Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist an der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt (http://www.ub.tuwien.ac.at).

The approved original version of this diploma or master thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology (http://www.ub.tuwien.ac.at/englweb/).

DIPLOMARBEIT
Master Thesis

Entwurf einer Fußgängerbrücke aus vorgespannten Steinplatten

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

unter der Leitung von

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger

E212

Institut für Tragkonstruktionen

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Margot Julia Schuh

0625172

Pulkauerstraße 26
3730 Eggenburg

Wien, am 30.09.2011

Kurzfassung

Der Entwurf eines Brückentragwerks stellt einen der interessantesten und anspruchsvollsten Arbeitsbereiche des konstruktiven Ingenieurbaus dar. Eine weitgespannte Radfahrer- und Fußgängerbrücke eignet sich besonders gut für eine abschließende Diplomarbeit. Dank der relativ geringen Verkehrslasten werden schlanke Tragkonstruktionen möglich, bei denen Probleme der Stabilität und Dynamik jedoch eine besondere Rolle spielen. Die konstruktiven Anforderungen umfassen nahezu das gesamte Spektrum des Bauingenieurwesens. Eine gelungene Brückenkonstruktion vereint immer eine formschöne und ästhetische Gestalt mit einem übersichtlichen und klaren Tragsystem. Jeder einzelne Bauteil muss im Tragwerk zum optimalen Mitwirken aktiviert werden. „Unnötige Massen“ nehmen einer Konstruktion schnell die angestrebte Eleganz.

Bei Salgesch im schweizer Kanton Wallis soll eine Fußgängerbrücke aus vorgespanntem Naturstein über die Rotten (Rhone) und den Russubrunnu entworfen werden, wobei die Vorteile des Natursteins optimal ausgenützt werden sollen. Eine Anbindung an die bestehenden Fuß- und Radwege beidseits der Rotten ist natürlich auch Planungserfordernis. Generell wurden die SIA-Normen herangezogen, jedoch zusätzlich, bei Erfordernis, auch die EUROCODES. Da nach der schweizer Norm für die Durchführung eines Bauprojekts Nutzungsvereinbarung und Projektbasis erforderlich sind, ist dies auch Gegenstand dieser Arbeit.

Dieses Master-Projekt wird von O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger (Technische Universität Wien) und Prof. Dr. sc. techn. Aurelio Muttoni (École Polytechnique Fédérale de Lausanne), dem Assistenten Thibault Clément und Dr. Damien Dreier betreut. Grundlagen und Vorgaben dieses Projektes waren jene eines Wettbewerbs aus dem Jahr 2006.

Diese Brückenprojekt ist im Rahmen eines Auslandssemesters an der École Polytechnique Fédérale de Lausanne am Institut IBETON entstanden, wobei eine Erweiterung auf wissenschaftlicher Basis angeschlossen wurde, um den Anforderungen der TU Wien gerecht zu werden. Es wurden bereits existierende Fußgängerbrücken, welche teils aus Naturstein bestehen, beschrieben und ihre positiven Aspekte angeführt.

Abstract

The design of a bridge construction is one of the most interesting and challenging areas of structural engineering. A wide-span pedestrian and cycling bridge suits especially well for a final thesis. Due to relatively low traffic loads slender support structures are feasible at the expense of stability and dynamic problems. The design requirements involve almost the entire field of civil engineering. A good bridge construction combines a shapely and aesthetic design with a clear and definite support system. The restistance of every single component of the structure should be activated for an optimal participation. "Useless mass" on the construction takes away the aspired elegance.

In Salgesch in Valais a pedestrian bridge over the Rotten (Rhone) and the Russubrunnu made of pre-stressed natural stone has to be designed. The advantages of the natural stone should be optimally utilized. The existing walking and cycling paths on both sides of the Rotten have to be linked. Predominantly the swiss standards were used. For some more detailed analysis also the Eurocodes were used. Since according to swiss standards a user agreement and project basis are required for the implementation of a construction project, these documents are also subject of this thesis.

This master project was supervised by O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M. Eng. Johann Kollegger (Technische Universität Wien) and Prof. Dr. sc. Aurelio Muttoni (École Polytechnique Fédérale de Lausanne), the assistant Clément Thibault and Dr. Damien Dreier. The preconditions and objectives of this project were those of a competition from the year 2006.

This thesis was generated during a semester abroad at the École Polytechnique Fédérale de Lausanne on the institute IBETON. An enhancement was done on scientific level to fulfill the requirements of the Vienna University of Technology. An assortment of existing pedestrian bridges which consist partly of stone, is described, whereupon their good and inventive design concepts are explained.

Danksagung

Diese Diplomarbeit stellt den Abschluss meines Bauingenieurstudiums an der TU Wien dar. Für die fortlaufende Unterstützung während der letzten Jahre gilt daher meinen Eltern und meinem Freund, Arno Seltenhammer, mein besonderer Dank. Ohne sie wäre das Studium in dieser kurzen Zeit nicht möglich gewesen.

Einen Dank widme ich auch allen Mitarbeitern des „Laboratoire de construction en béton“, allen voran Herrn Prof. Dr. sc. techn. Aurelio Muttoni, für die zahlreichen Anregungen und konstruktiven Diskussionen.

Insbesondere möchte ich noch Herrn Dipl.-Ing. Erhard Kargel danken, der mich fachtechnisch sehr unterstützt hat und mir jederzeit bei kritischen Fragestellungen weitergeholfen hat.

Weiters danke ich auch Herrn O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger, der es mir ermöglichte, meine Diplomarbeit im Zuge eines Auslandsaufenthaltes durchzuführen.

Natürlich sage ich auch Danke an alle Studienkolleginnen und Kollegen insbesondere Herrn Florian Özkoral, die mich während der letzten fünf Studienjahre begleitet haben. Für deren fortlaufende Hilfe und Aufmunterung möchte ich mich an dieser Stelle besonders bedanken.

Weiters möchte ich mich namentlich bei Herrn Dr. Martin Koller und Herrn Dipl.-Ing. Ingo Seltenhammer für deren Hilfestellungen bedanken.

Inhaltsverzeichnis

1 Bestehende Fußgängerbrücken aus Stein 8

1.1 Historische Brücken 8

1.1.1 Brücke von Mostar „Stari Most“ (Bogenbrücke) [2] 8

1.2 Moderne Brücken 11

1.2.1 Inachus Bridge (Spannbandbrücke) [5], [6] 11

1.2.2 Punt da Suransuns (Spannbandbrücke) [8], [9] 13

1.2.3 Fußgängerbücke in Rosenheim (Balkenbrücke) [13] 16

1.2.4 Fuß- und Radwegbrücken aus vorgespanntem Granit (Balkenbrücke) [15] 19

2 Nutzungsvereinbarung 22

2.1 Einleitung 22

2.1.1 Ausgangslage und Zielsetzung der Studie 22

2.2 Allgemeine Ziele für die Nutzung des Bauwerks 22

2.2.1 Baubeschreibung und vorgesehene Nutzung des Bauwerks 22

2.3 Umfeld und Anforderungen von Dritten 23

2.3.1 Auswirkungen auf die Umgebung 23

2.3.2 Anforderungen Dritter 24

2.4 Bedürfnisse des Betriebs und des Unterhalts 24

2.4.1 Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit 24

2.5 Besondere Vorgaben der Auftraggeberseite 25

2.5.1 Systemwahl 25

2.5.2 Materialien 25

2.5.3 Voraussetzungen für die Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit 25

2.5.4 Design und Ästhetik 25

2.6 Schutzziele und Sonderrisiken 25

2.6.1 Sicherheitstechnische Anforderungen 25

2.6.2 Maßnahmen zum Schutz der Umwelt 25

2.6.3 Schwingungen und Schwingungsgrenzen 25

2.6.4 Feuer 26

2.6.5 Erdbeben 26

2.6.6 Explosion 26

2.7 Normbezogene Bestimmungen 26

2.8 Unterschriften ... 26

3 Projektbasis ... 27

3.1 Einleitung ... 27

3.1.1 Ausgangslage und Zielsetzung der Studie ... 27

3.2 Allgemeines ... 27

3.2.1 Beschreibung ... 27

3.2.2 Geotechnische Eigenschaften ... 27

3.2.3 Teilsicherheitsbeiwerte für Rechnungsprüfungen ... 28

3.3 Nutzung ... 28

3.3.1 Geplante Nutzungsdauer ... 28

3.3.2 Ergänzende Festlegungen zur Nutzung ... 28

3.4 Tragwerkskonzept ... 29

3.4.1 Tragsystem ... 29

3.4.2 Abmessungen ... 29

3.4.3 Fundierung ... 29

3.4.4 konstruktive Anforderungen ... 30

3.4.5 Baustoffe ... 30

3.4.6 Bauverfahren ... 31

3.5 Dauerhaftigkeit ... 32

3.5.1 Tragsicherheit ... 32

3.5.2 Gebrauchstauglichkeit ... 33

3.6 Tragwerksanalyse und Bemessung ... 35

3.6.1 Einwirkungen ... 35

3.6.2 Bemessungssituationen ... 37

3.7 Risikoabschätzung ... 40

3.8 Unterschriften ... 40

3.9 Grundlagen und Dokumentationen ... 41

4 Bericht ... 42

4.1 Einleitung ... 42

4.1.1 Ausgangslage und Zielsetzung der Studie ... 42

4.1.2 Ziele und Grenzen der Studie ... 43

4.2 Entwurf ... 43

4.2.1 Vorgaben und Entwurfskriterien ... 43
4.2.2 Vorentwürfe ... 45
4.2.3 Vergleich und Auswahl ... 45
4.3 Tragwerk und Konstruktion ... 46
4.3.1 Tragwerk ... 46
4.3.2 Statisches System ... 47
4.3.3 Tragkabel ... 48
4.3.4 Hänger ... 49
4.3.5 Deck - Natursteinplatten ... 49
4.3.6 Längsträger ... 51
4.3.7 Pylone ... 52
4.3.8 Einwirkungen ... 53
4.4 Modellierung ... 55
4.4.1 Allgemeines ... 55
4.5 Erläuterungen zur Berechnung ... 58
4.5.1 Allgemeines ... 58
4.5.2 Tragkabel ... 63
4.5.3 Hänger ... 65
4.5.4 Deck ... 65
4.5.5 Längsträger ... 68
4.5.6 Pylone ... 68
4.5.7 Widerlager ... 69
4.5.8 Fundamente ... 69
4.6 Montagephasen ... 70
4.6.1 Pylone und Widerlager ... 70
4.6.2 Längsträger und Steinplatten ... 70
4.6.3 Tragkabel und Hänger ... 71
4.6.4 Möglichen Probleme während der Montage sowie während der Instandhaltung und konstruktive Lösungen ... 71
4.7 Dynamische Analyse ... 72
4.7.1 Bewertung der dynamischen Brückeneigenschaften ... 72
4.8 globale Stabilität ... 74
4.8.1 Knicksicherheit ... 74
4.9 Endbewertung ... 75

4.9.1 Gewählte Variante ... 75
4.9.2 Dimensionierungen ... 76

5 Berechnung ... 77
5.1 Allgemeines ... 77
5.2 Berücksichtigte Lasten ... 78
5.2.1 Ständige Lasten ... 78
5.2.2 Veränderliche Lasten ... 78
5.3 Lastfälle ... 82
5.4 Dimensionierung - Endzustand ... 84
5.4.1 Statische System ... 84
5.5 Tragkabel ... 85
5.5.1 Materialeigenschaften ... 85
5.6 Hänger ... 88
5.6.1 Materialeigenschaften ... 88
5.6.2 Deck ... 91
5.6.3 Längsträger ... 96
5.6.4 Pylon ... 101
5.6.5 Widerlager ... 111
5.6.6 Tragsicherheit (ULS Typ 2) ... 112
5.7 Dynamische Analyse ... 116

1 Bestehende Fußgängerbrücken aus Stein

Brücken zählen unter anderen zu den bedeutendsten Bauwerken der Geschichte. Sie wurden errichtet um Menschen das Überqueren von Hindernissen zu ermöglichen.

Granit ist seit Jahrhunderten für Baumeister ein sehr vertrauter Werkstoff. Er zeichnet sich durch hohe Dauerhaftigkeit und große Druckfestigkeit aus. Ähnlich dem Beton ist die Zugfestigkeit hingegen verhältnismäßig gering. Brückenbauer früherer Zeiten haben seine spezifischen Materialeigenschaften berücksichtigt, indem sie Bogenbrücken errichtet haben. So werden auch hohe Lasten, unter Ausnutzung der hohen Stein-Druckfestigkeit, sicher abgeleitet. Im modernen Brückenbau wird mit der Spannbetonbauweise die hohe Druckfestigkeit des Steins ausgenützt.

1.1 Historische Brücken

Das Baumaterial Stein wurde für Bogenbrücken schon von den römischen Baumeistern eingesetzt. Es konnten bereits Brücken mit Stützweiten von 25-40 *m* errichtet werden. Sie bestanden hauptsächlich aus gleichförmig behauenen Steinen. Mörtel war nicht erforderlich, da die hohen Druckkräfte und die genaue Passform der Steine für die Kraftableitung, und damit für die Standfestigkeit ausreichend waren. Die Tragwerke der früheren Zeit konnten nur Druckkräfte übertragen. Somit bestanden die Brückenkonstruktionen ausschließlich aus Gewölben, Pfeilern und Mauern. Im Spätmittelalter wurden auch elliptische Bögen oder Segmentbögen ausgeführt und man konnte so größere Spannweiten mit geringeren Tragwerkshöhen erzielen. [1]

Die folgende Brücke ist ein herausragendes Beispiel für eine historische Brücke aus Naturstein.

1.1.1 Brücke von Mostar „Stari Most“ (Bogenbrücke) [2]

Die weltbekannte Brücke von Mostar wurde bereits 1566 erbaut und ist im jugoslawischen Bürgerkrieg 1993 zerstört worden. Nach dem Kriegsende wurde zunächst eine Behelfsbrücke in Form einer Drahtseilhängekonstruktion errichtet. Diese blieb bis zum eigentlichen Beginn des originalgetreuen Wiederaufbaus der Brücke „Stari Most“ bestehen. Die Wiedererrichtung der neuen Brücke begann im Jahre 1995. Beim Wiederaufbau wurden, soweit noch vorhanden und nutzbar, die alten Steine verwendet und fehlende aus demselben Steinbruch, wie 1566, ersetzt. Die Brücke wurde 2004 wiedereröffnet.

Abbildung 1: Neu errichtete Brücke von Mostar [3]

Seinerzeit war die Brücke mit einer Spannweite von 28 *m* und einer Breite von 4 *m* der größte freitragende Natursteinbogen seiner Art. Die Pfeilhöhe betrug 12 *m* und der Scheitel hatte eine Dicke von 0,77 *m*.

Für den Bau der Brücke konnte kein Holzgerüst errichtet werden. Einen Mittelpfeiler zu gründen war auch unmöglich. Der Grund dafür war, dass das felsige Flussbett von unterspülten und eingebrochenen Konglomeratplatten geprägt ist. Man konzipierte die hohen ufernahen Brückenpartien als Hohlkästen, wodurch das Eigengewicht der Aufbauten über dem Bogen um 40 % verringert werden konnte. Somit wurde eine schlanke Brückenkonstruktion ermöglicht.

Durch die baulichen Risiken des Standorts wurde eine besondere Art von Brückentragwerk geplant, indem die Natursteine mit Dübeln und Klammern verbunden wurden. Diese Bauweise verlieh dem, in der anfänglichen Bauphase, weit auskragenden Bogenmauerwerk eine höhere Steifigkeit und verhinderte die Verschiebung der Brückenquader untereinander.

Auf dem Bogenrücken verlaufen vier parallel geführte Bänder aus Klammern, die teilweise in den Steinen eingelassen sind. Die Bänder sind parallel zur Straßenlängsachse angeordnet und verhindern, dass sich die Steinreihen nach unten bewegen können.

In einem Zapfloch waren jeweils zwei benachbarte Klammern, wobei das Loch mit flüssigem Blei ausgegossen und damit die Klammern fixiert und befestigt wurden

In den Radialfugen des Bogens, wurden die benachbarten Quader mittels Klammern verbunden. Dabei wurden die Klammern bündig in die Steinoberfläche eingelassen und ebenfalls mit flüssigem Blei fixiert. An der Unterseite wurden auch Dübel eingesetzt.

Die Quader im Stützlinienverlauf des Bogens wurden zusätzlich mit Stahldübeln verbunden. Die Dübel sind am Bogenansatz vertikal und im Schlusssteinbereich horizontal platziert.

Diese Brücke gilt zu Recht als eine Meisterleistung der Baukunst - nicht nur durch die erreichte außerordentliche Stabilität sondern auch durch die elegante Linienführung und das leuchtend helle Gestein.

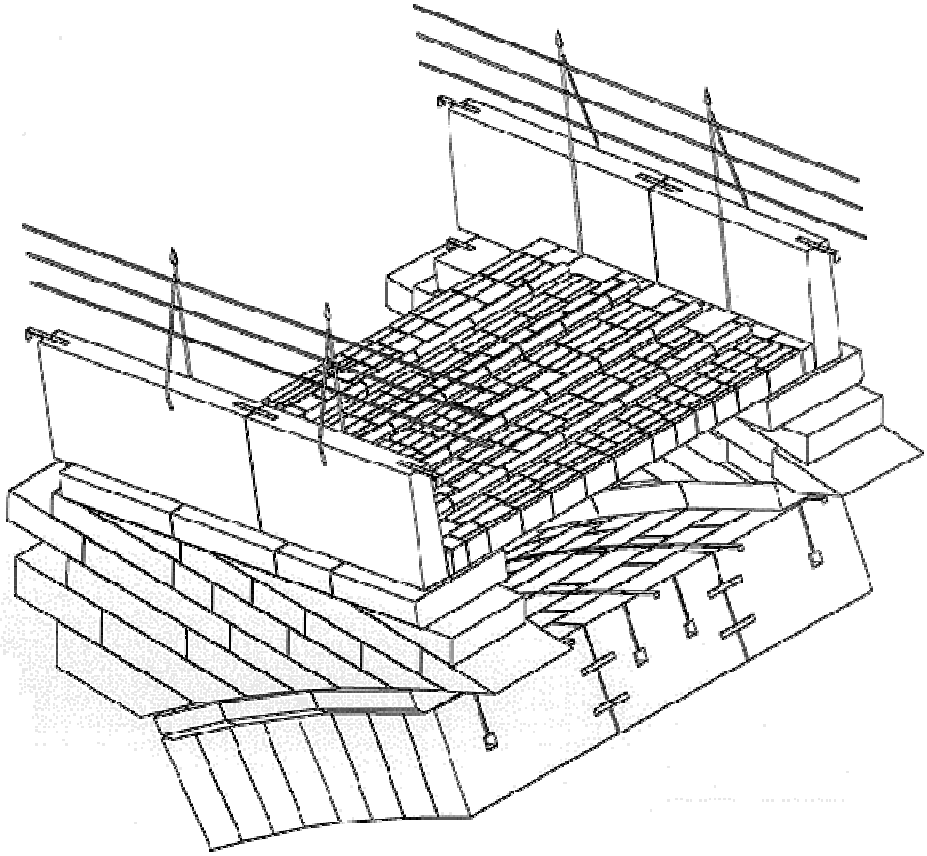


Abbildung 2: „Stari Most“ - Brückenkonstruktion [4]

1.2 Moderne Brücken

Steinplatten weisen - analog dem Beton - geringe Zugfestigkeiten, sowie ein äusserst sprödes Bruchverhalten auf. Durch eine angepasste Vorspannung erreichen Steinplatten - analog dem Spannbeton - eine um das 3- bis 5-fache höhere Tragleistung.

1.2.1 Inachus Bridge (Spannbandbrücke) [5], [6]

In der Stadt Beppu, an der Nordostküste der Insel Kyushu in Japan, wurde 1994 die Inachus Bridge errichtet. Diese Brücke ermöglichte den Zugang zu einem Park und überspannt 34 *m*. Der Abstand zwischen dem Ober- und Untergurt beträgt 2,2 *m*. Die Brücke fügt sich landschaftlich gut in die Umgebung ein und gewährt einen offenen Blick auf die Beppu Bay. Beppu hat eine Städtepartnerschaft mit Yantai, wo Granit von ausgezeichneter Qualität abgebaut und verarbeitet wird. Dieser Stein besitzt eine Druckfestigkeit von 130 N/mm^2 und einen Elastizitätsmodul von 30 000 N/mm^2. Dieser Granit wurde als Tragmaterial für den Obergurt der Brücke verwendet.

Abbildung 3: Inachus Bridge [7]

Strukturelle Schema

Die Brücke wurde so entworfen, dass eine linsenförmige Gestalt mit einem gewölbten Obergurt und einem abgehängten Untergurt entstand.

Der Obergurt ist ein Kreisbogen mit einer maximalen Steigung von 12 *%* an den beiden Enden. Aus ästhetischen Gründen ist die Brücke im Grundriss in der Mitte schmäler und weitet sich zu den Enden hin aus. Der Obergurt besteht aus 78 Granitblöcken, welche jeweils 40 *cm* breit und 25 *cm* hoch sind. In der Mitte umfasst dieser Granitgurt eine Breite von 2,6 *m* und an den beiden Enden 3,6 *m*. Der Granit-Obergurt dient nicht nur als tragender Hauptbauteil, sondern bildet auch das Deck für den Fußgängerverkehr.

Der Obergurt ist durch fünf parallele, in Brückenlängsrichtung verlaufende, Spannkabel vorgespannt, welche durch mittig gebohrte Löcher in den Granitblöcken verlaufen. Nachdem die „Gelenke“ zwischen benachbarten Granitblöcken mittels Mörtel verfestigt wurden, konnte der gesamte Obergurt vorgespannt werden, um einen "monolithischen" Bauteil zu erzeugen. Die Vorspannung bewirkt, dass in den Gelenken auch durch Nutzlast keine Zugbelastung entstehen kann. Ein quer liegender Betonstahl wurde bei jedem Gelenk zwischen den Blöcken platziert (unter Berücksichtigung der Tatsache, dass Granit ein natürliches Material ist). Diese dienen dazu um die auftretenden Zugspannungen in Querrichtung im Deck aufzunehmen.

Der Untergurt hat die längliche Form eines Seilpolygons, fast symmetrisch zum Obergurt. Dieser besteht aus Stahlblechen, welche in einer Kette angeordnet sind. Damit die Brücke eine ausreichende Torsionssteifigkeit besitzt, ist der Untergurt an den beiden Enden gegabelt und in den Stahlbetonwiderlagern verankert. Die Spannkabel der Obergurte sind ebenfalls in diesen Stahlbetonwiderlagern verankert. Die Ober- und Untergurte sind mittels Gestängen aus Stahlrohren, welche wie umgekehrte Pyramiden angeordnet sind, verbunden.

Die Füllstäbe bilden einen Fachwerksbinder, ohne Normalstreben. Im Gegensatz zu Fachwerken mit Normalstreben, treten hier die größeren Biegemomente im Obergurt auf, insbesondere bei ungleichmäßigen Lasten. In vielen Fällen haben die Obergurte begrenzte Kapazitäten, für die Aufnahme dieser größeren Biegemomente. In der Beppu Brücke bleibt allerdings der Querschnitt durch die Vorspannung überdrückt und es ergeben sich somit keine Probleme bezüglich der Biegemomente.

Die Brücke wirkt durch ihre Einfachheit besonders elegant und passt durch den Naturstein gut in die Umgebung.

Angesichts der Einsparungen bei den Fachwerksstäben, den Anschlussdetails, sowie aufgrund des einfacheren Aussehens, stellt der Fachwerksbinder ein interessantes Anforderungsprofil für die Tragwerksplanung dar.

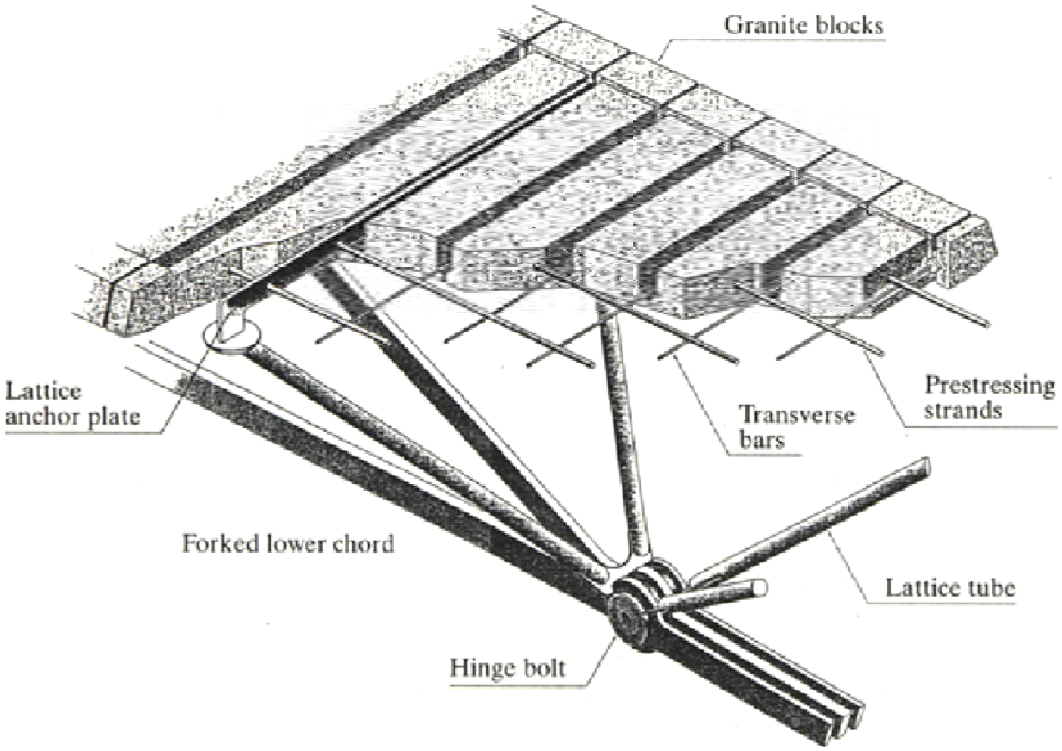


Abbildung 4: Schema der strukturellen Elemente [7]

1.2.2 Punt da Suransuns (Spannbandbrücke) [8], [9]

Für die Überbrückung der Viamalaschlucht wurde 1999 vom Ingenieurbüro Conzett Bronzini Gartmann aus Chur eine Spannbandbrücke entworfen, welche sich nördlich der Viamalabrücke der Nationalstraße A13 befindet.

Diese Fußgängerbrücke hat eine Spannweite von 10 *m* und eine Steigung von 20 %.

Wegen der unterschiedlichen Höhen der beiden Ufer, überzeugte technisch als auch ästhetisch ein Spannbandsystem als Brückentragwerk. Da der südliche Abschnitt des Viamalaweges zu einem steinernen Weg umgebaut wurde, entstand die Idee, diese Brücke in Naturstein auszuführen um sie damit an die Umgebung möglichst gut anzupassen.

Für diesen Naturstein wurde der in der Nähe gewonnene Andeer-Granit gewählt, weil er hervorragende geeignete, physikalische Eigenschaften aufweist. Wegen des auftretenden Salzsprühnebel, verursacht durch die Eisfreihaltung der obenliegenden Nationalstraße, wurden sämtliche Stahlteile in V4A-Chromnickelstahl oder Duplexstahl ausgeführt. Die Stoßfugen der Steinplatten wurden mit 3 *mm* starken Aluminiumbändern gefüllt.

Abbildung 5: Punt da Suransuns [10]

Die statische Berechnung einer Spannbandbrücke ist ähnlich der einer Hängebrücke, wenn man sich den Gehbelag gleichzeitig als Tragkabel und als Versteifungsträger, welcher in diesem Fall sehr schlank ist, vorstellt. Als Ganzes, ist die Brücke wie ein biegeweiches Seil, wobei sich die Steifigkeit durch die Vorspannung erhöht.

Im Auflagerbereich befinden sich Blattfedern. Diese wirken sich positiv auf den Ermüdungswiderstand und somit auf die Dimensionierung der Stahlquerschnitte aus.

Die Herstellung der Brücke wurde in Trockenbauweise durchgeführt. Das bedeutet, dass nach dem Gießen der Widerlager nur noch gestapelt, gespannt und geschraubt worden ist. Die Widerlager mussten somit mit hoher Präzision betoniert und die vertikalen Schwerter direkt in den Beton eingegossen werden. Nach dem Versetzten der Stahlbänder wurden die Granitplatten nacheinander, beginnend vom tiefsten Punkt, verlegt. Die Platten waren mit den Geländerpfosten an den Stahlbändern befestigt. Die Muttern wurden nicht endgültig verschraubt, sodass sich die Platten noch verschieben ließen. Die Steinplatten wurden mit den Stahlzwischenlagern gegen die Schwerter geschoben, so dass sich die

Platten beim Anspannen der Bänder untereinander verkeilten. Anschließend wurden, nach dem Verkeilen der Stahl-Endblöcke, die Muttern endgültig angezogen. Nach dem Anziehen der Muttern, wurde schlussendlich der Handlauf an die Geländerpfosten angeschweißt.

Abbildung 6: Auflagerbereich [11]

Das dynamische Verhalten der 40 *m* langen Brücke konnte für die vertikalen Schwingungen nicht vorhergesagt werden. Die Wanderer genießen die felsige Landschaft, aber dürfen natürlich nicht ängstlich sein, wenn die Brücke schwingt. Die felsige Umgebung, die flachen, glänzenden Gneisplatten und der leuchtende Chromstahl einzelner Brückenbauelemente passen gut zueinander. Der optische Gesamteindruck der Brücke führt zu der Annahme, dass die Struktur alle Grenzen der Schlankheit umgangen hat - auch wenn ihre Oberfläche aus Stein ist. Insgesamt ist die Spannbandbrücke sicherlich ein Meisterwerk der minimalen Art.

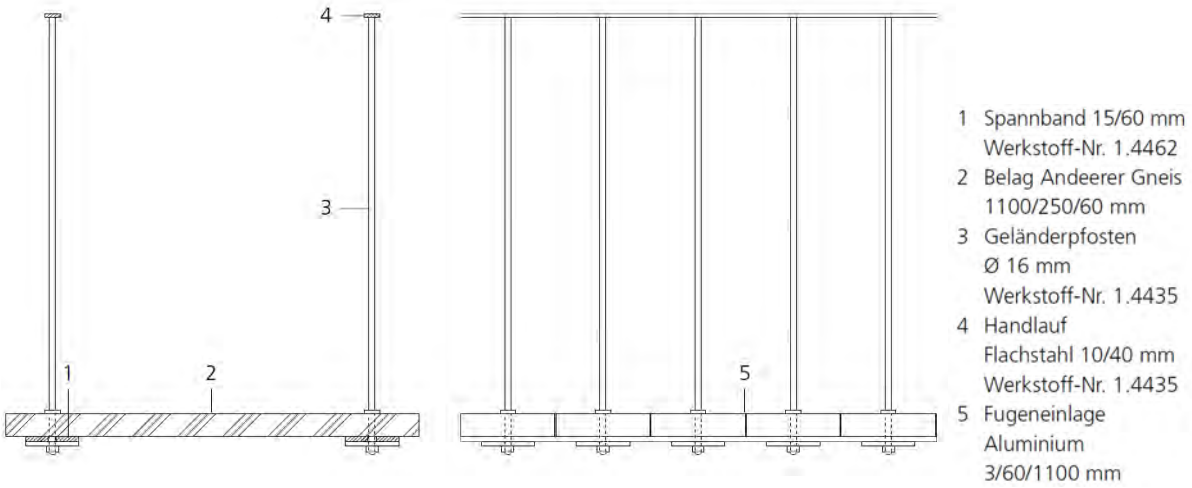


Abbildung 7: Brückenquerschnitt und Längsschnitt [12]

1.2.3 Fußgängerbücke in Rosenheim (Balkenbrücke) [13]

Hier handelt es sich um eine Brücke in der Stadt Rosenheim am Ludwigsplatz, die im Zuge einer Umgestaltung dieses Platzes errichtet wurde.

Der Mühlbach wurde im Rahmen einer früheren Umgestaltung komplett überbaut, jedoch sollte diesmal wieder ein Teil des Baches optisch wahrnehmbar gemacht werden. Die vorhandene Brücke sollte daher zurückgebaut und durch einen Steg ersetzt werden. Durch die geometrischen Gegebenheiten stand eine maximale Bauhöhe von 25 *cm* zur Verfügung. Weiters mussten 8,80 *m* überspannt werden. Aus ästhetischen Gründen sollte die Oberfläche der Brücke zu der Gestaltung des Gesamtplatzes passen. Eine konventionelle Deckbrücke war aus geometrischen und konstruktiven Gründen nicht möglich, daher kam man auf die Idee den Granit nicht nur als Oberflächenmaterial sondern auch als Konstruktionsmaterial einzusetzen.

Abbildung 8: Brücke aus Granit in Rosenheim [14]

Die Brücke besteht in Längsrichtung aus einzelnen Segmenten mit Längen von 1,0 *m* bis 1,25 *m*, einer Breite von 3,1 *m* und einer Dicke von 0,25 *m*. Es kam Granit aus Tittling im Bayrischen Wald zur Anwendung. Zur Vorspannung der Platten verlaufen 13 nebeneinander liegende Spannglieder mittig durch diese hindurch. Die Spannglieder werden durch Bohrungen und Nuten parabelförmig in Längsrichtung geführt. Die Querfugen werden mit Epoxydharz verklebt. Die Verwendung von Granit hat den Vorteil, dass dieser ohne zusätzliche Schutzmaßnahmen mechanischen und klimatischen Belastungen widersteht. Somit ist der gesamte Querschnitt statisch wirksam. Die Brücke ist auf Elastomerlagern gelagert, wobei die Widerlager verformungsarm gegründet sind.

Für die Bemessung war eine flächenhafte Belastung von 5 *kN/m²*, zusätzlich ein Dienstfahrzeug mit einer Ersatzlast von 50 *kN*, sowie eine über die Bauhöhe veränderliche Temperatur vorgegeben. Da für die Bemessung der Tragfähigkeit keine spezifischen Vorschriften zur Verfügung standen, waren neue Bemessungsregeln zu definieren, die sich am eingeführten Sicherheitskonzept orientieren sollten. Für die Vorspannung wurde eine Monolitze des Spannverfahrens B+B Lo1S der Bilfinger + Berger Vorspanntechnik mit 186 *kN* zulässiger Vorspannkraft eingesetzt. Im Bezug auf das Spannverfahren stellten sich im Bereich der Krafteinleitung im Gegensatz zur Anwendung im Spannbetonbau große Abweichungen ein. Diese ergaben sich naturgemäß durch das Fehlen der Bewehrungselemente Wendel und der Zusatzbewehrung im Krafteinleitungsbereich. Somit ergab sich die Notwendigkeit, Versuche zur Einleitung der Vorspannkräfte durchzuführen, die analog der ETAG 013 am Materialprüfungsamt der Technischen Universität München realisiert wurden. Die Probekörper wurden so ge-

wählt, dass sie dem Krafteinleitungsbereich entsprachen. Bei den Lasteinleitungsversuchen wurden je Versuchskörper 11 Lastwechsel aufgebracht und abschließend die einwirkende Kraft bis zum Versagen gesteigert. Diese Bruchkraft wurde zu der Kraft ins Verhältnis gesetzt, die durch die Vorspannung aufgebracht werden soll. Der Faktor betrug bei den beiden Versuchskörpern 3,8. [13]

Die Granitplatten wurden präzise aus den Rohblöcken herausgeschnitten. Dann wurden die Bohrungen und Nuten für die Spanngliedführung hergestellt und die Oberflächen sandgestrahlt. Danach folgte das Verkleben und Vorspannen der Platten.

Anschließend erfolgten drei wiederholte Belastungsversuche im Werk um das Tragverhalten zu überprüfen. Es wurden schrittweise Sandsäcke aufbracht bis zum Erreichen der angesetzten Flächenlast. Die Fugen blieben geschlossen und die Verformungen bewegten sich im tolerierbaren Bereich.

Abbildung 9: Belastungsversuch - 15 Tonnen [14]

Der Transport der gesamten Brücke erfolgte mittels eines Schwerlasttransporters und wurde innerhalb eines Tages mit einem Mobilkran auf den vorbereiteten Lagern versetzt. Zum Schluss erfolgte die Montage des Geländers.

Abbildung 10: Einheben der gesamten Brücke [14]

Durch die präzisen Fertigungsmöglichkeiten ist so ein qualitativ hochertiges Tragwerk entstanden, das sich elegant in die örtliche Situation einfügt.

1.2.4 Fuß- und Radwegbrücken aus vorgespanntem Granit (Balkenbrücke) [15]

Die folgend beschriebene Brücke ist beispielhaft für eine von vielen existierenden Tragwerken. Das Tragsystem unterscheidet sich nicht wesentlich von dem der anderen. Brücken.

Hier handelt es sich um eine Fuß- und Radwegbrücke nahe der Innenstadt von Gevelsberg in Deutschland, welche im Jahr 2010 errichtet worden ist. Die Brücke überquert die Ennepe im bisher industriell genutzten Gelände. Im Rahmen des Programms „Stadtumbau West“ wurde eine 19,4 *m* lange vorgespannte Granitbrücke gebaut, welche die Innenstadt von Gevelsberg direkt mit dem neuen Ennepepark verbindet.

Abbildung 11: Vorgespannte Granitbrücke in Gevelsberg - Seitenansicht [14]

Die Brücke muss auch den Strömungskräften beim Durchfluss eines Jahrhunderthochwassers standhalten. Durch die Anforderungen aus dem HQ 100 entstand bei der Planung eine größere Spannweite, als es die normale Flussbreite erfordert hätte. Trotz dieser Maßnahme sollte die Brückenkonstruktion schlank und ohne zusätzliche konstruktive Elemente ausgebildet werden. Weiters musste diese auch den Anforderungen des öffentlichen Auftraggebers hinsichtlich Kosten und Nachhaltigkeit entsprechen.

Durch die geringe Höhe des Überbaues und die außergewöhnliche Beständigkeit gegenüber Tausalz, Verwitterung und Abrieb konnte sich eine vorgespannte Granitbrücke gegenüber anderen Konstruktionsvarianten durchsetzen.

Die Granitplatten werden mittels Stahllitzen, die durch diese Tragelemente mittig geführt werden, mit einer definierten Kraft vorgespannt. Zum Schutz vor Korrosion der Vorspannglieder werden diese in fettverpressten Kunststoffhüllrohren geführt. Zusätzlich werden diese Rohre von einem außenliegenden, zusätzlichen Rohr umhüllt. Diese kräftigen PE-Rohre dienen zum Schutz vor UV-Strahlung und vor mechanischen Einwirkungen.

Der Granit stammt aus dem Steinbruch Höhenberg bei Tittling im Bayrischen Wald. Dieser Stein hat ein dichtes Gefüge und im Gegensatz zu Beton schwindet und kriecht er nicht. Dank dieser Eigenschaften können sich auch nach Jahrzehnten keine Risse bilden, über die Wasser ins Innere eindringen könnte. Die Spannglieder besitzen somit vier „Sicherheitsebenen“ die vor Wasser schützen:

- Der Granitstein ist sehr dicht, er schwindet und kriecht nicht.

- Die kräftigen PE Rohre schützen die Spannglieder.
- Die Spannglieder sind selbst schon von einem PE-Mantel umhüllt.
- Dieser innere PE-Mantel ist fettverpresst, um die Spannglieder und -köpfe noch zusätzlich zu schützen.

Abbildung 12: Vorgespannte Granitbrücke in Gevelsberg - Untersicht [14]

Der Granit mit einer Druckfestigkeit von 214 *N/mm²*, welche viermal höher als Beton C35/45 [14] ist, eignet sich hervorragend zum Vorspannen. Die Oberfläche des Granits ist sandgestrahlt und besitzt somit eine gute Rutschfestigkeit für Fußgänger und Radfahrer. Weiters ist die Oberfläche beständig gegen Tausalz, Verwitterung und Abrieb. Dank dieser Eigenschaften ist eine zusätzliche Schicht als Fahrbahnbelag nicht erforderlich.

Die Gesamthöhe der Konstruktion beträgt lediglich 45 *cm*. Diese geringe Höhe ist durch das Vorspannen der Konstruktion sowie durch das Einsparen des Fahrbahnbelags, der bei anderen Brückenkonstruktionen zusätzlich erforderlich ist, möglich.

Weitere Vorteile dieser Brücke sind ihre lange Lebensdauer, die Schlankheit, die kurze Produktions- und Montagezeiten ohne einen aufwändigen Gerüstbau. Die Brücke wird im Werk vorgefertigt und entsprechend der zu erwartenden Belastungen getestet. Dadurch kann auf der Baustelle der fertige Brückenüberbau innerhalb weniger Stunden versetzt werden. Außerdem ergibt sich durch die mögliche Sichtwartung ein geringer Wartungsaufwand.

2 Nutzungsvereinbarung

2.1 Einleitung

2.1.1 Ausgangslage und Zielsetzung der Studie

Die vorhandene Breite des Flussbettes der Rotten beträgt etwa 65 *m*. Bei einem Q_{100} würde sich somit eine Pegelhöhe von 2,70 *m* einstellen. Im Zuge der Errichtung der Brücke wird die bestehende rechte Uferbank entfernt. Damit wird das Flussbett um 75 *m* verbreitert und es ergibt sich eine gesamte Flussbettbreite von 140 *m*. Durch diese Veränderung des Flussbettes würde die Höhe des Flusses für ein Q_{100} nur mehr 1,85 *m* betragen.

Der Querschnitt der Brücke war mit 2 *m* Gesamtbreite begrenzt. Die Linienführung des Tragwerks ist bereits vorgegeben (siehe Anhang: Situationsplan).

2.2 Allgemeine Ziele für die Nutzung des Bauwerks

2.2.1 Baubeschreibung und vorgesehene Nutzung des Bauwerks

Es handelt sich hier um eine selbstverankerte Hängebrücke, die auch Unechte Hängebrücke genannt wird.

An den beiden Ufern ist das Brückentragwerk horizontal in Längsrichtung verschieblich und in Querrichtung unverschieblich gelagert. Die Verbindung zwischen Deck und Pylon ist „salgeschseitig“ horizontal in Längsrichtung beweglich und „milljereseitig“ unverschieblich.

Die Brücke hat den Zweck, Fußgängern sowie Radfahrern die Überquerung zu ermöglichen.

Um den Vorteil der hohen Druckfestigkeit des Natursteins (Andeer-Granit) auszunützen, wird als System eine selbstverankerte Hängebrücke gewählt. Das Tragwerk mit einer Breite von 2 *m*, hat ein Mittelfeld mit einer Stützweite von 156 *m* sowie zwei kleinere Randfelder mit Spannweiten von je 52 *m*. Da es sich um eine selbstverankerte Hängebrücke handelt, ergeben sich nur geringe Widerlagerkräfte.

Die Pylonfundamente befinden sich auf kiesigem Boden von nicht ausreichender Tragfähigkeit. Es werden daher Bohrpfähle eingesetzt und bis zum tragfähigen Untergrund vorgetrieben.

Grundlegende Daten:

- Standort: Kilometer: 128.050 - 128.310
  Meereshöhe 253,60 *m ü. Adria* (Deckebene)
- Nutzung: Rad- und Fußgängerverkehr
- System: selbstverankerte Hängebrücke (unechte Hängebrücke)
- Fundierung: Widerlager Flachfundierung
  Stützen: Bohrpfahlfundierung
- Abmessungen: Länge: 260,0 *m* (Achsmaß)
  Breite: 2,00 *m*
  Spannweiten: 52,0 *m* / 156,0 *m* / 52,0 *m*
- Geotechnik: (grobes Flussschwemmland)
  Spezifische Gewicht 21 *kN/m³*
  Reibungswinkel 37°
  E-Modul 80 *MPa*
  Kohäsion 1 *kPa*
- Nutzlasten: Nutzlasten aus nicht motorisierten Verkehr gemäß SIA 261

Unterlagen:

- Situationsplan Stand: Dezember 2004
- Längen- und Querprofil Stand: Dezember 2004
- Bericht/ Empfehlungen (kbm SA) Stand: Mai 2006

2.3 Umfeld und Anforderungen von Dritten

2.3.1 Auswirkungen auf die Umgebung

Lärmemission und Staubentwicklung werden während der Bauphase nach den örtlichen Richtlinien eingeschränkt.

Die Materialien sind Im Sinne einer nachhaltigen Entwicklung ausgewählt worden.

2.3.2 Anforderungen Dritter

Der Zugang der Wanderwege muss während der Bauphase weiterhin gewährleistet sein.

Lichtraumprofil

Laut Lichtraumprofil ist eine Höhe von 2,5 *m* für Fuß- und Radweg einzuhalten, welche im gegebenen Fall erfüllt ist.

2.4 Bedürfnisse des Betriebs und des Unterhalts

2.4.1 Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit

Um die oben genannten Nutzungen zu erfüllen ist folgendes zu erreichen:

Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit	
Bauteile / Bereiche	Voraussetzungen
Zugang	sorgen für eine gute Zugänglichkeit für Wartungsarbeiten
Geländer	gewährleisten der Sicherheit der Benutzer (Dauerhaftigkeit und Instandhaltung) z.B.: Befestigungselemente
Bewehrung	• keine Beschädigung durch Korrosion • ausreichende Bewehrungsüberdeckung
Metallteile	keine Beschädigung durch Korrosion
Allgemeine Anforderungen	minimieren der Wartungsarbeiten und sorgen für das richtige Verhalten zu jeder Zeit der Brückennutzung
Brückendeck	Hinweise bei speziellen Nutzungen
Hinterfüllungen	Begrenzung der maximalen Setzungen
Betonoberflächen	Ästhetik, wasserdichter Beton / Sichtbeton
Auswechselbarkeit der Verschleißteile mit einer Nutzungsdauer < 50 Jahre	Sämtliche Verschleißteile mit einer Nutzungsdauer < 50 Jahre müssen ausgebaut werden können ohne dass das Bauwerk beschädigt wird. Das Auswechseln dieser Verschleißteile muss unter betrieblicher Nutzung erfolgen können

Tabelle 1: Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit

2.5 Besondere Vorgaben der Auftraggeberseite

2.5.1 Systemwahl

Der Designer ist frei in der Systemwahl, jedoch muss die Brücke in die Umgebung passen.

2.5.2 Materialien

Der Auftraggeber gibt Natursteinplatten vor, die nach Vorspannung als Teil der Tragkonstruktion dienen.

2.5.3 Voraussetzungen für die Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit

Gemäß SIA 260:2003, Kapitel 4.3.1 und 4.3.2.

2.5.4 Design und Ästhetik

Die Brücke sollte dauerhaft, funktionell, schlank und wartungsfreundlich sein. Die Brücke soll entsprechend der hügeligen Umgebung nicht herausragend groß sein.

2.6 Schutzziele und Sonderrisiken

2.6.1 Sicherheitstechnische Anforderungen

Während der Bauerrichtung und später während der Nutzung, muss die Sicherheit der Arbeitsnehmer bzw. der Nutzer garantiert sein.

2.6.2 Maßnahmen zum Schutz der Umwelt

Entsprechend den lokalen Vorschriften und Normen.

2.6.3 Schwingungen und Schwingungsgrenzen

Beim Bau der Brücke wird ein möglicher, nachträglicher Einbau von Schwingungsdämpfern berücksichtigt. Ist aus Komfortgründen die Schwingung unangenehm so können Schwingungstilger eingebaut werden.

2.6.4 Feuer

Nicht berücksichtigtes Risiko.

2.6.5 Erdbeben

Nicht berücksichtigtes Risiko.

2.6.6 Explosion

Nicht berücksichtigtes Risiko.

2.7 Normbezogene Bestimmungen

Generell gelten die SIA-Normen, jedoch bei Vertiefung auch die EUROCODES:

- SIA 260:2003 „Grundlagen der Projektierung von Tragwerken“
- SIA 261:2003 „Einwirkungen auf Tragwerke“
- SIA 261/1:2003 „Einwirkungen auf Tragwerke, Ergänzende Festlegungen“
- SIA 262:2003 „Betonbau“
- SIA 262/1:2003 „Betonbau - Ergänzende Festlegungen“
- SIA 263:2003 „Stahlbau“
- SIA 263:2003 „Stahlbau - Ergänzende Festlegungen“
- SIA 267:2003 „Geotechnik“
- SIA 267:2003 „Geotechnik - Ergänzende Festlegungen“

2.8 Unterschriften

Auftraggeber Projektverfasser

…….. ……..

3 Projektbasis

3.1 Einleitung

3.1.1 Ausgangslage und Zielsetzung der Studie

Dies wurde bereits in dem Kapitel *Nutzungsvereinbarung* auf der Seite 22 erwähnt.

3.2 Allgemeines

3.2.1 Beschreibung

Siehe Kapitel *Baubeschreibung und vorgesehene Nutzung des Bauwerks* auf der Seite 22.

3.2.2 Geotechnische Eigenschaften

Die folgenden Werte auf der Grundlage der Vorgabe:

Geotechnische Eigenschaften				
Bodenschicht	Feuchtraum-gewicht	Kohäsion	Reibungs-winkel	Zusammen-drückungs-modul
	γ_{ek}	c'_k	ϕ'_k	E
	[*kN/m3*]	[*kPa*]	[°]	[*MPa*]
grobes Flussschwemm-land	21	1	37	80

Tabelle 2: Geotechnische Eigenschaften

Genauere Daten zu den Bodenkennwerten sind nicht gegeben.

3.2.3 Teilsicherheitsbeiwerte für Rechnungsprüfungen

Teilsicherheitsbeiwerte		
Eigenschaften des Untergrundes		Partialfaktor γ_m
Raumlast des Bodens	γ_e	$\gamma_\gamma = 1{,}0$
Tangens des Winkels der inneren Reibung	tan ϕ‘	$\gamma_\varphi = 1{,}2$
Kohäsion drainierte	c‘	$\gamma_c = 1{,}5$

Tabelle 3: Teilsicherheitsbeiwerte

3.3 Nutzung

Die Nutzung der Brücke muss sowohl für die Fußgänger als auch für die Radfahrer ausgelegt werden.

3.3.1 Geplante Nutzungsdauer

- Tragkonstruktion mind. 100 Jahre
- Fundation mind. 100 Jahre Fundierung
- Brückenlager mind. 50 Jahre
- Brüstungen mind. 25 Jahre

Die geplante Nutzungsdauer soll durch eine sorgfältige, konstruktive Durchbildung des Tragwerks, eine regelmäßige Überwachung und eine periodische Durchführung von Unterhaltsarbeiten sichergestellt werden.

3.3.2 Ergänzende Festlegungen zur Nutzung

- es sind keine motorisierten Fahrzeuge (Kfz) erlaubt
- das Geländer darf nicht beplankt werden

3.4 Tragwerkskonzept

3.4.1 Tragsystem

- System: selbstverankerte Hängebrücke (unechte Hängebrücke)
  3 Felder
- Lagerung:
  - längs:
    - Widerlager verschieblich
    - Pylon - „salgeschseitig“: verschieblich
    - Pylon - „milljereseitig“: unverschieblich
  - quer:
    - Widerlager: unverschieblich
    - Pylon - „salgeschseitig“: unverschieblich
    - Pylon - „milljereseitig“: unverschieblich

3.4.2 Abmessungen

Angabe aller möglichen, bereits bekannten Abmessungen:

- Länge: 260 *m*
- Gesamtbreite: 2 *m*
- Spannweiten: 52 *m* /156 *m* /52 *m*
- Hängerabstand: 4 *m*
- Pylonhöhe: 15 *m*
- Stich: 10,9 *m*
- Bauwerkswinkel: Auflagerachsen/ Brückenachsen 90°

3.4.3 Fundierung

Widerlager

Seitliche Unterstützung durch Flügelmauer

Fundamente

Unterstützung durch Bohrpfähle

3.4.4 konstruktive Anforderungen

Ein Klaffen der Steinplatten ist nicht zugelassen. Im Bereich der Pylone kann dies nicht gewährleistet werden, daher werden zwischen den Steinplatten beim Pylon Elastomerschichten eingebaut. Durch diese Maßnahme treten keine Zugspannungen zwischen den Platten auf.

3.4.5 Baustoffe

Beton						
Bauteil	Druck-festigkeits-klasse	Expositionsklasse	D_{max} Größt-korn-durch-messer	Höchst-zulässiger Chlorid-gehalt bezogen auf den Zement	Konsistenz (Verdicht-ungsmaß)	Be-schich-tung
Widerlager	C 25/30	XC4, XD3, XF2	32 *mm*	Cl 0,20	C2	40 *mm*
Fundamente	C35/45	XC4, XD3, XF2	32 *mm*	Cl 0,20	C2	40 *mm*

Tabelle 4: Betoneigenschaften

Betonstahl				
Bauteil	Bezeichnung	Fließgrenze f_{sd}	Verfestigungs-verhältnis k_s	Bruchdehnung e_{ud}
Pylon	B 500B	435 *N/mm²*	1,08	4,5%

Tabelle 5: Betonstahleigenschaften

Stein			
Bauteil	Bezeichnung	Druckfestigkeit f_{sd}	Zugfestigkeit f_{st}
Deck	Andeer-Granit	-119 *N/mm²*	14,5 *N/mm²*

Tabelle 6: Steineigenschaften

Stahl			
Bauteil	Bezeichnung	Fließgrenze f_{yd}	Zugfestigkeit f_{td}
Tragkabel	Vollverschlossenes Seil - Galfan	-876 *N/mm²*	1570 *N/mm²*
Hänger	Spiralseil - Galfan	-932 *N/mm²*	1770 *N/mm²*

Tabelle 7: Stahleigenschaften

3.4.6 Bauverfahren

- Fundamente, Pylone und Widerlager errichten
- Lehrgerüst aufstellen
- Längsträger auflegen
- Steinplatten
- Tragkabel und Hänger spannen

Genauere Beschreibung - siehe Kapitel *Montagephasen* auf der Seite 70.

3.5 Dauerhaftigkeit

3.5.1 Tragsicherheit

Anforderungen an die Tragsicherheit

Die Anforderungen entsprechen den Normen SIA 260, 261, 262 und 267. Dabei sind die folgenden Grenzzustände von Bedeutung:

- Typ 1: Gesamtstabilität des Tragwerks
- Typ 2: Tragwiderstand des Tragwerks oder eines seiner Teile
- Typ 3: Tragwiderstand des Baugrundes
- Typ 4: Widerstand des Tragwerks oder eines Bauteils gegen Ermüdung

Maßnahmen zur Gewährleistung der Tragsicherheit

- Statik und konstruktive Maßnahmen
  - Aufstellen einer prüffähigen Statik
  - Die relevanten Grenzzustände werden generell gemäß den SIA Normen mit folgendem Bemessungskriterium nachgewiesen: $E_d \leq R_d$
  - Beachtung einer ausreichenden Redundanz (Unempfindlichkeit gegenüber lokalem Versagen)
  - Begrenzung der maximalen Betonspannungen und Spannungsdifferenzen im Betonstahl gemäß SIA Norm 262
- Bauausführung
  - Prüfung und Überwachung der verwendeten Baustoffe
  - Kontrolle der angenommenen Baugrundverhältnisse
  - Kontrolle der angenommenen Raumlasten, Abmessungen, Verdichtung, etc.

3.5.2 Gebrauchstauglichkeit

Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit

- Risse
  - Bemessung (Mindestbewehrung, Betonieretappen, Nachbehandlung)
  - Ausführungskontrolle
  - Erhöhte Anforderungen an die Fundamente, Widerlager, Pylone
  - Generell erhöhte Anforderungen gem. SIA 262 Kapitel 4.4.2
- Schwingungen
  - Kritische Frequenzen von Brücken für Fußgänger und Radfahrer

Frequenzen	
Grenzzustand Komfort	Eigenfrequenz
Schwingung vertikal	1,6 - 4,5
Schwingung horizontal quer	< 1,3
Schwingung horizontal längs	< 2,5

Tabelle 8: kritische Frequenzen

- Frostbeständigkeit
  - Prüfung gemäß SIA NORM 262/1 Anhang C, bzw. Tabelle 6
- Korrosionsschutz
  - Der Korrosionsschutz von Beton- sowie von Lagern, Stahlteilen, etc. ist entsprechend den Richtlinien des ASTRA und des Kantons Wallis auszubilden.
  - Ausführungskontrolle

Maßnahmen zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit

- Bemessung
  - Spannungsnachweise gem. SIA 262, Kapitel 4.4.2
  - zur Begrenzung der Rissbreiten wird eine Minimalbewehrung nach Norm SIA 262, Kapitel 4.4.2.3 vorgesehen
  - etc.
- Konstruktive Durchbildung
  - Gewährleistung einer einwandfreien Betonverarbeitung durch entsprechende Bauteilabmessungen und Planung von Vibrierlücken
  - Planung der Betondeckung der Bewehrung gem. SIA 262, Tabelle 17
- Bauausführung
  - Prüfungen gem. Kontrollplan (Betonrezeptur, Abdichtung, etc.)
  - sorgfältige Planung des Betoniervorganges
  - Gewährleistung einer hinreichenden Betonnachbehandlung
- Nutzung
  - zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit ist eine periodische Bauwerkskontrolle notwendig. Die Festlegung der Kontrollarbeiten und deren Intervalle erfolgt im Überwachungs- und Unterhaltsplan

3.6 Tragwerksanalyse und Bemessung

3.6.1 Einwirkungen

Ständige Einwirkungen		
Einwirkung	Charakteristische Werte	
Eigengewicht:	Stahlbeton Stein Stahl	$\gamma_c = 25\ kN/m^3$ $\gamma_s = 24\ kN/m^3$ $\gamma_s = 78{,}5\ kN/m^3$
Auflasten:	Geländer	$g_k = 0{,}2\ kN/m$

Tabelle 9: Ständige Einwirkungen

Veränderliche Einwirkungen			
Einwirkung	Charakteristische Werte		
Nutzlast (Fußgänger und Radfahrer) (SIA 261:2003, Kap.2)		Vertikallast	Horizontallast
	Lastmodell 1 (Gleichlasten)	$q_k = 8{,}0\ kN/m$	$q_{lk} = 0{,}80\ kN/m$
	Lastmodell 2 (Einzellasten)	$Q_{fk} = 10{,}0\ kN$	$Q_{flk} = 6{,}0\ kN$
Temperatur (SIA 261:2003, Kap.7)	konstanter Temperaturänderung	$\Delta T_{1k} = \pm 30°C$	
	linearer Temperaturanteil	unten warm $\Delta T_{2k} = +12°C$ unten kalt $\Delta T_{2k} = -4°C$	
Wind (SIA 261:2003, Kap.6)	Für den Entwurf der Brücke, ist eine spezielle Studie empfohlen für die Bestimmung der Windkräfte. Es werden in diesem Fall zahlreiche Annahmen und Vereinfachungen vorgenommen.		
	Deck Pylon Hänger Tragkabel	$w_k = 0{,}19\ kN/m$ $w_k = 0{,}10\ kN/m$ $w_k = 0{,}02\ kN/m$ $w_k = 2{,}0\ kN/m$	
Schnee (SIA 261:2003, Kap.5)	$s_k = 1{,}44\ kN/m$		

Tabelle 10: Veränderliche Lasten

Baugrundeinwirkungen	
Erdauflast	Kennwerte: siehe Kapitel 2.2
Erddruck	siehe SIA 261 Kapitel 4.3 Kennwerte: siehe Kapitel 2.2

Tabelle 11: Baugrundeinwirkungen

vernachlässigte Einwirkungen

- Erdbeben
- Explosion
- Feuer

3.6.2 Bemessungssituationen

Gefährdungsbilder / Grenzzustände der Tragsicherheit

Grenzzustand Typ 1 (Gesamtstabilität des Tragwerks)

$E_{d,dst} \leq E_{d,stb}$

Andauernde und vorübergehende Bemessungssituation

$E_d = E \{\gamma_G G_k, \gamma_P P_k, \gamma_{Q1} Q_{k1}, \psi_{0i} Q_{ki}, X_d, a_d\}$

Außergewöhnliche Bemessungssituation

$E_d = E \{G_k, P_k, A_d, \psi_{2i} Q_{ki}, X_d, a_d\}$

Grenzzustand der Tragsicherheit - Typ 1		
Einwirkungen	Gefährdungsbilder	
	GB1 Fußgänger	GB2 Temperatur
ständige Einwirkungen: Eigengewicht Auflast	 1,35 / 0,8 [1)] 1,35 / 0,8 [1)]	 1,35 / 0,8 [1)] 1,35 / 0,8 [1)]
veränderliche Einwirkungen: Fußgänger Temperatur Wind	 1,5 0,6 0,6	 0,4 1,5 0,6
Untergrund: Erddruck Aufwandmasse	 1,35 / 0,7 1,35 / 0,8	 1,35 / 0,7 1,35 / 0,8

Tabelle 12: Grenzzustand der Tragsicherheit - Typ 1

[1)] G wird entweder mit $\gamma_{G,sup}$ oder mit $\gamma_{G,inf}$ multipliziert, je nachdem, ob die Gesamtauswirkung ungünstig oder günstig ist.

Grenzzustand Typ 2 (Tragwiderstand des Tragwerks)

$E_d \leq R_d$

Andauernde und vorübergehende Bemessungssituation

$E_d = E \{\gamma_G G_k, \gamma_P P_k, \gamma_{Q1} Q_{k1}, \psi_{0i} Q_{ki}, X_d, a_d\}$

Außergewöhnliche Bemessungssituation

$E_d = E \{G_k, P_k, A_d, \psi_{2i} Q_{ki}, X_d, a_d\}$

Grenzzustand der Tragsicherheit - Typ 2		
Einwirkungen	Gefährdungsbilder	
	GB1 Fußgänger	GB2 Temperatur
ständige Einwirkungen: Eigengewicht Auflast	 1,35 / 0,8 [1)] 1,35 / 0,8 [1)]	 1,35 / 0,8 [1)] 1,35 / 0,8 [1)]
veränderliche Einwirkungen: Fußgänger Temperatur Wind	 1,5 0,6 0,6	 0,4 1,5 0,6
Untergrund: Erddruck Aufwandmasse	 1,35 / 0,7 1,35 / 0,8	 1,35 / 0,7 1,35 / 0,8

Tabelle 13: Grenzzustand der Tragsicherheit - Typ 2

[1)] G wird entweder mit $\gamma_{G,sup}$ oder mit $\gamma_{G,inf}$ multipliziert, je nachdem, ob die Gesamtauswirkung ungünstig oder günstig ist.

Nutzungszustände / Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

$E_d \leq C_d$

Seltene Lastfälle

$E_d = E \{G_k, P_k, Q_{k1}, \psi_{0i} Q_{ki}, X_d, a_d\}$

Häufige Lastfälle

$E_d = E \{G_k, P_k, \psi_{11} Q_{k1}, \psi_{2i} Q_{ki}, X_d, a_d\}$

Quasi-ständige Lastfälle

$E_d = E \{G_k, P_k, \psi_{11} Q_{k1}, \psi_{2i} Q_{ki}, X_d, a_d\}$

Reduktionsbeiwerte: (SIA 260:2003 - Anhang C Tab.8)

Reduktionsbeiwerte			
Einwirkungen	selten	häufig	quasi-ständig
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Vertikale Lasten:			
- Lastmodell 1	0,40	0,40	0,00
- Lastmodell 2	0,00	0,00	0,00
Horizontale Kräfte [1)]	0,40	0,40	0,00
Schneelasten [2)]	0,60	0,20	0,00
Windkräfte	0,60	0,20	0,00
Temperatureinwirkungen	0,60	0,60	0,50

Tabelle 14: Reduktionsbeiwerte

[1)] Die horizontalen Kräfte sind mit Lastmodell 1 als gleichzeitig wirkend anzunehmen.
[2)] Schneelasten sind nur bei gedeckten Brücken als Begleiteinwirkung zu berücksichtigen.

3.7 Risikoabschätzung

Risiken wie Erdbeben und Feuer wurden nicht berücksichtigt.

3.8 Unterschriften

Auftraggeber	Projektverfasser
……..	……..

3.9 Grundlagen und Dokumentationen

1. Schweizer Norm (SN) 505 260: Grundlagen der Projektierung von Tragwerken; Ausgabe: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein - 2003

2. Schweizer Norm (SN) 505 261: Einwirkungen auf Tragwerke; Ausgabe: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein - 2003

3. Schweizer Norm (SN) 505 261/1: Einwirkungen auf Tragwerke - Ergänzende Festlegungen; Ausgabe: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein - 2003

4. Schweizer Norm (SN) 505 262: Betonbau; Ausgabe: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein - 2003

5. Schweizer Norm (SN) 505 262/1: Betonbau - Ergänzende Festlegungen; Ausgabe: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein - 2003

6. Schweizer Norm (SN) 505 263: Stahlbau; Ausgabe: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein - 2003

7. Schweizer Norm (SN) 505 263/1: Stahlbau - Ergänzende Festlegungen; Ausgabe: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein - 2003

8. Schweizer Norm (SN) 505 267: Geotechnik; Ausgabe: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein - 2003

9. Europäische Norm (EN) 1993-1-11: Bemessung und Konstruktion von Tragwerken mit Zuggliedern aus Stahl; 2003

10. Andeer Granit Conrad; Prüfbericht Andeer-Granit

11. Situationsplan; Stand: Dezember 2004

12. Längen- und Querprofil; Stand: Dezember 2004

13. Bericht/ Empfehlungen; Stand: Mai 2006

4 Bericht

4.1 Einleitung

Der Entwurf eines Brückentragwerks stellt eines der interessantesten und anspruchsvollsten Arbeitsbereiche des konstruktiven Ingenieurbaus dar. Eine weitgespannte Radfahrer- und Fußgängerbrücke eignet sich besonders gut für eine abschließende Diplomarbeit. Dank der relativ geringen Verkehrslasten werden schlanke Tragkonstruktionen möglich, bei denen Probleme der Stabilität und Dynamik aber eine besondere Rolle spielen. Die konstruktiven Anforderungen umfassen nahezu das gesamte Spektrum des Bauingenieurwesens. Eine gelungene Brückenkonstruktion vereint immer eine formschöne und ästhetische Gestalt mit einem übersichtlichen und klaren Tragsystem. Jeder einzelne Bauteil muss im Tragwerk zum optimalen Mitwirken aktiviert werden. „Unnötige Massen“ nehmen einer Konstruktion schnell die angestrebte Eleganz.

4.1.1 Ausgangslage und Zielsetzung der Studie

Bei Salgesch im Wallis soll eine Fußgängerbrücke aus vorgespanntem Naturstein über die Rotten (Rhone) und den Russubrunnu entworfen werden, wobei die Vorteile des Natursteins optimal ausgenützt werden sollten. Eine Anbindung an die bestehenden Fuß- und Radwege beidseits der Rotten ist das Planungsziel.

Die vorhandene Breite des Flussbettes der Rotten beträgt etwa 65 *m*. Bei einem Q_{100} würde sich somit eine Pegelhöhe von 2,70 *m* einstellen. Im Zuge der Errichtung der Brücke wird die bestehende rechte Uferbank entfernt. Damit wird das Flussbett um 75 *m* verbreitert und es ergibt sich eine gesamte Flussbettbreite von 140 *m*. Durch diese Veränderung des Flussbettes würde die Höhe des Flusses für ein Q_{100} nur mehr 1,85 *m* betragen.

Der Querschnitt der Brücke war mit 2 *m* Gesamtbreite begrenzt. Die Linienführung des Tragwerks ist bereits vorgegeben (siehe Anhang: Situationsplan).

4.1.2 Ziele und Grenzen der Studie

Die Ziele des geplanten Master-Projekts sind:

- Entwurf einer Brücke
  Vorgaben: Verwendung von vorgespannten Natursteinen, Tragwerksästhetik, Lage, Integration in die Umgebung, konstruktive Vorgaben. (Vorgaben siehe auch 4.2.1).
- Berechnung
  Tragsicherheit ULS, Gebrauchstauglichkeit SLS, nach Schweizer Normen bzw. ergänzend nach Eurocodes.
- Bericht

Dieser Bericht stellt eine Zusammenfassung der gesamten Studie dar.

In der vorliegenden Arbeit wird besonderes Augenmerk auf die Berechnungen und den Entwurf der Brücke gelegt.

4.2 Entwurf

4.2.1 Vorgaben und Entwurfskriterien

Die wichtigsten Vorgaben und Entwurfskriterien sind:

- Der vertikale Freiraum unter dem Deck soll mindestens 1,5 *m* betragen.
- Die Natursteine sind in Form von Steinplatten als Tragelemente einzusetzen.
- Die Druckspannungen sind von den Steinplatten aufzunehmen.
- Die Brückenlänge soll 260 *m* betragen.
- Die Brücke ist für Fußgängerbenutzung und Radfahrerverkehr auszulegen.
- Die Tragwerksbreite soll 2 *m* betragen.
- Die Brückenhöhe ist aus Gründen der Einpassung ins Umfeld klein zu halten.
- Die Brücke ist für eine Nutzungsdauer von 100 Jahren auszulegen.
- Die Lage ist bereits festgelegt.

Abbildung 13: Luftansicht (Google Maps)

Abbildung 14: Blickrichtung - stromabwärts

4.2.2 Vorentwürfe

Folgende Entwürfe wurden ursprünglich in Betracht gezogen:

1. Spannbandbrücke

Aufgrund der vorhandenen zu überbrückenden Länge von 260 *m* kann nur eine seilverspannte Brücke oder eine Bogenbrücke in Betracht gezogen werden. Bei einer Spannbandbrücke wäre ein großer Durchhang unvermeidlich.

2. Hängebrücke

Hängebrücken zählen zu den ältesten, bekannten Brückentragsystemen. Ihre Leistungsfähigkeit kann mit einer Vielzahl von eindrucksvollen Bauwerken belegt werden. Die Entwicklung des modernen Hängebrückenbaus begann Anfang des 19. Jahrhunderts und führte zu den Großbrücken der heutigen Zeit.

Die zu überspannende Weite von ca. 260 *m* forderte den Entwurf einer Hängebrücke geradezu heraus.

4.2.3 Vergleich und Auswahl

Bei der Wahl eines geeigneten Brückenentwurfs müssen sowohl konstruktive als auch gestalterische Überlegungen angestellt werden.

Die Spannbandbrücke besitzt zwar eine geringe Bauhöhe, wirkt aber in der Ansicht langgezogen. Die geschwungene Form, die sich besser in tiefe Täler einfügt, passt optisch nicht so gut zu dem flachen Flussbett. Die Einschränkung des Durchhangs der Felder ergibt letztlich dass dies kein optimales Tragwerk für die gegebene Situation ist.

Das Brückentragwerk einer Hängebrücke fügt sich gut in die Umgebung ein und weckt beim Betrachter, bewusst oder zumindest unbewusst, durch den momentenaffinen Verlauf des Tragkabels, einen harmonischen Eindruck. Die geschwungene Form der Tragkabel passt gut zu der Silhouette der Berge.

4.3 Tragwerk und Konstruktion

4.3.1 Tragwerk

Die im Brückendeck verankerten Seile bestimmen das Konstruktionsprinzip einer selbstverankerten Hängebrücke, die auch Unechte Hängebrücke genannt wird. Selbstverankerte Brücken benötigen keine teuren Verankerungen [6] und nützen die Druckfestigkeit vom Stein aus. Basierend auf den Literaturrecherchen von selbstverankerten Hängebrücken [16] sind nachfolgend vorgeschlagene Dimensionierungsverhältnisse angeführt:

- Mittelfeldspannweite : Seitenfeldspannweite = l_1: l_2 = 2,4 (156 *m* : 52 *m* = 3)
- Mittelfeldspannweite : Hängerabstand = l_1: a = 24 (156 *m* : 4 *m* = 39)

Die Literaturstudie hat gezeigt, dass der Durchhang f_1 im Mittelfeld zwischen $\frac{1}{5}$ und $\frac{1}{8}$ L variiert.

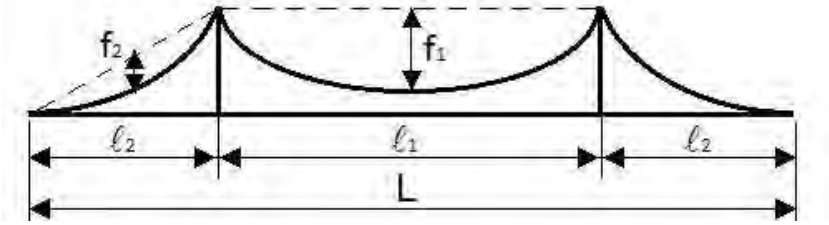


Abbildung 15: Bezeichnungen

Somit kann der erforderliche Tragkabeldurchhang zu $f_1 = \frac{1}{8}*L = 33$ *m* abgeschätzt werden. Der Stich wurde aus ästhetischen Gründen wegen der flachen Umgebung mit $f_1 = 10{,}9$ *m* wesentlich geringer gewählt. Im Seitenfeld ergibt sich somit ein Stich von $f_2=f_1*(l_2^2/l_1^2) = 1{,}21$ *m* [6]. Die Pylonhöhe ergab sich zu 15 *m*.

Das Deck der dreifeldrigen Hängebrücke mit einer Gesamtlänge von 260 *m* wird aus Steinplatten hergestellt, die auf zwei Längsträgern aufliegen. An diesen Längsträgern sind die Hänger angeschweißt, welche wiederum an den Tragkabeln montiert sind. Das Tragkabel im Mittelfeld ist an den Pylonköpfen befestigt und an den Enden der Seitenfelder im Deck verankert. Durch diese Selbstverankerung wird eine große Horizontalkraft ins Deck eingeleitet, wodurch in den Steinplatten eine "Vorspannung" erzeugt wird. Der Pylonabstand beträgt 156 *m*, die Seitenfelder haben eine Länge von 52 *m* und die Tragwerksbreite beträgt 2 *m* (Nutzbreite 1,90 *m*).

Generell hat in dreifeldrigen Brücken der Tragkabeldurchhang in den Seitenfeldern einen großen Einfluss auf die Durchbiegung.

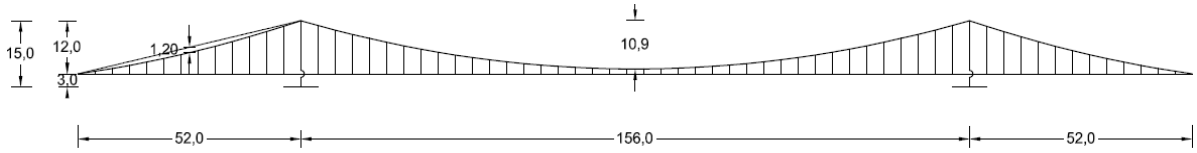


Abbildung 16: Abmessungen

Der am „salgeschseitigen“ Ufer vorhandene Geländesprung erfordert zusätzlich den Bau einer Zufahrtsrampe, doch wird diese in der Arbeit nicht weiter behandelt.

Das Tragsystem der Brücke setzt sich aus der momentenfreien Kabeltragwirkung des Hängewerkes und der Biegesteifigkeit des Brückenträgers zusammen. Die Biegesteifigkeit ist direkt von den Querschnittsabmessungen und den elastischen Materialeigenschaften abhängig. Die Forderung nach einer großen Biegesteifigkeit steht also immer in einem direkten Widerspruch zu einer schlanken Konstruktionsform, die nur durch ein möglichst momentenfreies Tragverhalten erreicht werden kann. Eine Mindestbiegesteifigkeit ist jedoch aus Stabilitätsgründen und wegen der Schwingungsanfälligkeit der Konstruktion zwingend erforderlich.

4.3.2 Statisches System

Die Widerlager sind in Längsrichtung horizontal verschieblich ausgeführt.

Die Verbindung zwischen Deck und Pylon ist „salgeschseitig“ horizontal in Längsrichtung beweglich und „milljereseitig“ unverschieblich. Dieses Lagerschema wird häufig bei Hängebrücken ausgeführt [17].

In Querrichtung sind alle Auflager horizontal unverschieblich.

Die Pylonenfundamente sind mittels Pfählen im Erdreich fest verankert und die Kabel sind an den Pylonspitzen durch Augenbleche fixiert.

Abbildung 17: Statisches System - Ansicht

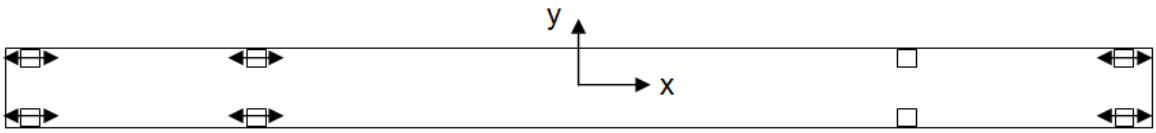


Abbildung 18: Statisches System - Grundriss

4.3.3 Tragkabel

Für das Tragkabel wird ein vollverschlossenes galfanverzinktes Seil [18] verwendet. Der Seilkern besteht aus mehreren Lagen von Runddrähten und die Außenlagen bestehen aus Z-Drähten. Die ineinandergreifenden Drahtprofile bilden eine glatte, rundum geschlossene Oberfläche, wodurch sich ein guter Korrosionsschutz vom Seilinneren ergibt. Die zwei äußeren Lagen haben eine sehr beständige Galfanverzinkung (Zink-Aluminium-Legierung).

Das Tragkabel hat in allen Feldern einen Durchmesser von 100 *mm* und ist im Mittelfeld 158 *m* und im Seitenfeld 54 *m* lang.

Es wurden zwei Tragkabel gewählt, welche an den beiden Pylonen sowie am Deck verankert sind. Sie besitzen im Mittelfeld einen Durchhang von 10,9 *m* und in den Seitenfeldern von 1,21 *m*. Die Enden werden mittels Gabelköpfen an den Augenblechen befestigt. Die Form des Kabels nähert sich einer Parabel 2. Ordnung sehr gut an.

Detail: Tragkabelanschluss am Deck (siehe Anhang: Detailplan)

Um die direkte Einleitung der Horizontalkräfte der Tragkabel in das Deck zu gewährleisten, werden die Kabel mittels eines Augenblechs und eines Gabelkopfes an einem Querträger seitlich angeschweißt. Dieser Querträger ist durch doppelt korrosionsgeschützte Dauerlitzenanker mit dem Widerlager beweglich verbunden und kann sich auf einem Teflon-Gleitlager horizontal in Längsrichtung bewegen. Der Litzenanker ist am Fuß des Widerlagers verankert. Durch diese Konstruktion kann der

Querträger die Horizontalkraft des Kabels auf die Steinplatten übertragen und somit ins Deck leiten. Im Querträger sind jeweils zwei Schote um den Bereich des Ankers angeschweißt, um den Querträger auszusteifen und eine zu starke Biegung des Querträgers zu vermeiden.

Detail: Pylonkopf (siehe Anhang: Detailplan)

Das Tragkabel wird mittels eines Gabelkopfes, welcher an einem Augenblech montiert ist, mit dem Pylon verbunden. Das Augenblech ist dem Kraftfluss entsprechend geformt und geht mittig spitz nach oben zusammen. Der Pylon wird der Form des Augenblechs angepasst.

4.3.4 Hänger

Die Hänger deren Durchmesser 14,1 *mm* betragen, sind aus galfanverzinkten Spiralseilen [18]. Der Durchmesser wurde so klein gewählt, um das Gewicht der Brücke zu reduzieren und die Durchbiegungen gering zu halten.

Die Hänger werden vertikal angebracht und haben einen horizontalen Abstand von 4 *m*. Im Zuge der Recherchen wurde lediglich eine selbstverankerte Hängebrücke mit in Längsrichtung geneigten Hängern gefunden. Längsgeneigte Hänger haben sowohl Vor- als auch Nachteile. Die globale Steifigkeit der Brücke wird erhöht, jedoch sind Probleme bei der Errichtung der Brücke und bei der Ermüdung der Hänger zu erwarten.

Detail: Hängeranschluss (siehe Anhang: Detailplan)

Die Hänger sind mittels Gabelköpfen und Augenblechen am Längsträger angeschweißt, wobei die Augenbleche genau die Verlängerung der Längsträgerstege sind. Zur Torsionsaussteifung wird eine Steife in der vertikalen Ebene des Hängeranschlusses im Träger angeschweißt.

4.3.5 Deck - Natursteinplatten

Beim Einsatz von Naturstein sollen die Vorteile dieses Materials aufgezeigt und ausgenützt werden. Das Gewicht des Steins ist ein Nachteil, im vorliegenden Fall ist es jedoch - im Hinblick auf dynamische Probleme - ein Vorteil.

Die vorgespannten Natursteine weisen folgende Vorteile auf:

- Schlanke Platten sind herstellbar
- Hohe Tragfähigkeit
- Lange Lebensdauer

- Hohe Druckfestigkeit.
- Keine weiteren Beläge erforderlich ⇒ massiver langlebiger Überbau
- sehr gute Rutschfestigkeit von sandgestrahltem Stein für Fußgänger und Radfahrer

Das Deck soll folgende Eigenschaft aufweisen:

- Relativ geringe Biegesteifigkeit um die Biegemomente im Deck gering zu halten.

Es wird „Andeer-Granit“ verwendet, von welchem ein Prüfbericht beiliegt. Die Abmessungen der Steinplatten betragen: B x H x L = 1 *m* x 0,25 *m* x 2 *m*. Sie werden durch den Längsträger, der die Biegespannungen aufnimmt, getragen.

Diese Plattenabmessung wurde gewählt, da sie keine Sonderproduktion erfordert und leicht erhältlich ist.

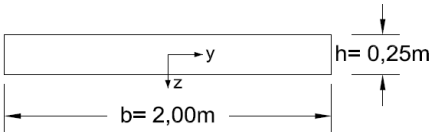


Abbildung 19: Plattenquerschnitt

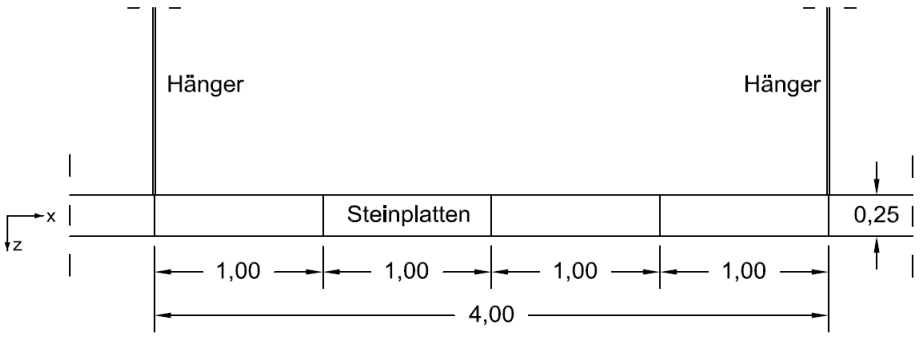


Abbildung 20: Längenabschnitt

Ein Längsträger ist erforderlich, da zufolge sehr geringer Schwingungen ohne diesen ein plötzliches Versagen der Konstruktion eintreten könnte.

4.3.6 Längsträger

Die zwei Längsträger werden als zusammengeschweißte Stahlträger ausgeführt und haben einen Querabstand von 2,02 *m*. Der Träger weist diese Form auf, um die Platten bei der Errichtung auf einfachstem Wege auflegen zu können. Sie sind auf den beiden Widerlagern sowie auf den „salgeschseitigen“ Pylonen beweglich und auf den „milljereseitigen“ Pylonen unverschieblich gelagert.

Die Längsträger entsprechen dem statischen System eines Durchlaufträgers. Durch die im Träger befindlichen Langlöcher laufen Klebebolzen mit einem Durchmesser von 16 mm, einer Länge von 120 *mm*, im Abstand von 1 *m* mit einer dazwischenliegenden Beilagscheibe. Mittels dieser Konstruktion ist das Deck mit dem Längsträger verbunden, kann sich jedoch durch die Teflon-Gleitschicht ungehindert in Längsrichtung bewegen. Der Längsträger wird zu einer vertikalen Verformung gezwungen und muss somit lediglich Biegespannungen aufnehmen.

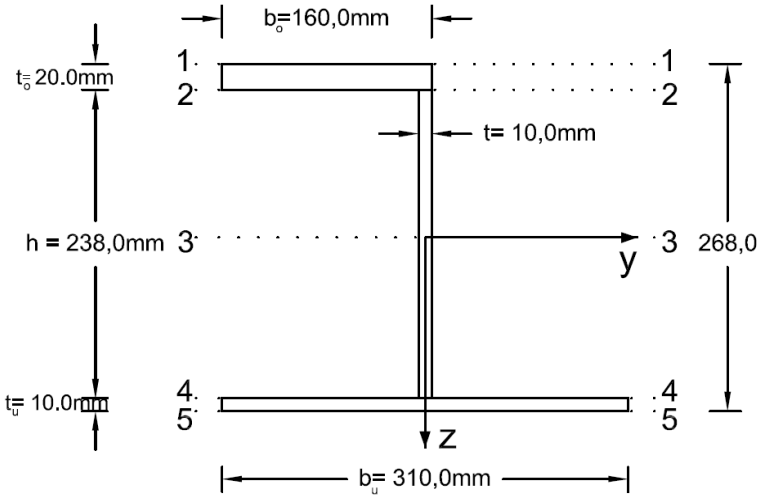


Abbildung 21: Längsträger - Querschnitt

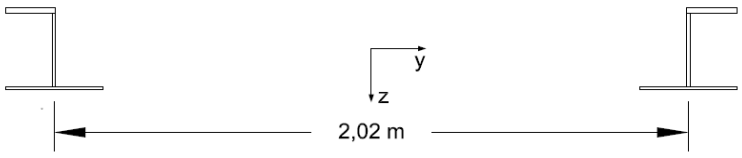


Abbildung 22: Abstand der Längsträger

4.3.7 Pylone

Im Bereich der Tragkabelanschlüsse an den Pylonen, befinden sich Augenbleche als Verbindungselemente. An diesen sind Kopfbolzendübel angebracht um eine Verbundwirkung zwischen Beton und dem Blech an der Pylonspitze herzustellen, sowie eine gleichmäßige Kräfteverteilung zu bewirken. Diese sind in einem 10 *cm* Raster am Augenblech befestigt und haben einen Durchmesser von 16 *mm*.

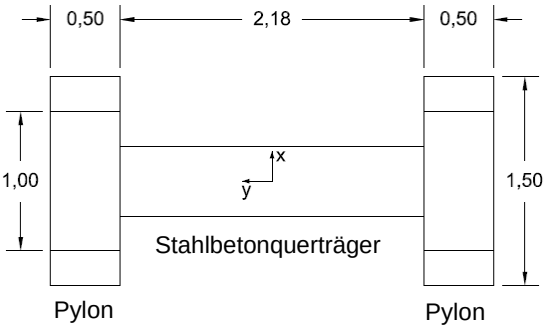


Abbildung 23: Grundriss

Abbildung 25: Pylonspitze - Queransicht

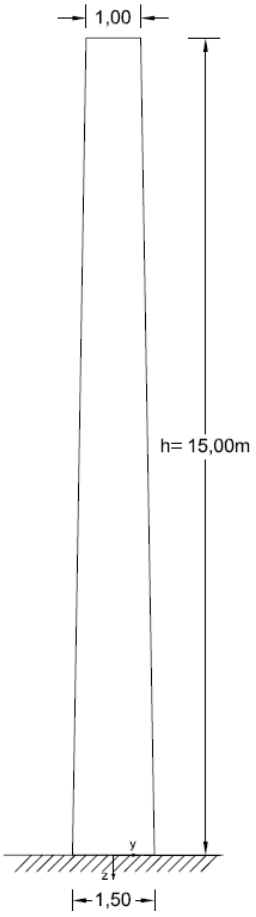


Abbildung 24: Seitenansicht

Die Pylone haben aus statischen Gründen eine konische Form.

Um die beiden Pylone auszusteifen wird am oberen Ende zwischen diesen ein Stahlhohlrohr mit einem Durchmesser von 200 *mm* und einer Stärke von 20 *mm* angebracht.

Zusätzlich werden die Pylone mittels eines Stahlbetonträgers unter dem Deck verbunden. Dieser dient als Auflager für das Deck und überträgt die Kräfte in die Pylone.

Die Pylone werden so positioniert, dass deren Fundamente auch bei einem hundertjährigem Hochwasser „Q_{100}“ nicht umströmt werden.

Eine zusätzliche Pfahlgründung ist von Vorteil, da man so tragfähigen Untergrund ohne die Notwendigkeit einer tiefen Baugrube erreichen kann. Die gewählten Pfähle haben je einen Durchmesser von 90 *cm* und einen Achsabstand von 2,7 *m*.

4.3.8 Einwirkungen

Die Hauptlast ist das Eigengewicht der Steinplatten.

Als Nutzlast ist im Wesentlichen eine gleichmäßig verteilte Flächenlast von $q_{fk} = 4\ kN/m^2$ in vertikaler Richtung anzusetzen. Für den Nachweis einer lokalen Wirkung ist eine Einzellast $Q_{fwk} = 10\ kN$ auf einer quadratischen Aufstandsfläche mit einer Seitenlänge von 10 *cm* zu berücksichtigen. Ein Befahren der Brücke durch ein motorisiertes Dienstfahrzeug ist nicht vorgesehen. Als horizontale Einwirkung sind 10 % der gleichmäßig verteilten Vertikallast q_{fk} an der Oberkante des Decks anzusetzen. Das Geländer muss für eine an der Oberkante horizontal angreifenden Linienlast von $q_G = 0{,}8\ kN/m$ bemessen werden. [19]

Das Bauwerk befindet sich in einem ausschließlich für Radfahrer und Fußgänger zugänglichen Bereich. Aus diesem Grund muss sowohl der unplanmäßige Aufenthalt eines Fahrzeuges auf der Brücke als auch eine eventuelle Anpralllast an den Pfeilern oder dem Überbau nicht berücksichtigt werden.

Die Ermittlung der charakteristischen Schneelast ergibt einen Wert von $s_k = 1{,}44\ kN/m$. Da die Brücke für eine Benutzung geräumt werden muss, ist das Überlagern von Schnee- und Nutzlast nicht erforderlich. Der Lastfall Nutzlast ist bei der Bemessung gegenüber dem der Schneelast immer maßgebend. [19]

Das Temperaturprofil setzt sich aus dem konstanten Temperaturanteil, der linearen Temperaturdifferenz und der nichtlinearen Temperaturverteilung zusammen. Für die Brücke müssen im Allgemeinen nur die beiden erstgenannten Anteile berücksichtigt werden. Als Bandbreite des konstanten Temperaturanteils ergibt sich $\Delta T_N = \pm 15\ K$. Zusätzlich ist ein Unterschied der konstanten Temperaturanteile zwischen verschiedenen Bauteilen zu berücksichtigen. Der lineare Temperaturunterschied ist mit $\Delta T_{M,pos} = 12\ K$ (Oberseite wärmer) und $\Delta T_{M,neg} = -4\ K$ (Unterseite wärmer) anzusetzen. Beim gleichzeitigen Betrachten des konstanten Temperaturanteils und des linearen Temperaturunterschieds ist lediglich die ungünstigere der beiden Kombinationen anzuwenden.

$$\Delta T_M + 0{,}35 * \Delta T_N \quad \text{oder} \quad 0{,}75 * \Delta T_M + \Delta T_N$$

In diesem Fall ist die zweite Kombination welche Temperaturunterschiede von 24 *K* und -18 *K* ergibt maßgebend [19], [20].

Die Windlast ist grundsätzlich eine dynamische Beanspruchung. Bei ausreichend steifen, nicht schwingungsanfälligen Tragwerken kann die Wirkung des Windes durch statische Ersatzlasten, die auf Böenwindgeschwindigkeiten basieren, erfasst werden. Im Nachfolgenden wird nur diese Ersatzwirkung betrachtet.

Die Windlasten auf Brücken werden in die drei Komponenten horizontal-quer, vertikal-quer und horizontal-längs der Brückenachse eingeteilt.

Der Staudruck ergibt sich aus der Bezugswindgeschwindigkeit, der Höhe über Gelände und der Geländekategorie zu $q_p = 0{,}95\ kN/m^2$.

Für das Brückendeck ist die Windeinwirkung ohne und mit Verkehrsband ($h = 1{,}80\ m$) zu berücksichtigen (unbelastete Brücke und belastete Brücke). Bei dem schlanken Deck wird trotz der möglichen Abminderung nur die Windlast mit Verkehrsband für die Bemessung maßgebend.

Die horizontale Windeinwirkung wird über Reibung an der Oberkante des Decks auf den Brückenträger übertragen. Ein Radfahrer bzw. Fußgänger muss sich, um sein Gleichgewicht zu halten, gegen die Luvseite neigen. Dadurch wird bei Fußgängerbrücken die Außermittigkeit des Windangriffs weitgehend durch das Verschieben der Verkehrslastresultierenden aufgehoben.

Der vertikale Windlastanteil wird im Viertelpunkt der Grundrissfläche angesetzt ($e = 0{,}5\ m$). Das gleichzeitige Wirken von Temperatur- und Windlasten muss für Fußgängerbrücken nicht berücksichtigt werden.

Es gibt verschiedenste Kombinationen von Nutzlasten. Hier wurden die weiteren Lastfälle nur mit der vollen Nutzlast überlagert.

Für den Fall, dass die Nutzlast nur im halben Mittelfeld wirkt, wird die Brücke hauptsächlich von den Eigenschaften des Brückendecks beeinflusst. Wenn jedoch die Nutzlast über die ganze Brücke verteilt wirkt, werden die Eigenschaften der Brücke hauptsächlich von dem Tragkabel beeinflusst.

4.4 Modellierung

4.4.1 Allgemeines

Für die Modellierung der Brücke wurden zwei Programme eingesetzt:

- SAP2000
  Eine 3D-Modellierung mittels Finite-Elemente-Software ist für ein solches Tragwerk unverzichtbar.

- RSTAB (2D-Modell)
  Diese Software ermöglichte eine Schnittgrößenermittlung für gewisse Nachweise einzelner Bauteile.

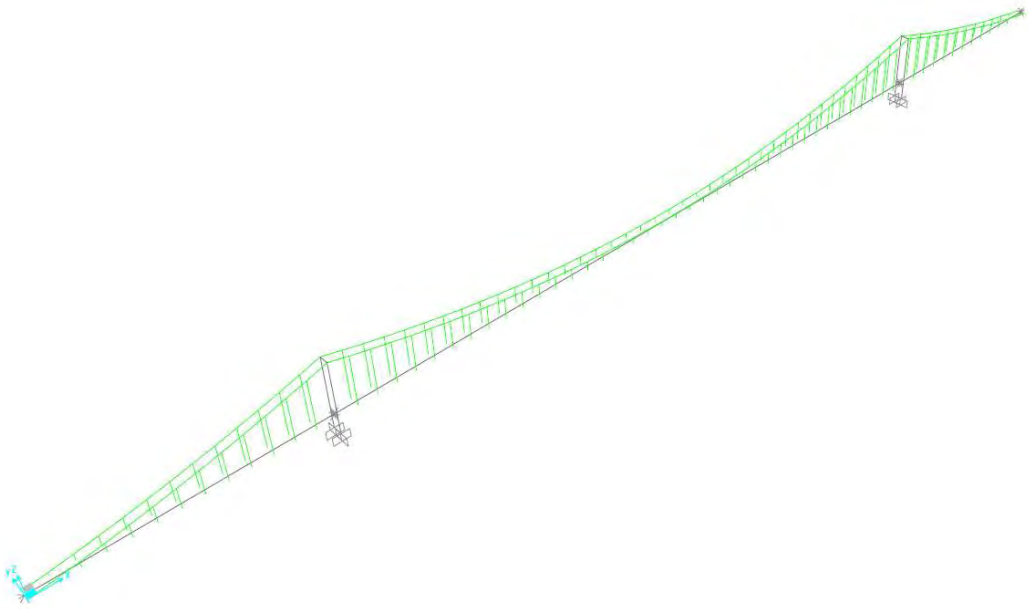


Abbildung 26: 3D-Modell (SAP2000)

Tragkabel

Für die FE-Modellierung der Tragkabel und Hänger gibt es zwei Möglichkeiten:

- Verwendung von Seilelementen oder
- Verwendung von Stabelementen und Einführung von Gelenken an den Verbindungspunkten. Bei dieser Modellierung müsste man die Windkräfte als Einzelkräfte an den Knotenpunkten ansetzten.

In diesem Projekt wurden die Tragkabel mittels Seilelementen modelliert.

Da das Deck über die gesamte Länge durch die Hänger mit einem Abstand von jeweils 4 *m* aufgehängt ist, hat das Tragkabel die Form einer Parabel 2. Ordnung [6].

$$y_1(x) = f_1(x) = 4\,f_1\,\frac{x\,(L_1 - x)}{L_1^{\,2}} \tag{1}$$

$$y_2(x) = f_2(x) = 4\,f_2\,\frac{x\,(L_2 - x)}{L_2^{\,2}} \tag{2}$$

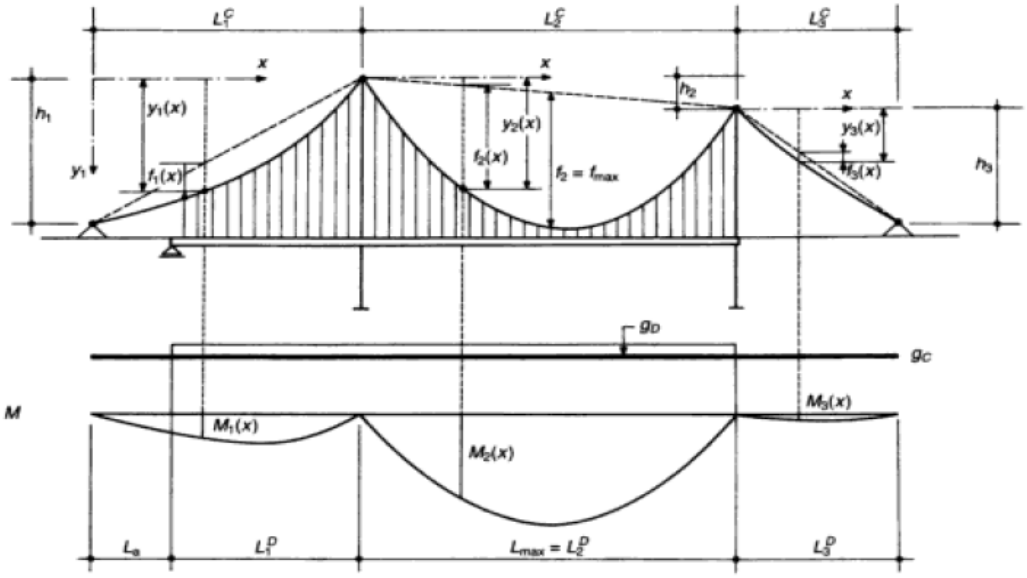


Abbildung 27: Tragkabelform / Hängerhöhen [6]

Um das Deck ausreichend „vorzuspannen“, sodass zufolge des Eigengewichts die Durchbiegungen annähernd null sind, muss das Tragkabel verkürzt werden. Um diesen Vorgang im Programm als Lastfall zu berücksichtigen wird im Kabel eine Temperatureinwirkung so lange verändert, bis sich schließlich bei -150 *K*, unter Berücksichtigung Theorie 2. Ordnung zufolge Temperatur und Eigengewicht ein beinahe gerades Deck ergibt.

Hänger

Diese sind mit dem Deck gekoppelt und werden, wie das Tragkabel, mittels Seilelementen modelliert.

Deck

Die Steinplatten werden hier durch 4 *m* lange Stabelemente modelliert. Diese sind mittig zwischen den zwei Kabelebenen positioniert und mit den Hängern gekoppelt. Im Gesamten stellen die Stabelemente einen Durchlaufträger dar.

Lehrgerüst

Die Überhöhung des Lehrgerüsts im FE-Programm entspricht der Durchbiegung des Tragsystems ohne die Wirkung des Brückendecks. Die Kabelverkürzung wird, wie bereits beschrieben, durch die Abkühlung des Seils simuliert. Zufolge dieser beiden Lastfälle stellt sich die erforderliche Form des Lehrgerüsts ein. Nach Entfernung des Gerüsts wirkt sozusagen nur das Eigenwicht des Brückendecks und es stellt sich eine relativ kleine Durchbiegung ein.

Abbildung 28: überhöhtes Lehrgerüst

4.5 Erläuterungen zur Berechnung

Siehe dazugehöriges Kapitel *Berechnung* auf der Seite 77.

4.5.1 Allgemeines

Für die Konstruktion sind entsprechend der Normen SIA 260ff bestimmte Nachweise zu erbringen. Dieses Kapitel erläutert die unterschiedlichen Nachweise zur Überprüfung der Konstruktion auf statische Festigkeit, Steifigkeit und Stabilität. In den darauffolgenden Kapiteln wird die Konstruktion nach den beschriebenen Methoden überprüft. Auch eine Beurteilung des Schwingungsverhaltens der Brücke wird angegeben. Die Materialermüdung wird in dieser Arbeit nicht behandelt, weil dies für den globalen Entwurf der Brücke nicht ausschlaggebend ist.

Die Verformungs- und Schnittgrößenberechnung wird nach Theorie 2. Ordnung durchgeführt. Das Gleichgewicht wird am verformten System bestimmt. Die Gültigkeit des Superpositionsprinzips ist damit aufgehoben. Alle Einwirkungskombinationen werden vor der Berechnung in Lastgruppen zusammengestellt.

Da es sich hier um den „Entwurf“ einer Brücke handelt, werden nur die grundlegendsten und wichtigsten Nachweise durchgeführt. Die im Folgenden beschriebenen Nachweise stellen daher keinen vollständigen Nachweis der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit dar, vielmehr soll die grundsätzliche Dimensionierung der Querschnitte ermittelt werden („Vorentwurf“).

Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (ULS)

Die Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit soll sicherstellen, dass die Tragkonstruktion eine ausreichende Sicherheit gegen Bruch, Stabilitätsversagen sowie den Verlust des Gleichgewichts aufweist. Die Anforderungen an die Grenzzustände der Tragfähigkeit betreffen die Sicherheit des Bauwerks einschließlich der sich darauf befindlichen Personen und Einrichtungen. Die Nachweise erfolgen im Allgemeinen durch Ermittlung der maßgebenden Schnittgrößen.

Es werden die Tragfähigkeitsnachweise für

- die Biege- und Längskraftbeanspruchung in den Brückenhauptträgern
- die Biege- und Längskraftbeanspruchungen der Pylone
- die Zugkraftbeanspruchung in den Tragkabeln
- die Zugkraftbeanspruchung in den Hängern

geführt. In der Berechnung sind die zahlenmäßigen Rechnungen angegeben.

Statische Festigkeit (ULS)

Bei der Überprüfung der Konstruktion auf die statische Festigkeit, dürfen die Spannungen die zulässigen Werte nicht überschreiten. Spannungen werden durch eine Kombination von Normalkräften und Biegemomenten verursacht. Scherkräfte werden nicht in Betracht gezogen, da sie für den Konstruktionsentwurf nicht maßgebend sind. Nach SIA 260 [21] sind im Grenzzustand der Tragsicherheit (ULS) die Festigkeitskriterien zu überprüfen.

Die Spannungen sind in den maßgebenden Querschnitten nachzuweisen.

- Pylon: Kombination von Biegemoment und Normalkraft
- Deck: Kombination von Biegemoment und Normalkraft
- Kabel: nur Normalkraft
- Hänger: nur Normalkraft

Bemessungsvorgaben:

Im Grenzzustand der Tragsicherheit (ULS) sind Belastungswerte aus den ständigen Einwirkungen (Eigengewicht) und den veränderlichen Einwirkungen (Nutzlasten), die auf die Struktur wirken, anzusetzen. Die Bemessungslasten erhält man, nach SIA 260 [21] durch Multiplikation mit einem Teilsicherheitsfaktor.

- Nach SIA 263 [22] sind folgende Bemessungswerte für die Streckgrenze und die Zugfestigkeit des Stahls zu verwenden.

Stahlsorte	Dicke t [mm]			
	$t \leq 40$ mm		40 mm $\leq t \leq$ 100 mm	
	f_y [N/mm^2]	f_u [N/mm^2]	f_y [N/mm^2]	f_u [N/mm^2]
S 235	235	360	215	340
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	490
S 460	460	550	430	530

Abbildung 29: Charakteristische Werte für die Streckgrenze f_y und die Zugfestigkeit f_u (SIA 263:2003 - Tab.1) [22]

Es wird die Stahlsorte S355 für alle Stahlbauteile verwendet.

- Für die Kabel und Hänger werden die Werte aus der Tabelle der Firma Pfeifer verwendet (Tabelle siehe Anhang). Die nominale Zugfestigkeit der Tragkabel beträgt 1750 *N/mm²* und die der Hänger 1770 *N/mm².* Die Werte werden aus dem Eurocode prEN 1193-1-11:2003 - Kapitel 3.1 [23] entnommen.

steel wires	round wires:	nominal tensile grade:	1770 N/mm²
	Z-wires:	nominal tensile grade:	1570 N/mm²
stainless steel wires:	round wires:	nominal tensile grade:	1450 N/mm²

Abbildung 30: Zugfestigkeiten der Tragkabel [23]

Der Kabelnachweis für die Tragsicherheit erfolgt nach prEN-1993-1-11 Kapitel 6 [23], für welchen folgendes überprüft werden muss:

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} \leq 1 \tag{3}$$

$$F_{Rd} = \min\left\{\frac{F_{uk}}{1{,}5\,\gamma_R}\,;\,\frac{F_k}{\gamma_R}\right\} \tag{4}$$

- Als Naturstein wird Andeer-Granit gewählt, für welchen die Parameter aus dem Prüfbericht entnommen werden (siehe Anhang: Prüfbericht Andeer-Granit).

Stabilität (ULS)

Berechnung nach der Theorie 2. Ordnung (Stabilität)

Eine Berechnung nach Theorie zweiter Ordnung wurde durchgeführt, weil bei Strukturen die von Kabeln getragen werden, die geometrischen Nichtlinearitäten von Bedeutung sein können. In der Regel weisen Brücken mit großen Spannweiten, wie Schrägseilbrücken und Hängebrücken, geometrische Nichtlinearitäten auf. Dies ist wie folgt zu begründen:

- Dies ist der Fall, da im Versteifungsträger und in den Pylonen eine Kombination von achsialen Druckkräften und Biegemomenten wirkt.

- Diese Nichtlinearität ist aufgrund des verursachten nichtlinearen Verhaltens des Kabels zu begründen. Das Verhältnis zwischen den Kräften und den daraus resultierenden Verformungen ist nichtlinear. Ein erhöhtes Eigengewicht im Kabel führt beispielsweise zu einer Verringerung der Auslenkung durch die Nutzlast [17]. Die Zugkraft des Kabels verursacht eine geometrisch nichtlineare Steifigkeit des Kabels.
- Dieses Verhalten erklärt sich auch aus der Geometrieveränderungen der Brückenkonstruktion, die durch große Verschiebungen verursacht werden.

Bemessung des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Die Nachweise für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sollen sicherstellen, dass in der Tragkonstruktion keine unzulässigen Verformungen, Schwingungen und Rissbreiten auftreten. Die Anforderungen an die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit betreffen das optische Erscheinungsbild, die Funktion des Bauwerks und das Wohlbefinden daraufstehender Personen.

Für die Brücke sind im Einzelnen folgende Nachweise zu führen:

- Nachweise zur Spannungsbegrenzung (nicht-häufige/ quasi-ständige Einwirkungen)
- Nachweis der Rissbreitenbeschränkung (häufige Einwirkungen)
- Nachweis der Durchbiegungsbeschränkung

Steifigkeit (SLS)

Dieser Grenzzustand betrifft die Funktionsfähigkeit der Struktur, den Komfort der Menschen, die sich auf der Brücke befinden und das Aussehen der Brückenkonstruktion. Die Steifigkeitskriterien sind durch gewisse Verformungstoleranzen ausgedrückt:

- Zulässige Vertikaldurchbiegung des Trägers
- Zulässige Horizontalverformung des Pylons

Neben dem Kriterium der Verformung, existiert auch das Kriterium des Komforts für die Fußgänger, das durch eine Beschränkung der vertikalen Beschleunigung ausgedrückt wird. Es wird in dieser Arbeit angenommen, dass diese Kriterien zufriedenstellend sind.

Weiters wird auf die folgenden maximalen Auslenkungen eingegangen:

- maximale horizontale Auslenkung von $1 / 300 * L_{Pylon} = 0{,}05\ m$ für den Pylon

- Eine Beschränkung der vertikalen Durchbiegung des Decks kann bei dieser Brückenart („Selbstverankerte Hängebrücke“) nicht vorgenommen werden.

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Bestimmung der Bemessungswerte der Lasten sind gleich 1.

Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und die bauliche Durchführung

Die Dauerhaftigkeit eines Tragwerks ist gewährleistet, wenn während die Nutzungszeit seine Funktion hinsichtlich der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit ohne wesentlichen Verlust der Nutzungseigenschaften erfüllt ist.

Über die Regeln der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit hinaus bestehen die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit im Wesentlichen aus konstruktiven Vorkehrungen.

Für den Stahlbetonbau ist die Einhaltung der, je nach Beton- und Umweltklasse geforderten Betondeckung, ein wichtiges Kriterium für die Lebensdauer einer Tragkonstruktion. Die Mindestbetondeckung hat den Schutz der Bewehrung vor Korrosion, eine sichere Übertragung der Verbundkräfte und einen ausreichenden Brandschutz zu erfüllen. Für die Bewehrung der Pylone ist eine Betonüberdeckung von 4,0 *cm* einzuhalten. [24]

Beim Entwerfen und Ausführen des Bewehrungskorbs sind grundlegende konstruktive Regeln zu beachten, um die geforderte Dauerhaftigkeit zu gewährleisten. Dazu gehören beispielsweise die Einhaltung der Mindeststababstände, Verankerungslängen, Übergreifungsstöße, Mindestlängs- und Mindestschubbewehrung.

Für den Entwurf der Stahlbauteile ist neben einer möglichst einfachen Montage der konstruktive Korrosionsschutz von zentraler Bedeutung. Alle Anschlusspunkte werden mit rundum geschlossenen Schweißnähten ausgeführt, um die Konstruktion gegen eindringendes Niederschlagswasser zu schützen.

Wie eingangs bereits erwähnt, ist für die Berechnungen, von der Herstellung auf einem Lehrgerüst ausgegangen worden. Der damit verbundene bautechnische Aufwand ist recht erheblich. Die Herstellung in der Flussöffnung bedingt zusätzliche Probleme. Die Gründung der Lehrgerüststützen muss abschnittsweise auch unter Wasser erfolgen.

Schwingungsanalyse

Um die Reaktion der Brücke, zufolge dynamischer Belastungen wie Wind und Verkehrsbelastung, zu bestimmen, ist es notwendig, das Schwingungsverhalten zu bewerten. Das dynamische Verhalten der Brücke wird durch die konstruktiv gegebenen Frequenzen charakterisiert (Eigenfrequenzen). Dynamische Windbelastungen können mehrere „Antworten“ des Brückendecks wie „Galopping“, Wirbel-

ablösung und Flattern bewirken. Dynamische Belastungen hängen von vielen Faktoren, u.a. auch dem Gewicht der Brücke, den Abmessungen, der Querschnittsform, den Verschiebungen, den Geschwindigkeiten und Beschleunigungen einzelner Brückenteile ab. Es ist daher ein sehr komplexes Phänomen. In vielen Fällen ist daher eine Untersuchung der möglichen Brückenreaktion auf Windeinfluss im Windkanal erforderlich. Aufgrund der Komplexität dieses Themas, werden in dieser Arbeit nur die Eigenfrequenzen der Brücke berücksichtigt und beurteilt.

Der folgende Abschnitt gibt die Nachweise, entsprechend der SIA, wie oben beschrieben, wieder:

4.5.2 Tragkabel

Das Kabel wurde aus folgenden Gründen gewählt:

- Gute Widerstandsfähigkeit gegen Korrosion
- Geschützt vor Wassereintritt
- Spannen möglich
- Gutes Verhalten unter dynamischem Einfluss (Wind, Verkehr)

Bestimmung des Querschnitts:

Um anfänglich einen Querschnitt auswählen zu können wurden Abschätzungen mittels einer überschlägigen Berechnung der Schnittkräfte durchgeführt. Es wird daher primär ein Kabel mit größerem Durchmesser angenommen.

Die wichtigste Eigenschaft ist der Elastizitätsmodul des bestehenden Kabeltyps, der zusammen mit der Querschnittsfläche A des Kabels die Dehnsteifigkeit EA ergibt. Die Querschnitte werden durch die größte Normalkraft im Kabel bestimmt. Die horizontale Komponente der Zugkraft H in dem Kabel, ist konstant über die Gesamte Kabellänge. In der Mitte des Hauptfeldes wirkt nur die Horizontalkomponente H im Kabel, weil es an dieser Stelle naturgemäß horizontal ist. Die größte Zugkraft wirkt im Seitenfeld beim Pylon, weil das Kabel an dieser Stelle den größten Winkel mit der Horizontalen einschließt (siehe Abbildung 31).

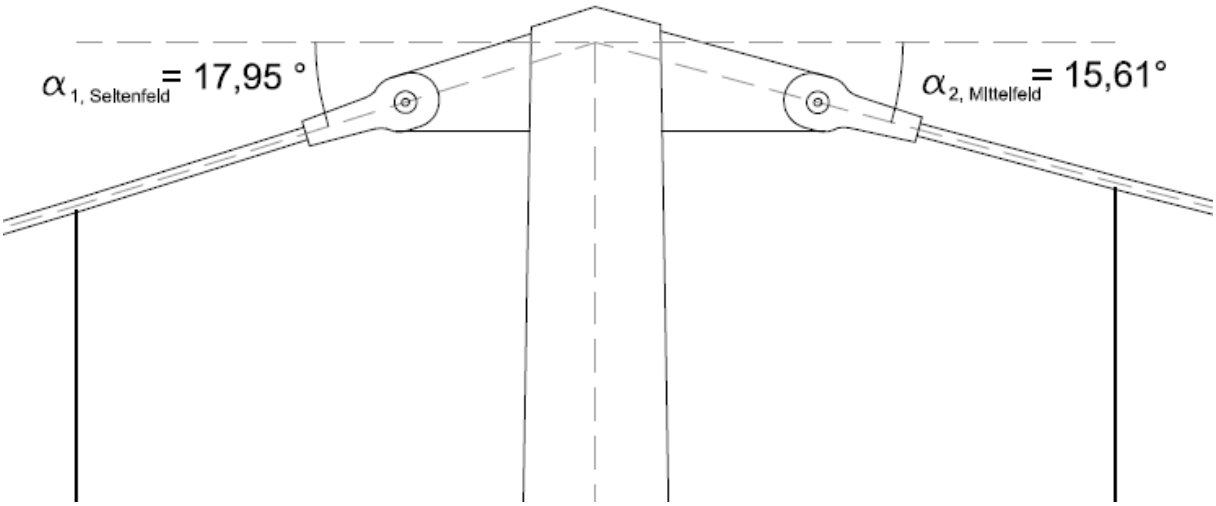


Abbildung 31: Neigung der Kabel

Die horizontale Komponente H ist an jedem Punkt gleich. Auch eine vertikale Komponente V wirkt im Kabel. Die größte Normalkraft im Kabel ist daher bestimmt durch [6]:

$$N_{Kabel} = \sqrt{H^2 + V^2} \tag{5}$$

$$H = \frac{q_{G+Q} * l^2}{8 * f_1} \tag{6}$$

Zunächst wird eine nichtlineare Berechnung zufolge der verschiedenen Lastkombinationen durchgeführt. Daraus folgen die Schnittgrößen im Kabel.

Der Spannungsnachweis wird nach prEN 1993-1-11: 2003 - „Design of a structures with tension components“ [23] durchgeführt.

Die maßgebende Normalkraft im Grenzzustand der Tragsicherheit (ULS) wird durch den Lastfall Nutzlast über alle Felder verursacht. Es muss folgende Bedingung erfüllt sein:

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} = \frac{F_{Ed}}{\frac{F_{uk}}{1,5\,\gamma_R}} = \frac{F_{Ed}}{\frac{f_u * A_{main\ cable}}{1,5}} \leq 1 \tag{7}$$

Der Nachweis ist erfüllt (siehe Berechnung).

4.5.3 Hänger

Der Hängerabstand beträgt 4 *m*. Zur Bestimmung des erforderlichen Querschnitts, wird davon ausgegangen, dass das Eigengewicht und die Dauerbelastung des Trägers gleichmäßig über die Hänger verteilt sind. So trägt jeder Hänger jeweils 4 Meter des Decks.

Es werden die maximalen Normalkräfte des Kabels mit der zulässigen Kraft des gewählten Kabeltyps verglichen.

Des Weiteren wird ein Nachweis nach prEN 1993-1-11: 2003 - „Design of a structures with tension components“ [23] durchgeführt.

Die maßgebende Normalkraft im Grenzzustand der Tragsicherheit (ULS) wird durch den Lastfall Nutzlast über alle Felder verursacht. Es muss Gleichung (7) erfüllt sein. Der Nachweis ist erfüllt (siehe Berechnung).

4.5.4 Deck

Der Nachweis der Festigkeit ist für den Grenzzustand der Tragsicherheit (ULS) durchgeführt worden. Für die Einwirkungen gibt es den Teilsicherheitsfaktor 1,35 für die ständigen Lasten und den Teilsicherheitsfaktor 1,5 für die veränderlichen Lasten. Der genaue Spannungsnachweis ist in der Berechnung zu finden.

Es ist nachzuweisen, dass kein Klaffen zwischen den einzelnen Steinplatten in Längsrichtung und in Querrichtung auftritt. Man führt dazu einen entsprechenden Spannungsnachweis, wobei keine Zugspannungen auftreten dürfen.

Die Maximalen Spannungen der Platten erhält man wie folgt:

Die Normalspannungen werden durch die zwei Komponenten Normalkraft und Biegemoment verursacht Diese beiden Komponenten werden überlagert, sodass man die maximale Normalspannung erhält. Diese maximale Normalspannung (verursacht durch den Bemessungswert der Normalkraft und des Biegemoments) wird Bemessungswert (σ_{so}, σ_{su}) genannt.

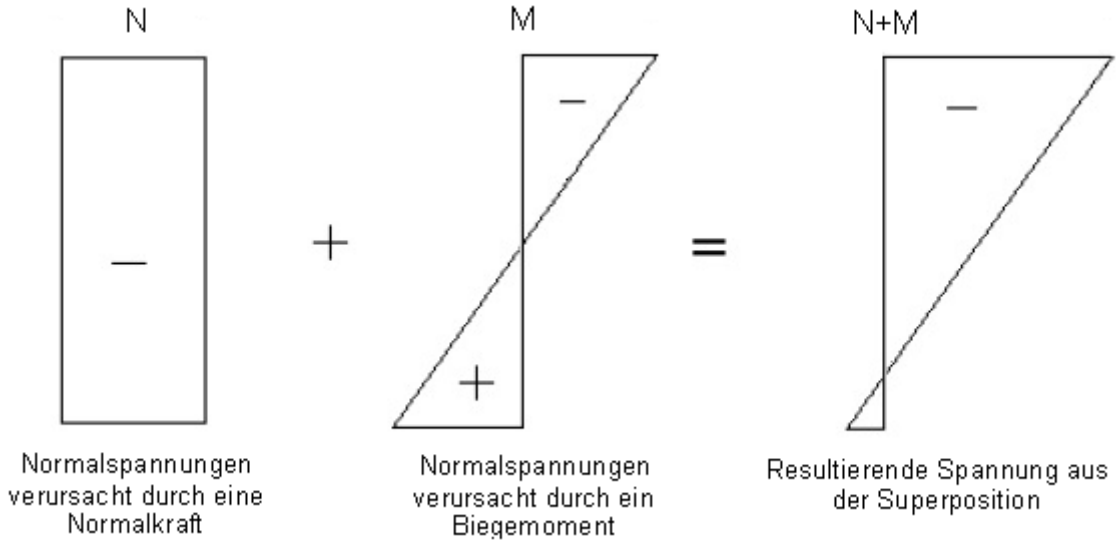


Abbildung 32: Superposition von linearen Spannungsverläufen über die Querschnitte

Eine Überprüfung der Stabilität ist nicht vorzunehmen, da nach Theorie 2. Ordnung gerechnet wurde.

Eine Beschränkung der Durchbiegung ist nicht möglich, da Hängebrücken eine gewisse Durchbiegung haben, die durch die Konstruktion vorgegeben ist und die man nicht beliebig reduzieren kann.

Um die Gesamtdurchbiegung zu verringern, wird versucht, unter der Last des Eigengewichts, eine Durchbiegung von annähernd null zu erhalten. Dazu müssen die Kabel verkürzt werden. Um einen spannungslosen Zustand des Kabels in der Errichtungsphase zu erhalten, wird das Deck mit Hilfe des Lehrgerüsts überhöht. Die erforderliche Form des Lehrgerüsts ist bereits im Unterkapitel *Lehrgerüst* auf der Seite 57 beschrieben. Die Temperatureinwirkung für die Simulation der Kabelverkürzung erhält man, indem man im Lastfall Eigengewicht und Temperatur bei Berücksichtigung der Theorie 2. Ordnung die Temperatur solange ändert, bis sich beinahe ein gerades Deck einstellt. In diesem Zustand sieht man, dass die Kabelform des Seitenfeldes noch weiter verbessert werden könnte, um ein gerades Deck zu erhalten. Dieser Schritt wurde nicht durchgeführt und es wurde eine maximale Durchbiegung von 13 *cm* akzeptiert.

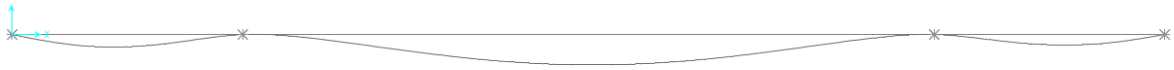


Abbildung 33: Durchbiegung des Brückendecks zufolge Eigengewicht (maximale Durchbiegung = 1,10 *m*)

Abbildung 34: Durchbiegung des Brückendecks zufolge Eigengewicht nach dem Verkürzen der Seile (maximale Durchbiegung = 0,13 *m*)

Das Eigengewicht des Geländers wurde überschlägig berechnet und im Modell am Brückendeck als Gleichlast angebracht.

Theorie 1. und 2. Ordnung

Die Theorie 1. Ordnung geht von der ursprünglichen Form (gegebener Stich) des Systems aus. Es ergeben sich bei der Berechnung *große Durchbiegungen*.

Hingegen wird bei der Theorie 2. Ordnung immer von der vorherigen verformten Form ausgegangen (größerer Stich) und es ergibt sich dadurch eine kleinere Horizontalkomponente der Seilkraft und somit eine kleinere Seilkraft. Es folgt daher eine *kleinere Durchbiegung*. Mit immer weiteren Iterationsschritten ergeben sich immer kleinere Durchbiegungen des Decks.

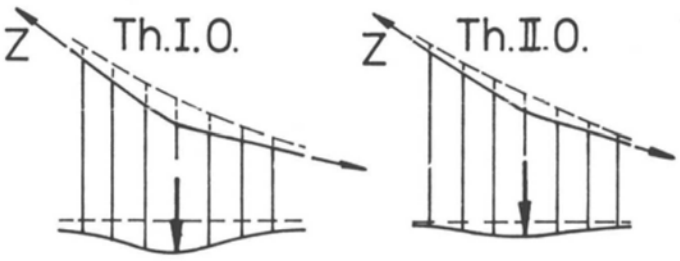


Abbildung 35: Einfluss der Theorie 2. Ordnung bei einer Hängebrücke [25]

Aufgrund der Berücksichtigung der Theorie 2. Ordnung ist eine Superposition der Lastfälle nicht erlaubt.

4.5.5 Längsträger

Der Träger wurde in der Gesamtberechnung nicht berücksichtigt da sich durch diesen nur geringe Änderungen der Schnittgrößen ergeben.

Auf den Längsträger wirken das Eigengewicht des Decks und die Lasten die auf das Deck wirken.

Der Längsträger ist durch Klebeanker, die durch Langlöcher laufen, mit dem Deck verbunden. Da aufgrund der Langlöcher kein Abscheren stattfinden kann, wird auf einen Nachweis der Klebeanker verzichtet.

Mit Hilfe von RSTAB wird der Längsträger als Durchlaufträger berechnet um die Schnittgrößen für den Spannungsnachweis zu erhalten. Auf diesen Träger wirken das Gewicht des Steins und die Nutzlast. Des Weiteren muss noch das Moment des Gesamtsystems aus dem FE-Programm mitberücksichtigt werden.

Der Spannungsnachweis erfolgt an vier Punkten des Längsträgers. Einmal in der Mitte des Seitenfeldes. In diesem Bereich wird unterteilt in „Mitte einer Steinplatte“ und in „Plattenrand“. Die beiden anderen Nachweise erfolgen beim Pylon; ein Nachweis wird in Plattenmitte und einer direkt in der Pylonachse (entspricht dem Plattenrand) ausgeführt. Diese Punkte wurden ausgewählt, da an diesen Stellen die größten Momente des Gesamtsystems auftreten.

Der Längsträger wird in 5 Ebenen unterteilt. In jeder Ebene werden die Spannungen berechnet und mit den zulässigen Werten verglichen.

4.5.6 Pylone

Die Zugkräfte werden von der Betonbewehrung und die Druckkräfte vom Beton aufgenommen.

Der Pylon soll eine hohe axiale Steifigkeit und eine hohe Biegesteifigkeit haben, weil er mit einer großen axialen Druckkraft belastet wird, welche durch die vertikale Zugkomponente von dem Hauptkabel verursacht wird. Es wird auch ein Biegemoment mit einem Maximalwert in der Einspannung, zufolge der horizontalen Auslenkung des Pylons verursacht.

Erforderliche Bewehrung (ULS Typ 2):

Der Nachweis der Tragsicherheit wurde durch die Berechnung der erforderlichen Bewehrung erbracht.

Es wurde zuerst eine Bewehrung im Programm SAP 2000 angenommen und daraus das Momenten-Normalkraft Interaktionsdiagramm abgeleitet. Danach wurden die sich ergebenden Normalkräfte und

Momente des Pylons im Diagramm eingetragen und kontrolliert ob der Querschnitt die Momenten-Normalkraftkombination aufnehmen kann (iterative Vorgehensweise). Dies war bei allen Querschnitten der Fall und dadurch war die angenommene Bewehrung ausreichend.

Aufgrund der Berechnung nach Theorie 2. Ordnung muss ein Ausknicken nicht nachgewiesen werden.

4.5.7 Widerlager

Durch die gewählte Brückenkonstruktion, einer selbstverankerten Hängebrücke, wirken generell keine großen Kräfte auf die Widerlager.

Diese werden aus Sicherheitsgründen 10 *cm* breiter hergestellt. Die Flügelmauer passt sich an die Geländeform an.

Um einen zu hohen „aktiven Erddruck“ aufgrund der steilen Böschung zu vermeiden, wird beim „salgeschseitigen“ Auflager Magerbeton hinterfüllt.

Tragsicherheit (ULS Typ 2):

Es wurde nachgewiesen dass das Widerlager nicht abheben kann (Standsicherheitsnachweis der Widerlager).

Dazu wird verglichen ob die Auflagerkraft kleiner ist als das Gewicht des Widerlagers.

4.5.8 Fundamente

Die Pylonfundamente befinden sich auf kiesigem Boden von nicht ausreichender Tragfähigkeit. Es werden daher Bohrpfähle eingesetzt und bis zum tragfähigen Untergrund vorgetrieben.

Die Abmessungen der Bohrpfähle weisen einen Durchmesser von 90 *cm* sowie einen Achsabstand von 2,7 *m* auf.

Nachweise wurden im Entwurf nicht vorgenommen. Die Dimensionen der Elemente wurden anhand vorhandener Brücken angenommen.

4.6 Montagephasen

4.6.1 Pylone und Widerlager

Zuerst müssen die Baugruben für die Widerlager und die Fundamente ausgehoben werden. Aufgrund der festgelegten Position der Pylone befinden sich diese nicht im Wasser (Pegelstand „Mittelwasser“). Daher sind auch keine aufwendigen Konstruktionen zur Pylonherstellung vorgesehen.

Nach dem Aushub werden die Bohrpfähle in den Untergrund vorgetrieben. Auf diese werden dann die Pylonfundamente aufgesetzt. Der Pylon umfasst 4 Arbeitsfugen. Es wird abschnittsweise ausgeschalt, die Bewehrung eingebracht und ausbetoniert.

Auf den Querträgern der Pylone, werden die Auflagerkonstruktionen für die Längsträger aus Stahl angebracht. An der Spitze der Pylone werden, bereits bei der Herstellung, Augenbleche mit Kopfbolzendübeln im Raster von 10 *cm* einbetoniert. Die Dübel dienen dazu um einen Verbund zwischen dem Beton um dem Blech herzustellen und sie bewirken eine gleichmäßige Krafteinleitung.

Zeitgleich können die Flügelwände und die Widerlager hergestellt werden. Um den Hohlraum für den Anker zu schaffen wird in den Widerlagern ein Rohr einbetoniert. In dieses Rohr werden dann die Anker eingebracht und im Fundament eingespannt. Auf den Widerlagern werden die Gleitlager für die Querträger positioniert auf welchen dann die Querträger aufgelegt und mit den Ankern verbunden werden. Der Querträger und die Schote werden schon im Werk zusammengeschweißt.

4.6.2 Längsträger und Steinplatten

Nun folgt der zentrale Teil der Brücke - das Deck, welches aus zwei Teilen besteht:

- Den zwei Längsträgern
- und den Steinplatten.

Es wird ein überhöhtes Lehrgerüst hergestellt. Auf dieses werden die Längsträger, welche abschnittsweise schon in der Werkstatt und endgültig dann vor Ort zusammengeschweißt werden, sowie die Steinplatten aufgelegt. Die Steifen im Längsträger und die Augenbleche für den Anschluss der Hänger werden bereits im Werk angeschweißt. Die Platten werden anschließend durch Klebebolzen mit den Längsträgern verbunden.

4.6.3 Tragkabel und Hänger

Die Augenbleche am Querträger (Widerlager) werden im Werk angeschweißt. Die Tragkabel und die Hänger werden mit den an den Enden angeschlossenen Gabelschlössern angeliefert. Es folgt das Befestigen der Gabelköpfe an den bereits montierten Augenblechen. Da das Seil in diesem Zustand spannungslos ist, ist die Reihenfolge des Befestigens der Enden nicht entscheidend.

Schlussendlich wird das Lehrgerüst durch Pressen abgesenkt und entfernt. Es wirkt nun ohne äußere Einwirkung nur das Eigengewicht der Konstruktion und das Deck stellt sich infolge dessen nahezu gerade.

4.6.4 Möglichen Probleme während der Montage sowie während der Instandhaltung und konstruktive Lösungen

Während der Montage:

- Stimmt der Abstand der Widerlager nicht, so entsteht ein zu großer Seildurchhang. Um dies zu verhindern gibt es 2 Möglichkeiten. Entweder man braucht eine Möglichkeit die Widerlager zu justieren (Justiereinrichtung) oder man schreibt vor, dass die Endpunkte 5 *mm* genau vermessen bzw. eingerichtet werden müssen.
- Wenn bei den Pylonabständen eine Ungenauigkeit auftritt, kann man diese nicht mehr nachjustieren bzw. verschieben. Die einzige Möglichkeit ist dann die Hängerlängen mittels dem Gabelspannschloss zu verändern,
- Es könnten Probleme bei der richtigen Überhöhung des Lehrgerüsts auftreten. Geringe Höhen können mittels der Hänger ausgeglichen werden.
- Weiters können Probleme bei der Aufstellung des Lehrgerüsts im fließenden Wasser auftreten. Der Hochwasserabfluss muss sichergestellt werden.

Während der Instandhaltung:

- Um eine Auswechslung der Litzen die sich im Widerlager befinden zu ermöglichen, wird eine Redundanz mittels jeweils 2 Litzenanker pro Verankerungspunkt geschaffen. Im Falle einer Auswechsung wirkt immer noch ein Litzenanker von den beiden.
- Die Hänger sollten austauschbar sein. Des Weiteren sollten sie derart Bemessen werden, dass bei dem Versagen eines einzelnen Hängers ein Reißverschlussversagen ausgeschlossen werden kann.

- Durch die Ausführung des Decks in Naturstein bietet das System, bei Ausfall einer Steinplatte keinen Spielraum für Lastumlagerungen. Es muss somit jede Platte überprüft werden! Dies würde bei einer Spannbandbrücke entfallen, da bei dieser Brückenart nicht die Steine die Tragelemente sind sondern die Spannbänder. (z.B.: Pùnt da Suransuns, Jürg Conzett in der Schweiz [9])

4.7 Dynamische Analyse

Hängebrücken reagieren empfindlich auf dynamische Einflüsse. Jede Brücke verhält sich in Bezug auf dynamische Belastungen wie z.B. Wind oder Fußgänger- und Radverkehr verschieden. Eine detaillierte Analyse erfordert einen erheblichen Aufwand (z.B.: Windkanal). Diese Schritte werden in dieser Arbeit nicht vorgenommen, da es den Rahmen eines Vorprojektes und somit den dieser Arbeit sprengt. Demnach wird hier nur eine Einschätzung vorgenommen, die aber ausreichend ist, um grundlegende Probleme zu erkennen und Maßnahmen vorzuschlagen bzw. weitere Untersuchungen zu veranlassen.

Zwei Arten von Problemen sind in der Regel in Betracht zu ziehen:

- Die aerodynamische Stabilität - das Problem der strukturellen Sicherheit
- Physiologische Auswirkungen im Zusammenhang mit dem Wind und dem Verkehr - das Problem der Gebrauchstauglichkeit (Komfort)

4.7.1 Bewertung der dynamischen Brückeneigenschaften

Die experimentelle Untersuchung des dynamischen Brückenverhaltens ist ein wichtiger Bestandteil der Brückenplanung.

Es wird daher eine Messung der dynamischen Brückenantwort durch Anregung von Personenbelastung zur Bewertung des Komforts vorgeschlagen.

Diese Untersuchungen sind Standarduntersuchungen, die nach Fertigstellung einer möglicherweise schwingungsanfälligen Brücke zur Auslegung und Überprüfung durchgeführt werden sollten. Anhand dieser Messergebnisse können der Tragwerksplaner und der Brückenbetreiber entscheiden, ob es erforderlich ist, die Schwingungen durch entsprechende konstruktive Bauelemente zu reduzieren.

Im Folgenden werden allgemeine Angaben zur Vorgehensweise bei experimentellen Untersuchungen erläutert.

Messung der Schwingungsantwort [26]

Bei der Untersuchung sind folgende Punkte zu beachten:

- Feststellung ob sich Eigenfrequenzen in einem kritischen Bereich befinden
- Ermittlung der Dämpfung
- Messung der Schwingungen infolge eines einzelnen Fußgängers
- Messung der Schwingungen infolge einer Gruppe von Fußgängern
- Messung der Schwingung infolge eines Fußgängerstroms

Messung der Grundschwingung und Bestimmung der Eigenfrequenzen:

Bei den Messungen muss die Brücke für den Fußgängerverkehr gesperrt werden. Die Messaufnehmer sollten an den Stellen platziert werden, an denen die maximalen Auslenkungen bei Schwingungen im kritischen Frequenzbereich erwartet werden.

Abschätzung der Dämpfung:

Die Abschätzung der Dämpfung bei Schwingungen in einem kritischen Frequenzbereich kann dadurch erfolgen, dass eine einzelne Person durch rhythmisches Springen in der entsprechenden Eigenfrequenz an einer bestimmten Stelle der Brücke versucht, diese in Resonanz aufzuschaukeln. Nach einigen Belastungszyklen stellt die Person die Anregung plötzlich ein und es wird die freie Ausschwingzeit der Brücke gemessen. Dieser Vorgang sollte einige Male wiederholt werden, damit eine durchschnittliche Dämpfung als Funktion der Schwingungsamplitude bestimmt werden kann.

Messungen der durch einen Fußgänger verursachten Schwingungen:

Nun wird die Schwingungsantwort an den maßgebenden Stellen der Brücke gemessen, die von einer über die Brücke gehenden Person verursacht wird.

Dabei werden verschiedene Arten der Fußgängerfortbewegung in Abhängigkeit der Eigenfrequenzen untersucht:

Es sollten mehrere Messungen, mindestens 5, für jede Kombination von Bewegungsart und Frequenz durchgeführt werden. Von jeder Messung werden die maximale Beschleunigung und dynamische Verschiebung aufgezeichnet.

Messungen der durch Fußgängergruppen verursachten Schwingungen:

Die Schwingungen werden unter zwei Randbedingungen gemessen:

- normales Gehen bzw. Laufen einer Gruppe
- Gehen bzw. Laufen einer Gruppe mit dem Ziel, große Schwingungen zu provozieren

Die Referenzgruppengröße besteht aus 10 Personen.

Vorausgesetzt, dass die Anwesenheit von Personen die Dämpfung erhöht und die Dämpfung mit zunehmenden Schwingungsamplituden zunimmt, wird empfohlen, das Ausschwingen der Brücke nach einer Resonanzanregung der Gruppe, z.B. durch Springen auf einer festgelegten Stelle, zu messen.

Messung der durch Fußgängerströme verursachten Schwingungen:

Die Messung der Auswirkung von Fußgängerströmen ist für die Untersuchung des Schwingungsverhaltens unter den verschiedenen Fußgängereinwirkungen von größtem Interesse, da die Wahrscheinlichkeit dieser Einwirkung höher als die der anderen ist. Bei den Messungen wird wie in den beiden vorigen Punkten für Einzelpersonen und für Personengruppen vorgegangen.

Schwingungskontrolle

Wenn ein gewisser Komfort nicht eingehalten werden kann sollte das dynamische Verhalten der Brücke modifiziert werden. Dies kann mit einer Veränderung der Masse, der Steifigkeit oder der Dämpfung erreicht werden.

Da die Eigenfrequenzen der Brücke im kritischen Bereich von 1-2 *Hz* (Fußgängerfrequenzen) liegen werden Schwingungstilger vorgesehen. Beispielsweise könnten „Tuned Mass Damper“ (TMD) oder „Tuned Liquid Column Damper“ (TLCD) eingebaut werden.

4.8 globale Stabilität

4.8.1 Knicksicherheit

Die globale Stabilität ist näherungsweise dadurch gewährleistet, dass die Theorie 2. Ordnung im Traglastzustand berücksichtigt wurde.

4.9 Endbewertung

Die vorliegende Diplomarbeit stellte eine große Herausforderung dar, galt es doch mit dem Entwurf einer Radfahrer- und Fußgängerbrücke eine komplexe Aufgabenstellung zu bewältigen. Das Entwerfen einer ästhetischen Geometrie musste mit den konstruktiv sinnvollen Möglichkeiten kombiniert werden. Dazu bedurfte es einer Reihe von Überlegungen und der Beurteilung mehrerer Varianten.

Im Dokument Berechnung wurde die bautechnische Machbarkeit des Entwurfs nachgewiesen.

4.9.1 Gewählte Variante

Die Topografie ist günstig für die gewählte Art der Brücke. Sie wirkt ästhetisch und passt sich gut der Umgebung an. Die größte Problematik besteht in der Konstruktion des Decks um die Lasten bestmöglichst in die Hänger ein zu leiten.

Die Brücke erfüllt die Anforderungen an die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit (Komfort).

Es ist offensichtlich, dass diese Brücke nicht die wirtschaftlich günstigste Möglichkeit darstellt. Obwohl für selbstverankerte Brücken relativ geringe Verankerungskosten anfallen, hängen die Kosten dieser Brücke letztlich von der Montagemethode ab [27]. Die Fertigstellung einer Brücke auf einem Lehrgerüst dieser Länge erfordert einen hohen Kostenaufwand. Des Weiteren werden durch die Längsträger die Steinplatten verdeckt und kommen somit an der seitlichen Ansicht des Tragwerks nicht mehr entsprechend zur Geltung. Aus konstruktiven und wirtschaftlichen Gründen wäre ein Brückendeck aus Stahl besser geeignet, da die Längsträger entfallen könnten.

Bei einer echten Hängebrücke hätte ebenfalls auf die Längsträger verzichtet werden können, indem man die Steinplatten unabhängig vom Tragkabel vorspannt. Des Weiteren wäre das Niederspannen am Widerlager mittels der Litzenanker überflüssig.

Es stellte sich heraus, dass die Pylonhöhe vergrößert werden sollte, da mit höheren Pylonen und daher größerem Seildurchhang die Tragkabelkraft geringer wird. Somit könnte der Durchmesser verkleinert werden oder es könnte bei gleichem Seildurchmesser die Durchbiegung verringert werden. Üblicherweise wählt man den Stich etwa mit 1/10 der Spannweite, was in diesem Fall einen Stich von 16 m ergeben würde.

Die ästhetischen Kriterien, die Integration in die Umgebung und die Gestaltung der Brücke wirken sich hier negativ auf die Errichtungskosten und auf die wirtschaftlichen Aspekte des Betriebes aus.

4.9.2 Dimensionierungen

Dieser Entwurf kann nicht als ausführungsreifes Brücken-Projekt angesehen werden, aber es wurde wohl die Machbarkeit einer solchen Brücke demonstriert. Die Durchführung einer solchen Arbeit und die zusätzliche Nachweise und Optimierungen würden erheblich mehr Aufwand in Anspruch nehmen. Deswegen mussten vorweg einige Annahmen getroffen werden.

Ein solches Projekt bis zur Ausführbarkeit zu entwickeln würde mit sämtlichen Nachweisen und Optimierungen mindestens ein Jahr in Anspruch nehmen.

5 Berechnung

5.1 Allgemeines

In diesem Kapitel werden die einzelnen Rechenschritte dargestellt.

Die Brückenproportionen, die Seilformen und die Hauptabmessungen der Querschnitte werden im Kapitel *Bericht* begründet.

Die Brücke ist mit einer Finite-Elemente-Software (SAP 2000) in 3D modelliert und berechnet worden.

Für die Berechnung einzelner Bauteile wurde auch die Statik-Software (RStab) in 2D verwendet.

5.2 Berücksichtigte Lasten

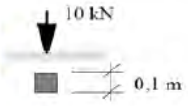
5.2.1 Ständige Lasten

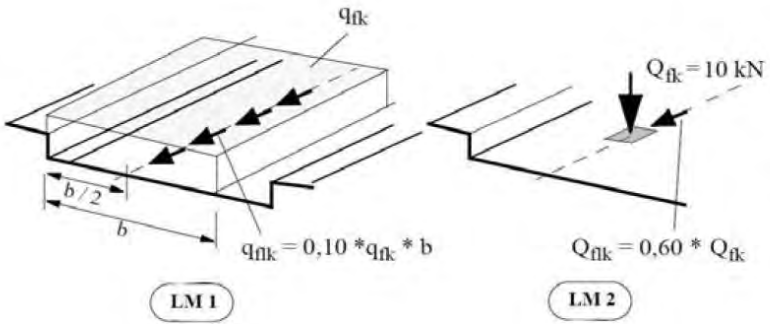
Eigengewicht				
Stein	γ	[kN/m³]	27,46	
Eigengewicht $g_k = b*h*\gamma$	**g_k**	**[kN/m]**	**13,73**	
Geländer:				
Handlauf (runde Hohlprofil) Ø 60,3 mm; s=2,9 mm		[kg/m]	4,14	
Geländersteher (quadratische Formrohre) 60 x 60 x 2 mm; h= 1 m; alle 2 m		[kg/m]	1,81	=(3,62 kg/m * Höhe)/2
untererDurchzug (runde Hohlprofil) Ø 42,4 mm; s=2,6 mm		[kg/m]	2,57	
Draht				
horizontal alle 5 m: 19 Stk. (Höhe 1 m)		[kg/m]	1,33E-05	=7*10^{-7}kg/m * Höhe * Stk.
vertikal alle 5 m: 19 Stk. (Länge 1 m)		[kg/m]	1,33E-05	=7*10^{-7}kg/m * Länge * Stk.
Eigengewicht je Geländer		**[kg/m]** **[kN/m]**	**8,52** **0,08**	=(8,52 N/m * 9,81) /1000
2 Geländer		**[kN/m]**	0,17	**≈ 0,2**

5.2.2 Veränderliche Lasten

Nutzlasten				
- Vertikallasten:				
Nutzlast	q_k	[kN/m²]	4,00	SIA 261:2003 (S.34-9.2.2)
LM1 Gleichlast $q_{fk} = q_k*b$	**q_{fk}**	**[kN/m]**	**8,00**	
außergewöhnliche Einwirkung:				
LM2 Einzellast (keine Kfz! - nicht berücksichtigt)	Q_{fk}	[kN]	10,00	
- Horizontallast:				
LM1: 10% aus LM1 $q_{flk} = 0,10*q_k*b$	**q_{flk}**	**[kN/m]**	**0,80**	
außergewöhnliche Einwirkung:				
LM2: 60% aus LM2 (keine Kfz-nicht berücksichtigt)	Q_{flk}	[kN]	6,00	

LM1 und LM2 wirken nicht gleichzeitig





Anmerkung:
Da die Horizontallasten immer gemeinsam mit dem vertikalen LM anzusetzten sind, können die Horizontallasten direkt dem LM1 und LM2 zugewiesen werden.

Abbildung 36: Zusammenfassung Verkehrslasten und Horizontallasten [28]

Schnee							
	Winkel	α	[°]	0,00			
	Dachformbeiwert	μi	[-]	1,00			
	Expositionsbeiwert	C_e	[-]	0,80			
	thermische Beiwert	C_T	[-]	1,00			
	Bezugshöhe (Anhang D)	h_0	[m]	0,00			
	charakt. Schneelast	s_k	[kN/m²]	0,40	≤	0,90	0,90
	Schneelast $q_k = \mu_i * C_e * C_T * s_k$	q_k	[kN/m²]	0,72			
Schneelast $s_k = q_k * b$		**s_k**	**[kN/m]**	**1,44**			

SIA 261:2003 (S.23)

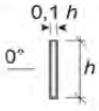
$$s_k = \left[1 + \left(\frac{h_0}{350}\right)^2\right] 0{,}4\ \text{kN/m}^2 \geq 0{,}9\ \text{kN/m}^2$$

Wind				
Für den Entwurf der Brücke, ist eine spezielle Studie empfohlen für die Bestimmung der Windkraft. Es werden in diesem Fall zahlreiche Annahmen und Vereinfachungen vorgenommen.				
-Staudruck $q_p = c_h * q_{p0}$		q_p	[kN/m²]	0,95
	Höhe	z	[m]	5,00
	Geländekategorie (SIA 261:2003 - Tab.4)	-	IIa (große Ebene)	
	Gradientenhöhe (SIA 261:2003 - Tab.4)	z_g	[m]	380,00
	Bodenrauhigkeit (SIA 261:2003 - Tab.4)	α_T	[-]	0,19
	Profilbeiwert	c_h	[-]	1,06
	Referenzwert	q_{p0}	[kN/m²]	0,90
Wind - Deck:				
-Windkräfte $w_k = c_{red} * c_d * \Sigma c_{fi} * q_{pi} * A_{ref,h\,i}$		**w_k**	**[kN/m]**	**0,19**
	Beiwert	c_{red}	[-]	1,00
	Beiwert	c_d	[-]	1,00
	Beiwert	φ	[°]	90,00
	Beiwert (SIA 261:2003 - Tab.73)	c_{f1}	[-]	0,00
	Beiwert (SIA 261:2003 - Tab.73)	c_{f2}	[-]	0,10
	Bezugsbreite	$A_{ref,h}$	[m]	2,00
	Bezugslänge	$A_{ref,l}$	[m]	260,00

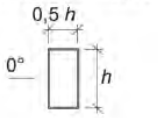
SIA 261:2003 (S.23)

$$c_h = 1{,}6\left[\left(\frac{z}{z_g}\right)^{\alpha_i} + 0{,}375\right]^2$$

SIA 261:2003 - Tab.73



Wind - Tragseil:						
-*Windkräfte* $w_k=c_{red}*c_d*c_f*q_p*A_{ref,d}$		w_k	[kN/m]	**0,10**		
	Beiwert	c_{red}	[-]	1,00		
	Beiwert	c_d	[-]	1,00		
	Seildurchmesser	d	[m]	0,09		
	Beiwert	$d*\sqrt{q_p}$	[-]	0,09	≤	0,3
	Beiwert (SIA 261:2003 - Tab.74)	c_f	[-]	1,20		
	Bezugsdurchmesser	$A_{ref,d}$	[m]	0,09		
	Bezugslänge	$A_{ref,l}$	[m]	265,00	Seillänge	
Wind - Hänger:						
-*Windkräfte* $w_k=c_{red}*c_d*c_f*q_p*A_{ref,d}$		w_k	[kN/m]	**0,02**		
	Beiwert	c_{red}	[-]	1,00		
	Beiwert	c_d	[-]	1,00		
	Seildurchmesser	d	[m]	0,014		
	Beiwert	$d*\sqrt{q_p}$	[-]	0,01	≤	0,3
	Beiwert (SIA 261:2003 - Tab.74)	c_f	[-]	1,20		
	Bezugsdurchmesser	$A_{ref,d}$	[m]	0,014		
	Bezugslänge	$A_{ref,l}$	[m]	12,00		
Wind - Pylon:						
-*Windkräfte* $w_{ku}=c_{red}*c_d*\Sigma c_{fi}*q_{pi}*A_{ref,h\,i}$		Q_k	[kN/m]	**2,00**	Trapezgleichlast	
-*Windkräfte* $w_{ko}=c_{red}*c_d*\Sigma c_{fi}*q_{pi}*A_{ref,h\,i}$		Q_k	[kN/m]	**3,01**		
	Beiwert	c_{red}	[-]	1,00		
	Beiwert	c_d	[-]	1,00		
	Beiwert	φ	[°]	0,00		
	Beiwert (SIA 261:2003 - Tab.73)	c_{f1}	[-]	2,10	SIA 261:2003 - Tab.73	
	Beiwert (SIA 261:2003 - Tab.73)	c_{f2}	[-]	0,00		
	Bezugshöhe	$A_{ref,h}$	[m]	1,00		
	Bezugshöhe	$A_{ref,h}$	[m]	1,50		
	Bezugslänge	$A_{ref,l}$	[m]	15,00		



Wind - Geländer:						
-*Windkräfte* $w_k=c_{red}*c_d*c_f*q_p*A_{ref,d}$		w_k	[kN/m]	0,06		
	Beiwert	c_{red}	[-]	1,00		
	Beiwert	c_d	[-]	1,00		
	Seildurchmesser	d	[m]	0,05		
	Beiwert	$d*\sqrt{q_p}$	[-]	0,05	≤	0,3
	Beiwert (SIA 261:2003 - Tab.74)	c_f	[-]	1,20		
	Bezugsdurchmesser	$A_{ref,d}$	[m]	0,05		
	Bezugslänge	$A_{ref,l}$	[m]	260,00		
Windlast auf unbelastete Brücke und belastete Brücke aufgebracht.						

Temperatur (nur bei SLS)					SIA 261:2003 (S.30)
- konstanter Temperaturanteil:					
	Ortstemp. (SIA 261/1:2003 - Tab.10)	T_0	[°C]	10	
	neg. Wert d. konst. Temp.änderung	$T_{1k,neg}$	**[K]**	**-15,00**	
	pos. Wert d. konst. Temp.änderung	$T_{1k,pos}$	**[K]**	**+15,00**	
- linearer Temperaturanteil:					
	negativer Temperaturunterschied	$\Delta T_{2k,neg}$	**[K]**	**-4,00**	Unterseite wärmer
	positiver Temperaturunterschied	$\Delta T_{2k,pos}$	**[K]**	**+12,00**	Oberseite wärmer

Auflistung aller Einwirkungen:

Eigengewicht		G_k	[kN/m]	13,73
Vertikale Last:				
	Lastmodell 1	Q_k	[kN/m]	8,00
	Lastmodell 2	Q_{fk}	[kN]	10,00
Horizontale Kräfte:				
	Lastmodell 1	Q_{lk}	[kN/m]	0,80
	Lastmodell 2	Q_{flk}	[kN]	6,00
Schnee		S_k	[kN/m]	1,44
Wind - Deck		$W_{k,D}$	[kN/m]	0,19
Wind - Tragseil		$W_{k,T}$	[kN/m]	0,10
Wind - Hänger		$W_{k,H}$	[kN/m]	0,02
Wind - Pylon		$W_{k,P}$	[kN/m]	2,00
neg. konstante Temperatur		$\Delta T_{1k,neg}$	[K]	-15,00
pos. konstante Temperatur		$\Delta T_{1k,pos}$	[K]	+15,00
neg. lineare Temperatur		$\Delta T_{2k,neg}$	[°K]	-4,00
pos. lineare Temperatur		$\Delta T_{2k,pos}$	[°K]	+12,00

5.3 Lastfälle

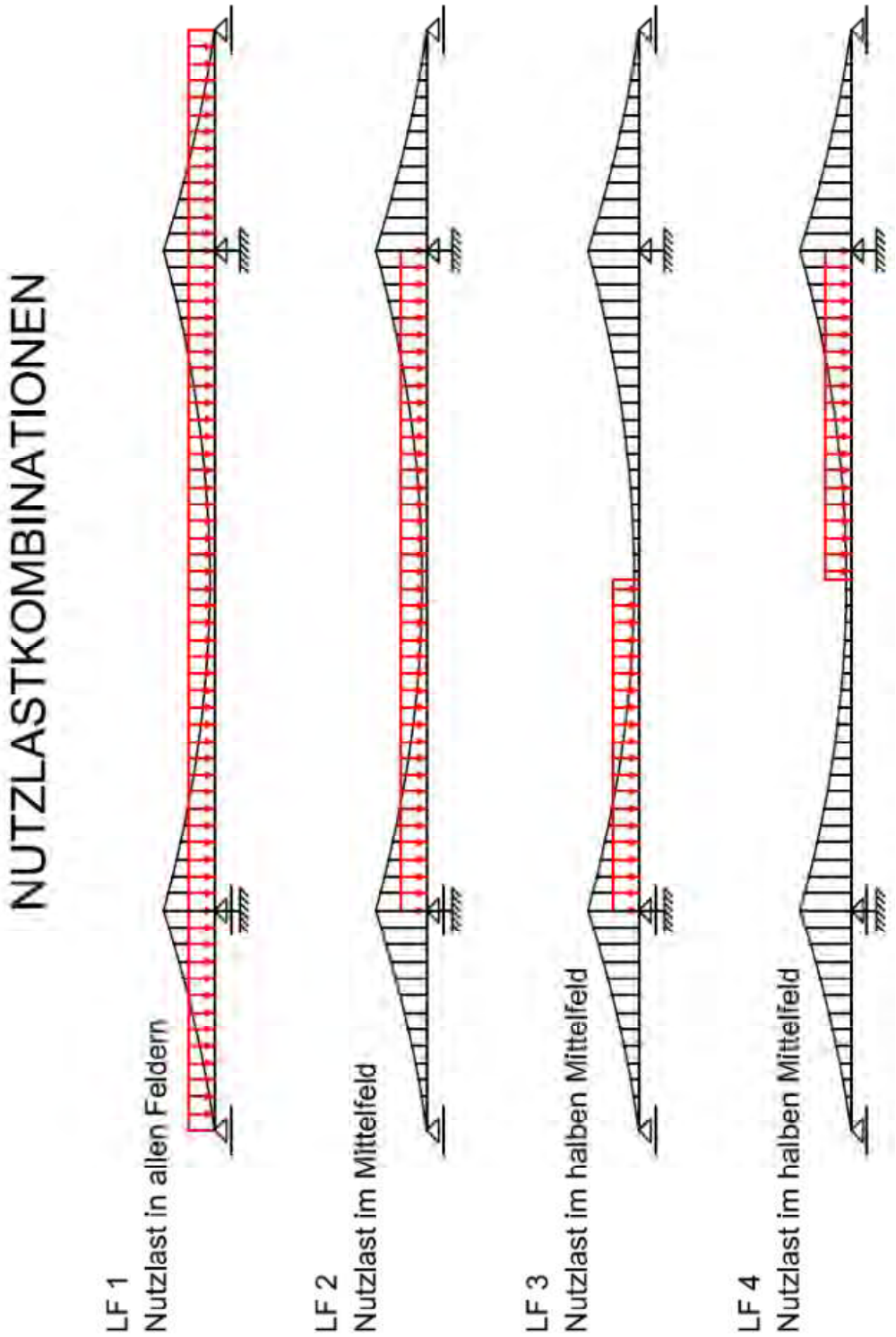


Abbildung 37: Nutzlastkombinationen - 1/2

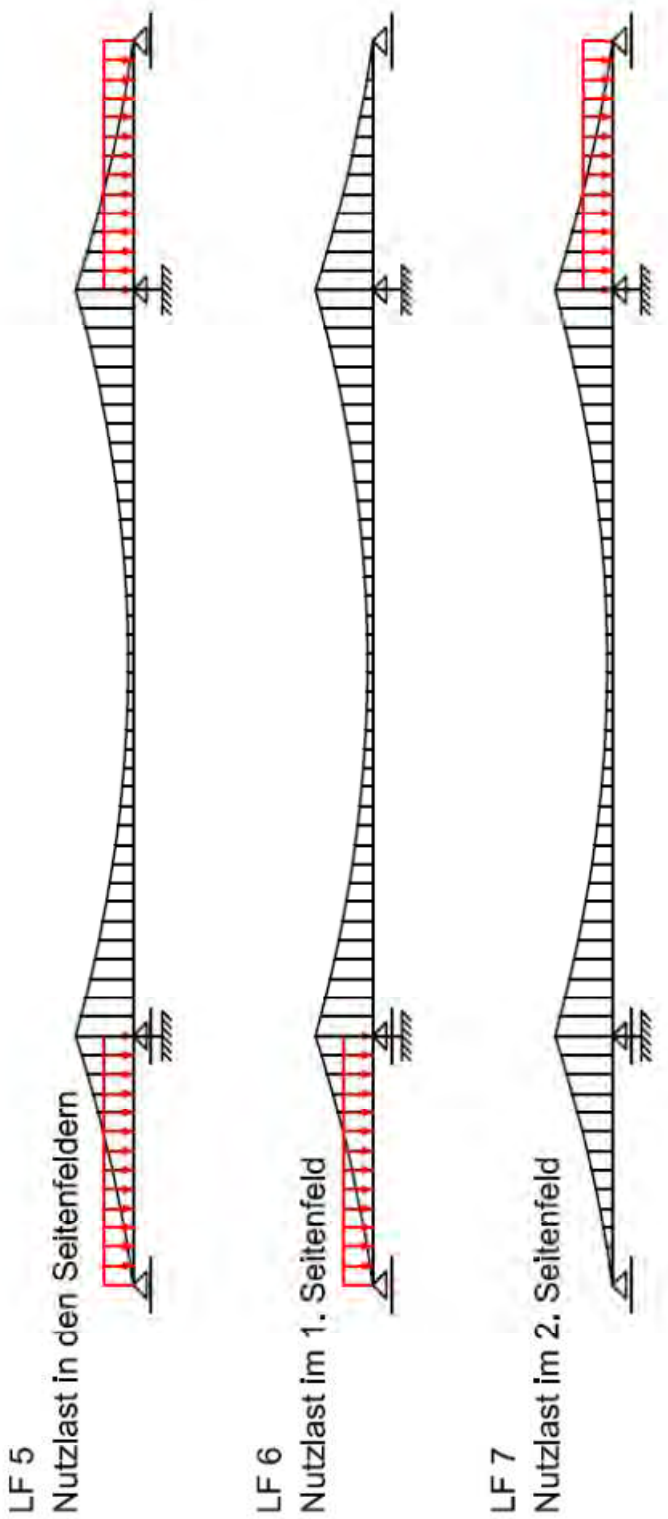


Abbildung 38: Nutzlastkombinationen - 2/2

5.4 Dimensionierung - Endzustand

5.4.1 Statische System

Abbildung 39: Statisches System - Ansicht

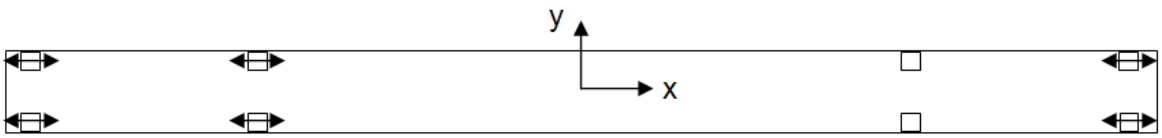


Abbildung 40: Statisches System - Grundriss

5.5 Tragkabel

5.5.1 Materialeigenschaften

Wahl: vollverschlossenes Seil - Galfan

Gewicht pro Meter	g	[kg/m]	57,6
Metallischer Querschnitt	A	[mm²]	6990
Grenzzugkraft	$Z_{R,d}$	[kN]	6121
Gewicht	g	[N/m³]	80810,16
Massendichte =G/A=27,9/0,00339	m	[kg/m³]	8240,34
E-Modul	E	[MPa]	160000
Querdehnzahl	ν	[-]	0,3
Temperaturdehnzahl	α	[m/mK]	1,2*10^-5
Log. Dekrement	Λ	[-]	0,15
Spez. Wärme	c	[J/gK]	6*10^-1
Wärmeleitfähigkeit	λ	[W/mK]	4,5*10^1
Fließgrenze f_{yd} =$Z_{R,d}$/A	f_{yd}	[MPa]	876
Zugfestigkeit	f_{td}	[MPa]	1570

Bestimmung des Querschnitts

					Mittelfeld	Seitenfeld
Annahmen	Streckenlast (halbe - pro Seite)		q	[kN/m]	4,00	4,00
	Plattendicke		hP	[m]	0,25	0,25
	Plattenbreite (halbe Seite)		bP	[m]	1,00	1,00
	Steinwichte		γS	[kN/m³]	27,46	27,46
	Plattengewicht		gD	[kN/m]	6,86	6,86
	Seilgewicht (siehe Materialeigenschaften)		gS	[kN/m]	0,56	0,56
	Teilsicherheitsfaktoren (gemäß DIN 18800)		γq	[-]	1,00	1,00
	Teilsicherheitsfaktoren (gemäß DIN 18800)		γg	[-]	1,00	1,00
	gesamtes Eigengewicht (Ann. Seileigengewicht - horizontal liegend)		gd1	[kN/m]	7,42	7,42
	Streckenlast (horizontal liegend)		pd1	[kN/m]	4,00	4,00
	Spannweite		l	[m]	156,00	52,00
	Seilstich		f	[m]	10,90	1,21
	Höhe		h	[m]	10,90	12,00
	Sehnenlänge		s	[m]	156,00	53,37
	Winkel von Resultierenden		β	[°]	15,61	17,95
	Winkel		α	[°]	0,00	12,99

Berechnung	Seillänge		L	[m]	158,031	53,436
		Winkel	Θ	[°]	1,000	1,026
		Verhältnis f/l	n	[-]	0,070	0,023
	rechn. Streckenlast		pd	[kN/m]	11,42	11,42
	Horizontalkraft		**H**	**[kN]**	**3188,422**	**3188,422**
	Vertikalkraft	**V**	**V**	**[kN]**	**891,123**	-
		V links	**V l**	**[kN]**	-	**-438,749**
		V rechts	**V r**	**[kN]**	-	**1032,831**
	Max. Seilkraft Z $_{B,K}$		**Tmax**	**[kN]**	**3310,610**	**3351,533**
	Auswahl Seilgröße (Vollverschlossenes Seil-Galfan)		-	[-]	PV 1010	PV 1010
		Durchmesser	d	[mm]	100	100
		metallischer Querschnitt	Am	[mm²]	6990	6990
		Elastizitätsmodul	E	[kN/mm²]	160,000	160,000
	Seillängung infolge Kraft		ΔL	[mm]	467,79	160,13
	Seillängung infolge Temperatur		ΔL	[mm]	56,89	19,24
		Temperaturkoeffizient	αt	[1/K]	1,20E-05	1,20E-05
		Temperaturdifferenz	Δt	[K]	30	30

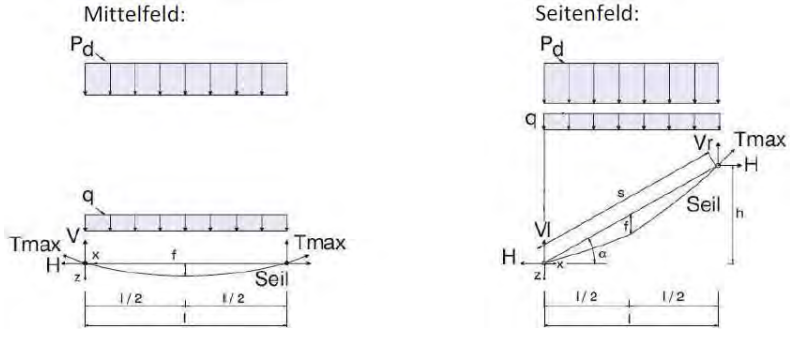


Abbildung 41: einwirkende Kräfte - Seil [18]

Tragsicherheit (Typ 2) - ULS

gewähltes Kabel			PV 1010		
Durchmesser	d	[mm]	100		
Grenzzugkraft	$Z_{R,d}$	[N/mm²]	6121		
Die maßgebende Normalkraft ist in 1. LK (Haupteinwirkung: Nutzlast):					
Normalkraft	N_d	[kN]	4643		
Nachweis	**$Z_{R,d} > N_d$**	**[-]**	**6121**	**>**	**4643**

Kabelabmessungen:			
Durchmesser	d	[mm]	100
Querschnittsfläche	A	[mm²]	7853,98

zul. Zugfestigkeit	f_u	[N/mm²]	1570
Abminderungsbeiwert	γ_R	[-]	1,5

Die maßgebende Normalkraft ist in 1. LK (Haupteinwirkung: Nutzlast)

Normalkraft	N_d	[kN]	4643

Nachweis	**F_{Ed}/F_{Rd}**	**[-]**	**0,565**	**≤**	**1**

5.6 Hänger

5.6.1 Materialeigenschaften

Wahl: Spiralseil - Galfan

Gewicht pro Meter	g	0,9	kg/m
Metallischer Querschnitt	A	117	mm^2
Grenzzugkraft	$Z_{R,d}$	109	kN
Gewicht	g	75435,77	N/m^3
Massendichte ($_{=G/A=0,9/0,000117}$)	m	7692,31	kg/m^3
E-Modul	E	160000	MPa
Querdehnzahl	ν	0,3	-
Temperaturdehnzahl	α	1,2*10^-5	m/mK
Log. Dekrement	Λ	0,15	-
Spez. Wärme	c	6*10^-1	J/gK
Wärmeleitfähigkeit	λ	4,5*10^1	W/mK
Fließgrenze f_{yd} $=Z_{R,d}/A$	f_{yd}	932	MPa
Zugfestigkeit f_{td}	f_{td}	1770	MPa

Hängerhöhen

Ls=	52	m
Lm=	156	m
fs=	1,21	m
fm=	10,9	m
hm=	1,1	m
Hängerabst.=	4	m

Ls ... Spannweite Seitenfeld
Lm ... Spannweite Mittelfeld
fs ... Stich Seitenfeld
fm ... Stich Mittelfeld
hm ... Brückenhöhe Mitte

X ... Brückenlängsrichtung
Y ... Brückenquerrichtung
Z ... Brückenhöhe

$$y_2(x) = f_2(x) = 4f_2\frac{x(L_2 - x)}{L_2^2}.$$

$$y_1(x) = f_1(x) = 4f_1\frac{x(L_1 - x)}{L_1^2}$$

Mittelfeld		
x	y	Hängerhöhe
0	0,000	12,000
4	1,089	10,911
8	2,121	9,879
12	3,096	8,904
16	4,013	7,987
20	4,873	7,127
24	5,676	6,324
28	6,421	5,579
32	7,109	4,891
36	7,740	4,260
40	8,313	3,687
44	8,829	3,171
48	9,288	2,712
52	9,689	2,311
56	10,033	1,967
60	10,320	1,680
64	10,549	1,451
68	10,721	1,279
72	10,836	1,164
76	10,893	1,107
80	10,893	1,107
84	10,836	1,164
88	10,721	1,279
92	10,549	1,451
96	10,320	1,680
100	10,033	1,967
104	9,689	2,311
108	9,288	2,712
112	8,829	3,171
116	8,313	3,687
120	7,740	4,260
124	7,109	4,891
128	6,421	5,579
132	5,676	6,324
136	4,873	7,127
140	4,013	7,987
144	3,096	8,904
148	2,121	9,879
152	1,089	10,911
156	0,000	12,000

symmetr.

Seitenfeld				
x	x1	f	y	Hängerhöhe
0	52	0,000	12,000	0,000
4	48	0,344	11,077	0,579
8	44	0,631	10,154	1,216
12	40	0,860	9,231	1,909
16	36	1,032	8,308	2,660
20	32	1,147	7,385	3,469
24	28	1,204	6,462	4,335
28	24	1,204	5,538	5,258
32	20	1,147	4,615	6,238
36	16	1,032	3,692	7,276
40	12	0,860	2,769	8,371
44	8	0,631	1,846	9,523
48	4	0,344	0,923	10,733
52	0	0,000	0,000	12,000

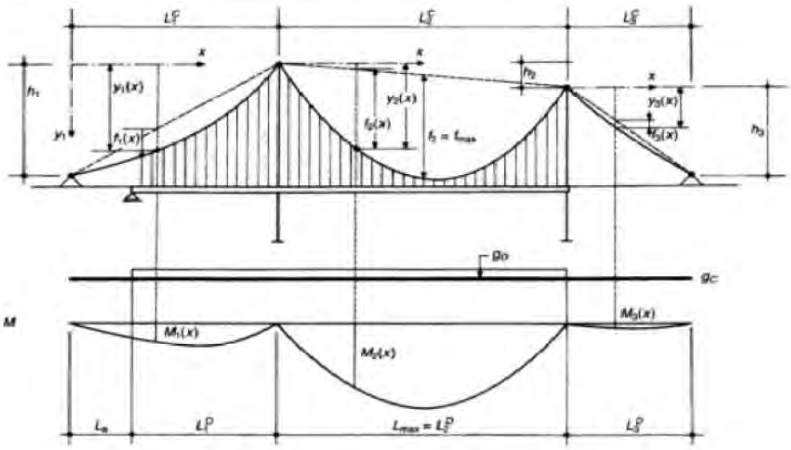


Abbildung 42: Tragkabelform / Hängerhöhen [6]

Tragsicherheit (Typ 2) - ULS

gewähltes Kabel			PG 20		
Durchmesser	d	[mm]	14,1		
Grenzzugkraft	$Z_{R,d}$	[N/mm²]	109		
Die maßgebende Normalkraft ist in 1. LK (Haupteinwirkung: Nutzlast):					
Normalkraft	N_d	[kN]	97		
Nachweis	**$Z_{R,d} > N_d$**	**[-]**	**109**	**>**	**97**

Kabelabmessungen:			
Durchmesser	d	[mm]	14,1
Querschnittsfläche	A	[mm²]	156,15

zul. Zugfestigkeit	f_u	[N/mm²]	1770
Abminderungsbeiwert	γ_R	[-]	1,5

Die maßgebende Normalkraft ist in 1. LK (Haupteinwirkung: Nutzlast):					
Normalkraft	N_d	[kN]	97		
Nachweis	**F_{Ed}/F_{Rd}**	**[-]**	**0,526**	**≤**	**1**

5.6.2 Deck

Allgemeines

Plattenabmessungen				
Plattendicke	h	[m]	0,25	
Plattenbreite	b	[m]	2,0	
Plattenquerschnitt	A	[m²]	0,50	
Trägheitsmoment	I_y	[m^4]	2,60E-03	
Trägheitsmoment	I_z	[m^4]	1,67E-01	
Abstand	z_z	[m]	0,125	
Abstand	z_y	[m]	1,00	
zul. Druckfestigkeit	f_s	[N/mm²]	-119	
zul. Zugfestigkeit	f_{st}	[N/mm²]	14,5	in Plattenmitte
		[N/mm²]	0	am Plattenrand

zul. Druck- u. Zugfestigkeit siehe Prüfbericht ANDEER GRANIT

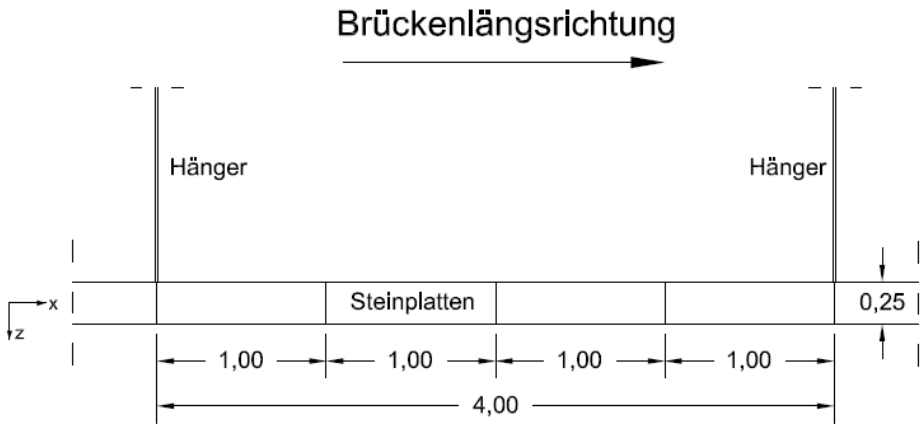


Abbildung 43: Längenabschnitt

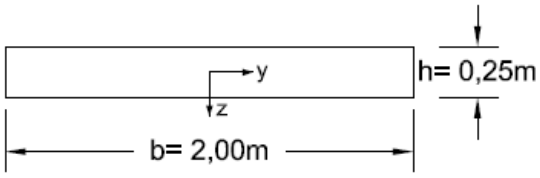


Abbildung 44: Plattenquerschnitt

Materialeigenschaften

Wahl: Andeer Granit

Gewicht	g	N/m^3	27458,62
Massendichte	m	kg/m^3	2800
E-Modul	E	MPa	53000
Querdehnzahl	ν	-	0,2 bis 0,3
Temperaturdehnzahl	α	m/mK	3*10^-6
Spez. Wärme	Λ	J/gK	0,84
Wärmeleitfähigkeit	c	W/mK	3,5
Schubmodul	λ	N/mm^2	20384
Bruchspannung		Mpa	70 bis 280
zul. Druckfestigkeit	f_s	$[N/mm^2]$	-119
zul. Zugfestigkeit	f_{st}	$[N/mm^2]$	14,5

Lastfälle

Die maximale Schnittgrößen aus folgenden Lastfällen:

ULS:			max. Werte	Lastfall
Normalkraft	N	[kN]	-8645	volle Nutzlast - NL*
Querkraft	V	[kN]	450	volle Nutzlast - NL
negative Moment	M	[kNm]	-664	volle Nutzlast - NL
positive Moment	M	[kNm]	739	Nutzlast über halbe Mittelfeld-NL

* NL ... Nicht lineare Berechnung

Anfangszustand des Lehrgerüsts

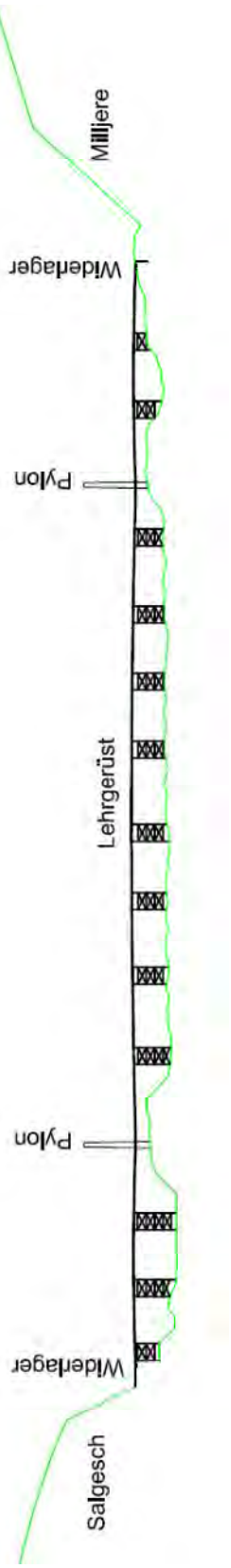


Abbildung 45: Anfangszustand des Lehrgerüsts (überhöht)

Tragsicherheit (ULS Typ 2)

STABILITÄTSNACHWEIS:

Da das System zufolge der Theorie 2. Ordnung stabil ist, ist dieser NW erfüllt.

SPANNUNGSNACHWEIS:

In z-Richtung:

$$\sigma s_o = (M_y / I_y) * (-z_z) + N / A$$

$$\sigma s_u = (M_y / I_y) * (z_z) + N / A$$

1) In der Mitte vom Mittelfeld (Plattenmitte):

1. LK (Haupteinwirkung: Nutzlast) ist maßgebend für diesen Punkt

PLATTENMITTE				max = Qs	min = Qs1
Normalkraft	N_d	[kN]	-8537	-2054	-1211
Moment	$M_{d,y}$	[kNm]	129	370	35
Biegespannung	σs_o	[N/mm²]	✓ -23,27	✓ -21,87	✓ -4,10
Biegespannung	σs_u	[N/mm²]	✓ -10,88	✓ 13,65	✓ -0,74

2) In der Mitte vom Seitenfeld (Plattenmitte):

1. LK (Haupteinwirkung: Nutzlast) ist maßgebend für diesen Punkt

PLATTENMITTE				max = Qs	min = Qs1
Normalkraft	N_d	[kN]	-8423	-2043	1200
Moment	$M_{d,y}$	[kNm]	416	296	192
Biegespannung	σs_o	[N/mm²]	✓ -36,81	✓ -18,29	✓ -6,82
Biegespannung	σs_u	[N/mm²]	✓ 3,12	✓ 10,12	✓ 11,62

3) Auflagerpunkt am Pylon (Plattenrand):

1. LK (Haupteinwirkung: Nutzlast) ist maßgebend für diesen Punkt

PLATTENRAND			
Normalkraft	N_d	[kN]	-8469
Moment	$M_{d,y}$	[kNm]	-664
Biegespannung	σs_o	[N/mm²]	✗ 14,93
Biegespannung	σs_u	[N/mm²]	✓ -48,81

es wird eine Elastomerschicht zwischen den Steinplatten beim Pylon eingebaut: b x h x t = 2 x 0,25 x 0,001 -> Zugspannun tritt nicht auf!

4) Auflagerpunkt am Rand (Plattenrand):

1. LK (Haupteinwirkung: Nutzlast im 1. Feld) ist maßgebend für diesen Punkt

PLATTENRAND			
Normalkraft	N_d	[kN]	-1193
Moment	$M_{d,y}$	[kNm]	0
Biegespannung	σs_o	[N/mm²]	✓ -2,39
Biegespannung	σs_u	[N/mm²]	✓ -2,39

In y-Richtung (Querrichtung):

$$\sigma s_o = (M_y / I_y) * (-z_z) + (M_z / I_z) * (-z_y) + N / A$$

$$\sigma s_u = (M_y / I_y) * (z_z) + (M_z / I_z) * (z_y) + N / A$$

1) In der Mitte vom Mittelfeld (Plattenmitte):

1. LK (Haupteinwirkung: Wind) ist maßgebend für diesen Punkt

PLATTENMITTE				Qs	min = Qs1
Normalkraft	N_d	[kN]	-6270	-2174	-1271
Moment	$M_{d,y}$	[kNm]	1302	373	36
Moment	$M_{d,z}$	[kNm]	71	136	73
Biegespannung	σs_o	[N/mm²]	✓ -23,76	✓ -13,11	✓ -6,26
Biegespannung	σs_u	[N/mm²]	✓ -1,32	✓ 4,42	✓ 1,18

2) In der Mitte vom Seitenfeld (Plattenmitte):

1. LK (Haupteinwirkung: Wind) ist maßgebend für diesen Punkt

PLATTENMITTE				Qs	min = Qs1
Normalkraft	N_d	[kN]	-6242	-2162	-1259
Moment	$M_{d,y}$	[kNm]	-621	386	250
Moment	$M_{d,z}$	[kNm]	259	-56	-30
Biegespannung	σs_o	[N/mm²]	✓ -21,19	✓ -3,95	✓ -2,58
Biegespannung	σs_u	[N/mm²]	✓ -3,78	✓ -4,70	✓ -2,46

3) Auflagerpunkt am Pylon (Plattenrand):

1. LK (Haupteinwirkung: Wind) ist maßgebend für diesen Punkt

PLATTENRAND			
Normalkraft	N_d	[kN]	-6255
Moment	$M_{d,y}$	[kNm]	-1469
Moment	$M_{d,z}$	[kNm]	-406
Biegespannung	σs_o	[N/mm²]	✗ 15,79
Biegespannung	σs_u	[N/mm²]	✓ -40,81

es wird eine Elastomerschicht zwischen den Steinplatten beim Pylon eingebaut: b x h x t = 2 x 0,25 x 0,001 -> Zugspannun tritt nicht auf!

4) Auflagerpunkt am Rand (Plattenrand):

1. LK (Haupteinwirkung: Nutzlast im 1. Feld) ist maßgebend für diesen Punkt

PLATTENRAND			
Normalkraft	N_d	[kN]	-1193
Moment	$M_{d,y}$	[kNm]	0
Moment	$M_{d,z}$	[kNm]	0
Biegespannung	σs_o	[N/mm²]	✓ -2,39
Biegespannung	σs_u	[N/mm²]	✓ -2,39

5.6.3 Längsträger

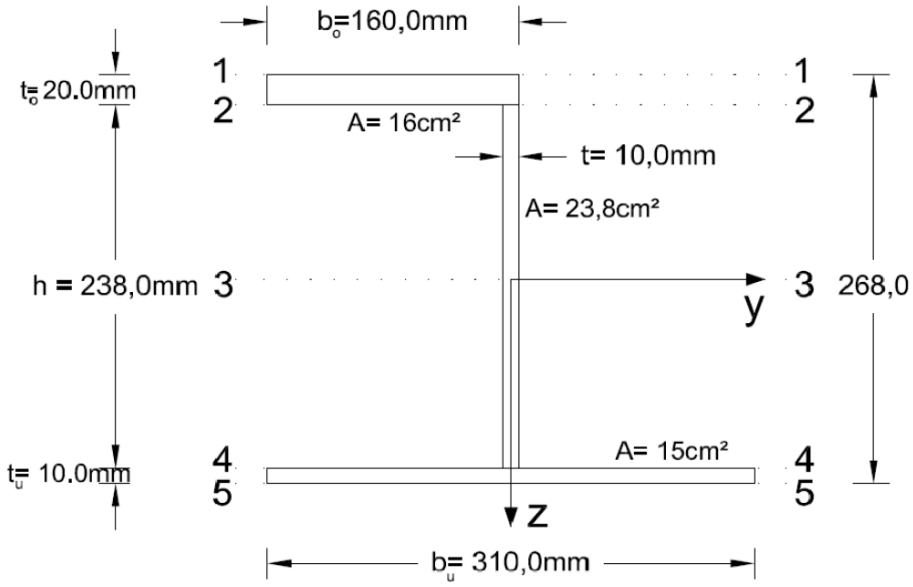


Abbildung 46: Längsträgerquerschnitt

Allgemeines

Abmessungen Längsträger

Flansch oben	to	[mm]	20
	bo	[mm]	160
Steg	t	[mm]	10
	h	[mm]	238
Flansch unten	tu	[mm]	10
	bu	[mm]	150

Trägheitsmomente	Iy	[cm^4]	6,09E+03
		[m^4]	6,09E-05
	Iz	[cm^4]	5,07E+02
Fließgrenze	fy	[N/mm^2]	355
Schwerpunktsabstand	z_o	[mm]	135,3
	z_u	[mm]	132,7
stat. Flächenmoment	Sy,2	[cm^3]	-400,96
	Sy,3	[cm^3]	-467,430
	Sy,4	[cm^3]	191,550

Abmessungen Platte

Breite	b	[m]	1,00
Höhe	h	[m]	0,25
Tiefe	t	[m]	2,00

Trägheitsmoment	Iy	[m^4]	0,00260417

um ein Ausbeulen des Längsträgers zu verhindern, ist dieser mit den Steinplatten durch ein Langloch im Längsträger mit Klebedübel verbunden

Materialeigenschaften

Gewicht	g	N/m^3	76982,20	
Massendichte	m	kg/m^3	7850	
E-Modul	E	MPa	210000	
Querdehnzahl	ν	-	0,3	
Temperaturdehnzahl	α	m/mK	1,2*10^-5	
Spez. Wärme	c	J/gK	6*10^-1	
Wärmeleitfähigkeit	λ	W/mK	4,5*10^1	
Fließgrenze f_{yd}	f_{yd}	MPa	355	SIA 263:2003 (S.16-Tab.1)
Zugfestigkeit f_{td}	f_{td}	MPa	510	SIA 263:2003 (S.16-Tab.1)

Schnittkräfte

Stab Nr. 6:

Feldmitte:

Abstand von Auflager	x	[m]	22	
Normalkraft	**N**	**[kN]**	**0**	
Querkraft	**V**	**[kN]**	**0**	
Moment	M	[kNm]	3,94	aus Rstab
Moment von Platte	M_{PL}	[kNm]	440	aus SAP (LF-Q)
Moment von Gesamtsystem	M	[kNm]	10,29	$M = M_{PL} (I_{LT}/I_{PL})$
Moment von Längsträger	**M_{LT}**	**[kNm]**	**14,23**	

Stütze:

Abstand von Auflager	x	[m]	20	
Normalkraft	**N**	**[kN]**	**0**	
Querkraft	**V**	**[kN]**	**11,85**	
Moment	M	[kNm]	-7,91	aus Rstab
Moment von Platte	M_{PL}	[kNm]	-369	aus SAP (LF-Qm)
Moment von Gesamtsystem	M	[kNm]	-8,63	$M = M_{PL} (I_{LT}/I_{PL})$
Moment von Längsträger	**M_{LT}**	**[kNm]**	**-16,54**	

Stab Nr. 14:

Feldmitte:

Abstand von Auflager	x	[m]	54	
Normalkraft	**N**	**[kN]**	**0**	
Querkraft	**V**	**[kN]**	**0**	
Moment	M	[kNm]	3,95	aus Rstab
Moment von Platte	M_{PL}	[kNm]	-573	aus SAP (LF-Q)
Moment von Längsträger		[kNm]	-13,40	$M = M_{PL} (I_{LT}/I_{PL})$
Moment von Längsträger	**M_{LT}**	**[kNm]**	**-9,45**	

Stütze:

Abstand von Auflager	x	[m]	52	
Normalkraft	**N**	**[kN]**	**0**	
Querkraft	**V**	**[kN]**	**11,84**	
Moment	M	[kNm]	-7,9	aus Rstab
Moment von Platte	M_{PL}	[kNm]	-663	aus SAP (LF-Q)
Moment von Gesamtsystem	M	[kNm]	-15,51	$M = M_{PL} (I_{LT}/I_{PL})$
Moment von Längsträger	**M_{LT}**	**[kNm]**	**-23,41**	

Spannungsnachweise

$\sigma = (M_y / I_y) * z$ < f_y

$\tau = (V_z * S_y) / (I_y * t)$ < $f_y/\sqrt{3}$

Stab Nr. 6:

in Feldmitte:

Spannung	$\sigma_{x,1}$	[N/mm²]	-31,612	<	355
Spannung	$\sigma_{x,2}$	[N/mm²]	-26,939	<	355
Spannung	$\sigma_{x,4}$	[N/mm²]	28,668	<	355
Spannung	$\sigma_{x,5}$	[N/mm²]	31,004	<	355

über Stütze:

Spannung	$\sigma_{x,1}$	[N/mm²]	36,741	<	355
Spannung	$\sigma_{x,2}$	[N/mm²]	31,310		
Schubspannung	τ_2	[N/mm²]	-7,800		
Vergleichsspannung	σ_V	[N/mm²]	34,100	<	355
Schubspannung	τ_3	[N/mm²]	-9,093	<	204,96
Spannung	$\sigma_{x,4}$	[N/mm²]	-33,319		
Schubspannung	τ_4	[N/mm²]	3,726		
Vergleichsspannung	σ_V	[N/mm²]	33,939	<	355
Spannung	$\sigma_{x,5}$	[N/mm²]	-36,035	<	355

Stab Nr. 14:

in Feldmitte:

Spannung	$\sigma_{x,1}$	[N/mm²]	20,997	<	355
Spannung	$\sigma_{x,2}$	[N/mm²]	17,893	<	355
Spannung	$\sigma_{x,4}$	[N/mm²]	-19,041	<	355
Spannung	$\sigma_{x,5}$	[N/mm²]	-20,593	<	355

über Stütze:

Spannung	$\sigma_{x,1}$	[N/mm²]	51,994	<	355
Spannung	$\sigma_{x,2}$	[N/mm²]	44,308		
Schubspannung	τ_2	[N/mm²]	-7,794		
Vergleichsspannung	σ_V	[N/mm²]	46,319	<	355
Schubspannung	τ_3	[N/mm²]	-9,086	<	254,03
Spannung	$\sigma_{x,4}$	[N/mm²]	-47,152		
Schubspannung	τ_4	[N/mm²]	3,723		
Vergleichsspannung	σ_V	[N/mm²]	47,591	<	355
Spannung	$\sigma_{x,5}$	[N/mm²]	-50,994	<	355

5.6.4 Pylon

Materialeigenschaften

Wahl: Beton C 35/45

Gewicht	g	N/m³	24516,63	
Massendichte	m	kg/m³	2500	
E-Modul	E	MPa	34000	
Querdehnzahl	ν	-	0,2	
Temperaturdehnzahl	α	m/mK	10*10^-6	
Spez. Wärme	c	J/gK	1	
Wärmeleitfähigkeit	λ	W/mK	2,1	
Druckfestigkeit f_{cd}	f_{yd}	MPa	22,00	SIA 262:2003 (S.44-Tab.8)
mittlere Zugfestigkeit f_{ctm}	f_{td}	MPa	3,2	SIA 262:2003 (S.26-Tab.3)

Wahl: Betonstahl B 500B

SIA 262:2003 (S.31-Tab.5)

Gewicht	g	N/m³	76982,20	
Massendichte	m	kg/m³	7850	
E-Modul	E	MPa	200000	
Querdehnzahl	ν	-	0,3	
Temperaturdehnzahl	α	m/mK	1,2*10^-5	
Spez. Wärme	c	J/gK	6*10^-1	
Wärmeleitfähigkeit	λ	W/mK	4,5*10^1	
Streckgrenze f_{yd}	f_{yd}	MPa	435,00	SIA 262:2003 (S.47-Tab.9)
Zugfestigkeit f_{td}	f_{td}	MPa	435,00	SIA 262:2003 (S.47-Tab.9)

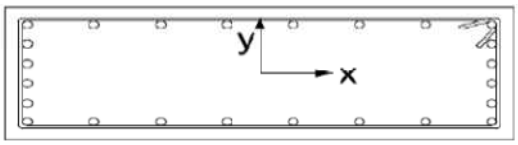


Abbildung 47: Pylonquerschnitt

Tragsicherheit (ULS Typ 2)

AUSKNICKEN VOM PYLON:

Da das System zufolge der Theorie 2. Ordnung stabil ist, ist dieser NW erfüllt.

PYLON BEWEHRUNG:

Ermittlung der Bügelbewehrung

gegebene Schnittgrößen

		rechter Pylon	
$V_{Ed,x}$	[kN]	992	LF (Haupteinw.: Q in Feld 3)

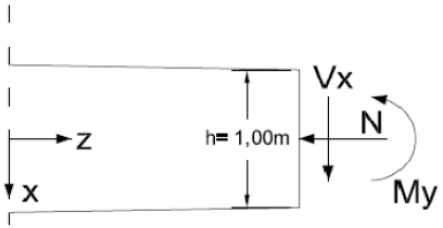


Abbildung 49: Pylonschnitt - xz-Ebene

		rechter Pylon	
$V_{Ed,y}$	[kN]	169	LF (Haupteinw.: W)

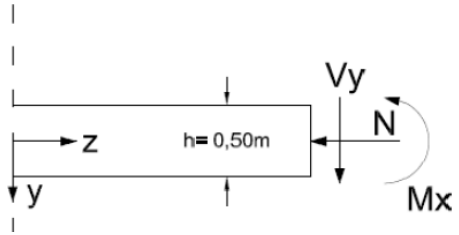


Abbildung 48: Pylonschnitt - yz-Ebene

Pylonabmessungen

h	[m]	1,50	
b_w	[m]	0,5	
$d_1=d_2$	[m]	0,04	SIA 262:2003 (S.70-Tab.17)
$d = h - d_1$	[m]	1,46	
$z = 0,9 * d$	[m]	1,35	

h	[m]	0,50
b_w	[m]	1,50
$d_1=d_2$	[m]	0,04
$d = h - d_1$	[m]	0,46
$z = 0,9 * d$	[m]	0,45

Materialeigenschaften (C 35/45 XC4; BSt 550)

f_{cd}	[N/mm²]	22,00
f_{yd}	[N/mm²]	435,00
f_{ctm}	[N/mm²]	3,20

f_{cd}	[N/mm²]	22,00
f_{yd}	[N/mm²]	435,00
f_{ctm}	[N/mm²]	3,20

Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit

$V_{Rd,c} = b_w * z * k_c * f_{cd} * \sin\alpha * \cos\alpha$ SIA 262:2003 (S.51 - (39))

α	[°]	25	Druckfeldneigung
	[rad]	0,436	
$\sin\alpha$	[-]	0,42	
$\cos\alpha$	[-]	0,91	
k_c	[-]	0,6	Reduktionsbeiwert (reduzierte Betondruckfestigkeit)
$V_{Rd,max}$	[MN]	4,67	SIA 262:2003 (S.45-4.2.1.7)

$V_{Rd,c}$		V_{Ed}	
4671,84	>	992,00	Nachweis erfüllt

$V_{Rd,c} = b_w * z * k_c * f_{cd} * \sin\alpha * \cos\alpha$ SIA 262:2003 (S.51 - (39))

α	[°]	25	
	[rad]	0,436	
$\sin\alpha$	[-]	0,42	
$\cos\alpha$	[-]	0,91	
k_c	[-]	0,6	Reduktionsbeiwert (reduzierte Betondruckfestigkeit)
$V_{Rd,max}$	[MN]	4,67	SIA 262:2003 (S.45-4.2.1.7)

$V_{Rd,c}$		V_{Ed}	
4671,84	>	169,00	Nachweis erfüllt

Erforderliche Querkraftbewehrung

$V_{Rd,s} = (A_{sw}/s) * z * f_{ywd} * \cot\alpha \rightarrow a_{sw} = V_{Ed} / (z * f_{ywd} * \cot\alpha)$

$\cot\alpha$	[-]	1,10
$a_{sw} = A_{sw}/s$	**[cm²]**	**15,31**

$V_{Rd,s} = (A_{sw}/s) * z * f_{ywd} * \cot\alpha \rightarrow a_{sw} = V_{Ed} / (z * f_{ywd} * \cot\alpha)$ SIA 262:2003 (S.50 - (37))

$\cot\alpha$	[-]	1,10
$a_{sw} = A_{sw}/s$	[cm²]	7,82

Mindestquerkraftbewehrung

$A_{Querkraftbew.}$=	15,39 cm²	≥0,2%*A_{pylon} =	15,00 cm²	SIA 262:2003 (S.75 5.5.2.2)

$A_{Querkraftbew.}$=	15,39 cm²	≥0,2%*A_{pylon} =	15,00 cm²	SIA 262:2003 (S.75 - 5.5.2.2)

Bewehrungsüberdeckung

c_{nom}	[mm]	40,0	SIA 262:2003 (S.70 - Tab.17)

Maximalabstand der Bügel

s ≤15*$Ø_{min}$= 15*3,6:	54,0 cm	SIA 262:2003 (S.77 - (93))
s ≤ a_{min} =	50,0 cm	SIA 262:2003 (S.77 - (93))
s ≤ 300 mm	30,0 cm	SIA 262:2003 (S.77 - (93))
s ≤ 25*Ø = 25*1,2=	18,0 cm	SIA 262:2003 (S.75 - 5.5.2.2)

Gewählte Bewehrung

Wahl:	**Ø12 / 15**	**(15,39 cm²)**

zweischnittige Bügel

Wahl:	**Ø12 / 15**	**(15,39 cm²)**

zweischnittige Bügel

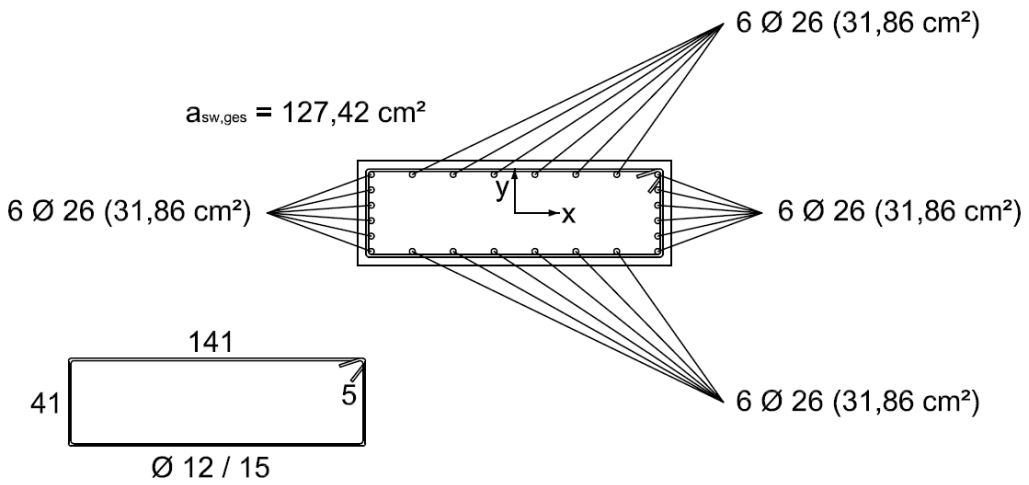


Abbildung 50: Pylonbewehrung

Nachweis - Längsbewehrung

Pylonabmessungen

Breite - oben	b_o	[m]	1
- unten	b_u	[m]	1,5
Tiefe	t	[m]	0,5
Querschnittsfläche	A	[m²]	0,75

gewählte Bewehrung

x1-Achse	8 Ø 26	(42,47 cm²)
x2-Achse	2 Ø 26	(10,62 cm²)
x3-Achse	2 Ø 26	(10,62 cm²)
x4-Achse	2 Ø 26	(10,62 cm²)
x5-Achse	2 Ø 26	(10,62 cm²)
x6-Achse	8 Ø 26	(42,47 cm²)

$A_{längsbewehrung}$: (127,42 cm²)

$A_{längsbewehrung}$ = 127,42 cm² ≤ 8% * A_{pylon} = 600,00 cm² SIA 262:2003 (S.76 - (5.5.4.2))

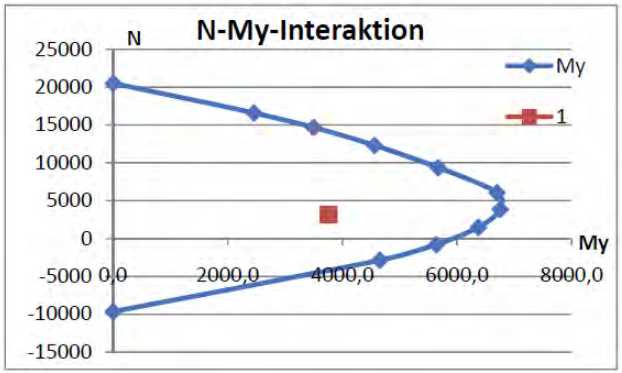
$A_{längsbewehrung}$ = 127,42 cm² ≥ 0,6% * A_{pylon} = 45,00 cm² SIA 262:2003 (S.77 - (5.5.4.5))

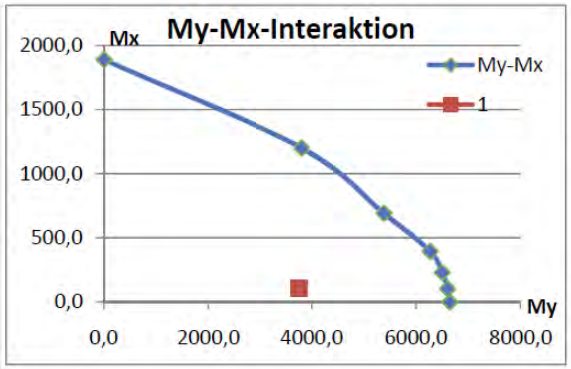
1 **1. LK (Haupteinwirkung: Nutzlast):**

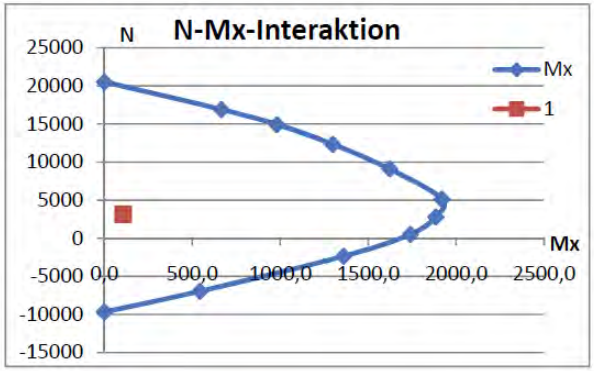
			linker Pylon		rechter Pylon	
Normalkraft	N_{Ed}	[kN]	-3153	3153	-3164	3164
Moment y-Achse	$M_{Ed,y}$	[kNm]	3761		-2688	2688
Moment x-Achse	$M_{Ed,x}$	[kNm]	107		107	

linker Pylon

	Curve 1		0, degrees					Curve 7		90, degrees	
	N		M_y	M_x	N		M_y	M_x	N		M_y	M_x
1	-20529,0	20529,01	0,0	0,0	-3153	3153			-20529,0	20529,01	0,0	0,0
2	-16584,1	16584,13	2458,4	0,0	0, degrees		6645,9	0,0	-16891,3	16891,3	0,0	665,9
3	-14672,9	14672,94	3497,1	0,0	15, degrees		6602,5	104,3	-14926,1	14926,05	0,0	982,2
4	-12303,2	12303,18	4561,7	0,0	30, degrees		6497,0	230,7	-12321,0	12321	0,0	1299,8
5	-9375,4	9375,43	5672,7	0,0	45, degrees		6269,3	395,2	-9096,7	9096,67	0,0	1622,7
6	-6070,7	6070,71	6699,7	0,0	60, degrees		5379,7	693,1	-5132,4	5132,41	0,0	1920,7
7	-3844,5	3844,49	6757,9	0,0	75, degrees		3802,1	1201,1	-2787,4	2787,351	0,0	1885,2
8	-1487,4	1487,373	6376,0	0,0	90, degrees		0,0	1890,7	-514,7	514,6673	0,0	1741,3
9	799,3	-799,3219	5641,3	0,0					2378,1	-2378,0885	0,0	1360,9
10	2882,2	-2882,2096	4653,7	0,0					6971,7	-6971,6888	0,0	543,0
11	9684,8	-9684,7686	0,0	0,0					9684,8	-9684,7686	0,0	0,0







rechter Pylon

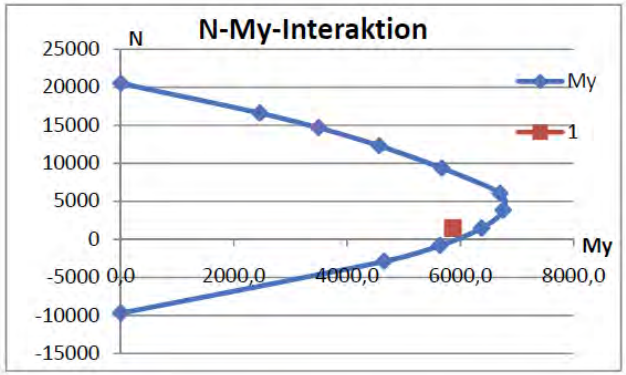
	Curve 1		0, degrees						Curve 7		90, degrees		
	N		M_y	M_x		N	M_y	M_x	N		M_y	M_x
1	-14217,1	14217,12	0,0	0,0		-3164	3164		-14217,1	14217,12	0,0	0,0
2	-12116,7	12116,67	1343,1	0,0		0, degrees		0,0	-13322,4	13322,4	0,0	413,1
3	-10694,0	10694,03	2092,8	0,0		15, degrees	3395,5	62,4	-12317,6	12317,61	0,0	652,2
4	-9121,8	9121,83	2727,4	0,0		30, degrees	3342,3	135,5	-10554,1	10554,05	0,0	849,5
5	-7355,3	7355,31	3261,0	0,0		45, degrees	3243,0	234,4	-8056,3	8056,25	0,0	1002,7
6	-5447,4	5447,35	3646,8	0,0		60, degrees	2883,3	412,3	-4912,4	4912,37	0,0	1100,9
7	-4005,4	4005,41	3592,2	0,0		75, degrees	1981,0	700,1	-2381,4	2381,355	0,0	1053,9
8	-2507,7	2507,727	3287,0	0,0		90, degrees	0,0	1035,9	-219,7	219,721	0,0	943,5
9	-1044,7	1044,723	2767,3	0,0					1587,4	-1587,4263	0,0	723,2
10	357,5	-357,4544	2059,5	0,0					2967,6	-2967,6237	0,0	329,8
11	3372,9	-3372,8805	0,0	0,0					3372,9	-3372,8805	0,0	0,0

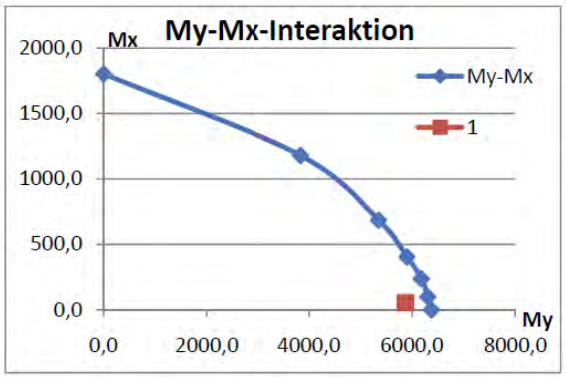
2 **1. LK (Haupteinwirkung: Nutzlast Halbe Mitte):**

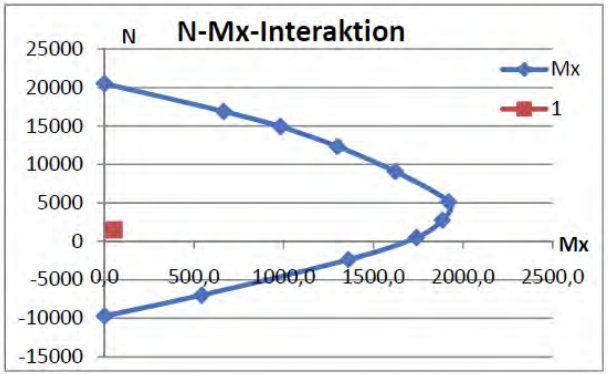
			linker Pylon		rechter Pylon	
Normalkraft	N_{Ed}	[kN]	-1502	1502	-1383	1383
Moment y-Achse	$M_{Ed,y}$	[kNm]	5872		-2542	2542
Moment x-Achse	$M_{Ed,x}$	[kNm]	54		53	

linker Pylon

	Curve 1		0, degrees					Curve 7		90, degrees	
	N		M_y	M_x	N		M_y	M_x	N		M_y	M_x
1	-20529,0	20529,01	0,0	0,0	-3153	3153			-20529,0	20529,01	0,0	0,0
2	-16584,1	16584,13	2458,4	0,0	0, degrees		6378,3	0,0	-16891,3	16891,3	0,0	665,9
3	-14672,9	14672,94	3497,1	0,0	15, degrees		6307,9	99,4	-14926,1	14926,05	0,0	982,2
4	-12303,2	12303,18	4561,7	0,0	30, degrees		6182,0	238,0	-12321,0	12321	0,0	1299,8
5	-9375,4	9375,43	5672,7	0,0	45, degrees		5904,1	404,9	-9096,7	9096,67	0,0	1622,7
6	-6070,7	6070,71	6699,7	0,0	60, degrees		5349,7	686,5	-5132,4	5132,41	0,0	1920,7
7	-3844,5	3844,49	6757,9	0,0	75, degrees		3833,7	1180,0	-2787,4	2787,351	0,0	1885,2
8	-1487,4	1487,373	6376,0	0,0	90, degrees		0,0	1803,8	-514,7	514,6673	0,0	1741,3
9	799,3	-799,3219	5641,3	0,0					2378,1	-2378,0885	0,0	1360,9
10	2882,2	-2882,2096	4653,7	0,0					6971,7	-6971,6888	0,0	543,0
11	9684,8	-9684,7686	0,0	0,0					9684,8	-9684,7686	0,0	0,0

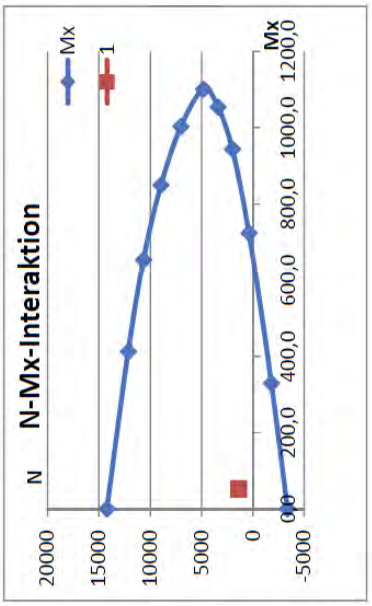


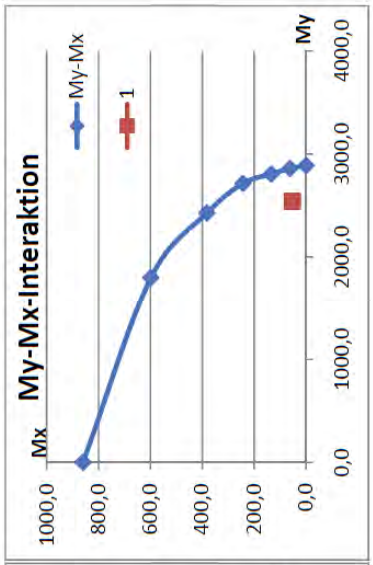


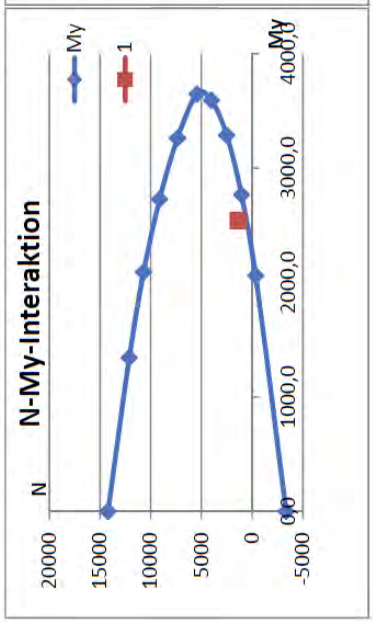


rechter Pylon

	Curve 1	0, degrees			N		M_y	M_x	Curve 7	90, degrees		
	N	M_y	M_x		-3153	3153			N	M_y		M_x
1	-14217,1	14217,12	0,0	0,0					-14217,1	14217,12	0,0	0,0
2	-12116,7	12116,67	1343,1	0,0	0, degrees		2887,5	0,0	-12131,9	12131,88	0,0	413,1
3	-10694,0	10694,03	2092,8	0,0	15, degrees		2858,7	63,1	-10659,6	10659,56	0,0	652,2
4	-9121,8	9121,83	2727,4	0,0	30, degrees		2804,4	135,3	-8944,1	8944,11	0,0	849,5
5	-7355,3	7355,31	3261,0	0,0	45, degrees		2713,7	243,6	-7013,0	7012,99	0,0	1002,7
6	-5447,4	5447,35	3646,8	0,0	60, degrees		2427,5	382,6	-4814,0	4814,02	0,0	1100,9
7	-4005,4	4005,41	3592,2	0,0	75, degrees		1798,9	598,6	-3392,0	3392	0,0	1053,9
8	-2507,7	2507,727	3287,0	0,0	90, degrees		0,0	860,4	-1995,2	1995,186	0,0	943,5
9	-1044,7	1044,723	2767,3	0,0					-372,3	372,2694	0,0	723,2
10	357,5	-357,4544	2059,5	0,0					1812,5	-1812,5396	0,0	329,8
11	3372,9	-3372,8805	0,0	0,0					3372,9	-3372,8805	0,0	0,0





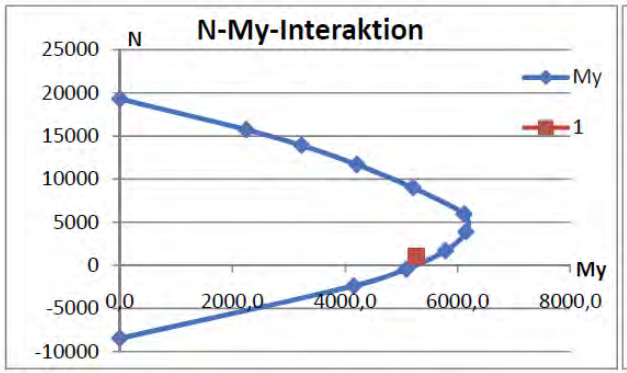


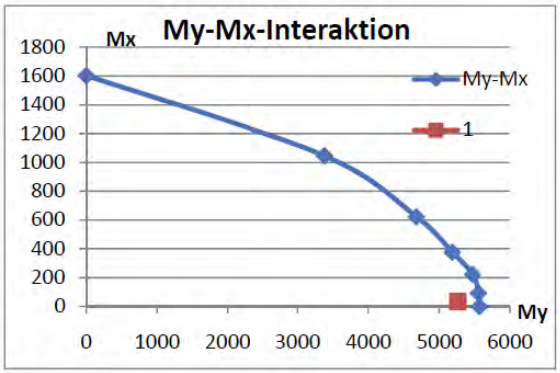
3 1. LK (Haupteinwirkung: Nutzlast Mitte):

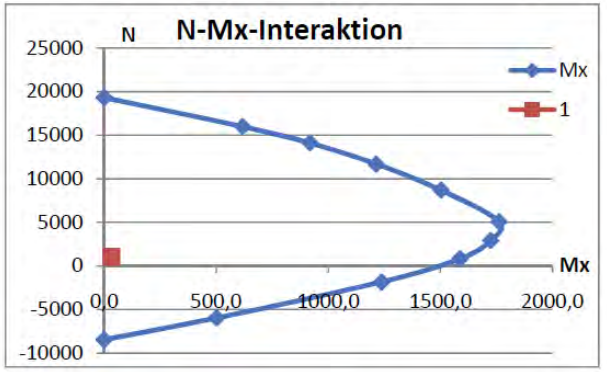
			linker Pylon		rechter Pylon	
Normalkraft	N_{Ed}	[kN]	-1051	1051	-1059	1059
Moment y-Achse	$M_{Ed,y}$	[kNm]	5267		-4764	4764
Moment x-Achse	$M_{Ed,x}$	[kNm]	33		33	

linker Pylon

	Curve 1		0, degrees					Curve 7		90, degrees	
	N		M_y	M_x	N		M_y	M_x	N		M_y	M_x
1	-19314,0	19313,95	0,0	0,0	-3153	3153			-19314,0	19313,95	0,0	0,0
2	-15724,1	15724,13	2243,7	0,0	0, degrees		5575,2	0,0	-15975,1	15975,09	0,0	617,2
3	-13907,0	13906,98	3226,7	0,0	15, degrees		5558,5	92,1	-14104,7	14104,73	0,0	918,7
4	-11690,8	11690,76	4208,6	0,0	30, degrees		5475,8	221,7	-11670,9	11670,94	0,0	1213,1
5	-8986,6	8986,55	5208,4	0,0	45, degrees		5187,6	377,1	-8695,6	8695,55	0,0	1503,3
6	-5950,7	5950,71	6112,0	0,0	60, degrees		4681,2	622,3	-5071,1	5071,12	0,0	1762,9
7	-3875,5	3875,47	6148,5	0,0	75, degrees		3382,1	1046,5	-2903,7	2903,749	0,0	1725,1
8	-1683,8	1683,796	5781,3	0,0	90, degrees		0,0	1604,1	-799,7	799,6729	0,0	1587,7
9	444,3	-444,3361	5088,0	0,0					1848,6	-1848,6338	0,0	1238,2
10	2396,2	-2396,1843	4154,3	0,0					5978,5	-5978,5324	0,0	502,0
11	8469,7	-8469,7054	0,0	0,0					8469,7	-8469,7054	0,0	0,0

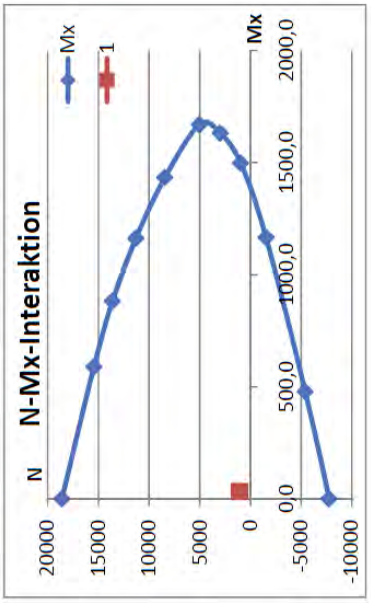


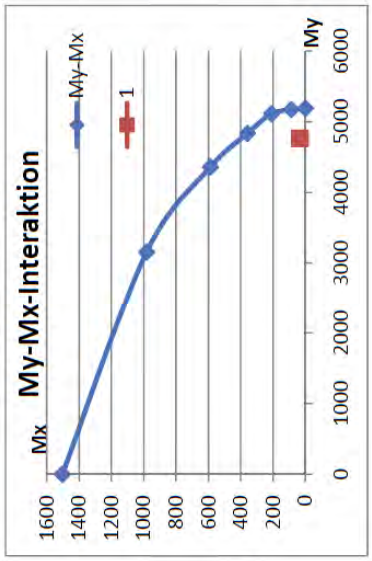


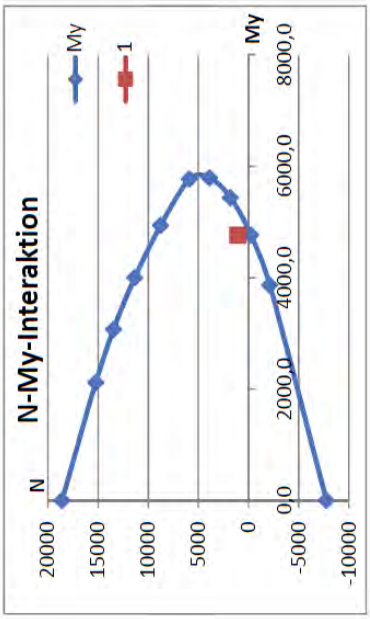


rechter Pylon

	Curve 1	0, degrees			N	3153			Curve 7	90, degrees		
	N		M_y	M_x			M_y	M_x	N		M_y	M_x
1	-18602,1	18602,06	0,0	0,0	-3153				-18602,1	18602,06	0,0	0,0
2	-15220,3	15220,26	2117,9	0,0	0, degrees		5189,7	0,0	-15438,3	15438,3	0,0	588,7
3	-13458,2	13458,22	3068,4	0,0	15, degrees		5170,4	88,4	-13623,5	13623,53	0,0	881,5
4	-11332,0	11331,95	4001,7	0,0	30, degrees		5112,6	210,9	-11290,1	11290,08	0,0	1162,3
5	-8758,7	8758,71	4936,4	0,0	45, degrees		4835,1	358,8	-8460,5	8460,54	0,0	1433,4
6	-5880,4	5880,41	5767,7	0,0	60, degrees		4359,1	588,6	-5035,2	5035,21	0,0	1670,4
7	-3893,6	3893,62	5791,5	0,0	75, degrees		3156,8	983,0	-2971,9	2971,944	0,0	1631,4
8	-1798,9	1798,876	5432,9	0,0	90, degrees		0,0	1503,9	-966,7	966,6529	0,0	1497,7
9	236,4	-236,3558	4763,9	0,0					1538,4	-1538,4351	0,0	1166,2
10	2111,4	-2111,4302	3861,8	0,0					5396,7	-5396,6584	0,0	477,9
11	7757,8	-7757,82	0,0	0,0					7757,8	-7757,82	0,0	0,0







5.6.5 Widerlager

Materialeigenschaften

Stahlbeton (Fundament) - C25/30

Gewicht	g	N/m³	24516,63	
Massendichte	m	kg/m³	2500	
E-Modul	E	MPa	31000	
Querdehnzahl	ν	-	0,2	
Temperaturdehnzahl	α	m/mK	10*10^-6	
Spez. Wärme	c	J/gK	1	
Wärmeleitfähigkeit	λ	W/mK	2,1	
Druckfestigkeit	f_{cd}	MPa	16,50	SIA 262:2003 (S.44-Tab.8)
mittlere Zugfestigkeit	f_{ctm}	MPa	2,6	SIA 262:2003 (S.26-Tab.3)

5.6.6 Tragsicherheit (ULS Typ 2)

LINKES WIDERLAGER:

Abmessungen

- Fundamentplatte

Höhe aussen	h_1	[m]	1,00
Höhe innen	h_2	[m]	1,20
Breite	b	[m]	4,00
Tiefe	t	[m]	4,86

- Widerlager

Höhe	h	[m]	8,80
Breite	b	[m]	2,00
Tiefe	t	[m]	2,86
Stufenhöhe	s_h	[m]	0,275
Stufenbreite	s_b	[m]	0,50

- Flügelwand

Höhe aussen	h_1	[m]	0,80
Höhe innen	h_2	[m]	8,50
Breite oben	b_1	[m]	5,00
Tiefe	t	[m]	0,40

Nachweis

- Eigenlast des Widerlagers G1

Betondichte	γ_b	[kN/m³]	25

Fundamentplatte	G_{11}	[kN]	534,60
Widerlager	G_{12}	[kN]	1228,91
Flügelwände	G_{13}	[kN]	465,00
SUMME			2228,51

- linke Auflagerkraft (Zugkraf)

LF: ULS Qm	A	[kN]	147,7

- Nachweis

Widerlagergewicht		Auflagerkraft	
2228,51 kN	>	**147,70 kN**	erfüllt

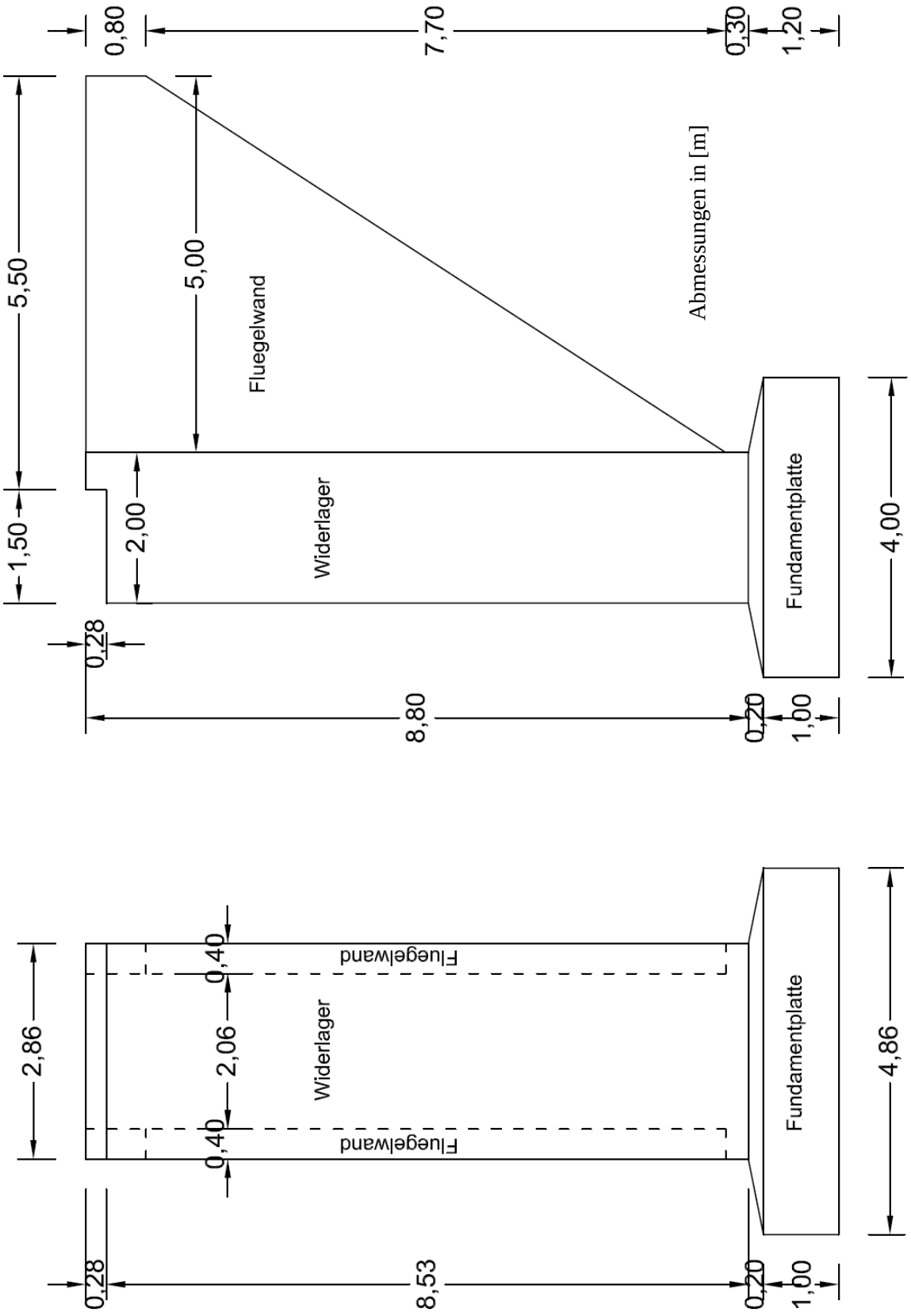


Abbildung 51: linkes Widerlager

RECHTES WIDERLAGER:

Abmessungen

- Fundamentplatte

Höhe aussen	h_1	[m]	1,00
Höhe innen	h_2	[m]	1,20
Breite	b	[m]	4,00
Tiefe	t	[m]	4,86

- Widerlager

Höhe	h	[m]	3,50
Breite	b	[m]	2,00
Tiefe	t	[m]	2,86
Stufenhöhe	s_h	[m]	0,275
Stufenbreite	s_b	[m]	0,50

- Flügelwand

Höhe aussen	h_1	[m]	0,80
Höhe innen	h_2	[m]	3,00
Breite oben	b_1	[m]	2,50
Tiefe	t	[m]	0,40

Nachweis

- Eigenlast des Widerlagers G1

Betondichte	γ_b	[kN/m³]	25

Fundamentplatte	G_{11}	[kN]	534,60
Widerlager	G_{12}	[kN]	471,01
Flügelwände	G_{13}	[kN]	95,00
SUMME			1100,61

- linke Auflagerkraft (Zugkraf)

LF: ULS Qm	A	[kN]	197,93

- Nachweis

Widerlagergewicht		Auflagerkraft	
1100,61 kN	>	**197,93 kN**	erfüllt

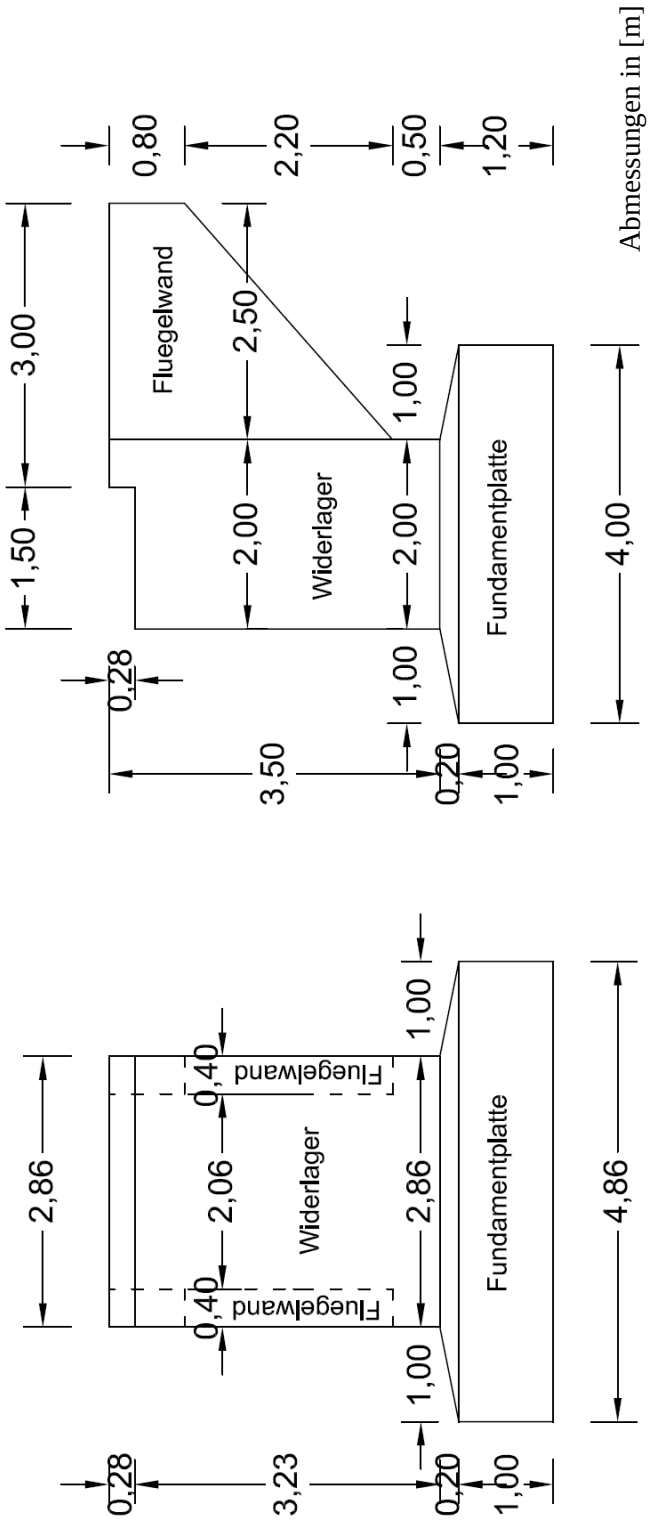


Abbildung 52: rechtes Widerlager

5.7 Dynamische Analyse

FREQUENZVERHALTEN (ULS)

Mode Nr.	Periode [sec]	Eigenfrequenz [Hz]
1	7,021161	0,14243
2	4,709093	0,21236
3	3,949792	0,25318
4	3,398794	0,29422
5	2,906745	0,34403
6	2,470167	0,40483
7	1,961585	0,50979
8	1,475784	0,67761
9	1,42023	0,70411
10	1,375174	0,72718
11	1,275141	0,78423
12	1,181726	0,84622
13	0,968628	1,0324
14	0,8089	1,2362
15	0,786712	1,2711
16	0,776526	1,2878
17	0,760136	1,3156
18	0,726487	1,3765
19	0,691978	1,4451
20	0,658857	1,5178
21	0,649525	1,5396
22	0,622103	1,6075
23	0,601545	1,6624
24	0,575604	1,7373
25	0,567365	1,7625
26	0,526968	1,8976
27	0,526918	1,8978
28	0,50716	1,9718
29	0,49428	2,0231

Da die Eigenfrequenzen im kritischen Bereich von 1-2 Hz (Fußgängerfrequenz) liegen werden Schwingungstilger vorgesehen.

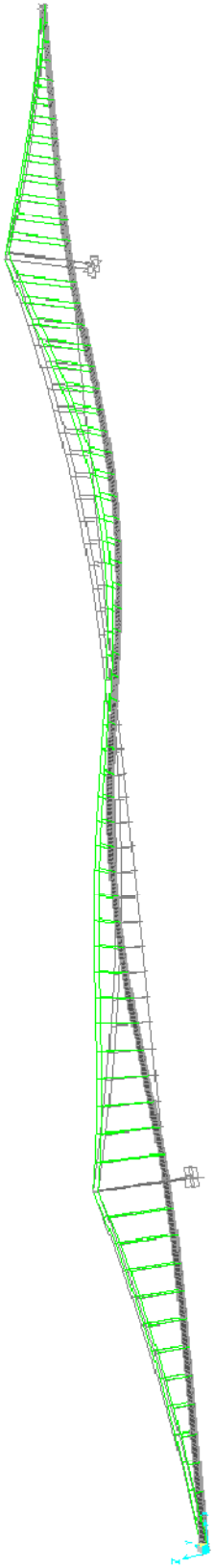


Abbildung 53: 1. Schwingungsform: f = 0,14243 Hz (Längsebene)

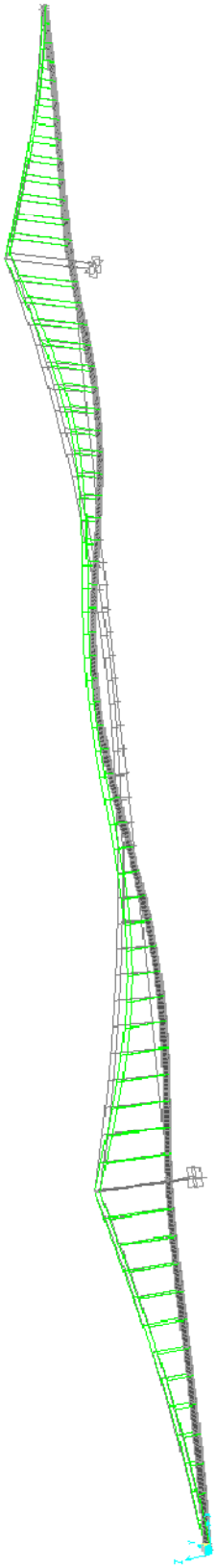


Abbildung 54: 2. Schwingungsform: f = 0,21236 Hz (Längsebene)

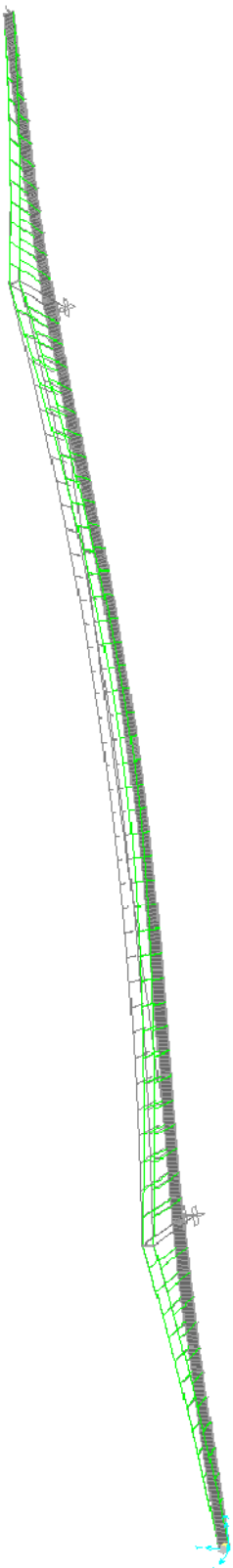


Abbildung 55: 3. Schwingungsform: f = 0,25318 Hz (Querebene)

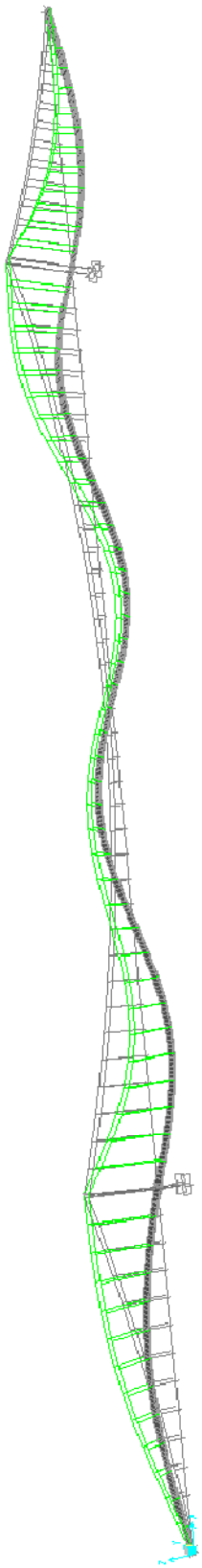


Abbildung 56: 4. Schwingungsform: f = 0,29422 Hz (Längsebene)

Abbildung 57: 5. Schwingungsform: f = 0,34403 Hz (Längsebene)

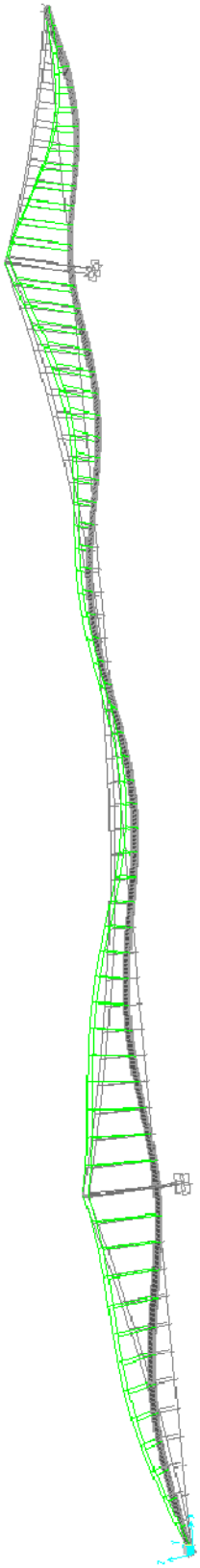


Abbildung 58: 6. Schwingungsform: f = 0,40483 Hz (Längsebene)

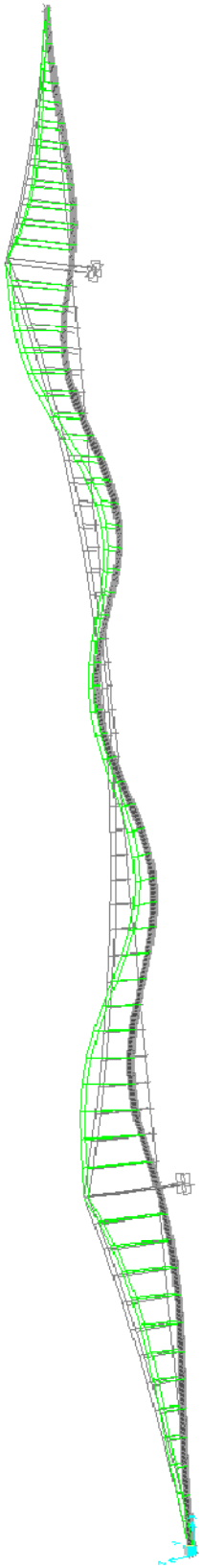


Abbildung 59: 7. Schwingungsform: f = 0,50979 Hz (Längsebene)

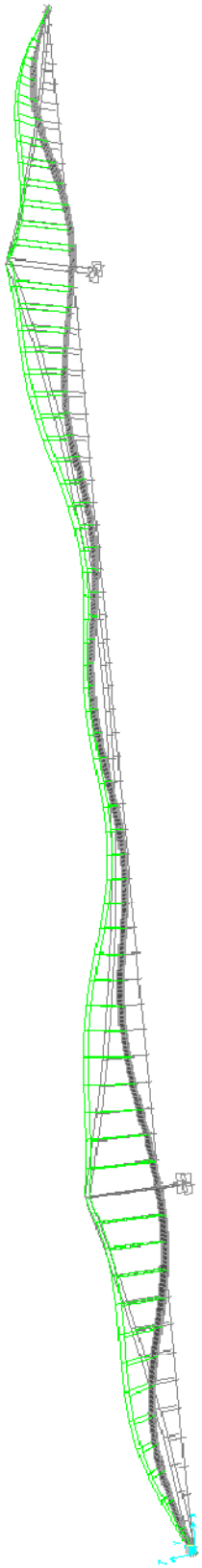


Abbildung 60: 8. Schwingungsform: f = 0,67761 Hz (Längsebene)

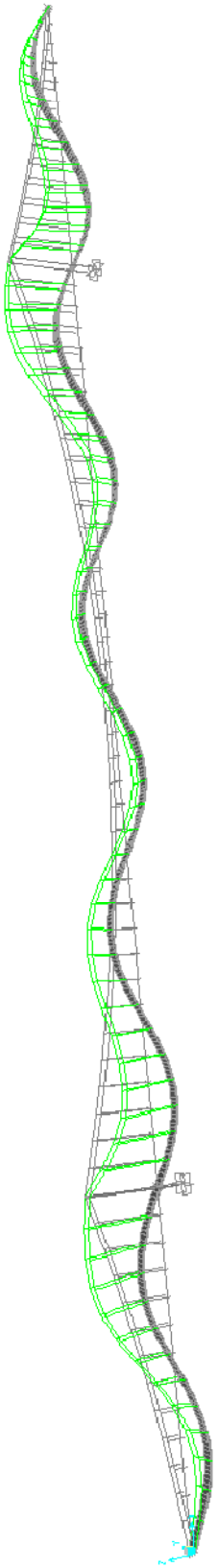


Abbildung 61: 9. Schwingungsform: f = 0,70411 Hz (Längsebene)

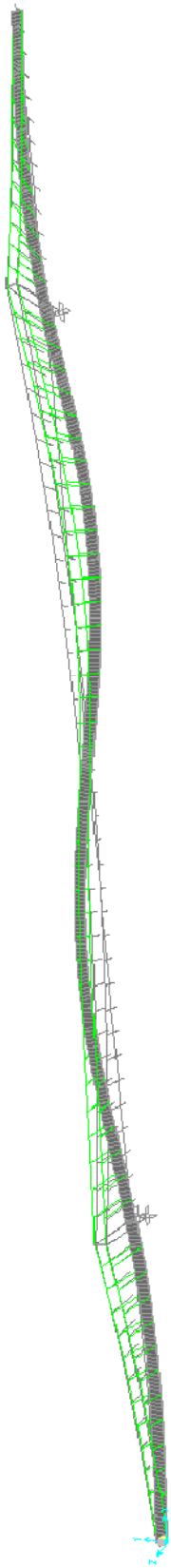


Abbildung 62: 10. Schwingungsform: f = 0,72718 Hz (Querebene)

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Neu errichtete Brücke von Mostar [3] 9

Abbildung 2: „Stari Most“ - Brückenkonstruktion [4] 10

Abbildung 3: Inachus Bridge [7] 11

Abbildung 4: Schema der strukturellen Elemente [7] 13

Abbildung 5: Punt da Suransuns [10] 14

Abbildung 6: Auflagerbereich [11] 15

Abbildung 7: Brückenquerschnitt und Längsschnitt [12] 16

Abbildung 8: Brücke aus Granit in Rosenheim [14] 17

Abbildung 9: Belastungsversuch - 15 Tonnen [14] 18

Abbildung 10: Einheben der gesamten Brücke [14] 19

Abbildung 11: Vorgespannte Granitbrücke in Gevelsberg - Seitenansicht [14] 20

Abbildung 12: Vorgespannte Granitbrücke in Gevelsberg - Untersicht [14] 21

Abbildung 13: Luftansicht (Google Maps) 44

Abbildung 14: Blickrichtung - stromabwärts 44

Abbildung 15: Bezeichnungen 46

Abbildung 16: Abmessungen 47

Abbildung 17: Statisches System - Ansicht 48

Abbildung 18: Statisches System - Grundriss 48

Abbildung 19: Plattenquerschnitt 50

Abbildung 20: Längenabschnitt 50

Abbildung 21: Längsträger - Querschnitt 51

Abbildung 22: Abstand der Längsträger 51

Abbildung 23: Grundriss 52

Abbildung 25: Pylonspitze - Queransicht 52

Abbildung 24: Seitenansicht 52

Abbildung 26: 3D-Modell (SAP2000) 55

Abbildung 27: Tragkabelform / Hängerhöhen [6] 56

Abbildung 28: überhöhtes Lehrgerüst 57

Abbildung 29: Charakteristische Werte für die Streckgrenze f_y und die Zugfestigkeit f_u (SIA 263:2003 - Tab.1) [22] 59

Abbildung 30: Zugfestigkeiten der Tragkabel [23] 60

Abbildung 31: Neigung der Kabel 64

Abbildung 32: Superposition von linearen Spannungsverläufen über die Querschnitte 66

Abbildung 33: Durchbiegung des Brückendecks zufolge Eigengewicht (maximale Durchbiegung = 1,10 *m*) 67

Abbildung 34: Durchbiegung des Brückendecks zufolge Eigengewicht nach dem Verkürzen der Seile (maximale Durchbiegung = 0,13 *m*) 67

Abbildung 35: Einfluss der Theorie 2. Ordnung bei einer Hängebrücke [25] 67

Abbildung 36: Zusammenfassung Verkehrslasten und Horizontallasten [28] 79

Abbildung 37: Nutzlastkombinationen - 1/2 82

Abbildung 38: Nutzlastkombinationen - 2/2 83

Abbildung 39: Statisches System - Ansicht 84

Abbildung 40: Statisches System - Grundriss 84

Abbildung 41: einwirkende Kräfte - Seil [18] 86

Abbildung 42: Tragkabelform / Hängerhöhen [6] 89

Abbildung 43: Längenabschnitt 91

Abbildung 44: Plattenquerschnitt 91

Abbildung 45: Anfangszustand des Lehrgerüsts (überhöht) 93

Abbildung 46: Längsträgerquerschnitt 96

Abbildung 47: Pylonquerschnitt 101

Abbildung 49: Pylonschnitt - yz-Ebene 102

Abbildung 48: Pylonschnitt - xz-Ebene 102

Abbildung 50: Pylonbewehrung 104

Abbildung 51: linkes Widerlager 113

Abbildung 52: rechtes Widerlager 115

Abbildung 53: 1. Schwingungsform: f = 0,14243 Hz (Längsebene) 117

Abbildung 54: 2. Schwingungsform: f = 0,21236 Hz (Längsebene) 117

Abbildung 55: 3. Schwingungsform: f = 0,25318 Hz (Querebene) 118

Abbildung 56: 4. Schwingungsform: f = 0,29422 Hz (Längsebene) 118

Abbildung 57: 5. Schwingungsform: f = 0,34403 Hz (Längsebene) 119

Abbildung 58: 6. Schwingungsform: f = 0,40483 Hz (Längsebene) 119

Abbildung 59: 7. Schwingungsform: f = 0,50979 Hz (Längsebene) 120

Abbildung 60: 8. Schwingungsform: f = 0,67761 Hz (Längsebene) 120

Abbildung 61: 9. Schwingungsform: f = 0,70411 Hz (Längsebene) 121

Abbildung 62: 10. Schwingungsform: f = 0,72718 Hz (Querebene) 121

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit 24

Tabelle 2: Geotechnische Eigenschaften 27

Tabelle 3: Teilsicherheitsbeiwerte 28

Tabelle 4: Betoneigenschaften 30

Tabelle 5: Betonstahleigenschaften 30

Tabelle 6: Steineigenschaften 30

Tabelle 7: Stahleigenschaften 31

Tabelle 8: kritische Frequenzen 33

Tabelle 9: Ständige Einwirkungen 35

Tabelle 10: Veränderliche Lasten 35

Tabelle 11: Baugrundeinwirkungen 36

Tabelle 12: Grenzzustand der Tragsicherheit - Typ 1 37

Tabelle 13: Grenzzustand der Tragsicherheit - Typ 2 38

Tabelle 14: Reduktionsbeiwerte 39

Literatur

[1] Baulexikon - TU Graz; http://bauwiki.tugraz.at/bin/view/Baulexikon/MassivBrueckeB; gelesen am 08.09.2011.

[2] Gregor Stolarski: Eine Brücke für die Ewigkeit; Naturstein; S.32-36; Ausgabe 4, 2004.

[3] Brückenburg; http://de.wikipedia.org/wiki/Brückenburg; gelesen am 05.09.2011.

[4] Stari Most; http://www.gen-eng.florence.it/starimost/00_main/main.htm; gelesen am 05.09.2011.

[5] Mamoru Kawaguchi: Granite Pedestrian Bridge, Beppu, Japan; Structural Engineering International; S. 148-149; Band 6, Ausgabe 3, 1996.

[6] Jiri Strasky: Stress Ribbon and cable supported pedestrian bridges; Thomas Telford Publishing, London; 2005.

[7] Kawaguchi & Engineers; http://www.kawa-struc.com/projects/projects_0601_e.htm; gelesen am 13.06.2011.

[8] TU Darmstadt; http://www.architektur.tu-darmstadt.de/twe/projekte; S.42-46; gelesen am 13.06.2011.

[9] Ursula Baus, Mike Schlaich: Footbridges - Structure Design History; Birkhäuser Verlag AG; 2008.

[10] Wandersite; http://www.wandersite.ch/punt_da_suransuns.jpg; gelesen am 13.06.2011.

[11] Flickr-Foto; http://www.flickr.com/photos/schroeer-heiermann/3979470705/sizes/l/in/photostream/; gelesen am 13.06.2011.

[12] Circa drei: Spannbandbrücke in der Via Mala Schlucht, Schweiz; Fußgängerbrücken aus Edelstahl Rostfrei; S. 6-7;. Auflage, 2004.

[13] Markus Hennecke: Brückenbau - Bau von Geh- und Radwegbrücken; S. 26-28; Verlagsgruppe Wiederspahn; Ausgabe 2, 2009.

[14] Granitwerke Kusser Aicha; http://www.kusser.com; gelesen am 08.07.2011.

[15] Kusser Aicha Granitwerke: Fuß- und Radwegbrücken aus vorgespanntem Granit; Bauingenieur; S. A16; Band 86, 2011.

[16] Arie Romeijn, Reza Sarkhosh, David van Goolen: Parametric Study on Static Behaviour of Self-anchored Suspension Bridges; Steel Structures 8, Technical University of Delft; 2008.

[17] Niels J. Gimsing: Cable supported bridges; Wiley&Sons; 1998.

[18] Seilbau; http://www.pfeifer.de/; gelesen am 08.07.2011.

[19] Schweizer Norm (SN) 505 261; Einwirkungen auf Tragwerke; Ausgabe: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2003.

[20] Eugen Brühwiler, Christian Menn: Stahlbetonbrücken; Springer-Verlag Wien New York; 3. Auflage, 2003.

[21] Schweizer Norm (SN) 505 260; Grundlagen der Projektierung von Tragwerken; Ausgabe: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2003.

[22] Schweizer Norm (SN) 505 263; Stahlbau; Ausgabe: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2003.

[23] Europäische Norm (prEN) 1993-1-11; Design of structures with tension components; 2003.

[24] Schweizer Norm (SN) 505 262; Betonbau; Ausgabe: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2003.

[25] Reiner Saul: Seilverspannte Brücken; 4. DMT-Sommer Forum; Fachgespräch “Rings um die Brücke” in Bochum am 04.07.2002.

[26] HiVoSS (Human induced Vibrations of Steel Structures): Leitfaden für die Bemessung von Fußgängerbrücken; 2008.

[27] John A. Ochsendorf, David P. Billington: Self-Anchored Suspension Bridges; Journal of Bridge Engineering; 1999.

[28] Harald Unterweger: Brückenbau - Grundlagen; TU Graz; Vorlesungsskriptum; 2. Auflage, 2007.

Anhang

- Bericht /Empfehlungen (kbm SA)
- Prüfbericht Andeer-Granit
- Dauerlitzenanker
- Pfeifer Kabelsysteme
- SAP 2000 Ergebnisse
- RSTAB Ergebnisse
- Situationsplan
- Längen- und Querprofil
- Lage- und Ansichtsplan
- Detailplan

CANTON DU VALAIS
KANTON WALLIS

DEPARTEMENT DES TRANSPORTS DE L'EQUIPEMENT ET DE L'ENVIRONNEMENT
DEPARTEMENT FÜR VERKEHR, BAU UND UMWELT

SERVICE DES ROUTES ET DES COURS D'EAU
DIENSTSTELLE FÜR STRASSEN UND FLUSSBAU

Section routes nationales Valais romand,
Av. de France, 1951 Sion
027-606 35 00
027-606 35 04 (Fax)

Do 2159

Section SIERRE – STEG / GAMPEL

SIERRE-EST - SUSTEN
117.000 – 124.000

PASSERELLE DE MILLJERE À FINGES

RECOMMANDATION CONCERNANT L'ECARTEMENT DES PILES DE LA PASSERELLE DANS LE RHÔNE ET CONCERNANT LE DIMENSIONNEMENT DE LEURS FONDATIONS

mai 06

kbm SA Squaratti Marclay Fournier Missbauer
environnement naturel et construit

Ingénieurs diplômés
EPF/ETS
Membres sia/usic

Rue de Lausanne 39
Case postale 823
CH-1951 Sion

T 027 329 08 80
F 027 323 31 37
E ing.civils@kbm-sa.ch

TABLE DES MATIERES

1 INTRODUCTION.....3

2 NIVEAUX DE PROJET.....3

2.1 Niveaux du lit 3

2.2 Niveaux de crue.....3

2.3 Niveau d'eau à prendre en compte pour la passerelle.....3

2.4 Niveau du tablier.....3

3 AFFOUILLEMENT DES PILES.....4

4 ESPACEMENT DES PILES 4

1 INTRODUCTION

Le rapport ci-joint précise les caractéristiques hydrauliques et morphologiques du Rhône à Finges. Ces éléments ont été analysés au droit de la passerelle projetée entre la colline de Milljere et la rive droite du Russubrunnu soit à la hauteur du profil 48 du Rhône de Finges.

Les valeurs mentionnées sont tirées des études existantes, soit le Pilotage du Rhône de Finges (PRF) et les modélisations numériques effectuées dans le cadre des études Corrections du Rhône de Finges et Gestion du Rône de Finges (GRF).

Le plan 3.P5.21.618 (Beilage 2159-01) en annexe synthétise les résultats décrits dans ce rapport.

2 NIVEAUX DE PROJET

2.1 Niveaux du lit

Au profil 48, le fond moyen actuel a été calculé sur la base du vol photogrammétrique du 08.11.2005. Il se situe à l'altitude 547.62 m.s.m.

Le GRF a pour objectif à long terme de rehausser le lit moyen du Rhône sur le tronçon analysé ici. Le fond moyen visé au profil 48 se situe à l'altitude 549.50 m.s.m.

2.2 Niveaux de crue

Les caractéristiques géométriques actuelles sur le secteur d'étude limitent la largeur du lit à ≈ 65 m sur le secteur de la passerelle. Selon ces caractéristiques, pour Q_{100} (1'080 m^3/s), la hauteur de l'écoulement serait de 2.70 m.

Comme mentionné précédemment, à long terme l'objectif est un exhaussement du lit et une suppression de la berge en rive droite. La limite d'intervention se situe à 75 m au nord de la berge actuelle. Cette limite d'intervention fixe la largeur du lit à long terme. Cette largeur avoisinerait les 140 m. Compte tenu de ces caractéristiques, la hauteur de l'écoulement pour Q_{100} serait de 1.85 m.

2.3 Niveau d'eau à prendre en compte pour la passerelle

Nous avons fixé le niveau de la crue centennale à prendre en considération dans le projet de la passerelle, en recherchant la cote la plus défavorable de la situation actuelle et à long terme. Le tableau ci-joint résume cette analyse.

	Niveau du fond moyen	$H_{écoulement}$ pour Q_{100}	Niveau de crue (Q_{100})
Lit actuel	547.62	2.70	550.32
Lit à long terme	549.50	1.85	**551.35**

2.4 Niveau du tablier

Nous recommandons de réserver un espace libre de 1.50 m entre le niveau de crue et le fond du tablier de la passerelle projetée. Cette revanche est nécessaire pour garantir le passage des bois flottants (troncs ; souches ; branches) sous le tablier.

En fonction de ce qui précède, nous proposons de projeter le fond du tablier de la passerelle de Milljere au-dessus de la cote **552.85 m.s.m.**

3 AFFOUILLEMENT DES PILES

Le projet d'exécution de la passerelle devra également tenir compte de l'affouillement du lit aux alentours des piles. Les méthodes de Shen et l'équation CSU ont été utilisées pour estimer ces érosions. Le tableau suivant synthétise les résultats :

Largeur de la pile [m]	Affouillement prévisible en dessous du fond moyen [m]	
	Shen	CSU
1.00	2.60	2.50
1.50	3.40	3.15
2.00	4.00	3.80

Les affouillements varient en fonction de la largeur des piles. La profondeur de fondation sera ajustée par le projeteur en fonction de la dimension définitive de ces éléments.

4 ESPACEMENT DES PILES

L'espace entre les piles doit être suffisant pour éviter les risques d'embâcle de bois flottants. Cette espace est dicté par la longueur des bois qui transitent sur le secteur de la passerelle projetée.

Actuellement, nous ne possédons pas d'étude qui précise les caractéristiques des bois flottants du Rhône de Finges. Les bois flottants qui traversent Finges proviennent du Rhône en amont de la Souste, de l'Illgraben, de la Dala ou de la forêt de Finges.

Compte tenu du manque de données à disposition, il est difficile de déterminer l'espacement à laisser entre les piles. A titre indicatif on peut signaler que :

- les piliers du barrage de la Souste ont un espacement d'environ 20 m.
- les épicéas peuvent atteindre 25 m. Cependant, ils ont été fortement malemenés avant d'arriver dans le Rhône de Finges. Il est donc rare d'observer des bois d'un seul tenant de plus de 8 à 10 m de long
- le bois de Finges est principalement constitué de pins, dont la longueur est inférieure à celle des épicéas et n'exède généralement pas 15 mètres.

Les valeurs susmentionnées, nous indiquent qualitativement l'espacement à respecter.

Compte tenu de ce qui précède et des indications du SFP, nous recommandons de garantir un espace libre de **20 m** entre les piles de la passerelle.

kbm SA environnement naturel et constuit

A. Squaratti B. Dussex

ANDEER GRANIT
CONRAD

Prüfbericht Andeer-Granit (eingescannt)

ANDEER GRANIT CONRAD
A. Conrad AG | Granitwerk | CH-7440 Andeer
Tel. +41 (0) 81 661 11 07 | Fax +41 (0) 81 661 14
granit@aconrad.ch | www.aconrad.ch

Materialtechnik am Bau, Dr. Ph. Rück

Lenzburg, 20.12.98

Fachgemeinschaft mattec+ Bautechnik Materialtechnik

Bericht

Nr.: Rü 8108

Auftraggeber: A. Conrad AG Granitwerk, z. Hd. Herrn A. Conrad, 7440 Andeer

Auftrag: Bestimmung der Biegezugfestigkeit gemäss DIN 52 112
Bestimmung der Druckfestigkeit gemäss DIN 52105
Frost-Tausalzbeständigkeit gemäss SN 640 461
Porosität, Dichte und Wasseraufnahme analog DIN 52 102
Prüfung der Abriebfestigkeit gemäss DIN 52 108
Prüfung der Gleitsicherheit bei Schliff C120 gemäss Wuppertaler Sicherheitsgrenzen

Baustoff: Andeerer Granit, Serizitgneis

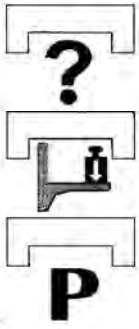
Probenmaterial: 3 Musterplatten (50x50x3cm)
3 Musterplatten (50x50x4cm)
2 Musterplatten (40x40x7cm)
1 Musterplatte (100x25x3cm) mit Schliff C120

Inhalt:

1. Auftragsbeschreibung

2. Zusammenfassung der Ergebnisse

3. Prüfprotokolle



Schlossgasse 2 5600 Lenzburg, Tel: 062 / 892 11 31 Fax: 062 / 892 11 30

1. Auftragsbeschreibung

Gemäss Auftrag vom 25.11.98 sollen die auf der Titelseite des Berichtes aufgeführten Prüfungen durchgeführt werden. Das Probenmaterial wurde vom Auftraggeber ausgewählt und per Spedition an die Prüfstelle geliefert.

2. Zusammenfassung der Ergebnisse

Prüfung (Einzelwerte siehe Kapitel 3)	**Beurteilung**	**Kommentar**
Biegezugfestigkeit gemäss DIN 52 112	hoch bis sehr hoch	im Bereich kristalliner Hartgesteine, stark richtungsabhängig
Druckfestigkeit gemäss DIN 52105	sehr hoch	im Bereich kristalliner Hartgesteine
Frost-Tausalzbeständigkeit gemäss SN 640 461	sehr gut	Es kann damit von besten Frost- und Frosttausalz-Eigenschaften ausgegangen werden, die Anforderungen gemäss DIN 52 104 Verfahren B werden damit mit Sicherheit erfüllt
Porosität, Dichte und Wasseraufnahme analog DIN 52 102 und DIN 52 103	gute Werte	Die geringe Wasseraufnahme ist zusammen mit der kristallinen Zusammensetzung der Materials der Hauptgrund für die hohe Verwitterungsbeständigkeit
Abriebfestigkeit gemäss DIN 52 108	hoch	Der hohe Hartmineralanteil sichert eine hohe Abriebfestigkeit
Gleitsicherheit bei Schliff C120 gemäss Wuppertaler Sicherheitsgrenzen	sicher	Gemäss Wuppertaler Sicherheitsgrenzen kann die Steinoberfläche dieses Materials bei einem Schliff C120 im nassen und trockenen Zustand mit den gängigen Sohlenmaterialien (Gummi, Kunststoff und Leder) sicher begangen werden. Gemäss aktueller Vergleichsskala liegt die Gleitsicherheit bei der gegebenen Oberflächenbearbeitung (sauber und werkfrisch) deutlich besser als die allg. geforderte R9 - Gleitsicherheit (Klassierung gemäss Berufsgenossenschaften).

Materialtechnik am Bau, Dr. Ph. Rück

Ph. Rück

K202: Biegezugfestigkeit nach DIN 52 112, Verfahren A

Gesteinsart:Gneis (Andeer Granit)
Probenvorbereitung: 1. diamantgesägt, nass, 2. 48 Std. bei 70°C getrocknet
Probendimension: Prismen 25 x 8 x 4 cm
Bruchbild: direkt unter der Biegeschneide verlaufende, relativ ebene Bruchfläche mit körniger Oberfläche
Stützweite: 200 mm
Spannungszunahme: 0.2 $N/mm^2/s$

Lage des Gesteinslagers: gemäss Abbildung

Probe Nr.	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	**Prüfdatum:**
Länge (mm)	250	250	250	250	250	**04.12.98**
Breite (mm)	81.5	81.5	81.2	80.9	76.0	
Höhe (mm)	41.5	41.0	41.5	41.0	41.6	
Bruchlast (N)	13130	12330	12540	12330	11450	*Mittelwert*
Biegezugfestigkeit (N/mm2)	**28.1**	**27.0**	**26.9**	**27.2**	**26.1**	***27.1***
					STDABW	*0.62*

Lage des Gesteinslagers: gemäss Abbildung

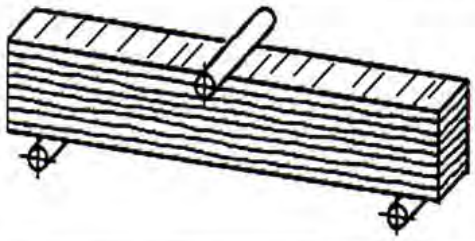
Probe Nr.	1.6	1.7	1.8	1.9	1.10	**Prüfdatum:**
Länge (mm)	250	250	250	250	250	**04.12.98**
Breite (mm)	82.0	81.0	82.0	83.0	82.7	
Höhe (mm)	41.0	41.0	41.3	41.1	41.7	
Bruchlast (N)	6800	7180	7000	7120	6820	*Mittelwert*
Biegezugfestigkeit (N/mm2)	**14.8**	**15.8**	**15.0**	**15.2**	**14.2**	***15.0***
					STDABW	*0.52*

K202: Biegezugfestigkeit nach DIN 52 112, Verfahren A

Gesteinsart:Gneis (Andeer Granit)
Probenvorbereitung: 1. diamantgesägt, nass, 2. 48 Std. bei 70°C getrocknet
Probendimension: Prismen 25 x 9 x 3 cm
Bruchbild: direkt unter der Biegeschneide verlaufende, relativ ebene Bruchfläche mit körniger Oberfläche
Stützweite: 150 mm
Spannungszunahme: 0.2 $N/mm^2/s$

Lage des Gesteinslagers: gemäss Abbildung

Probe Nr.	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	**Prüfdatum:**
Länge (mm)	250	250	250	250	250	**04.12.98**
Breite (mm)	88.5	88.9	89.0	89.2	88.5	
Höhe (mm)	33.1	33.3	32.3	32.7	32.5	
Bruchlast (N)	11710	12220	12220	11690	11310	*Mittelwert*
Biegezugfestigkeit (N/mm2)	**27.2**	**27.9**	**29.6**	**27.6**	**27.2**	***27.9***
					STDABW	*0.90*



Lage des Gesteinslagers: gemäss Abbildung

Probe Nr.	1.6	1.7	1.8	1.9	1.10	**Prüfdatum:**
Länge (mm)	250	250	250	250	250	**04.12.98**
Breite (mm)	88.7	88.6	88.0	88.4	88.4	
Höhe (mm)	33.5	33.5	33.3	33.2	33.0	
Bruchlast (N)	6760	6200	6910	5810	5980	*Mittelwert*
Biegezugfestigkeit (N/mm2)	**15.3**	**14.0**	**15.9**	**13.4**	**14.0**	***14.5***
					STDABW	*0.93*

K200: Druckfestigkeit gemäss DIN 52 105 mit Angabe der Trockenrohdichte

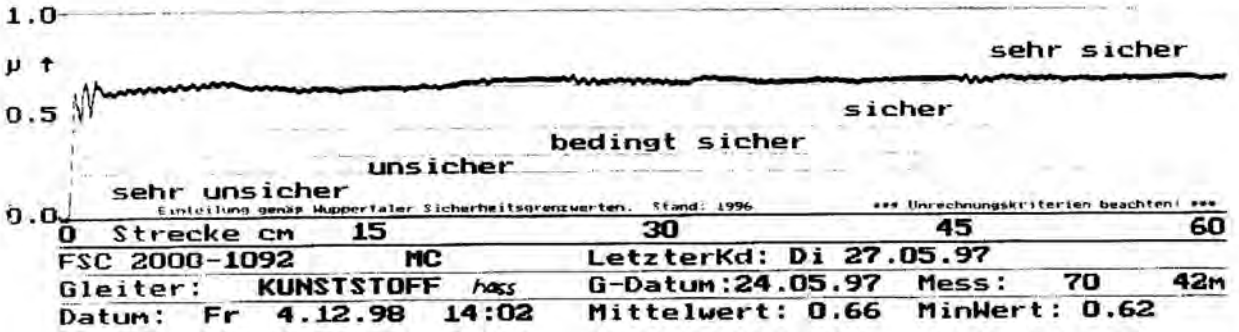
Gesteinsart: Gneis, Granit Andeer
Probenvorbereitung: 1. diamantgesägt, nass, 2. Druckflächen nass geschliffen, 3. 48 Std. bei 70°C getrocknet
Probendimension: Würfel Kantenlänge 70mm
Bruchbild: plötzlicher Bruch entlang konjugierter Scherflächen
Spannungszunahme: 1 ± 0.5 N/mm^2/Sekunde

Serie:	Beanspruchung parallel zum Lager				Datum: **04.12.98**	
Probe Nr.	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	
Länge (mm)	69.6	69.5	70.0	69.0	69.7	
Breite (mm)	69.0	69.2	69.0	69.4	69.2	
Höhe (mm)	69.9	69.4	70.1	68.8	70.6	
Gewicht (g)	902.2	896.5	910.0	887.0	914.1	
Bruchlast (N)	1103500	903500	896500	893300	803200	***Mittelwert***
Trockenrohdichte (kg/m^3)	2688	2686	2688	2692	2684	*2688*
Druckfestigkeit (N/mm^2)	**230**	**188**	**186**	**187**	**167**	***191***

Serie:	Beanspruchung senkrecht zum Lager				Datum: **04.12.98**	
Probe Nr.	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	
Länge (mm)	70.6	71.0	70.5	69.9	70.1	
Breite (mm)	71.2	70.8	70.4	69.9	70.2	
Höhe (mm)	68.2	68.2	68.3	68.5	68.4	
Gewicht (g)	921.7	925.6	919.0	895.7	909.7	
Bruchlast (N)	1141200	1100000	1075300	1020000	1067400	***Mittelwert***
Trockenrohdichte (kg/m^3)	2689	2700	2711	2676	2703	2696
Druckfestigkeit (N/mm^2)	**227**	**219**	**217**	**209**	**217**	***218***

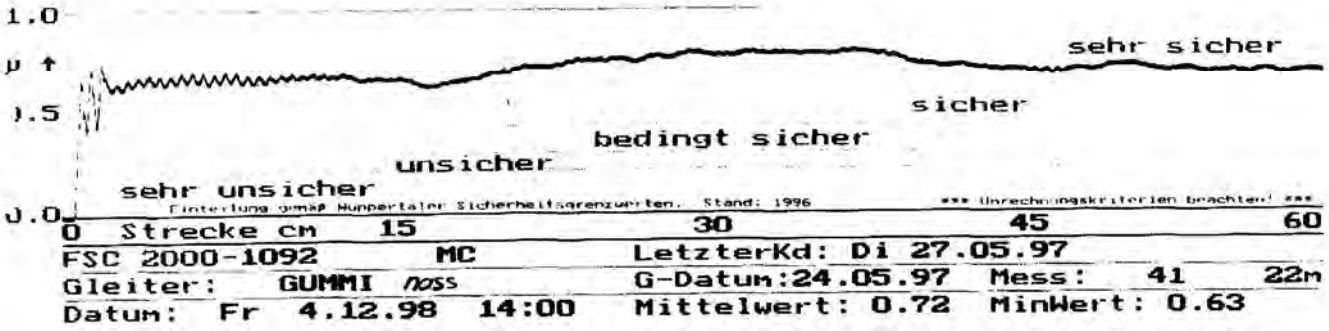
K211: Messung des Gleitwiderstandes zur Bestimmung der Gleitsicherheit (FSC 2000)

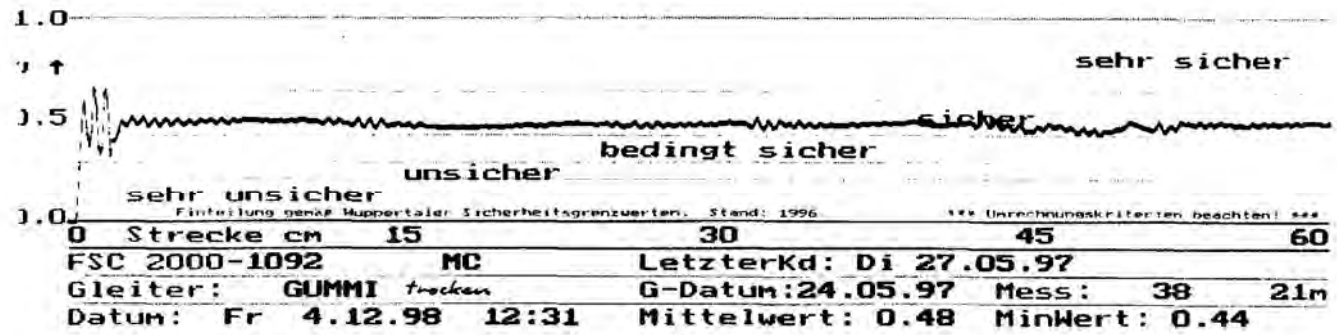
Gesteinsart: Gneis, Granit Andeer
Probenvorbereitung: 1. diamantgesägt, nass, 2. Versuchsfläche nass geschliffen C120 ab Werk
Probendimension: Platte 25x100cm, Dicke 30mm
Sohlenmaterial (Gleiter): Kunststoff
Länge Gleitpfad: 60cm



K211: Messung des Gleitwiderstandes zur Bestimmung der Gleitsicherheit (FSC 2000)

Gesteinsart: Gneis, Granit Andeer
Probenvorbereitung: 1. diamantgesägt, nass, 2. Versuchsfläche nass geschliffen C120 ab Werk
Probendimension: Platte 25x100cm, Dicke 30mm
Sohlenmaterial (Gleiter): Gummi
Länge Gleitpfad: 60cm

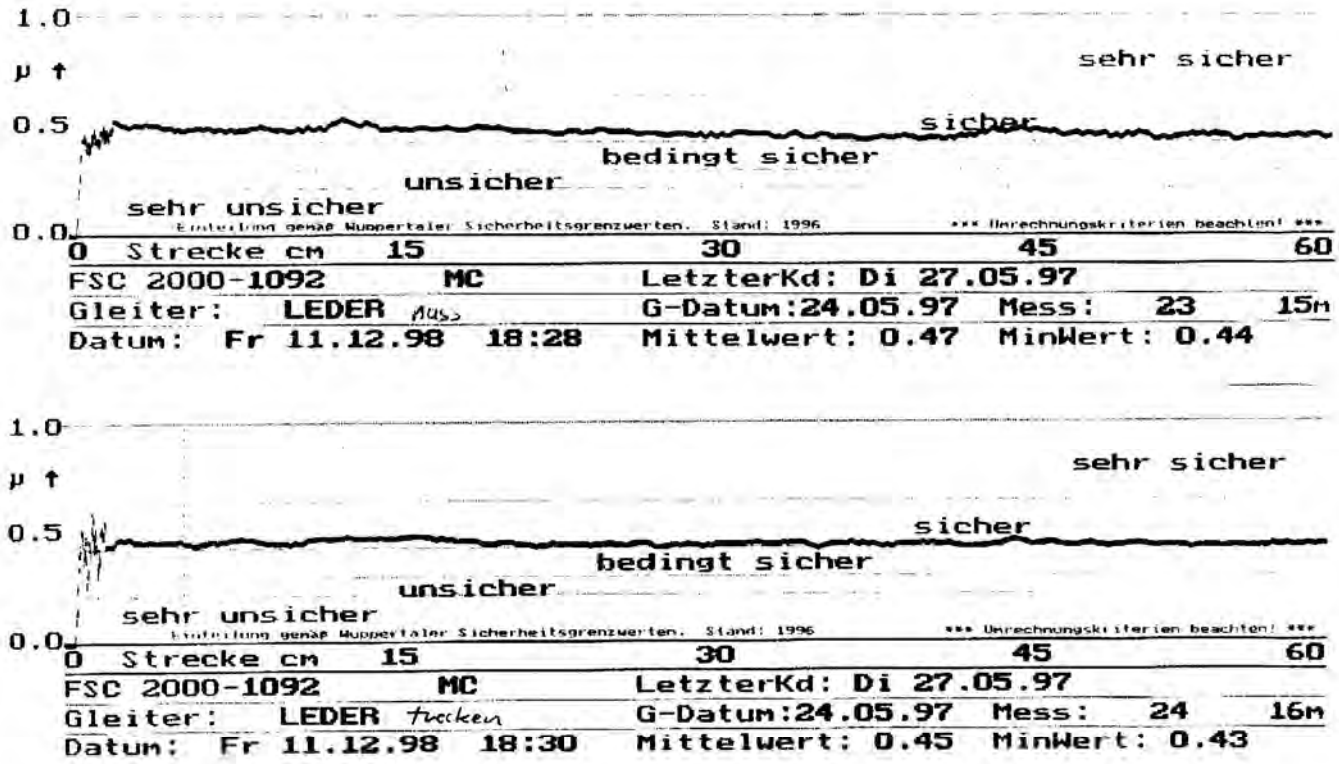




K211: Messung des Gleitwiderstandes zur Bestimmung der Gleitsicherheit (FSC 2000)

Gesteinsart: Gneis, Granit Andeer
Probenvorbereitung: 1. diamantgesägt, nass, 2. Versuchsfläche nass geschliffen C120 ab Werk
Probendimension: Platte 25x100cm, Dicke 30mm
Sohlenmaterial (Gleiter): Leder

Länge Gleitpfad: 60cm



K208: Verschleissprüfung mit der Schleifscheibe nach Böhme (DIN 52 108)

Gesteinsart: Gneis Andeerer Granit, Steinbruch A. Conrad AG
Probenvorbereitung: 1. diamantgesägt, nass, 2. 48 Std. bei 70°C getrocknet, dann 7 Tage Wasserlagerung bei 20°C
Probendimension: Handstücke 71x71x30mm
Messung: Fremdauftrag an: Eidg. techn. Hochschule Lausanne, Baustoffprüflabor (LMC)
(Der vollständige Bericht des LMC kann angefordert werden)

N° du labo / Marques du commettant	Nbre de cycles	Usure en mm (Valeurs relatives)									Usure moyenne	Profondeur moyenne de la surface usée [mm]
N° point de mesure →		1	2	3	4	5	6	7	8	9		
2371	0	10.00	10.01	10.00	10.06	10.06	10.07	10.11	10.12	10.11	10.06	0.00
1	4	9.68	9.69	9.67	9.71	9.71	9.72	9.74	9.75	9.75	9.71	0.35
	8	9.39	9.36	9.36	9.34	9.36	9.32	9.38	9.36	9.36	9.36	0.70
	12	9.18	9.13	9.04	9.20	9.15	9.19	9.23	9.17	9.11	9.16	0.90
	16	8.99	8.89	8.79	8.97	8.87	8.75	8.99	8.88	8.77	8.88	1.18
2372	0	10.00	10.00	10.00	10.05	10.06	10.04	10.10	10.11	10.10	10.05	0.00
2	4	9.74	9.72	9.76	9.74	9.73	9.77	9.75	9.74	9.78	9.75	0.30
	8	9.49	9.45	9.43	9.48	9.45	9.40	9.54	9.50	9.45	9.47	0.59
	12	9.15	9.13	9.08	9.18	9.13	9.18	9.20	9.15	9.10	9.14	0.91
	16	8.86	8.82	8.79	8.86	8.80	8.74	8.83	8.83	8.72	8.81	1.25
2373	0	10.00	10.03	10.04	10.05	10.07	10.10	10.12	10.14	10.15	10.08	0.00
3	4	9.69	9.66	9.68	9.69	9.70	9.69	9.73	9.73	9.72	9.70	0.38
	8	9.34	9.40	9.41	9.34	9.33	9.33	9.28	9.26	9.25	9.33	0.75
	12	9.12	9.12	9.08	9.05	9.03	9.01	9.03	9.00	8.98	9.05	1.03
	16	8.75	8.75	8.72	8.66	8.65	8.64	8.60	8.59	8.59	8.66	1.42
										Moyenne		1.28

Prüfdatum: **15.12.98**
Rohdichte: **2690 kg/m³**
Dickenverlust (Mittelwert aus 3 Proben): **1.28 mm**

Volumenverlust **6.4 cm³/50cm²**

T515: Frost-Tau-Wechsel-Versuchgemäss SN 640 461

Gesteinsart: Gneis, Andeerer Granit, Steinbruch A. Conrad AG
Probendimension: Prismen 30x30x60mm mit eingeklebten Messnieten zur Denungsmessung
Probenvorbereitung:
1. Proben nass diamantgesägt
2. 24 Std. getrocknet bei 110°C, Montage der Messnieten, erste Nullmessung
3. 5 Tage. Wasserlagerung, zweite Nullmessung
4. Frost-Tau-Wechsel (0.5 Std. bei -20°C in CaCl-Lösung / 0.5 Std. bei +20°C im Wasserbad)

Zyklenzahl: 400

Proben Nr.			1	2	3	4	5	6
Quellen nach								
5 Tage H_2O		o/oo	0.16	0.04	0.03	0.08	0.12	0.09
152 Zyklen FT		o/oo	0.02	0.09	0.28	0.01	0.02	0.08
400 Zyklen FT		o/oo	0.06	0.09	0.27	0.09	0.11	0.25

Dehnung der Proben nach 400 Frosttauwechsel unter Tausalzeinfluss (Mittelwert): 0.15 o/oo

Kommentar: An den Probekörpern wurden während und nach dem Versuch keinerlei Schäden festgestellt. Das Gestein darf darum, zusammen mit den Resultaten der Dehungsmessungen als Frost- und Frosttausalzbeständig bezeichnet werden.

Auftraggeber: A. Conrad AG, Andeer
Objekt: Musterplatten ab Werk

mattec+
RÜ8108

P

P300: Porenkennwerte, Wasseraufnahme, Sättigungswert und Rohdichte (analog DIN 52 102 und DIN 52 113)

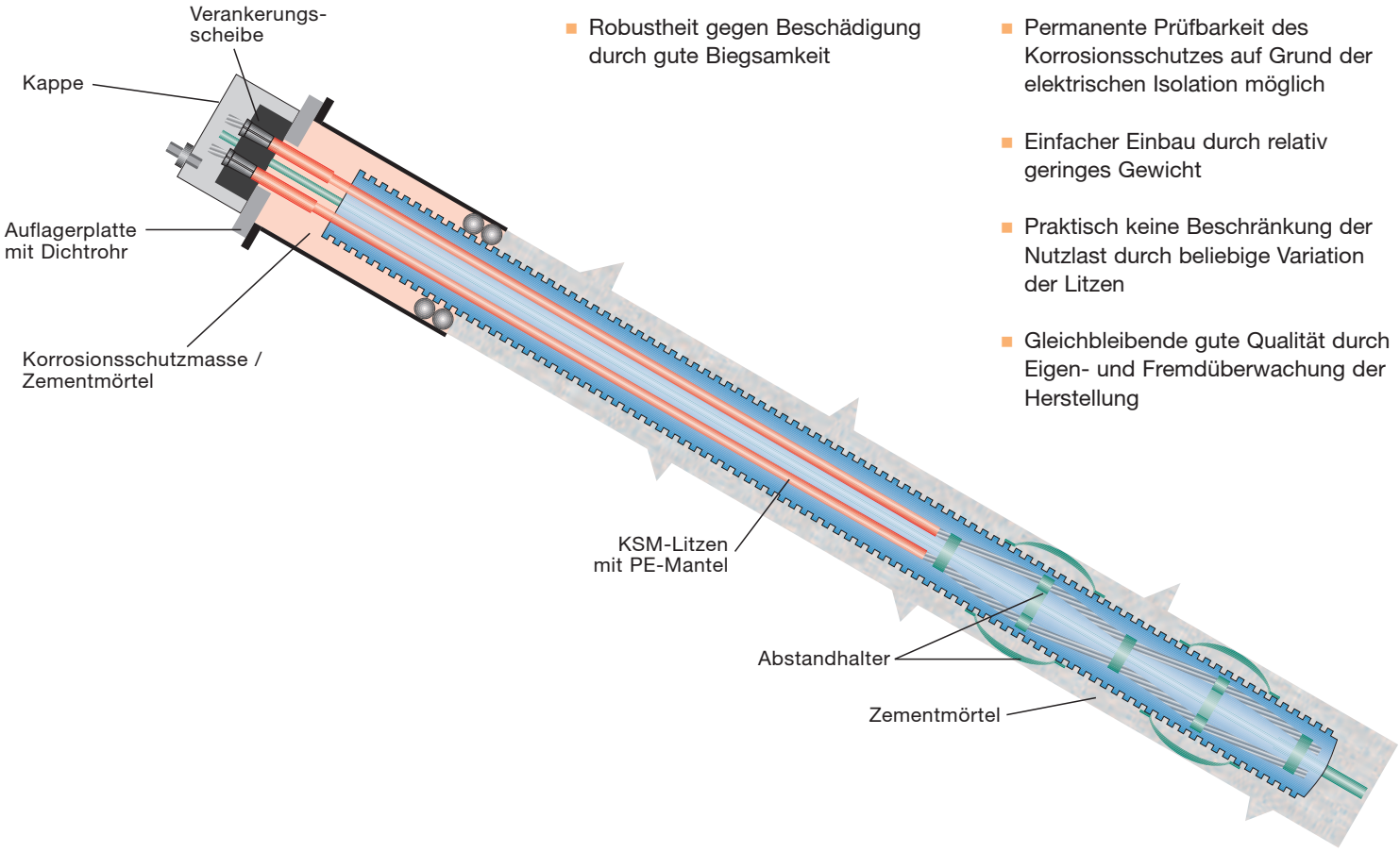
Gesteinsart: Gneis, Andeerer Granit Steinbruch A. Conrad AG
Probenvorbereitung: 1. diamantgesägt, nass, 2. 48 Std. bei 110°C getrocknet
Probendimension: Prismen ca. 3x10x10 cm
Tränkungsmedium: Wasser
A5: 5 Tage Wasserlagerung unter Normaldruck
AV: Vakuumsättigung in Wasser unter Vakuumrestdruck <30mbar, danach 2 Tage Wasserlagerung
LG: Unter Normaldruck kapillar nicht aktiver Porenraum (Differenz AV-A5)
Sättigungswert S: Koeffizient A5/AV

							Prüfdatum:
Probe Nr.		1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	**15.12.98**
Trockengewicht	g	423.065	427.125	429.780	450.480	448.735	
Gewicht A5	g	424.270	428.345	431.005	451.760	449.990	
Gewicht A5, unter Wasser	g	267.505	270.045	271.805	285.680	284.480	
Trockengewicht	g	423.065	427.125	429.780	450.480	448.735	
Gewicht AV	g	424.310	428.380	431.040	451.790	450.020	
Volumen A5	cm^3	157.05	158.59	159.49	166.38	165.81	
Volumen AV	cm^3	157.05	158.59	159.49	166.38	165.81	

Probennummer		1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	**Mittelwerte**
Kapillarporosität A5	Vol.%	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	**0.8**
Gesamtporosität AV	Vol.%	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	**0.8**
Hohlraumgehalt LG	Vol.%	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	**0.0**
Trockenrohdichte Rd	kg/m3	2694	2693	2695	2708	2706	**2699**
Wasseraufnahme A5	Gew.%	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	**0.3**
Wasseraufnahme AV	Gew.%	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	**0.3**
Sättigungswert S		0.97	0.97	0.97	0.98	0.98	**1.0**

SUSPA-DSI Litzenankersysteme

Daueranker



Vorteile und Eigenschaften

- Vermeidung von Stößen durch mögliche große Transportlänge
- geringer Platzbedarf bei Transport, Lagerung und Einbau
- Robustheit gegen Beschädigung durch gute Biegsamkeit
- Längenflexibilität durch Kürzung der Anker möglich
- Doppelter Korrosionsschutz für Daueranker lieferbar
- Permanente Prüfbarkeit des Korrosionsschutzes auf Grund der elektrischen Isolation möglich
- Einfacher Einbau durch relativ geringes Gewicht
- Praktisch keine Beschränkung der Nutzlast durch beliebige Variation der Litzen
- Gleichbleibende gute Qualität durch Eigen- und Fremdüberwachung der Herstellung

Stahlgüte	Nenndurch-messer	Querschnitt	Last an der Streckgrenze* ($F_{p\,0,2\,k}$)	Bruchlast* (F_{pk})
N/mm²		mm²	kN	kN
1570/1770	0.6"	140	220	248
1570/1770	0.62"	150	236	266
1670/1860	0.6"	140	234	260
1670/1860	0.62"	150	251	279

* pro Litze

Zulassung Z-20.1-53 und Z-20.1-64
www.suspa-dsi.de
(downloads – SUSPA-DSI Zulassungen)

Zulassung Z-20.1-15 und Z-34.11-204
www.suspa-dsi.de
(downloads – DYWIDAG Zulassungen)

Das neue PFEIFER Produktsystem für Seiltragwerke
The new PFEIFER Product System for Cable Structures

In vier Schritten zum passenden PFEIFER-Seilsystem:

Four steps to the right PFEIFER Cable System:

1 Seilauswahl — *Selecting a Cable*

Auswahl des Seiltyps über:

- Erforderlicher Lastbereich ($Z_{B,k}$)
- Einsatzort
- Ästhetik

Selecting a cable via:

- *Required load range ($Z_{B,k}$)*
- *Place of use*
- *Aesthetics*

Lastbereich — ***Load range***

PE **Offenes Spiralseil – Edelstahl** / ***Open Spiral strand – Stainless Steel***

26 kN — $Z_{B,k}$ — 945 kN

PG **Offenes Spiralseil – GALFAN** / ***Open Spiral strand – GALFAN***

56 kN — $Z_{B,k}$ — 1189 kN

PV **Vollverschlossenes Seil – GALFAN** / ***Full locked cable – GALFAN***

405 kN — $Z_{B,k}$ — 20000 kN

Die PFEIFER-Seilsysteme haben einen sehr guten Korrosionsschutz. Genaue Angaben hierzu sind im Teil Technik (Seite 3/21) zu finden oder bei uns auf Anfrage erhältlich.

PFEIFER cable systems offer very good corrosion protection. Find more detailed information about corrosion protection in the technology chapter (page 3/21) or enquire directly at PFEIFER.

Korrosivität am Einsatzort — ***Corrosiveness at place of use***

gering / ***low*** (Innenbereich / *interior areas*) ⟷ (Außenbereich / *exterior areas*) **hoch** / ***high***

PE

PV

PG

dick verzinkt / ***heavy galvanized***

verzinkt / ***galvanized***

Ästhetik der Seiloberfläche:

- Seil aus GALFAN verzinkten Drähten: silbergrau
- Seil aus nichtrostenden Drähten: glänzend/poliert

Äesthetics of cable surface:

- Cable with GALFAN coated wires: silver-grey
- Cable with stainless steel wires: shining/polished

2 Seil-Datenblatt — *Cable Data Sheet*

In den farbcodierten und ausfaltbaren Seildatenblättern läßt sich der gewünschte Seiltyp auswählen.

Das neue PFEIFER-Produktsystem hilft dem Planer über die charakteristischen Bruchkraft $Z_{B,K}$ die passende Seilgröße zu finden. Verlustfaktoren sind hier bereits berücksichtigt. Es sind keine weiteren Abminderungen mehr notwendig!

Die zugehörige Grenzzugkraft erhält man direkt aus den Tabellen oder über die länderspezifischen Normen (siehe Seite 3/28).

The colour-coded, fold-out cable data sheets make it easy to select the required cable type.

The new PFEIFER Product System helps the planner to find the fitting cable size via the characteristic breaking load. Reduction factors have already been considered here. Further reduction is not necessary.

The appropriate limit tension can be obtained directly from the tables or via country specific standards (see page 3/28.)

Beispiel:
Example:

Entscheidungsgrundlagen:
Decision-making parameters:

1. Erforderlicher Lastbereich aus der Seilstatik:
   Required load range taken from cable structural analysis:
   $Z_{B,K}$ = 330 kN
2. Hoher Korrossionsschutz
   Corrosion protection high
3. Silbergraue Oberfläche
   Silver-grey surface

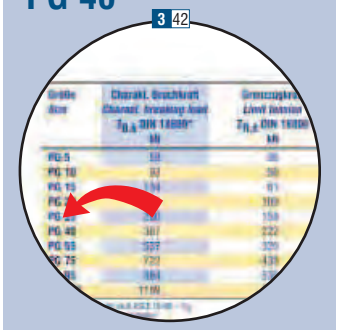
↓

PG

$Z_{B,k}$ = 330 kN

↓

PG 40



nach / *according to* DIN 18800 T.1 (903):
Grenzzugkraft / *limit tension*:

$$Z_{R,d} = \frac{Z_{B,k}}{1{,}5 \cdot \gamma_M} \qquad \gamma_M = 1{,}1$$

→ $Z_{R,d}$ = 220 kN

3 Endbeschlag

End Termination

Mit der definierten Größe und den vorgegebenen Anschlußbedingungen für das Seilsystem können die Endbeschläge nach Typen in den anschließenden ebenfalls farbcodierten Datenblättern ausgewählt werden.

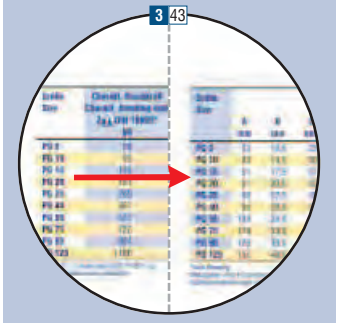
Hier bieten die ausfaltbaren Seildatenblätter eine weitere Unterstützung bei der Zuordnung des passenden Seilsystems.

Alle Verlustfaktoren sind bereits in den Seildatenblättern berücksichtig. Es sind keine weiteren Abminderungen mehr notwendig!

Via the defined size and the given connection conditions for the cable system, the end terminations can be selected according to type in the subsequently also colour-coded data sheets.

Here the fold-out cable data sheets offer further support in allocating the appropriate cable system.

All reduction factors have already been considered in the cable data sheets. Further reduction is not necessary.



4 Seilsystem

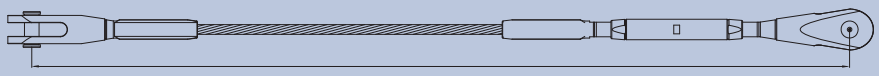
Cable System

So erhält man das gewünschte Seilsystem (Beispiel):

PG	**40**	**Typ**	**980**	**/**	**984**
Seil	Größe		End-beschlag 1	und	End-beschlag 2

Get the required cable system (example):

PG	***40***	***Typ***	***980***	***/***	***984***
Cable	*Size*		*End termination 1*	*and*	*End termination 2*



Systemlänge / System length

Dies läßt sich einfach in unsere Ausschreibungstexte für PFEIFER-Seilsysteme, die sie unter www.pfeifer.de finden, übernehmen.

Textbeispiel:

Pos. 1.1
Offenes Spiralseil GALFAN beschichtet
PG 40 Typ 980 / 984
Runddrähte GALFAN beschichtet nach DIN 10264
Elastizitäts-Modul: 160kN/mm² ±10kN/mm²
Charakteristische Bruchkraft $Z_{B,k}$: 367 kN
Grenzzugkraft $Z_{R,d}$: 220 kN (optional)
1 Ende Gabelfitting: PG 40 Typ 980
1 Ende Gabelspannschloß: PG 40 Typ 984

999 Stk. Länge: 999.000 mm Euro/Stk. _ EUR/ges._

Can be easily taken into our tender text for PFEIFER Cable Systems, which you find under www.pfeifer.de

Example Text:

Pos. 1.1
Open spiral cable GALFAN-coated
PG 40 Type 980 / 984
Round wires GALFAN-coated according to DIN 10264
Elasticity module: 160kN/mm² ±10kN/mm²
Characteristic value of breaking load $Z_{B,k}$: 367 kN
Limit tension $Z_{R,d}$: 220 kN (optional)
1 end open swaged socket PG 40 type 980
1 end turnbuckle with open socket PG 40 Typ 984

999 pieces length 999.000 mm Euro/piece _ EUR/total _

Anschluß 1 an den Stahlbau:
- Einschnittige Anschlußlasche

Connection 1 to steel construction:
- *single-shear connection plate*

→ **Typ 980** Gabelfitting *Open swaged socket*

Anschluß 2 an den Stahlbau:
- Einschnittige Anschlußlasche
- Seilsystem mit Einstellmöglichkeit

Connection 2 to steel construction:
- *single-shear connection plate*
- *adjustable cable system*

→ **Typ 984** Gabelspannschloß *Turnbuckle with open socket*

↓

PG 40 Typ 980/984

PFEIFER
Seilbau Cable Structures

Vollverschlossenes Seil – GALFAN
Full Locked Cable – GALFAN

Zulassungsnummer
Approval-Number
Z-14.7-413

PV

VVS-1 VVS-2 VVS-3

Technische Daten / ***Technical Data***

Material: / *Material:*
unlegierter Qualitätsstahl / *unalloyed quality steel*

Elastizitätsmodul: / *Modulus of Elasticity:*
160 ± 10 kN/mm² / *160 ± 10 kN/mm²*

Toleranz d_S: / *Tolerance d_S:*
+ 3% / *+ 3%*

Korrosionsschutz: / *Corrosion Protection:*
innere Lagen: feuerverzinkt mit Innenverfüllung / *inner layers: hot dip galvanized with inner filling*
äußere Lagen: GALFAN verzinkt ohne Innenverfüllung / *outer layers: GALFAN coated without inner filling*

Größe *size*	Charakt. Bruchkraft *charact. breaking load* $Z_{B,k}$ DIN 18800* kN	Grenzzugkraft *limit tension* $Z_{R,d}$ DIN 18800 kN	Metall. Querschnitt *metallic cross section* ca./*approx.* mm²	Gewicht *weight* ca./*approx.* kg/m	Konstruktion *construction* **	Seil-Nenndurchmesser *nomin. strand dia.* d_S mm
PV 40	405	245	281	2,4	VVS-1	21
PV 60	621	376	430	3,6	VVS-1	26
PV 90	916	555	634	5,3	VVS-2	31
PV 115	1170	709	808	6,8	VVS-2	35
PV 150	1520	921	1060	8,9	VVS-2	40
PV 195	1930	1170	1340	11,2	VVS-2	45
PV 240	2380	1442	1650	13,8	VVS-2	50
PV 300	3020	1830	2090	17,2	VVS-3	55
PV 360	3590	2176	2490	20,5	VVS-3	60
PV 420	4220	2558	2920	24,1	VVS-3	65
PV 490	4890	2964	3390	27,9	VVS-3	70
PV 560	5620	3406	3890	32,1	VVS-3	75
PV 640	6390	3873	4420	36,4	VVS-3	80
PV 720	7210	4370	4990	41,1	VVS-3	85
PV 810	8090	4903	5600	46,2	VVS-3	90
PV 910	9110	5521	6310	52,0	VVS-3	95
PV 1010	10100	6121	6990	57,6	VVS-3	100
PV 1110	11100	6727	7710	63,5	VVS-3	105
PV 1220	12200	7394	8460	69,7	VVS-3	110
PV 1340	13400	8121	9240	76,2	VVS-3	115
PV 1450	14500	8788	10100	83,2	VVS-3	120
PV 1580	15800	9576	10900	89,8	VVS-3	125
PV 1730	17300	10485	11900	96,7	VVS-3	130
PV 1860	18600	11273	12900	104,8	VVS-3	135
PV 2000	20000	12121	13900	112,9	VVS-3	140

**VVS-1 = 1, VVS-2 = 2, VVS-3 = 3 und mehr Lagen Profildrähte
*nach EC 3 = $F_{u,k}$ und nach ASCE 19-96 = S_d
Unter Vorspannung und / oder Witterungseinflüssen ist der Austritt von Innenverfüllung möglich.
Konstruktionsänderungen vorbehalten
Größere Abmessungen und Zwischengrößen auf Anfrage

***VVS-1 = 1, VVS-2 = 2, VVS-3 = 3 and more layers z-profiled wires*
**according EC 3 = $F_{u,k}$ and according ASCE 19-96 = S_d*
Due to prestressing and / or differing weather conditions inner filling may escape to the surface.
Subject to technical modifications
Bigger dimensions and intermediate dimensions upon request

9/2010

Gabelseilhülse
Open Spelter Socket

Zulassungsnummer
Approval-Number
Z-14.7-413

PV Typ *Type* 802

Technische Daten / ***Technical Data***

Material:
gemäß Zulassung Z-14.7-413

Material:
according Technical Approval Z-14.7-413

Korrosionsschutz:
feuerverzinkt 80 µm DIN EN ISO 1461
altern. spritzverzinkt

Corrosion Protection:
hot dip galvanized 80 µm DIN EN ISO 1461
altern. spraying galvanized

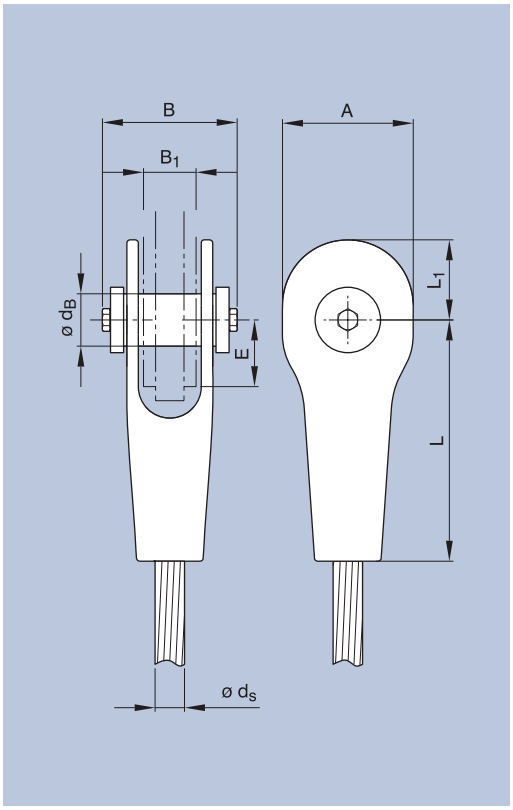
Seilverguß:
gemäß Zulassung Z-14.7-413

Socketing:
According Technical Approval Z-14.7-413

Anwendungsgebiet / ***Field of Application***

Vollverschlossene Seile, Spiralseile

Full locked cables, spiral strands



Größe *size*	A mm	B mm	min. B_1 mm	max. B_1 mm	d_B mm	max. E mm	L_1 mm	L mm	Ges.-Gewicht* *tot.-weight** kg	max. d_S mm
PV 40	90	103	40	42	39	48	55	170	3	21
PV 60	110	120	50	53	44	58	68	210	5	26
PV 90	135	146	60	64	54	72	83	255	9	31
PV 115	160	165	70	74	64	82	98	295	15	35
PV 150	160	165	70	74	64	82	98	295	15	40
PV 195	180	190	80	85	73	96	110	340	23	45
PV 240	200	210	90	96	83	106	123	380	31	50
PV 300	230	235	100	107	88	120	140	425	44	55
PV 360	250	251	110	118	98	130	153	465	58	60
PV 420	270	281	120	129	108	144	165	510	76	65
PV 490	290	296	130	139	118	154	178	550	95	70
PV 560	320	335	140	150	128	168	195	595	149	75
PV 640	340	359	150	161	138	178	208	635	183	80
PV 720	360	374	160	172	142	192	220	680	215	85
PV 810	380	401	170	183	153	202	233	720	262	90
PV 910	410	434	180	194	162	231	260	780	324	95
PV 1010	430	451	190	205	172	226	263	805	369	100
PV 1110	450	466	200	216	182	240	275	850	424	105
PV 1220	480	498	205	222	187	262	295	900	527	110
PV 1340	503	520	218	237	202	264	317	935	625	115
PV 1450	530	544	230	251	207	302	335	1015	749	120
PV 1580	550	555	238	259	217	288	350	1020	808	125
PV 1730	570	590	247	269	227	300	365	1063	913	130
PV 1860	590	605	256	280	237	315	380	1105	1015	135
PV 2000	620	622	267	290	247	324	395	1148	1132	140

* ohne Vergußmaterial
Maßangaben ohne Korrosionsschutz
Konstruktionsänderungen vorbehalten
Größere Abmessungen auf Anfrage

** Without molten zinc*
Dimensions without corrosion protection
Subject to technical modifications
Bigger dimensions upon request

PFEIFER
Seilbau Cable Structures

Spiralseil DIN EN 12385 – GALFAN
Spiral Strand DIN EN 12385 – GALFAN

Zulassungsnummer
Approval-Number
Z-14.7-413

PG

1 x 19 **1 x 37** **1 x 61**

Technische Daten / ***Technical Data***

Material: / *Material:*
unlegierter Qualitätsstahl / *unalloyed quality steel*

Elastizitätsmodul: / *Modulus of Elasticity:*
160 ± 10 kN/mm² / *160 ± 10 kN/mm²*

Toleranz d_S: / *Tolerance d_S:*
+ 3% / *+ 3%*

Korrosionsschutz: / *Corrosion Protection:*
GALFAN verzinkt ohne Innenverfüllung / *GALFAN coated without inner filling*

Größe *size*	**Charakt. Bruchkraft** *charact. breaking load* $Z_{B,k}$ DIN 18800* kN	**Grenzzugkraft** *limit tension* $Z_{R,d}$ DIN 18800 kN	**Metall. Querschnitt** *metallic cross section* ca./*approx.* mm²	**Gewicht** *weight* ca./*approx.* kg/m	**Konstruktion** *construction*	**Seil-Nenndurchmesser** *nomin. strand dia.* d_S mm
PG 5	59	36	39	0,3	1 x 19	8,1
PG 10	93	56	60	0,5	1 x 19	10,1
PG 15	134	81	87	0,7	1 x 19	12,2
PG 20	181	109	117	0,9	1 x 37	14,1
PG 25	260	158	168	1,3	1 x 37	17,0
PG 40	367	222	237	1,9	1 x 37	20,1
PG 55	537	326	347	2,7	1 x 37	24,4
PG 75	722	438	467	3,7	1 x 37	28,3
PG 90	884	536	572	4,5	1 x 61	31,3
PG 125	1189	721	769	6,1	1 x 61	36,3

*nach EC 3 = $F_{u,k}$ und nach ASCE 19-96 = S_d
Konstruktionsänderungen vorbehalten
Größere Abmessungen und Zwischengrößen auf Anfrage

**according EC 3 = $F_{u,k}$ and according ASCE 19-96 = S_d*
Subject to technical modification
Bigger dimensions and intermediate dimensions upon request

Gabelfitting
Open Swaged Fitting

Zulassungsnummer
Approval-Number
Z-14.7-413

PG Typ *Type* 980

Technische Daten

Material:
gemäß Zulassung Z-14.7-413

Korrosionsschutz:
feuerverzinkt 80 µm DIN EN ISO 1461/
spritzverzinkt
altern. Zink/Nickel-beschichtet
nach DIN 50979 (inkl. Außengewinde)

Technical Data

Material:
according Technical Approval Z-14.7-413

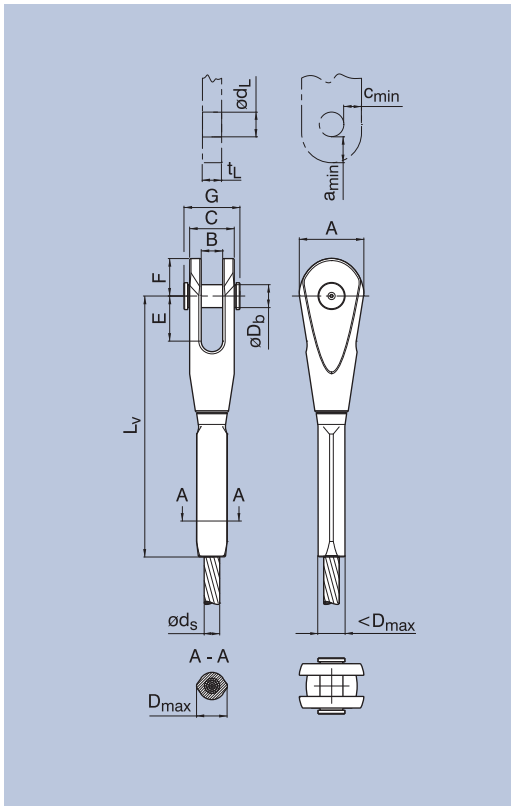
Corrosion Protection:
hot dip galvanized 80 µm DIN EN ISO 1461/
spraying galvanized
altern. Zinc/Nickel-cotated DIN 50979
(incl. external thread)

Anwendungsgebiet

Spiralseile

Field of Application

Spiral strands



Größe *size*	A mm	B mm	C mm	D_{max}* mm	D_b mm	E mm	F mm	G mm	~L_v* mm	Anschlußlasche/*connecting plate* Material/*material*: S 355 d_L mm	t_L mm	a_{min} mm	c_{min} mm	Ges.-Gewicht* *tot.-weight** kg	d_s mm
PG 5	33	12,5	25	16	12	24	20	37	135	13	10	14	10	0,4	8,1
PG 10	42	14,5	30	20	15	29	25	41	167	16	12	17	12	0,6	10,1
PG 15	51	17,5	37	25	19	35	30	48	200	20	15	22	15	1,2	12,2
PG 20	60	20,5	42	30	22	41	35	55	234	23	18	25	17	1,8	14,1
PG 25	70	22,5	49	34	25	48	40	62	276	27	20	29	20	2,9	17,0
PG 40	84	28,0	59	40	30	59	49	74	335	32	25	34	24	4,8	20,1
PG 55	102	28,0	70	49	33	66	60	86	403	35	25	41	30	9,1	24,4
PG 75	118	33,0	82	57	40	77	69	98	471	42	30	48	34	14,1	28,3
PG 90	127	38,0	87	64	45	84	74	107	514	47	35	51	36	18,0	31,3
PG 125	150	49,0	105	71	55	102	89	125	604	57	45	63	44	28,2	36,3

*nach Pressung
Maßangaben ohne Korrosionsschutz
Konstruktionsänderungen vorbehalten

**after swaging*
Dimensions without corrosion protection
Subject to technical modification

Gabelspannschloß
Turnbuckle with Open Socket

Zulassungsnummer
Approval-Number
Z-14.7-413

PG Typ *Type* 984

Technische Daten

Material:
gemäß Zulassung Z-14.7-413

Korrosionsschutz:
feuerverzinkt 80 µm DIN EN ISO 1461
spritzverzinkt, Gewinde blank
altern. Zink/Nickel-beschichtet
nach DIN 50979 (inkl. Außengewinde)

Anwendungsgebiet

Spiralseile

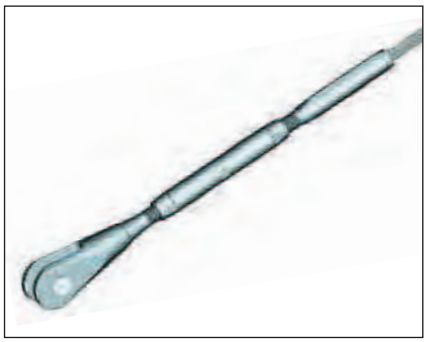
Technical Data

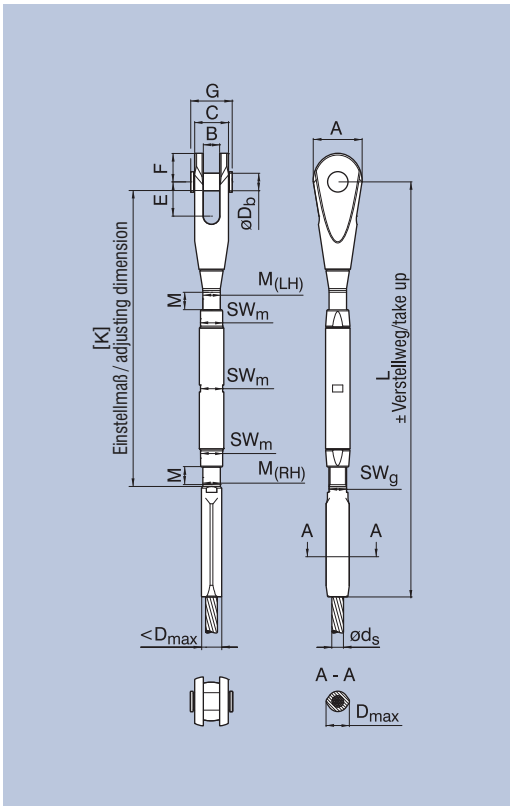
Material:
according Technical Approval Z-14.7-413

Corrosion Protection:
hot dip galvanized 80 µm DIN EN ISO 1461
spraying galvanized, thread bare
altern. Zinc/Nickel-cotated DIN 50979
(incl. external thread)

Field of Application

Spiral strands





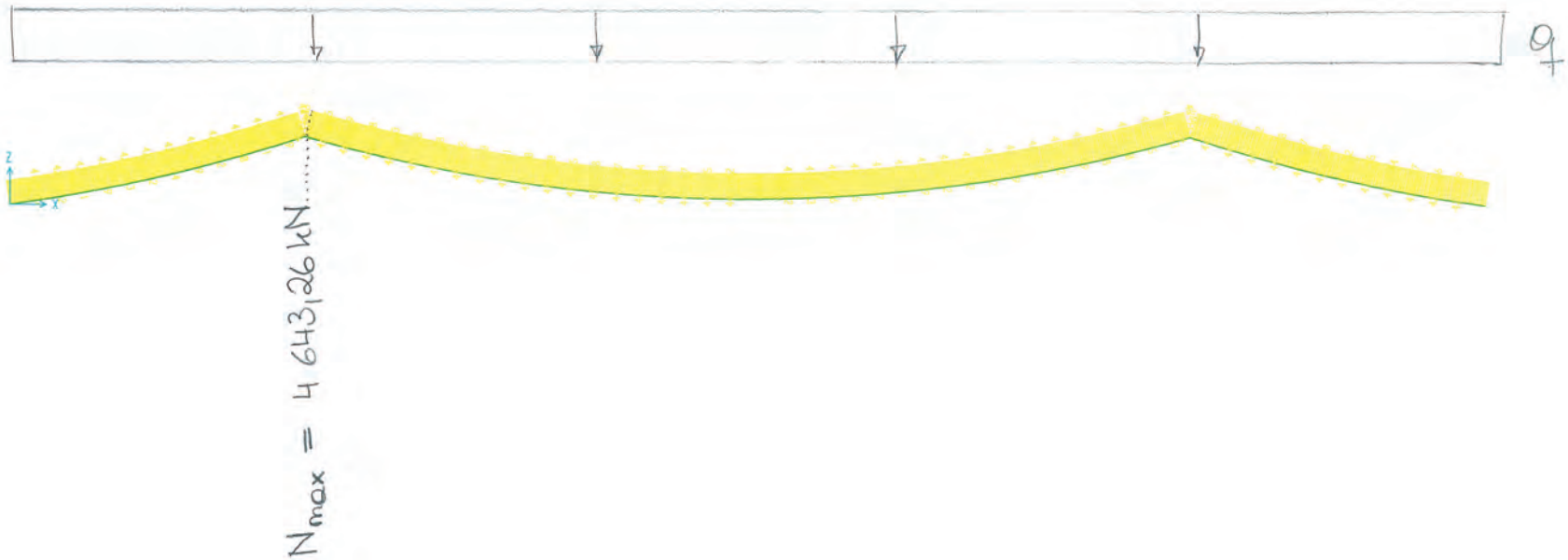
Größe *size*	A mm	B mm	C mm	D_{max}* mm	D_b mm	E mm	F mm	G mm	~L* mm	Verstellweg *take up* ± mm	M mm	SW_m mm	SW_g mm	Ges.-Gewicht *tot.-weight* kg	d_s mm	K mm
PG 5	33	12,5	25	16	12	24	20	37	310	28	14	16	13	0,6	8,1	230
PG 10	42	14,5	30	20	15	29	25	41	369	32	16	20	16	1,0	10,1	270
PG 15	51	17,5	37	25	19	35	30	48	455	40	20	24	19	2,0	12,2	335
PG 20	60	20,5	42	30	22	41	35	55	537	48	24	30	24	3,2	14,1	397
PG 25	70	22,5	49	34	25	48	40	62	619	54	27	34	27	5,0	17,0	450
PG 40	84	28,0	59	40	30	59	49	74	723	60	30	38	30	7,9	20,1	525
PG 55	102	28,0	70	49	33	66	60	86	875	72	36	46	36	14,5	24,4	635
PG 75	118	33,0	82	57	40	77	69	98	1017	84	42	55	41	23,0	28,3	738
PG 90	127	38,0	87	64	45	84	74	107	1133	96	48	60	48	30,0	31,3	824
PG 125	150	49,0	105	71	55	102	89	125	1313	112	56	70	55	47,0	36,3	956

*nach Pressung
Maßangaben ohne Korrosionsschutz
Konstruktionsänderungen vorbehalten

**after swaging*
Dimensions without corrosion protection
Subject to technical modification

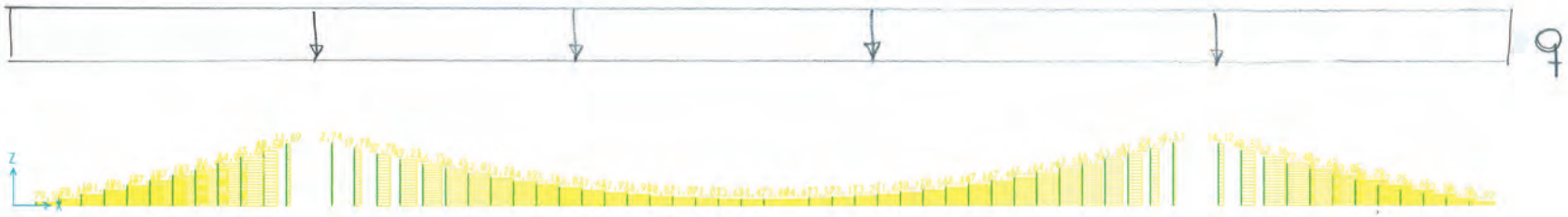
LF: Haupteinwirkung - Nutzlast in allen Feldern

Normalkraftverlauf im Tragseil



LF: Haupteinwirkung - Nutzlast in allen Feldern

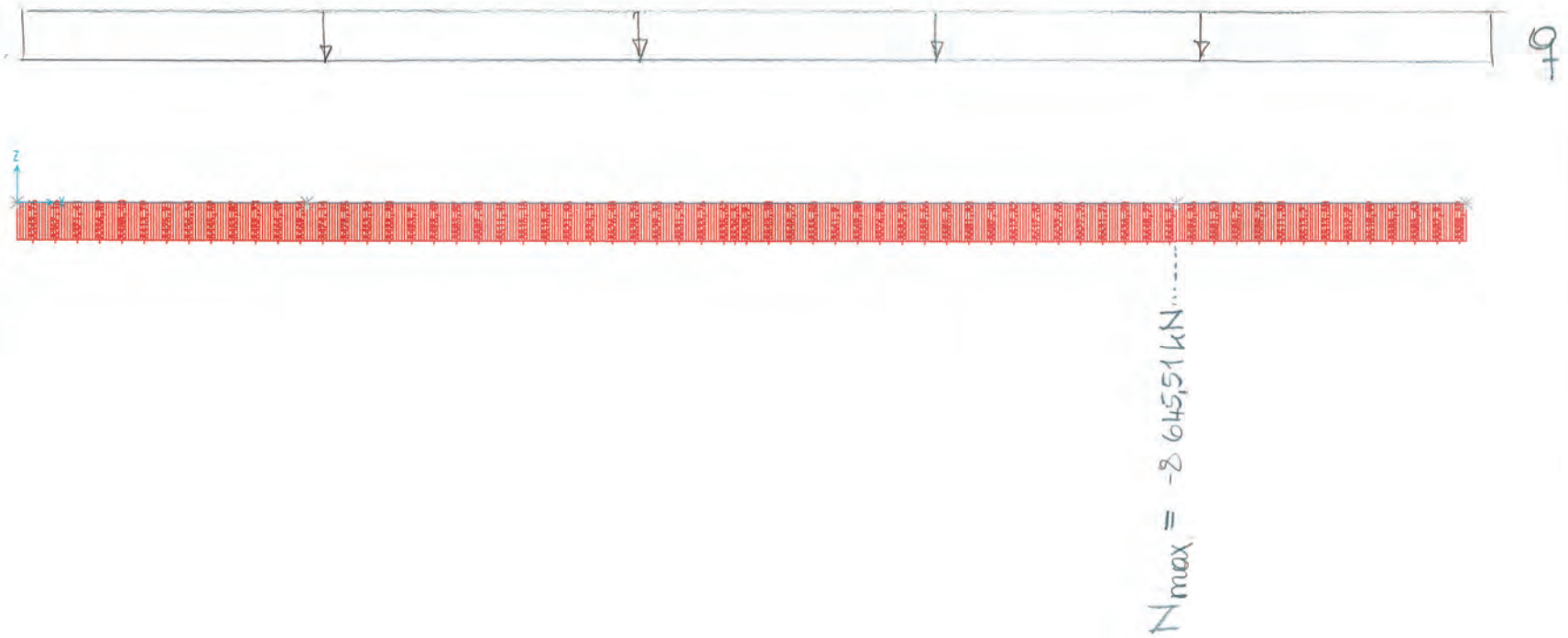
Normalkraftverlauf in den Hängern



N_{max} = 97,25 kN

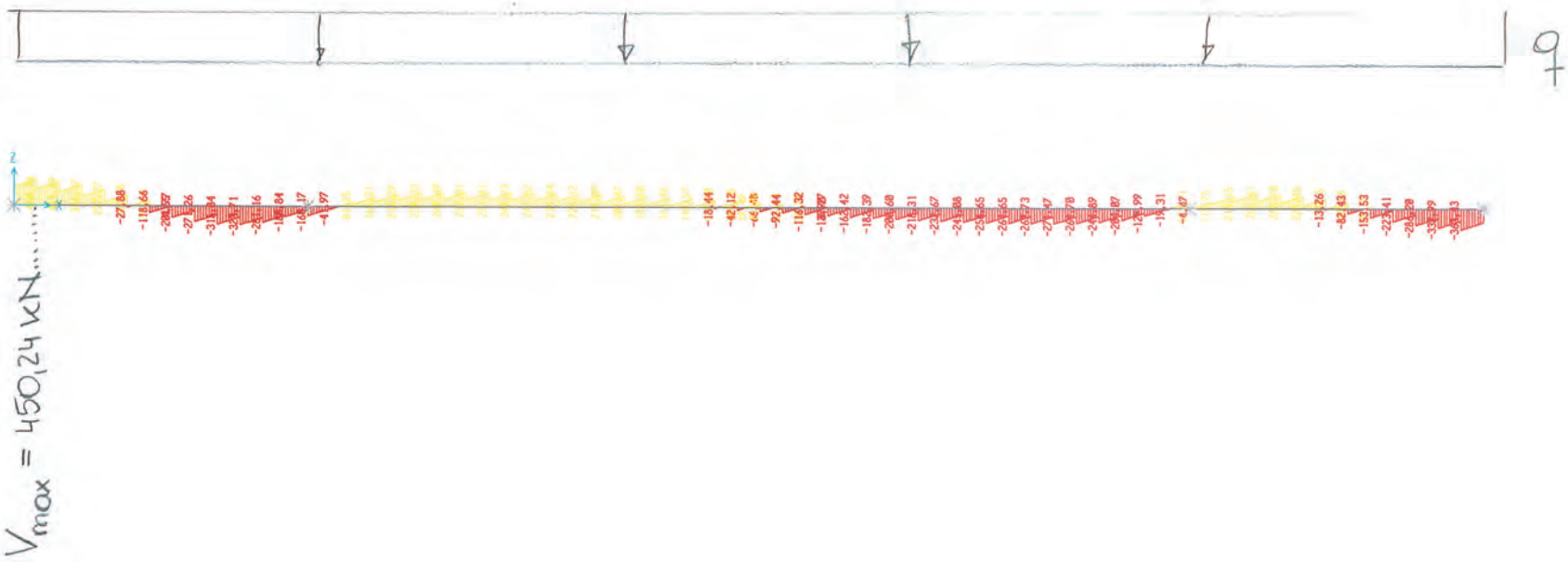
LF: Haupteinwirkung - Nutzlast in allen Feldern

Normalkraftverlauf im Deck



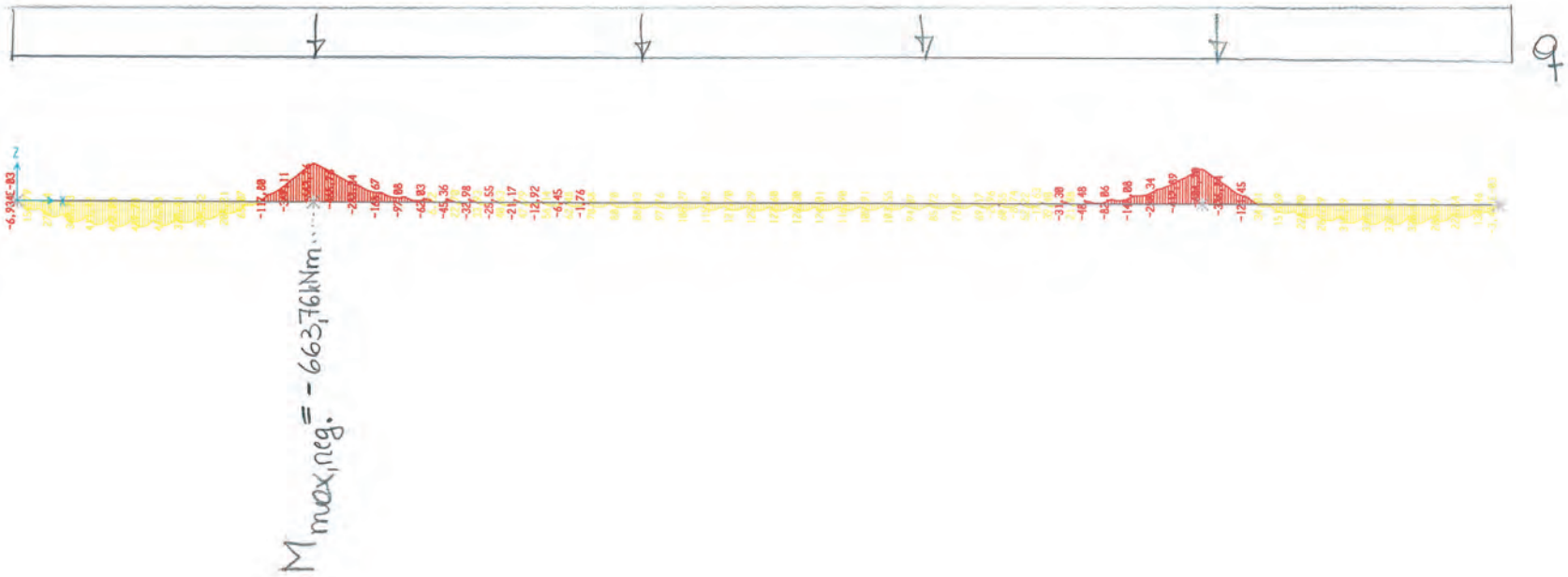
LF: Haupteinwirkung - Nutzlast in allen Feldern

Querkraftverlauf im Deck



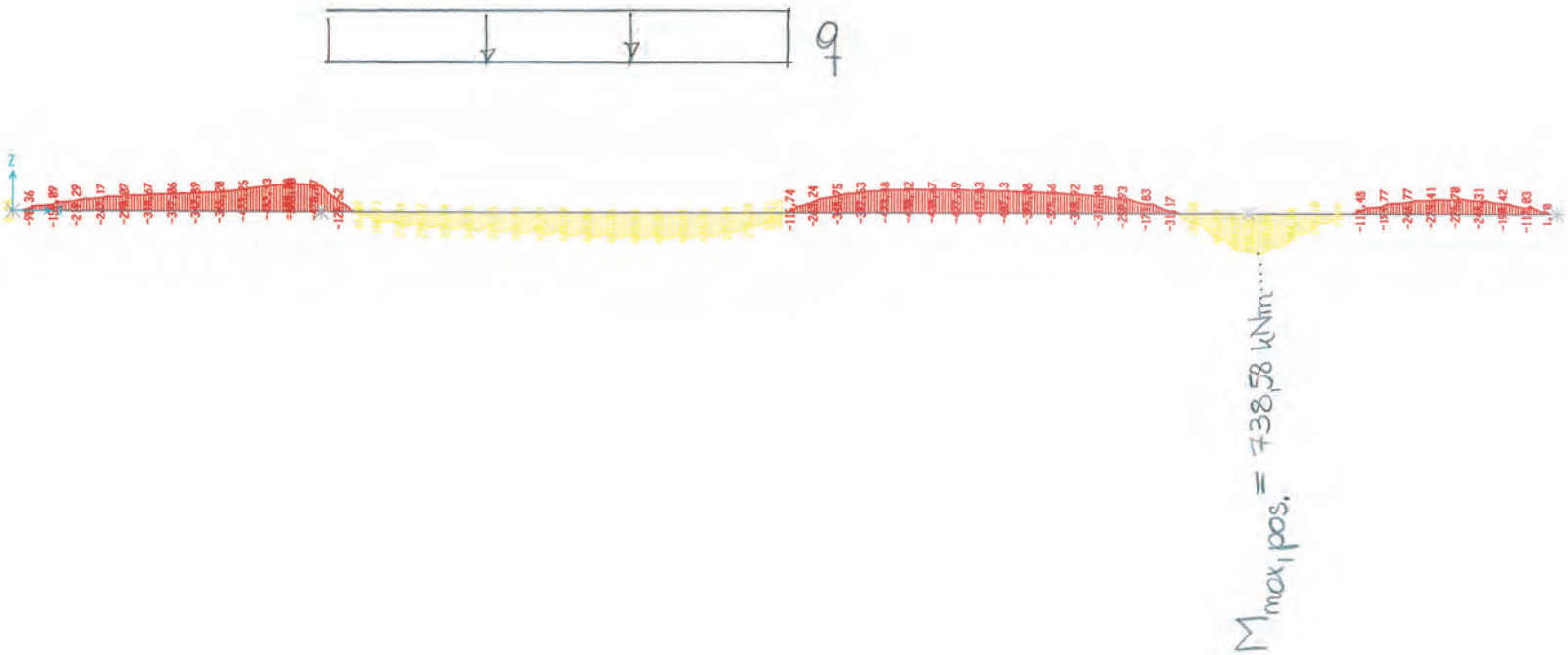
LF: Haupteinwirkung - Nutzlast in allen Feldern

Momentenverlauf im Deck



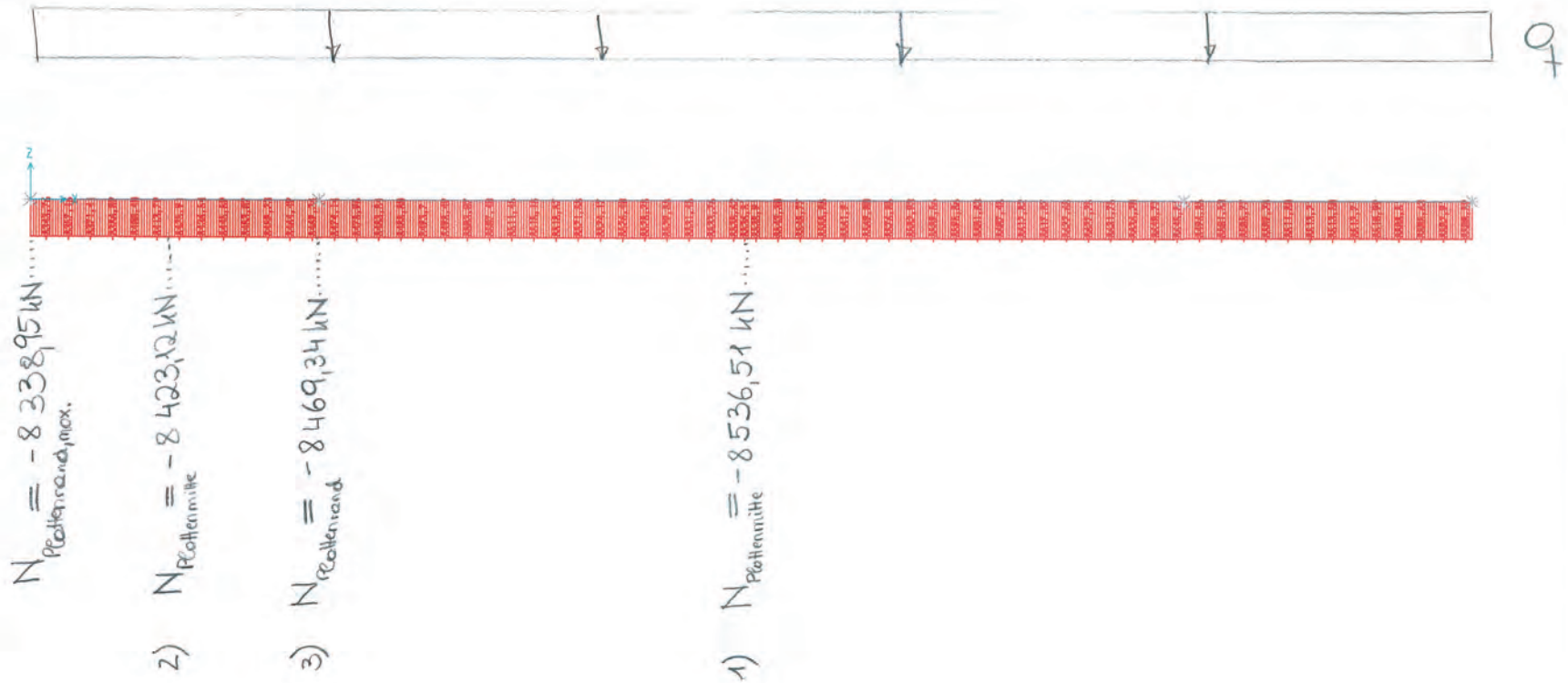
LF: Haupteinwirkung - Nutzlast im halben Mittelfeld

Momentenverlauf im Deck



LF: Haupteinwirkung - Nutzlast in allen Feldern

Normalkraftverlauf im Deck
1/2



LF: Haupteinwirkung

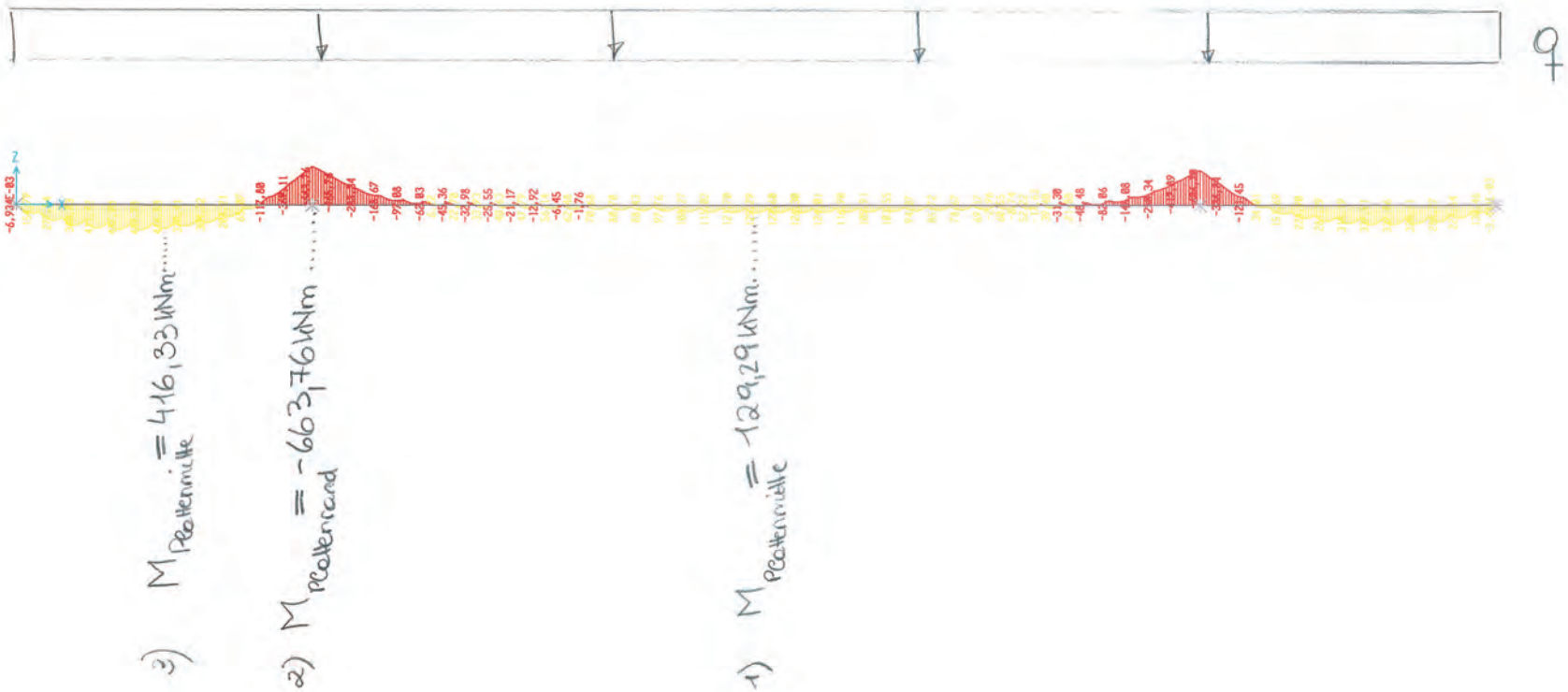
2/2

4) $N_{Plattenrand,min.} = -1193{,}13\,kN$

LF: Haupteinwirkung - Nutzlast in allen Feldern

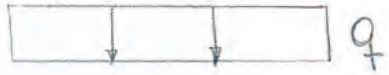
Momentenverlauf im Decke

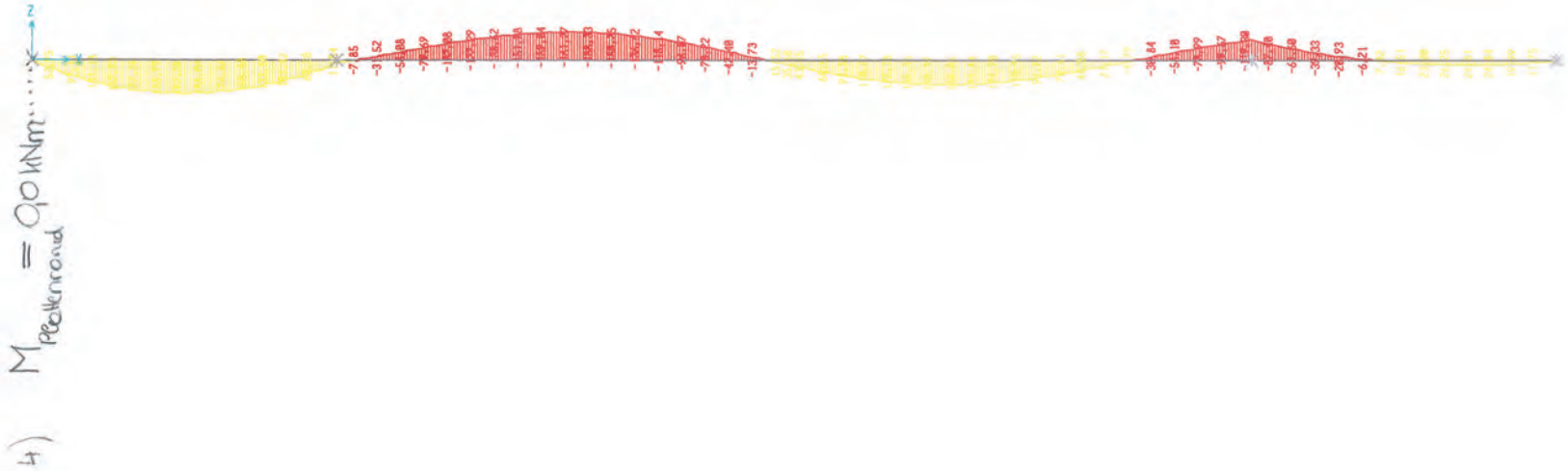
M_y



LF: Haupteinwirkung – Nutzlast im 1. Seitenfeld

Momentenverlauf im Decke





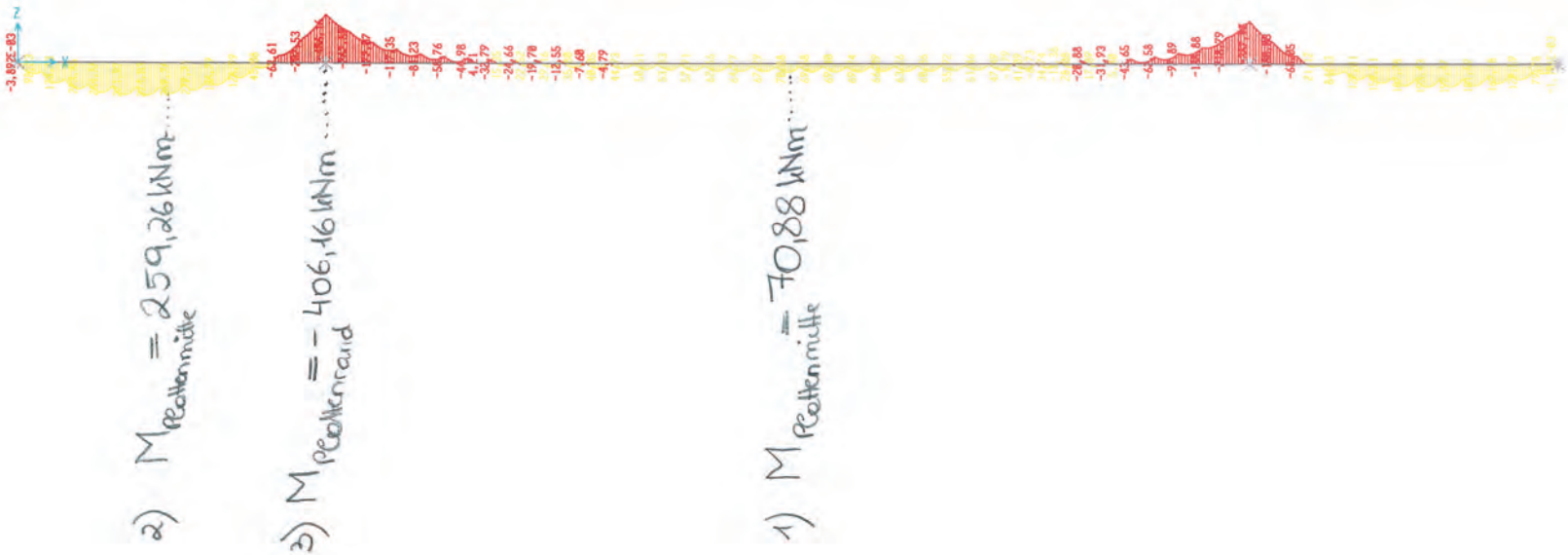
$M_{Rechteckrand} = 90\ kNm$

4)

LF: Haupteinwirkung - Wind

Momentenverlauf im Deck

M_y

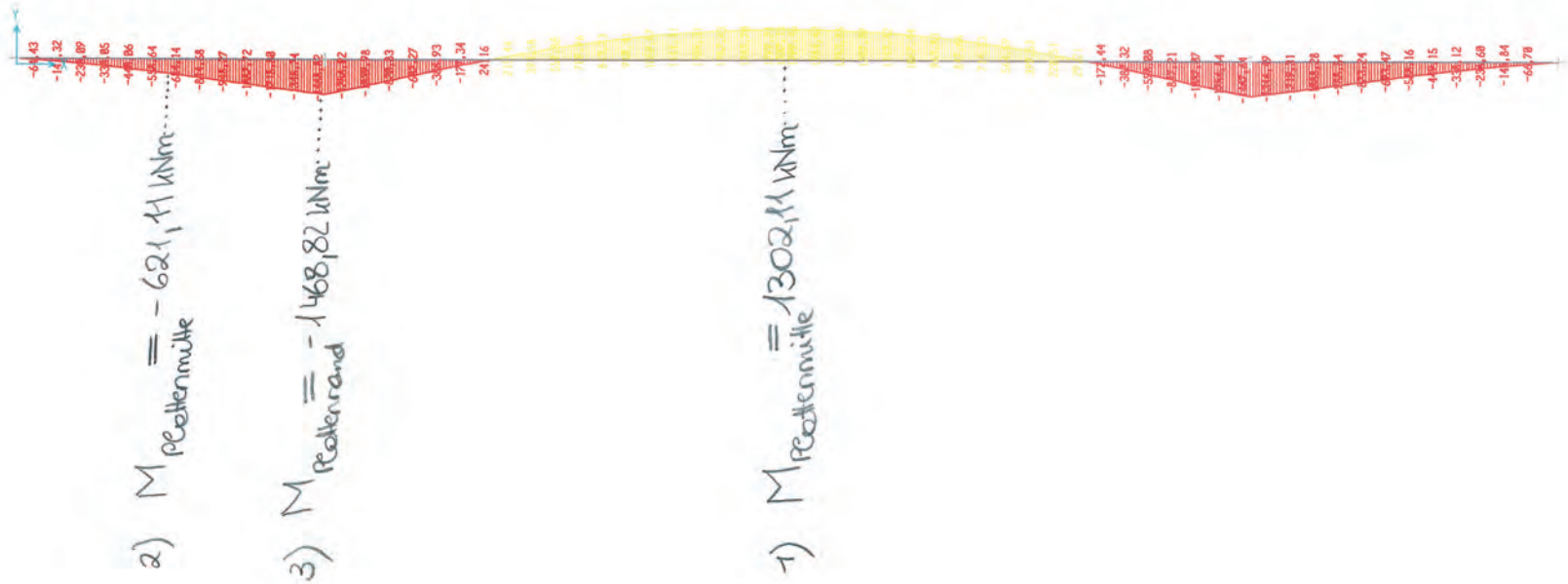


SAP2000

LF: Haupteinwirkung - Wind

Momentenverlauf im Deck

M_z

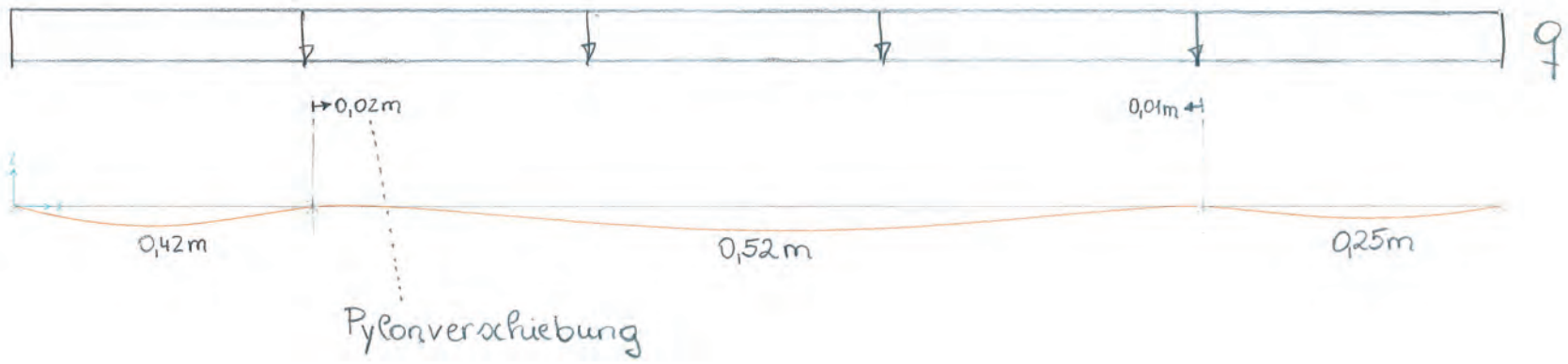


SAP2000 v14.2.0 - File:2011-07-12_Endmodell - Moment 2-2 Diagram (ULS: 3-W-NL) - KN, m, C Units

LF: Haupteinwirkung - Nutzlast in allen Feldern

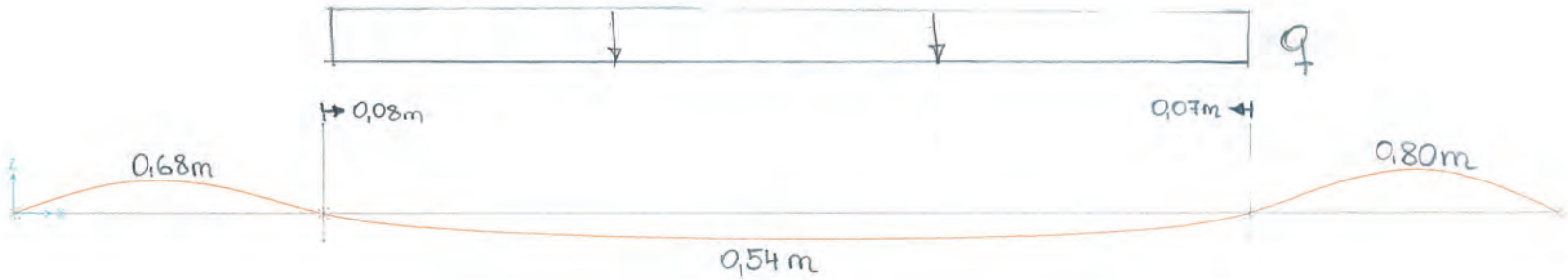
Durchbiegung des Decks

in z-Richtung



LF: Haupteinwirkung - Nutzlast im Mittelfeld

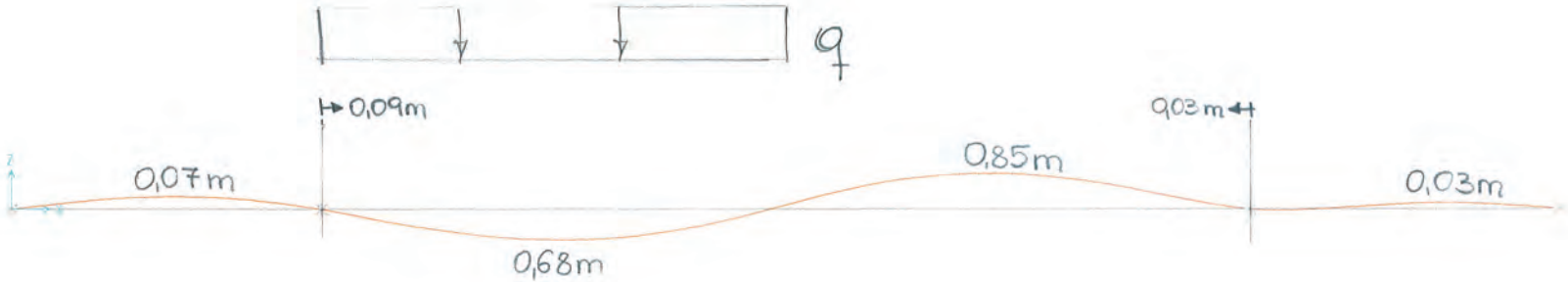
Durchbiegung des Decks
in z-Richtung



LF: Haupteinwirkung - Nutzlast im halben Mittelfeld

Durchbiegung des Decks

in z-Richtung



LF: Haupteinwirkung - Nutzlast in den Seitenfeldern

Durchbiegung des Decks

in z-Richtung

LF: Haupteinwirkung - Nutzlast im 1. Seitenfeld

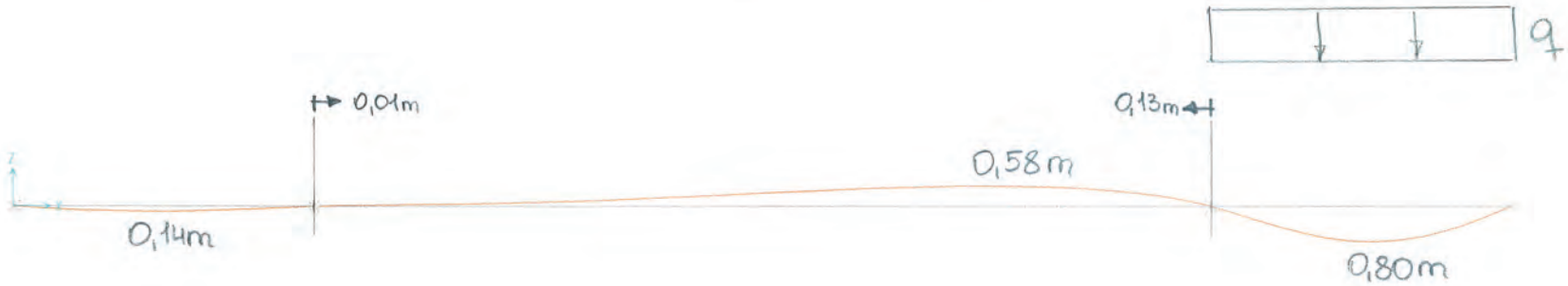
Durchbiegung des Decks

in z-Richtung

LF: Haupteinwirkung - Nutzlast im 3. Seitenfeld

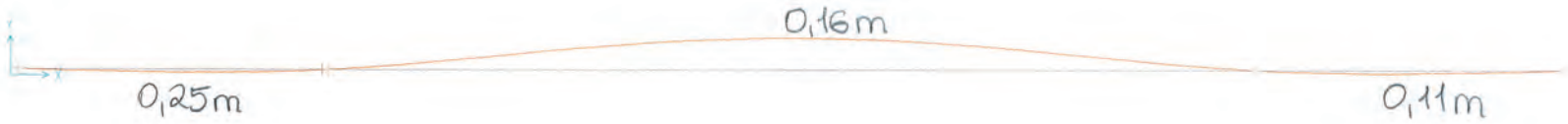
Durchbiegung des Decks

in z-Richtung



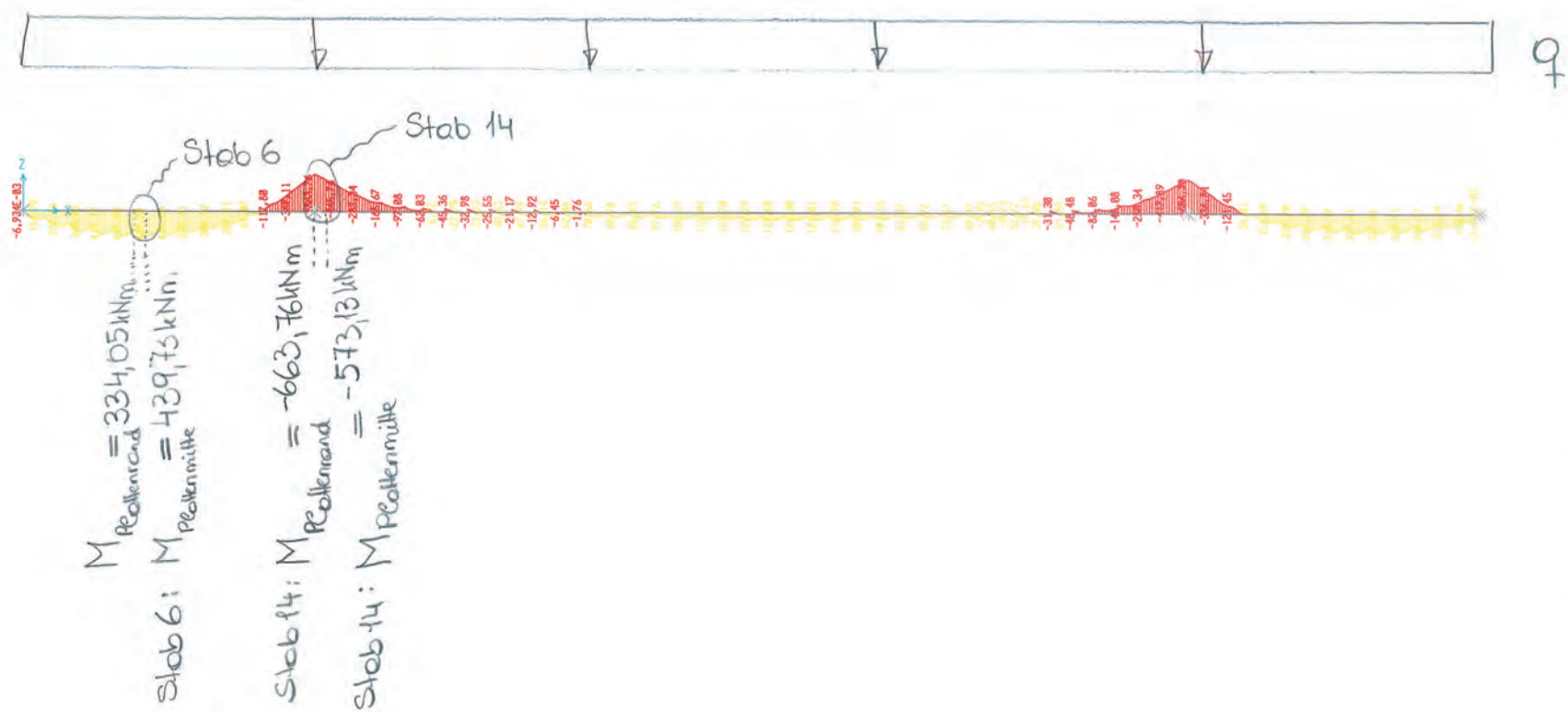
LF: Haupteinwirkung – Wind auf belastete Brücke

Durchbiegung des Decks
in y-Richtung
(Querrichtung)



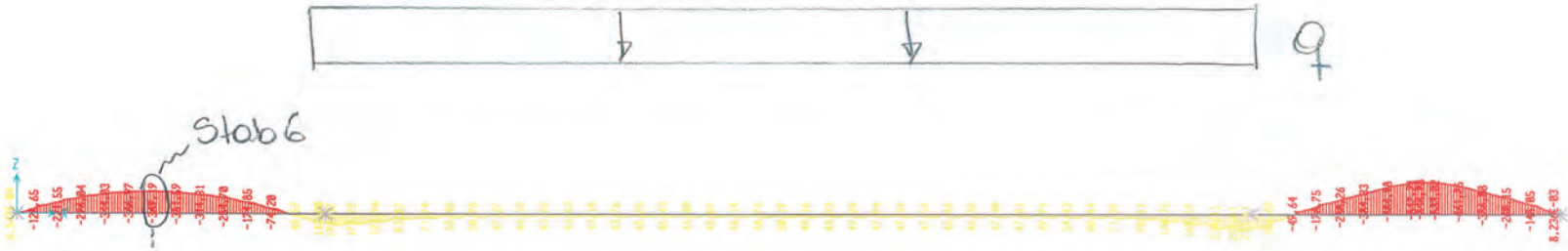
LF: Haupteinwirkung - Nutzlast in allen Feldern

Momentenverlauf im Deck



LF: Haupteinwirkung - Nutzlast im Mittelfeld

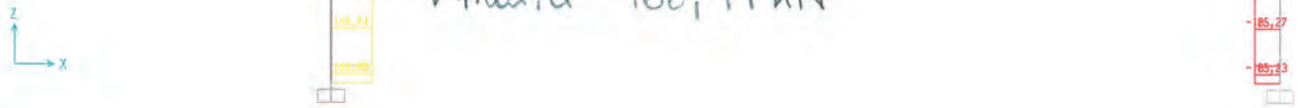
Momentenverlauf im Deck



LF: Haupteinwirkung - Wind

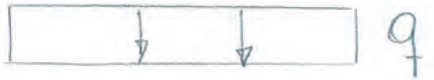
Querkraftverlauf im Pylon

$V_{max,Ei} = 168,94\ kN$



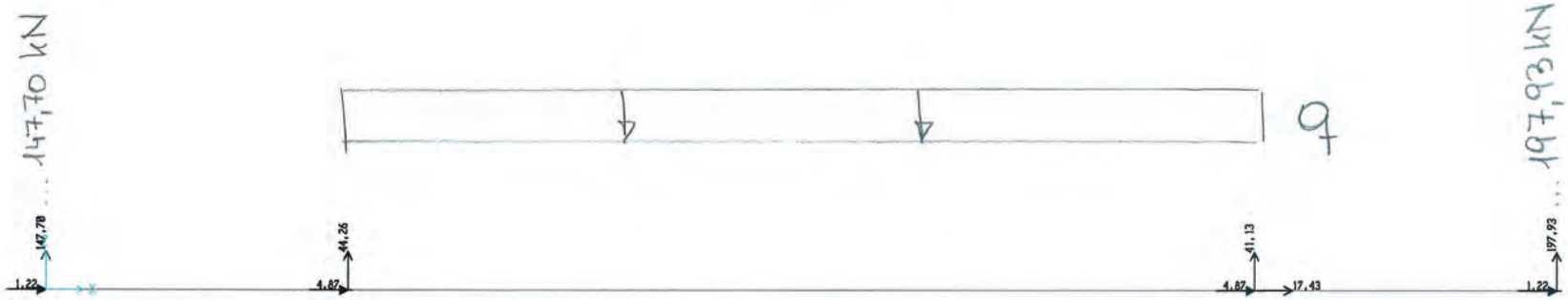
LF: Haupteinwirkung - Nutzlast im 3. Seitenfeld

Querkraftverlauf im Pylon

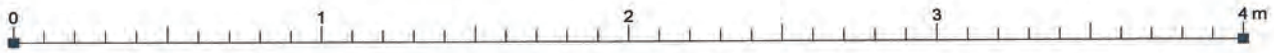


LF: Haupteinwirkung - Nutzlast im Mittelfeld

Auflagerkräfte



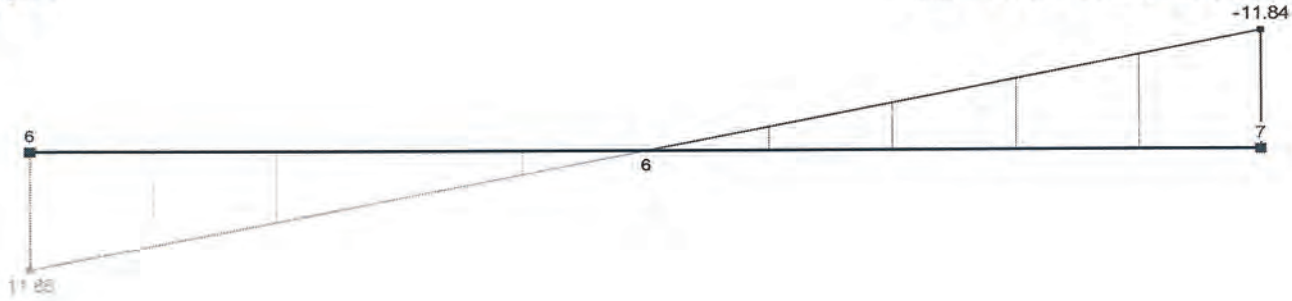
ERGEBNISVERLÄUFE LG 1 - CHARAKTERISTISCHE WERTE



N

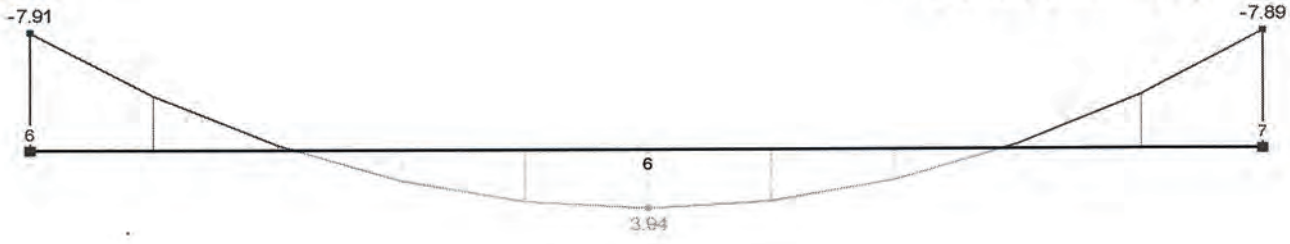
Q-3

Max = 11.85, Min = -11.84 [kN]

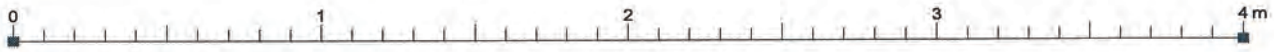


M-2

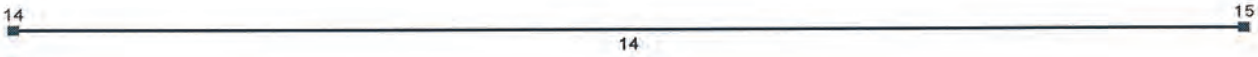
Max = 3.94, Min = -7.91 [kNm]



ERGEBNISVERLÄUFE LG 1 - CHARAKTERISTISCHE WERTE

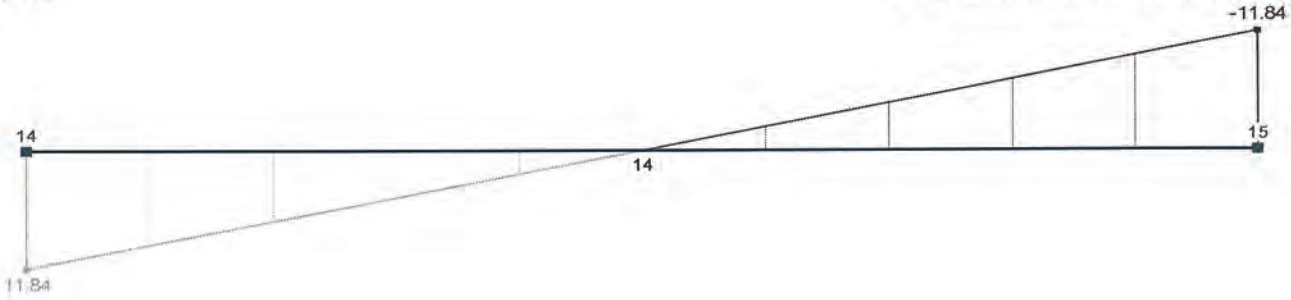


N



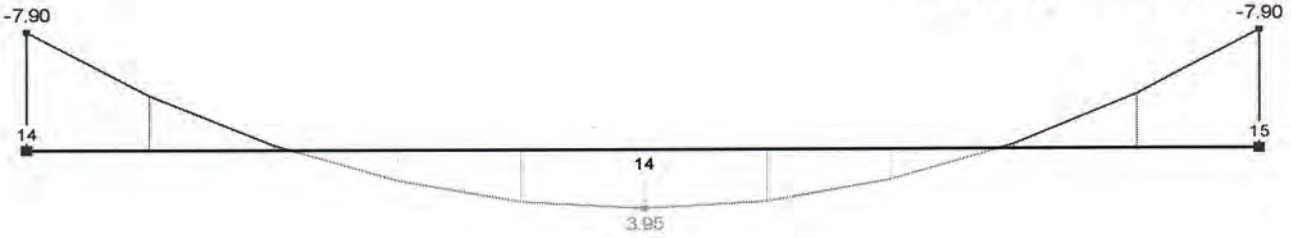
Q-3

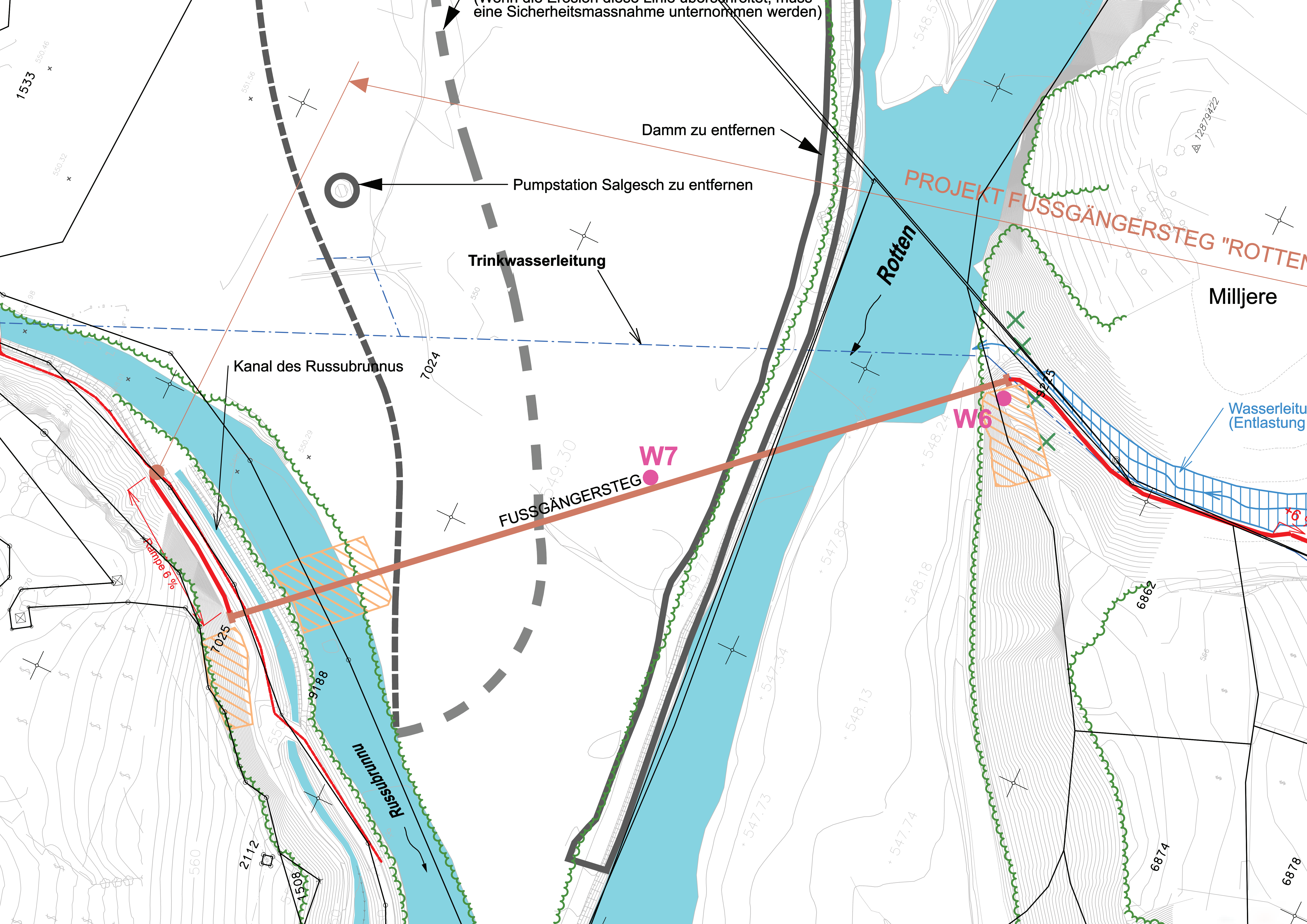
Max = 11.84, Min = -11.84 [kN]



M-2

Max = 3.95, Min = -7.90 [kNm]





(Wenn die Erosion diese Linie überschreitet, muss
eine Sicherheitsmassnahme unternommen werden)
Damm zu entfernen
Pumpstation Salgesch zu entfernen
PROJEKT FUSSGÄNGERSTEG "ROTTEN
Rotten
Milljere
Trinkwasserleitung
Kanal des Russubrunnus
W7
W6
FUSSGÄNGERSTEG
Wasserleitu
(Entlastung
Rampe 6 %
Russubrunnu
1533
7024
7025
9188
9225
6862
6874
6878
2112
1508

SCHWEIZ. NATIONALSTRASSEN

Exemplar Nr.	.....
Ref. Mappe	23.60
Zettel Nr.	.....

Str. Nr. :

A9

3.P5. **23.1696**

B BEILAGE 14

Abschnitt	Teilstrecke	Km	Bereinigte Km	Kanton
SIERRE		118.080	117.675	
	ZUFAHRT MILLJEREN	119.000		VS
	PFYN	120.120		
STEG/GAMPEL		132.330		

PROJEKTÄNDERUNG 1 : 1000

A9 / GEDECKTER EINSCHNITT ERMITAGE

LEUK 1

ÖFFENTLICHE PLANAUFLAGE

FUSSGÄNGERSTEG "ROTTEN"

LAENGENPROFIL + QUERPROFIL
1 : 500 / 1:250 + 1:50

23.1696	PROJ	DES /GEZ	CONT/GEP	DATUM
remplace/ersetzt	JDR	pf	PFO	17.12.2004
	SA	OE	SA	février 06
remplacé par/ers.durch	SA	OE	SA	avril 06
	SA	OE	SA	mai 06

N° SIRS : SI-40.2100.1.1.1 | Fichiers/Daten : 2545 | Fläche : 0.40 M2

Kantonale Behörde :
DEPARTEMENT FUER VERKEHR, BAU UND UMWELT DES KANTONS WALLIS

Projektleitung :
Dienststelle für Strassen- und Flussbau
Sektion Nationalstrassen, 1951 Sion

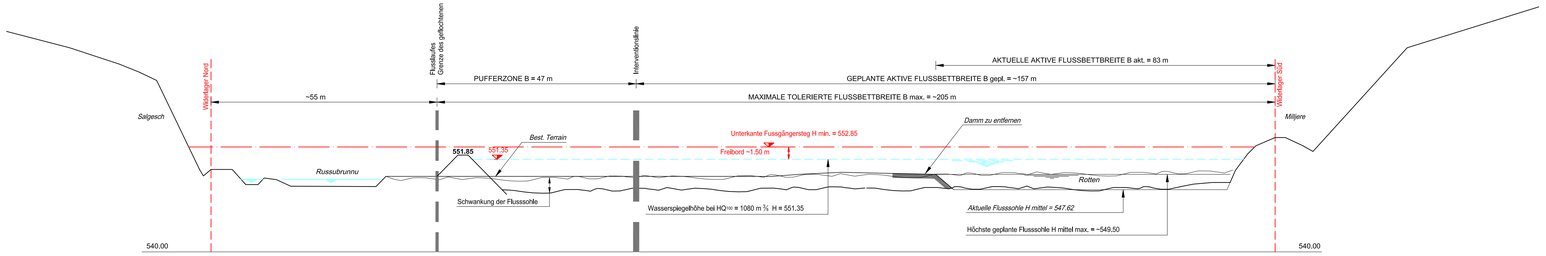
Projektverfasser :
PROJEKTGEMEINSCHAFT - A9 PFYNWALD :

- SD Ingénierie DENERAZ & PRALONG Sion SA, Sion
- Bureau d'ingénieurs TRANSPORTPLAN Sierre SA, Sierre
- Ingenieurbüro ZUMOFEN + GLENZ, Steg
- MONTANI - SCHOOP Ingénieurs Conseils Sàrl, Sierre

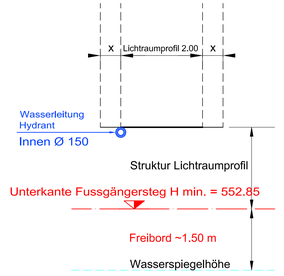
Datum der Gesuchstellung
Dezember 2004

PROVISOIRE

LÄNGENPROFIL 1:500/1:250



QUERPROFIL 1:50

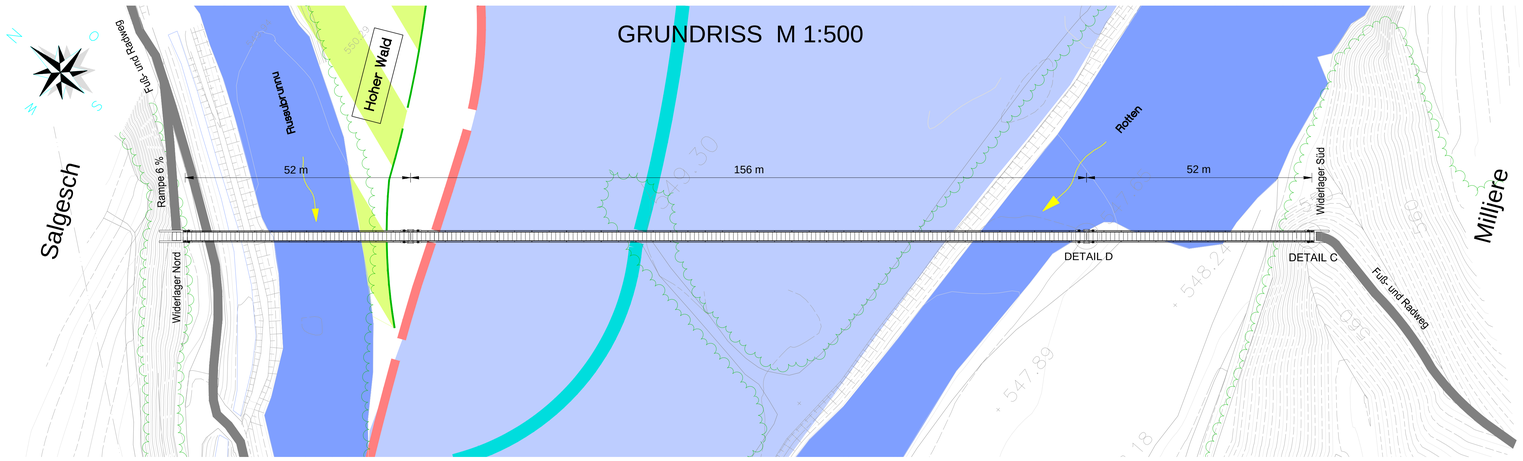


PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

Legende :

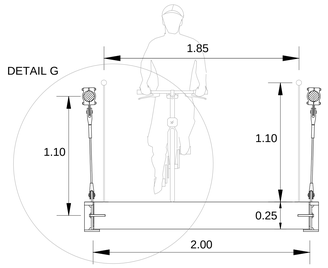
- Bestehende Gewässer
- Die Dynamik des Rottens rückerstattete Fläche.
- Bestehender Baumbestand (Indikativ)
- Hoher Wald des Russubrunnus (feuchte Auenzone)
- Saum des hohen Waldes
- Interventionslinie (Wenn die Erosion diese Linie überschreitet, muss eine Sicherheitsmassnahme unternommen werden)
- Grenze des geflochtenen Flusslaufes
- Geplante Fussgängerverbindungen

GRUNDRISS M 1:500

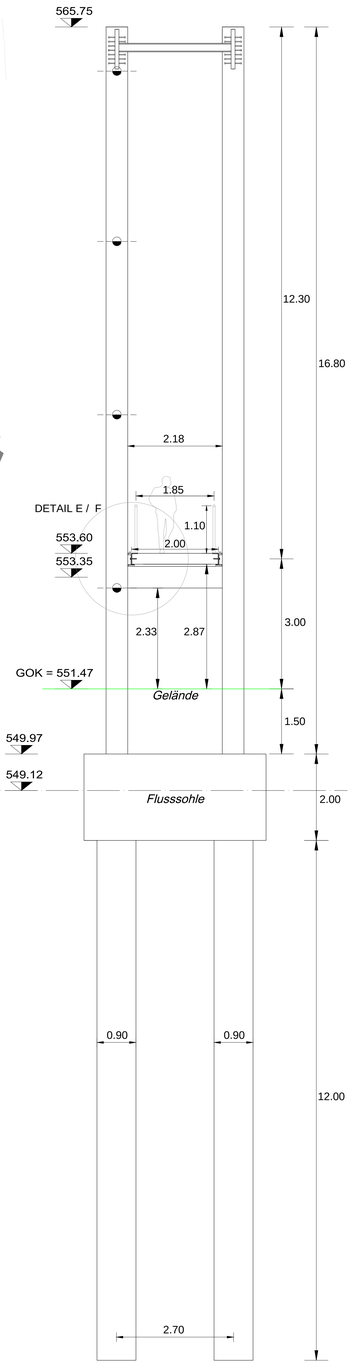


QUERSCHNITT M 1:20

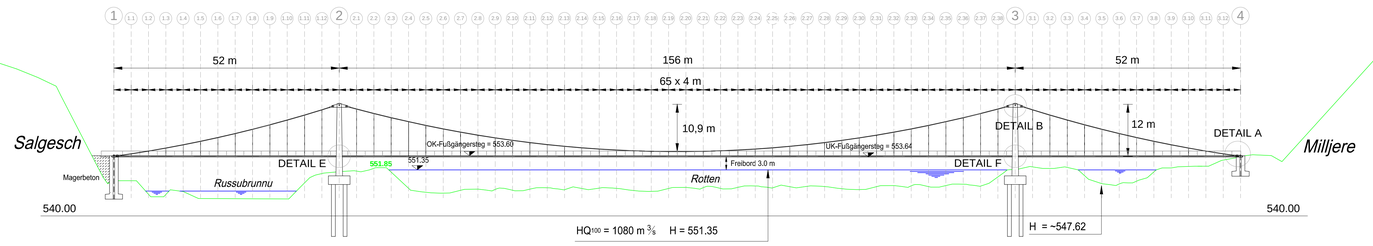
Achse 2.20



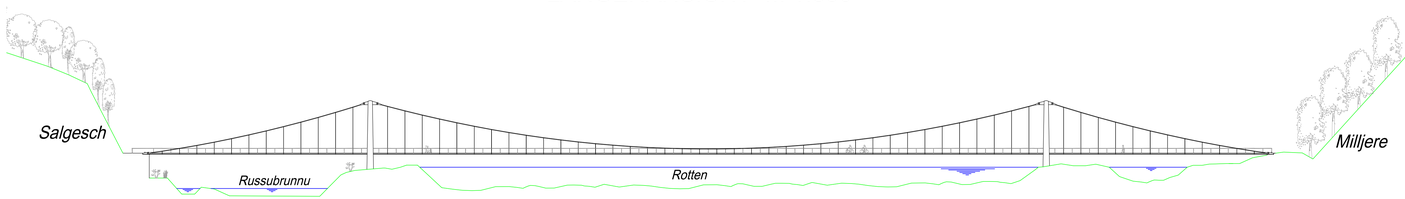
QUERSCHNITT M 1:50



LÄNGENSCHNITT M 1:500



LÄNGENANSICHT M 1:500



TECHNISCHE UNIVERSITÄT WIEN
Vienna University of Technology

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

Abschnitt	Teilstrecke	Km	Bereinigte Km	Kanton
SIERRE		118.080	117.675	
	ZUFAHRT MILLJEREN	119.000		VS
	PFYN	120.120		
STEG/GAMPEL		132.330		

MASTER-PROJEKT

FUSSGÄNGERSTEG "ROTTEN"

Entwurf einer Fußgängerbrücke aus vorgespannten Steinplatten

Planinhalt:
Längenansicht 1:500
Grundriss 1:500
Längenschnitt 1:500
Querschnitt 1:20

Plan N°: 1 | Fichiers/Daten : Master-Projekt | Fläche :

Projektleitung :
EPFL
Laboratoire de construction en béton
Prof. Aurelio Muttoni

TU Wien
Institut für Tragkonstruktionen
Prof. Johann Kollegger

Projektverfasser :
Margot Julia SCHUH

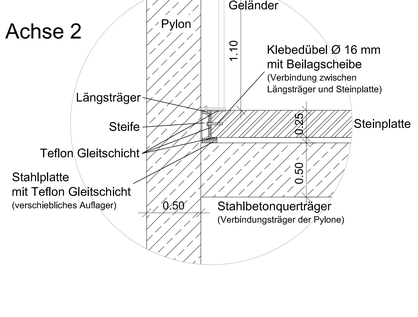
Datum
Juli 2011

ENTWURF

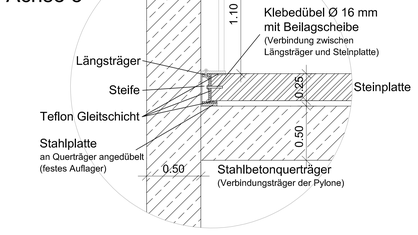
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

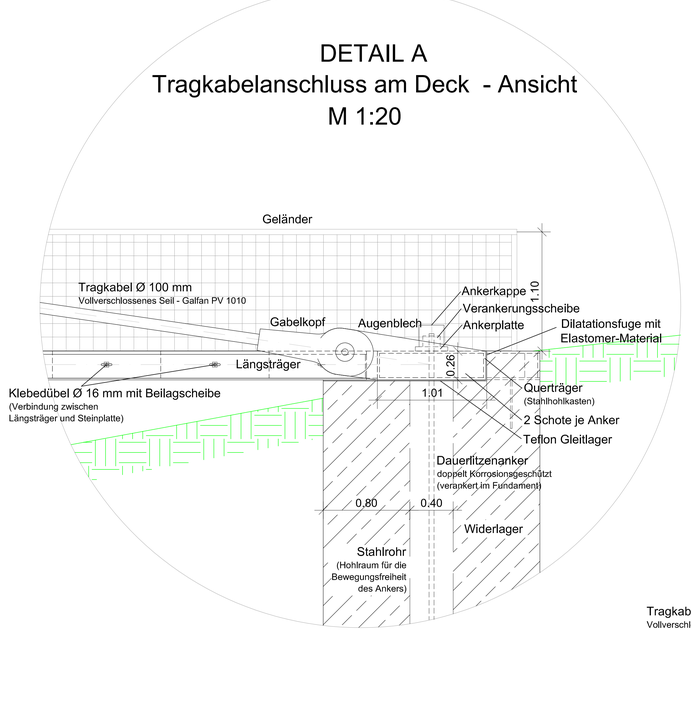
DETAIL E
Deckanschluss am Längsträger M 1:20



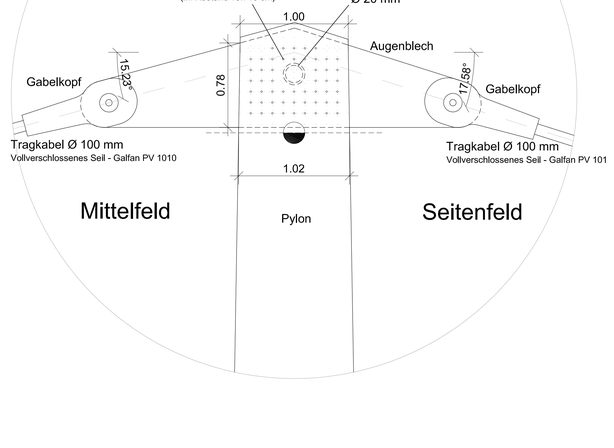
DETAIL F
Deckanschluss am Längsträger M 1:20



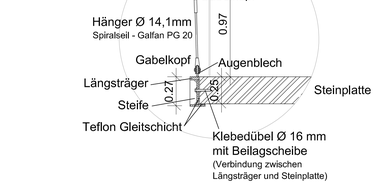
DETAIL A
Tragkabelanschluss am Deck - Ansicht M 1:20



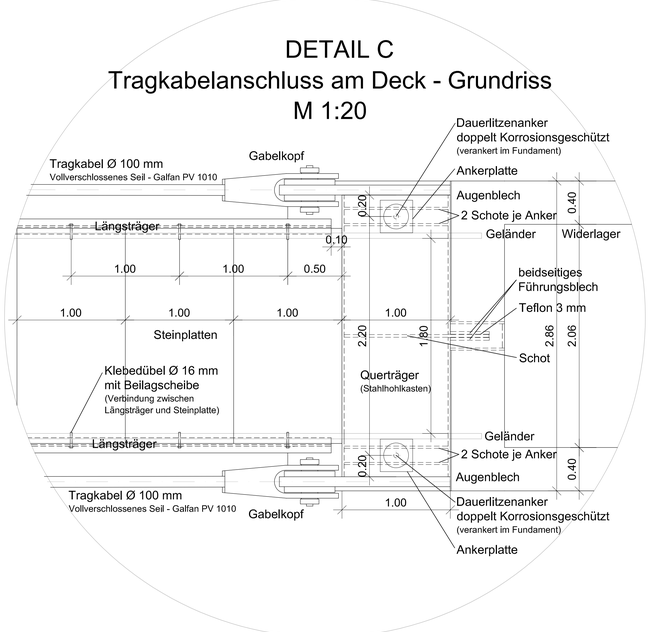
DETAIL B
Pylonkopf - Ansicht M 1:20



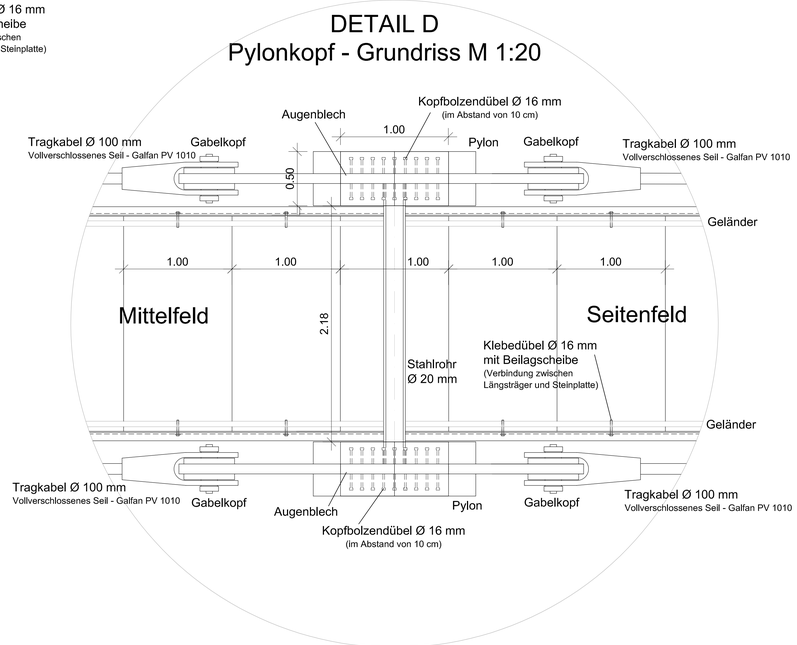
DETAIL G
Hängeranschluss M 1:20



DETAIL C
Tragkabelanschluss am Deck - Grundriss M 1:20



DETAIL D
Pylonkopf - Grundriss M 1:20



EPFL ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

TU WIEN TECHNISCHE UNIVERSITÄT WIEN Vienna University of Technology

Abschnitt	Teilstrecke	Km	Bereinigte Km	Kanton
SIERRE		118.080	117.675	
	ZUFAHRT MILLJEREN	119.000		VS
	PFYN	120.120		
STEG/GAMPEL		132.330		

MASTER-PROJEKT

FUSSGÄNGERSTEG
"ROTTEN"

Entwurf einer Fußgängerbrücke
aus
vorgespannten Steinplatten

Planinhalt:
Details 1:20

Plan N°: 2 | Fichiers/Daten : Master-Projekt | Fläche :

Projektleitung :
EPFL
Laboratoire de construction en béton
Prof. Aurelio Muttoni
TU Wien
Institut für Tragkonstruktionen
Prof. Johann Kollegger

Projektverfasser :
Margot Julia SCHUH

Datum
Juli 2011

ENTWURF

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT