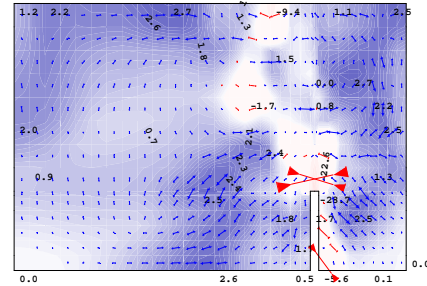
Hauptdruckdehnungen



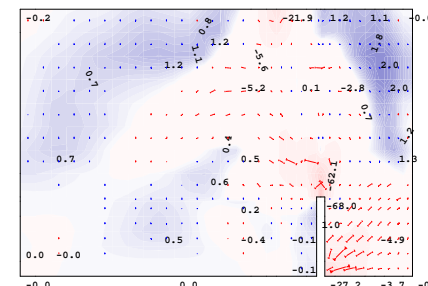
Systemausschnitt Gruppe 20 100
 Zustandsvariable 8 im Knoten ↔, nichtlinearer Lastfall 347
 EGZ= 1.00 sum_PZ=6501.1 kN , Materialgesetz
 Benutzerdefiniert USD 2 , von 1.3600e-04 bis 0.115

Systemausschnitt Gruppe 20 100
 Zustandsvariable 9 im Knoten ↔, nichtlinearer Lastfall 347
 EGZ= 1.00 sum_PZ=6501.1 kN , Materialgesetz
 Benutzerdefiniert USD 2 , von -0.113 bis -0.0023 Stufen

Hauptspannungen I



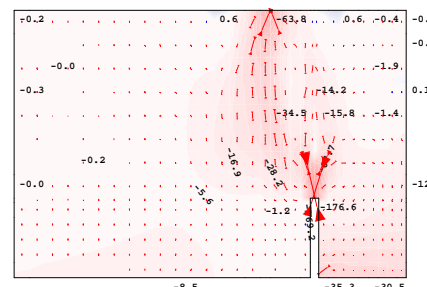
Hauptspannungen II



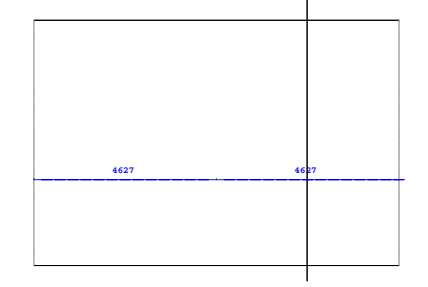
Systemausschnitt Gruppe 20 100
 3D Hauptspannung I aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 347 EGZ= 1.00 sum_PZ=6501.1 kN , von -28.7
 bis 2.75 Stufen

Systemausschnitt Gruppe 20 100
 3D Hauptspannung II aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 347 EGZ= 1.00 sum_PZ=6501.1 kN , von -68.0
 bis 1.99 Stufen

Hauptspannungen III

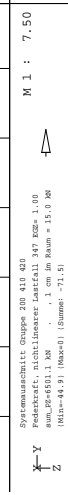
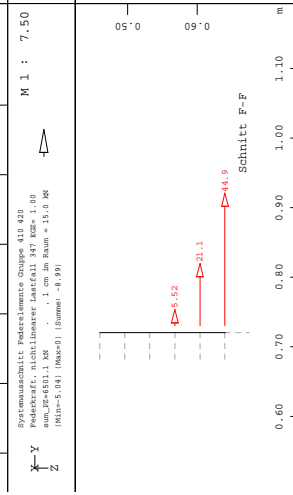
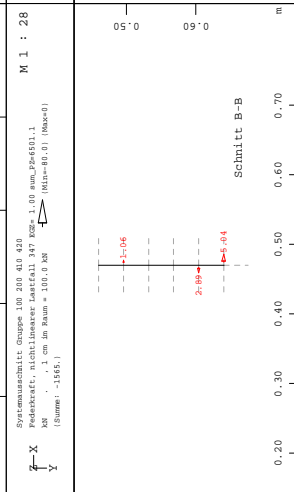
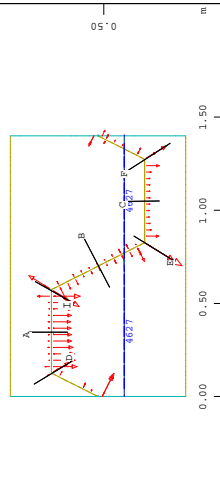


Laststellung Draufsicht

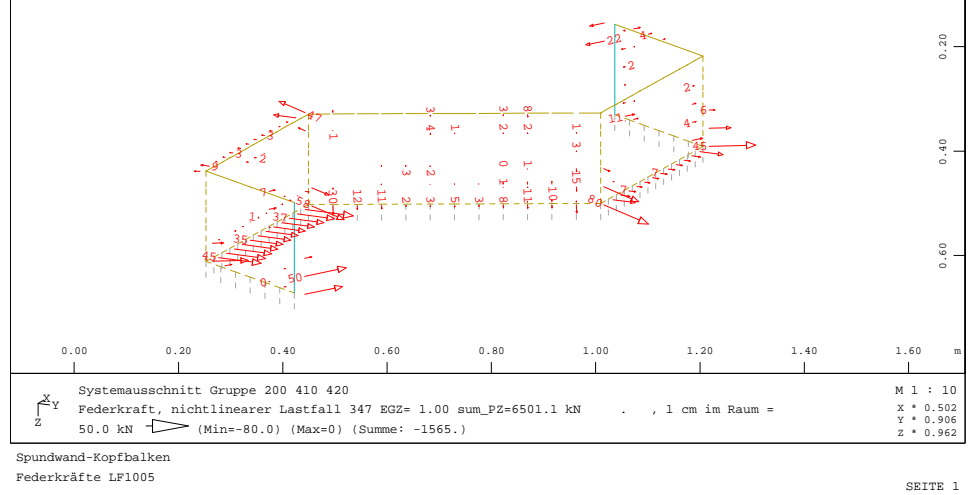
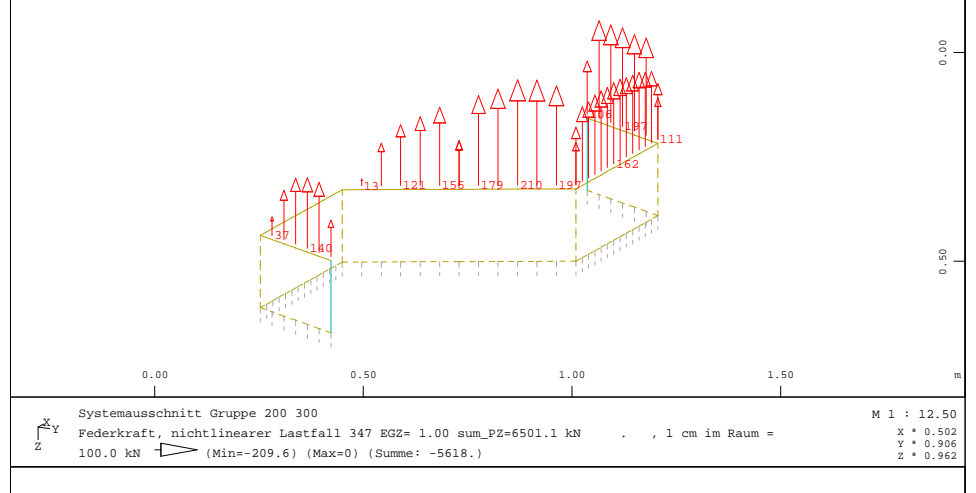
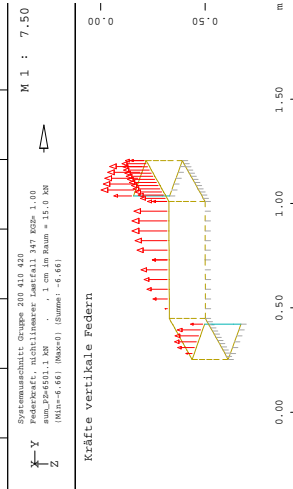
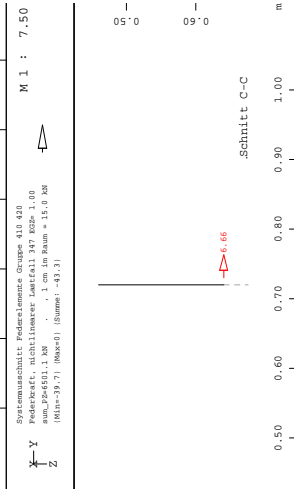
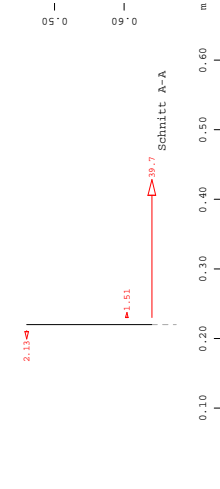
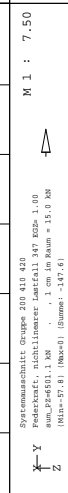
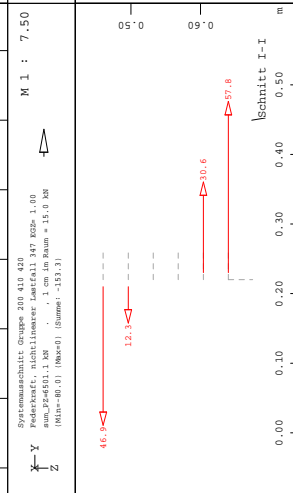
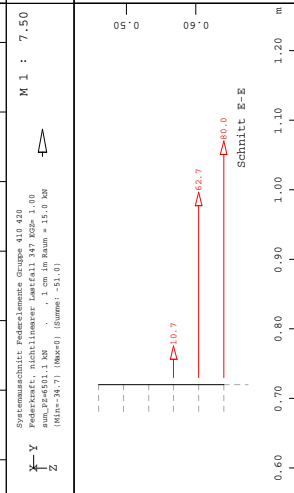
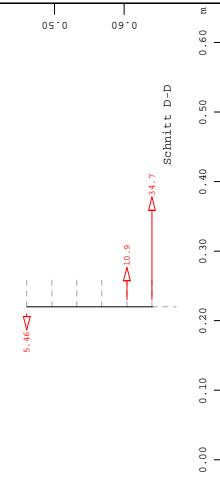


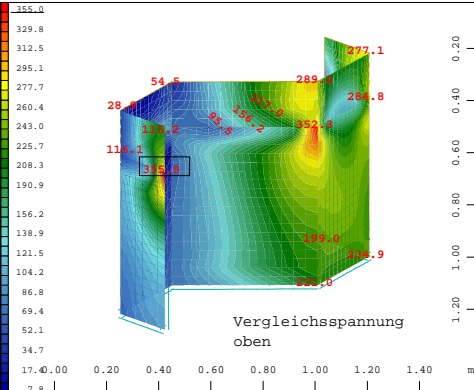
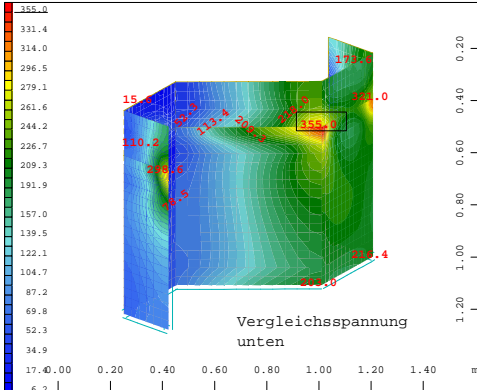
Systemausschnitt Gruppe 20 100
 3D Hauptspannung III aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 347 EGZ= 1.00 sum_PZ=6501.1 kN , von -176.6 bis 0.632 Stufen

Systemausschnitt Gruppe 100:Scb-Kopfbalken
 Kontur
 Linienlast, nichtlinearer Lastfall 347 EGZ= 1.00



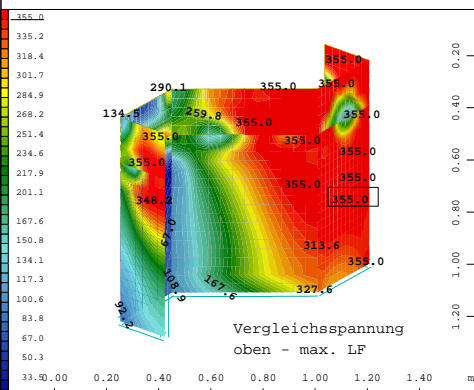
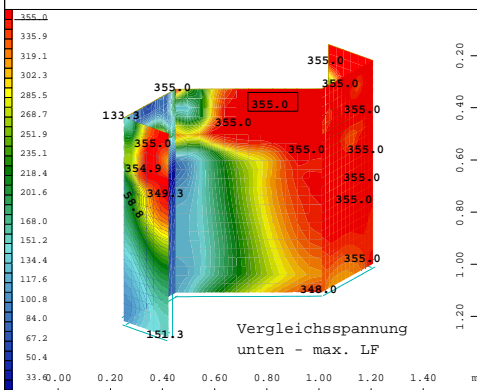
Spundwand-Kopfbalken
 Federkräfte LF1005





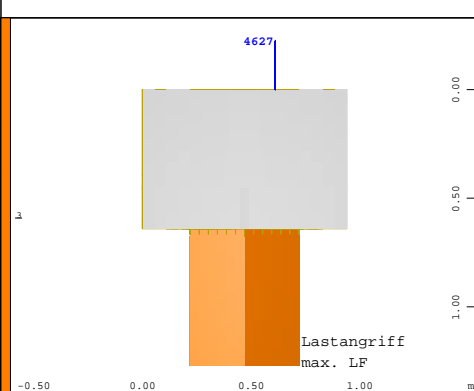
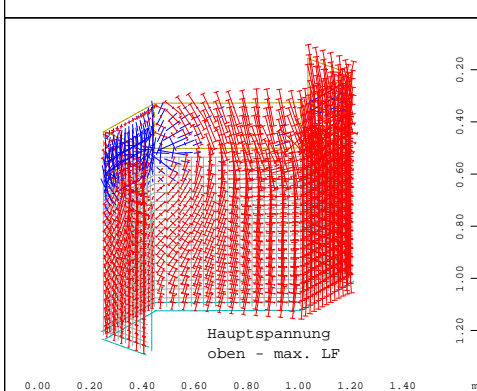
Systemausschnitt Flächenelemente
 Nichtlineare Vergleichsspannung unten aus der Elementmitte, nichtlinearer Lastfall 203 KQZ= 1.00 sum_P2=3813.1 kN, von 6.16 bis 355.0 Stufen 8.72 MPa
 M 1 : 20
 X * 0.502
 Y * 0.908
 Z * 0.962

Systemausschnitt Flächenelemente
 Nichtlineare Vergleichsspannung oben aus der Elementmitte, nichtlinearer Lastfall 234 KQZ= 1.00 sum_P2=4391.8 kN, von 7.82 bis 355.0 Stufen 8.68 MPa
 M 1 : 20
 X * 0.502
 Y * 0.908
 Z * 0.962



Systemausschnitt Flächenelemente
 Nichtlineare Vergleichsspannung unten aus der Elementmitte, nichtlinearer Lastfall 347 KQZ= 1.00 sum_P2=6501.1 kN, von 19.1 bis 355.0 Stufen 8.40 MPa
 M 1 : 20
 X * 0.502
 Y * 0.908
 Z * 0.962

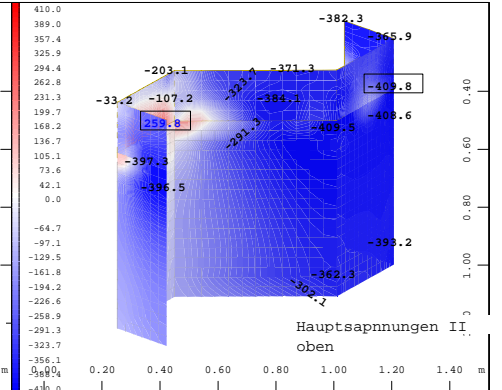
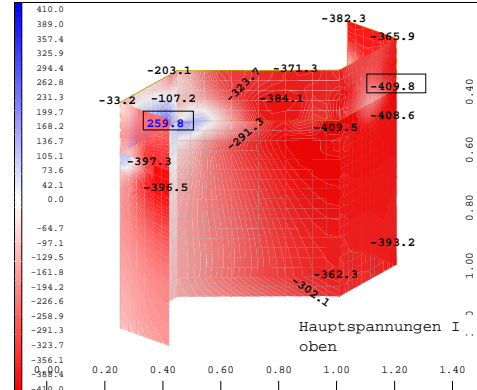
Systemausschnitt Flächenelemente
 Nichtlineare Vergleichsspannung oben aus der Elementmitte, nichtlinearer Lastfall 347 KQZ= 1.00 sum_P2=6501.1 kN, von 19.8 bis 355.0 Stufen 8.38 MPa
 M 1 : 20
 X * 0.502
 Y * 0.908
 Z * 0.962



Systemausschnitt Flächenelemente
 Nichtlineare Hauptspannung oben im Element, nichtlinearer Lastfall 347 KQZ= 1.00 sum_P2=6501.1 kN, 1 cm im Raum = 500.0 MPa (Min=-409.9) (Max=408.3)
 M 1 : 20
 X * 0.502
 Y * 0.908
 Z * 0.962

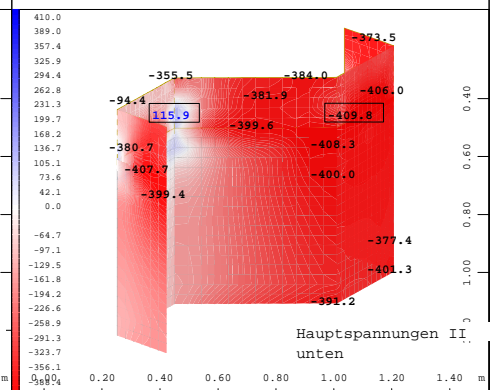
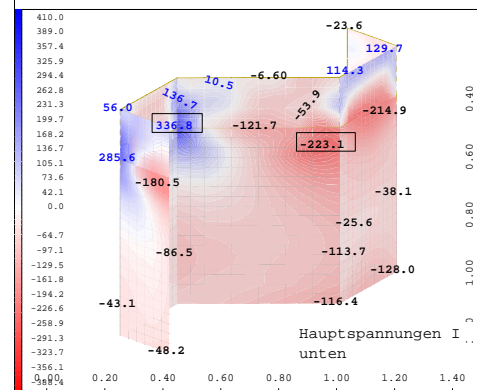
Systemausschnitt Flächenelemente, Volumenelemente
 Flächenelemente, Materialnummern (Max=3)
 Materialelemente, Volumenelemente (Max=1)
 Linienlast (Kraft), nichtlinearer Lastfall 347 KQZ= 1.00 sum_P2=6501.1 kN, 1 cm im Raum = 500.0 MPa (Min=-409.9) (Max=408.3)
 M 1 : 24
 X * 0.502
 Y * 0.908
 Z * 0.962

Spundwand-Kopfbalken
Spannungen in Spundwand LF1005



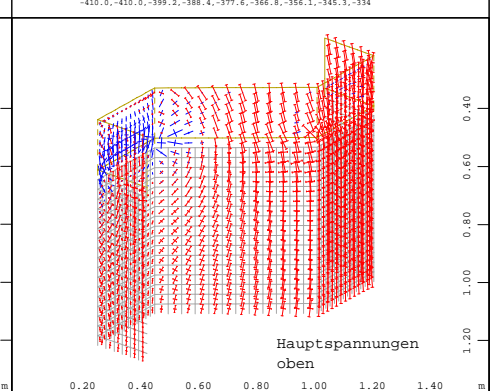
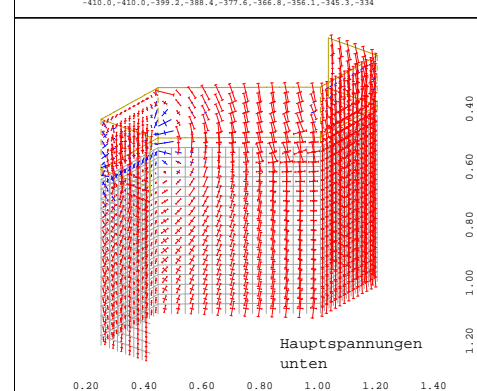
Systemausschnitt Flächenelemente
 Nichtlineare Hauptspannung I oben aus der Elementmitte, nichtlinearer Lastfall 347 KQZ= 1.00 sum_P2=6501.1 kN, von -409.8 bis 259.8 Stufen
 M 1 : 18
 X * 0.502
 Y * 0.908
 Z * 0.962

Systemausschnitt Flächenelemente
 Nichtlineare Hauptspannung II oben aus der Elementmitte, nichtlinearer Lastfall 347 KQZ= 1.00 sum_P2=6501.1 kN, von -409.8 bis 259.8 Stufen
 M 1 : 18
 X * 0.502
 Y * 0.908
 Z * 0.962



Systemausschnitt Flächenelemente
 Nichtlineare Hauptspannung I unten aus der Elementmitte, nichtlinearer Lastfall 347 KQZ= 1.00 sum_P2=6501.1 kN, von -223.1 bis 336.8 Stufen
 M 1 : 18
 X * 0.502
 Y * 0.908
 Z * 0.962

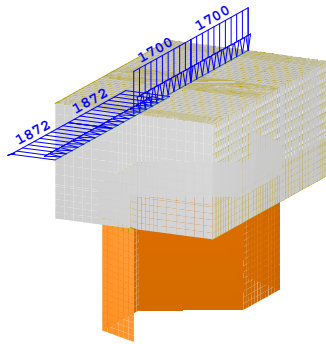
Systemausschnitt Flächenelemente
 Nichtlineare Hauptspannung II unten aus der Elementmitte, nichtlinearer Lastfall 347 KQZ= 1.00 sum_P2=6501.1 kN, von -409.8 bis 115.9 Stufen
 M 1 : 18
 X * 0.502
 Y * 0.908
 Z * 0.962



Systemausschnitt Flächenelemente
 Nichtlineare Hauptspannung unten im Element, nichtlinearer Lastfall 347 KQZ= 1.00 sum_P2=6501.1 kN, 1 cm im Raum = 1000.0 MPa (Min=-409.9) (Max=336.8)
 M 1 : 18
 X * 0.502
 Y * 0.908
 Z * 0.962

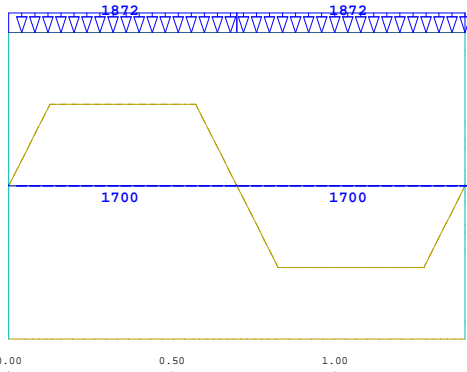
Systemausschnitt Flächenelemente
 Nichtlineare Hauptspannung oben im Element, nichtlinearer Lastfall 347 KQZ= 1.00 sum_P2=6501.1 kN, 1 cm im Raum = 1000.0 MPa (Min=-409.9) (Max=408.3)
 M 1 : 18
 X * 0.502
 Y * 0.908
 Z * 0.962

Spundwand-Kopfbalken
Hauptspannungen LF1005



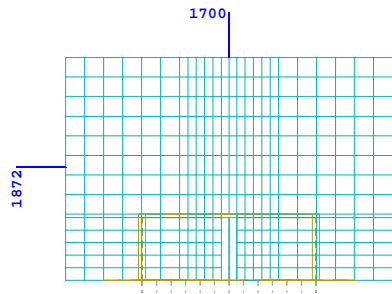
-1.00 0.00 1.00 2.00 3.00 m

Systemausschnitt Flächenelemente, Volumenelemente M 1 : 28
 Flächenelemente, Materialnummern (Max=3) X * 0.502
 Materialnummern, Volumenelemente (Max=1) Y * 0.906
 Z * 0.962



-0.50 0.00 0.50 1.00 1.50 2.00 m

Systemausschnitt Gruppe 100 200 M 1 : 16
 Freie Last, nichtlinearer Lastfall 328 EGZ= 1.00 sum_PZ=2403.8 kN, (1 cm im Raum =
 Unit) Freie Linienlast (Kraft) in global Y (Unit=5000. kN/m, Max=1872.) Freie Linienlast

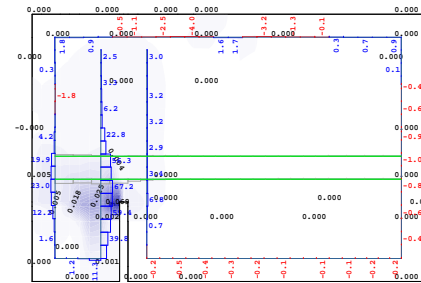


-0.50 0.00 0.50 1.00 1.50 m

Systemausschnitt Gruppe 100 200 M 1 : 15
 Freie Last, nichtlinearer Lastfall 328 EGZ= 1.00 sum_PZ=2403.8 kN, (1 cm im Raum =
 Unit) Freie Linienlast (Kraft) in global Y (Unit=2000. kN/m, Max=1872.) Freie Linienlast

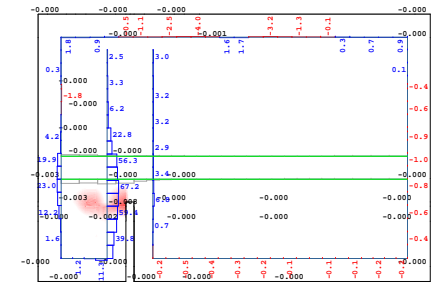
Spundwand-Kopfbalken
 Last für max. Vertikallast LF4003

Hauptzugdehnungen



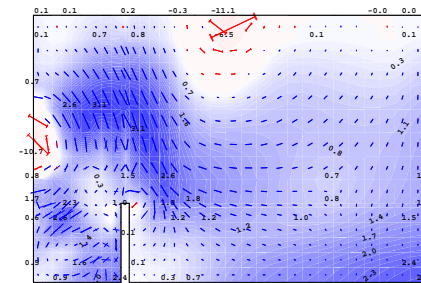
Systemausschnitt Gruppe 20 100
 Zustandsvariable 8 im Knoten, nichtlinearer Lastfall 328
 EGZ= 1.00 sum_PZ=2403.8 kN, Materialgesetz
 Benutzerdefiniert USD 2, von 1.3600e-04 bis 0.0687

Hauptdruckdehnungen



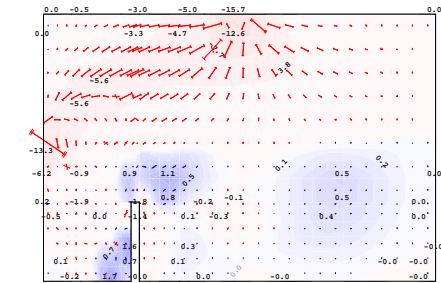
Systemausschnitt Gruppe 20 100
 Zustandsvariable 9 im Knoten, nichtlinearer Lastfall 328
 EGZ= 1.00 sum_PZ=2403.8 kN, Materialgesetz
 Benutzerdefiniert USD 2, von -0.0082 bis -6.9030e-06

Hauptspannungen I



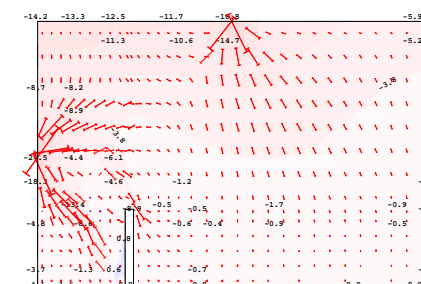
Systemausschnitt Gruppe 100:Stb-Kopfbalken
 3D Hauptspannung I aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 328 EGZ= 1.00 sum_PZ=2403.8 kN, von -11.1

Hauptspannungen II



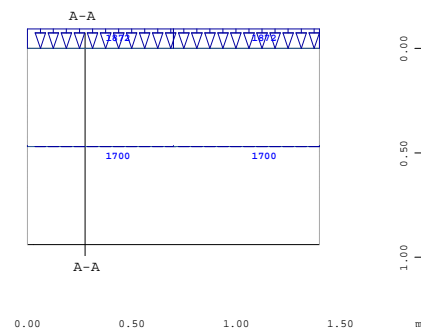
Systemausschnitt Gruppe 100:Stb-Kopfbalken
 3D Hauptspannung II aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 328 EGZ= 1.00 sum_PZ=2403.8 kN, von -15.7

Hauptspannungen III



Systemausschnitt Gruppe 100:Stb-Kopfbalken
 3D Hauptspannung III aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 328 EGZ= 1.00 sum_PZ=2403.8 kN, von -24.5

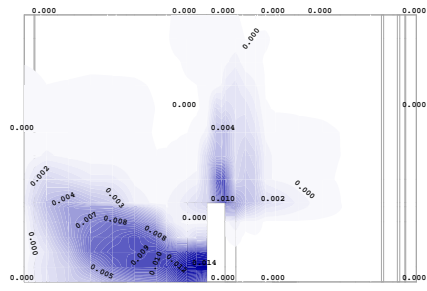
Laststellung Draufsicht



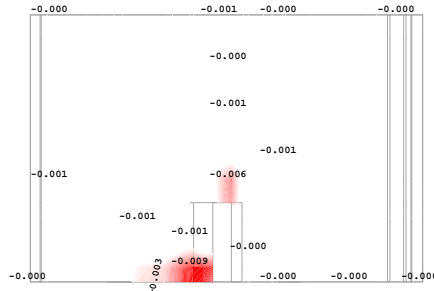
Systemausschnitt Gruppe 10 20 100
 Kontur
 Freie Last, nichtlinearer Lastfall 328 EGZ= 1.00
 sum_PZ=2403.8 kN, (1 cm im Raum = Unit) Freie

Spundwand-Kopfbalken
 Schnitt A-A LF4003

Hauptzugdehnungen



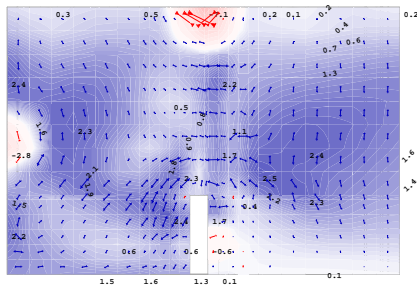
Hauptdruckdehnungen



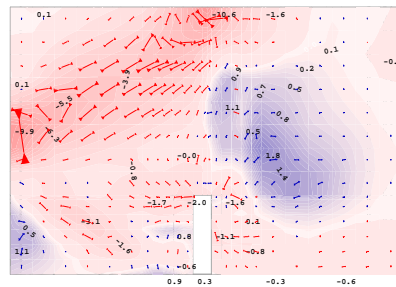
Systemausschnitt Gruppe 100:Stb-Kopfbalken
 Zustandsvariable 8 im Knoten ↔, nichtlinearer Lastfall 328
 EGZ= 1.00 sum_PZ=2403.8 kN .. Materialgesetz

Systemausschnitt Gruppe 100:Stb-Kopfbalken
 Zustandsvariable 9 im Knoten ↔, nichtlinearer Lastfall 328
 EGZ= 1.00 sum_PZ=2403.8 kN .. Materialgesetz

Hauptspannungen I



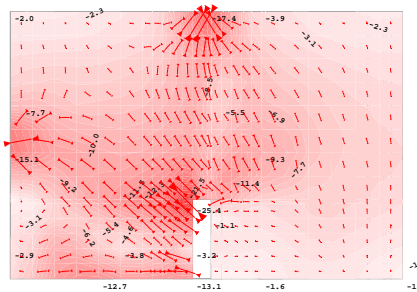
Hauptspannungen II



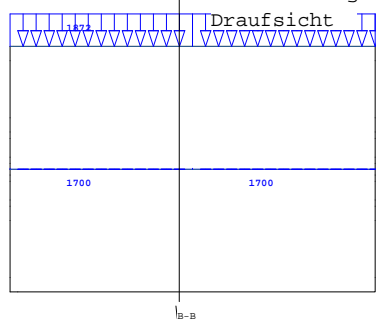
Systemausschnitt Gruppe 10 11 20 100
 3D Hauptspannung I aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 328 EGZ= 1.00 sum_PZ=2403.8 kN .. von -7.13
 bis 2.53 Stufen

Systemausschnitt Gruppe 10 11 20 100
 3D Hauptspannung II aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 328 EGZ= 1.00 sum_PZ=2403.8 kN .. von -10.6
 bis 1.79 Stufen

Hauptspannungen III



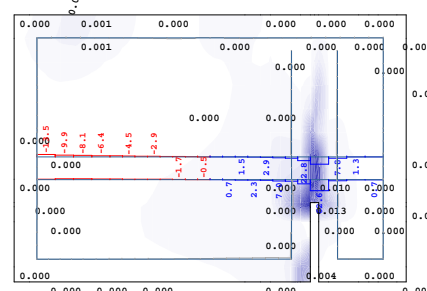
Laststellung



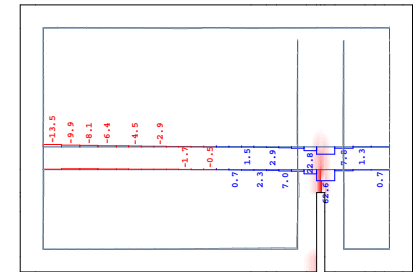
Systemausschnitt Gruppe 10 11 20 100
 3D Hauptspannung III aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 328 EGZ= 1.00 sum_PZ=2403.8 kN .. von -25.4
 bis -1.05 Stufen

Systemausschnitt Gruppe 10 11 20 100
 Freie Linienlast (Kraft), nichtlinearer Lastfall 328 EGZ=
 1.00 sum_PZ=2403.8 kN .. (1 cm im Raum = Unit) in
 global Y (Unit=3000. kN/m,Max=1872. ↗), in global Z

Hauptzugdehnungen



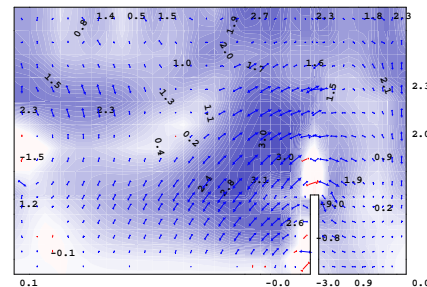
Hauptdruckdehnungen



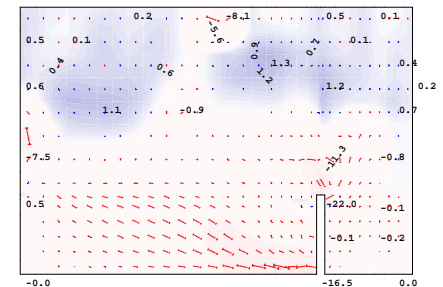
Systemausschnitt Gruppe 20 100
 Zustandsvariable 8 im Knoten ↔, nichtlinearer Lastfall 328
 EGZ= 1.00 sum_PZ=2403.8 kN .. Materialgesetz
 Benutzerdefiniert USD 2 .. von 1.3600e-04 bis 0.0127

Systemausschnitt Gruppe 20 100
 Zustandsvariable 9 im Knoten ↔, nichtlinearer Lastfall 328
 EGZ= 1.00 sum_PZ=2403.8 kN .. Materialgesetz
 Benutzerdefiniert USD 2 .. von -0.0125 bis -0.0023 Stufen

Hauptspannungen I



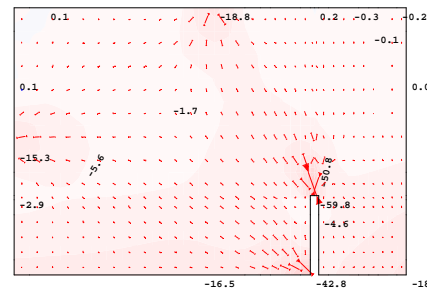
Hauptspannungen II



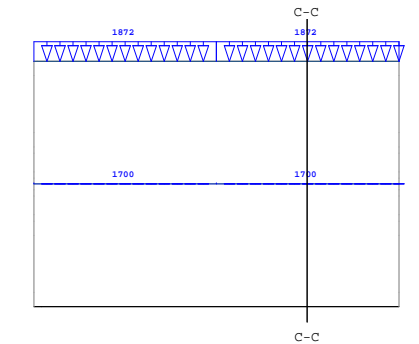
Systemausschnitt Gruppe 20 100
 3D Hauptspannung I aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 328 EGZ= 1.00 sum_PZ=2403.8 kN .. von -9.01
 bis 3.06 Stufen

Systemausschnitt Gruppe 20 100
 3D Hauptspannung II aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 328 EGZ= 1.00 sum_PZ=2403.8 kN .. von -22.0
 bis 0.1 Stufen

Hauptspannungen III

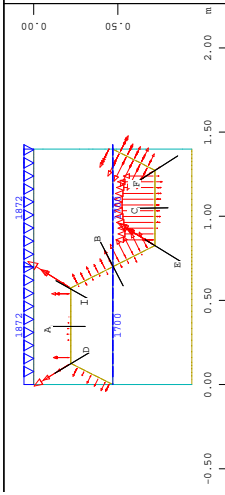


Laststellung Draufsicht

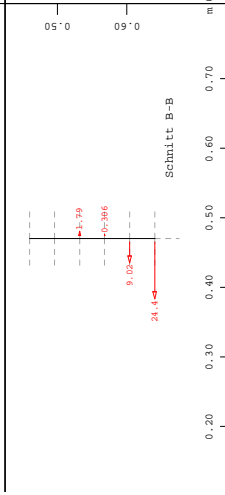


Systemausschnitt Gruppe 20 100
 3D Hauptspannung III aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 328 EGZ= 1.00 sum_PZ=2403.8 kN .. von -59.8
 bis 0.214 Stufen

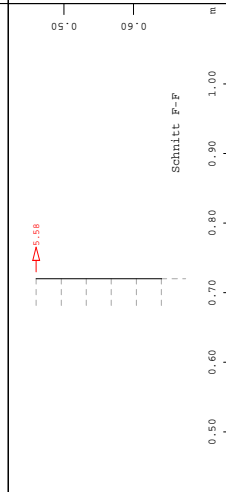
Systemausschnitt Gruppe 100:Stb-Kopfbalken
 Kontur
 Linienlast, nichtlinearer Lastfall 328 EGZ= 1.00



Systemausschnitt Gruppe 100 200 410 420
 Federkraft, nichtlinearer Lastfall 328 EGZ= 1.00 sum_PZ=2403.8
 50.0 kN (Summe = -2817.1) (Max=0) (Min=-5.58)

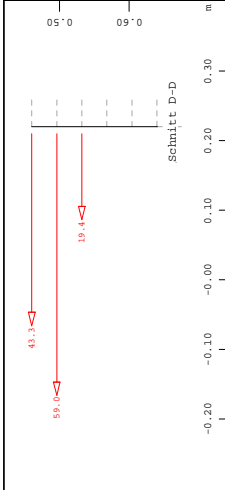


Systemausschnitt Gruppe 410 420
 Federkraft, nichtlinearer Lastfall 328 EGZ= 1.00
 sum_PZ=2403.8 kN (Summe = -35.5) (Max=0) (Min=-5.58)

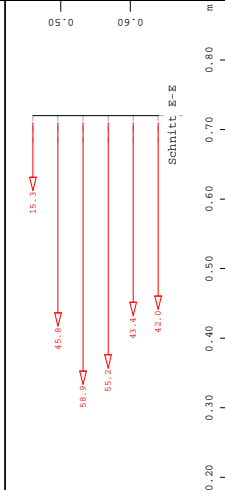


Systemausschnitt Gruppe 200 410 420
 Federkraft, nichtlinearer Lastfall 328 EGZ= 1.00
 sum_PZ=2403.8 kN (Summe = -5.58) (Max=0) (Min=-5.58)

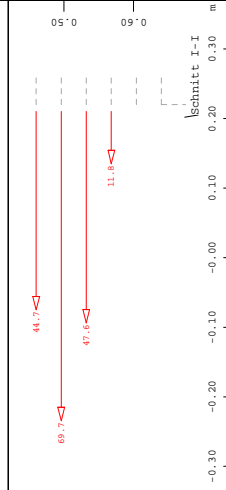
Spundwand-Kopfbalken
 Federkräfte LF4003



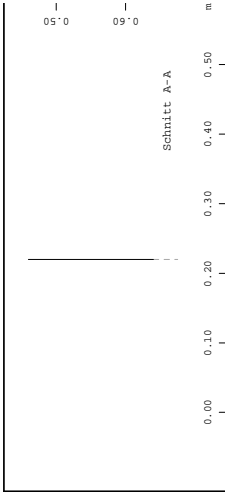
Systemausschnitt Federelemente Gruppe 410 420
 Federkraft, nichtlinearer Lastfall 328 EGZ= 1.00
 sum_PZ=2403.8 kN (Summe = -121.7) (Max=0) (Min=-59.0)



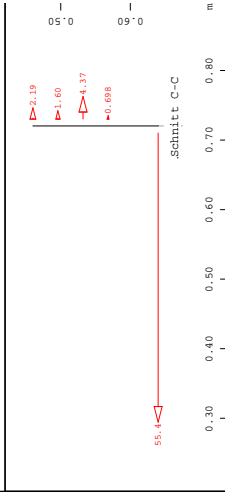
Systemausschnitt Gruppe 200 410 420
 Federkraft, nichtlinearer Lastfall 328 EGZ= 1.00
 sum_PZ=2403.8 kN (Summe = -280.5) (Max=0) (Min=-59.0)



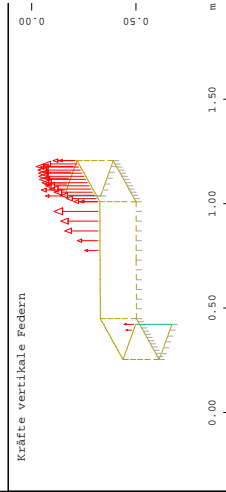
Systemausschnitt Gruppe 200 410 420
 Federkraft, nichtlinearer Lastfall 328 EGZ= 1.00
 sum_PZ=2403.8 kN (Summe = -173.8) (Max=0) (Min=-69.7)



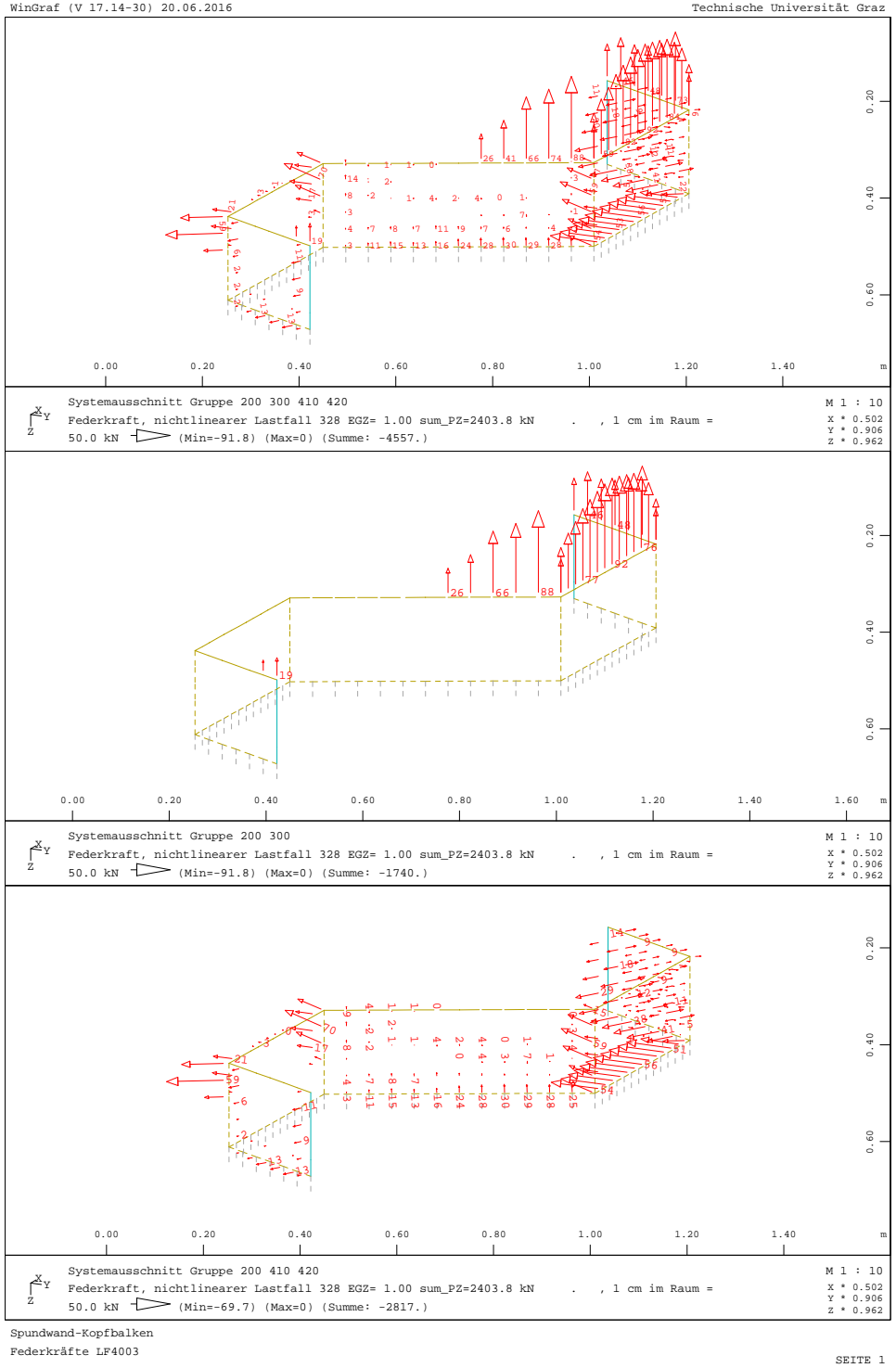
Systemausschnitt Federelemente Gruppe 410 420
 Federkraft, nichtlinearer Lastfall 328 EGZ= 1.00
 sum_PZ=2403.8 kN (Summe = 0) (Max=0) (Min=0)



Systemausschnitt Gruppe 200 410 420
 Federkraft, nichtlinearer Lastfall 328 EGZ= 1.00
 sum_PZ=2403.8 kN (Summe = -64.5) (Max=0) (Min=-55.4)



Systemausschnitt Gruppe 200 300
 Federkraft, nichtlinearer Lastfall 328 EGZ= 1.00 sum_PZ=2403.8
 50.0 kN (Summe = -1748.1) (Max=0) (Min=-91.8)

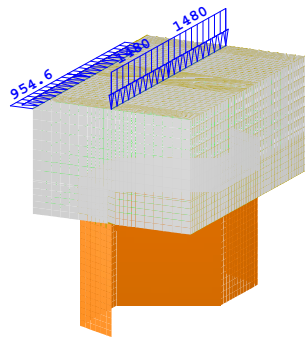


Systemausschnitt Gruppe 200 300 410 420
 Federkraft, nichtlinearer Lastfall 328 EGZ= 1.00 sum_PZ=2403.8 kN
 50.0 kN (Min=-91.8) (Max=0) (Summe = -4557.1)

Systemausschnitt Gruppe 200 300
 Federkraft, nichtlinearer Lastfall 328 EGZ= 1.00 sum_PZ=2403.8 kN
 50.0 kN (Min=-91.8) (Max=0) (Summe = -1740.1)

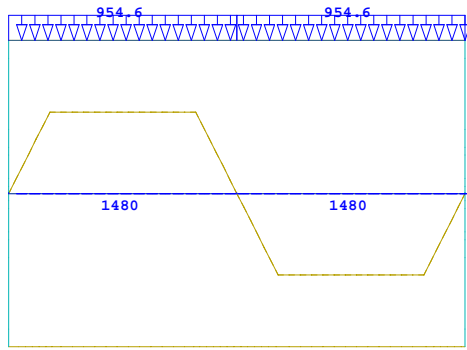
Systemausschnitt Gruppe 200 410 420
 Federkraft, nichtlinearer Lastfall 328 EGZ= 1.00 sum_PZ=2403.8 kN
 50.0 kN (Min=-69.7) (Max=0) (Summe = -2817.1)

Spundwand-Kopfbalken
 Federkräfte LF4003



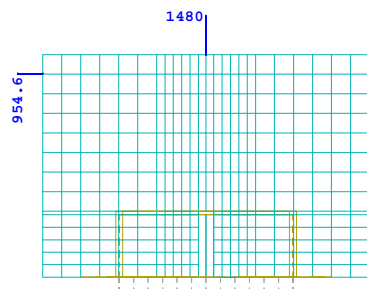
-1.00 0.00 1.00 2.00 3.00 m

Systemausschnitt Federelemente,Fachwerkelemente,Flächenelemente,Volumenelemente M 1 : 28
 Flächenelemente , Materialnummern (Max=3) X * 0.502
 Materialnummern, Volumenelemente (Max=1) Y * 0.906
 Z * 0.962



-0.50 0.00 0.50 1.00 1.50 2.00 m

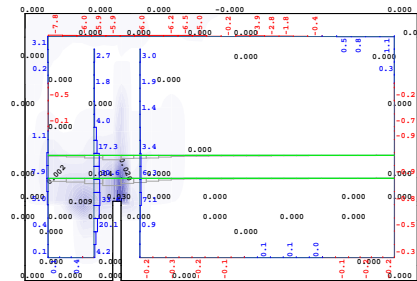
Systemausschnitt Gruppe 100 200 M 1 : 16
 Freie Last, nichtlinearer Lastfall 204 EGZ= 1.00 sum_PZ=2095.9 kN , (1 cm im Raum =
 Unit) Freie Linienlast (Kraft) in global Y (Unit=2000. kN/m,Max=954.6



-0.50 0.00 0.50 1.00 1.50 m

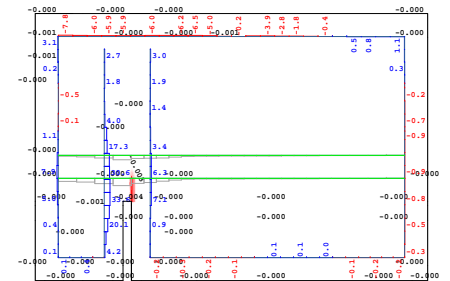
Systemausschnitt Gruppe 100 200 M 1 : 15
 Freie Last, nichtlinearer Lastfall 204 EGZ= 1.00 sum_PZ=2095.9 kN , (1 cm im Raum =
 Unit) Freie Linienlast (Kraft) in global Y (Unit=2000. kN/m,Max=954.6

Hauptzugdehnungen



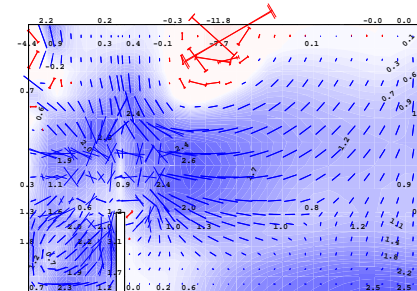
Systemausschnitt Gruppe 20 100
 Zustandsvariable 8 im Knoten <->, nichtlinearer Lastfall 204
 EGZ= 1.00 sum_PZ=2095.9 kN , Materialgesetz
 Benutzerdefiniert USD 2 , von 1.3600e-04 bis 0.0296

Hauptdruckdehnungen



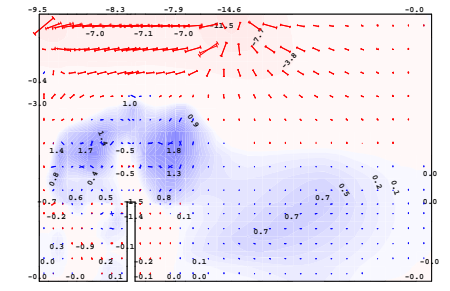
Systemausschnitt Gruppe 20 100
 Zustandsvariable 9 im Knoten <->, nichtlinearer Lastfall 204
 EGZ= 1.00 sum_PZ=2095.9 kN , Materialgesetz
 Benutzerdefiniert USD 2 , von -0.0043 bis -7.6192e-06

Hauptspannungen I



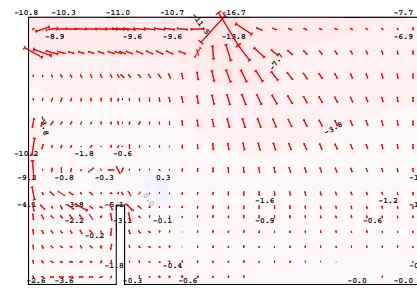
Systemausschnitt Gruppe 100:Stb-Kopfbalken
 3D Hauptspannung I aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 204 EGZ= 1.00 sum_PZ=2095.9 kN , von -11.8

Hauptspannungen II



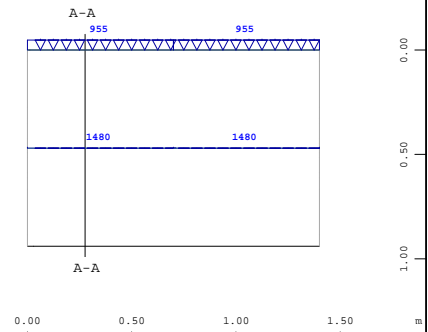
Systemausschnitt Gruppe 100:Stb-Kopfbalken
 3D Hauptspannung II aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 204 EGZ= 1.00 sum_PZ=2095.9 kN , von -14.6

Hauptspannungen III

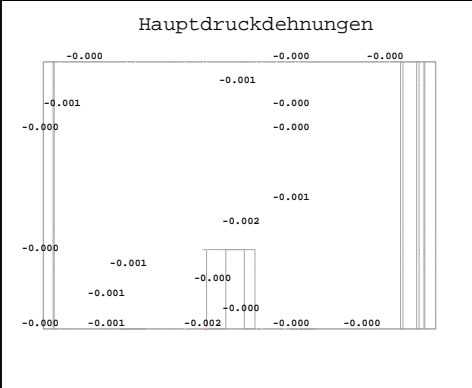
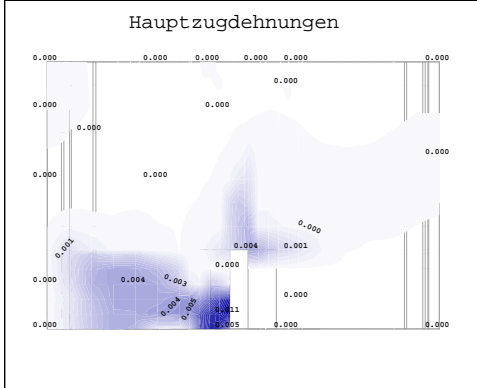


Systemausschnitt Gruppe 100:Stb-Kopfbalken
 3D Hauptspannung III aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 204 EGZ= 1.00 sum_PZ=2095.9 kN , von -16.7

Laststellung Draufsicht

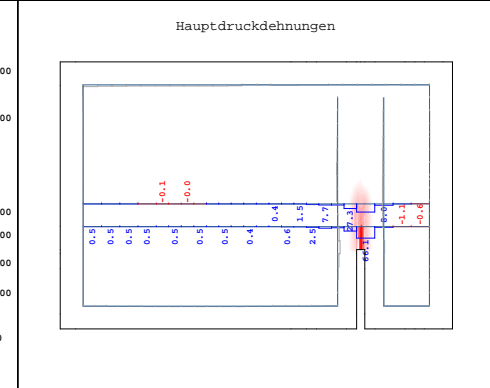
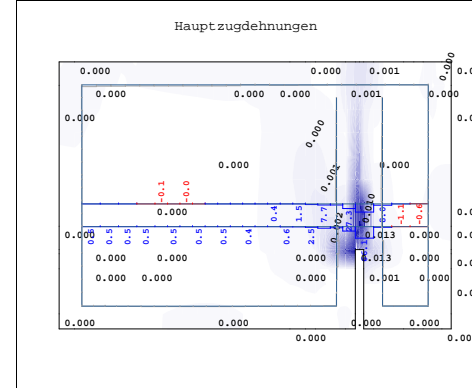


Systemausschnitt Gruppe 10 20 100
 Kontur
 Freie Last, nichtlinearer Lastfall 204 EGZ= 1.00
 sum_PZ=2095.9 kN , (1 cm im Raum = Unit) Freie



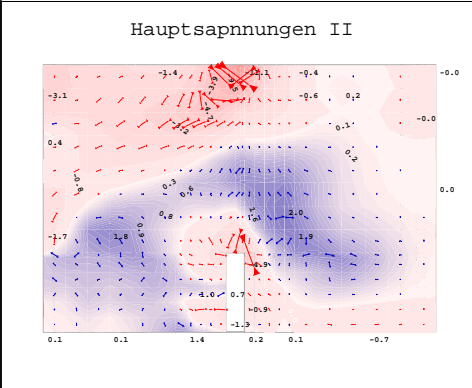
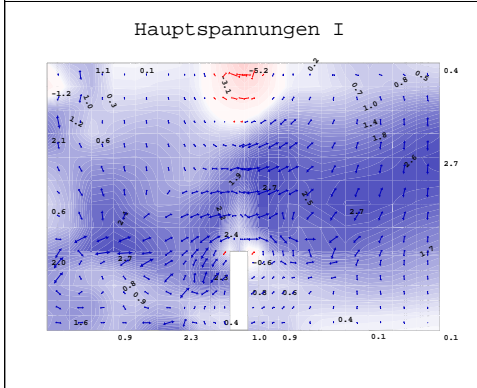
Systemausschnitt Gruppe 100:Stb-Kopfbalken
 Zustandsvariable 8 im Knoten ↔, nichtlinearer Lastfall 204
 EGZ= 1.00 sum_PZ=2095.9 kN .. Materialgesetz

Systemausschnitt Gruppe 100:Stb-Kopfbalken
 Zustandsvariable 9 im Knoten ↔, nichtlinearer Lastfall 204
 EGZ= 1.00 sum_PZ=2095.9 kN .. Materialgesetz



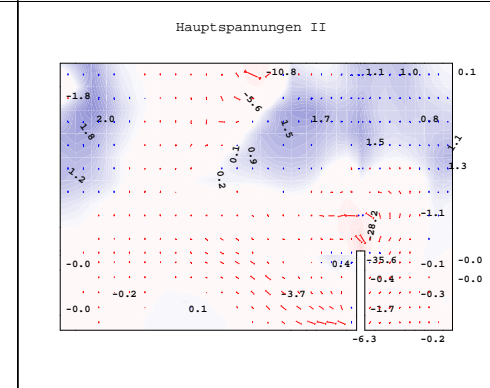
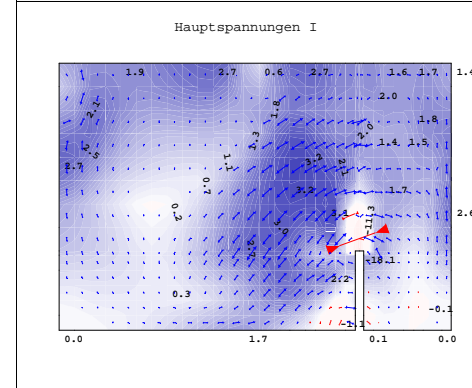
Systemausschnitt Gruppe 20 100
 Zustandsvariable 8 im Knoten ↔, nichtlinearer Lastfall 204
 EGZ= 1.00 sum_PZ=2095.9 kN .. Materialgesetz
 Benutzerdefiniert USD 2 .. von 1.3600e-04 bis 0.0134

Systemausschnitt Gruppe 20 100
 Zustandsvariable 9 im Knoten ↔, nichtlinearer Lastfall 204
 EGZ= 1.00 sum_PZ=2095.9 kN .. Materialgesetz
 Benutzerdefiniert USD 2 .. von -0.0152 bis -0.0023 Stufen



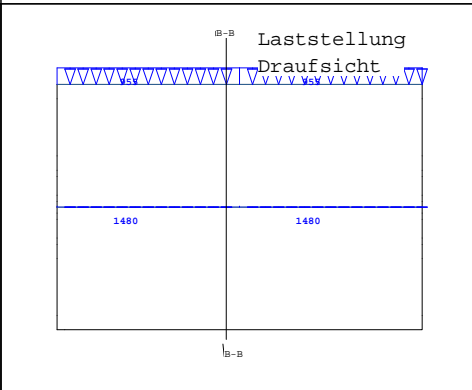
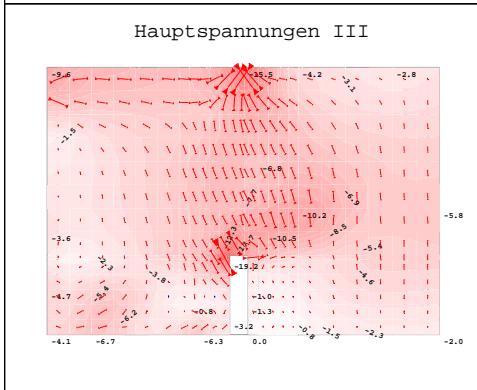
Systemausschnitt Gruppe 10 11 20 100
 3D Hauptspannung I aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 204 EGZ= 1.00 sum_PZ=2095.9 kN .. von -5.24
 bis 2.72 Stufen

Systemausschnitt Gruppe 10 11 20 100
 3D Hauptspannung II aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 204 EGZ= 1.00 sum_PZ=2095.9 kN .. von -11.1
 bis 1.96 Stufen



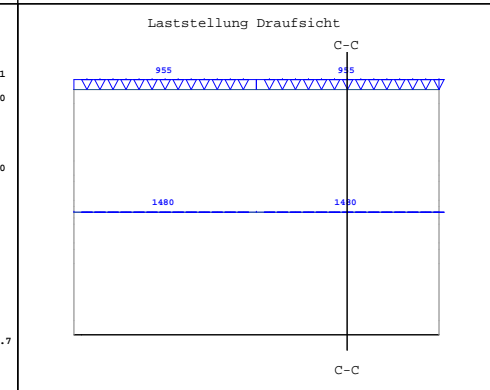
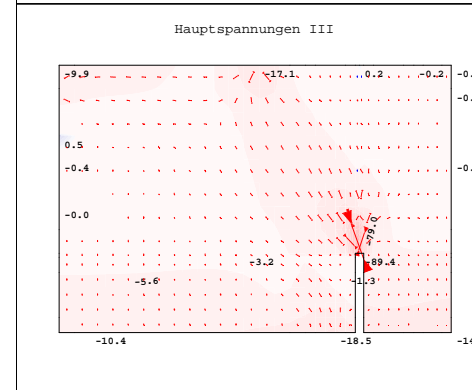
Systemausschnitt Gruppe 20 100
 3D Hauptspannung I aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 204 EGZ= 1.00 sum_PZ=2095.9 kN .. von -18.1
 bis 3.22 Stufen

Systemausschnitt Gruppe 20 100
 3D Hauptspannung II aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 204 EGZ= 1.00 sum_PZ=2095.9 kN .. von -35.6
 bis 1.99 Stufen



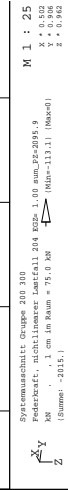
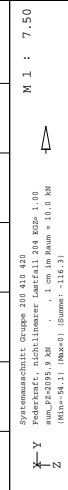
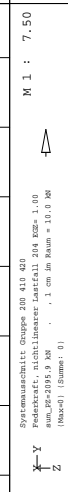
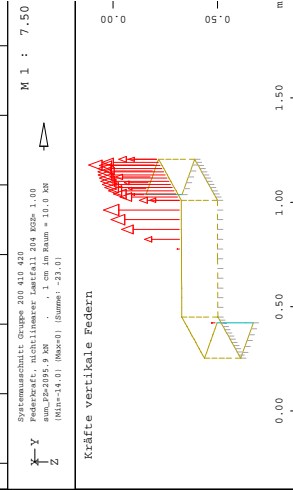
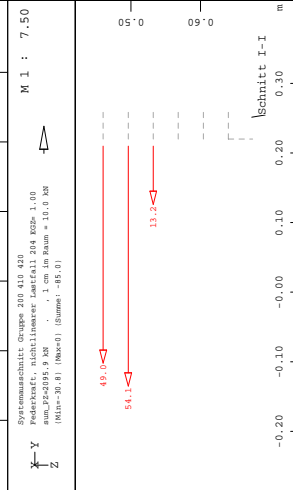
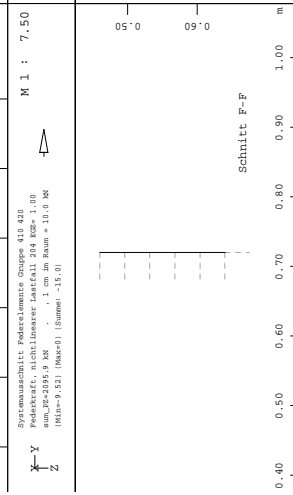
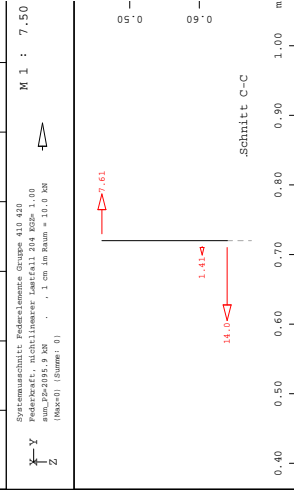
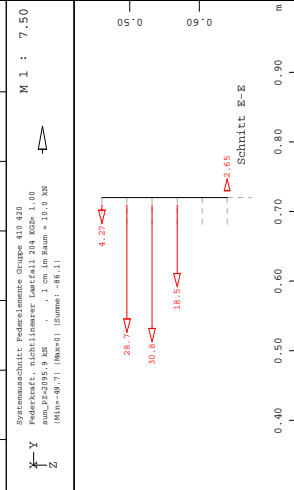
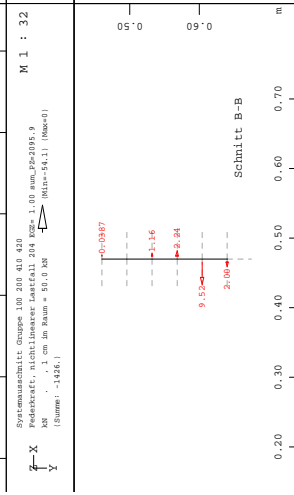
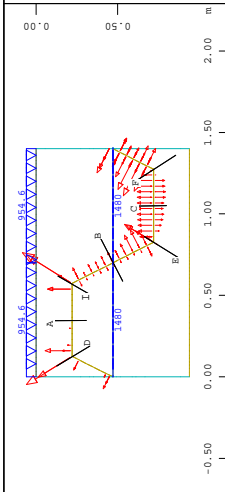
Systemausschnitt Gruppe 10 11 20 100
 3D Hauptspannung III aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 204 EGZ= 1.00 sum_PZ=2095.9 kN .. von -19.2
 bis 0.0167 Stufen

Systemausschnitt Gruppe 10 11 20 100
 Freie Linienlast (Kraft), nichtlinearer Lastfall 204 EGZ= 1.00 sum_PZ=2095.9 kN .. (1 cm im Raum = Unit) in global Y (Unit=3000. kN/m;Max=954.6 →), in global Z

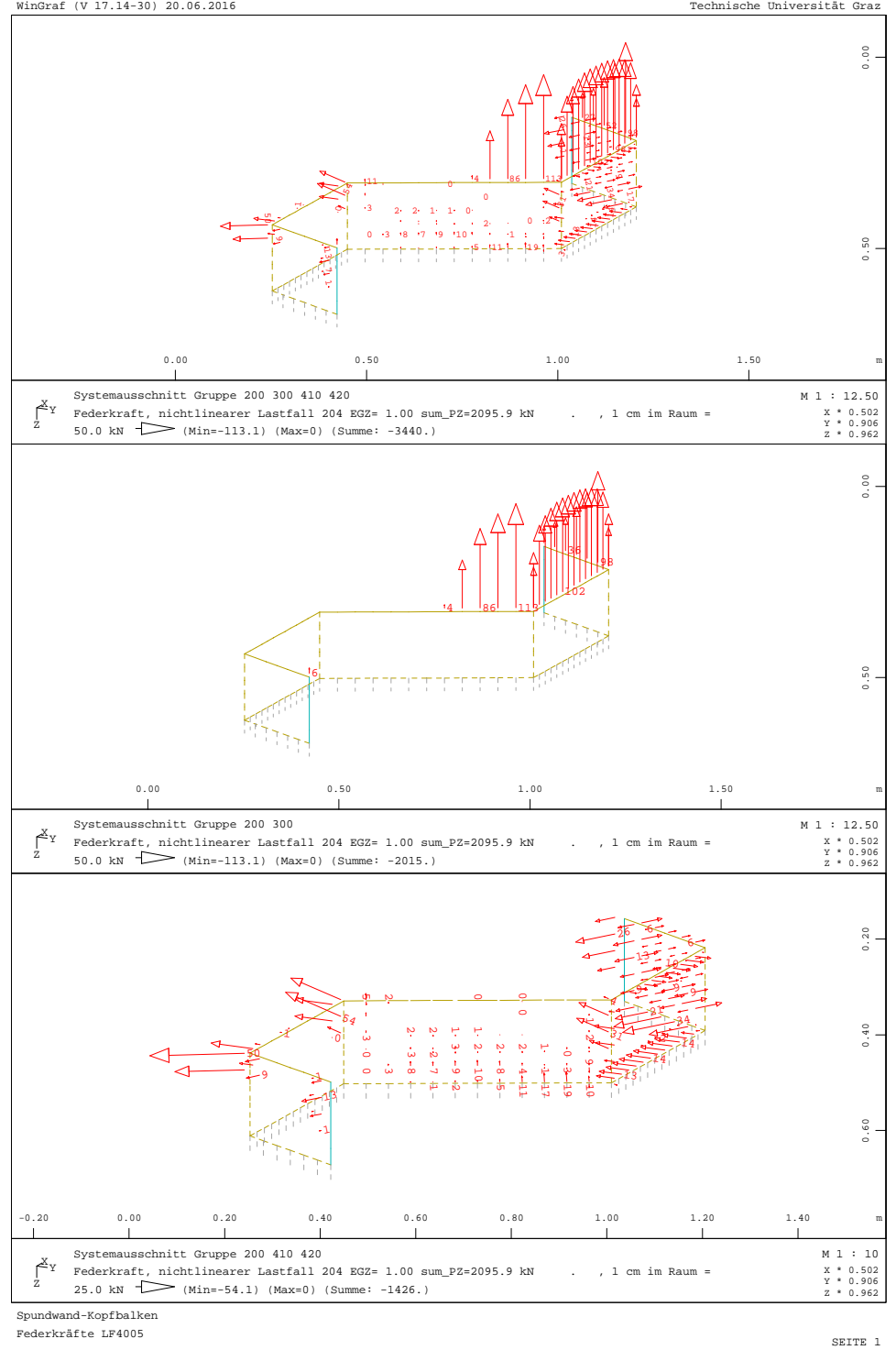


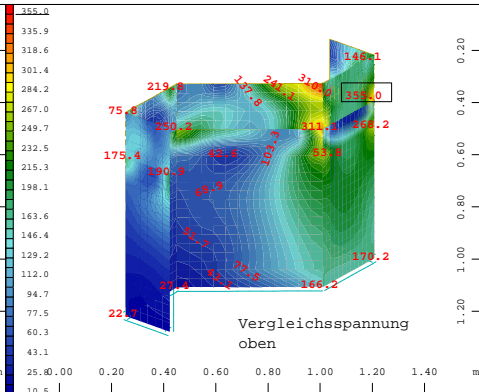
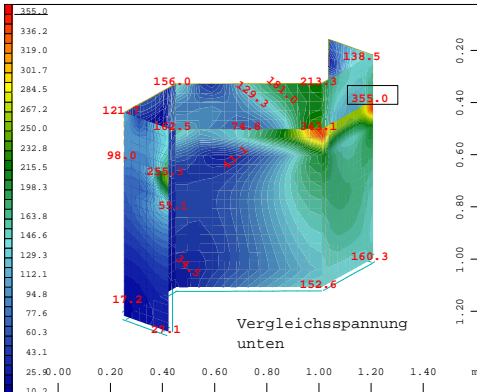
Systemausschnitt Gruppe 20 100
 3D Hauptspannung III aus der Elementmitte, nichtlinearer
 Lastfall 204 EGZ= 1.00 sum_PZ=2095.9 kN .. von -89.4
 bis 0.500 Stufen

Systemausschnitt Gruppe 100:Stb-Kopfbalken
 Kontur
 Linienlast, nichtlinearer Lastfall 204 EGZ= 1.00



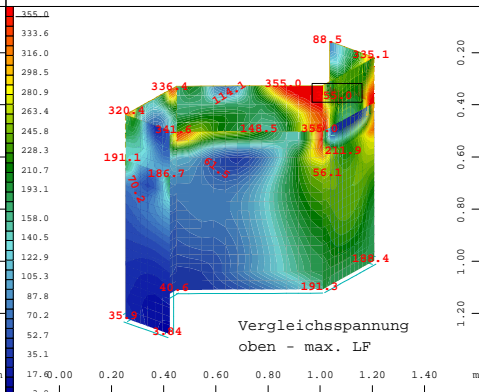
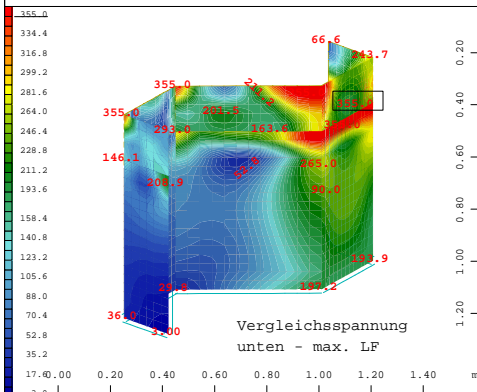
Spundwand-Kopfbalken
 Federkräfte LF4005





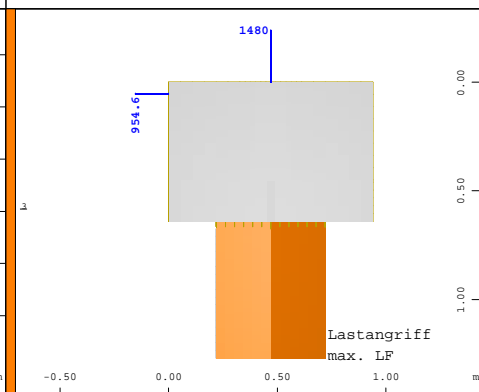
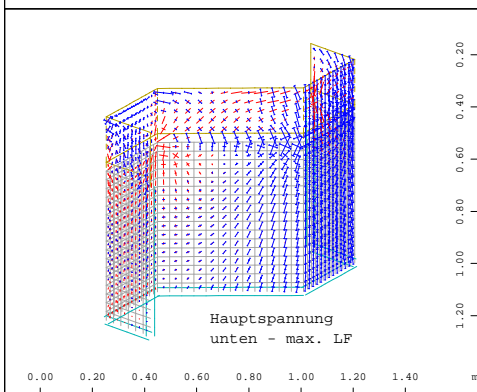
Systemausschnitt Flächenelemente
Nichtlineare Vergleichsspannung unten aus der Elementmitte, nichtlinearer Lastfall 166 KQZ= 1.00 sum_P2=2095.9 kN, von 10.2 bis 355.0 Stufen 8.62 MPa
M 1 : 20
X * 0.502
Y * 0.908
Z * 0.962

Systemausschnitt Flächenelemente
Nichtlineare Vergleichsspannung oben aus der Elementmitte, nichtlinearer Lastfall 184 KQZ= 1.00 sum_P2=2095.9 kN, von 10.5 bis 355.0 Stufen 8.61 MPa
M 1 : 20
X * 0.502
Y * 0.908
Z * 0.962



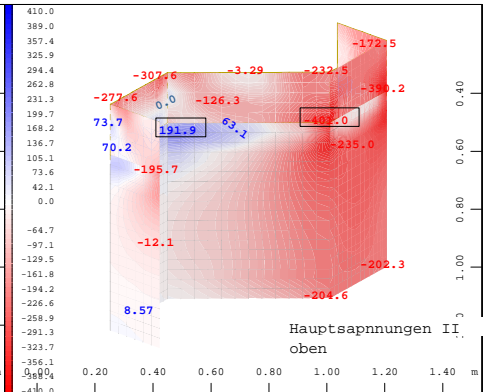
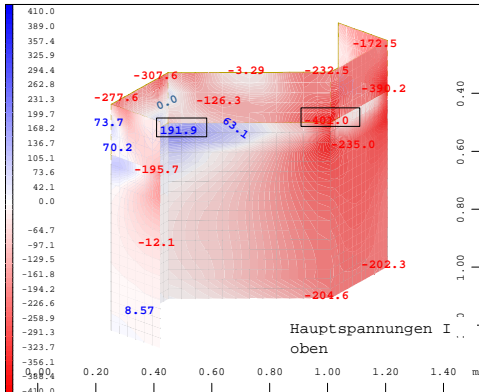
Systemausschnitt Flächenelemente
Nichtlineare Vergleichsspannung unten aus der Elementmitte, nichtlinearer Lastfall 204 KQZ= 1.00 sum_P2=2095.9 kN, von 3.00 bis 355.0 Stufen 8.80 MPa
M 1 : 20
X * 0.502
Y * 0.908
Z * 0.962

Systemausschnitt Flächenelemente
Nichtlineare Vergleichsspannung oben aus der Elementmitte, nichtlinearer Lastfall 204 KQZ= 1.00 sum_P2=2095.9 kN, von 3.84 bis 355.0 Stufen 8.78 MPa
M 1 : 20
X * 0.502
Y * 0.908
Z * 0.962



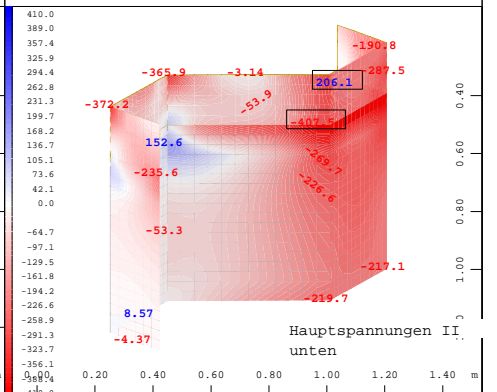
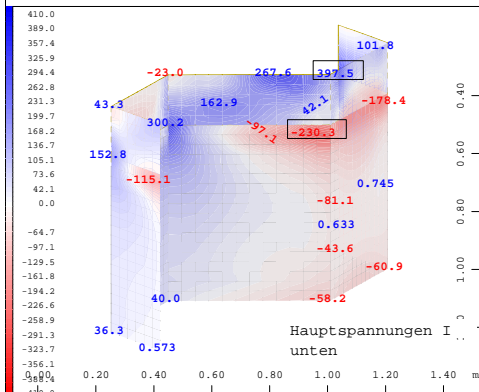
Systemausschnitt Flächenelemente
Nichtlineare Hauptspannung unten in Element, nichtlinearer Lastfall 204 KQZ= 1.00 sum_P2=2095.9 kN, 1 cm in Raum = 1000.0 MPa (Min=-409.8) (Max=409.7)
M 1 : 20
X * 0.502
Y * 0.908
Z * 0.962

Systemausschnitt Flächenelemente, Volumenelemente
Flächenelemente, Materialnummern (Max=3)
Materialnummern, Volumenelemente (Max=1)
Linienlast (Kraft), nichtlinearer Lastfall 204 KQZ= 1.00 sum_P2=2095.9 kN, (1 cm in Raum = Unit) in global
M 1 : 24
X * 0.502
Y * 0.908
Z * 0.962



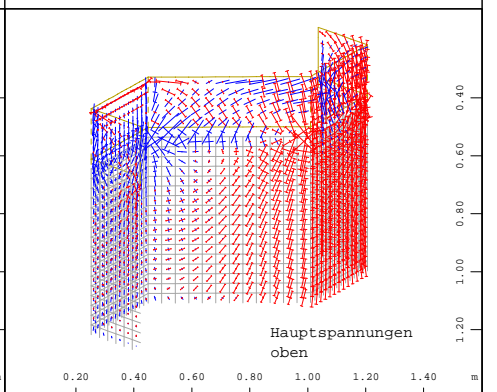
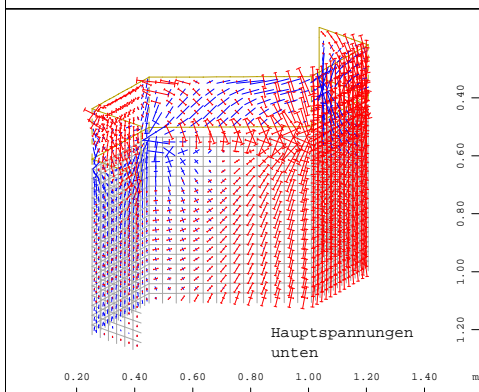
Systemausschnitt Flächenelemente
Nichtlineare Hauptspannung II oben aus der Elementmitte, nichtlinearer Lastfall 204 KQZ= 1.00 sum_P2=2095.9 kN, von -401.0 bis 191.9 Stufen
M 1 : 18
X * 0.502
Y * 0.908
Z * 0.962

Systemausschnitt Flächenelemente
Nichtlineare Hauptspannung II oben aus der Elementmitte, nichtlinearer Lastfall 204 KQZ= 1.00 sum_P2=2095.9 kN, von -401.0 bis 191.9 Stufen
M 1 : 18
X * 0.502
Y * 0.908
Z * 0.962



Systemausschnitt Flächenelemente
Nichtlineare Hauptspannung I unten aus der Elementmitte, nichtlinearer Lastfall 204 KQZ= 1.00 sum_P2=2095.9 kN, von -235.3 bis 397.5 Stufen
M 1 : 18
X * 0.502
Y * 0.908
Z * 0.962

Systemausschnitt Flächenelemente
Nichtlineare Hauptspannung II unten aus der Elementmitte, nichtlinearer Lastfall 204 KQZ= 1.00 sum_P2=2095.9 kN, von -407.8 bis 206.3 Stufen
M 1 : 18
X * 0.502
Y * 0.908
Z * 0.962



Systemausschnitt Flächenelemente
Nichtlineare Hauptspannung unten in Element, nichtlinearer Lastfall 204 KQZ= 1.00 sum_P2=2095.9 kN, 1 cm in Raum = 500.0 MPa (Min=-409.8) (Max=409.7)
M 1 : 18
X * 0.502
Y * 0.908
Z * 0.962

Systemausschnitt Flächenelemente
Nichtlineare Hauptspannung oben in Element, nichtlinearer Lastfall 204 KQZ= 1.00 sum_P2=2095.9 kN, 1 cm in Raum = 500.0 MPa (Min=-401.0) (Max=407.9)
M 1 : 18
X * 0.502
Y * 0.908
Z * 0.962

B. Anhang Vorstatik

B.1. Anhang Lastannahme Berechnung

Die im Kapitel 5 berücksichtigten Lasten werden hier als Beispiel für das System mit den Abmessungen $B_{TW} = 7\text{ m}$, $L_{TW} = 10\text{ m}$, $h_{TW} = 0,90\text{ m}$ und $h_{Li} = 3\text{ m}$ berechnet. Die exakte Ermittlung und Darstellung der einzelnen Einwirkungen sind den digitalen Unterlagen, die am Institut für Betonbau der TU Graz aufliegen, zu entnehmen.

Es werden folgende Trassierungsangaben und Abmessungen getroffen:

Standort:	Linz	-
Seehöhe:	260	m ü.A.
R	1000	m
v_{\max}	120	km/h
$\ddot{u}_{\text{th}(80)}$	76	mm
s	1435	mm
h'	1800	mm
α	1800	°
h_{Schiene}	0,17	m
h_{Schwelle}	0,21	m
l_{Schwelle}	2,60	m
b_{Schwelle}	0,26	m
a_{Schwelle}	0,60	m
d_{Schotter}	0,60	m
d_{Aufbeton}	0,06	m
h_{TW}	0,90	m
b_m	3,00	m
h_T	2,95	m
h_{ws}	3,15	m
h_{SOK}	1,15	m
h_{Verkehr}	4,00	m

Tab. B.1.: Trassierungsangaben und Abmessungen

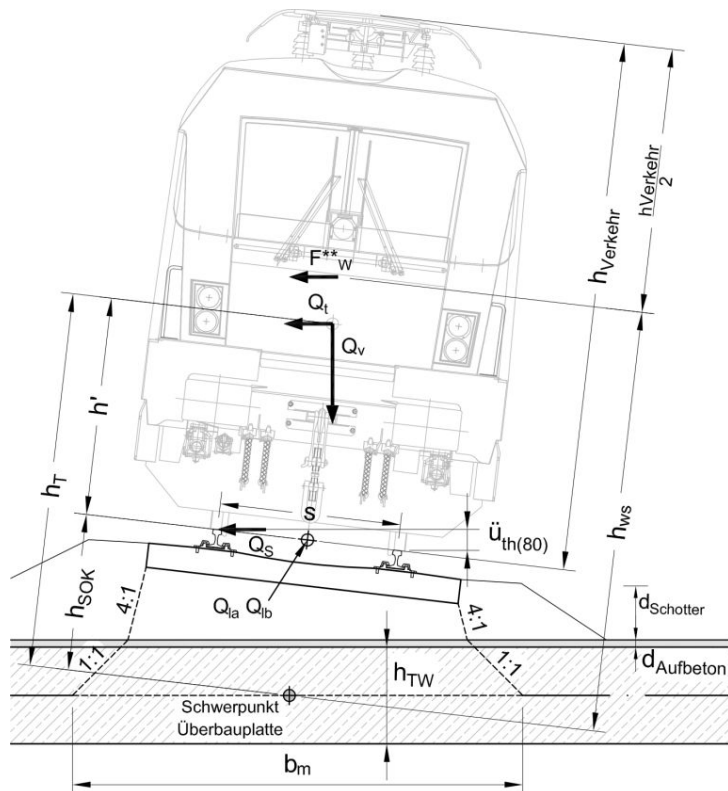


Abb. B.1.: Skizze Abmessungen

B.1.1. Ständige Einwirkungen

B.1.1.1. Eigengewicht

Die Überbauplatte wird entsprechend den Querschnittsabmessungen mit einem spezifischen Gewicht von $\gamma_c = 24 + 1,0 = 25 \text{ kN/m}^3$ angesetzt (\rightarrow ÖNORM EN 1991-1-1: 2011-09, Tabelle A.1). Die Spundwandprofile werden mit $\gamma_s = 78,5 \text{ kN/m}^3$ angenommen (\rightarrow ÖNORM EN 1991-1-1: 2011-09, Tabelle A.4). Das Eigengewicht des Gesamttragwerkes wird von SOFISTIK automatisch berechnet.

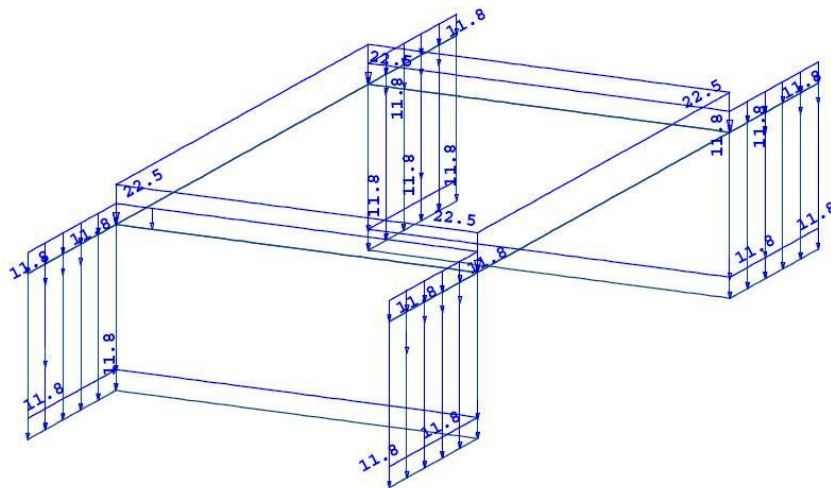


Abb. B.2.: LF 1 Eigengewicht - SOFISTIK

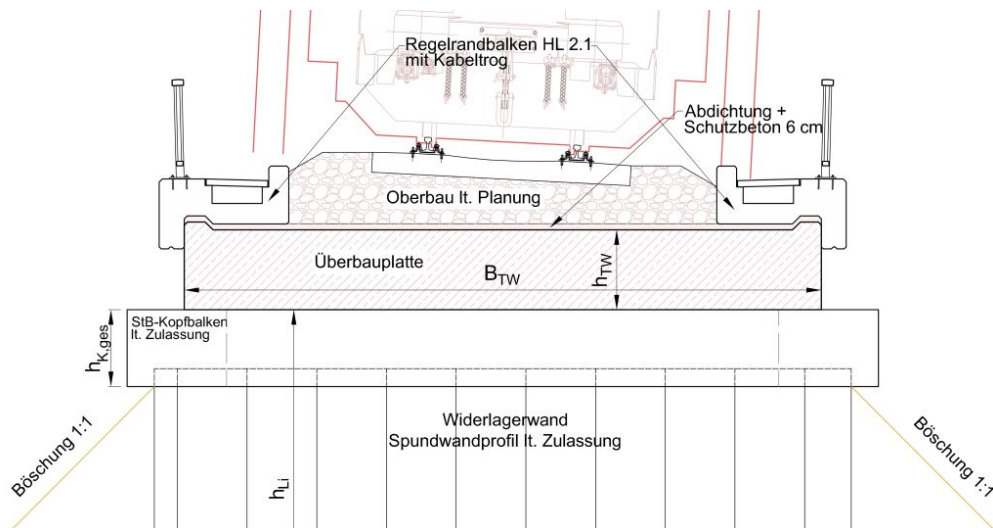


Abb. B.3.: Skizze der Überbauplatte inkl. Aufbauten

B.1.1.2. Ausbaulasten

In die Berechnung fließen folgende Ausbaulasten mit ein:

- Schutzbeton
 Abdichtung und Schutzbeton $d_{\text{Aufbeton}} = 6 \text{ cm}$: $g_{2-1} = 1,5 \text{ kN/m}^2$
- Oberbau
 Schotterbett, Schwellen und Schienen: $g_{2-2} = 17,3 \text{ kN/m}^2$
- Regelrandbalken HL 2.1 mit Kabeltrog IV [13]
Geländer + Gesims:
 Linienlast auf Plattenkante: $g_{2-3} = 5,4 \text{ kN/m}$
 Moment um Plattenkante: $m_{2-3} = 0,7 \text{ kNm/m}$
Restlicher Randbalken:
 Flächenlast am Plattenrand: $g_{2-4} = 13,3 \text{ kN/m}^2$
- Aufbau Stb-Kopfbalken auf Flügelwand
 Geländer: $g_3 = 1,0 \text{ kN/m}$

Der Schutzbeton wird als Flächenlast über die ganze Breite der Überbauplatte angenommen. Der Oberbau wird als Flächenlast über die Breite des Überbaus, die von den Randbalken eingegrenzt wird, angesetzt. Der Randbalken wird aufgeteilt auf folgende Lastanteile: Geländer und Gesims bewirken eine Linienlast auf die Plattenkante und ein Moment um die Plattenkante; der restliche Randbalkenanteil, der direkt auf der Überbauplatte aufliegt, wird als Flächenlast mit der restlichen Breite des Randbalkens am Überbau angesetzt. Die Stb-Kopfbalken auf den Flügelwänden werden mit einem Geländer versehen, das als Linienlast auf die Balken wirkt.

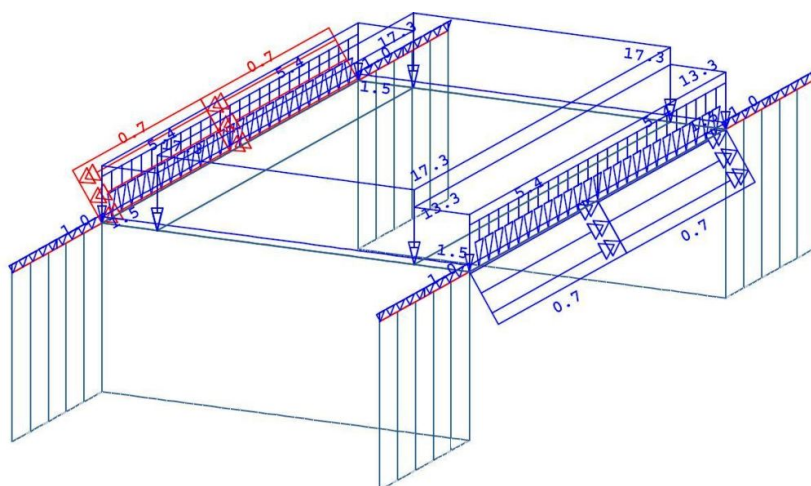


Abb. B.4.: LF 2 Ausbaulasten - SOFISTIK

B.1.1.3. Erddruck aus Hinterfüllung

Die Erddrucklasten werden an den Spundwänden im Hinterfüllbereich der Widerlager und Flügelwände angesetzt.

Allgemeine Annahmen und Erddruckbeiwerte:

Als ständige Einwirkung wird an den Spundwänden der aktive Erddruck berücksichtigt. Als Lastfall „Kleinster horizontalen Erddruck“ wird für das „Rahmenbauwerk“, bei dem die Wechselwirkung von Bauwerk und Baugrund von Bedeutung ist, der halbe aktive Erddruck e_{agh} an den Rahmenwänden berücksichtigt. Aufgrund der Geometrie („weiche“ Stiele) und der zu erwartenden hohen Bewegungen des Bauwerkes infolge Temperatur sowie Brems- und Anfahrkräfte sind die Relativbewegungen von der Brücke zum Bauwerk sehr groß, sodass normalerweise der mobilisierte Erddruck zu untersuchen ist. Da der mobilisierte Erddruck in Wechselwirkung mit der Bewegung des Bauwerkes ist, müsste dieser iterativ berechnet werden. Da dies jedoch einen sehr großen Aufwand darstellt, werden aufgrund der vorstatischen Untersuchung folgende vereinfachte Annahmen getroffen:

Als Lastfall „Größter horizontaler Erddruck“ werden der halbe aktive Erddruck $1/2 \cdot e_{agh}$ infolge Eigengewicht/Ausbaulasten, der Differenzerdruk Δe infolge Eigengewicht/Ausbaulasten und der Erdruchdruck e_{0gh} infolge Verkehr angesetzt. Der Differenzerdruk Δe aus Eigengewicht/Ausbaulasten wird mit dem Erdruchdruck e_{0gh} aus Verkehr als veränderliche Einwirkung aufgebracht und jeweils ungünstig mit den Schnittgrößen aus halbem aktiven Erddruck $1/2 \cdot e_{agh}$ überlagert. Diese Vorgehensweise ist auf der sicheren Seite ohne unwirtschaftlich zu sein.

In Querrichtung wird an den Flügelwänden der halbe aktive Erddruck $1/2 \cdot e_{agh}$ als ständige Einwirkung berücksichtigt. Ein erhöhter aktiver Erddruck e^*_{agh} infolge Eigengewicht/Ausbaulasten wird auf Flügelwände als veränderliche Einwirkung aufgebracht.

Zur Ermittlung der Erddruckbeiwerte (\rightarrow ÖNORM EN 1997-1:2014 und ÖNORM B 4434) werden folgende Annahmen für den Boden hinter den Widerlager- und Flügelwänden getroffen:

Parameter	Wert	Einheit
$\gamma_B =$	21,0	kN/m^3
$\rho =$	30,0	°
$c =$	0,0	kN/m^2
$\alpha =$	0,0	°
$\beta =$	30,0	°
$\delta_a =$	20,0	°
$\delta_p =$	-20,0	°

Tab. B.2.: Bodenkennwerte für Erddruckbeiwerte

- Erdruehdruckbeiwert K_{0gh}

$$K_{0gh} = 0,500$$
- Aktive Erdruehdruckbeiwerte K_{ah}

$$K_{ag,h} = 0,279$$

$$K_{av,h} = 0,279$$

$$K'_{av,h} = 0,414$$

$$K'_{ah,h} = 0,849$$

$$K_{ac,h} = -0,922$$
- Passive Erdruehdruckbeiwerte K_{ph}

$$K_{pg,h} = 5,350$$

$$K_{pv,h} = 5,350$$

$$K_{ac,h} = 6,718$$

Die genaue Ermittlung der Erddruckbeiwerte sind dem Anhang B.1 zu entnehmen.

Mindesterddruck auf Widerlager- und Fluegelwaeude

Der Mindesterdruddruck wird im Modell als staendiger Anteil wie folgt angesetzt:

- Halber aktiver Erddruck e^*_{agh}
 Oben (OK Spundwand): $e^{*o}_{agh} = 2,4 \text{ kN/m}^2$
 Unten (GOK Spundwandfuß): $e^{*u}_{agh} = 11,2 \text{ kN/m}^2$

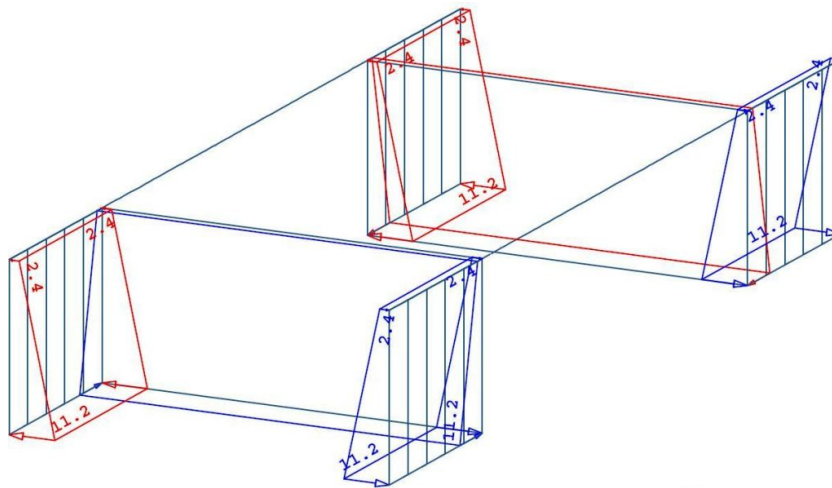


Abb. B.5.: LF 10 halber aktiver Erddruck e^*_{agh} - SOFISTIK

B.1.1.4. Kriechen und Schwinden des Betons

Ortbeton Überbauplatte: Die Ortbetondicke variiert je nach System zwischen $h_{TW} = 0,65\text{ m}$ und $h_{TW} = 0,90\text{ m}$. Die Berechnung der Inkremente erfolgte vom 1.Tag bis zum 36500. Tag. Die ausführliche Ermittlung der Endkriechzahl $\rho(t, t_0)$ und Schwinddehnung $\varepsilon_{cs}(t)$ erfolgt nach \rightarrow ÖNORM EN 1992-1-1: 2011-09 (Anhang B) und ist dem Anhang B.1 zu entnehmen. Die Gesamtschwinddehnung ε_{cs} setzt sich aus dem Trocknungsschwinden ε_{cd} und autogenen Schwinden ε_{ca} zusammen.

$$\Rightarrow \begin{array}{ll} \text{Kriechinkrement:} & D\rho_t = 1,797 \\ \text{Schwindinkrement:} & D\varepsilon_{cs} = 2,34\text{E-}09 \end{array}$$

Die oben dargestellten Kriech- und Schwindbeiwerte stellen die zu erwartenden Mittelwerte dar. Bei Tragwerken, die sich sehr empfindlich auf Kriechen und Schwinden verhalten, sollte eine mögliche Streuung dementsprechend berücksichtigt werden.

B.1.2. Veränderliche Einwirkungen

B.1.2.1. Temperatureinwirkungen

Die ausführliche Berechnung der Temperaturanteile erfolgt nach \rightarrow ÖNORM EN 1991-1-5:2012 bzw. ÖNORM B 1991-1-5:2012 und ist dem Anhang B.1 zu entnehmen. Die Brücke wird Typ 3 - Betonkonstruktion zugeordnet und es werden zwei Temperatureinwirkungen berücksichtigt. Die restlichen Anteile, wie nichtlineare Temperaturverteilung, wird von der Mindestoberflächenbewehrung abgedeckt. [11]

Temperatureinwirkungen:

- a) Konstanter Temperaturanteil ΔT_N
- c) Linear veränderlicher Temperaturanteil in der Höhe (x-z-Ebene) ΔT_{Mz}

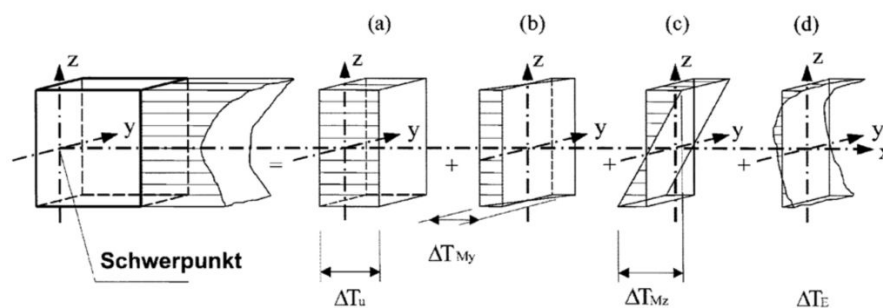


Abb. B.6.: Darstellung der einzelnen Anteile eines Temperaturprofils [2]

- Konstanter Temperaturanteil ΔT_N

max. Verkürzung:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = -34,0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

max. Ausdehnung:

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = 29,4 \text{ } ^\circ\text{C}$$

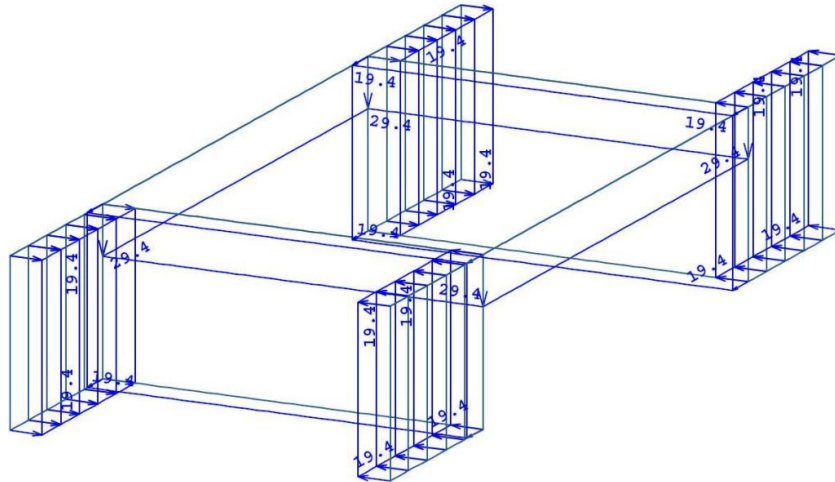


Abb. B.7.: LF 31 konstanter Temperaturanteil $\Delta T_{N,\text{exp}}$ Ausdehnung - SOFISTIK

Diese konstanten Temperaturlastanteile werden als Flächenelementbelastung (Temperaturerhöhung in der Ebene) an der Überbauplatte voll angesetzt. Am restlichen Tragwerk wird eine konstante Temperaturerhöhung bzw. -senkung mit $\pm 10^\circ\text{C}$ angenommen, da eine alleinige Erwärmung bzw. Abkühlung der Überbauplatte unwahrscheinlich ist.

- Linearer Temperaturunterschied (vertikal) ΔT_M

Oberseite wärmer:

$$\Delta T_{M,\text{heat}} = 9,0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Unterseite wärmer:

$$\Delta T_{M,\text{cool}} = -8,0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Der lineare Temperaturunterschied resultiert aus einer Erwärmung oder Abkühlung der Oberseite des Brückenüberbaus. [11]

- Gleichzeitige Betrachtung der Temperaturanteile

Es werden folgende 2 Kombinationen als gleichzeitig betrachtet

$$\Delta T_M + \omega_N \cdot \Delta T_N \quad \text{mit } \omega_N = 0,35$$

$$\Delta T_N + \omega_M \cdot \Delta T_M \quad \text{mit } \omega_M = 0,75$$

Die maßgebende Kombination für die Temperatureinwirkung ergibt sich aus der Auswertung:

$$\max/\min E_d(\Delta T_M; \Delta T_N; \Delta T_M + \omega_N \cdot \Delta T_N; \Delta T_N + \omega_M \cdot \Delta T_M) \quad (\text{B.1})$$

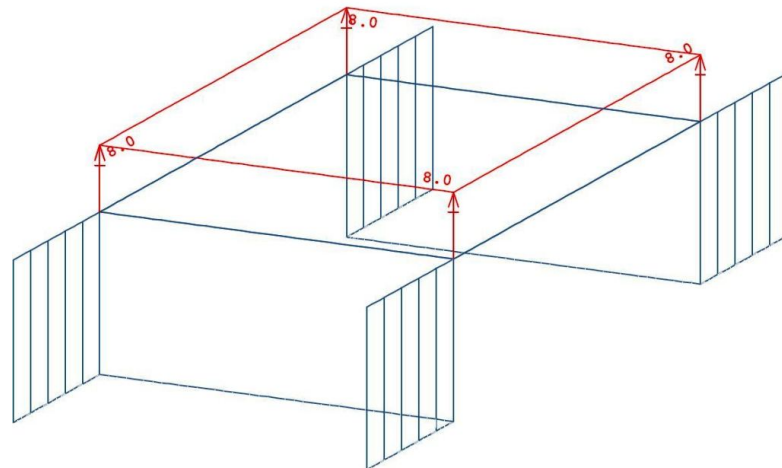
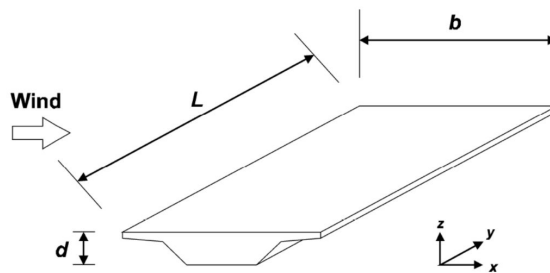


Abb. B.8.: LF 33 linearer Temperaturunterschied $\Delta T_{M,cool}$ Unterseite wärmer - SOFISTIK

B.1.2.2. Windeinwirkungen



Die charakteristischen Werte der Windkraft lassen sich in drei Richtungen unterteilen: [11]

- senkrecht zur Brückenlängsrichtung (x-Richtung)
- senkrecht zur Grundrissfläche (z-Richtung)
- in Brückenlängsrichtung (y-Richtung)

Abb. B.9.: Richtungen der Windeinwirkungen bei Brückenüberbauten [1]

Hier werden nur gleichzeitig ungünstig wirkende Kräfte in x- und z-Richtung (laut Abb.: B.9) berücksichtigt. Das Bauwerk wird in Linz erstellt und der Geländekategorie II zugeordnet. Das Überführungsbauwerk gilt nicht als schwingungsanfällig und es wird das vereinfachte Nachweisverfahren gemäß \rightarrow ÖNORM EN 1991-1-4:2011 bzw. ÖNORM B 1991-1-4:2013 angewandt. Das Gelände wird aufgrund seiner hohen Durchlässigkeit nicht in Ansatz gebracht. Die maximale Höhe des Überbaus über der GOK wird über die ganze Länge des Bauwerks angenommen. Zudem wird zwischen 2 Fällen der Einwirkung auf den Überbau unterschieden: einmal ohne Verkehrsband (unbelastete Brücke) und einmal mit Verkehrsband (belastete Brücke). Hierbei sind vor allem die Kombinationsregeln und -beiwerte (\rightarrow ÖNORM EN 1990/A1:2013 Tabelle A.2.3) für Wind mit Verkehrsband zu berücksichtigen. Die gesamte Berechnung der Windeinwirkung ist dem Anhang B.1 zu entnehmen. Je nach Hebelarm h_{ws} ergibt sich aus der Windkraft f_{wk} ein Moment $m_{wk} = F_{wk} \cdot h_{ws}$ um den Schwerpunkt der Überbauplatte. Die Windkraft wird erstens als horizontale Flächenlast w_k (charakteristischer Wert der Windkraft) über die Breite

b_m in x-Richtung angebracht und zweitens erzeugt das Moment m_{wk} infolge Windlast über die Lastverteilungsbreite b_m eine vertikale Spannung $\sigma_{wk,max} = \frac{m_{wk} \cdot 6}{b_m^2}$ in z-Richtung.

- Unbelastete Brücke (ohne Verkehrsband)

horizontal:	$w_k = 1,1 \text{ kN/m}^2$
vertikal Flächenspannung:	$\sigma_{wk} = \pm 1,3 \text{ kN/m}^2$

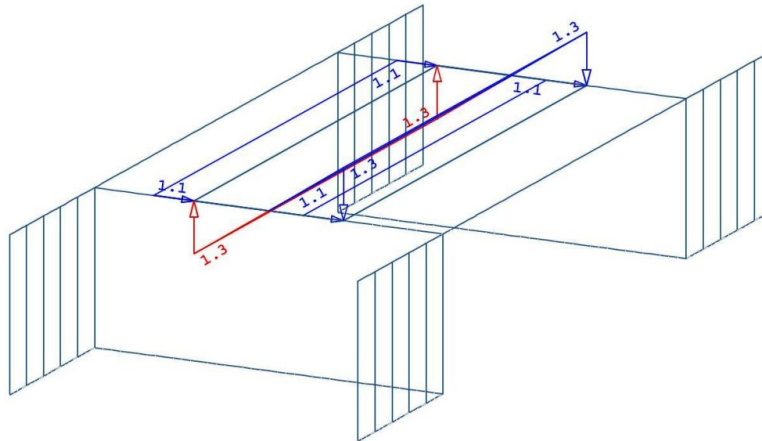


Abb. B.10.: LF 40 Wind von links bei unbelasteter Brücke - SOFISTIK

- Belastete Brücke (mit Verkehrsband)

horizontal:	$w_k = 2,1 \text{ kN/m}^2$
vertikal Flächenspannung:	$\sigma_{wk} = \pm 24,7 \text{ kN/m}^2$

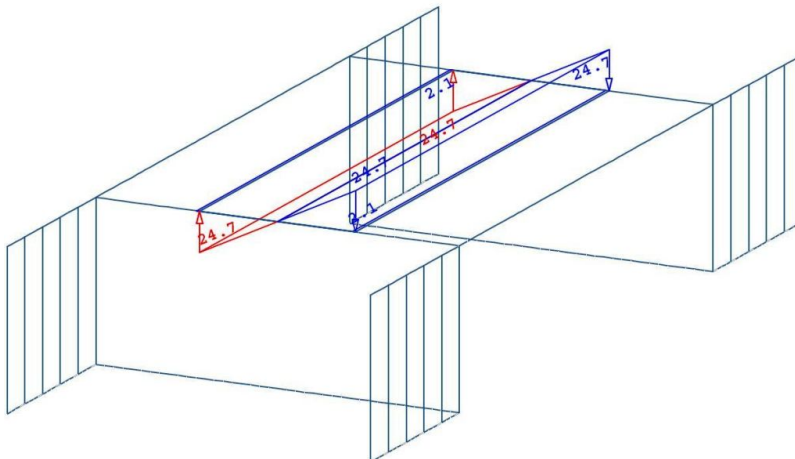


Abb. B.11.: LF 42 Wind von links bei belasteter Brücke - SOFISTIK

B.1.2.3. Veränderliche Anteile des Erddrucks

Differenzerddruck aus Eigengewicht/Ausbaulasten

Gemäß Abschnitt B.1.1.3 wird der Differenzerddruck Δe aus Eigengewicht/Ausbaulasten als veränderliche Einwirkung auf die Widerlagerwände aufgebracht. Dieser ergibt sich aus der Differenz zwischen dem Erdruchdruck e_{0gh} und dem Mindesterdruk „Halber aktiver Erdrdruck“ e^*_{agh} . Dieser Differenzerddruk wird jeweils ungünstig mit den Schnittgrößen aus dem Mindesterdruk (Abs. B.5) überlagert.

- Erdruchdruck zufolge Eigengewicht/Ausbaulasten e_{0gh}

Oben - OK Spundwandkopf:	$e^o_{0gh} = 8,6 \text{ kN/m}^2$
Unten - Spundwandfuß:	$e^u_{0gh} = 40,1 \text{ kN/m}^2$
- Differenzerddruk zufolge Eigengewicht/Ausbaulasten Δe_g

Oben - OK Spundwandkopf:	$\Delta e^o_g = 6,2 \text{ kN/m}^2$
Unten - Spundwandfuß:	$\Delta e^u_g = 28,9 \text{ kN/m}^2$

An den Flügelwänden wird ein erhöhter aktiver Erdrdruck ($e^* = 0,25 \cdot e_{0gh} + 0,75 \cdot e^*_{agh}$) angesetzt.

- Erhöhter aktiver Erdruchdruck e^*

Oben - OK Spundwandkopf:	$e^{*o} = 5,8 \text{ kN/m}^2$
Unten - Spundwandfuß:	$e^{*u} = 26,8 \text{ kN/m}^2$

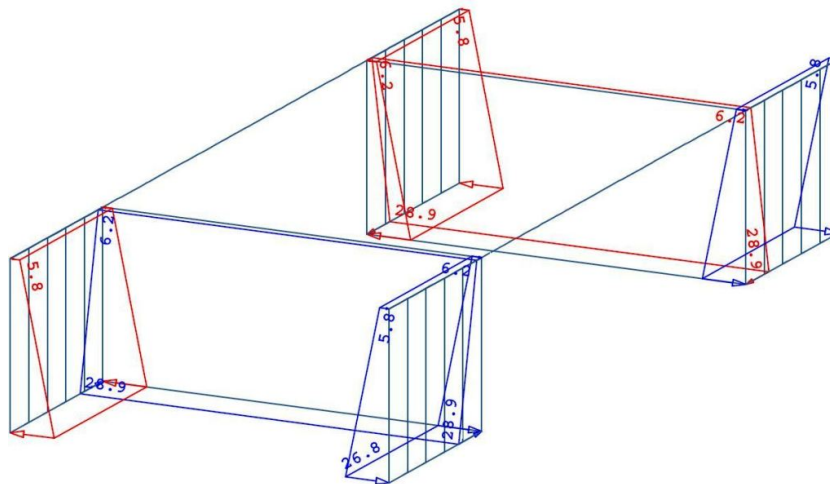
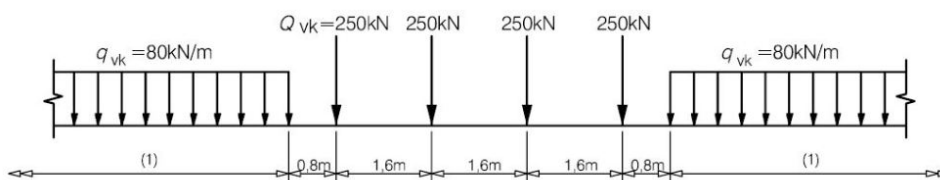


Abb. B.12.: LF 90 Differenzerddruk Δe_g und erhöhter aktiver Erdrdruck e^{*o} infolge Eigengewicht/Ausbaulasten - Systemausschnitt SOFISTIK

B.1.2.4. Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr

Die Einwirkungen aus dem Eisenbahnverkehr wurden gemäß → ÖNORM EN 1991-2:2012 bzw. ÖNORM B 1991-2:2011 angenommen und die genaue Berechnung ist dem Anhang B.1 zu entnehmen. Die Einwirkung aus Eisenbahnlasten werden vereinfacht nur mit dem Lastmodell LM71 berücksichtigt. Dabei handelt es sich nicht um tatsächliche Lasten, sondern um Regellasten, die mit Berücksichtigung der Schwingbeiwerte die Einwirkungen des Zugverkehrs wiedergeben. Die Lastmodelle SW/0 und SW/2 sowie unbeladener Zug werden aufgrund der vorstatischen Untersuchung nicht in der Berechnung und im Modell berücksichtigt.

Lastmodell 71: Das Lastmodell 71 (UIC71) gilt für den Eisenbahnbetrieb infolge des Normalverkehrs auf Hauptstrecken. Abbildung B.13 stellt den statischen Anteil der charakteristischen Werte der Vertikallasten für ein Gleis dar. [14] Diese charakteristischen Werte werden gemäß → ÖNORM B 1991-2:2011 Abschnitt 9.2.8 mit dem Beiwert $\alpha_{LM71} = 1,21$ multipliziert.



Legende

1 keine Begrenzung

Abb. B.13.: Lastmodell 71, charakteristische Werte der Vertikallasten für ein Gleis [3]

Lastverteilung durch Schwellen und Schotter in Querrichtung: Die Lastverteilung in Querrichtung erfolgt gemäß → ÖNORM EN 1991-2:2012 Abschnitt 6.3.6.3 für Brücken mit Schotterbett und Gleisüberhöhung. Dabei werden die Lasten im Schotterbett mit einer Lastverteilung von 4:1 und im Bereich der Überbauplatte mit einer Lastverteilung von 1:1 angenommen. Daraus ergibt sich wie in Abbildung B.1 ersichtlich eine Lastverteilungsbreite von $b_m = 3,00$ m.

Lastverteilung durch Schwellen und Schotter in Längsrichtung: Die Lastverteilung in Längsrichtung erfolgt gemäß → ÖNORM B 1991-2:2011 Abschnitt 9.2.6. Dabei ist eine gleichmäßige Verteilung der Achslasten $Q_{v,k}$ nur für die Berechnung von Haupttragwerken über 10 m Einflusslänge gleichen Vorzeichens zulässig. Die Lastverteilung durch die Schiene und durch Schwellen und Schotter sind den folgenden Bildern zu entnehmen:

Da die Lastverteilungsbreite b durch Schwellen und Schotter in Längsrichtung fast gleich wie der Schwellenabstand ist ($b = b_{\text{Schwelle}} + 2 \cdot \frac{d_{\text{Schotter}}}{4} = 0,56$ m und $a_{\text{Schwelle}} = 0,60$ m), werden diese Einzellasten $Q_{v,k}$ im Modell als gleichmäßig verteilte Streckenlast $q_{v,k}$ angenommen, d.h. es erfolgt keine einzelne Lastverteilung der Achslast pro Schwelle über das Schotterbett in Längsrichtung.

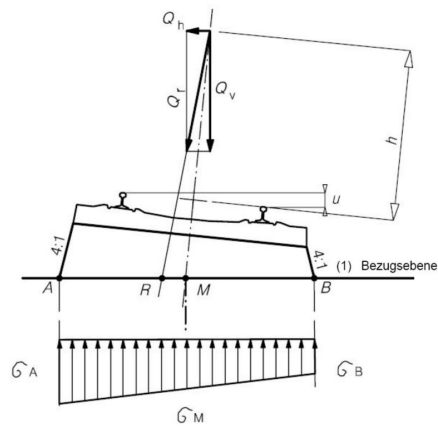


Abb. B.14.: Querverteilung der Lasten durch Schwellen und Schotter bei Gleisen mit Überhöhung (Wirkung der Exzentrizität der Vertikallasten nicht dargestellt) [3]

Legende

- 1 Last auf Schwelle
- 2 Bezugsebene

Q_{vi} ist die Einzellast auf jeder Schiene nach Lastmodell 71 oder die Radlast eines Betriebszugs nach 6.3.5, eines Ermüdungsmodellzugs oder des HSLM (außer HSLM-B)
 a ist der Abstand der Schienenstützpunkte

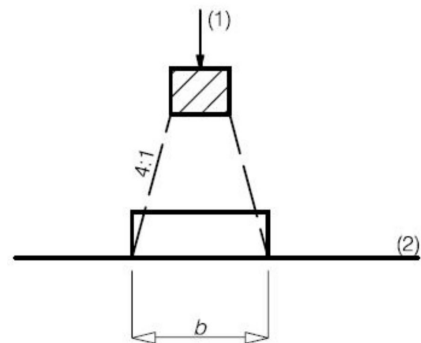
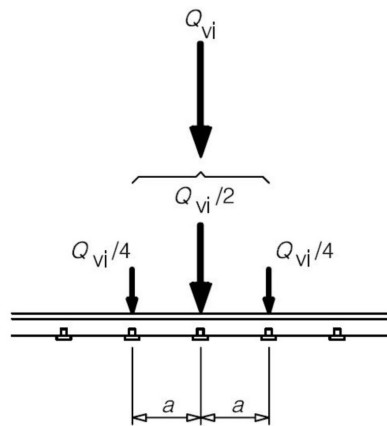
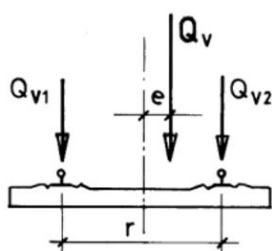


Abb. B.15.: Längsverteilung einer Einzel- oder Radlast durch die Schiene [3]

Abb. B.16.: Längsverteilung der Lasten durch Schwellen und Schotter [3]

Die seitliche Exzentrizität e_i der Vertikallasten wird gemäß → ÖNORM EN 1991-2:2012 Abschnitt 6.3.5 berücksichtigt. Durch diese Exzentrizität entsteht infolge der vertikalen Streckenlast $q_{k,i} = \frac{q_{v,k}}{b_m}$ ein Moment $m_{k,i} = q_{k,i} \cdot e_i$ um die Schwerachse der Überbauplatte. Die Exzentrizitäten werden in der Weise berücksichtigt, dass jeweils die größten positiven/negativen Momente entstehen. Das Moment $m_{k,i}$ erzeugt über der Lastverteilungsbreite b_m eine vertikale Spannung $\sigma_{k,i} = \frac{m_{k,i} \cdot 6}{b_m^2}$ in z-Richtung.



$Q_{v1}; Q_{v2}$, Radlast
 Q_v Achslast
 $\frac{Q_{v2}}{Q_{v1}} \leq 1,25$
 $e \leq \frac{r}{18}$

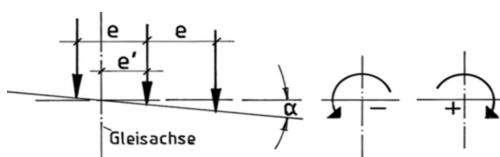


Abb. B.17.: Exzentrizität der Vertikallasten [14]

Abb. B.18.: Vorzeichendefinition für e [14]

$e' = 0,095 \text{ m}$
 $e = 0,080 \text{ m}$

$e_{\max} = +0,175 \text{ m}$
 $e_{\min} = +0,015 \text{ m}$

Tab. B.3.: Exzentrizitäten für LM71

Tab. B.4.: max. und min. Exzentrizitäten für LM71

Annahme: Die Lasten aus LM71 werden im Modell mit einer verteilten Last von $q_{k,1}$ (als Grundlast) und einer verteilten Last im Bereich von 6,4 m von $q_{k,2}$ (als Überlast) modelliert.

Grundlast des LM71

In SOFISTIK wird die Grundachslast $q_{vk} = 96,8 \text{ kN/m}$ über die Lastverteilungsbreite $b_m = 3,00 \text{ m}$ als konstante Flächenlast $q_{k,1} = \frac{q_{vk}}{b_m}$ über die gesamte Länge des Überbaus L_{TW} angesetzt. Die vertikalen Flächenpressungen $\sigma_{k,1,\max}$ und $\sigma_{k,1,\min}$ zufolge der max. und min. Exzentrizität werden im nachfolgenden Abschnitt B.1.2.6 *Einwirkungen aus Seitenstoß* in Richtung der Seitenstoßlast überlagert, sodass die Überbauplatte maßgebend belastet wird.

- Verteilte Grundlast im Streckenlastbereich: $q_{k,1}$

Grundlast:

$q_{k,1} = 32,3 \text{ kN/m}^2$

Flächenpressung aus e_{\max} :

$\sigma_{k,1,\max} = \pm 11,3 \text{ kN/m}^2$

Flächenpressung aus e_{\min} :

$\sigma_{k,1,\min} = \pm 1,0 \text{ kN/m}^2$

Überlast des LM71

Wie oben beschrieben erfolgt die Berücksichtigung der Schieneneinzellast $Q_{vk} = 303 \text{ kN}$ als verteilte Last $Q_2 = \frac{4 \cdot Q_{vk}}{6,4 - q_{vk}}$ im Bereich von 6,4 m. Dementsprechend wird hier über die Lastverteilungsbreite $b_m = 3,00 \text{ m}$ eine konstante Flächenlast $q_{k,2} = \frac{Q_2}{b_m}$ als sogenannte Überlast über die Länge von 6,4 m angesetzt. Diese Last wird feldweise aufgestellt.

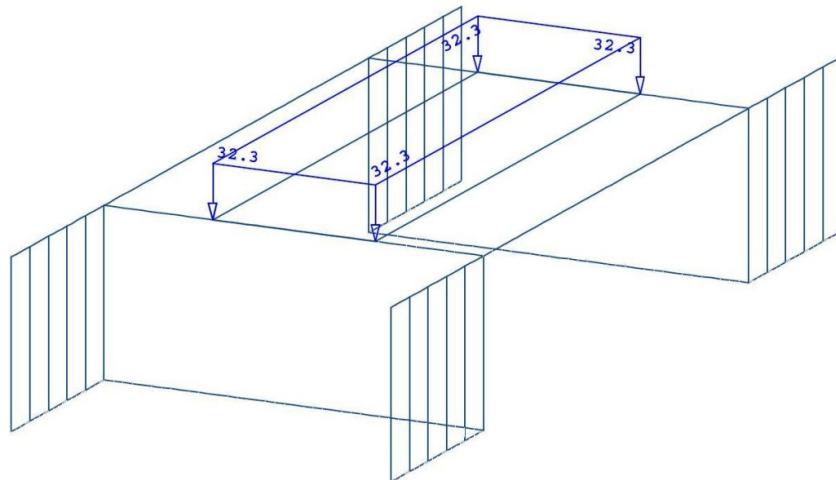


Abb. B.19.: LF 102 Grundlast - SOFISTIK

Die vertikalen Flächenspannungen $\sigma_{k,2,max}$ und $\sigma_{k,2,min}$ infolge der max. und min. Exzentrizität werden mit der Überlast überlagert. Folglich gibt es für jede Laststellung und Exzentrizität einen eigenen Lastfall.

- Feldweise Überlasten des Achslastbereichs: $q_{k,2}$

Überlast:	$q_{k,2} =$	30,8 kN/m ²
Flächenspannung aus e_{max} :	$\sigma_{k,1,max} =$	$\pm 10,8$ kN/m ²
Flächenspannung aus e_{min} :	$\sigma_{k,1,min} =$	$\pm 1,0$ kN/m ²

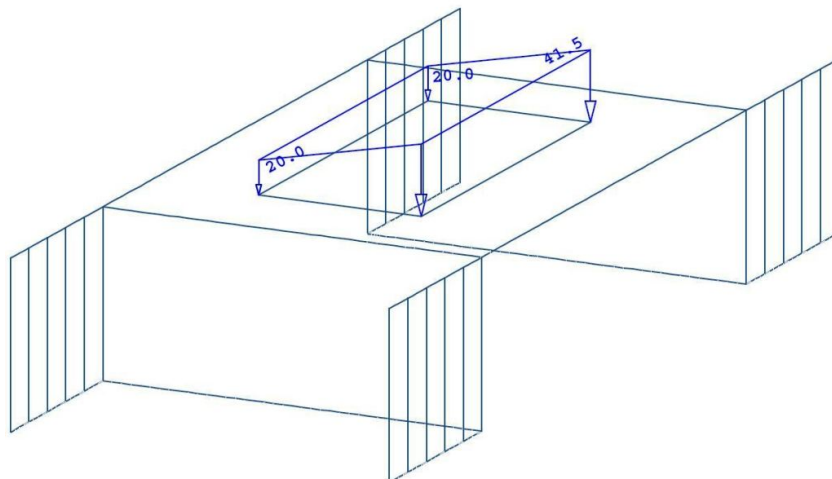


Abb. B.20.: LF 113 Überlast für e_{max} bei Laststellung in Feldmitte - SOFISTIK

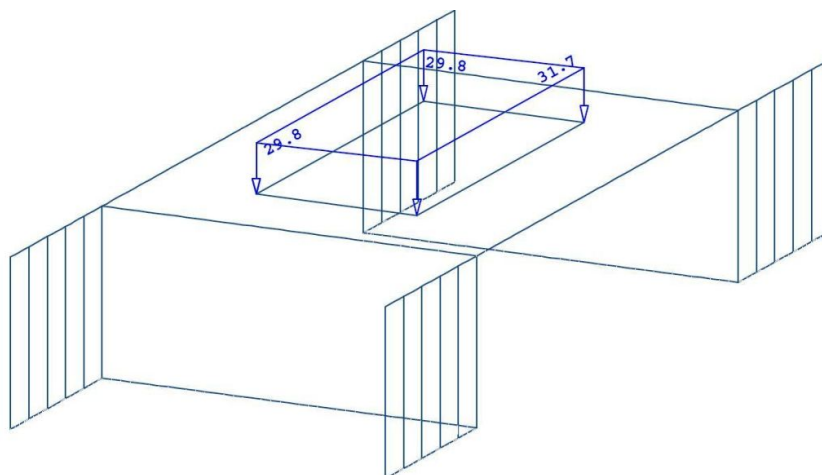


Abb. B.21.: LF 116 Überlast für e_{\min} bei Laststellung in Feldmitte - SOFISTIK

Dynamische Einwirkungen

Die zuvor angeführten statischen Belastungen erzeugen Spannungen und Verformungen, die durch den Eisenbahnverkehr vergrößert oder vermindert werden können.

Folgende Einflüsse tragen dazu bei:

- schnelle Belastungswechsel infolge der Geschwindigkeit durch die Überfahrt des Zuges
- Gleis- und Radunebenheiten bewirken Änderungen der Radlasten
- Resonanzerscheinungen durch die Überfahrt des Zuges

Folglich hängen die dynamischen Eigenschaften zum Großteil von der Eigenfrequenz des Tragwerks, der Art des Verkehrs, der Dämpfungseigenschaft des Tragwerks (Masse), der Einflusslänge des Bauteils und der Geschwindigkeit des Verkehrs ab. Geometrisch haben die Achsabstände der rollenden Räder in Zusammenhang mit den regelmäßig angeordneten Schwellen einen weiteren Einfluss. Diese genannten Einflussfaktoren werden im Regelfall ($v_{\max} \leq 200\text{km/h}$) in der Bemessung durch die quasi-statischen Ersatzlasten und Multiplikation dieser mit einem dynamischen Beiwert Φ abgedeckt. Dieser Wert deckt nur die Erhöhung der statischen Lasten ab, jedoch nicht Resonanzerscheinungen und Schwingungen des Überbaus [14].

Dynamischer Beiwert Φ : Die Berechnung erfolgt gemäß \rightarrow ÖNORM EN 1991-2:2012, Abschnitt 6.4.5.2 bzw. ÖNORM B 1991-2:2011, Abschnitt 9.2. Die Ausbaugeschwindigkeit beträgt $v_{\max} = 120\text{km/h}$. Für diese Geschwindigkeit besteht keine Resonanzgefahr. Die in der Richtlinie B45 [8] aufgelisteten Voraussetzungen sind erfüllt. Folglich ist eine Erhöhung der statischen Lasten mit Φ ausreichend und das Tragwerk muss keiner zusätzlichen dynamischen Untersuchung unterzogen werden. Die gesamte Berechnung ist dem Anhang B.1 zu entnehmen.

- Dynamischer Beiwert: Φ
 \Rightarrow Beiwert: $\Phi_2 = 1,306$ -

Fliehkraft

Die Fliehkraft Q_{tk} wird bei dieser Berechnung/Modellierung nicht berücksichtigt.

B.1.2.5. Erdruchdruck aus Verkehr auf Hinterfüllung

Erddruck auf Widerlagerwand

Vereinfachend wird eine unendlich lange Grundlast des LM 71 von $q_{v,1} = 32,3 \text{ kN/m}^2$ über 3,0 m auf die Hinterfüllung angesetzt. Zusätzlich wird eine Überlast von $q_{v,2} = 30,8 \text{ kN/m}^2$ mit einer Länge von 6,4 m angesetzt. Über die Wandhöhe darf eine Lastausbreitung unter einem Winkel von $30,0^\circ$ zur Vertikalen angenommen werden.

- Erdruchdruck zufolge Grundlast $e_{0qh,G}$
 Oben - OK Spundwandkopf: $e_{0qh,G}^o = 16,1 \text{ kN/m}^2$
 Unten - Spundwandfuß: $e_{0qh,G}^u = 7,5 \text{ kN/m}^2$

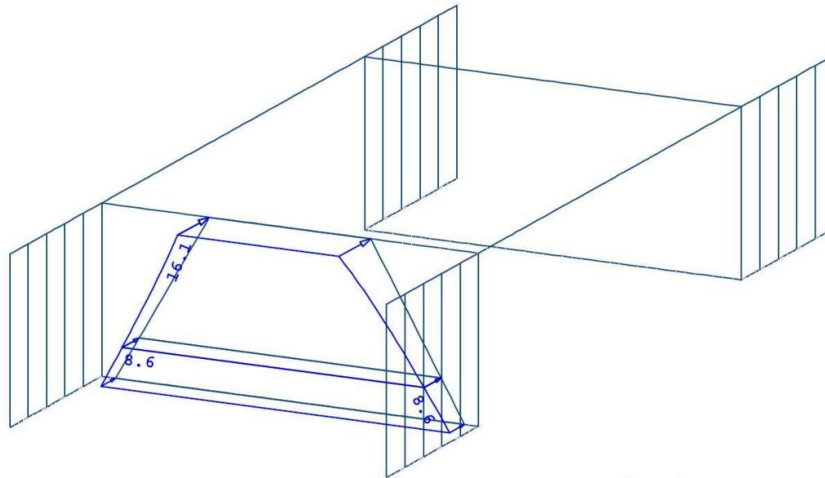


Abb. B.22.: LF 101 Erdruchdruck $e_{0qh,G}$ infolge Grundlast links - SOFISTIK

- Erdruchdruck zufolge Überlast $e_{0qh,Ü}$
 Oben - OK Spundwandkopf: $e_{0qh,Ü}^o = 15,4 \text{ kN/m}^2$
 Unten - Spundwandfuß: $e_{0qh,Ü}^u = 7,1 \text{ kN/m}^2$

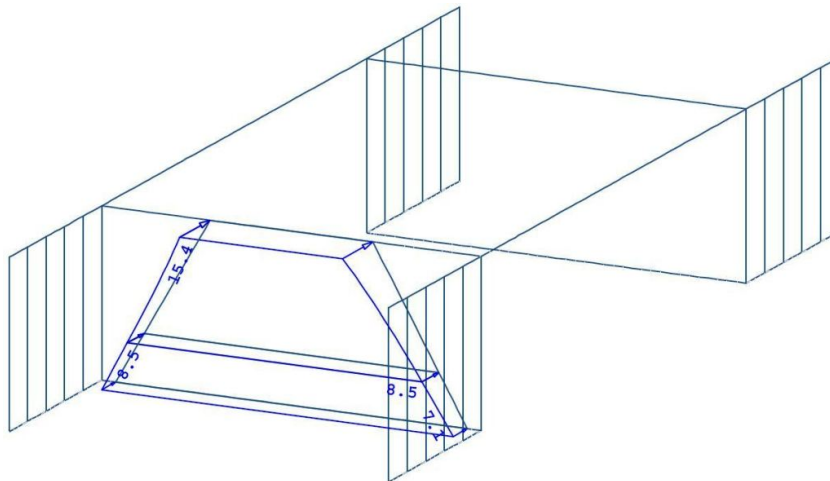


Abb. B.23.: LF 111 Erdrudruck $e_{0qh,\ddot{u}}$ infolge Überlast links - SOFISTIK

Erddruck auf Flügelwand

Der Erddruck auf die Flügelwände infolge des Verkehrs wird bei dieser Modellierung nicht berücksichtigt.

B.1.2.6. Seitenstoß

Der Seitenstoß wird als horizontal angreifende Einzellast Q_{sk} rechtwinklig zur Gleisachse an der Oberkante der Schiene angenommen und wird gemäß → ÖNORM EN 1991-2:2012, Abschnitt 6.5.2 ermittelt. Auf einer Fläche von $b_m \times 4,0$ m wird der Seitenstoß als eine verteilte Last $q_{sk} = \frac{Q_{sk}}{b_m \cdot 4}$ über das durchlaufende Schotterbett angesetzt (Quer- und Längsrichtung). Zudem erzeugt Q_{sk} durch den Hebelarm h_{SOK} ein Moment $m_{sk} = Q_{sk} \cdot h_{SOK}$ um den Schwerpunkt der Überbauplatte. Die daraus resultierende Spannung $\sigma_{sk,i} = \frac{m_{sk,i} \cdot 6}{4 \cdot b_m^2}$ wird als vertikale Flächenlast im Bereich $b_m \times 4,0$ m angesetzt.

- Seitenstoß

horizontal:

$$q_{sk} = 10,1 \text{ kN/m}^2$$

vertikal:

$$\sigma_{sk,1,2} = \pm 23,2 \text{ kN/m}^2$$

Hinweise:

- Der Seitenstoß wird mit gleicher Laststellung vom LM71 im Achslastbereich berücksichtigt.
- Der charakteristische Wert für Seitenstoß ist nicht mit den Beiwerten Φ zu multiplizieren.
- Der Seitenstoß ist immer mit einer vertikalen Verkehrslast zu kombinieren.

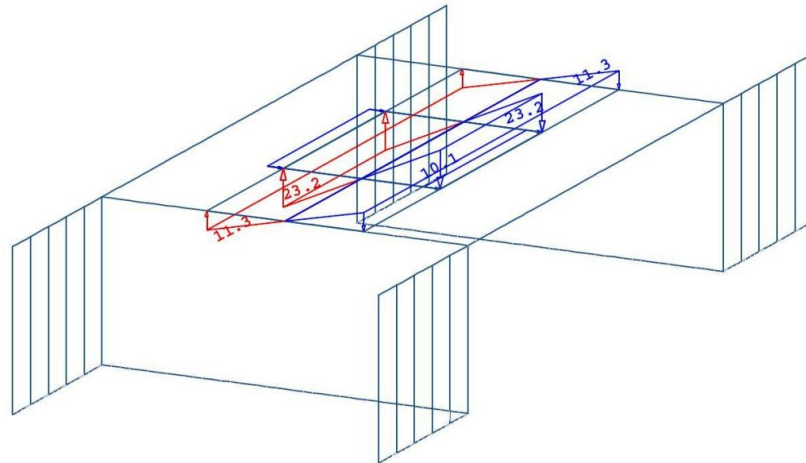


Abb. B.24.: LF 132 Seitenstoß von links nach rechts in Feldmitte - SOFISTIK

Wie in Abschnitt B.1.2.4 bereits erwähnt, werden die vertikalen Flächenspannungen aus der Grundlast zufolge der max. und min. Exzentrizität in Richtung der Seitenstoßlast überlagert, sodass die Überbauplatte maßgebend belastet wird.

B.1.2.7. Anfahren und Bremsen

Die Brems- und Anfahrkräfte (Q_{1b} und Q_{1a}) wirken in Längsrichtung der Gleise an der Schienenoberkante und werden gemäß → ÖNORM EN 1991-2:2012, Abschnitt 6.5.3 bzw. ÖNORM B 1991-2:2011, Abschnitt 9.4.4 berechnet. Der maßgebendere Wert aus Q_{1b} und Q_{1a} wird als gleichmäßig verteilte Last äqu. q_{lk} über die Einflusslänge $L_{a,b} = 10,0$ m und Lastverteilungsbreite $b_m = 3,0$ m aufgebracht. Es ergeben sich folgende charakteristischen Werte für das LM71:

Anfahrkraft:	$Q_{1a} =$	330	kN
Bremskraft:	$Q_{1b} =$	242	kN
maßgebender Wert:	$P_{a,b,k} =$	$\pm 23,2$	kN/m^2

Die Last aus Bremsen/Anfahren wird als gleichmäßig verteilte Flächenlast äqu. $q_{lk} = \frac{P_{a,b,k} \cdot \xi}{\frac{L_{a,b}}{b_m}}$ in der Schwereachse der Überbauplatte aufgebracht.

- Brems- und Anfahrlast
verteilte Flächenlast: äqu. $q_{lk} = 11,0 \text{ kN/m}^2$

Die Brems- und Anfahrkräfte können gemäß → ÖNORM EN 1991-2:2012, Abschnitt 6.5.4 mit dem Faktor ξ abgemindert werden, wenn das Gleis an einem oder beiden Überbauenden durchläuft und somit ein gewisser Lastanteil vom Gleis auf den hinteren Teil des Widerlagerbereiches übertragen werden kann.

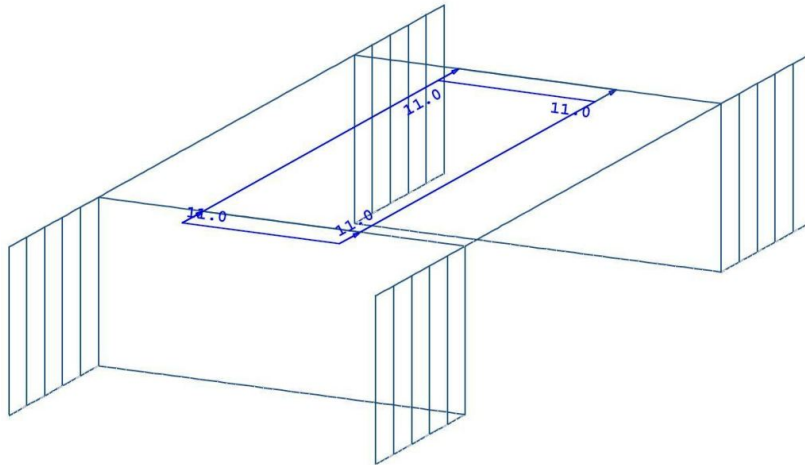


Abb. B.25.: LF 121 Bremsen/Anfahren von links nach rechts - SOFISTIK

Hinweise:

- Anfahr- und Bremskräfte sind mit den zugehörigen Vertikallasten zu kombinieren.
- Die Horizontallast äqu. q_{lk} wird sowohl positiv als auch negativ angesetzt.
- Die charakteristischen Werte für die Anfahr- und Bremskräfte dürfen nicht mit den Beiwerten Φ multipliziert werden.

B.1.3. Sonstige nicht berücksichtigte Einwirkungen

Außergewöhnliche Einwirkungen wie Entgleisung oder Anpralllasten werden aufgrund der vorstatischen Untersuchung nicht in der Berechnung berücksichtigt.

Des Weiteren werden allgemeine Belastungen aus Instandhaltung, Lasten aus Fußgänger- und Radverkehr und horizontale Lasten auf Geländer und Brüstungsmauern durch Personeneinwirkungen vernachlässigt.

B.2. Anhang Einwirkungskombinationen

B.2.1. Lastfallübersicht der Einzellastfälle

Die Einwirkungen werden bei der Modellierung in SOFISTIK im Programmmodul *sofiload* zu Einzellastfälle zusammengefasst, die wiederum einer Einwirkung zugeordnet werden. Die Lastfälle werden einer Nummer zugeordnet (Tab.:B.5) und die Einwirkungen einer Bezeichnung aus Buchstaben (Tab.:B.8). Es ist möglich, dass Lastfälle innerhalb einer Einwirkung beliebig kombiniert werden. Dabei sind in SOFISTIK folgende Standard-Kombinationen möglich: ständig-wirkend (G), bedingt-wirkend (Q) und sich gegenseitig ausschließend (A). Die endgültige Kombination der Einwirkungen erfolgt im

Programmmodul *maxima* mittels der Teilsicherheitsbeiwerte γ und Kombinationsbeiwerten ψ (Tab.:B.8).

Lastfall	Nummer.	Kombination
Eigengewicht	1	G
Ausbauast	2	G
halber aktiver Erddruck	10	G
Kriechen + Schwinden	20	Q
Gleichm. Temperatur dTN - Verkürzung	30	
Gleichm. Temperatur dTN - Ausdehnung	31	A
Temp. Gradient dTM - oben warm	32	
Temp. Gradient dTM - unten warm	33	
Wind - unbelastete Brücke - links	40	
Wind - unbelastete Brücke - rechts	41	
Wind - belastete Brücke auf Verkehrsband - links	42	A
Wind - belastete Brücke auf Verkehrsband - rechts	43	
Differenzerddruck Eigenlasten - links	90	Q
LM71 - Grundlast+Erdruehdruck - links	101	
LM71 - Grundlast Überbau, konstant	102	A: gr11-gr14
LM71 - Grundlast+Erdruehdruck - rechts	103	
LM71 - Überlast+Erdruehdruck - links	111	
LM71 - Überlast Überbau, 1. Laststellung, e max	112	
LM71 - Überlast Überbau, 2. Laststellung, e max	113	
LM71 - Überlast Überbau, 3. Laststellung, e max	114	A: gr11-gr14
LM71 - Überlast Überbau, 1. Laststellung, e min	115	
LM71 - Überlast Überbau, 2. Laststellung, e min	116	
LM71 - Überlast Überbau, 3. Laststellung, e min	117	
LM71 - Überlast+Erdruehdruck - rechts	118	
Bremsen + Anfahren - links	120	
Bremsen + Anfahren - rechts	121	A: gr11-gr14
Seitenstoß - rechts+Grundlast e max, 1. Laststellung	131	
Seitenstoß - rechts+Grundlast e max, 2. Laststellung	132	
Seitenstoß - rechts+Grundlast e max, 3. Laststellung	133	
Seitenstoß - links+Grundlast e min, 1. Laststellung	134	
Seitenstoß - links+Grundlast e min, 2. Laststellung	135	A: gr11-gr14
Seitenstoß - links+Grundlast e min, 3. Laststellung	136	

Tab. B.5.: Lastfallübersicht der Einzellastfälle

B.2.2. Verkehrslastgruppen

Nicht alle Einwirkungen aus Verkehrslasten (vertikale und horizontale Komponenten) treten gleichzeitig mit ihrem Maximalwert auf. Deshalb werden gemäß → ÖNORM EN 1991-2:2012, Abschnitt 6.8.2 sich gegenseitig ausschließende Lastgruppen gebildet [11]:

Lastgruppe	Vertikalkräfte	Horizontalkräfte		Bemerkung
	LM71 ^a LF 101-118	Bremsen LF 120-121	Seitenstoß LF 131-136	
gr11	1	1 ^e	0,5 ^e	max. vertikal + max. längs
gr12	1	0,5 ^e	1 ^e	max. vertikal + max. quer
gr13	1 ^d	1	0,5 ^e	max. längs
gr14	1 ^d	0,5 ^e	1	max. quer

- Dominierender Anteil der entsprechenden Einwirkung.
- ^a Alle relevanten Beiwerte (α, Φ, f, \dots) sind zu berücksichtigen.
- ^d Beiwert kann auf 0,5 im günstigen Fall vermindert werden, er kann nicht null sein.
- ^e Im günstigsten Fall sind diese nicht-dominanten Werte zu null zu setzen.

Tab. B.6.: Verkehrslastgruppen für eingleisiges Bauwerk [3]

B.2.2.1. Überlagerungslastfälle

Die in den Abschnitten B.1.2.1 (Formel B.1) und B.2.2 genannten Überlagerungskombinationen werden jeweils intern so überlagert, dass die maximalen und minimalen Flächenelement-Schnittgrößen (Tabelle B.7) des Überbaus berechnet werden.

Einwirkung	Schnittgrößen	Lastfall max - min
Verkehrslastgruppen		
gr11	m_{xx}	1100 - 1101
	m_{yy}	1102 - 1103
	v_x	1104 - 1105
	v_y	1106 - 1107
	n_{xx}	1108 - 1109
	n_{yy}	1110 - 1111
gr12	analog	1200 - 1211
gr13	analog	1300 - 1311
gr14	analog	1400 - 1411
Temperatur		
Kombination I ($\Delta T_N + \omega_M \cdot \Delta T_M$)	analog	300 - 311
Kombination II ($\Delta T_M + \omega_N \cdot \Delta T_N$)	analog	350 - 361

Tab. B.7.: Überlagerungslastfälle der Verkehrslasten und Temperatur

B.2.3. Ermittlung der Schnittgrößen - Grenzzustände der Tragfähigkeit: ständige und vorübergehende Bemessungssituation

Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) gemäß → ÖNORM EN 1990:2013, ÖNORM EN 1990/A1:2013-03 und ÖNORM B 1990-2:2013 für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{B.2})$$

Teilsicherheitsbeiwerte γ gemäß → ÖNORM EN 1990/A1:2013 Tabelle A.2.4(B) und die Kombinationsbeiwerte ψ gemäß → ÖNORM EN 1990/A1:2013 Tabelle A.2.3:

Typ	part	sup	Bezeichnung	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
G_1	G	perm	Eigengewicht	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
G_2	G	perm	Ständige Lasten	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
R	G	perm	Erddruck	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
R_0	G	perm	Erdruhedruck	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
R_A	G	perm	aktiver Erddruck	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
R_P	G	perm	passiver Erddruck	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
R_D	Q	cond	Differenzerddruck	1,35	0,00	1,00	1,00	1,00
C	G	perm	Kriechen+Schwinden	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
D_Q	Q	cond	Erddruck infolge Verkehr	1,50	0,00	0,80	0,80	0,00
H_C	Q	cond	Bremsen + Anfahren	1,45	0,00	0,80	0,80	0,00
H_S	Q	cond	Seitenstoß	1,45	0,00	0,80	0,80	0,00
L_C	Q	cond	Verkehr LM71	1,45	0,00	0,80	0,80	0,66
T	Q	cond	Temperatur	1,50	0,00	0,80	0,60	0,50
W_1	Q	cond	Wind	1,50	0,00	0,75	0,50	0,00

Typ	Bezeichnung der Einwirkung
part	Einteilung der Einwirkung: G: ständige Einwirkung; Q: veränderl. Einwirkung
sup	Standardüberlagerung: perm: immer(ständig); cond: bedingt (nur ungünstig)
γ_{sup}	Sicherheitsbeiwert ungünstig
γ_{inf}	Sicherheitsbeiwert günstig
ψ_0	Kombinationsbeiwert selten
ψ_1	Kombinationsbeiwert häufig
ψ_2	Kombinationsbeiwert quasi ständig

Tab. B.8.: Definition der Einwirkungen und Beiwerte

Durch die Überlagerung der Lastfälle aus Tabelle B.5 und B.7 werden die Bemessungswerte aus der Einwirkungskombination für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen in SOFISTIK im Programmmodul *maxima* berechnet. Dabei werden jeweils die maximalen und minimalen Schnittgrößen aus Moment, Querkraft und Normalkraft der Überbauplatte ermittelt. Für die Ermittlung der maßgebenden und zugehörigen Schnittgrößen der Flächenelemente des Überbaus gelten folgende Lastfälle laut Tabelle B.9.

Bauteil	Schnittgrößen	Lastfall max - min
Flächenelemente Überbauplatte	m_{xx}	2000 - 2001
	m_{yy}	2002 - 2003
	v_x	2004 - 2005
	v_y	2006 - 2007
	n_{xx}	2008 - 2009
	n_{yy}	2010 - 2011

Tab. B.9.: Lastfälle für die max./min. Schnittgrößen im ULS

B.2.4. Schnittgrößen aus Vorstatik

Die Berechnung und Vorgehensweise bei der Auswertung der Schnittkräfte sind im Abschnitt 5.3.1 angeführt.

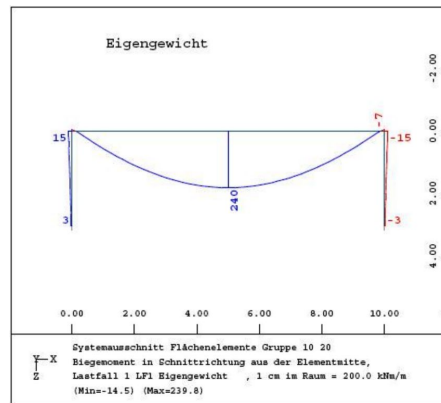
B.2.4.1. Schnittgrößen der Einzellastfälle in Feldmitte

Zum Verständnis, welche Einwirkungen die einzelnen Lastfälle auf die Schnittkräfte des Tragwerkes haben, werden hier die einzelnen Lastfälle für das System VARIANTE B „EINGESPANNT“ $h_{Li}/L_{TW} = 3/10$ angeführt. Es wird VARIANTE B für diese Einzeluntersuchung gewählt, da sich hier in den Rahmenecken Momente m_{yy} einstellen. Dies ist bei VARIANTE A „GELENKIG“ nicht der Fall, dort sind die Momente m_{yy} im Rahmeneck sehr klein ($m_{yy} \approx 0$). Zudem gehen die Zulassungen nur von Horizontal- und Vertikalkräften aus, die von der Schneidenlagerung aufgenommen werden. Bei VARIANTE A nimmt man wegen des „gelenkigen“ Anschlusses an, dass nur Schnittkräfte der Überbauplatte wie Normalkraft n_{yy} als Horizontalkraft und Querkraft v_y als Vertikalkraft auf die Schneidenlagerung wirken. Bei VARIANTE B wird zusätzlich zur Horizontal- und Vertikalkraft ein Moment in die Schneidenlagerung eingeleitet. Folglich ist diese Variante für die weitere Untersuchung des Systems von Bedeutung. Nachfolgend wird aufgrund des Umfangs nur auf die wesentlichen Erkenntnisse der Schnittgrößenuntersuchung eingegangen. Es werden zur allgemeinen Auswertung die Schnittgrößen in Schnitt A-A (Plattenmitte bei $\frac{B_{TW}}{2}$) dargestellt. Aufgrund des Umfangs ist die gesamte Ausgabe der Schnittkräfte der Einzellastfälle für VARIANTE B „EINGESPANNT“ $h_{Li} = L_{TW} = 3/10$ für Schnitt A-A den digitalen Unterlagen am Institut für Betonbau zu entnehmen.

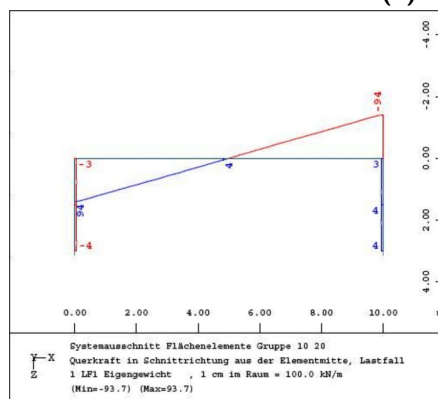
Als Beispiel für die Schnittkräfte des Systems $h_{Li} = L_{TW} = 3/10$ sind in Abbildung B.26 die charakteristischen Werte/Verläufe des Moments m_{yy} , der Querkraft v_y und der Normalkraft n_{yy} in Schnitt A-A für den LF 1 Eigengewicht angeführt.

Zur Verdeutlichung welchen Einfluss die Verkehrslasten des LM71 haben, werden die Schnittkräfte der Lastfallgruppe gr11 (Abb. B.27) in Feldmitte (Schnitt A-A) dargestellt.

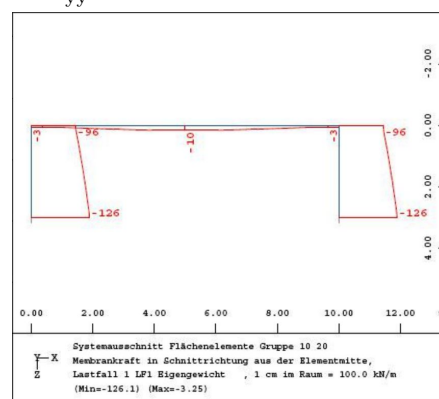
Wie im Abschnitt 5.3.2 zu sehen ist, stellt besonders VARIANTE B „EINGESPANNT“ für



(a) Biegemoment m_{yy}



(b) Querkraft v_y



(c) Normalkraft n_{yy}

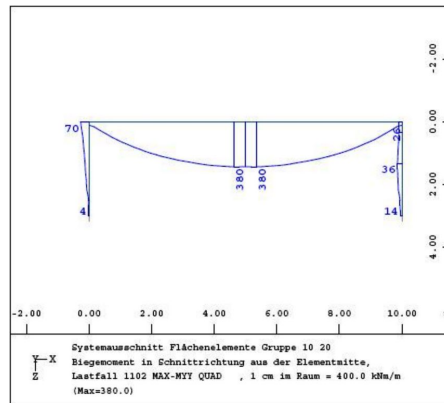
Abb. B.26.: Schnittkräfte LF 1 Eigengewicht für VARIANTE B ($h_{Li}/L_{TW} = 3/10$)

den Nachweis der Schneidenlagerung über die Zulassungen [6] und [17] ein Problem dar. Bei großen Momenten im Rahmeneckbereich ist ein Nachweis der Krafteinleitung über die Schneidenlagerung nach den Zulassungen nicht mehr möglich.

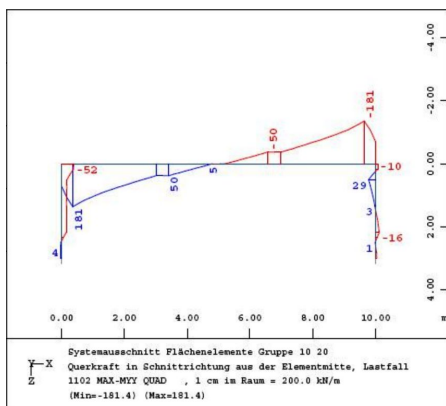
Es handelt sich um ein sehr weiches System, d.h. dass die Widerlagerwände (=Stiele) in Vergleich zum Überbau (=Riegel) aufgrund der Geometrie ($t_{\text{äqu}}$, h_{Li}) eine geringere Biegesteifigkeit aufweisen und somit die Systemverformung sehr starken Einfluss auf die Schnittkräfte hat.

Folgende Einwirkungen führen zu hohen Momenten am Rahmeneck:

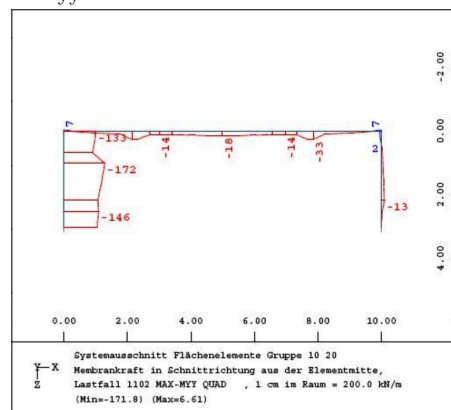
- Temperatureinwirkung (konstant: Ausdehnung + linear veränderlich: oben warm)
- Erddruck aus Eigenlasten (halber aktiver Erddruck + Differenzerdruk)
- Erddruck aus Verkehr (Erdrudruck)



(a) Biegemoment m_{yy}

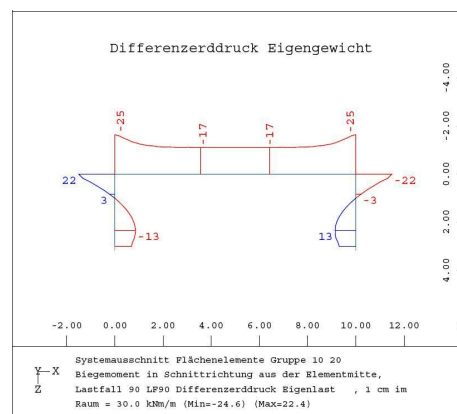
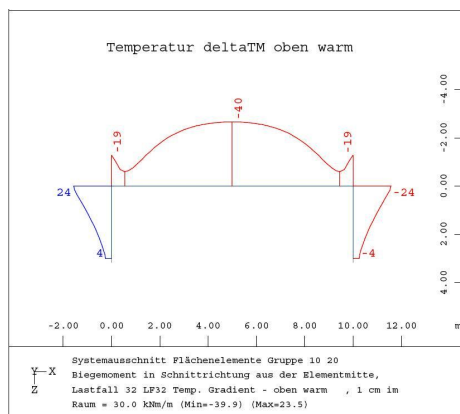


(b) Querkraft v_y



(c) Normalkraft n_{yy}

Abb. B.27.: Schnittkräfte aus LF 1102 gr11 LM71 für VARIANTE B ($h_{Li}/L_{TW} = 3/10$)



(a) LF 32: linear veränderliche Temperatur: (b) LF 90: Differenzerddruck aus Eigengewicht oben warm

Abb. B.28.: Beispiele Moment $m_{yy,k}$ in Schnitt A-A - Sofistik

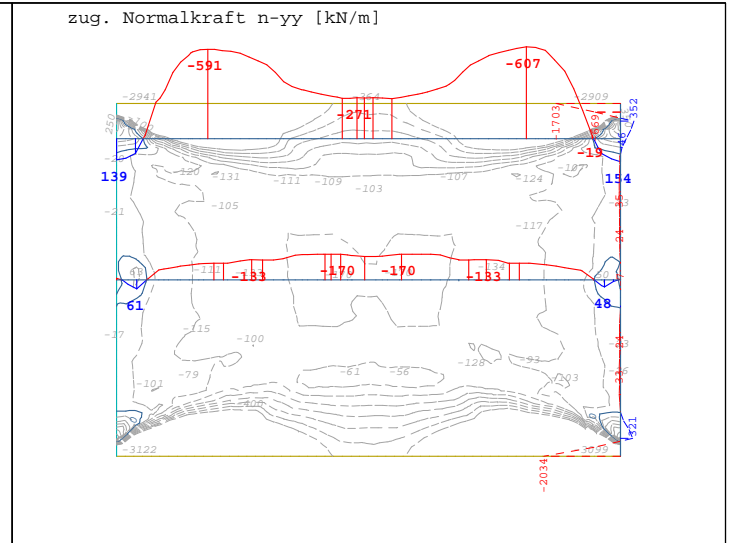
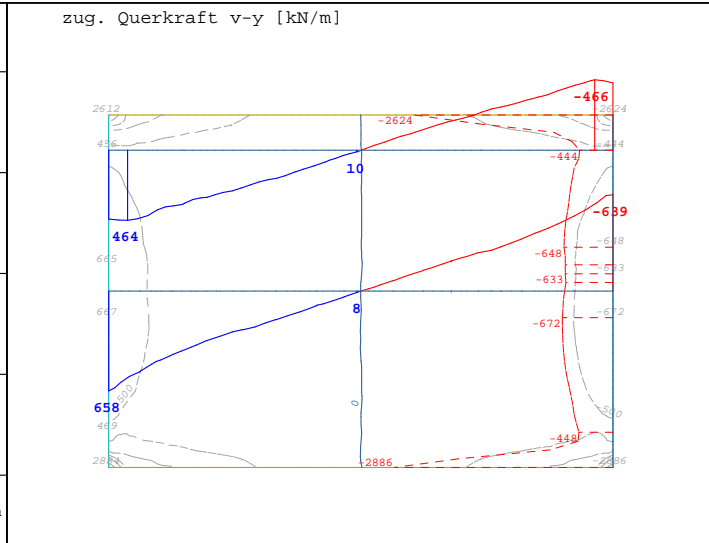
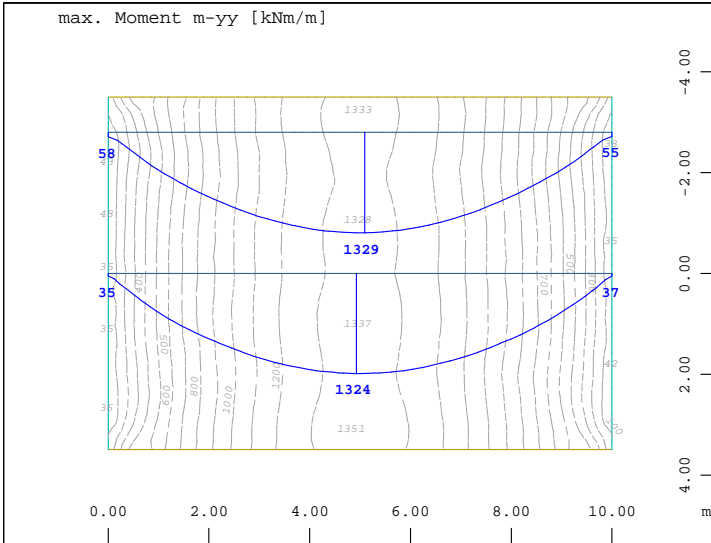
C. Anhang Schnittkräfte Vorstatik im ULS

C.1. Variante A System „gelenkig“

$$h_{Li}/L_{TW} = 3/10, h_{TW} = 0,90 \text{ m}$$

C.2. Variante B System „eingespannt“

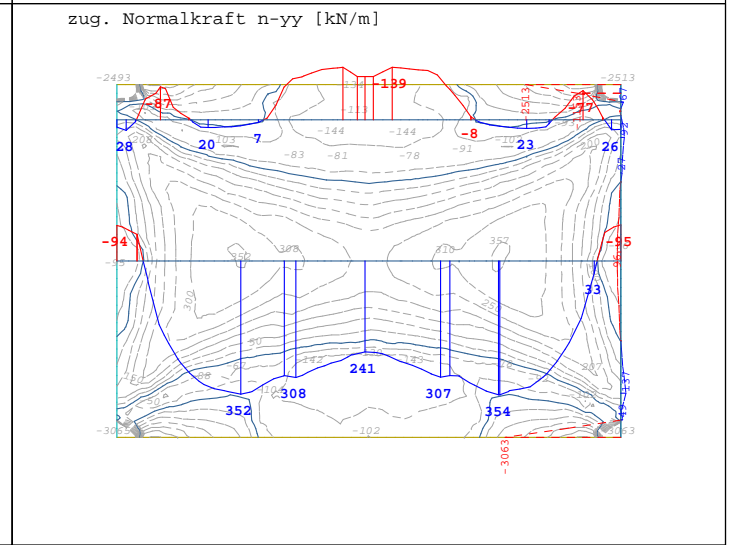
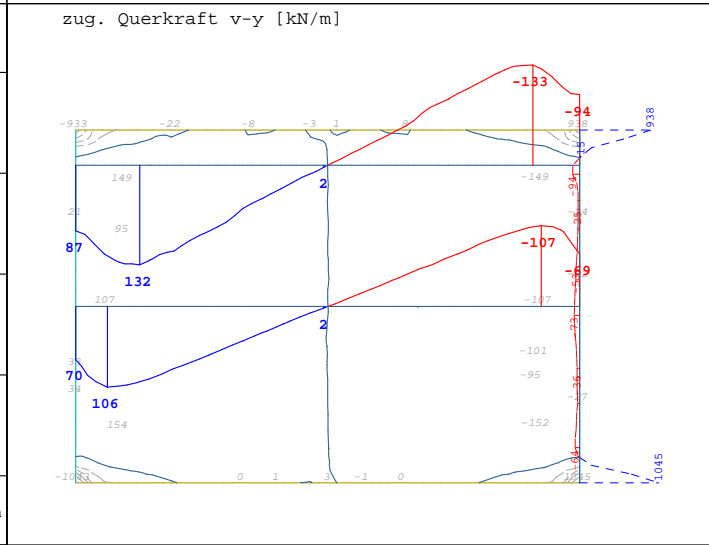
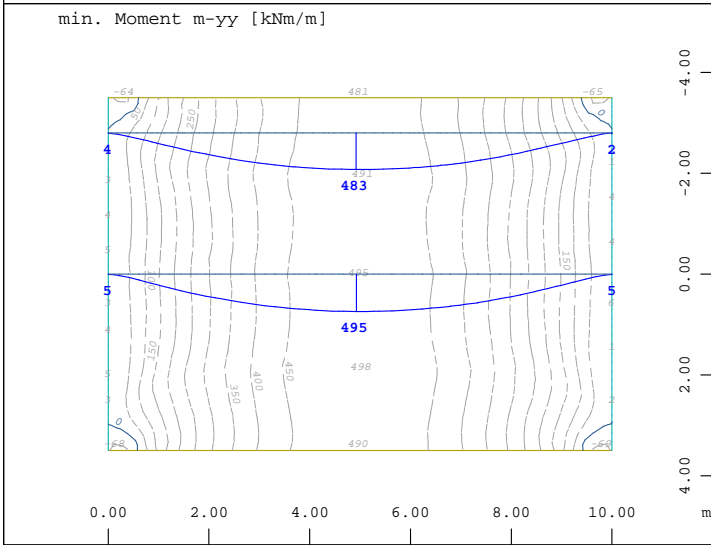
$$h_{Li}/L_{TW} = 3/10, h_{TW} = 0,90 \text{ m}$$



Systemausschnitt Gruppe 10
 \bar{z} -X Biegemoment $m-yy$ in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow ,
 Y Lastfall 2002 MAX-MYY QUAD , von 28.2 bis 1351. Stufen

Systemausschnitt Gruppe 10
 \bar{z} -X Querkraft $v-y$ in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow , Lastfall
 Y 2002 MAX-MYY QUAD , von -2886. bis 2884. Stufen 500.0 kN/m

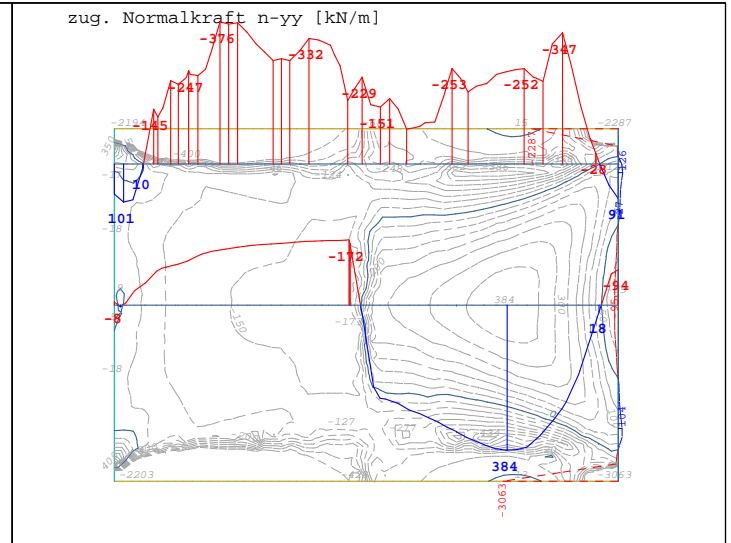
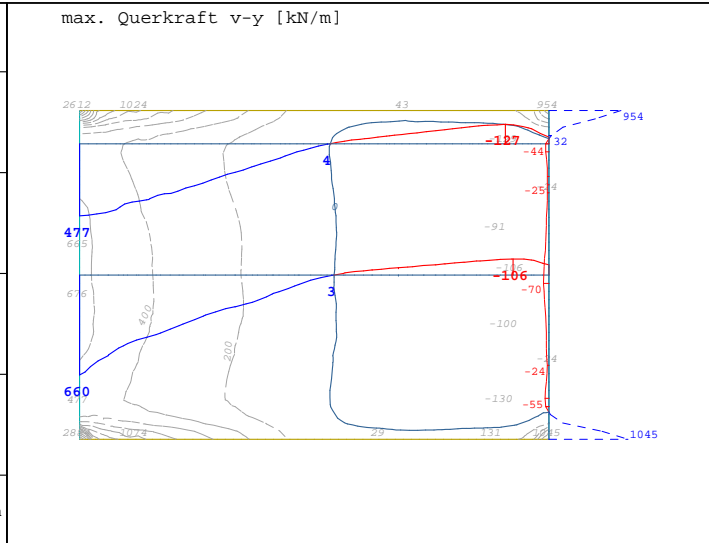
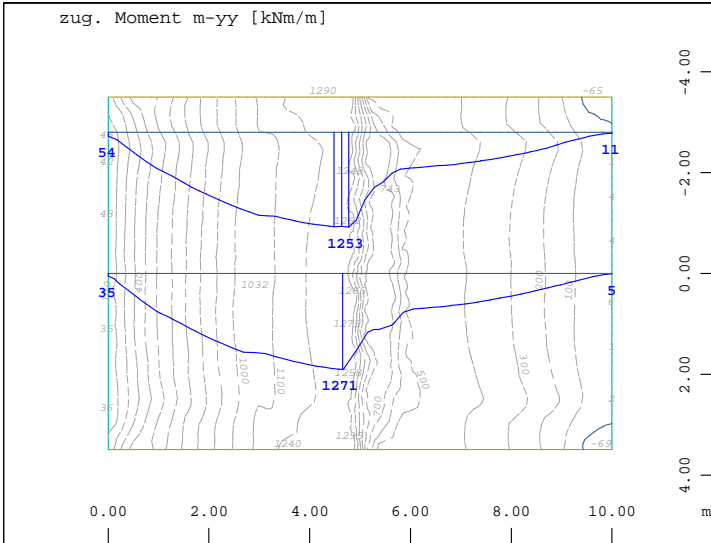
Systemausschnitt Gruppe 10
 \bar{z} -X Membrankraft $n-yy$ in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow ,
 Y Lastfall 2002 MAX-MYY QUAD , von -400.0 bis 351.8 Stufen



Systemausschnitt Gruppe 10
 \bar{z} -X Biegemoment $m-yy$ in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow ,
 Y Lastfall 2003 MIN-MYY QUAD , von -68.7 bis 497.8 Stufen

Systemausschnitt Gruppe 10
 \bar{z} -X Querkraft $v-y$ in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow , Lastfall
 Y 2003 MIN-MYY QUAD , von -1043. bis 1045. Stufen 200.0 kN/m

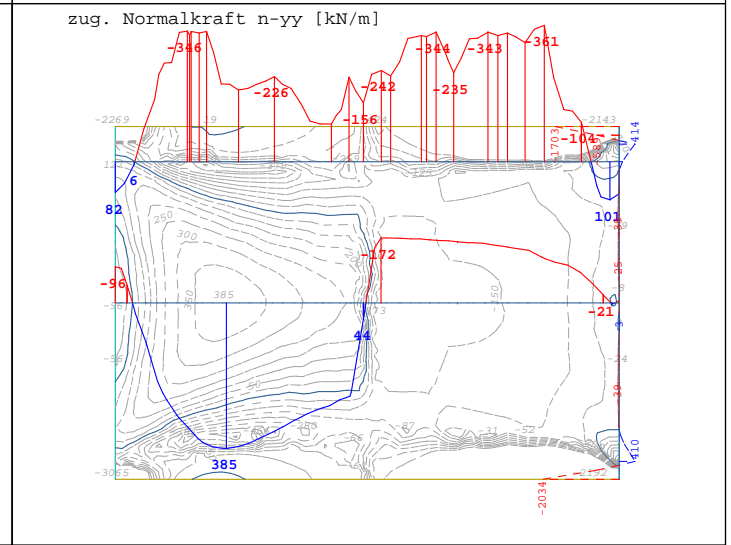
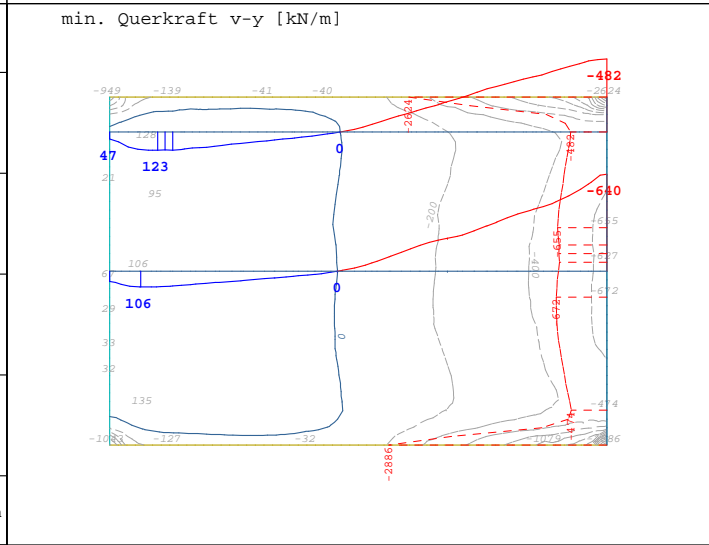
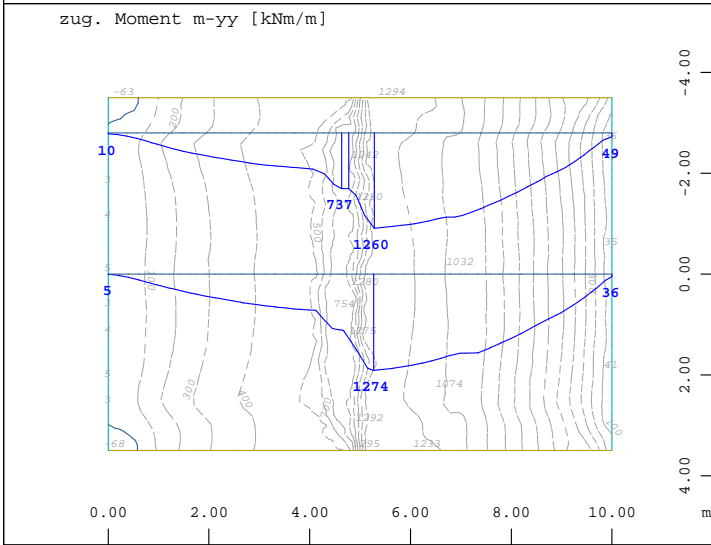
Systemausschnitt Gruppe 10
 \bar{z} -X Membrankraft $n-yy$ in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow ,
 Y Lastfall 2003 MIN-MYY QUAD , von -400.0 bis 357.2 Stufen



Systemausschnitt Gruppe 10
 \bar{z} -X Biegemoment m - yy in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow ,
 Y Lastfall 2006 MAX-VY QUAD , von -68.7 bis 1295. Stufen

Systemausschnitt Gruppe 10
 \bar{z} -X Querkraft v - y in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow , Lastfall
 Y 2006 MAX-VY QUAD , von -130.1 bis 2884. Stufen 200.0 kN/m

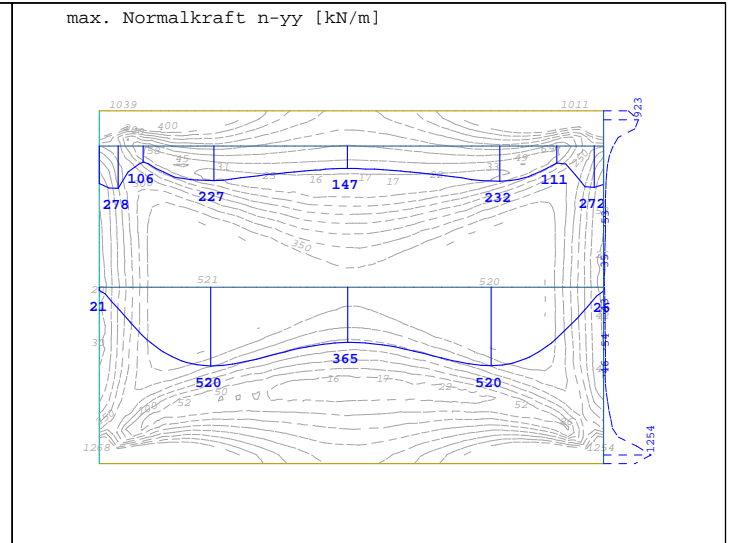
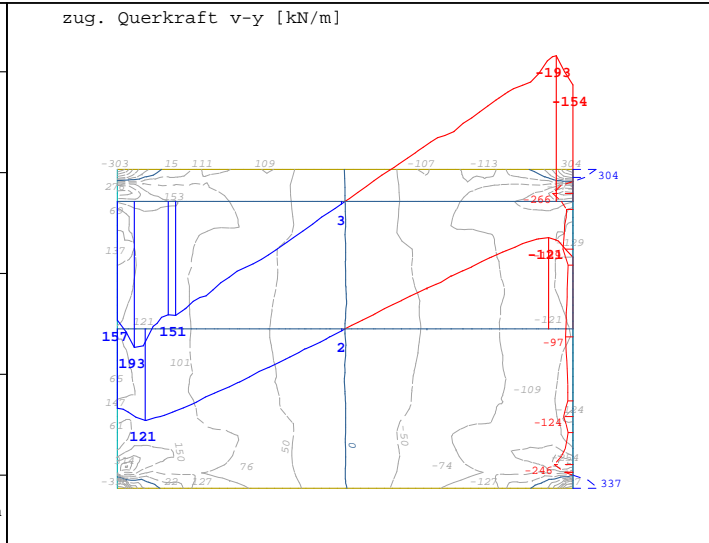
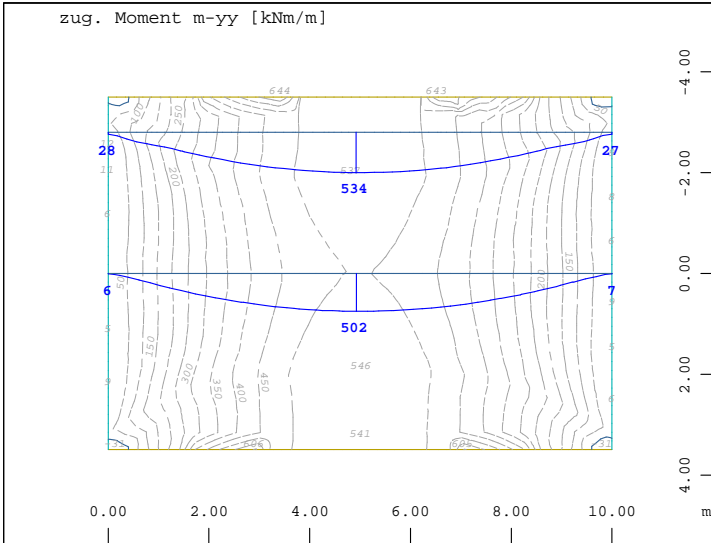
Systemausschnitt Gruppe 10
 \bar{z} -X Membrankraft n - yy in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow ,
 Y Lastfall 2006 MAX-VY QUAD , von -400.0 bis 400.0 Stufen



Systemausschnitt Gruppe 10
 \bar{z} -X Biegemoment m - yy in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow ,
 Y Lastfall 2007 MIN-VY QUAD , von -68.2 bis 1295. Stufen

Systemausschnitt Gruppe 10
 \bar{z} -X Querkraft v - y in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow , Lastfall
 Y 2007 MIN-VY QUAD , von -2886. bis 134.7 Stufen 200.0 kN/m

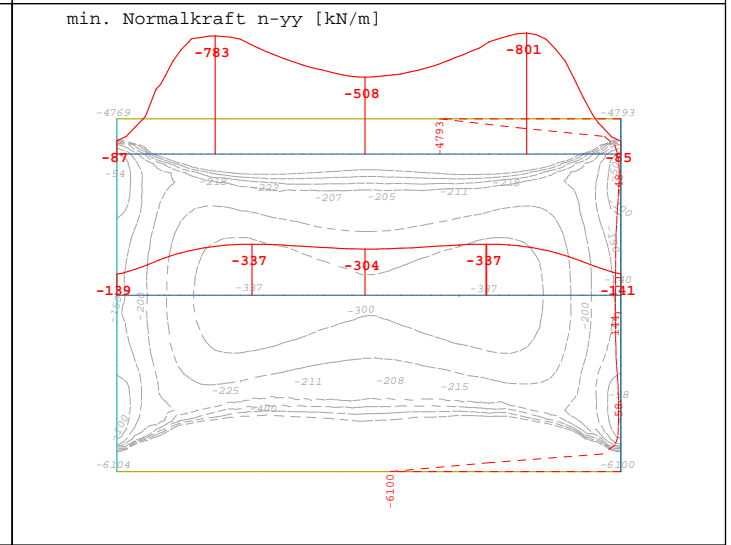
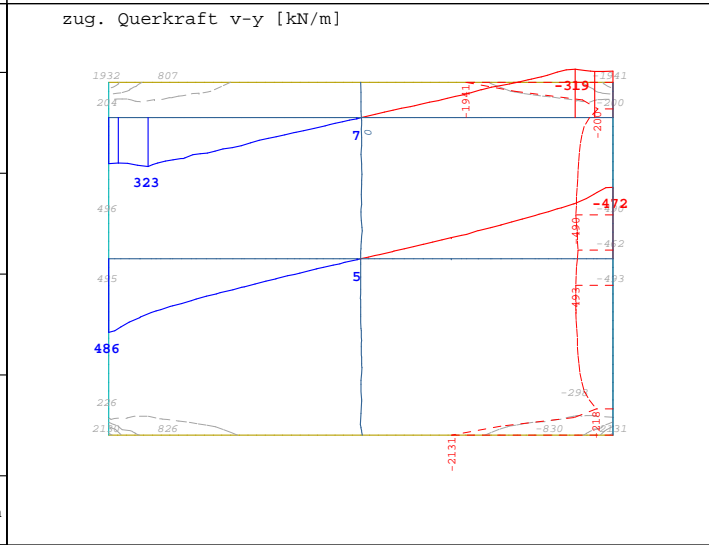
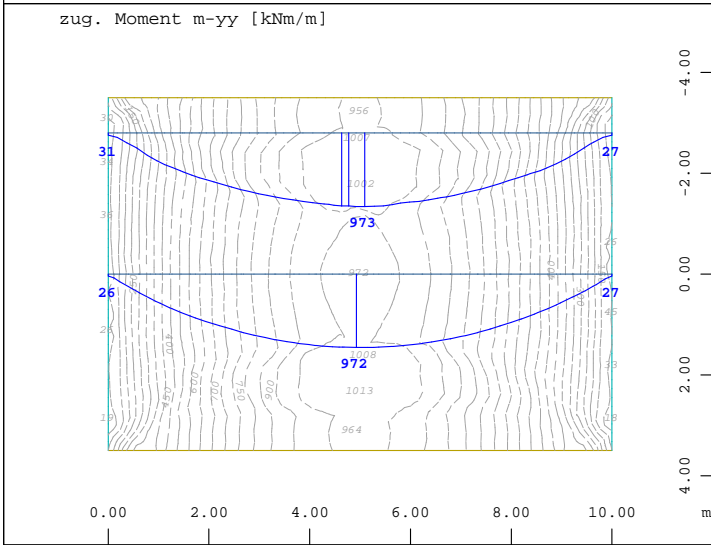
Systemausschnitt Gruppe 10
 \bar{z} -X Membrankraft n - yy in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow ,
 Y Lastfall 2007 MIN-VY QUAD , von -400.0 bis 400.0 Stufen



Systemausschnitt Gruppe 10
 \bar{z} -X Biegemoment m_{-yy} in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow ,
 Y Lastfall 2010 MAX-NYY QUAD , von -31.3 bis 643.7 Stufen

Systemausschnitt Gruppe 10
 \bar{z} -X Querkraft v_{-y} in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow , Lastfall
 Y 2010 MAX-NYY QUAD , von -335.8 bis 337.0 Stufen 50.0 kN/m

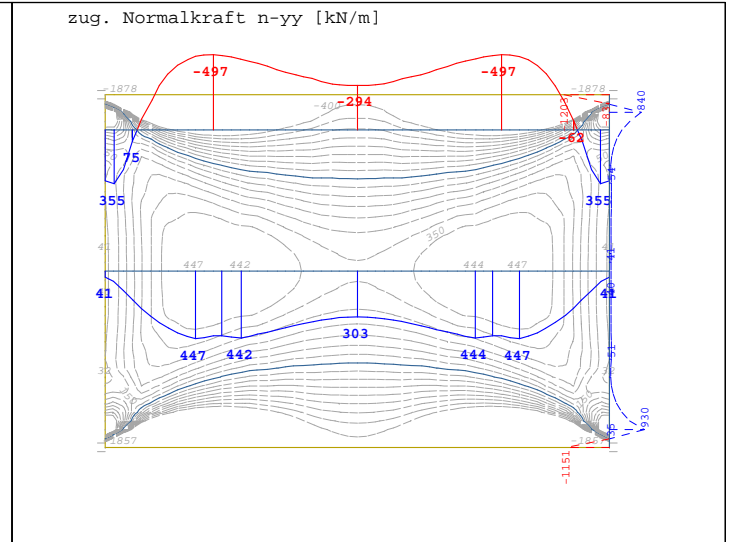
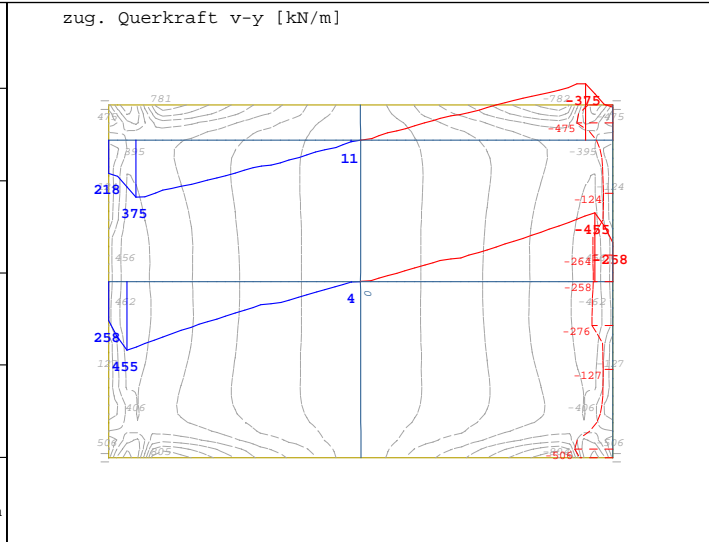
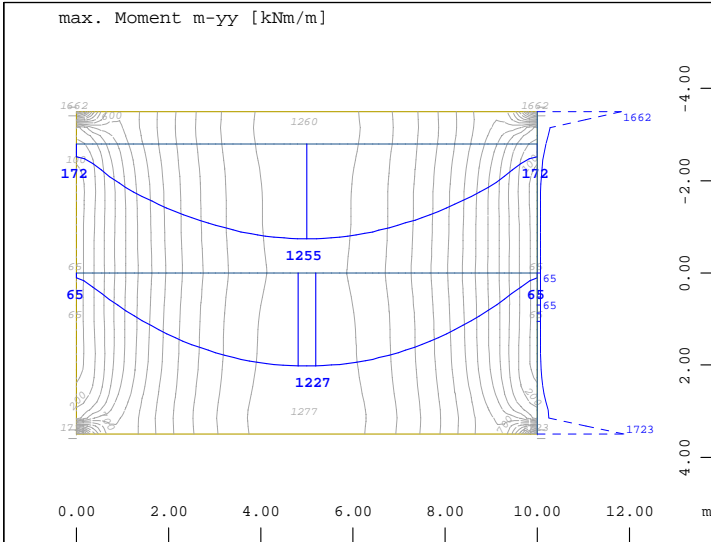
Systemausschnitt Gruppe 10
 \bar{z} -X Membrankraft n_{-yy} in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow ,
 Y Lastfall 2010 MAX-NYY QUAD , von 15.5 bis 400.0 Stufen



Systemausschnitt Gruppe 10
 \bar{z} -X Biegemoment m_{-yy} in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow ,
 Y Lastfall 2011 MIN-NYY QUAD , von 17.6 bis 1013. Stufen

Systemausschnitt Gruppe 10
 \bar{z} -X Querkraft v_{-y} in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow , Lastfall
 Y 2011 MIN-NYY QUAD , von -2131. bis 2130. Stufen 500.0 kN/m

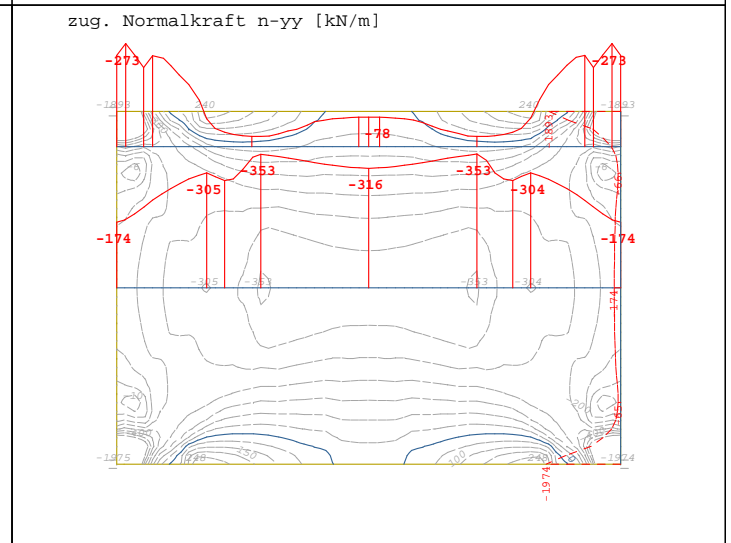
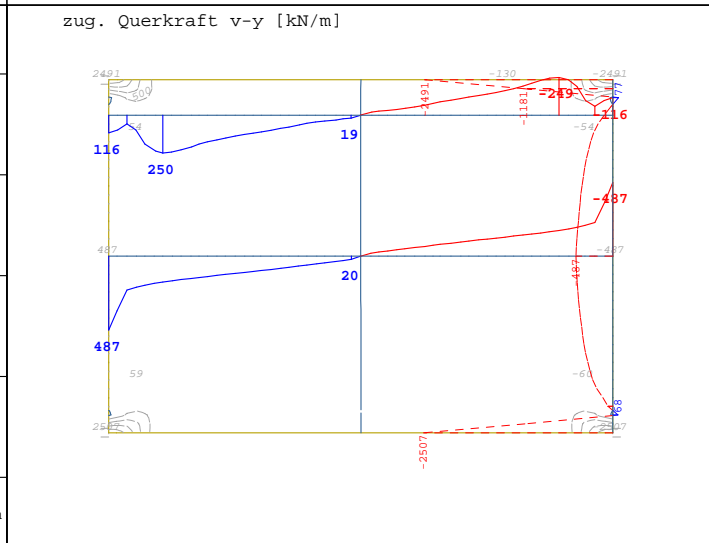
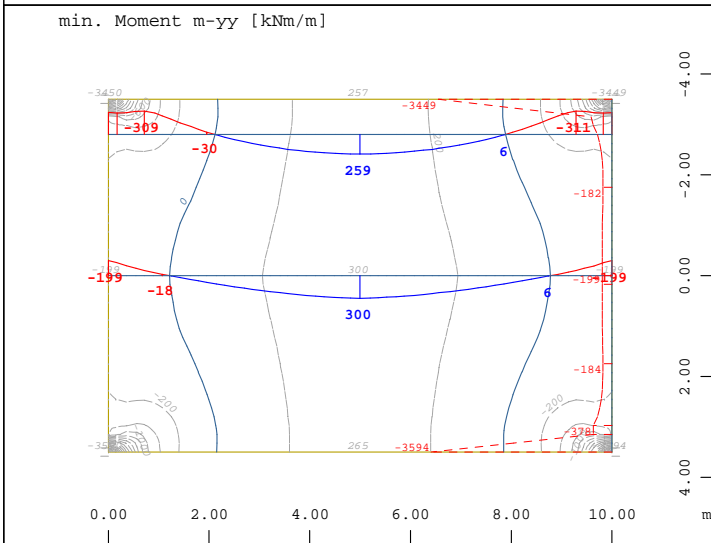
Systemausschnitt Gruppe 10
 \bar{z} -X Membrankraft n_{-yy} in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow ,
 Y Lastfall 2011 MIN-NYY QUAD , von -400.0 bis -48.5 Stufen



Systemausschnitt Gruppe 10
 \bar{z} -X Biegemoment m -yy in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow ,
 Y Lastfall 2002 MAX-MYY QUAD , von 64.8 bis 1723. Stufen

Systemausschnitt Gruppe 10
 \bar{z} -X Querkraft v -y in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow , Lastfall
 Y 2002 MAX-MYY QUAD , von -804.1 bis 804.6 Stufen 100.0 kN/m

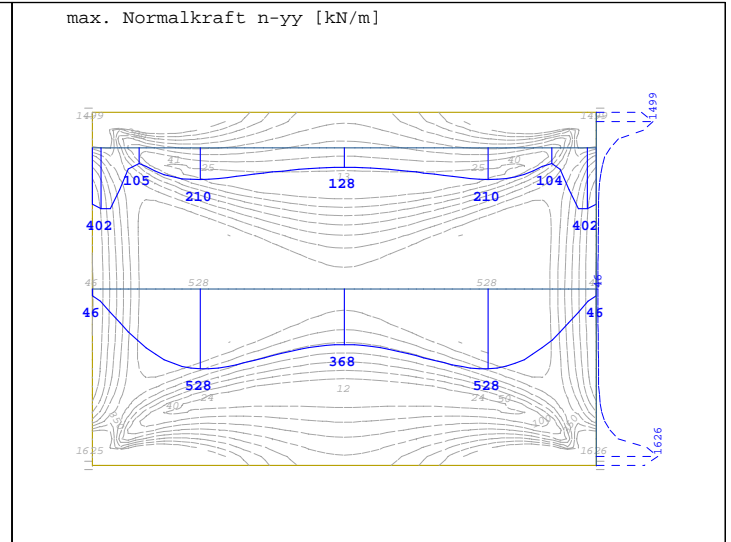
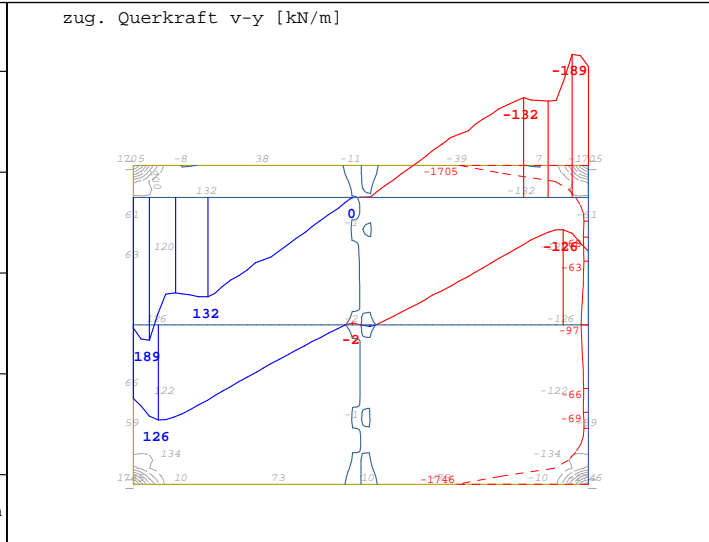
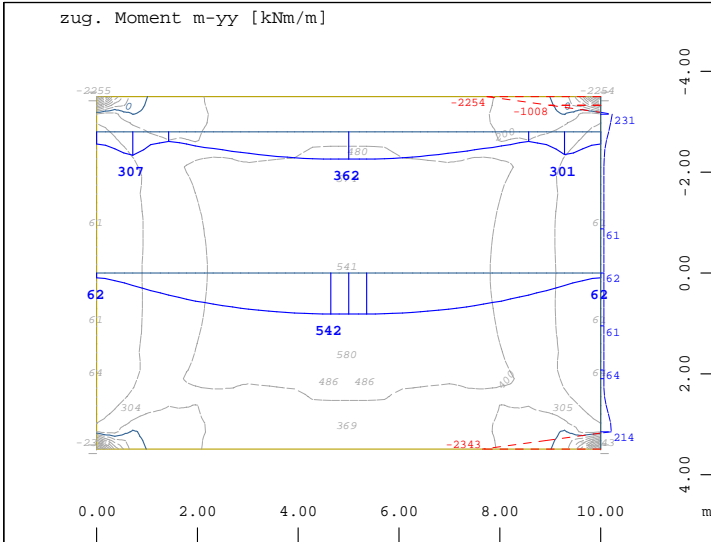
Systemausschnitt Gruppe 10
 \bar{z} -X Membrankraft n -yy in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow ,
 Y Lastfall 2002 MAX-MYY QUAD , von -400.0 bis 400.0 Stufen



Systemausschnitt Gruppe 10
 \bar{z} -X Biegemoment m -yy in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow ,
 Y Lastfall 2003 MIN-MYY QUAD , von -3594. bis 299.5 Stufen

Systemausschnitt Gruppe 10
 \bar{z} -X Querkraft v -y in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow , Lastfall
 Y 2003 MIN-MYY QUAD , von -2507. bis 2507. Stufen 500.0 kN/m

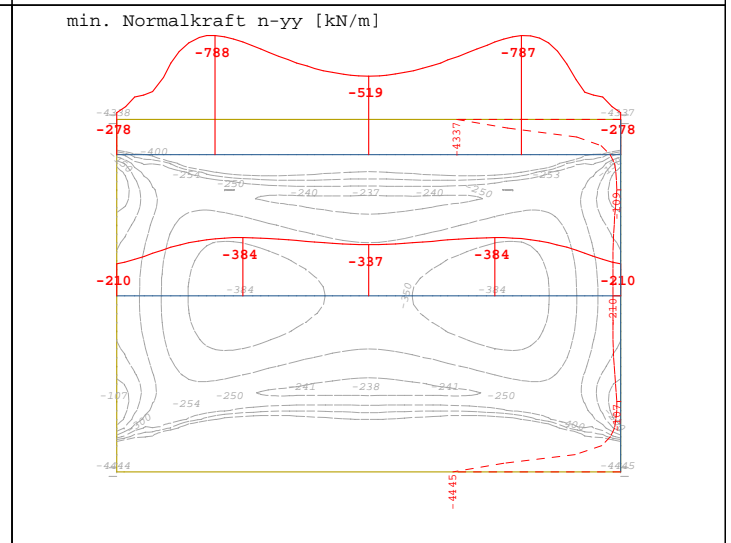
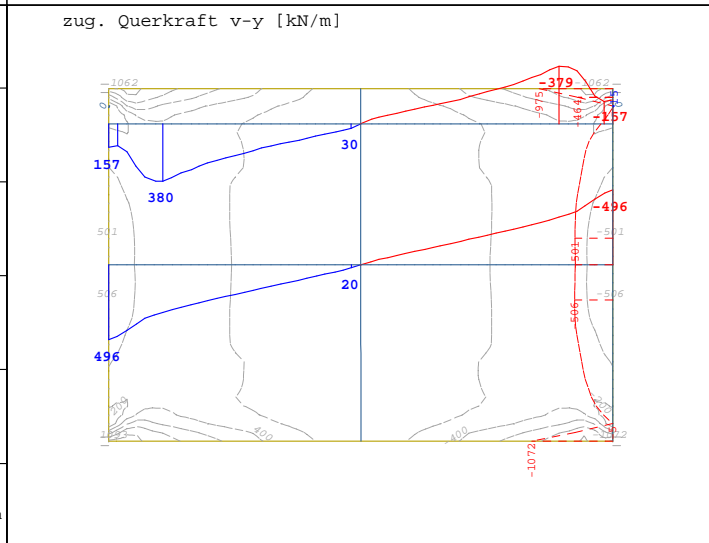
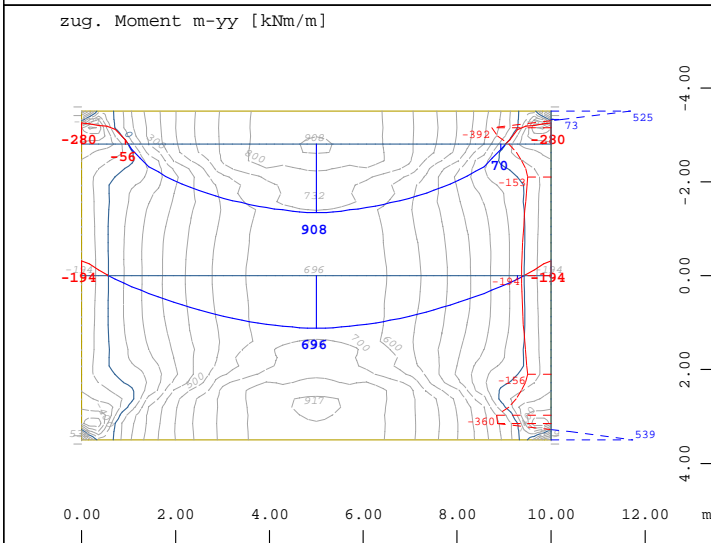
Systemausschnitt Gruppe 10
 \bar{z} -X Membrankraft n -yy in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow ,
 Y Lastfall 2003 MIN-MYY QUAD , von -400.0 bis 248.3 Stufen



Systemausschnitt Gruppe 10
 $\bar{z}-X$ Biegemoment $m-yy$ in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow ,
 Y Lastfall 2010 MAX-NYY QUAD , von -2343. bis 579.6 Stufen

Systemausschnitt Gruppe 10
 $\bar{z}-X$ Querkraft $v-y$ in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow , Lastfall
 Y 2010 MAX-NYY QUAD , von -1746. bis 1745. Stufen 200.0 kN/m

Systemausschnitt Gruppe 10
 $\bar{z}-X$ Membrankraft $n-yy$ in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow ,
 Y Lastfall 2010 MAX-NYY QUAD , von 11.5 bis 400.0 Stufen



Systemausschnitt Gruppe 10
 $\bar{z}-X$ Biegemoment $m-yy$ in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow ,
 Y Lastfall 2011 MIN-NYY QUAD , von -526.6 bis 917.2 Stufen

Systemausschnitt Gruppe 10
 $\bar{z}-X$ Querkraft $v-y$ in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow , Lastfall
 Y 2011 MIN-NYY QUAD , von -1072. bis 1093. Stufen 200.0 kN/m

Systemausschnitt Gruppe 10
 $\bar{z}-X$ Membrankraft $n-yy$ in lokal y aus der Elementmitte \leftrightarrow ,
 Y Lastfall 2011 MIN-NYY QUAD , von -400.0 bis -107.2 Stufen

D. Anhang Kostenschätzung

D.1. Hauptmassenermittlung Stahlbetonrahmen

D.2. Hauptmassenermittlung Schneidenlagerung

Stahlbetonrahmen

Baugrubensicherung: vernagelte Spritzbetonwand

$d_{BS} =$	0,15	[m]	Dicke Spritzbetonwand
$h_{BS} =$	6,84	[m]	Höhe Spritzbetonwand
$b_{BS} =$	7,88	[m]	Breite Spritzbetonwand
$A_{BS} =$	107,8	[m ³]	Fläche Spritzbetonwand
Bewehrungsgrad:	6,0	[kg/m ²]	
Masse Bewehrung:	0,65	[t]	
Vernagelung $L_{NW} =$	4,0	[m]	Länge Nagel e=1,5 m
$a_{BP} =$	50	[-]	Anzahl Nägel
$L_{NW,ges} =$	200,0	[m]	Gesamtlänge Nägel

Bohrpfähle: Beton C25/30 XC2, XF1, XA1, WF, B 500B

$a_{BP} =$	12	[-]	Anzahl Bohrpfähle
$\varnothing =$	0,80	[m]	Durchmesser Bohrpfähle
$L_{BP} =$	12,00	[m]	Länge Bohrpfähle
$V_{BP} =$	72,4	[m ³]	Volumen Beton Bohrpfähle
Bewehrungsgrad:	115	[kg/m ³]	
$g_{BW} =$	8,32	[t]	Masse Bewehrung

Fundament: Beton C25/30 XC2, XF1, XA1, WF, B 500B

Widerlagerwand

$h_W =$	1,10	[m]	Höhe Fundament
$B_W =$	1,50	[m]	Breite Fundament
$L_W =$	6,40	[m]	Länge Fundament
$V_{BP} =$	21,1	[m ³]	Volumen Beton Fundament
Bewehrungsgrad:	100	[kg/m ³]	
$g_{BW} =$	2,11	[t]	Masse Bewehrung

Flügelwand

$h_F =$	1,10	[m]	Höhe Fundament
$B_F =$	1,50	[m]	Breite Fundament
$L_F =$	3,50	[m]	Länge Fundament
$V_{BP} =$	23,1	[m ³]	Volumen Beton Fundament
Bewehrungsgrad:	100	[kg/m ³]	
$g_{BW} =$	2,31	[t]	Masse Bewehrung

Aufgehendes: Beton C25/30 XC4, XF1, WF, B 500B

Widerlagerwand

$H_W =$	3,90	[m]	Höhe Widerlagerwand
$B_W =$	0,75	[m]	Breite Widerlagerwand
$L_W =$	6,40	[m]	Länge Widerlagerwand
$V_W =$	37,4	[m ³]	Volumen Beton Widerlagerwand
Bewehrungsgrad:	90	[kg/m ³]	
$g_{BW} =$	3,37	[t]	Masse Bewehrung

Flügelwand	$H_{F,1} =$	3,90	[m]	Höhe Flügelwand
	$H_{F,2} =$	0,90	[m]	Höhe Auskragung außen Flügelwände
	$B_F =$	0,75	[m]	Breite Flügelwand
	$L_{F,oben} =$	4,50	[m]	Länge Flügelwand oben
	$L_{F,unten} =$	3,50	[m]	Länge Flügelwand unten
	$V_F =$	70,8	[m ³]	Volumen Beton Flügelwand
	Bewehrungsgrad:	75	[kg/m ³]	
	$g_{BW} =$	5,31	[t]	Masse Bewehrung
Überbauplatte:	Beton C30/37 XC4, XF1, WF, B 500B			
	$L_{UE} =$	11,50	[m]	Länge Überbauplatte
	$B_{UE} =$	6,40	[m]	Breite Überbauplatte
	$h_{UE} =$	0,90	[m]	Höhe Überbauplatte
	$V_{UE} =$	66,2	[m ³]	Volumen Beton Überbauplatte
	Bewehrungsgrad:	90	[kg/m ³]	
	$g_{BW} =$	5,96	[t]	Masse Bewehrung
Sauberkeitssicht:	Beton C12/15 X0, WF			
	$d_{SSB} =$	0,10	[m]	Dicke Sauberkeitsschicht
	$V_{SSB} =$	4,82	[m ³]	Volumen Sauberkeitsschicht
Schutzbeton:	Beton C25/30 XC2, XF1, B 500A			
	$d_{SB} =$	0,06	[m]	Dicke Schutzbeton
	$V_{SB} =$	4,4	[m ³]	Volumen Schutzbeton
	Bewehrungsgrad:	30	[kg/m ³]	
	$g_{BW} =$	0,13	[t]	Masse Bewehrung
Baugrubenaushub:	$L_{A,oben} =$	25,08	[m]	Länge Aushub oben
	$L_{A,unten} =$	18,30	[m]	Länge Aushub unten
	$L_{A,links} =$	3,36	[m]	Länge Aushub links
	$L_{A,rechts} =$	3,36	[m]	Länge Aushub rechts
	$B_A =$	7,88	[m]	Breite Aushub
	$H_A =$	6,64	[m]	Höhe Aushub
	$V_A =$	1134,9	[m ³]	Volumen Aushub

Schneidenlagerung

Baugrubensicherung: Spundwand S355 GP

Widerlagerwand	$b_{SP} =$	7,00	[m]	Breite Widerlagerwand
	$h_{SP} =$	6,00	[m]	Einbindetiefe Widerlagerwand
	$h_{Li} =$	4,41	[m]	Lichte Höhe Widerlagerwand
	$A_{SP} =$	145,7	[m ²]	Fläche Spundwand Widerlagerwand

Flügelwand	$b_{SP} =$	3,96	[m]	Breite Flügelwand
	$h_{SP} =$	6,00	[m]	Einbindetiefe Flügelwand
	$h_{Li} =$	4,41	[m]	Lichte Höhe Flügelwand
	$A_{SP} =$	164,9	[m ²]	Fläche Spundwand Flügelwand

Stb-Kopfbalken: Beton C30/37 XC4, XF1, WF, B 500B

Widerlagerwand	$B_{K,y} =$	1,00	[m]	Breite des Stb-Kopfbalkens
	$h_{Kges,z} =$	0,77	[m]	Gesamthöhe Stb-Kopfbalken
	$L_{Kges,z} =$	7,55	[m]	Länge Stb-Kopfbalken
	$V_{SP} =$	11,6	[m ³]	Volumen Stb-Kopfbalken
	Bewehrungsgrad:	140	[kg/m ³]	
	$g_{BW} =$	1,63	[t]	Masse Bewehrung

Flügelwand	$B_{K,y} =$	1,00	[m]	Breite des Stb-Kopfbalkens
	$h_{Kges,z} =$	0,77	[m]	Gesamthöhe Stb-Kopfbalken
	$L_{Kges,z} =$	3,26	[m]	Länge Stb-Kopfbalken
	$V_{SP} =$	10,0	[m ³]	Volumen Stb-Kopfbalken
	Bewehrungsgrad:	120	[kg/m ³]	
	$g_{BW} =$	1,20	[t]	Masse Bewehrung

Überbauplatte: Beton C30/37 XC4, XF1, WF, B 500B

	$L_{UE} =$	11,50	[m]	Länge Überbauplatte
	$B_{UE} =$	6,40	[m]	Breite Überbauplatte
	$h_{UE} =$	0,90	[m]	Höhe Überbauplatte
	$V_{UE} =$	66,2	[m ³]	Volumen Beton Überbauplatte
	Bewehrungsgrad:	100	[kg/m ³]	
	$g_{BW} =$	6,62	[t]	Masse Bewehrung

Schutzbeton: Beton C25/30 XC2, XF1, B 500A

	$d_{SB} =$	0,06	[m]	Dicke Schutzbeton
	$V_{SB} =$	4,4	[m ³]	Volumen Schutzbeton
	Bewehrungsgrad:	30	[kg/m ³]	
	$g_{BW} =$	0,13	[t]	Masse Bewehrung

Korrosionsschutz: $A_{SP} =$ 131,6 [m²] Fläche Spundwand für Korrosionsschutz

Baugrubenaushub:	$h_{Li} =$	5,00	[m]	Lichte Höhe Überführungstragwerk
	$b_{Li} =$	9,25	[m]	Lichte Breite Überführungstragwerk
	$l_{Li} =$	10,03	[m]	Lichte Länge Überführungstragwerk
	$V_A =$	463,9	[m ³]	Volumen Aushub