

# **SCHWINGUNGSVERHALTEN VON SEILVERSPANNTEN HOLZPLATTENBRÜCKEN FÜR FUSSGÄNGER UND RADFAHRER**

**Fonds zur Förderung der Wald- und Holzforschung  
Projekt 2005.10**

**Empa  
Projekt 870029**

Gsell Daniel	Empa, Abt. Ingenieur-Strukturen
Gülzow Arne	Empa, Abt. Holz
Hugener Martin	Empa, Abt. Strassenbau / Abdichtungen
Pizio Silvio	Ingenieurbüro Pizio GmbH, Heiden
Schubert Sandy	Empa, Abt. Ingenieur-Strukturen
Steiger René	Empa, Abt. Holz



# Inhaltsverzeichnis

<b>VORWORT.....</b>	<b>5</b>
<b>1. ZUSAMMENFASSUNG.....</b>	<b>7</b>
<b>2. EINLEITUNG.....</b>	<b>9</b>
2.1 AUFGABENSTELLUNG .....	9
2.2 STAND DES WISSENS .....	9
2.3 FUSSGÄNGER-SCHRÄGSEILBRÜCKE DER EMPA.....	12
2.4 PROJEKTORGANISATION UND –ABLAUF .....	12
2.4.1 Beteiligte .....	12
2.4.2 Ablauf.....	13
2.5 LITERATUR ZU KAPITEL 2 .....	14
<b>3. AUSBILDUNG DES BRÜCKENDECKS .....</b>	<b>15</b>
3.1 MASSIVHOLZPLATTE ALS BRÜCKENDECK .....	15
3.1.1 Was sind Massivholzplatten? .....	15
3.1.2 Einsatz von Massivholzplatten .....	15
3.1.3 Herstellung der Brückenplatte .....	16
3.1.4 Verwendetes Rohmaterial .....	17
3.1.5 Berechnung der Steifigkeiten der Massivholzplatte .....	19
3.2 QUERVORGESPANNTE BRETTSCHICHTHOLZPLATTE (QS-PLATTE) ALS BRÜCKENDECK.....	21
3.2.1 Was sind QS-Platten? .....	21
3.2.2 Einsatz von QS-Platten .....	21
3.2.3 Herstellung der Brückenplatte .....	22
3.2.4 Verwendetes Rohmaterial .....	22
3.2.5 Steifigkeit der QS-Platte .....	23
3.2.6 Vorspannen der QS-Platte .....	23
3.3 STOSS DER BRÜCKENPLATTE.....	24
3.4 GUSSASPHALTBELAG.....	26
3.4.1 Randbedingungen .....	26
3.4.2 Angaben im Entwurf der VSS-Norm SN 640 451.....	26
3.4.3 Belagsaufbau.....	27
3.4.4 Belageinbau .....	29
3.5 LITERATUR ZU KAPITEL 3 .....	32
<b>4. BEMESSUNG DER SCHRÄGSEILBRÜCKE .....</b>	<b>33</b>
4.1 GEOMETRIE UND AUFBAU DER BRÜCKE .....	33
4.2 LASTANNAHMEN.....	34
4.2.1 Eigen- und Auflasten .....	34
4.2.2 Seilvorspannung .....	34
4.2.3 Nutzlasten.....	35
4.2.4 Schneelast .....	35
4.3 STATISCHE UND DYNAMISCHE BERECHNUNG DER BRÜCKE .....	35
4.3.1 Software.....	35
4.3.2 Statisches System .....	35
4.3.3 Querschnittswerte.....	35
4.3.4 Baustoffkennwerte .....	36
4.3.5 Lasteingabe für MHP-Brückendeck.....	36
4.3.6 Lasteingabe für QS-Brückendeck.....	36
4.3.7 Grenzwertspezifikation (Gefährdungsbilder) .....	37
4.3.8 Resultate.....	37
4.4 BEMESSUNG .....	42
4.4.1 Massgebende Normen .....	42
4.4.2 Brückenplatte.....	42
4.4.3 Montagestoss .....	44
4.5 AUSFÜHRUNGSPÄNE.....	44
4.6 LITERATUR ZU KAPITEL 4 .....	45

<b>5. VERSUCHE ZUR BESTIMMUNG DER STEIFIGKEITEN DER BRÜCKENPLATTEN .....</b>	<b>47</b>
5.1 BESTIMMUNG DER PLATTENSTEIFIGKEITEN MITTELS MODALANALYSE (RESONALYZER-METHODE) ..	47
5.1.1 Kurzbeschreibung der Resonalyzer-Methode .....	47
5.1.2 Masse und Abmessungen der Brückenplatten .....	48
5.1.3 Experimentelle Modalanalyse .....	48
5.1.4 Analytisches Modell .....	49
5.1.5 Optimierungsprozess .....	50
5.1.6 Resultate .....	53
5.2 BELASTUNGSVERSUCHE AN EINFACH GELAGERTEN BALKEN .....	55
5.2.1 Versuchsaufbau .....	55
5.2.2 Resultate .....	57
5.3 VERGLEICH DER GEMESSENEN MIT DEN BERECHNETEN DURCHBIEGUNGEN .....	58
5.4 FOLGERUNGEN .....	61
5.5 LITERATUR ZU KAPITEL 5 .....	61
<b>6. VERSUCHE AM GUSSASPHALT-BELAG .....</b>	<b>63</b>
6.1 KONTROLLE DER NORM-ANFORDERUNGEN .....	63
6.2 BESTIMMUNG DES KOMPLEXEN SCHUBMODULS .....	63
6.2.1 Visko-elastisches Materialverhalten .....	63
6.2.2 Versuche .....	67
6.3 FOLGERUNGEN .....	70
6.4 LITERATUR ZU KAPITEL 6 .....	71
<b>7. BESTIMMUNG VON EIGENFREQUENZEN UND DER DÄMPFUNG AM EINFACHEN BALKEN .....</b>	<b>73</b>
7.1 DISPOSITION UND ZIEL DER VERSUCHE .....	73
7.2 RESULTATE .....	74
7.3 FOLGERUNGEN .....	76
7.4 LITERATUR ZU KAPITEL 7 .....	76
<b>8. BESTIMMUNG VON EIGENFREQUENZEN UND DER DÄMPFUNG AN DER SEILVER- SPANNTEN BRÜCKE .....</b>	<b>77</b>
8.1 DISPOSITION UND ZIEL DER VERSUCHE .....	77
8.1.1 Weisses Rauschen .....	79
8.1.2 Monofrequente Anregung .....	80
8.1.3 Ausklingversuche .....	82
8.2 RESULTATE .....	83
8.3 FOLGERUNGEN .....	84
8.4 LITERATUR ZU KAPITEL 8 .....	84
<b>9. SCHWINGUNGSINTERAKTION BRÜCKENDECK – SEIL .....</b>	<b>85</b>
9.1 BESCHREIBUNG DES PHÄNOMENS .....	85
9.2 FESTSTELLUNG IM VORLIEGENDEN PROJEKT .....	85
9.3 FOLGERUNG .....	86
9.4 LITERATUR ZU KAPITEL 9 .....	86
<b>10. SCHLUSSFOLGERUNGEN .....</b>	<b>87</b>
<b>ANHANG .....</b>	<b>89</b>



## Vorwort

Immer wieder geäußerte Vorbehalte zur Eignung des Baustoffs Holz für den Bau schlanker, seilverspannter Fussgängerbrücken, insbesondere auf Grund der geringen Masse und wegen der im Vergleich zu den traditionellen Baustoffen Stahl und Beton geringeren Steifigkeit, haben zur Initiierung des im vorliegenden Bericht beschriebenen Forschungsprojekts „Schwingungsverhalten von seilverspannten Holzplattenbrücken für Fussgänger und Radfahrer“ geführt.

Das Projekt wurde finanziell durch den Fonds zur Förderung der Wald- und Holzforschung im Bafu und durch Mittel der Empa unterstützt. Die Laborbrücke wurde in einem früheren Projekt mit finanzieller Unterstützung der Gebert Rütli Stiftung aufgebaut. Folgende Industriepartner haben mit ihrem Fachwissen und durch Materiallieferung sowie Arbeitsleistung am Projekt mitgewirkt:

**Aeschlimann AG**

Strassenbau- und Asphaltunternehmung  
Untere Brühlstrasse 36  
4800 Zofingen

**Ducret-Orges SA**

Charpentes en bois lamellé collé  
1430 Orges

**Ingenieurbüro Silvio Pizio**

Thalerstrasse 5  
9410 Heiden

**Schilliger Holz AG**

Haltikon 33  
6403 Küssnacht

Seitens der Empa Beteiligten sich die folgenden Abteilungen und Wissenschaftler am Projekt:

**Abteilung 113, Strassenbau / Abdichtungen**

Dr. Remy Gubler, Dr. Martin Hugener, Kirill Sokolov

**Abteilung 115, Holz**

Dr. Arne Gülzow, Dr. René Steiger (Projektleitung)

**Abteilung 116, Ingenieur-Strukturen**

Dr. Daniel Gsell, Dr. Sandy Schubert

Allen am Projekt beteiligten gilt mein Dank für die erfolgreiche Zusammenarbeit!

Dübendorf, 1. Dezember 2008

Dr. René Steiger



## 1. Zusammenfassung

Die Verwendung von Holz als Baustoff kann durch ästhetisch attraktive, zuverlässige Bauwerke mit Signalwirkung gefördert werden. Ein gutes Beispiel dafür sind seilverspannte Fussgänger- und Radfahrerbrücken. Holz steht dort in direkter Konkurrenz zum Baustoff Stahl. Gegenüber der besonders filigranen seilverspannten Holzplattenbrücken wird öfters der Vorbehalt geäussert, solche Brückenträger seien auf Grund ihrer geringen Steifigkeit und wegen der geringen Baustoffmasse stark schwingungsanfällig und daher ungeeignet. Das im vorliegenden Bericht beschriebene Forschungsprojekt setzte sich zum Ziel, die Kenntnisse zum Schwingungsverhalten von Brückendecks aus Holz zu verbessern. Untersucht wurde das Schwingungsverhalten einer Massivholzplatte und einer BSH-Platte in Wechselwirkung mit den Seilschwingungen unter Einbezug der dämpfenden Wirkung eines Asphalt-Belages.

Für die bis anhin prioritär im Hochbau eingesetzten Massivholzplatten bedeutet das Projekt eine Weiterentwicklung hin zur vermehrten Anwendung auch im Brückenbau. Massivholzplatten, auch als Brettsper Holz oder Mehrschichtplatten bekannt, bestehen aus mehreren kreuzweise miteinander verklebten Lagen von Nadelholz. Die Massivholzplattenfahrbahn wurde im Projekt mit der BSH-Fahrbahn verglichen, die in der Schweiz in der Praxis bereits mehrfach ausgeführt und daher als bewährte Ausbildungsform auszugehen ist. Bei der BSH-Platte handelt es sich um liegende Brettschichtholzträger, welche in Abständen von ca. 0.5 m mit Stahlstangen in Querrichtung vorgespannt sind. Die Vorspannkräfte werden mit hydraulischen Pressen aufgebracht und die resultierenden Querdruckspannungen werden über Randhölzer aus Eiche in die BSH-Platte eingeleitet.

Den Startpunkt des Versuchsprogramms bildete die Bestimmung der Steifigkeiten der zum späteren Aufbau der Brücke benötigten Einzelplatten (jeweils 2 Brückenhälften). Zur Bestimmung dieser Steifigkeiten wurde die sogenannte Resonalyzer-Methode angewandt. Hierbei werden im Rahmen einer experimentellen Modalanalyse Eigenfrequenzen und zugehörige Eigenformen der Platten ermittelt. Das Experiment wird sodann im Computer nachgebildet, dies unter Annahme von Startwerten für die noch unbekannten Koeffizienten der Steifigkeitsmatrix. In einem Optimierungs-Algorithmus werden die Koeffizienten der Steifigkeitsmatrix solange geändert, bis die Eigenfrequenzen im theoretischen Modell mit denjenigen aus dem Experiment übereinstimmen.

Zur Verifikation der dynamisch bestimmten Steifigkeiten wurden in einem nächsten Schritt Belastungsversuche an den Brückenplatten durchgeführt. Die dabei unter verschiedenen Laststellungen gemessenen Durchbiegungen stimmten sehr gut mit den Rechenwerten, welche als Basis die nach der Resonalyzer-Methode ermittelten Steifigkeiten hatten, überein. Parallel zur Verifikation der Plattensteifigkeiten wurden die Dämpfung und die Eigenfrequenz der Platten bestimmt.

An der fertig montierten Schrägseilbrücke untersuchte man sodann das Schwingungsverhalten (Eigenfrequenzen, Eigenformen, Dämpfung) unter verschiedener Art der Anregung. Spezielles Augenmerk richtete man dabei auf eine mögliche Wechselwirkung (Schwingungskopplung) zwischen Seil und Brückendeck. Sämtliche Versuche wurden vorerst an der rohen Brückenplatte ohne Gussasphalt durchgeführt. Anschliessend wurde ein 6 cm dicker Gussasphaltbelag in 2 Schichten eingebaut, dies schwimmend, d. h. ohne Verbund zwischen Belag und Brückenplatte. Es folgte erneut das zuvor beschriebene Versuchsprogramm zum Schwingungsverhalten der nun asphaltierten Brücke.

In einem letzten experimentellen Schritt wurden die Brückenplatten demontiert und beim Stoss wieder aufgetrennt. Das weiter oben beschriebene Versuchsprogramm zur Ermittlung der Plattensteifigkeit und der Schwingungsparameter Eigenfrequenz und Dämpfung wurde unter Lagerung der Brückenplatten als einfache Balken auf festen Lagern wiederholt, nun jedoch an den Platten mit Asphaltbelag.

Aus den Versuchen konnten die folgenden Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Sämtliche relevante Steifigkeiten sowohl der Massivholz- als auch der BSH-Platte konnten mittels experimenteller und theoretischer Modalanalyse nach der Resonalyzer-Methode bestimmt werden.
- Die mit dynamisch bestimmten Steifigkeiten berechneten Biegelinien stimmen gut mit entsprechenden Belastungsversuchsergebnissen an einfach mit einer Spannweite von 7.80 m (Massivholzplatten) bzw. 7.70 m (QS-Platten) gelagerten Platten überein. Dies lässt den Schluss zu, dass die mit der Resonalyzer-Methode ermittelten Steifigkeiten korrekt sind.
- Die dynamisch nach der Resonalyzer-Methode bestimmten Steifigkeiten sind grösser als die mittels Verbundtheorie aus den mechanischen Eigenschaften der Einzelschichten (Brettern) berechneten Steifigkeiten. Bei der Massivholzplatte beträgt der Unterschied 30% und bei der BSH-Platte 14%. Aus den Abweichungen im Parameter  $E_{11}$  lässt sich folgern, dass es im Rahmen der Produktion der Platten nicht möglich war, die mechanischen Eigenschaften des Rohmaterials korrekt zu erfassen. Abweichungen der anderen Parameter (z. B.  $E_{22}$  und  $G$ ) weisen hingegen auf Unzulänglichkeiten in der Modellbildung hin.
- Die mechanischen Eigenschaften von Gussasphalt (u. a. Steifigkeit und Dämpfung) sind erwartungsgemäss stark abhängig von der Temperatur. Bei  $-10^{\circ}\text{C}$  beträgt der Schubmodul  $G^*$  ca. 30'000 MPa. Mit zunehmender Temperatur nimmt die Steifigkeit markant ab. Bei Raumtemperatur ist  $G^* \approx 4'000$  MPa und bei  $+40^{\circ}\text{C}$  gar nur noch ca. 500 MPa. Hingegen ist der Einfluss der Frequenz (Brückenschwingungen im Bereich von 1 – 8 Hz) kleiner (Faktor 2).
- Die dynamischen Versuche an den auf festen Lagern aufgelegten Brückenplatten zeigten, dass der Asphaltbelag zur Steifigkeit der Platten beiträgt, d.h. die Eigenfrequenzen sind höher als ohne Mitwirkung der Asphaltsteifigkeit. Diese günstige Wirkung des Asphaltbelages darf jedoch in der Praxis bei der Bemessung einer Brücke nicht berücksichtigt werden, da der Asphalt im Sommer bei hohen Temperaturen deutlich weniger steif ist und kaum Einfluss auf die Eigenfrequenzen hat. Der Einfluss des Asphalts bei Raumtemperatur auf die Dämpfung ist signifikant und sollte für Temperaturen zwischen  $-5^{\circ}\text{C}$  und  $40^{\circ}\text{C}$  im Rahmen der Bemessung berücksichtigt werden.
- Die Dämpfung, welche aus den Versuchen mit weissem Rauschen bestimmt wurde, ist deutlich höher als der Dämpfungsgrad bei monofrequenter Anregung und bei den Ausklingversuchen.
- Aus den Versuchen zur Schwingungsinteraktion von Abspannseil und Brückendeck kann geschlossen werden, dass dieses Phänomen bei den vorliegenden (praxisgerechten) geometrischen Verhältnissen (Spannweiten, Plattenquerschnitte, etc.) und Baustoffeigenschaften nicht auftritt. Empfindlicher reagieren können jedoch Brücken mit sehr schlanken Brückenplatten und gekrümmte Brücken. Letztere sind stärkeren Torsionsschwingungen ausgesetzt.

## Fazit

Im Rahmen des vorliegenden Forschungsprojektes konnte gezeigt werden, dass Holz mit Blick auf das Schwingungsverhalten trotz seiner vergleichsweise geringen Masse genauso gut für den Bau von seilverspannten Brücken für Fussgänger und Radfahrer geeignet ist, wie Stahl und Beton. Schwingungskopplung (Resonanz) zwischen Seil und Brückendeck kann nur bei gekrümmten Brücken oder bei langen Seilen auftreten. Asphaltbeläge weisen eine nicht zu vernachlässigende dämpfende Wirkung auf und verbessern das Schwingungsverhalten von Holzbrücken. Die Temperaturabhängigkeit der Dämpfung muss noch genauer untersucht werden. Neben den herkömmlichen quer vorgespannten BSH-Platten (QS-Platten) eignen sich auch Massivholzplatten auf Grund ihrer Plattentragwirkung als Brückendeck für Fussgängerbrücken.

Dem Schwingungsverhalten von seilverspannten Fussgängerbrücken sollte bereits in der Planungsphase die notwendige Beachtung geschenkt werden. Die Ermittlung aussagekräftiger Resultate (Eigenfrequenz) mittels üblicherweise durch die Projektierenden verwendeter Stabstatikprogramme ist auf Grund diverser unbekannter Einflussgrössen (Materialqualität, Dämpfung durch Asphaltbelag, etc.) eine äusserst schwierige Aufgabe. Lösen lässt sich diese Aufgabe nur mittels Parameterstudien und Grenzwertbetrachtungen an realitätsnahen Modellen.

## 2. Einleitung

Die Verwendung von Holz als Baustoff kann durch ästhetisch attraktive, zuverlässige Bauwerke mit Signalwirkung gefördert werden. Ein gutes Beispiel dafür sind seilverspannte Fussgänger- und Radfahrerbrücken. Holz steht dort in direkter Konkurrenz zum Baustoff Stahl. Im Falle der besonders filigranen seilverspannten Holzplattenbrücken wird nicht zu unrecht öfters der Vorbehalt geäussert, solche Brückenträger seien auf Grund ihrer geringen Steifigkeit und wegen der kleinen Masse stark schwingungsanfällig und somit ungeeignet. Daher wird sich in diesem Forschungsprojekt zum Ziel gesetzt, die Kenntnisse zum Schwingungsverhalten von Brückendecks aus Holz, insbesondere bezüglich der dämpfenden Wirkung des Belages, zu verbessern. Verbesserte Kenntnisse erlauben, das Material wirtschaftlicher einzusetzen, wodurch die Konkurrenzfähigkeit des Baustoffes Holz erhöht und negative Vorurteile bei Planern und Bauherren abgebaut werden.

### 2.1 Aufgabenstellung

Fussgängerbrücken können durch gehende oder laufende Passanten zu unangenehmen und störenden Schwingungen angeregt werden. Schwingungsanfällig sind hauptsächlich schlanke Brücken aus Materialien, die eine leichte Konstruktion ermöglichen, wie z. B. Stahl, Holz oder Kunststoff. Resonanz mit der Schrittfrequenz der Fussgänger ist trotz der geringen Masse möglich. Leichte Brücken haben eine geringe mitschwingende Masse und deshalb grössere Schwingungsamplituden als schwere Brücken. Insbesondere die in letzter Zeit immer beliebteren Schrägseilbrücken sind wegen des relativ schlanken und leichten Brückendecks schwingungsanfällig. Die Schwingungen werden umso eher wahrgenommen und als störend empfunden, wenn nicht nur das Brückendeck, sondern auch die Seile sichtbar mitschwingen.

Diese Arbeit will die Kenntnisse zum Schwingungsverhalten von seilverspannten Holzplattenbrücken verbessern mit dem Ziel, Vorbehalte gegen den Einsatz von Holz in solchen Anwendungen zu entkräften und Vorschläge zur möglichen Optimierung zu entwickeln. Die Arbeit konzentriert sich dabei auf Brückenplatten aus hochkant gestellten Brettern (BSH) mit Quervorspannung, sowie aus Massivholzplatten (MHP). Untersucht wird das Schwingungsverhalten von Brückendecks in Wechselwirkung mit den Seilschwingungen unter Einbezug der dämpfenden Wirkung eines Asphalt-Belages.

Die Konkurrenzfähigkeit von Brückenplatten aus Holz bei Schrägseil-Fussgängerbrücken soll durch Verbesserung der Kenntnisse des effektiven Schwingungsverhaltens (Interaktion Brückendeck – Seil und Einfluss des Belages) verbessert werden. Dadurch kann die Gefahr einer späteren Sanierung bei übermässigen Schwingungen des Brückenträgers minimiert werden. Wenn solche Schwingungen erst nach erfolgter Inbetriebnahme der Brücke festgestellt werden, entstehen in der Regel hohe Sanierungskosten und ein Imageverlust für das verwendete Baumaterial.

Was die Massivholzplatten betrifft, kann ein zusätzlicher Anwendungsbereich für dickere Platten erschlossen bzw. gefestigt werden. Dies führt zu einem Mehrverbrauch von einheimischem Schnittholz. Für die bis anhin prioritär im Hochbau eingesetzten Massivholzplatten bedeutet das Projekt eine Weiterentwicklung hin zur vermehrten Anwendung auch im Brückenbau.

### 2.2 Stand des Wissens

Während für Decken im Hochbau schon diverse wissenschaftliche Studien zum Schwingungsverhalten vorliegen (z. B. [1]), sind Untersuchungen im Brückenbau selten. Sie beschränken sich zumeist auf die Schwingungsmessung an ausgeführten Brücken, welche zu stark schwingen, mit dem Ziel der entsprechenden Sanierung. Die in den Normen vorhandenen Ansätze zur Kontrolle der Schwingungsanfälligkeit von Brücken bereits in der Projektierungsphase sind aus den oben erwähnten Hochbaustudien abgeleitet worden. Sämtliche direkt an Brücken durchgeführten Studien verbessern daher die Kenntnisse in diesem Bereich massgeblich. Zur dämpfenden Wirkung von Asphaltbelägen gibt es nur unzureichend abgesicherte Schätzwerte. Entsprechend werden die Dämpfungsmasse (auf der sicheren Seite liegend) tief angenommen.

Des Weiteren sind zum Schwingungsnachweis von Holzbrücken keine Angaben in der Schweizer Holzbaunorm SIA 265 [2] zu finden. Die Norm beschränkt sich auf die Angabe von Dämpfungsmassen für Decken im Hochbau. Man muss sich daher mit anderen Normen behelfen. Die Vornorm des Eurocode 5, Teil 2, ENV 1995-2:1997 [3] enthält einen Nachweis für die Schwingungen von Holzbrücken, angeregt durch darüber gehende Personen. Dieser Nachweis wurde weiterentwickelt, durch den Lastfall „Laufen“ ergänzt und in den Schluss-Entwurf dieses Eurocode-Teils, EN 1995-2:2004 [4] eingearbeitet.

Sind die Eigenfrequenzen zu den vertikalen Eigenformen grösser als 5 Hz, so kann Resonanz durch Fussgänger ausgeschlossen werden [5] und ein weiterer Nachweis entfällt. Bei Eigenfrequenzen kleiner als 5 Hz sind Grenzwerte für die Brückenbeschleunigung einzuhalten. Für Einfeldträger ist ein vereinfachtes Nachweisverfahren mit Formeln angegeben. Dieser Schwingungsnachweis wurde in die E DIN 1074:2005-02 [6] aufgenommen. Der prinzipielle Ablauf ist in Bild 2.1 schematisch dargestellt.

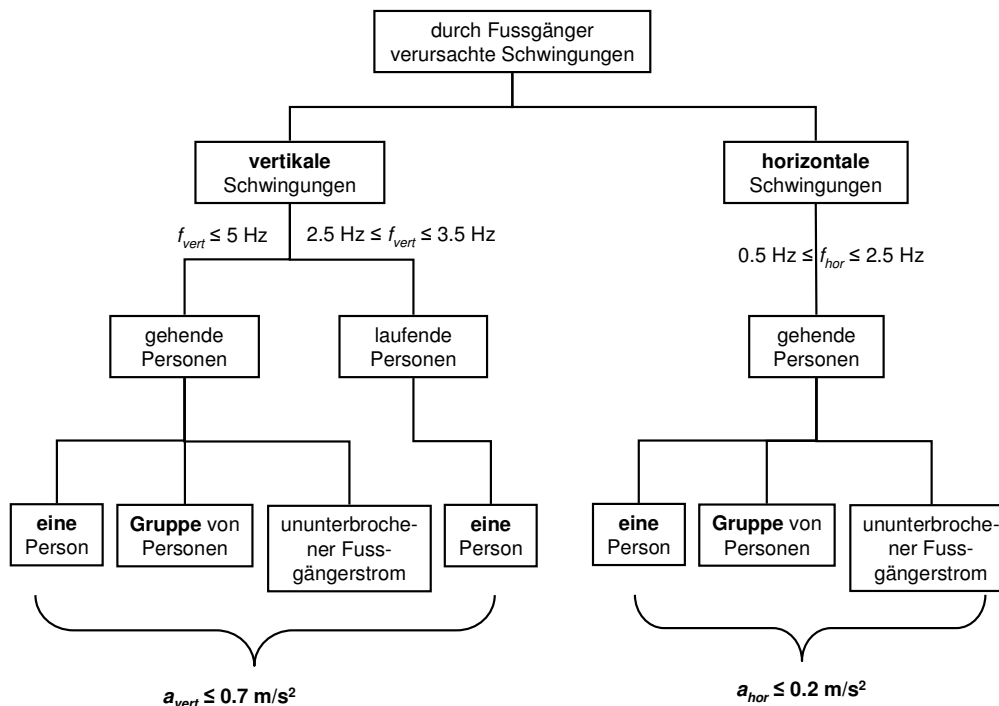


Bild 2.1: Schwingungsnachweis für Fussgängerbrücken nach E DIN 1074:2005-02

Für Einfeldträger als einfachste statische Systeme sind die Eigenformen bekannt, Eigenfrequenzen und Beschleunigungen lassen sich „von Hand“ berechnen. Die Wahrscheinlichkeit einer Übereinstimmung zwischen Berechnung, z. B. nach E DIN 1074:2005-2 und Messergebnis ist hoch. D. h. das dynamische Verhalten solcher einfacher Systeme lässt sich zutreffend „vorhersagen“. Belegt wird dies durch die in Bild 2.2 zusammengestellten Mess- und Berechnungsergebnisse an ca. 20 Fussgängerbrücken [7].

Horizontal sind die gemessenen Eigenfrequenzen der Brücken aufgetragen, vertikal die infolge eines Fussgängers in Resonanz mit der Brücke hervorgerufenen Brückenbeschleunigungen, als Berechnungs- und Messergebnis. Bei Brücken-Eigenfrequenzen um ca. 4 Hz ist Laufen in Resonanz sehr schwierig. Die Werte sind nicht massgebend und deshalb im Bild 2.2 hell dargestellt. Bei üblichen Schrittfrequenzen stimmen die Werte bei den meisten Brücken, überwiegend Einfeld- oder Durchlaufträger, gut überein (Balken in hellrosa).

Bei Schrägseil- oder unterspannten Brücken ist es jedoch, wie Bild 2.2 (Balken in Dunkelrot) erkennen lässt, komplizierter, das dynamische Verhalten zu berechnen. Während sich die Eigenformen und Eigenfrequenzen des Brückendecks fast immer ausreichend genau berechnen lassen, ist dies im Falle der Beschleunigung infolge Fussgängerverkehrs schwieriger.

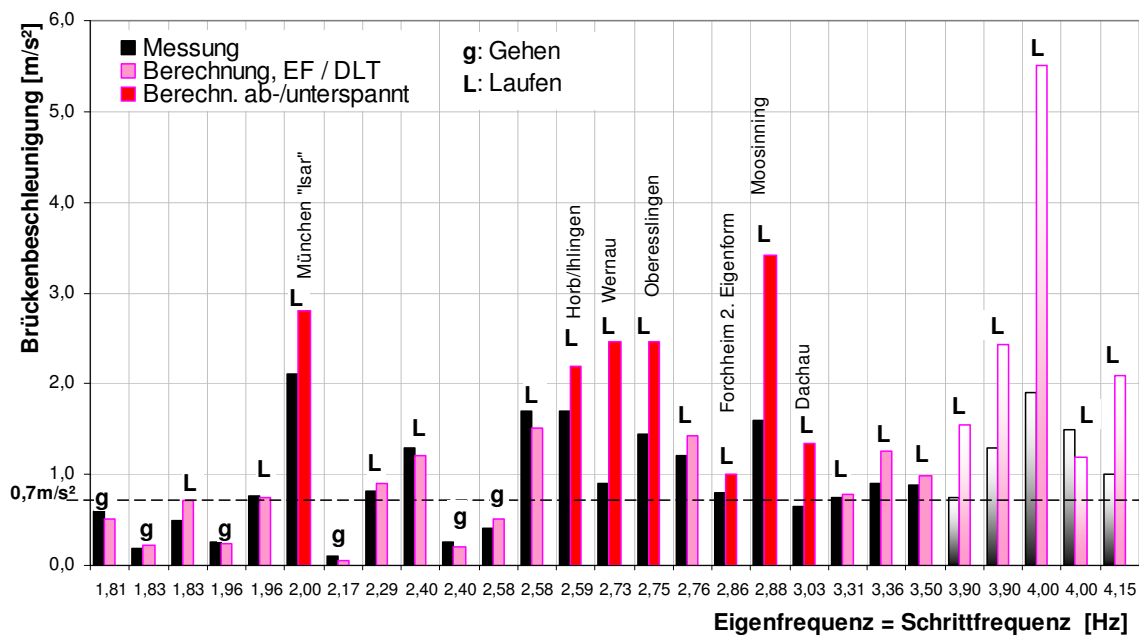


Bild 2.2: Berechnungen und Messungen der Eigenfrequenz und der Beschleunigung an Fussgängerbrücken mit einem Fussgänger in Resonanz (EF = Einfeldträger, DLT = Durchlaufträger) [7]

Für diese Abweichungen können zwei „Unbekannte“ verantwortlich gemacht werden: Erstens ist der Einfluss der Dämpfung noch nicht ausreichend genau erforscht. Es gibt zwar, wie Untersuchungen der TU München zeigen [8], eine grobe Zuweisung von Dämpfungsmassen in Abhängigkeit des statischen Systems der Brücke (vgl. Tabelle 2-1), welche jedoch nur für einfache statische Systeme eindeutig ist. Die Wahl des richtigen Dämpfungsmasses ist entscheidend für die Genauigkeit der Ergebnisse. Die zweite Unbekannte ist der Effekt des Zusammenwirkens der Seile und des Decks.

Statisches System der Brücke aus Holz		Lehr'sches Dämpfungsmass $\zeta$
Biegeträger- Brücke aus Brettschichtholz		1.20 %
Unterspannte Brücke		0.90 %
Fachwerkbrücke		0.80 %
Abgespannte Brücke mit kurzen Seilen		1.00 %
Abgespannte Brücke mit langen Seilen		0.30 %
Gussasphaltbelag		zusätzlich 0.30 %

Tabelle 2-1: Zusammenhang zwischen statischem System der Fussgängerbrücken aus Holz und dem Lehr'schen Dämpfungsmass [8].

## 2.3 Fussgänger-Schrägseilbrücke der Empa

In der Bauhalle der Empa wurde im Januar 2002 mit finanzieller Unterstützung der Gebert Rüt Stiftung eine Fussgänger-Schrägseilbrücke (Bild 2.3) errichtet. Das übergeordnete Ziel dieses Projektes war es, verschiedene Forschungsprojekte und Entwicklungen aus unterschiedlichen Richtungen in dieses Brückenprojekt zu integrieren. Somit diente die Brücke als Plattform, um die angesprochenen Unterprojekte an einer realistischen Struktur zu validieren und zu optimieren. Im Wesentlichen handelt es sich um Projekte in den Bereichen Schwingungsdämpfung und Strukturüberwachung.



Bild 2.3: Fussgängerbrücke in der Bauhalle der Empa in Dübendorf

Die Brücke ist 19.2 m lang und das Brückendeck ist 1.6 m breit. Damit die Problematik der Schwingungsdämpfung untersucht werden konnte, wurde die Brücke so bemessen, dass sie ein Schwingungsproblem aufweist. Das Brückendeck wurde deshalb aus Glasfaser verstärktem Kunststoff (GFK) gebaut, was in einer sehr leichten Konstruktion resultiert. Um trotzdem eine schlanke Brücke zu bauen, wurde das System einer Schrägseilbrücke gewählt.

Die Brücke wurde, abgesehen von der Dynamik, nach den Normenwerken von SIA und Eurocode bemessen. Es wurde speziell darauf geachtet, dass die Brücke modular aufgebaut ist und somit einzelne Teile mit geringem Aufwand ersetzt werden können. Es war somit naheliegend, in einem Anschlussprojekt die GFK-Platte durch Holzplatten (Mehrschichtholzplatten und quer vorgespanntes Brettschichtholz) zu ersetzen, um die dynamischen Eigenschaften einer seilverspannten Holzbrücke zu untersuchen.

## 2.4 Projektorganisation und -ablauf

### 2.4.1 Beteiligte

Das Forschungsprojekt zeichnet sich durch einen hohen Grad an Empa-interner und nationaler sowie internationaler Vernetzung aus.

Seitens der Empa beteiligten sich die Abteilungen Ingenieur-Strukturen (Dr. D. Gsell und Dr. S. Schubert), Holz (Dr. R. Steiger, Dr. A. Gülzow) und Strassenbau / Abdichtungen (Dr. M. Hugener). Als Industriepartner und gleichzeitig Materiallieferanten konnten die Firmen Ducret Orges SA (Brettschichtholz), Aeschlimann AG (Belag) und Schilliger Holz AG (Massivholzplatten) gewonnen werden.



Die Berücksichtigung der Anforderungen aus der Brückenbaupraxis sowie das Einfließen entsprechender Kenntnisse wird durch Dr. Silvio Pizio, Inhaber des Ingenieurbüros Silvio Pizio GmbH in Heiden, sichergestellt. Herr Dr. Pizio hat mehrere Holzbrücken in der Schweiz projektiert ([9] als Beispiel) und ist ausserdem ein ausgewiesener Fachmann für quer vorgespannte Brückenplatten aus Holz [10, 11].

Die Problematik der Interaktion zwischen Seil- und Brückendeckschwingung wurde in Zusammenarbeit mit Frau Dr.-Ing. Patricia Hamm im Rahmen eines vorgelagerten Teilprojektes untersucht. Frau Dr. Hamm hat an der TU München bei Prof. Dr. H. Kreuzinger mit einer Forschungsarbeit zum „Schwingungs- und Dämpfungsverhalten von Holzbrücken“ [12] promoviert.

### 2.4.2 Ablauf

Das Projekt wurde in folgenden Schritten durchgeführt:

#### 1. Dimensionierung der Brückenplatte (siehe Kapitel 4)

Zunächst wurde die Brücke bestehend aus zwei Massivholzplatten bzw. zwei Brettschichtholzplatten auf Grund der normativen, statischen und dynamischen Anforderungen dimensioniert. Die Brückenplatte wurde dabei als Durchlaufträger bezüglich Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit nach den aktuellen SIA-Normen [2, 13] bemessen. Die Einwirkungen wurden der Norm SIA 261:2004, Kapitel 9: Nicht motorisierter Verkehr, entnommen [14]. Für den rechnerischen Schwingungsnachweis wurde der Eurocode 5 [4] und die E DIN 1074 [6] benützt.

#### 2. Experimente (siehe Kapitel 5 – 9)

Die Experimente wurden zuerst für die Massivholzplatten (MHP) und anschliessend für die Brettschichtholzplatten (BSH) in den folgenden 3 Phasen durchgeführt.

##### *Phase 1: Dynamische Bestimmung der Steifigkeiten der Brückenplatten (Kapitel 5)*

Zur Bestimmung der elastischen Eigenschaften (Elastizitätsmoduln und Schubmoduln) der Platten werden diese an Seilen am Kran aufgehängt und mit einem Hammer senkrecht zur Plattenebene zu freien Schwingungen angeregt. Die Schwingungsantwort der Platte wurde aufgezeichnet und daraus die Resonanzfrequenzen ermittelt. Anschliessend wurden mit Hilfe eines Computermodells die Resonanzfrequenzen berechnet und mit den experimentell bestimmten Resonanzfrequenzen verglichen [15]. Durch die sukzessive Anpassung der elastischen Eigenschaften im Computermodell werden die Unterschiede zwischen gemessenen und berechneten Resonanzfrequenzen kleiner. Bei geringen Unterschieden kann man davon ausgehen, dass die elastischen Eigenschaften der Platten bestimmt sind.

##### *Phase 2: Experimente an den Brückenplatten ohne Gussasphalt (Kapitel 7 und 8)*

Bevor die zwei Platten zur Brückenplatte der Schrägseilbrücke zusammengefügt wurden, wurden sie einzeln als einfache Balkenbrücke untersucht. Dazu wurde die einzelne Platte auf zwei Linienlager senkrecht zur Längsachse aufgelegt. Anschliessend wurde die Platte statisch mit Gewichten belastet und die Durchbiegungen gemessen. Ausserdem wurde die unbelastete Balkenbrücke mit einem Hammer dynamisch angeregt und die Schwingungsantwort aufgezeichnet.

Die zwei Platten wurden sodann zur Brückenplatte mit einer Gesamtlänge von 19.5 m zusammengefügt und in die Schrägseilbrücke eingebaut. Die Lasteinleitung in die Seile erfolgte über unterhalb des Brückendecks angeordnete Querträger HEA 160 aus Stahl, welche mittels Verschraubung schubfest mit der Brückenplatte verbunden waren. Bei den dynamischen Untersuchungen wurde die Brücke mit einem elektrodynamischen Schwingungserreger angeregt. Die Schwingungsantwort der Brücke wurde mit Beschleunigungssensoren gemessen. Die Kopplung von Seil und Deck sollte durch zusätzliche Masse an den Seilen hervorgerufen und untersucht werden.

### *Phase 3: Experimente an den Brückenplatten mit Gussasphalt (Kapitel 7 und 8)*

Der Gussasphalt wurde auf die seilverspannte Brückenplatte aufgebracht. Parallel dazu wurden die Eigenschaften des frischen Asphaltes bestimmt. Nachdem der Gussasphalt erhärtet war, wurden die dynamischen Untersuchungen der Brücke wiederholt. Anschliessend wurde der Gussasphalt im Bereich des Stosses der Platten geschnitten und in diesem Bereich entfernt. Die Holzplatten mit Gussasphalt wurden wieder getrennt und einzeln als einfache Balkenbrücke mit Gussasphalt statisch belastet sowie dynamisch angeregt (siehe Phase 2).

### **3. Auswertung der Messergebnisse**

Die gemessenen Durchbiegungen und Schwingungsantworten wurden analysiert und mit Hilfe von geeigneten Modellen interpretiert.

## **2.5 Literatur zu Kapitel 2**

1. Kreuzinger H., Mohr B. (1999): Gebrauchstauglichkeit von Wohnungsdecken aus Holz. Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart.
2. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (2003): Norm SIA 265 - Holzbau.
3. CEN (1997): Eurocode 5: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Teil 2: Brücken
4. CEN (2004): EN 1995-2: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 2: Brücken.
5. Bachmann H. (1997): Vibration problems in structures practical guidelines. Birkhäuser, Basel.
6. DIN Deutsches Institut für Normung (Berlin) (2005): E DIN 1074:2005 Holzbrücken (Entwurf). Beuth, Berlin.
7. Kreuzinger H., Hamm P. (2004): Schwingungen von Fussgängerbrücken. bauen mit holz 106 (11) 22-25.
8. Hamm P. (2003): Schwingungsverhalten von Fussgängerbrücken aus Holz. Technische Universität München.
9. Lignum (2002): Holzbulletin 65/2002 - Brücken und Wege: Selgisbrücke Muotathal. Lignum, Zürich.
10. Pizio S. (1989): Fahrbahnausbildung bei Holzbrücken. In: Brücken und Stege aus Holz 21. Fortbildungskurs der SAH, 8./9. November 1989, Schweizerische Arbeitsgemeinschaft für Holzforschung, Zürich.
11. Pizio S. (1996): Spezielle Konstruktionsformen: Quervorgespannte Holzplatten (QS-Platten). In: Stahl im Holzbau. 10. Fortbildungskurs "Holzbau", 19. September 1996. Empa und FH Rapperswil.
12. Hamm P. (2003): Ein Beitrag zum Schwingungs- und Dämpfungsverhalten von Fussgängerbrücken aus Holz. Technische Universität München.
13. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (2003): Norm SIA 260: Grundlagen der Projektierung von Tragwerken.
14. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (2003): Norm SIA 261: Einwirkungen auf Tragwerke.
15. Gülzow A., Gsell D., Steiger R. (2008): Zerstörungsfreie Bestimmung elastischer Eigenschaften quadratischer 3-schichtiger Brettsperrholzplatten mit symmetrischem Aufbau. Holz als Roh- und Werkstoff 66 (1) 19-37.

### 3 Ausbildung des Brückendecks

Im Forschungsprojekt wurden zwei verschiedene Arten von Brückenplatten getestet: eine Massivholzplatte (siehe Abschnitt 3.1) und eine quer vorgespannte liegende Brettschichtholzplatte (sogenannte QS-Platte) (siehe Abschnitt 3.2). Aus Herstellungs-, Transport- und Montagegründen wurden die Platten in 2 Teilen hergestellt und an die Empa geliefert. Zur Montage der Brücke war daher ein Stoss nötig. Dieser Stoss war exakt in Brückenmitte angeordnet und wie in Abschnitt 3.3 beschrieben ausgebildet. Als Belag kam ein 2-schichtiger Gussasphaltbelag zum Einsatz. Informationen zum Belag sind in Abschnitt 3.4 zu finden.

#### 3.1 Massivholzplatte als Brückendeck

##### 3.1.1 Was sind Massivholzplatten?

Massivholzplatten, auch als Brettsperrholz oder Mehrschichtplatten bekannt, bestehen aus mehreren kreuzweise miteinander verklebten Lagen von Nadelholz (Bild 3.1) und haben in der Schweiz und international in der letzten Zeit stark an Bedeutung gewonnen [1]. Massivholzplatten können als tragende Bauteile (Platten und Scheiben) oder als aussteifende Beplankung im Holzbau eingesetzt werden. Durch die kreuzweise Verklebung der Lagen entsteht ein plattenförmiger, die Last in zwei orthogonale Richtungen abtragender Holzwerkstoff mit gegenüber dem Rohmaterial homogenisierten mechanischen Eigenschaften. Aus Schnittholz normaler Güte lässt sich bei adäquaten Massnahmen der Qualitätssicherung ein plattenförmiges Holzbauteil herstellen, das wegen der geringeren Streuung verbesserte Eigenschaften aufweist [2].

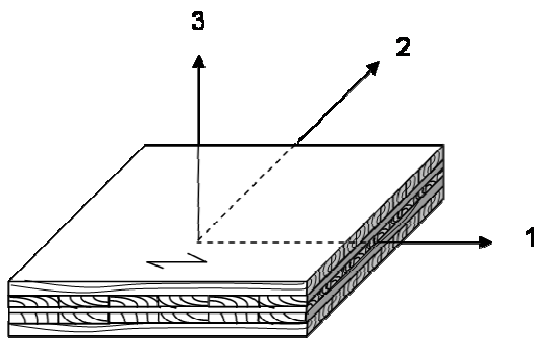


Bild 3.1: 5-schichtige (links) und 3-schichtige Massivholzplatte (rechts)

Als Ausgangsmaterial zur Herstellung von Massivholzplatten werden Bretter verwendet, die vorwiegend aus den Stammrandzonen eingeschnitten werden. Diese Bretter, wegen der geringen Ausbeute als „minderwertiges Schnittholz“ angesehen, besitzen die besten Eigenschaften hinsichtlich Festigkeit und Steifigkeit. Die Abmessungen der Einzelbretter und die Plattenaufbauten (Stärken und Anzahl der Lagen) sind herstellerspezifisch. Verwendet werden gegenwärtig Nadelhölzer wie Fichte, Kiefer, Lärche und Tanne. Die Grösse der gesamten Elemente ist von der Produktionsweise und den dafür zur Verfügung stehenden Einrichtungen, von der Montage und vom Transport abhängig. Unterschiedliche Kombinationen von Längs- und Querlagen des Massivholzplattelementes ermöglichen eine Vielzahl verschiedener Plattenaufbauten, die je nach Anforderungen statisch-konstruktiv oder brandschutztechnisch optimiert werden können.

##### 3.1.2 Einsatz von Massivholzplatten

Massivholzplatten wurden bis anhin vorwiegend im Hochbau eingesetzt (Bild 3.2). Anwendungen im Brückenbau sind noch eher selten. Beispiele von in der Schweiz mit Fahrbahnplatten aus Massivholzplatten ausgeführten Brücken zeigt Bild 3.3.



Bild 3.2: Einsatz von Massivholzplatten im Hochbau als Wandelement (links) und als Dachelement (rechts)



Bild 3.3: Massivholzplatten im Brückenbau: Trachtbachbrücke Brienz, BE (links) und Wiggerbrücke bei Egozwil, LU (rechts)

### 3.1.3 Herstellung der Brückenplatte

Die im vorliegenden Forschungsprojekt geprüfte Massivholzbrückenplatte wurde durch die Schilliger Holz AG in 2 Teilen mit den Abmessungen 9670 mm x 220 mm x 1600 mm produziert und an die Empa geliefert. Die Schilliger Holz AG bezeichnet die produzierten Massivholzplatten als Grossformatplatten (GFP). Abmessungen bis zu 3.4 m x 13.7 m und Dicken bis 50 cm können produziert werden. Zur Herstellung der GFP wird Schweizer Fichtenholz verwendet. Für die Decklagen muss das Holz mindestens der Festigkeitsklasse FK II (bzw. C24) entsprechen. In den Innenlagen wird auch Holz der Klasse FK III (bzw. C20) eingebaut. Der Produktionsablauf der Platten ist in Bild 3.4 dargestellt.

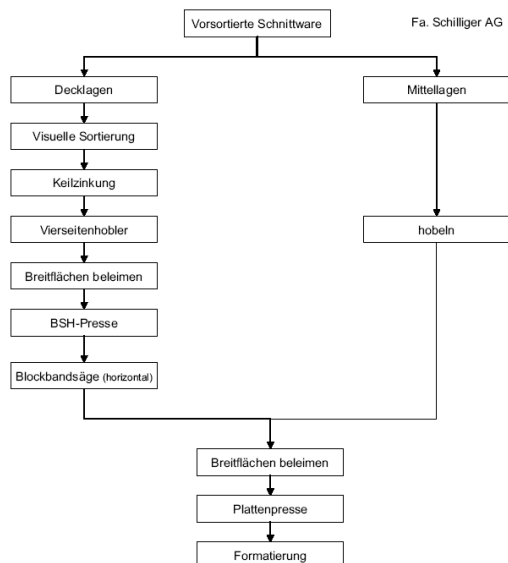


Bild 3.4: Produktionsablauf für Schilliger Grossformatplatten (GFP)



In einem ersten Schritt werden Lamellen zu Brettschichtholz (BSH) verklebt. Das BSH wird anschliessend mit einer liegenden Bandsäge in Schichten aufgetrennt. Diese Einzelschichten werden als Deck- und als Innenlagen der Massivholzplatten verwendet. Im Gegensatz zum Hochbau, wo die Innenlagen offen (d. h. mit einzelnen Abständen zwischen den Brettern) und die Stösse nicht verklebt sind, wurden die von der Empa untersuchten GFP-Platten mit geschlossenen Innenlagen (ohne Abstände zwischen den Brettern) und verklebten Stössen hergestellt. Das Holz weist bei der Verklebung eine Holzfeuchte von 12 bis 14% auf. Zur Keilzinkung und zur Verklebung der Schichten der BSH-Träger und der Massivholzplatten verwendet die Schilliger Holz AG einen lösungsmittelfreien 1-K PUR-Kleber, welcher farblose Klebfugen bildet. Die Flächenverklebung des BSH erfolgt bei Raumtemperatur und bei einem Pressdruck von 2 bar. Die Grossformatplatte wird ebenfalls bei Raumtemperatur geklebt, allerdings auf einer Vakuumpresse bei einem Pressdruck von 1 bar.

### 3.1.4 Verwendetes Rohmaterial

Der Aufbau der Brückenplatte und die Festigkeitsklassen der einzelnen Schichten sind in Bild 3.5 dargestellt. Die Decklagen verlaufen in Brückenlängsrichtung. Vor der Montage der Platte wurden die Abmessungen der Plattenteile kontrolliert und die Masse, sowie die massgebenden Plattensteifigkeiten wurden mit der in [3] und [4] vorgestellten Methode bestimmt (siehe Kapitel 5).

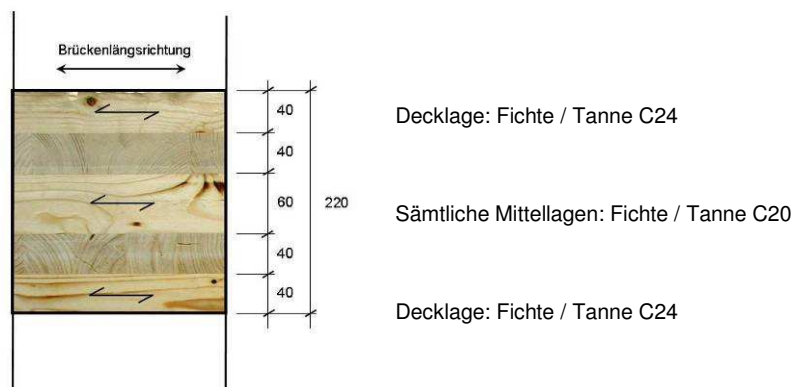


Bild 3.5: Aufbau der als Brückenplatte verwendeten Massivholzplatte inkl. Festigkeitsklassen der einzelnen Schichten

Das zur Herstellung der Massivholzplatte verwendete Fichten-/Tannenholz wurde visuell sortiert und entspricht laut Herstellerangaben den Festigkeitsklassen C20 (Mittellagen der Platte) und C24 (Decklagen) gemäss EN 338 [5]. Die im vorliegenden Projekt interessierenden Normwerte für die Festigkeitsklassen C20 und C24 sind in der Tabelle 3-1 zusammengestellt. Mit den Zeichen  $\parallel$  und  $\perp$  sind die anatomischen Achsen des Holzes (siehe Bild 3.7) gemeint.  $\parallel$  bedeutet „parallel zur Faser“ und entspricht der longitudinalen Richtung (L) des Holzes.  $\perp$  steht für „rechtwinklig zur Faser“ und entspricht je nach Schnittart (siehe Bild 3.8) einer Mischung aus radialer Richtung (R) und tangentialer Richtung (T).

Festigkeitsklasse	Dichte $\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]		E-Modul $\parallel$ zur Faser $E_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	E-Modul $\perp$ zur Faser $E_{90}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Schubmodul $G$ [N/mm <sup>2</sup> ]
	5%-Fraktile	Mittelwert	Mittelwerte		
C20	330	390	9500	320	590
C24	350	420	11000	370	690

Tabelle 3-1: Normwerte für Rohdichte und Steifigkeiten der Festigkeitsklassen C20 und C24 [5]

Für das Projekt sind auch der so genannten Rollschubmodul ( $G_{\perp}$ ) und die Querdehnungszahlen ( $\nu_{ik}$ ) des Holzes wichtig:

#### Rollschubmodul $G_{\perp}$

Da Massivholzplatten aus kreuzweise verklebten Brettern bestehen, ist die Beanspruchung des Holzes nicht die gleiche wie die eines Vollholz-Balkens. Die Lagen, deren Fasern rechtwinklig zur Hauptrichtung verlaufen, werden auf Rollschub (Bild 3.6) beansprucht. Es entstehen also Schubspannungen, die in Ebenen rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes zu Verzerrungen führen.

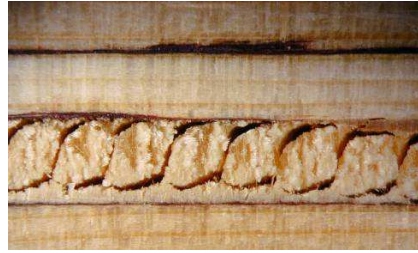
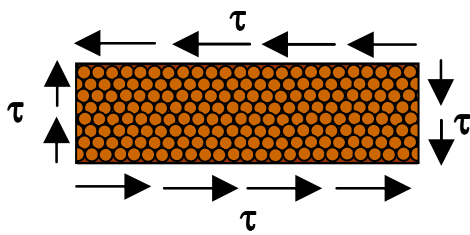


Bild 3.6: Rollschubbeanspruchung (links) und Rollschubversagen eines Plattenstreifens (rechts) [6]

Zusätzlich zu den 3 Moduln  $E_{\perp}$ ,  $E_{\parallel}$  und  $G$  muss somit der Schubmodul senkrecht zur Faser  $G_{\perp}$  beachtet werden (Bezeichnung der anatomischen Achsen im Holz: siehe Bild 3.7):

$$G_{\perp} = G_{RT} = G_{32} \quad (3-1)$$

Gemäss DIN 1052:2004 [7] beträgt der Rollschubmodul von Nadelhölzern 10% des Schubmoduls:

$$G_{\perp} = G_{\parallel} / 10 \quad (3-2)$$

### Querdehnungszahlen $\nu_{ik}$

Allgemein werden Querdehnungszahlen von Holz in Bezug auf radiale, tangentielle und longitudinale Richtungen des Holzes angegeben (Bild 3.7).

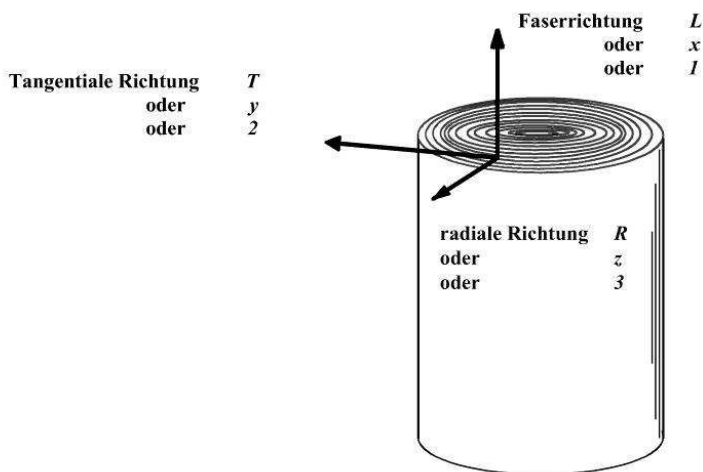


Bild 3.7: Orthogonale (anatomische) Hauptrichtungen des Holzes

Im Falle der Massivholzplatten, bei welchen Bretter verschiedener Schnittarten verwendet werden, ist eine gesonderte Betrachtung der Richtungen „tangential“ und „radial“ nicht sinnvoll, da in die Massivholzplatten sowohl Seiten- als auch Riftbretter eingebaut werden (Bild 3.8). Daher werden die Querdehnungszahlen  $\nu_{LR}$  und  $\nu_{LT}$  auf  $\nu_{\perp}$  („senkrecht zur Faserrichtung“ ( $=\nu_{12}=\nu_{13}$ )) reduziert und zwischen Radial- und Tangentialrichtung gemittelt. Der dritte Wert wird nach folgender Gleichung (3-3) berechnet:

$$\nu_{21} = \nu_{31} = \nu_{12} \cdot E_{22} / E_{11} = \nu_{12} \cdot E_{33} / E_{11} \quad (3-3)$$

Somit werden folgende Querdehnungszahlen von Vollholz angenommen:

$\nu_{12}$	$\nu_{13}$	$\nu_{23}$	$\nu_{21}$	$\nu_{31}$	$\nu_{32}$
0.02	0.02	0.3	0.001	0.001	0.3

Tabelle 3-2: Angenommene Querdehnungszahlen von Vollholz

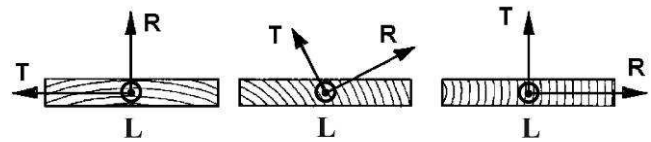
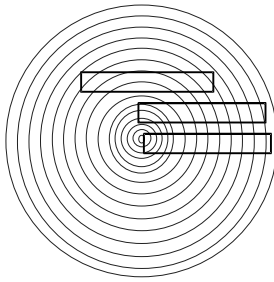


Bild 3.8: Zur Herstellung von Massivholzplatten werden Bretter unterschiedlicher Schnittrichtung verwendet. Es ist daher nicht sinnvoll, zwischen radialer und tangentialer Richtung zu unterscheiden.

### 3.1.5 Berechnung der Steifigkeiten der Massivholzplatte

Mit der Verbundtheorie [8] können aus den Steifigkeitseigenschaften der Schichten die Steifigkeiten der Platten in den zwei Hauptrichtungen parallel und senkrecht zur Faserrichtung der Decklagen berechnet werden. Man kann diese Berechnung grundsätzlich auf zwei verschiedene Arten durchführen. Als erste Näherung kann man die Plattensteifigkeiten mit der Sperrholzanalogie [9] berechnen. Dabei werden die nicht in Haupttragrichtung verlaufenden Schichten vernachlässigt. Ein genaueres Resultat erhält man, wenn man nach der sogenannten modifizierten Sperrholzanalogie vorgeht, d. h. sämtliche Schichten bei der Berechnung der Plattenbiegesteifigkeiten berücksichtigt. Für die einzelnen Schichten wird hierbei entweder der Elastizitätsmodul parallel zur Faser  $E_0$  oder senkrecht zur Faser  $E_{90}$  eingesetzt [10]. Die für beide Berechnungen notwendigen Formeln sind in Tabelle 3-3 zusammengestellt. Die Schichtstärken sind in Bild 3.9 dargestellt:

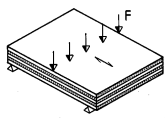
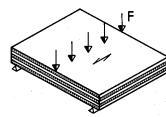
	Effektive Biegesteifigkeit $EI_{eff}$ nach modifizierter Sperrholzanalogie <sup>1)</sup>
	$EI_{eff,0} = \sum E_i \cdot J_i \quad \text{mit } E_i = E_0 \text{ oder } E_{90} \text{ je nach Schicht und } J_i = \sum J_{0i}, \text{Steineranteil} \quad (3-4)$
	$= E_{0,1+5} \left[ \frac{2 \cdot b \cdot d_1^3}{12} + \left( \left( \frac{d_3}{2} + d_2 + \frac{d_1}{2} \right)^2 \cdot b \cdot d_1 \right) \cdot 2 \right] \quad (3-5)$
	$+ E_{90,2+4} \left[ \frac{2 \cdot b \cdot d_1^3}{12} + \left( \left( \frac{d_3}{2} + \frac{d_2}{2} \right)^2 \cdot b \cdot d_2 \right) \cdot 2 \right] \quad (3-6)$
	$+ E_{0,3} \left[ \frac{b \cdot d_3^3}{12} \right] \quad (3-7)$
	$EI_{eff,90} = \sum E_i \cdot J_i \quad \text{mit } E_i = E_0 \text{ oder } E_{90} \text{ je nach Lage und } J_i = \sum J_{0i}, \text{Steineranteil} \quad (3-8)$
	$= E_{90,1+5} \left[ \frac{2 \cdot b \cdot d_1^3}{12} + \left( \left( \frac{d_3}{2} + d_2 + \frac{d_1}{2} \right)^2 \cdot b \cdot d_1 \right) \cdot 2 \right] \quad (3-9)$
	$+ E_{0,2+4} \left[ \frac{2 \cdot b \cdot d_1^3}{12} + \left( \left( \frac{d_3}{2} + \frac{d_2}{2} \right)^2 \cdot b \cdot d_2 \right) \cdot 2 \right] \quad (3-10)$
	$+ E_{90,3} \left[ \frac{b \cdot d_3^3}{12} \right] \quad (3-11)$
<sup>1)</sup> Bei Berechnung mit der Sperrholzanalogie gilt: Die Terme 3-6 bzw. 3-9 und 3-11 sind Null.	

Tabelle 3-3: Formeln zur Berechnung der effektiven Biegesteifigkeiten von 5-schichtigen Massivholzplatten mit der Verbundtheorie: unter Vernachlässigung der Schichten, welche nicht parallel zur Haupttragrichtung (Brückenlängsrichtung) verlaufen (Sperrholzanalogie, [9]) und unter Berücksichtigung sämtlicher Schichten (modifizierte Sperrholzanalogie, [10])

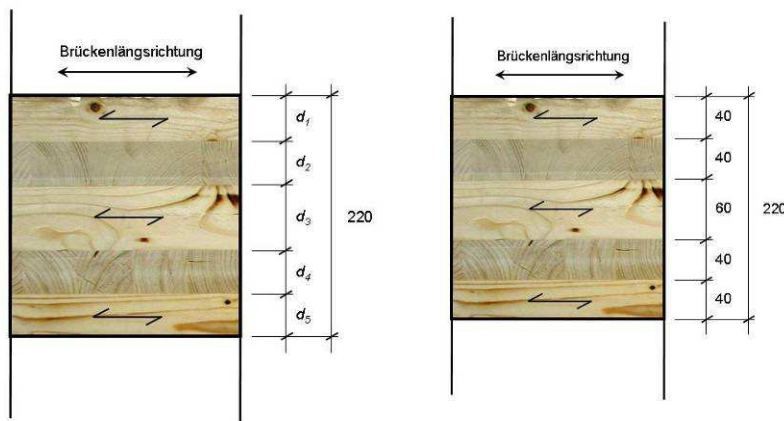


Bild 3.9: Bezeichnung der Schichtstärken in einer Massivholzplatte

Das Trägheitsmoment des Vollquerschnitts beträgt pro Laufmeter Plattenbreite:

$$I_{\text{voll}} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1000 \cdot 220^3}{12} = 887,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 / \text{m}^1 \quad (3-12)$$

Mit folgender Beziehung kann ein den Plattenaufbau in Geometrie und Materialqualität berücksichtigender, gewichteter E-Modul  $E_{\text{gewichtet}}$  berechnet werden:

$$E_{\text{gewichtet}} = \frac{EI_{\text{eff}}}{I_{\text{voll}}} \quad (3-13)$$

Es ergeben sich die folgenden numerischen Resultate (Tabelle 3-4):

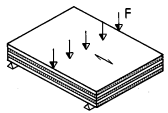
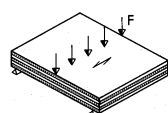
	Effektive Biegesteifigkeit $EI_{\text{eff}}$ und gewichtete E-Moduln	
	Sperrholzanalogie	Modifizierte Sperrholzanalogie
	$EI_{\text{eff},0} = 7.416 \cdot 10^9 \text{ N/mm}^2$ $E_{0,\text{gewichtet}} = 8358 \text{ N/mm}^2$	$EI_{\text{eff},0} = 7.484 \cdot 10^9 \text{ N/mm}^2$ $E_{0,\text{gewichtet}} = 8434 \text{ N/mm}^2$
	$EI_{\text{eff},90} = 2.001 \cdot 10^9 \text{ N/mm}^2$ $E_{90,\text{gewichtet}} = 2255 \text{ N/mm}^2$	$EI_{\text{eff},90} = 2.251 \cdot 10^9 \text{ N/mm}^2$ $E_{90,\text{gewichtet}} = 2537 \text{ N/mm}^2$

Tabelle 3-4: Biegesteifigkeiten der Brückenplatten, berechnet mit der Verbundtheorie: unter Vernachlässigung der Schichten, welche nicht parallel zur Haupttragrichtung (Brückenlängsrichtung) verlaufen (Sperrholzanalogie, [9]) und unter Berücksichtigung sämtlicher Schichten (modifizierte Sperrholzanalogie, [10])



## 3.2 Quervorgespannte Brettschichtholzplatte (QS-Platte) als Brückendeck

### 3.2.1 Was sind QS-Platten?

QS-Platten (Bild 3.10) bestehen aus hochkant gestellten, sägerauen oder gehobelten Brettern und werden üblicherweise als Fahrbahnplatten von Strassenbrücken und Gehwegplatten von Fussgänger- und Radfahrerbrücken eingesetzt [11], [12]. Zur Schubübertragung in Querrichtung bedarf es einer Quervorspannung und allenfalls auch einer Verklebung der Bretter. Die Vorspannung bewirkt trotz geringer Steifigkeit des Holzes senkrecht zur Faser eine gute Plattentragwirkung. Bei unverklebten Platten erfolgt die Schubübertragung in Querrichtung dank der Vorspannung über Reibung zwischen den Brettern. Bei verklebten Platten hat die Quervorspannung die Aufgabe, die Risse infolge von Querbiegemomenten im Gebrauchszustand zu verhindern. Zur Einleitung der Vorspannkräfte in die Platte werden Randglieder aus Hartholz (bevorzugt Eiche) verwendet. Die Vorspannkräfte müssen in bestimmten zeitlichen Abständen kontrolliert werden; u. U. ist infolge Kriechen des Holzes senkrecht zur Faser ein Nachspannen nötig.

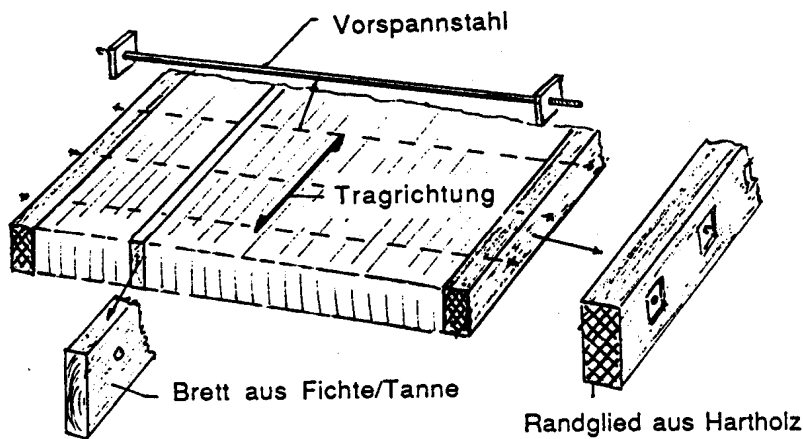


Bild 3.10: Prinzipskizze einer QS-Platte [11]

### 3.2.2 Einsatz von QS-Platten

In der Schweiz wurden die QS-Platten erfolgreich in diversen Brücken eingesetzt, wie z. B. der Selgis-Brücke in Muotathal [13] (Bild 3.11).



Bild 3.11: Einsatz von QS-Platten im (Strassen-) Brückenbau: Selgisbrücke Muotathal, SZ

### 3.2.3 Herstellung der Brückenplatte

Die für die Holzplattenbrücke vorgesehene Brettschichtholzplatte wurde in 2 Teilen mit den Abmessungen von 9670 x 200 mm x 1600 mm durch die Ducret-Orges SA produziert und an die Empa geliefert (Bild 3.12). Den seitlichen Randabschluss der Platten bilden 80 mm dicke Randelemente aus Eiche, welche mit den äussersten Fichtenbrettern verklebt sind.



Bild 3.12: Brettschichtholzplatten mit seitlich aufgeklebten Randelementen aus Eiche



Bild 3.13: Eingepresste Bulldog - Dübel

Die einzelnen Lamellen der Brettschichtholzplatte wurden vor der Verklebung im Herstellwerk der Ducret-Orges SA mittels Ultraschall sortiert (siehe unten). In einem Abstand von 70 cm waren die Löcher, durch welche die Vorspannstangen (Dywidag Gewindestahl 15 mm, 900/1100, L = 2160 mm) geführt werden, bereits vorgebohrt. Auch die Dübel besonderer Bauart (Bulldog 117 mm einseitig) zur Verstärkung der Verbindung zwischen Stahlquerträger und Holzplatte waren bereits werkseitig eingepresst (Bild 3.13).

### 3.2.4 Verwendetes Rohmaterial

Als Rohmaterial zur Herstellung der BSH-Platten GL24h wurden Fichtenholzlamellen der Festigkeitsklasse T14.5 verwendet. Diese Lamellen weisen eine charakteristische Zugfestigkeit parallel zur Faser von  $14.5 \text{ N/mm}^2$  (bzw.  $19.5 \text{ N/mm}^2$  in Keilzinkenstössen) auf. Der E-Modul parallel zur Faser beträgt  $11'000 \text{ N/mm}^2$  [14]. Vor der Produktion der Träger wurden die Lamellen beim Hersteller der Platten (Ducret-Orges SA) mittels einer Ultraschallsortieranlage (Bild 3.14) sortiert bzw. die vom Lieferanten deklarierten mechanischen Eigenschaften wurden geprüft.



Bild 3.14: Ultraschall-Sortieranlage bei der Ducret-Orges SA: Gesamtansicht (links) und Detailaufnahme der Ultraschallsensoren (rechts)

### 3.2.5 Steifigkeit der QS-Platte

Das Trägheitsmoment der Platte beträgt pro Laufmeter Plattenbreite

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1000 \cdot 200^3}{12} = 666.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 / \text{m}^1 \quad (3-14)$$

Somit ergibt sich bei Einsetzen des GL24h-Normwertes des E-Moduls ( $E_{\parallel} = 11'000 \text{ N/mm}^2$ ) eine Biegesteifigkeit von:

$$EI = 11000 \cdot 666.7 \cdot 10^6 = 7.33 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 / \text{m}^1 \quad (3-15)$$

### 3.2.6 Vorspannen der QS-Platte

Vor dem Einbau der QS-Platten in die Brücke wurden die Platten vorgespannt. Hierzu wurden alle Stahlstangen (Gewindestahl ST 900/1100),  $\varnothing 15 \text{ mm}$  von SpannStahl AG) in vorgebohrte Löcher eingeführt und beidseitig eine Ankerplatte aus Stahl (160 x 160 x 20 mm, FLB zinkstaubgrundiert, S235) mit zentrischem Loch (20 mm) übergestülpt (Bild 3.15). Mit je 2 Hydraulikpressen (Bild 3.16) wurden die Stahlstangen in einem ersten Schritt auf 40 kN vorgespannt. In einem zweiten Schritt wurde die Vorspannung auf 100 kN erhöht. Im Endzustand wird die Vorspannkraft mittels Sechskantmutter SW30,  $h = 50 \text{ mm}$  der Stahlqualität ST 900/1100 in die Stangen eingeleitet.



Bild 3.15: Ankerplatte 160 x 160 x 20 mm aus Stahl S235, zinkstaubgrundiert



Bild 3.16: Hydraulische Hohlkolbenzylinder zur Vorspannung der BSH-Platten in Querrichtung



Bild 3.17: Quer vorgespannte Brettschichtholzplatte



### 3.3 Stoss der Brückenplatte

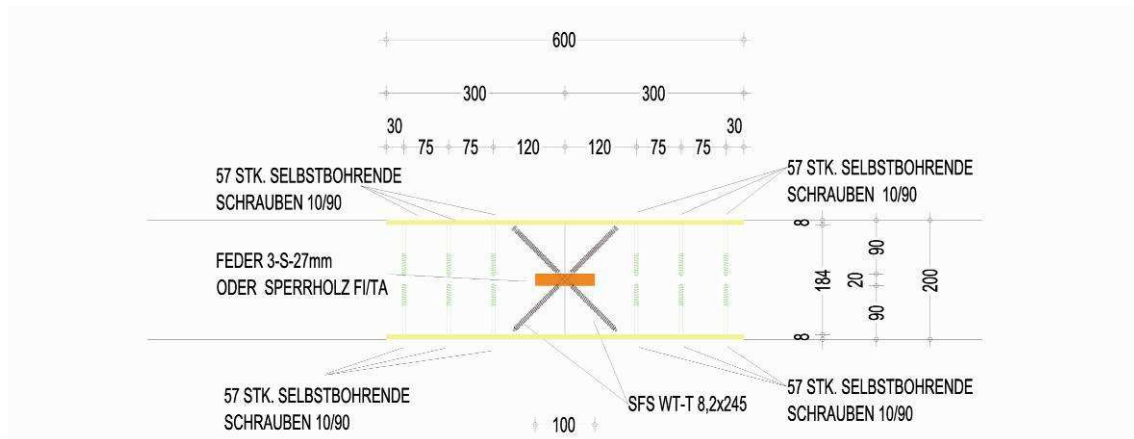
Aus Transport- und herstellungstechnischen Gründen wurden die Brückenplatten jeweils in 2 Teilen an die Empa geliefert. Die Massivholzplatten- und die quer vorgespannte Brettschichtholzplattenteile wurden auf gleiche Weise miteinander verbunden: In den Mittellagen der beiden Plattenhälften war eine Nut ausgefräst, in welche eine 27 mm starke Sperrholzfeder eingeführt werden konnte. Eine Detailansicht des Stosses ist in Bild 3.20 und Bild 3.21 gezeigt. Die im Stoss herrschenden Schubkräfte werden über Vollgewindeschrauben (20 Stück SFS-WT T40, 8.2 x 245 mm) aufgenommen, die unter einem 45° Winkel durch die Sperrholzfeder von beiden Seiten (gekreuzt) eingeschraubt wurden (Bild 3.18 bzw. Bild 3.20). Die Biegemomentenübertragung erfolgt auf der Ober- und der Unterseite der Platte mittels je 2 Stahlplatten (FLB 600 x 790 mm,  $t = 8$  mm, S235, zinkstaubgrundiert), welche mit insgesamt 456 selbstbohrenden Holzschrauben des Typs WICO Twist-S T40 ( $\varnothing 10$  mm,  $\ell = 100$  mm) mit den Holzplatten verschraubt sind (Bild 3.19 bzw. Bild 3.21).



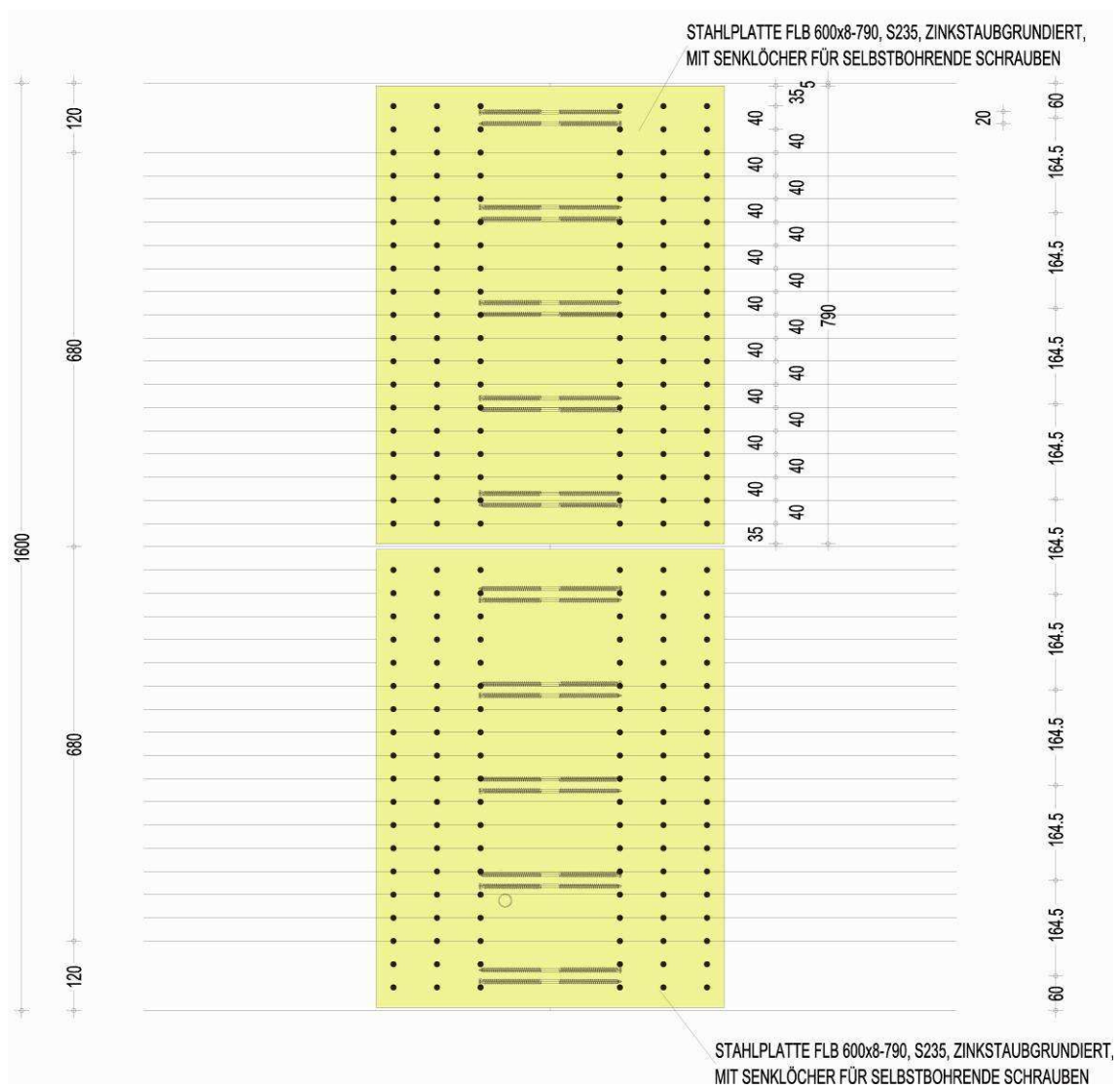
Bild 3.18: Eindrehen der Vollgewindeschrauben SFS-WT T40 8.2 x 245 mm unter 45° zur Aufnahme der Schubkräfte



Bild 3.19: Biegestoss, realisiert mit je 2 Stahlblechen FLB 600 x 790 mm,  $t = 8$  mm und insgesamt 456 selbstbohrenden Holzschrauben WICO Twist-S T40 ( $\varnothing 10$  mm,  $\ell = 100$  mm) auf der Ober- und der Unterseite der Platte



*Bild 3.20: Detailzeichnung des Plattenstosses: Seitenansicht*



*Bild 3.21: Detailzeichnung des Plattenstosses: Draufsicht*

### 3.4 Gussasphaltbelag

Der Aufbau des Gussasphaltbelages wurde in Absprache mit dem Ingenieurbüro Pizio, der Empa-Abteilung 113 und der ausführenden Firma (Aeschlimann AG) festgelegt.

#### 3.4.1 Randbedingungen

An der Projektsitzung vom 16 Januar 2007 wurden folgende Randbedingungen festgelegt:

- Abdichtung ohne Verbund
- keine Zwischenlage aus Trapezbohlen
- Polymerbitumendichtungsbahn
- zweischichtiger Gussasphalt,  $t = 60$  mm
- Der Asphaltbelag sollte nach dem Projektabschluss wieder von der Holzkonstruktion getrennt werden können.

#### 3.4.2 Angaben im Entwurf der VSS-Norm SN 640 451

Tabelle 3-5 gibt eine Übersicht über die in der Schweiz laut Entwurf der VSS-Norm SN 640 451 „Abdichtungssysteme und bitumenhaltige Schichten auf Brücken mit Fahrbahnplatten aus Holz“ [15] zukünftig normierten Systemaufbauten.

Abdichtung	Systemelemente und Schichtenfolge	Sorten (Grösstkorn)	Örtliche minimale Gesamtdicke	
		Beispiele der Schichtenfolge	Motorisierter Verkehr	Fahrrad- und Fussgängerverkehr
Polymerbitumen Bitumendichtungsbahn	Decke MA Schuttschicht MA Abdichtung PBD Trennschicht	MA (8,11) MA (8, 11, 16) PBD z. B. Glasvlies	65	55
Gussasphalt MA	Decke MA Abdichtung MA Trennschicht	MA (8, 11) MA (4, 8, 11) Glasvlies	60	50
Asphaltmastix AM	Decke MA Schuttschicht MA Abdichtung MA Trennschicht	MA (8, 11) MA (8, 11, 16) AM 4 Glasvlies	70	60

Tabelle 3-5: Übersicht über die Aufbauten von Gussasphaltbelägen auf Holzbrücken

Aus den in 3.4.1 aufgeführten Randbedingungen resultiert eine nominelle totale Schichtdicke von 65 mm (einlagige PBD) oder 70 mm (zweilagige PBD). Die geforderte örtliche minimale Gesamtdicke von  $t = 60$  mm kann somit problemlos eingehalten werden. Die Schichtdicken gemäss Norm sind in Tabelle 3-6 zusammengestellt

Schicht	Schichtdicke
Deck- oder Schutzschicht MA 8	20 bis 30 mm
Deck- oder Schutzschicht MA 11	30 bis 45 mm
PBD	Nenn Dicke 5 mm, bei Überlappung 10 mm

Tabelle 3-6: Schichtdicken gemäss VSS-Norm SN 640 451

Als Trennschicht kann Glasvlies oder Ölpapier in ein oder zwei Lagen eingesetzt werden.

Die Polymerbitumen-Dichtungsbahn (PBD) hat die Anforderungen der Tabelle 18 „Anforderungen, Prüfungen und Kontrollen der Polymerbitumen-Dichtungsbahnen in nicht eingebautem Zustand“ in Ziffer 29 der VSS-Norm SN 640 450 [16] zu erfüllen.

Schutz- und Deckschichten aus Gussasphalt müssen den Anforderungen der SN 640 441 NA (EN 13108-6:2006) „Asphalt – Gussasphalt – Mischgutanforderungen“ [17] genügen. Der Nachweis der erforderlichen Eigenschaften erfolgt gemäss SN 640 431-20 NA (EN 13108-20:2006) „Asphalt – Anforderungen – Teil 20: Erstprüfung“ [18].

### 3.4.3 Belagsaufbau

#### 3.4.3.1 Vorschlag durch die Spezialisten der Empa-Abteilung 113

Als Trennschichten wurde Glasvlies (zweilagig) empfohlen. Ölpapier könnte sich in diesem Fall als zu rutschig erweisen. Als Abdichtung wird empfohlen, eine zweilagige PBD mit Bostich auf der Holzplatte zu befestigen. Bei einer zweilagigen PBD verringert sich durch die geringere Aufheizung im Bereich der Trennschicht das Risiko einer Verklebung. Ausserdem sollte sich nach Projektabschluss der Gussasphaltbelag relativ leicht von der Holzkonstruktion trennen lassen.

Als Schutzschicht sollte ein MA 11 mit 35 mm Schichtdicke und als Deckschicht ein MA 8 mit 25 mm Schichtdicke eingebaut werden (Bild 3.22). MA bedeutet „Mastic Asphalt“. Die Zahlen 8 und 11 stehen für die oberen Korngrössen (Sieb-Lochdurchmesser). Wegen der leichteren Verarbeitbarkeit wird in beiden Fällen als Bindemittel ein Bitumen 70 – 100 vorgeschlagen.

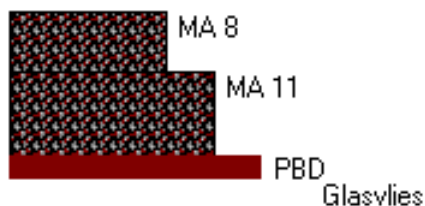


Bild 3.22: Aufbau des Belags mit unterschiedlicher Schutz- und Deckschicht

Um Kosten zu sparen könnte als Schutz- und als Deckschicht der gleiche Gussasphalt eingesetzt werden, somit zweimal 30 mm MA 8 (Bild 3.23). Der Nachteil dieser Lösung liegt darin, dass der Einbau mit der maximal noch zulässigen Schichtdicke stattfinden muss.

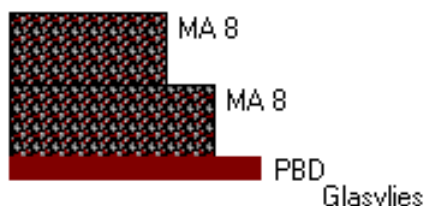


Bild 3.23: Aufbau des Belags mit identischer Schutz- und Deckschicht

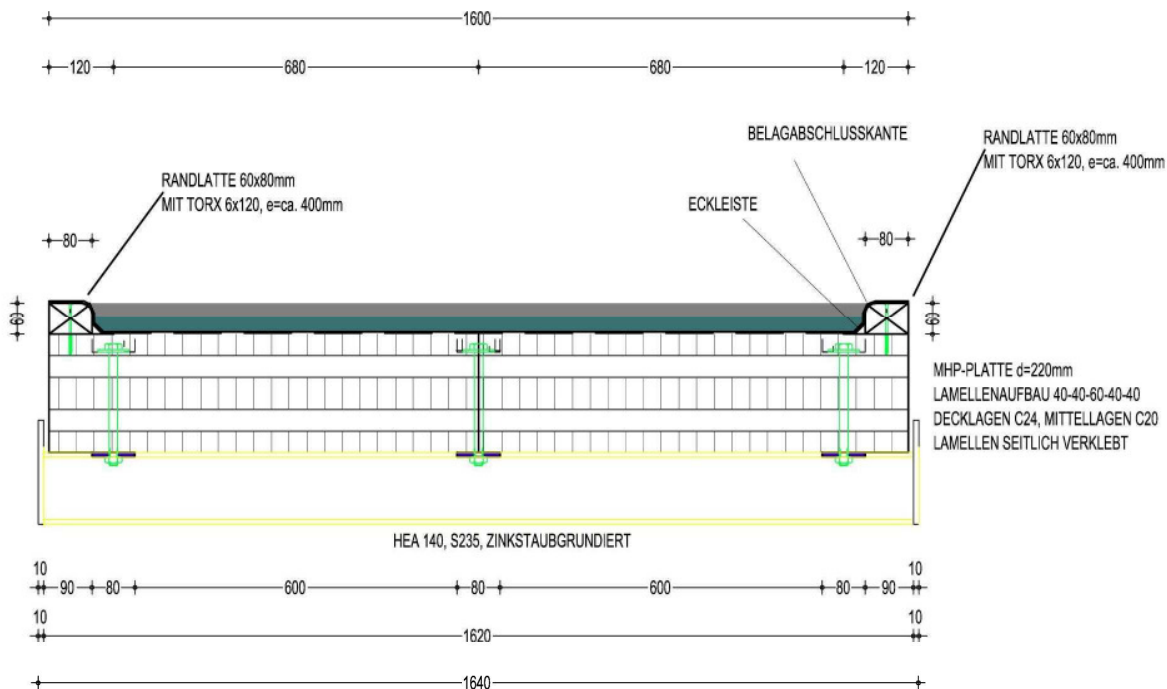
#### 3.4.3.2 Ausgeführter Aufbau

Der letztlich im Projekt zur Ausführung gelangte Aufbau entspricht der Sparvariante mit Schutz- und Deckschicht aus demselben Gussasphalt MA 8 bei identischer Schichtdicke von 30 mm. Um den Belag nach Projektabschluss auf einfache Weise von den Holzplatten entfernen zu können, wurden die Dichtungsbahnen nicht mit Bostich auf dem Holz befestigt, sondern nur auf das Glasvlies aufgelegt. Bei der Massivholzplatten-Brücke wies der Belag die geforderte Mindestdicke von 60 mm auf. Mit ca. 55 mm lag die Belagsstärke bei der QS-Plattenbrücke geringfügig unter der Vorgabe. Abgesehen vom Bindemittel (unterschiedliche Hersteller und Produkte) waren die Mischgüter der

beiden Brückenbeläge praktisch identisch. Angaben zur Produktion und zum Einbau des Belags sind in Tabelle 3-7 zusammengestellt. Bild 3.24 zeigt den ausgeführten Belagsaufbau zusammen mit der Brückenplatte am Beispiel der Massivholzplatten-Brücke.

Produktion	Belag für MHP-Brücke	Belag für QS-Plattenbrücke
Firma	Aeschlimann Aufbereitungsanlage Boningen	Aeschlimann Aufbereitungsanlage Boningen
Mischgutsorte	Gussasphalt MA 8 TNP	Gussasphalt MA 8 TSP
Mischrezept	050877	50887
Bindemittel BP	Olexobit SMA (PmB) BP	Nypol 45 HR (PmB) Nynas
Bindemitteldosierung	7.7 Masse-%	unbekannt
Zusätze	2% Trinidad TP	unbekannt
<b>Einbau und Probenahme</b>		
Datum	22. 11. 2007	8. 4. 2008
Einbautemperatur	205 – 215 °C	205 – 215 °C
Probenahme durch	M. Hugener (Empa)	H. Kienast (Empa)
Bemerkungen	Entnahme aus 1. Schicht	Entnahme aus 1. und 2. Schicht

Tabelle 3-7: Angaben zur Produktion und zum Einbau der Beläge



AUFBAU BELAG VON OBEN NACH UNTEN:

- Splitt, ca. 5kg/m<sup>2</sup>
- 2 Schichten MA 8 à 30 mm
- Abdichtung PBD einlagig, nicht genagelt
- Trennschicht Glasvlies zweilagig
- Holzkonstruktion

Bild 3.24: Brückenquerschnitt (Beispiel Massivholzplatten-Brücke) mit Holzplatte, Gussasphaltbelag und Randabschluss



#### **3.4.4 Belagseinbau**

Der Belag wurde jeweils in 2 Schichten auf die Brücke in der Bauhalle der Empa eingebracht. Der Arbeitsablauf ist in Bild 3.25 – Bild 3.35 3.36 dargestellt.

Vor dem Beginn der Belagsarbeiten wurden Löcher in die Brückenplatte gebohrt, um den Ausgleich des beim Belagseinbau entstehenden Dampfdrucks zu ermöglichen. In einem ersten Arbeitsgang wurde als Trennschicht zwischen Belag und Holzplatte Glasvlies zweilagig ausgelegt (Bild 3.25). Es bestand somit (ausser den Reibungskräften in der Trennschicht) kein mechanisch wirksamer Verbund zwischen Belag und Holzplatte. Dann wurde eine einlagige PBD-Abdichtung appliziert (Bild 3.26 und Bild 3.27). In Abweichung zu einer realen Situation in der Praxis bestanden die Randelemente nicht aus massiven Eichenholzquerschnitten, sondern aus Fichtenholz mit den Querschnittabmessungen 90/60 mm. Der Einbau des Randelements ist in Bild 3.28 erkennbar. Um des Weiteren den Montageablauf zu vereinfachen, wurde die Abdichtung nicht über das Randelement gezogen (wie in Bild 3.24 gezeigt) sondern unter das Randelement geklemmt. Als letzter Arbeitsgang vor dem Einbringen des Asphalts wurde Karton auf die vertikale Innenseite des Randelementes gelegt (Bild 3.29). Auf diese Weise war es möglich, die Randelemente nach Abschluss der Versuche wieder zu demontieren und für weitere Versuche zu verwenden.

Der Gussasphalt wurde in 2 Schichten zu je 30 mm eingebaut (Bild 3.30 – Bild 3.32). Vor Einbau der 2. Schicht liess man die erste Schicht während 2 Stunden abkühlen. Die Abschlussarbeit bildete das Einstreuen von Splitt auf die noch heisse Belagsoberfläche (Bild 3.33). Bild 3.34 zeigt einen Querschnitt durch den Belag und Bild 3.36 die fertig gestellte Brücke. Um die massgebenden Kenngrössen des GA experimentell bestimmen zu können, wurden Proben direkt ab Lkw entnommen (Bild 3.35).



Bild 3.25: Auflegen eines 2-lagigen Glasvlieses als Trennschicht



Bild 3.26: Auslegen der PBD-Abdichtung



Bild 3.27: Verschweissen der PBD-Abdichtung



Bild 3.28: Einbau des Randelementes



Bild 3.29: Karton als Trennschicht zwischen Belag und Randelement



Bild 3.30: Einbau der ersten GA-Schicht ( $t = 30 \text{ mm}$ )





Bild 3.31: Einbau der 2. GA-Schicht ( $t= 30\text{ mm}$ )



Bild 3.32: Detail Belagseinbau



Bild 3.33: Einstreuen von Split

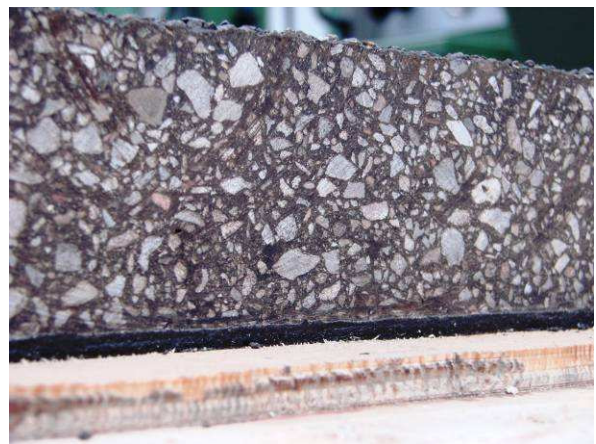


Bild 3.34: Belagsquerschnitt



Bild 3.35: Entnahme von GA-Proben



Bild 3.36: Fertig gestellte Brücke (oben: Variante Massivholzplatte, unten QS-Platte)

### 3.5 Literatur zu Kapitel 3

1. Schickhofer G. (2002): Brettsper Holz: Anwendungen und Konstruktionsdetails im mehrgeschossigen Wohn- und Kommunalbau. In: Ingenieurholzbau - Karlsruher Tage, Bruderverlag, Karlsruhe.
2. Blaß H. J., Fellmoser P. (2004): Design of solid wood panels with cross layers. In: 8th World Conference on Timber Engineering. Lahti, Finland.
3. Gsell D., Feltrin G., Schubert S., Steiger R., Motavalli M. (2007): Cross laminated timber plates: Evaluation and verification of homogenized elastic properties. Journal of Structural Engineering 133 (1) 132-138.
4. Gülzow A., Gsell D., Steiger R. (2008): Zerstörungsfreie Bestimmung elastischer Eigenschaften quadratischer 3-schichtiger Brettsper Holzplatten mit symmetrischem Aufbau. Holz als Roh- und Werkstoff 66 (1) 19-37.
5. CEN (2003): EN 338: Bauholz für tragende Zwecke - Festigkeitsklassen.
6. Donzé M. (2002): Modélisation des propriétés mécaniques d'un panneau en bois massif trois couches sollicité en flexion. Diplomarbeit Ecole suisse d'ingénieurs du bois, Ei-bois, Biel-Bienne, Schweiz.
7. DIN Deutsches Institut für Normung (Berlin) (2004): DIN 1052:2004 Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken: Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau. Beuth, Berlin.
8. Bodig J., Jayne B. A. (1993): Mechanics of wood and wood composites. Krieger Publishing Company, Malabar, Florida, USA.
9. Steck G. (1988): Bau-Furnier-Sper Holz aus Buche. Entwicklungsgemeinschaft Holzbau (EGH) in der DGfH, München.
10. Blaß H. J., Görlacher R. (2003): Bemessung im Holzbau: Brettsper Holz - Berechnungsgrundlagen. In: Holzbau-Kalender, Bruderverlag, Karlsruhe.
11. Pizio S. (1989): Fahrbahnausbildung bei Holzbrücken. In: Brücken und Stege aus Holz 21. Fortbildungskurs der SAH, 8./9. November 1989, Schweizerische Arbeitsgemeinschaft für Holzforschung, Zürich.
12. Pizio S. (1996): Spezielle Konstruktionsformen: Quervorgespannte Holzplatten (QS-Platten). In: Stahl im Holzbau. 10. Fortbildungskurs "Holzbau", 19. September 1996. Empa und FH Rapperswil.
13. Bernasconi A. (2002): Holzbulletin 65/2002 - Brücken und Wege. Lignum, Zürich.
14. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (2003): Norm SIA 265/1 - Holzbau - Ergänzende Festlegungen.
15. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS (2008): Norm SN 640 451 - Abdichtungssysteme und bitumenhaltige Schichten auf Brücken mit Fahrbahnplatten aus Holz (Entwurf).
16. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS (2005): Norm SN 640 450 - Abdichtungssysteme und bitumenhaltige Schichten auf Betonbrücken - Systemaufbauten, Anforderungen, Ausführung.
17. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS (2002): Norm SN 640 441 NA (EN 13108-6) - Asphalt - Mischgutanforderungen Teil 6: Gussasphalt.
18. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS (2004): Norm SN 640 431-20 NA (EN13108-20) Asphalt - Anforderungen - Teil 20: Erstprüfung.

## 4. Bemessung der Schrägseilbrücke

### 4.1 Geometrie und Aufbau der Brücke

Die geometrischen Abmessungen der Brücke sind in Bild 4.1 dargestellt. Die Breite des Brückendecks beträgt 1.60 m und die gesamte Brückenlänge 19.20 m. Das Hauptfeld hat eine Länge von 15.60 m und ist mittig durch ein Schrägseilpaar (Litze,  $A = 150 \text{ mm}^2$ ) abgestützt, welches 1.00 m unterhalb der Pylonspitze befestigt ist. Der Winkel zwischen Seil und Brückenplatte beträgt  $\alpha = 34^\circ$ , was eine Seillänge von 9.413 m ergibt. Das Endfeld hat eine Spannweite von 3.60 m. Der Pylon, gebildet aus Stahlprofilen HEB 220, ist insgesamt 7.32 m hoch. Er ist 0.50 m unterhalb der Spitze mit je 3 Seilen pro Seite (Litze,  $A = 150 \text{ mm}^2$ ) im festen Auflager verankert. Der Neigungswinkel dieser Seile gegenüber dem Brückendeck beträgt  $\beta = 58^\circ$ . Die Länge der Verankerungsseile beträgt 6.801 m.

Die Brückenplatte besteht aus 2 gleich langen Teilen von je 9.60 m Länge. In Brückenmitte ist also ein biegesteifer Fahrbahnstoss nötig. Die Last aus dem Brückendeck wird mit einem Querträger HEB 200, S235 in die Seile eingeleitet.

Die Seile, welche die Hauptspannweite stützen, sind vorgespannt, so dass unter Eigen- und Auflast des Brückendecks die Durchbiegung am Aufhängepunkt kompensiert ist (siehe Bild 4.6).

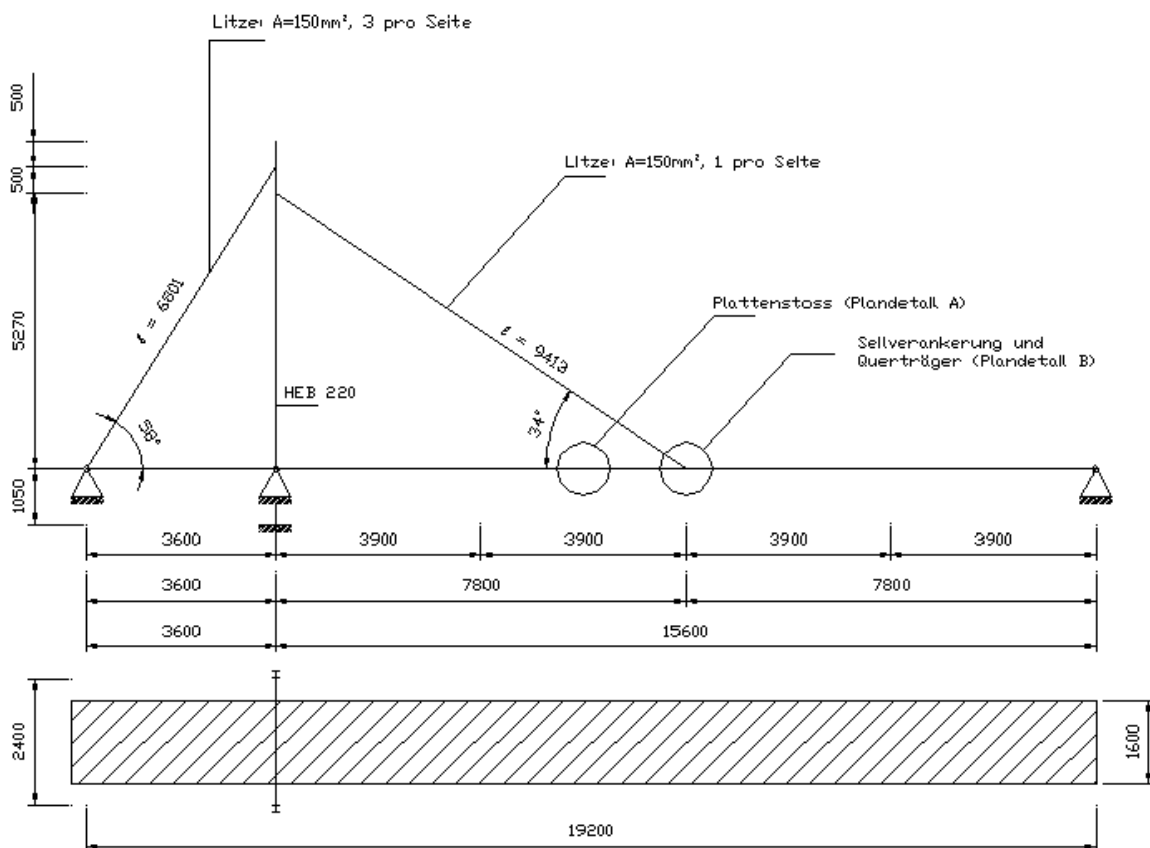


Bild 4.1: Geometrische Kenndaten der Brücke (Plandetails A und B siehe Anhang)

## 4.2 Lastannahmen

Die Brückenplatte wurde als seilverspannter Durchlaufträger über 3 Felder bezüglich Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit nach den aktuellen SIA-Normen 260 [1], 261 [2] und 265 [3] bemessen. Die in der Bemessung berücksichtigten Einwirkungen sind:

### 4.2.1 Eigen- und Auflasten

#### **Gewichtskräfte der einzelnen Bestandteile**

– Gussasphalt $t = 60 \text{ mm}$ à $24 \text{ kN/m}^3$	1.44 $\text{kN/m}^2$
– Massivholzplatte $40\text{-}40\text{-}60\text{-}40\text{-}40 = 220 \text{ mm}$ à $5 \text{ kN/m}^3$	1.10 $\text{kN/m}^2$
– QS-Platte $t = 200 \text{ mm}$ à $5 \text{ kN/m}^3$	1.00 $\text{kN/m}^2$
– Randelemente der QS-Platte (Eiche) $t = 200 \text{ mm}$ à $7.5 \text{ kN/m}^3$	1.50 $\text{kN/m}^2$
– Ankerplatten (Vorspannung QS-Platte) $160 \times 160 \times 20 \text{ mm}$ à $80 \text{ kN/m}^3$	0.041 $\text{kN/Stk}$
– Vorspannstangen (Vorspannung QS-Platte) $\varnothing 15 \text{ mm}$ , $\ell = 2160 \text{ mm}$ à $0,015 \text{ kN/m}^1$	0.032 $\text{kN/Stk}$
– Stahlplatten Biegestoss $600 \times 790 \times 8 \text{ mm}$ (4 Stk) à $80 \text{ kN/m}^3$	0.30 $\text{kN/Stk}$

#### **Gewicht pro $\text{m}^1$ Fahrbahnplatte**

– Gussasphalt: $1.48 \text{ m} \times 1.44 \text{ kN/m}^2$	2.13 $\text{kN/m}^1$
– Massivholzplatte: $1.60 \text{ m} \times 1.10 \text{ kN/m}^2$	1.76 $\text{kN/m}^1$
– QS-Platte: BSH: $1.36 \text{ m} \times 1.00 \text{ kN/m}^2$	1.36 $\text{kN/m}^1$
Randelement Eiche: $0.24 \text{ m} \times 1.50 \text{ kN/m}^2$	0.36 $\text{kN/m}^1$
Ankerplatten: 2 Stk $\times 0.041 \text{ kN/Stk pro } 0.6 \text{ m}$	0.14 $\text{kN/m}^1$
Vorspannstangen: 1 Stk $\times 0.032 \text{ kN/Stk pro } 0.6 \text{ m}$	0.05 $\text{kN/m}^1$
Total QS-Platte	1.91 $\text{kN/m}^1$
– Stahlplatten Biegestoss + Schrauben + Verbinder	$\approx 0.08 \text{ kN/m}^1$
– Randlatten: $2 \times 0.06 \text{ m} \times 0.08 \text{ m} \times 5 \text{ kN/m}^3$	0.05 $\text{kN/m}^1$

#### **Eigen- und Auflastbilanz Massivholzplattendeck**

$2.13 \text{ kN/m}^1 + 1.76 \text{ kN/m}^1 + 0.08 \text{ kN/m}^1 + 0.05 \text{ kN/m}^1$	<b>4.00 <math>\text{kN/m}^1</math></b>
	(entspricht $2.50 \text{ kN/m}^2$ Brückenfläche)

#### **Eigen- und Auflastbilanz QS-Plattendeck**

$2.13 \text{ kN/m}^1 + 1.91 \text{ kN/m}^1 + 0.08 \text{ kN/m}^1 + 0.05 \text{ kN/m}^1$	<b>4.20 <math>\text{kN/m}^1</math></b>
	(entspricht $2.63 \text{ kN/m}^2$ Brückenfläche)

#### **Querträger in der Mitte des langen Feldes**

HEB 200 mit 2 Kopfplatten FLB  $200 \times 260 \text{ mm}$ ,  $t = 10 \text{ mm}$

Lastannahme für statische Berechnung: HEB 220,  $\ell = 1.64 \text{ m}$ ,  $m = 0.715 \text{ kN/m}^1$  **1.17 kN**

### 4.2.2 Seilvorspannung

Die Seile, welche die Hauptspannweite stützen, sind vorgespannt, so dass unter Eigen- und Auflast des Brückendecks die Durchbiegung am Aufhängepunkt kompensiert ist (siehe Bild 4.6). Die dazu notwendig Seilverkürzung beträgt 1.85‰.

### 4.2.3 Nutzlasten

- Lastmodell 1 (Menschengedränge auf der Brücke): Flächenlast  $q_k = 4.00 \text{ kN/m}^2$   
 Linienlast  $q_k = 1.6 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^2 = 6.40 \text{ kN/m}$
- Reduktionsbeiwerte  $\psi_0 = \psi_1 = 0.4$  und  $\psi_2 = 0$

### 4.2.4 Schneelast

Es wurde bei der Bemessung der Brückenplatte keine Schneelast berücksichtigt.

## 4.3 Statische und dynamische Berechnung der Brücke

### 4.3.1 Software

Die statische und die dynamische Berechnung (Eigenfrequenzen und Eigenformen) der Brücke wurden mit der CUBUS-Software Statik-5 (Version 1.25) durchgeführt.

### 4.3.2 Statisches System

Die Brücke wurde als 2-dimensionales System gemäss Bild 4.2 modelliert. Betrachtet wurde nur *eine* Brückenhälfte. Die Geometrie der Brücke ist im Abschnitt 4.1 beschrieben. Die Spannweiten betragen 3.60 m – 7.80 m – 7.80 m. Das Brückendeck ist durchlaufend gelagert (Lagerschema siehe Bild 4.2). Horizontale Kräfte können beim Pylon und bei den beiden Seilabspannungen abgetragen werden. Das Brückenende auf der dem Pylon gegenüberliegenden Seite ist horizontal verschieblich gelagert. Der Pylonfuss ist in einem festen Auflager gelenkig gelagert. Die Seile sind biegesteif am Pylon und am Brückendeck angeschlossen. Auf Grund der geringen Biegesteifigkeit der Seile werden jedoch keine Biegemomente übertragen, sondern nur Normalkräfte. Der Stoss zwischen den beiden Plattenteilen wird als Vollstoss betrachtet.

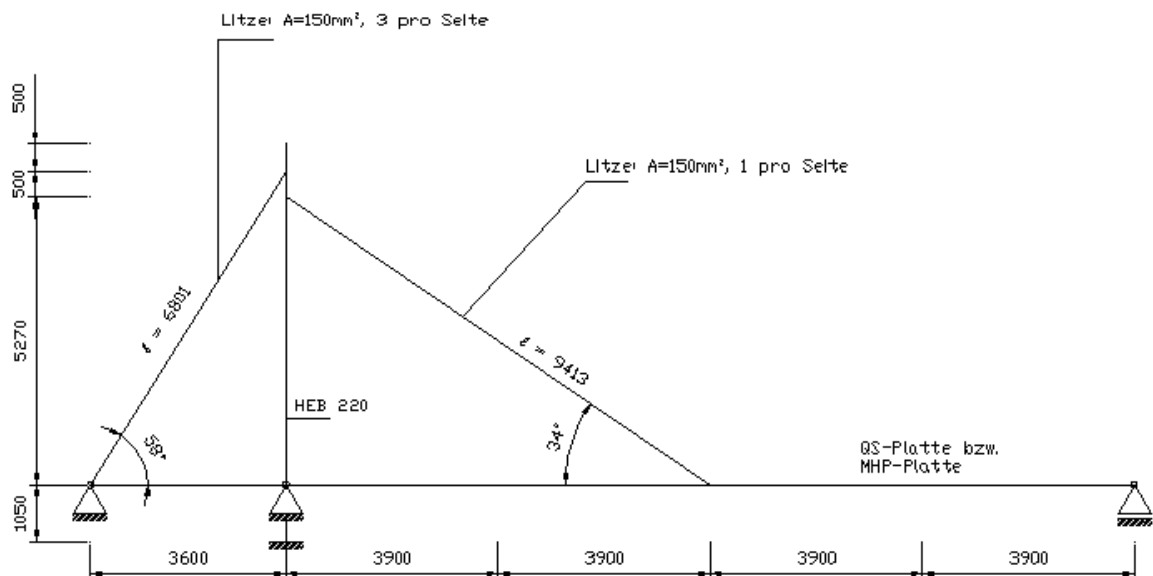


Bild 4.2: Statisches System der Brücke

### 4.3.3 Querschnittswerte

Die Berechnung der Biegesteifigkeit der beiden Brückendecks in im Abschnitt 3.1.5 (Massivholzplatte) und 3.2.5 (QS-Platte) beschrieben. In der statischen Berechnung wurden die folgenden Werte eingesetzt:

#### **MHP-Brückendeck**

- $EJ_{eff,0} = 7.44 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2/\text{m}$  ( $E = 11'000 \text{ N/mm}^2$  und  $J = 676.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4/\text{m}^1$ )

#### **QS-Brückendeck**

- $EJ_0 = 7.33 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2/\text{m}$  ( $E = 11'000 \text{ N/mm}^2$  und  $J = 666.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4/\text{m}^1$ )

Die Eichenholz-Randglieder wurden in der Biegesteifigkeit der Platte nicht berücksichtigt.

### **4.3.4 Baustoffkennwerte**

Den Stäben im statischen Modell wurden die folgenden Baustoffkennwerte zugewiesen:

- Baustahl:  $E = 210'000 \text{ N/mm}^2$ ,  $G = 80'770 \text{ N/mm}^2$ ,  $\rho = 8'000 \text{ kg/m}^3$ ,  $\alpha_T = 0.012\text{‰}$  und  $\nu = 0.30$
- Litzenstahl:  $E = 195'000 \text{ N/mm}^2$ ,  $G = 75'000 \text{ N/mm}^2$ ,  $\rho = 8'000 \text{ kg/m}^3$ ,  $\alpha_T = 0.012\text{‰}$  und  $\nu = 0.30$
- Holz:  $E = 11'000 \text{ N/mm}^2$ ,  $G = 524 \text{ N/mm}^2$ ,  $\rho = 500 \text{ kg/m}^3$ ,  $\alpha_T = 0.005\text{‰}$  und  $\nu = 0.05$

### **4.3.5 Lasteingabe für MHP-Brückendeck**

#### **Eigenlast**

- $t = 200 \text{ mm}$ ,  $\rho = 5.5 \text{ kN/m}^3$
- ständig, gleichmässig über die Brückenlänge und -breite verteilt

#### **Seilvorspannung**

- Seilverkürzung von 1.85‰ in den Seilen, welche die Brückenplatte stützen

#### **Auflast auf halber Brückenbreite**

- $b = 0.5 \times 1600 \text{ mm} = 800 \text{ mm}$
- $g_k = 0.5 \times (2.13 \text{ kN/m}^1 + 0.08 \text{ kN/m}^1 + 0.05 \text{ kN/m}^1) = 1.13 \text{ kN/m}^1$
- ständig, gleichmässig über die Brückenlänge und -breite verteilt
- Querträger HEB 200 zur Lasteinleitung in die Schrägseile:  $0.5 \times 1.17 = 0.59 \text{ kN}$ , vernachlässigt

#### **Nutzlast auf halber Brückenbreite**

- $b = 0.5 \times 1600 \text{ mm} = 800 \text{ mm}$
- $q_k = 0.8 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^2 = 3.20 \text{ kN/m}^1$
- gleichmässig verteilt, feldweise wo massgebend (3 Felder: 3.60 m, 7.80 m, 7.80 m)

### **4.3.6 Lasteingabe für QS-Brückendeck**

#### **Eigenlast**

- $t = 200 \text{ mm}$ ,  $\rho = 5.38 \text{ kN/m}^3$
- ständig, gleichmässig über die Brückenlänge und -breite verteilt

#### **Seilvorspannung**

- Seilverkürzung von 1.85‰ in den Seilen, welche die Brückenplatte stützen



#### **Auflast auf halber Brückenbreite**

- $b = 0.5 \times 1600 \text{ mm} = 800 \text{ mm}$
- $g_k = 0.5 \times (2.13 \text{ kN/m}^1 + 0.14 \text{ kN/m}^1 + 0.05 \text{ kN/m}^1 + 0.08 \text{ kN/m}^1 + 0.05 \text{ kN/m}^1) = 1.23 \text{ kN/m}^1$
- gleichmässig verteilt, feldweise (3 Felder: 3.60 m, 7.80 m, 7.80 m)
- Querträger HEB 200 zur Lasteinleitung in die Schrägseile:  $0.5 \times 1.17 = 0.59 \text{ kN}$ , vernachlässigt

#### **Nutzlast auf halber Brückenbreite**

- $b = 0.5 \times 1600 \text{ mm} = 800 \text{ mm}$
- $q_k = 0.8 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^2 = 3.20 \text{ kN/m}^1$
- gleichmässig verteilt, feldweise wo massgebend (3 Felder: 3.60 m, 7.80 m, 7.80 m)

### **4.3.7 Grenzwertspezifikation (Gefährdungsbilder)**

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (häufig) wurde der Lastbeiwert  $\gamma_F = 1.0$  gesetzt, dies gemäss Norm SIA 260 [1], Ziffer 4.4.4.3. Die Lastbeiwerte für die Einwirkungen im Nachweis der Tragsicherheit waren:

- Eigenlast:  $\gamma_F = 1.35$
- Auflast:  $\gamma_F = 1.35$
- Nutzlast:  $\gamma_F = 1.5$

### **4.3.8 Resultate**

#### **Tragsicherheit - Auflagerkräfte**

Die Reaktionsgrenzwerte in horizontaler und in vertikaler Richtung sind in Bild 4.3 dargestellt.

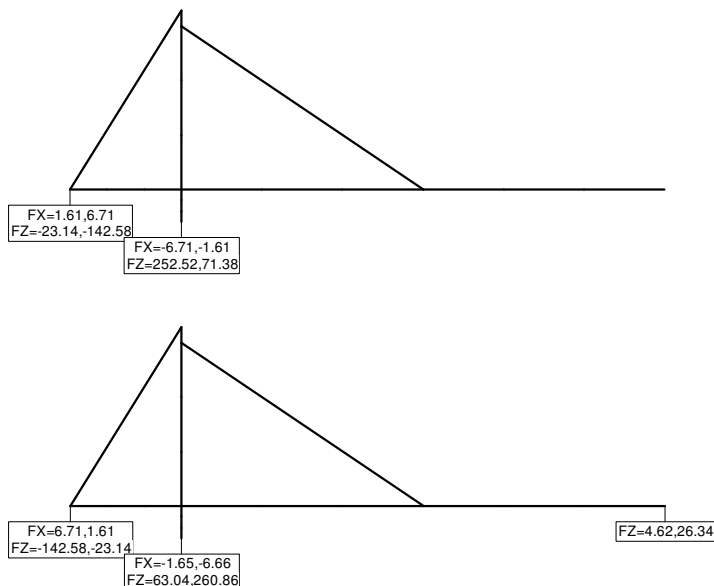


Bild 4.3: Reaktionsgrenzwerte für FX (oben) und FZ (unten) mit zugehörigen Komponenten [kN] bzw. [kN/m]

### Tragsicherheit - Schnittkräfte

Bild 4.4 zeigt die Schnittkraftgrenzwerte (Normalkraft  $N$ , Querkraft  $V_z$  und Biegemoment  $M_y$ ) für den Tragsicherheitsnachweis.

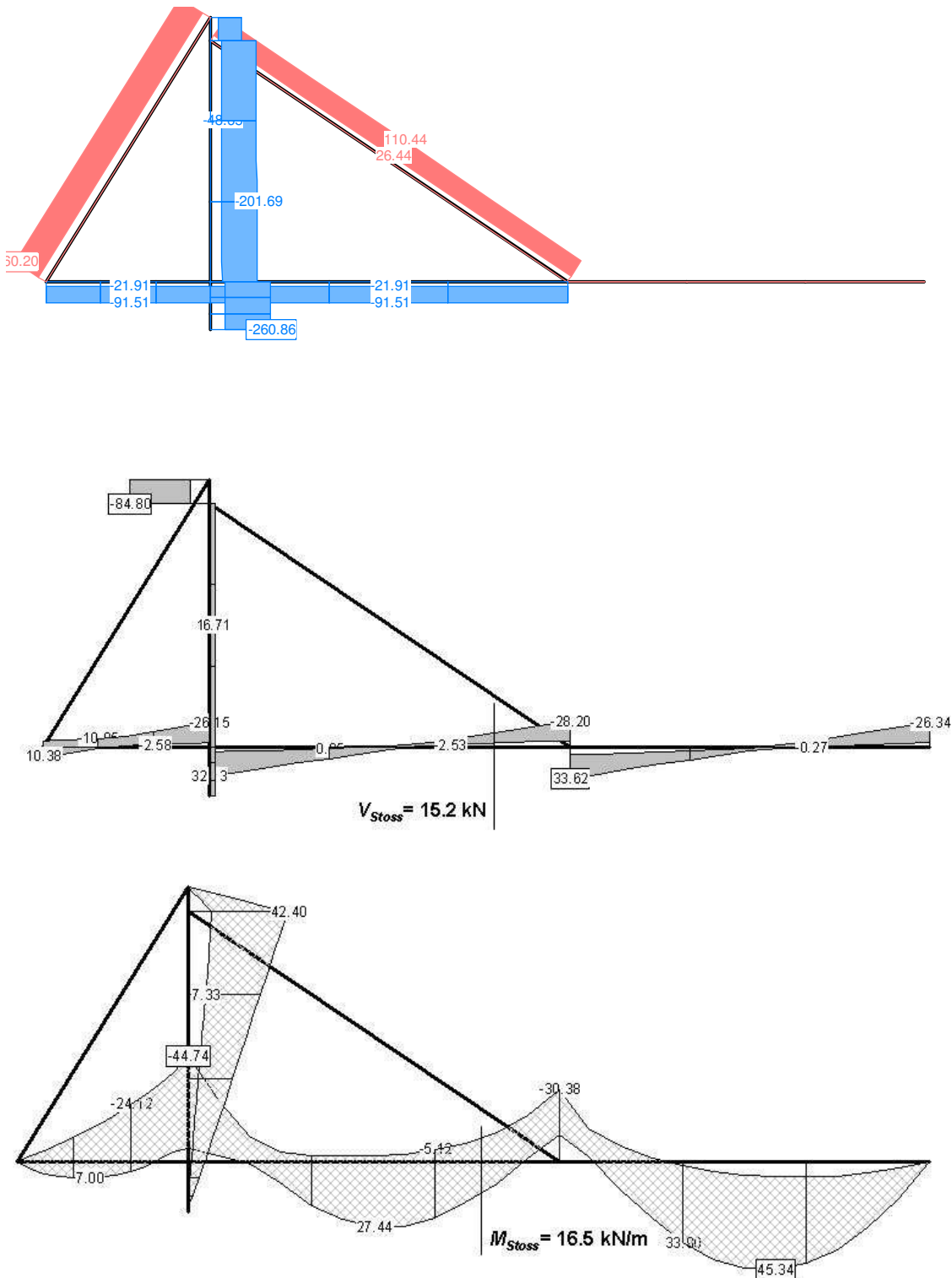


Bild 4.4: Schnittkraftgrenzwerte der Normalkraft  $N$  (oben), Querkraft  $V_z$  (Mitte) und des Biegemoments  $M_y$  (unten), [kN] bzw. [kNm]

### Tragsicherheit – Spannungen (homogen)

Die Spannungsgrenzwerte in den Seilen, im Pylon und im Brückendeck, bestimmt an homogenen Querschnitten sind in Bild 4.5 dargestellt.

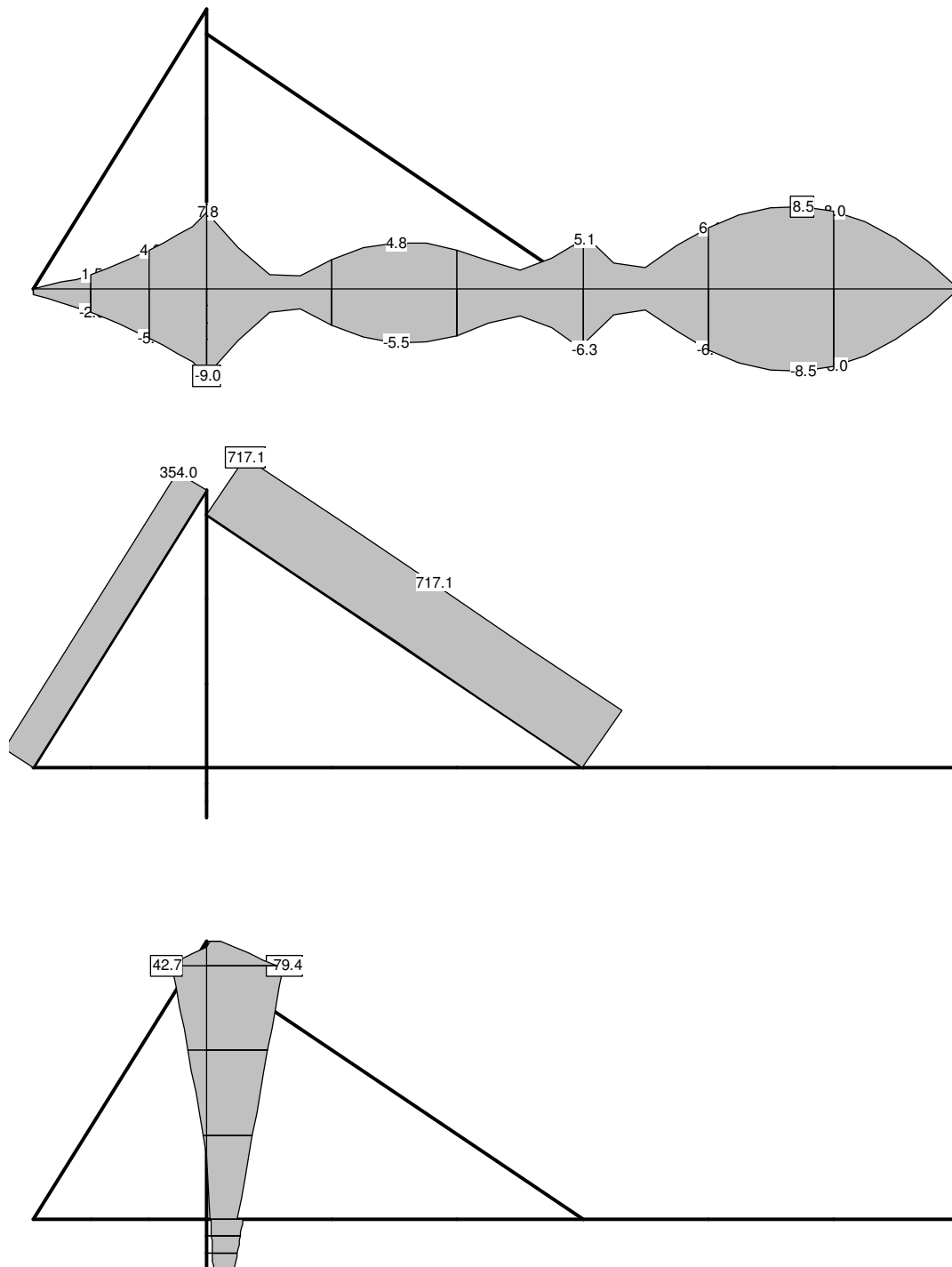


Bild 4.5: Spannungsgrenzwerte (homogen) im Brettschichtholz (oben), im Litzenstahl (Mitte) und im Baustahl (unten) [ $\text{N/mm}^2$ ]

### Gebrauchstauglichkeit – Verformungen unter ständigen Lasten

Bild 4.6 zeigt die durch die Eigenlasten und die Auflasten verursachten Verschiebungen in der Brücke.

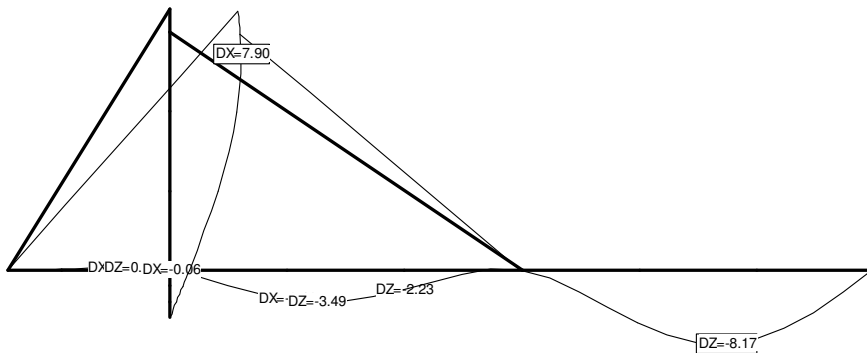


Bild 4.6: Verschiebungen unter Eigenlast und Auflast

### Gebrauchstauglichkeit – Verformungen unter ständigen Lasten + Nutzlasten

Die sich für die Lastkombination "Gebrauch – häufig" (Eigenlast + Auflast + Nutzlast, wo massgebend) ergebenden Verformungen zeigt Bild 4.7.

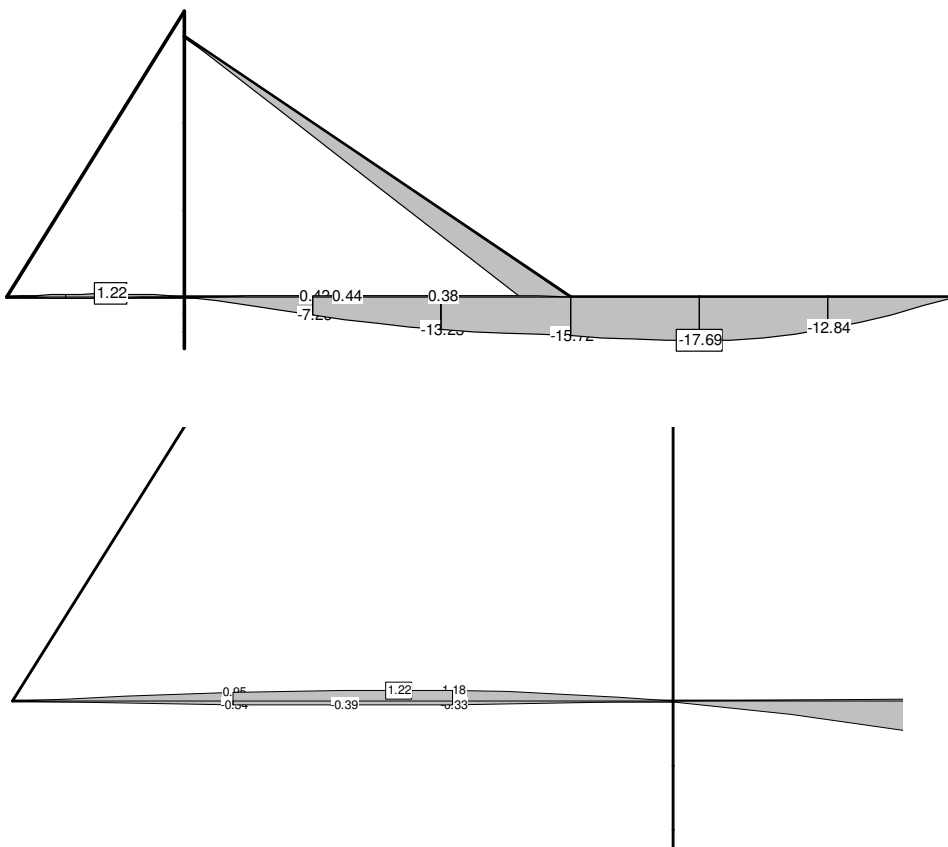


Bild 4.7: Verschiebungen für den Lastfall "Gebrauch – häufig" (Eigenlast + Auflast + Nutzlast, wo massgebend) für die Gesamtstruktur (oben) und in vergrößerter Darstellung für das kurze Endfeld (unten)

### Gebrauchstauglichkeit – Schwingungen

Als erste Abschätzung des Schwingungsverhaltens der Brücke wurden die ersten 4 Eigenformen und die zugehörigen Eigenfrequenzen für die Platte mit Belag ermittelt. Die Dicke der Brückenplatte in dieser Berechnung war 200 mm (entsprechend der QS-Platte) und als Baustoff wurde Brettschichtholz GL24h mit  $E_0 = 11'000 \text{ N/mm}^2$  und  $G = 500 \text{ N/mm}^2$  [3] angenommen. Die Masse des Querträgers wurde vernachlässigt. Die Resultate sind in Bild 4.8 dargestellt.

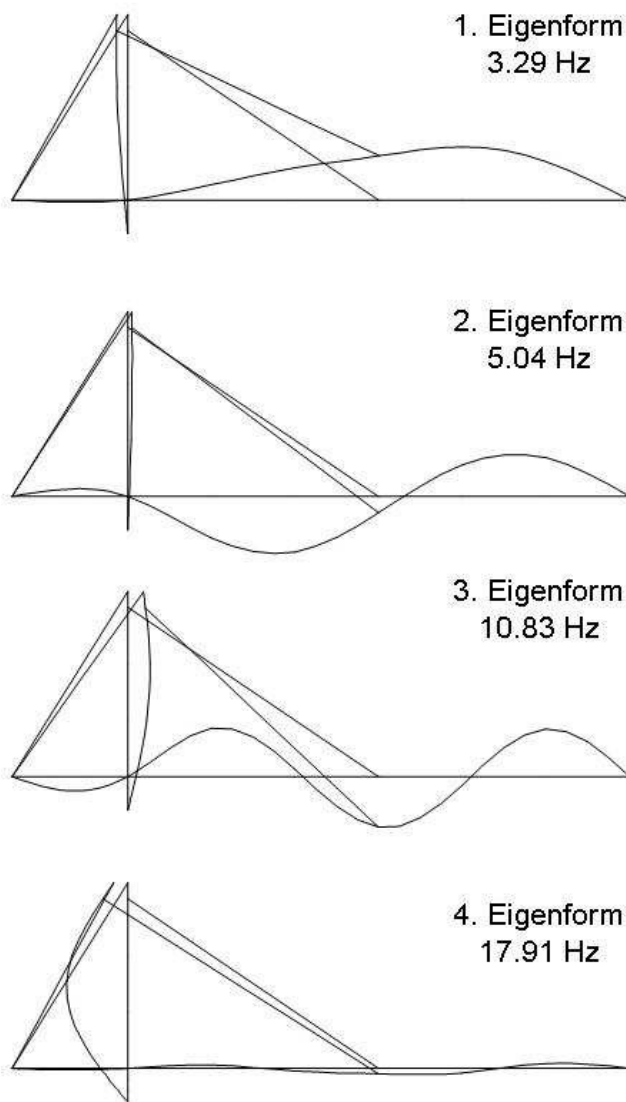


Bild 4.8: 1. bis 4. Eigenform für die QS-Platte mit Belag (Materialannahme für Berechnung: GL24h)

Da die letztlich ausgeführte Brücke geringfügige geometrische Modifikationen aufwies (Der Querträger musste um 40 cm verschoben werden (siehe Bild 8.1).), wurden die Eigenfrequenzen später neu berechnet. Gleichzeitig wurden die Massivholzplatte ( $t = 220 \text{ mm}$ ) und die QS-Platte ( $t = 200 \text{ mm}$ ) differenzierter modelliert und die Masse des Stahlquerträgers wurde im Modell berücksichtigt. Neben der Annahme von Brettschichtholz GL24h als Baustoff für die Brückenplatten, wurden auch die effektiven, mittels Modalanalyse und Durchbiegungsversuchen bestimmten Plattensteifigkeiten (siehe Kapitel 5) in die Berechnung eingeführt. Die Resultate dieser Berechnungen sind in der Tabelle 4-1 zusammengestellt.

Ausbildung	Steifigkeiten <sup>3)</sup>	Massenkombination	1. Eigenfreq.	2. Eigenfreq.	3. Eigenfreq.	4. Eigenfreq.
Massivholzplatte Plattendicke 220 mm	$E_0 = 8'434 \text{ N/mm}^2$	Platte <sup>1)</sup> ohne Belag <sup>2)</sup>	<b>4.68</b>	<b>7.49</b>	14.73	16.76
	$G = 486 \text{ N/mm}^2$	Platte <sup>1)</sup> mit Belag <sup>2)</sup>	<b>3.23</b>	<b>5.04</b>	10.68	15.81
	$E_0 = 9'731 \text{ N/mm}^2$	Platte <sup>1)</sup> ohne Belag <sup>2)</sup>	<b>4.79</b>	<b>8.07</b>	15.21	17.43
	$G = 720 \text{ N/mm}^2$	Platte <sup>1)</sup> mit Belag <sup>2)</sup>	<b>3.30</b>	<b>5.43</b>	11.44	15.85
QS-Platte Plattendicke 200 mm	$E_0 = 11'000 \text{ N/mm}^2$	Platte <sup>1)</sup> ohne Belag <sup>2)</sup>	<b>4.87</b>	<b>7.76</b>	14.94	17.07
	$G = 500 \text{ N/mm}^2$	Platte <sup>1)</sup> mit Belag <sup>2)</sup>	<b>3.29</b>	<b>5.09</b>	10.78	15.83
	$E_0 = 12'190 \text{ N/mm}^2$	Platte <sup>1)</sup> ohne Belag <sup>2)</sup>	<b>4.94</b>	<b>8.17</b>	15.23	17.60
	$G = 580 \text{ N/mm}^2$	Platte <sup>1)</sup> mit Belag <sup>2)</sup>	<b>3.34</b>	<b>5.36</b>	11.30	15.85

<sup>1)</sup> inklusive Masse der Stahlteile

<sup>2)</sup> inklusive Masse der Randlatten

<sup>3)</sup> Normwerte für QS-Platte: GL24h, für Massivholzplatte: Schichten C24 und C20 gemäss Bild 3.5, modifizierte Sperrholzanalogie. Effektive Steifigkeiten aus Modalanalyse und Durchbiegungsversuchen (Kapitel 5)

Tabelle 4-1: Eigenfrequenzen für die 1. – 4. Eigenform, bestimmt unter Berücksichtigung der effektiv ausgeführten Brückengeometrie, der Masse des Stahlquerträgers und der planmässigen und effektiven Plattensteifigkeiten

## 4.4 Bemessung

### 4.4.1 Massgebende Normen

Der Tragsicherheitsnachweis wird gemäss Norm SIA 265 [3] geführt. Für den Bemessungswert der Rollschubspannung  $\tau_{R,d}$  wird angenommen, dass dieser 1/3 der Schubspannung  $\tau_d$  beträgt [4]. Die Richtwerte für die Gebrauchsgrenzen werden der Norm SIA 260 [1] entnommen.

### 4.4.2 Brückenplatte

#### Tragsicherheitsnachweis – Biegung

BSH GL24h, bzw. Vollholz C24, Feuchteklasse 2,  $M_{d,max} = 45.3 \text{ kNm}$  (siehe Bild 4.4)

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d} \cdot \eta_w = 16 \text{ N/mm}^2 \cdot 0.8 = 12.8 \text{ N/mm}^2 \quad (4-1)$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{d,max} \cdot h/2}{J} = \frac{45.3 \cdot 10^6 \cdot h/2}{J} \quad (4-2)$$

Nachweis für QS-Platte (für Plattenbreite = 0.80 m):

$$\sigma_{m,d} = \frac{45.3 \cdot 10^6 \cdot 100}{0.8 \cdot 666.7 \cdot 10^6} = 8.5 \text{ N/mm}^2 < 12.8 \text{ N/mm}^2 \quad \text{okay} \quad (4-3)$$

Nachweis für MHP-Platte (für Plattenbreite = 0.80 m)

$$\sigma_{m,d} = \frac{45.3 \cdot 10^6 \cdot 110}{0.8 \cdot 676.7 \cdot 10^6} = 9.2 \text{ N/mm}^2 < 12.8 \text{ N/mm}^2 \quad \text{okay} \quad (4-4)$$

**Tragsicherheitsnachweis – Schub**

BSH GL24h, bzw. Vollholz C24, Feuchteklasse 2,  $V_{d,max} = 33.6$  kN (siehe Bild 4.4)

$$\text{Schubnachweis:} \quad \tau_d \leq f_{v,d} \cdot \eta_w = 1.8 \text{ N/mm}^2 \cdot 0.8 = 1.44 \text{ N/mm}^2 \quad (4-5)$$

$$\text{Rollschubnachweis:} \quad \tau_{R,d} \leq \frac{1}{3} f_{v,d} \cdot \eta_w = 0.6 \text{ N/mm}^2 \cdot 0.8 = 0.48 \text{ N/mm}^2 \quad (4-6)$$

$$\tau_d = \frac{1.5 \cdot V_{d,max}}{A} = \frac{1.5 \cdot 33.6 \cdot 10^3}{A} \quad (4-7)$$

Nachweis für QS-Platte (für Plattenbreite = 0.80 m):

$$\tau_d = \frac{1.5 \cdot 33.6 \cdot 10^3}{200 \cdot 800} = 0.32 \text{ N/mm}^2 < 1.44 \text{ N/mm}^2 \quad \text{okay} \quad (4-8)$$

Nachweis für MHP-Platte (für Plattenbreite = 0.80 m)

$$\tau_d = \frac{1.5 \cdot 33.6 \cdot 10^3}{220 \cdot 800} = 0.29 \text{ N/mm}^2 < 1.44 \text{ N/mm}^2 \quad \text{okay} \quad (4-9)$$

$$\tau_{R,d} = \frac{1.5 \cdot 33.6 \cdot 10^3}{220 \cdot 800} = 0.29 \text{ N/mm}^2 < 0.48 \text{ N/mm}^2 \quad \text{okay} \quad (4-10)$$

**Gebrauchstauglichkeitsnachweis – Durchbiegungen**

$$\text{Aussehen:} \quad w_{tot} \leq \frac{\ell}{700} = \frac{7800}{700} = 11.1 \text{ mm} \quad (\text{Norm SIA 260, Tab. 9}) \quad (4-11)$$

$$w_{tot} = (1 + \phi) \cdot w_{el} \text{ (infolge } g_{k,EG+AL}) = (1 + 1) \cdot 8.2 \text{ mm} = 16.4 \text{ mm} > 11.1 \text{ mm} \quad (4-12)$$

$w_{el}$  (infolge  $g_{k,EG+AL}$ ) = 8.2 mm (siehe Bild 4.6)

In der Praxis (Brücke in der freien Natur) muss ein Kriechfaktor von  $\phi = 1.0$  angenommen werden. Der Nachweis ist dann nicht erfüllt und die Brückenplatte müsste in grösserer Dicke ausgeführt werden.

$$\text{Komfort:} \quad w_{tot} \leq \frac{\ell}{600} = \frac{15600}{600} = 26 \text{ mm} \quad (\text{Norm SIA 260, Tab. 9}) \quad (4-13)$$

$$w_{tot} = w_{el} \text{ (infolge } \psi_1 \cdot q_k) = 17.7 \text{ mm} < 26 \text{ mm} \quad \text{okay} \quad (4-14)$$

( $\psi_1$  und  $q_k$  siehe 4.2.3)

**Gebrauchstauglichkeitsnachweis – Schwingungen**

$$\text{Komfort:} \quad f > 4.5 \text{ Hz bzw. } < 1.6 \text{ Hz} \quad (\text{Norm SIA 260, Tab. 10}) \quad (4-15)$$

1 Eigenfrequenz:  $f_1 = 3.29$  Hz (siehe Bild 4.8)

Die Richtwerte gemäss Norm SIA 260, Tabelle 10 sind nicht eingehalten. Es ist also eine genauere dynamische Berechnung unter Berücksichtigung der Dämpfung erforderlich. Da es sich um eine Schrägseilbrücke handelt, sind auch Untersuchungen zur dynamischen Interaktion zwischen der Seil- und der Brückendeckschwingung erforderlich.



Wie die Erfahrung [5] zeigt, ist eine exakte rechnerische Betrachtung der Schwingung von Schrägseilbrücken nur schwer möglich. Es ist insbesondere schwierig, die Kopplung zwischen Seil- und Brückendeckschwingung sowie die dämpfende Wirkung des Asphaltbelages korrekt im Modell zu erfassen. Es ist daher das Ziel dieses Forschungsprojekts, die erwähnten Einflüsse experimentell zu ermitteln.

#### 4.4.3 Montagestoss

Der Stoss zwischen den beiden Brückenplatten wird, wie in Abschnitt 3.3 beschrieben, mit selbstbohrenden Schrauben ausgeführt. Die Bemessung des Stosses erfolgt mit Hilfe der Lignum-Holzbautabellen HBT 1 [6] und der Firmendokumentation von SFS intec für das Befestigungssystem WT, eingesetzt als Anschluss Haupt-/Nebenträger [7]. Das Biegemoment wird auf der Ober- und der Unterseite der Holzplatte mittels Stahlblechen ( $t = 8 \text{ mm}$ ) übertragen. Die statische Höhe (innerer Hebelarm zwischen den Stahlplatten) beträgt  $h_{stat} = \text{Plattendicke} - 2 \cdot 0.008 \text{ m}$ . Die verwendeten  $3 \times 19 = 57$  selbstbohrenden Holzschrauben  $\varnothing 10 \text{ mm}$ ,  $\ell = 90 \text{ mm}$  sind auf Abscheren beansprucht. Die Querkraftübertragung erfolgt mittels 10 Paaren SFS-WT-Verbindern ( $\varnothing 8.2 \text{ mm}$ ,  $\ell = 245 \text{ mm}$ ), welche unter einem Winkel von  $45^\circ$  geneigt, kreuzweise in die Platten eingeschraubt werden (siehe Bild 3.20).

##### Tragsicherheitsnachweis – Biegung

$M_{Ed} = 15.6 \text{ kN/m}$  (siehe Bild 4.4)

$$M_{Rd} = \eta_w \cdot m \cdot n \cdot R_{0,d} \cdot h_{stat} \quad (4-16)$$

$R_{0,d} = 3.19 \text{ kN}$  (siehe Lignum-Holzbautabellen HBT 1, Seite 95)

Einschraubtiefe  $s = (90 - 8) = 82 \text{ mm}$  Stahl-Holzverbindung

Nachweis für QS-Platte:

$$M_{Rd} = 0.8 \cdot 19 \cdot 3 \cdot 3.19 \cdot (0.2 - 2 \cdot 0.008) = 26.8 \text{ kNm} > 15.6 \text{ kNm} \quad \text{okay} \quad (4-17)$$

Nachweis für MHP-Platte:

$$M_{Rd} = 0.8 \cdot 19 \cdot 3 \cdot 3.19 \cdot (0.22 - 2 \cdot 0.008) = 29.7 \text{ kNm} > 15.6 \text{ kNm} \quad \text{okay} \quad (4-18)$$

##### Tragsicherheitsnachweis – Querkraft

$V_{Ed} = 15.2 \text{ kN}$  (siehe Bild 4.4)

$$V_{Rd} = \eta_w \cdot a \cdot R_{Vd} \cdot k_{red} \quad (4-19)$$

$a = \text{Anzahl Schraubenpaare (5 Schraubenpaare pro Brückenhälfte)}$

$k_{red} = a^{-0.1}$  (Norm SIA 265, Ziffer 6.5.3.5)

$R_{Vd} = 9.8 \text{ kN}$  (SFS intec-Dokumentation "Befestigungssystem WT: Anschluss Haupt-/Nebenträger")

$$V_{Rd} = 0.8 \cdot \frac{10^{0.9}}{2} \cdot 9.8 = 31.1 \text{ kN} > 15.2 \text{ kN} \quad \text{okay} \quad (4-20)$$

## 4.5 Ausführungspläne

Die durch das Ingenieurbüro Silvio Pizio erstellten Ausführungspläne für die Massivholzplattenbrücke (Plan 307.991-2-101A) und für die QS-Plattenbrücke (Plan 307.991-2-100C) sind im Anhang zum Versuchsbericht beigefügt.

## 4.6 Literatur zu Kapitel 4

1. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (2003): Norm SIA 260: Grundlagen der Projektierung von Tragwerken.
2. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (2003): Norm SIA 261: Einwirkungen auf Tragwerke.
3. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (2003): Norm SIA 265 - Holzbau.
4. DIN Deutsches Institut für Normung (Berlin) (2004): DIN 1052:2004 Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken: Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau. Beuth, Berlin.
5. Hamm P. (2003): Schwingungsverhalten von Fussgängerbrücken aus Holz. Technische Universität München, München.
6. Banholzer H., Fuhrmann C., Luginbühl U. C., Mischler A. (2005): Holzbautabellen. LIGNUM (Holzwirtschaft Schweiz), Zürich.
7. SFS intec (2006): Befestigungssystem WT von SFS intec: Anschluss Haupt- / Nebenträger.



## 5. Versuche zur Bestimmung der Steifigkeiten der Brückenplatten

### 5.1 Bestimmung der Plattensteifigkeiten mittels Modalanalyse (Resonalyzer-Methode)

#### 5.1.1 Kurzbeschreibung der Resonalyzer-Methode

Um die globalen, tatsächlichen Steifigkeiten der Platten zu bestimmen, wurde im Rahmen dieser Forschungsarbeit ein Verfahren verwendet, das auf der Analyse von Biegeschwingungen basiert ([1, 2]). Das Verfahren besteht im Wesentlichen aus drei Phasen (Bild 5.1):

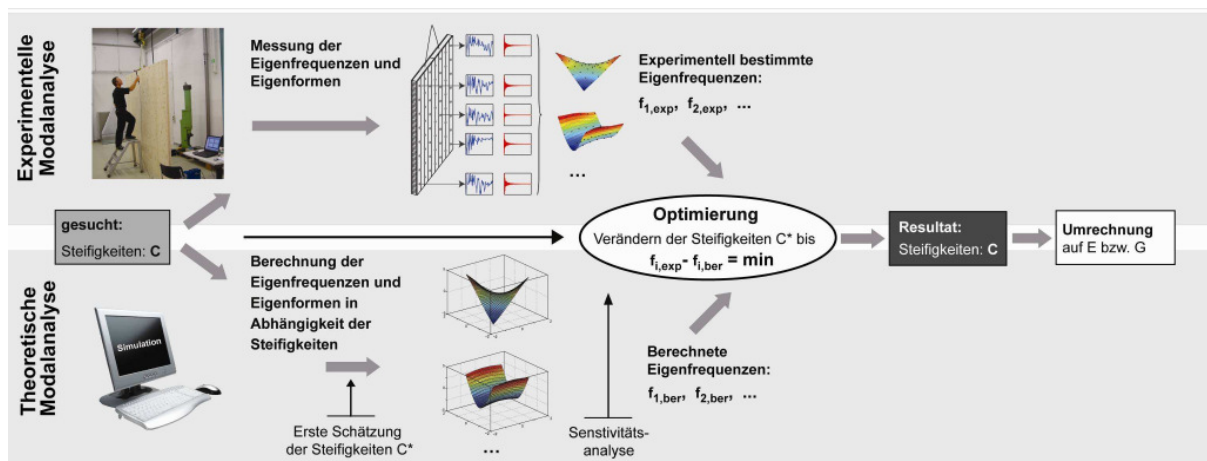


Bild 5.1: Schematische Darstellung der angewandten Methode

In der ersten Phase wird eine experimentelle Modalanalyse durchgeführt. Die Holzplatte wird mit einem Hammerschlag in Biegeschwingungen versetzt und die Resonanzfrequenzen ( $f_{i,exp}$ ) und zugehörige Schwingungsformen (Eigenmodes) der Struktur werden bestimmt (Bild 5.1, oben).

In der zweiten Phase wird das Experiment als Rechenmodell im Computer nachgebildet (theoretische Modalanalyse), mit dem Ziel, die Resonanzfrequenzen ( $f_{i,ber}$ ) und die entsprechenden Modes zu berechnen (Bild 5.1, unten). Ein physikalisches Modell der Struktur wird herangezogen, welches die Resonanzfrequenzen und Schwingungsformen in Funktion der zu bestimmenden, elastischen Eigenschaften beschreibt. Während die Geometrie und die Dichte der Platte bekannt sind, sind die einzigen Unbekannten in dieser Berechnung die gesuchten elastischen Parameter ( $C_{ij}$ ) der Platte. Diese werden im ersten Rechendurchgang geschätzt.

In beiden Phasen werden Resonanzfrequenzen und zugehörige Modes der Platte ermittelt. Während im Experiment die „realen“ bestimmt werden, handelt es sich bei den berechneten um erste Näherungswerte, welche von den geschätzten Steifigkeiten  $C^*$  abhängen. Durch systematisches, iteratives Anpassen der unbekannten Steifigkeiten  $C$  werden dann in Phase 3 die mit Hilfe des Modells berechneten Resonanzfrequenzen ( $f_{i,ber}$ ) mit den im Experiment bestimmten Resonanzfrequenzen ( $f_{i,exp}$ ) optimal in Übereinstimmung gebracht. Dies geschieht mit Hilfe eines Optimierungsalgorithmus, dessen Resultat diejenigen Steifigkeiten sind, welche das Rechenmodell am Besten an das Experiment anpassen. Um experimentell ermittelte und berechnete Eigenfrequenzen einander zuordnen zu können, werden zusammengehörende Schwingungsformen mittels MAC (Modal Assurance Criterion)-Werte identifiziert [3].

### 5.1.2 Masse und Abmessungen der Brückenplatten

Die Massivholzplatten (Bild 5.2) hatten Abmessungen von 1.6 m x 9.7 m und eine Dicke von 0.22 m. Platte 1 wog 1506 kg und Platte 2 1545 kg, was Feuchtrohdichten von  $442 \text{ kg/m}^3$  bzw.  $454 \text{ kg/m}^3$  entspricht.



Bild 5.2: Querschnitt einer Massivholzplattenhälfte

Die Brettschichtholzplatten (BSH) hatten Abmessungen von 1.6 m x 9.7 m und eine Dicke von 0.20 m. Entlang der Längsseite der Platten waren 80 mm dicke Randelemente aus Eichenvollholz angeklebt (Bild 5.3). Platte 1 wog 1558 kg und Platte 2 1567 kg, was einer gemittelten Feuchtrohdichte von  $503 \text{ kg/m}^3$  bzw.  $505 \text{ kg/m}^3$  entspricht.

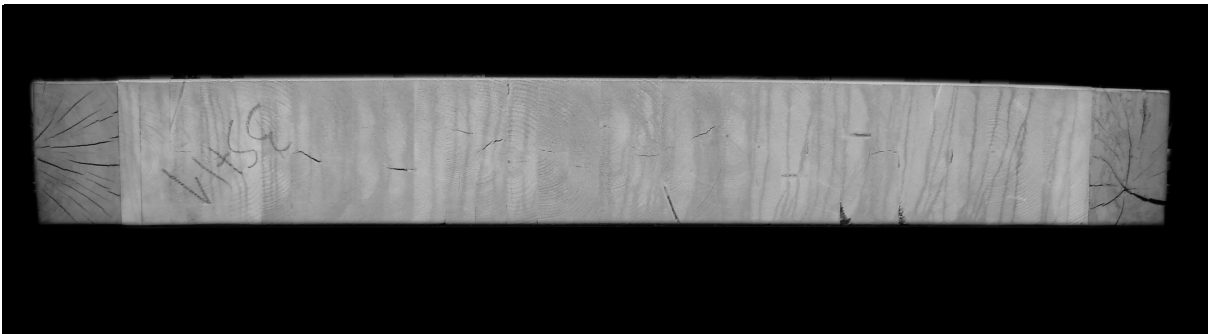


Bild 5.3: Querschnitt der Brettschichtholzplatte 1 mit seitlich aufgeklebten Eichen-Randelementen

Weitere Einzelheiten zur Herstellung und zum Aufbau der Platten sind im Kapitel 3 beschrieben.

### 5.1.3 Experimentelle Modalanalyse

In dynamischen Versuchen sind Randbedingungen wie Einspannungen oder einfache Auflager technisch nur schwierig realisierbar, da immer ein Teil der mechanischen Energie abfließt, anstatt vollständig reflektiert zu werden. Deshalb wurden alle Platten an dünnen und leichten Gurten aufgehängt, um freie Plattenränder zu realisieren. Mit einem Impulshammer (PCB 086D20) wurden die Platten an 15 Punkten, die entlang der Plattenränder angeordnet waren, zum Schwingen angeregt. Da die Platten sehr schlank waren (geringe Dicke bezogen auf die Längsausdehnung), wurden parallel zur Faserrichtung der Decklagen 11 Anregungspunkte gewählt, um auch Eigenformen (Modes) höherer Frequenz in dieser Richtung identifizieren zu können. Jeder Punkt wurde 10 Mal angeschlagen und die Messresultate wurden anschließend gemittelt. In Bild 5.4 sind die Anregungspunkte auf der 9.76 m x 1.6 m grossen Brückenplatte eingezeichnet. Die dynamische Antwort der Platten wurde mit einem kleinen, gewichtsarmen Beschleunigungssensor (Kistler 8636C10) gemessen, der in der gegenüberliegenden Ecke der Messpunkte befestigt war. Eine Analyse im Vorfeld der Messungen ergab, dass sich diese Messstellen am besten eigneten, da sich hier bei fast allen Eigenformen keine Knotenpunkte einstellten.

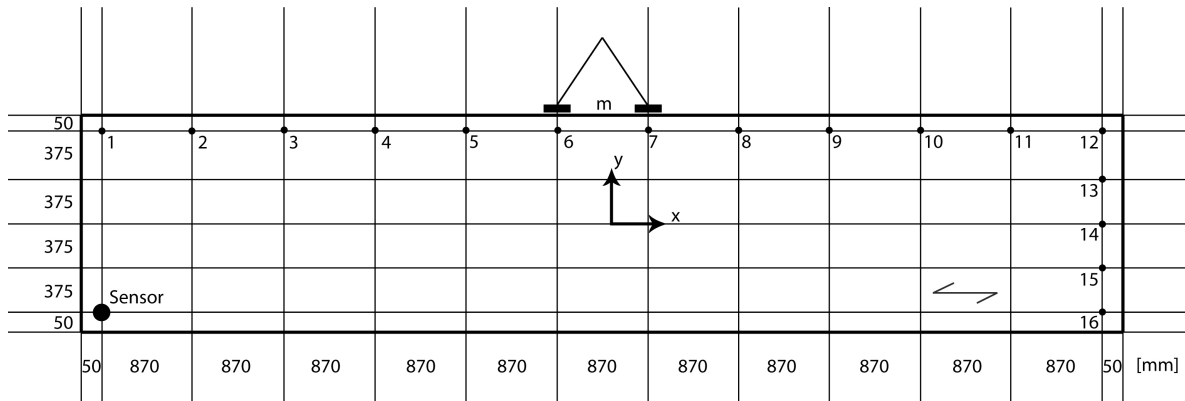


Bild 5.4: : Rastereinteilung der Messpunkte auf den Brückenplatten mit 9.67 m x 1.6 m

An jedem Messpunkt wurde die Übertragungsfunktion für jeden Hammerschlag berechnet. Die Mittelung der 10 Signale des gleichen Messpunktes erfolgte im Frequenzbereich. Die gemittelten Übertragungsfunktionen wurden zurück in den Zeitbereich transformiert, was zu den Impulsantworten führt. Die Impulsantwort  $x_j(t)$  des Punktes  $j$  der Struktur kann, wie in Gleichung (5-1) gezeigt, als Summe von  $M$  Exponentialfunktionen dargestellt werden:

$$x_j(t) = \sum_{m=1}^M A_j^m \cdot e^{i\omega_m^* t} + w(t) \quad \text{mit} \quad \omega_m^* = \omega_m + i\delta_m. \quad (5-1)$$

$A_j^m$  ist die komplexe Amplitude des Messpunktes  $j$ ,  $\omega_m$  die Resonanzfrequenz und  $\delta_m$  der Dämpfungsfaktor der  $m$ -ten Schwingungsform.  $w(t)$  stellt das Messrauschen dar.

### 5.1.4 Analytisches Modell

Im verwendeten analytischen Modell wurden die Eigenschwingungsformen und die Resonanzfrequenzen in Abhängigkeit der elastischen Konstanten  $C_{ij}$  dargestellt. Es wurden ausschliesslich Biegeschwingungen der Platte betrachtet. Im untersuchten Frequenzbereich ( $< 500\text{Hz}$ ) sind die auftretenden Wellenlängen deutlich grösser als die Dicke der Platte. Als gute Näherung konnte daher das Material über die Plattendicke als homogen angenommen werden, und das Modell konnte auf effektiven Materialeigenschaften basieren. Im Werkstoff Holz ist der Elastizitätsmodul in Richtung der Faser um mehr als eine Grössenordnung grösser als die Schubmoduln senkrecht dazu. Schubdeformationen mussten daher berücksichtigt werden. Hierzu wurde auf das Modell nach Reddy [4] zurückgegriffen. Reddy führt im Verschiebungsfeld der Platte Rotationsfreiheitsgrade ein, die neben der linearen Abhängigkeit in Dickenrichtung zusätzlich quadratische und kubische Terme enthalten. Die Platten wurden mit einem orthotropen Materialgesetz modelliert. Es existieren also drei senkrecht aufeinander stehende Symmetrie-Ebenen mit verschiedenen Steifigkeitseigenschaften. Die Anzahl der Elastizitätszahlen  $C_{ij}$  beträgt neun. Das zugehörige linear elastische Gesetz für orthotrope Werkstoffe (5-2) umfasst einen Steifigkeitstensor mit neun unabhängigen Elementen:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{23} \\ \sigma_{31} \\ \sigma_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0 \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \epsilon_{11} \\ \epsilon_{22} \\ \epsilon_{33} \\ 2\epsilon_{23} \\ 2\epsilon_{31} \\ 2\epsilon_{12} \end{Bmatrix} \quad (5-2)$$

Die Zahlen 1,2,3 sind den Richtungen der Koordinaten  $x$ ,  $y$ ,  $z$  zugeordnet und entsprechen den Hauptachsen der Orthotropie (Bild 5.5).

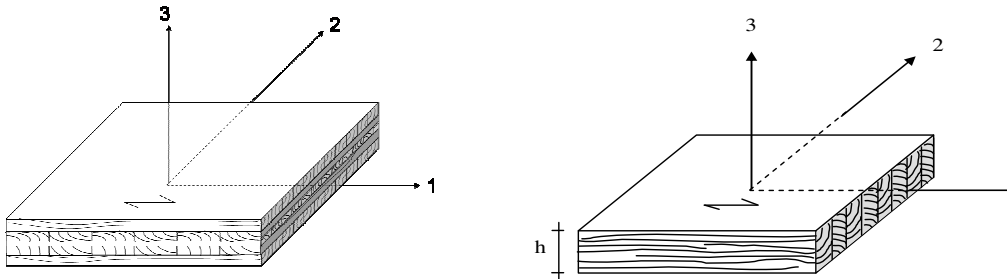


Bild 5.5: Hautrichtungen von Massivholzplatten (links) und Brettschichtholzplatten (rechts)

Durch Anwendung des Hamilton'schen Prinzips [5] können die Resonanzfrequenzen und die Schwingungsformen bestimmt werden. Dazu wird die Änderung der Gesamtenergie, die sich aus dem elastischen Potential und der kinetischen Energie zusammensetzt, Null gesetzt, woraus folgendes Eigenwertproblem resultiert:

$$(\mathbf{K} - \omega \cdot \mathbf{M}) \cdot \mathbf{q} = 0 \quad (5-3)$$

Hierbei ist  $\mathbf{K}$  die Steifigkeitsmatrix und  $\mathbf{M}$  die Massenmatrix.  $\omega$  entspricht der Kreisfrequenz und  $\mathbf{q}$  sind die Koeffizienten der Legendre-Polynome ([6]), mit welchen das zweidimensionale Verschiebungsfeld und die zwei Rotationen beschrieben werden [1].

### 5.1.5 Optimierungsprozess

In beiden Modalanalysen (experimentelle und theoretische) werden Eigenfrequenzen und Eigenformen ermittelt. Während im Experiment die „realen“ Frequenzen bestimmt werden ( $f_{i,exp}$ ), handelt es sich bei den berechneten ( $f_{i,ber}$ ) um erste Näherungswerte, welche von den geschätzten Steifigkeiten ( $C_{ij}^*$ ) abhängen. Aufgabe des Optimierungsprozesses ist es, die Steifigkeiten im theoretischen Modell so lange systematisch anzugleichen, bis der Unterschied zwischen den theoretisch berechneten und den experimentell bestimmten Eigenfrequenzen minimal wird. Dies geschieht mit Hilfe eines Optimierungsalgorithmus, dessen Resultat diejenigen Steifigkeiten sind, welche das Rechenmodell am besten an das Experiment anpasst. Die unbekannten Steifigkeitselemente werden simultan mit einem Best-Fit-Algorithmus nach [7] bestimmt. Im ersten Schritt des Prozesses müssen Startwerte angenommen werden (Kapitel 5.1.5.1, [8], [9]). Da es sich lediglich um grobe Schätzungen handelt, stimmt die Reihenfolge der experimentell bestimmten und der theoretisch berechneten Schwingungsformen nicht zwingend überein. Um sicherzustellen, dass nur die Frequenzen von jeweils zusammengehörenden Schwingungsformen zur Schätzung der elastischen Eigenschaften gebraucht werden, werden MAC Werte [3] verwendet. Für jede experimentelle Schwingungsform wird die zugehörige analytisch bestimmte Form durch den höchsten MAC-Wert identifiziert. Einander zugeordnete Schwingungsformen mit MAC-Werten unter einem bestimmten Grenzwert werden als nicht zuverlässig klassifiziert und vom momentanen Iterationsschritt ausgeschlossen. Das Vorgehen ist detailliert in [1] beschrieben.

#### 5.1.5.1 Startwerte für den Optimierungsprozess

Wie in Kapitel 5.1.5 beschrieben, werden für den Optimierungsprozess Startwerte benötigt, die eine grobe Schätzung der elastischen Parameter darstellen. Wie diese ermittelt wurden, wird im Folgenden vorgestellt.



Laut Hersteller handelt es sich beim eingesetzten Rohmaterial in den Massivholzplatten um Holz der Festigkeitsklasse C24 in den Decklagen und Holz der Festigkeitsklasse C20 in den Mittellagen. Die effektiven Elastizitätsmoduln wurden mit der Verbundtheorie berechnet (Abschnitte 3.1.5 und 3.2.5) und hier als Startwerte übernommen. Mit der Annahme der Homogenität des Materials über die Plattendicke wurden auch effektive Schubmoduln und Querdehnungszahlen berechnet. Das geschah bei den mehrlagigen Massivholzplatten über eine flächenanteilmäßige Mittelung der Schubmoduln der einzelnen Schichten (Tabelle 5-1).

Bei den Brettschichtholzplatten wurde angenommen, dass es sich beim gesamten eingesetzten Rohmaterial um Nadelholz der Festigkeitsklasse C24 handelte. Die Elastizitätsmoduln wurden aus Tabelle 3-1 übernommen.

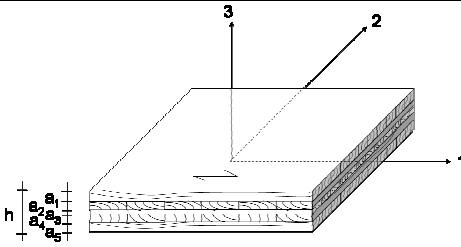
 <p>5-schichtige Brettspertholzplatte</p>	
<p><b>Querdehnungszahlen</b></p> $\nu_{12}^* = \frac{(a_1 + a_3 + a_5) \cdot \nu_{12} + (a_2 + a_4) \cdot \nu_{21}}{h}$ $\nu_{13}^* = \frac{(a_1 + a_3 + a_5) \cdot \nu_{13} + (a_2 + a_4) \cdot \nu_{23}}{h}$ $\nu_{23}^* = \frac{(a_1 + a_3 + a_5) \cdot \nu_{23} + (a_2 + a_4) \cdot \nu_{13}}{h}$ $\nu_{21}^* = \frac{(a_1 + a_3 + a_5) \cdot \nu_{21} + (a_2 + a_4) \cdot \nu_{12}}{h}$ $\nu_{31}^* = \frac{(a_1 + a_3 + a_5) \cdot \nu_{31} + (a_2 + a_4) \cdot \nu_{23}}{h}$ $\nu_{32}^* = \frac{(a_1 + a_3 + a_5) \cdot \nu_{32} + (a_2 + a_4) \cdot \nu_{31}}{h}$	
<p><b>Schubmoduln</b></p> $G_{12}^* = \frac{G_{12} \cdot (a_1 + a_3 + a_5) + G_{21} \cdot (a_2 + a_4)}{h}$ $G_{13}^* = \frac{G_{13} \cdot G_{23} \cdot h}{G_{23} \cdot (a_1 + a_3 + a_5) + G_{13} \cdot (a_2 + a_4)}$ $G_{23}^* = \frac{G_{23} \cdot G_{13} \cdot h}{G_{13} \cdot (a_1 + a_3 + a_5) + G_{23} \cdot (a_2 + a_4)}$	

Tabelle 5-1: Formeln zur Berechnung der effektiven Schubmoduln und Querdehnungszahlen der 5-lagigen Massivholzplatte

Die Startwerte, die in den Optimierungsalgorithmus eingefügt werden müssen, sind die elastischen Parameter  $C_{ik}$  aus Gleichung 5-2. Diese können auf einfache Weise direkt aus den für Ingenieure gebräuchlicheren Ingenieurkonstanten, also den Elastizitätsmoduln, Schubmoduln und den Querdehnungszahlen berechnet werden (Tabelle 5-2).

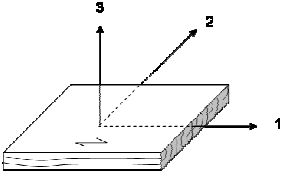
		
$C_{11} = \frac{(1 - \nu_{23} \cdot \nu_{32}) \cdot E_{11}}{\Delta}$	$C_{22} = \frac{(1 - \nu_{31} \cdot \nu_{13}) \cdot E_{22}}{\Delta}$	$C_{44} = G_{23}$
$C_{33} = \frac{(1 - \nu_{21} \cdot \nu_{12}) \cdot E_{33}}{\Delta}$	$C_{12} = \frac{(\nu_{12} + \nu_{13} \cdot \nu_{32}) \cdot E_{22}}{\Delta}$	$C_{55} = G_{13}$
$C_{23} = \frac{(\nu_{23} + \nu_{21} \cdot \nu_{13}) \cdot E_{33}}{\Delta}$	$C_{13} = \frac{(\nu_{13} + \nu_{12} \cdot \nu_{23}) \cdot E_{33}}{\Delta}$	$C_{66} = G_{12}$
$\Delta = 1 - \nu_{21} \cdot \nu_{12} - \nu_{32} \cdot \nu_{23} - \nu_{13} \cdot \nu_{31} - 2 \cdot \nu_{21} \cdot \nu_{13} \cdot \nu_{32}$		

Tabelle 5-2: Beziehungen zwischen Ingenieurkonstanten (Elastizitätsmodul  $E$ , Schubmodul  $G$ ) und elastischen Parametern  $C_{ik}$  [5]

Alle berechneten elastischen Parameter ( $C_{ij}$ ), Elastizitätsmoduln ( $E_{ij}$ ), Schubmoduln ( $G_{ij}$ ) sowie Querdehnungszahlen ( $\nu_{ij}$ ) der Massivholzplatten sind in Tabelle 5-3, diejenigen der Brettschichtholzplatte in Tabelle 5-4 zusammengestellt.

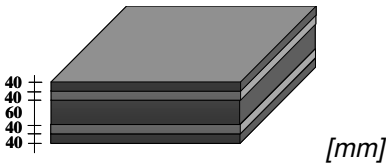
		Schubmoduln $G$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
		$G_{12}^* = 486$	$G_{13}^* = 114$
		$G_{23}^* = 72$	
Parameter $C_{ik}$ der Steifigkeitsmatrix [N/mm <sup>2</sup> ]		Elastizitätsmoduln [N/mm <sup>2</sup> ]	
$C_{11}^* = 8'557$	$C_{23}^* = 293$	$E_{11}^* = 8'434$	$E_{22}^* = 2'536$
$C_{22}^* = 2'639$	$C_{44}^* = 72$	Querdehnungszahlen $\nu$ [-]	
$C_{33}^* = 359$	$C_{55}^* = 114$	$\nu_{12}^* = 0.013$	$\nu_{31}^* = 0.110$
$C_{12}^* = 181$	$C_{66}^* = 486$	$\nu_{21}^* = 0.008$	$\nu_{23}^* = 0.198$
$C_{13}^* = 517$		$\nu_{13}^* = 0.122$	$\nu_{32}^* = 0.191$

Tabelle 5-3: Berechnete Steifigkeitsparameter, Querdehnungszahlen, Schubmoduln und Elastizitätsmoduln der Massivholz-Brückenplatte

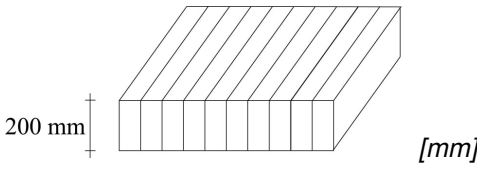
		Schubmoduln $G$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
		$G_{12}^* = 688$	$G_{13}^* = 688$
		$G_{23}^* = 69$	
Parameter $C_{ik}$ der Steifigkeitsmatrix [N/mm <sup>2</sup> ]		Elastizitätsmoduln [N/mm <sup>2</sup> ]	
$C_{11}^* = 11'001$	$C_{23}^* = 121$	$E_{11}^* = 11000$	$E_{22}^* = 367$
$C_{22}^* = 403$	$C_{44}^* = 69$	Querdehnungszahlen $\nu$ [-]	
$C_{33}^* = 403$	$C_{55}^* = 688$	$\nu_{12}^* = 0.020$	$\nu_{31}^* = 0.001$
$C_{12}^* = 13$	$C_{66}^* = 688$	$\nu_{21}^* = 0.001$	$\nu_{23}^* = 0.300$
$C_{13}^* = 13$		$\nu_{13}^* = 0.020$	$\nu_{32}^* = 0.300$

Tabelle 5-4: Berechnete Steifigkeitsparameter, Querdehnungszahlen, Schubmoduln und Elastizitätsmoduln der Brettschichtholz- Brückenplatte

## 5.1.6 Resultate

An den Brettschichtholzplatten konnten 15 (Platte 1) bzw. 11 (Platte 2) Eigenformen identifiziert werden. Die höchsten korrespondierenden Modes lagen bei 211 Hz (Mode 32). Die experimentell gemessenen ( $f_{exp}$ ) und die berechnete Eigenfrequenzen ( $f_{theo}$ ), deren Abweichung in [%] ( $Abw$ ) sowie die gemessenen Dämpfungsgrade der jeweiligen Modes sind in Tabelle 5-5 dargestellt. Die grösste Abweichung zwischen gemessener und unter Einsetzen der dynamisch-experimentell ermittelten Steifigkeiten berechneter Eigenfrequenzen beträgt 4.9 %. Der höchste Dämpfungsgrad wurde bei Platte BSH 1 zu 1.93 % (Mode 1), bei der Platte BSH 2 zu 1.55 % (Mode 1) gemessen.

BSH 1					BSH 2				
Mode Nr.	$f_{exp}$	$f_{theo}$	Abw [%]	Dämpfungs-grad [%]	Mode Nr.	$f_{exp}$	$f_{theo}$	Abw [%]	Dämpfungs-grad [%]
1	10.77	10.69	0.73	1.93	1	10.6	10.7	0.43	1.55
2	13.28	13.24	0.33	0.79	2	13.5	13.4	0.58	1.37
4	28.69	28.69	0.02	0.60	5	47.5	48.2	1.32	0.70
5	47.01	47.78	1.62	0.69	6	54.5	54.1	0.78	0.48
6	50.54	51.27	1.44	1.38	8	58.5	59.4	1.41	1.16
7	54.20	54.00	0.38	0.55	10	70.9	72.5	2.28	0.65
8	55.89	56.61	1.28	1.15	11	73.6	73.0	0.80	1.21
10	72.32	70.47	2.57	1.08	12	87.5	85.5	2.35	0.77
11	69.70	72.11	3.46	0.66	13	96.2	93.0	3.38	1.04
12	87.57	84.99	2.94	0.70	14	101.2	102.5	1.24	0.68
13	95.50	90.86	4.85	1.11	25	172.2	173.8	0.90	1.28
14	99.53	101.70	2.18	0.63					
20	133.32	134.94	1.22	0.67					
25	170.51	171.62	0.65	0.94					
32	211.36	209.63	0.82	1.06					

Tabelle 5-5: Experimentell gemessene ( $f_{exp}$ ) und berechnete Eigenfrequenzen ( $f_{theo}$ ), deren Abweichung in [%] ( $Abw$ ) sowie die gemessenen Dämpfungsgraden der jeweiligen Modes für die Brettschichtholzplatte 1 (links) sowie Brettschichtholzplatte 2 (rechts)

An den Massivholzplatten konnten 15 (Platte 1) bzw. 17 (Platte 2) Eigenformen (Eigenmodes) identifiziert werden. Die höchsten korrespondierenden Modes lagen bei 270 Hz (Mode 28). Sämtliche experimentell gemessenen ( $f_{exp}$ ) und berechneten Eigenfrequenzen ( $f_{theo}$ ), deren Abweichung in [%] ( $Abw$ ) sowie die gemessenen Dämpfungsgrade der jeweiligen Modes für die zwei Massivholzplatten sind in Tabelle 5-6 dargestellt. Die grösste Abweichung zwischen gemessener und unter Einsetzen der dynamisch-experimentell ermittelten Steifigkeiten berechneter Eigenfrequenzen beträgt 0.7 %. Der höchste Dämpfungsgrad wurde bei Platte MHP 1 zu 0.75 % (Mode 2), bei der Platte MHP 2 zu 1.17 % (Mode 9) gemessen.

MHP 1					MHP 2				
Mode Nr.	$f_{exp}$	$f_{theo}$	Abw [%]	Dämpfungsgrad [%]	Mode Nr.	$f_{exp}$	$f_{theo}$	Abw [%]	Dämpfungsgrad [%]
1	11.3	11.2	0.57	0.37	1	11.3	11.2	0.46	0.37
2	16.9	17.0	0.44	0.75	2	17.0	17.0	0.02	0.78
3	30.0	30.1	0.22	0.39	3	30.2	30.2	0.20	0.40
4	35.9	35.9	0.23	0.72	4	36.0	35.9	0.31	0.73
5	56.5	56.6	0.21	0.58	5	56.9	57.0	0.17	0.46
6	58.7	58.5	0.34	0.69	6	58.3	58.4	0.18	0.69
8	85.3	85.3	0.01	0.67	8	85.2	85.3	0.07	0.68
10	116.9	117.0	0.08	0.70	9	89.5	90.0	0.56	1.17
11	125.6	126.3	0.58	0.67	10	116.8	117.2	0.34	0.63
13	152.0	152.1	0.09	0.70	11	128.2	127.3	0.69	0.48
18	197.7	197.2	0.25	0.66	13	152.7	152.6	0.12	0.82
22	223.6	224.1	0.23	0.18	14	167.8	168.0	0.10	0.45
23	232.5	231.2	0.58	0.42	22	225.3	225.6	0.13	0.37
25	244.9	245.4	0.20	0.29	23	232.3	232.3	0.00	0.47
28	269.9	269.6	0.08	0.26	25	246.1	245.9	0.08	0.65
					26	254.8	254.8	0.03	0.22
					28	269.6	269.4	0.09	0.25

Tabelle 5-6: Experimentell gemessene ( $f_{exp}$ ) und berechnete Eigenfrequenzen ( $f_{theo}$ ), deren Abweichung in [%] ( $Abw$ ) sowie die gemessenen Dämpfungsgraden der jeweiligen Modes für die Massivholzplatte 1 (links) sowie Massivholzplatte 2 (rechts)

Im Optimierungsprozess konnten für sämtliche Massivholz- und Brettschichtholz-Platten je 5 Steifigkeiten bestimmt werden. Die im Optimierungsalgorithmus bestimmten elastischen Eigenschaften  $C_{ij}$  wurden auf die Ingenieurkonstanten  $E_{ij}$  und  $G_{ij}$  umgerechnet. Tabelle 5-7 zeigt die dynamisch bestimmten Elastizitäts- und Schubmoduln der Massivholzplatten (MHP 1 und MHP 2) sowie der Brettschichtholzplatten (BSH 1 und BSH 2) und die Rechenwerte (Kapitel 3) als Vergleich.

	MHP 1	MHP 2	berechnet		BSH 1	BSH 2	berechnet
$E_{11}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	9'550	9'912	8'434	$E_{11}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	12'246	12'134	11'000
$E_{22}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	2'473	2'903	2'536	$E_{22}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	244	269	367
$G_{12}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	710	729	486	$G_{12}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	570	590	688
$G_{13}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	318	336	114	$G_{13}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	304	343	688
$G_{23}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	309	218	72	$G_{23}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	84	77	69

Tabelle 5-7: Dynamisch bestimmte Elastizitäts- und Schubmoduln der Plattenhälften 1 und 2 der Massivholzplatten (links) sowie der Brettschichtholzplatten (rechts) im Vergleich zu berechneten Moduln

Bei den Massivholzplatten sind alle dynamisch bestimmten Steifigkeiten (mit Ausnahme von  $E_{22}$  bei MHP 1) grösser sind als die berechneten. Der dynamisch experimentell bestimmte Elastizitätsmodul senkrecht zur Faserrichtung der Decklagen  $E_{22}$  liegt bei MHP 1 um 2.5 % unter dem berechneten Wert, was vernachlässigbar ist.

Die mittels Modalanalyse bestimmten Steifigkeiten der Brettschichtholzplatten unterschreiten hingegen teilweise die rechnerisch erwarteten Steifigkeiten. Hier erreichen nur die Elastizitätsmoduln parallel zur Faserrichtung ( $E_{11}$ ) sowie der Rollschubmodul ( $G_{23}$ ) die berechneten Werte. Alle anderen Elastizitäts- und Schubmoduln sind geringer als die berechneten Werte. Dies kann mit den vielen Rissen, die im Querschnitt vorhanden sind, erklärt werden (Bild 5.3).

## 5.2 Belastungsversuche an einfach gelagerten Balken

### 5.2.1 Versuchsaufbau

Mit dem Ziel, die mittels Modalanalyse bestimmten Steifigkeiten zu verifizieren, wurden statische Biegeversuche an den einzelnen Platten durchgeführt. Bei unterschiedlicher Belastung wurden die Durchbiegungen bestimmt. Diese wurden anschliessend mit den auf Basis der mittels Modalanalyse (Abschnitt 5.1) bestimmten Steifigkeiten berechneten Durchbiegungen verglichen. Die Messungen wurden an folgenden Platten durchgeführt:

- Massivholzplatten (**MHP 1 ohne**, **MHP 2 ohne**)
- Massivholzplatten mit Gussasphalt (**MHP 1 mit**, **MHP 2 mit**)
- Vorgespannte Brettschichtholzplatten (**BSH 1 ohne**, **BSH 2 ohne**)
- Vorgespannte Brettschichtholzplatten mit Gussasphalt (**BSH 2 mit**, **BSH 2 mit**)

Die Holzplatten wurden senkrecht zur Längsachse aufgelagert. Auf der einen Seite befand sich ein festes Auflager und auf der anderen Seite ein in Horizontalrichtung verschiebliches Auflager. Das feste Auflager liess Verdrehungen senkrecht zur Platte zu, während das verschiebliche Auflager zusätzlich die Verschiebungen in Plattenrichtung nicht verhinderte. Wie Bild 5.6 zeigt, lag die Platte auf einem HEA Stahlprofil auf, welches seitlich gelenkig gelagert war. Der Drehpunkt des Lagers wurde so gewählt, dass er sich in Höhe der Unterkante der Platte befand. Seitlich war die Platte geführt durch an den Enden der HEA-Profile angeschweisste 10 cm starke Bleche.



Bild 5.6: Verwendete Lagerung während der statischen Versuche. Links: festes Auflager. Rechts: verschiebliches Auflager

Das feste Auflager befand sich am einen Ende der Platte, das heisst 7 cm eingerückt. Der Drehpunkt des verschieblichen Auflagers wurde bei den Massivholzplatten gewählt, sodass er 7.80 m vom festen Auflager entfernt war. Die Verschieblichkeit wurde durch einen hochgenauen Schlitz in die Auflagerplatte erreicht. In diesem Schlitz lief ein Messingschlitten, in welchem die Rotation des Lagers aufgenommen wurde. Durch diese Konstruktion konnten die Reibkräfte im Lager auf ein Minimum reduziert werden. Der Abstand zwischen den Auflagern betrug für die Massivholzplatten 7.80 m und für die Brettschichtholzplatten 7.70 m.

Belastet wurden die Platten mit zwei Betonwürfeln der Dimensionen  $0.8 \times 0.8 \times 0.8 \text{ m}^3$ . Die Würfel wurden mit Bleigewichten zusätzlich so beaufschlagt, dass jeder Würfel genau 1000 kg wog. Die Würfel wurden in die Mitte zwischen den beiden Auflagern und anschliessend in die Viertelpunkte der Platte gestellt. Bild 5.7 zeigt die Positionen der Würfel sowie der Weggeber zur Messung der Durchbiegungen.

Für die Wegmessung wurden Weggeber der Firma Silvac verwendet (Bild 5.8). Je nach erwarteter Grösse der Verformungen wurden Weggeber mit 10 mm (P10), 25 mm (P25) und 50 mm (P50) Messlängen verwendet. Die Weggeber wiesen Genauigkeiten von einigen Mikrometern auf. Die Messsignale wurden mit dem Datenerfassungssystem MGCPlus von HBM erfasst. Während den einzelnen statischen Messungen wurden über die gesamte Zeit durch jeden Weggeber zwei Messwerte pro Sekunde aufgezeichnet.

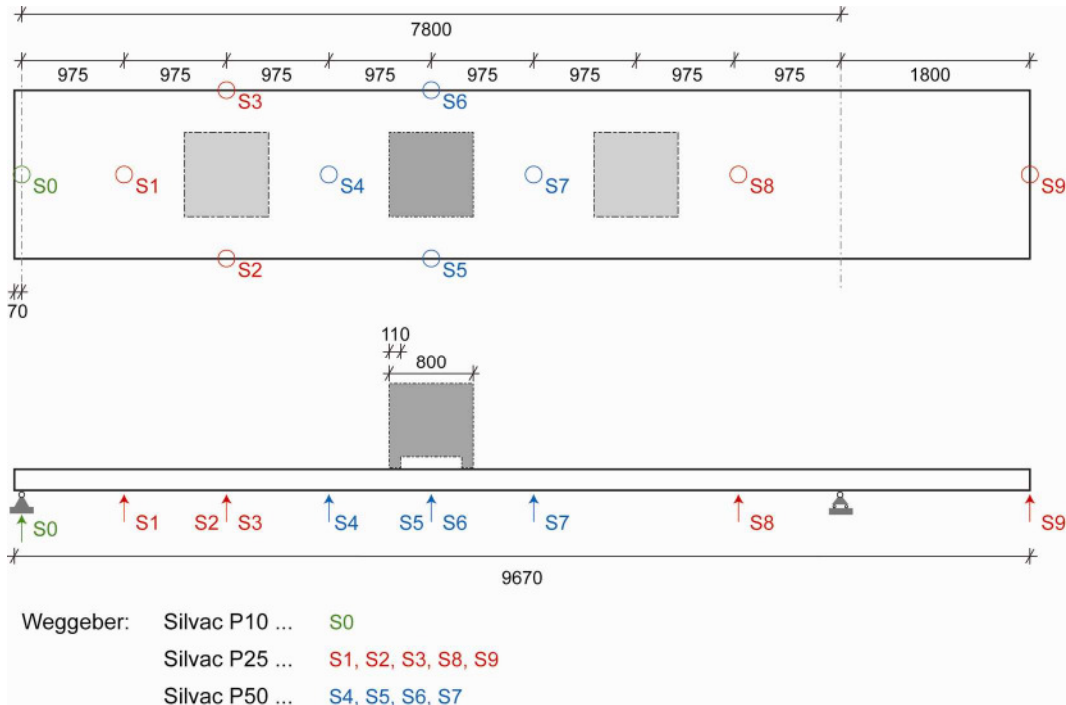


Bild 5.7: Anordnung der Lasten (Betonwürfel + Bleiplatten mit  $m_{tot} = 1000 \text{ kg}$ ) und der verwendeten Weggebern während der statischen Belastungsversuche an den einfach gelagerten Brückenplatten



Bild 5.8: Belastungsversuch an einer einzelnen Massivholz-Brückenplatte. Verwendete Silvac Wegaufnehmer unter der Platte.



### 5.2.2 Resultate

Es wurden fünf verschiedene statische Belastungsversuche durchgeführt, die folgendermassen bezeichnet werden:

- **Mitte\_1:** 1 Tonne in der Mitte zwischen den beiden Auflagern
- **Mitte\_2:** 2 Tonnen in der Mitte zwischen den beiden Auflagern
- **Links\_1:** 1 Tonne im Viertelpunkt nahe dem festen Auflager
- **Rechts\_1:** 1 Tonne im Viertelpunkt nahe dem verschieblichen Auflager
- **Links\_Rechts:** Je 1 Tonne in den Viertelpunkten

Die einzelnen Laststufen wurden jeweils für eine Dauer von 200 s konstant gehalten. Ein typisches Diagramm der aufgezeichneten Deformationen für **Mitte\_1** ist in Bild 5.9 dargestellt.

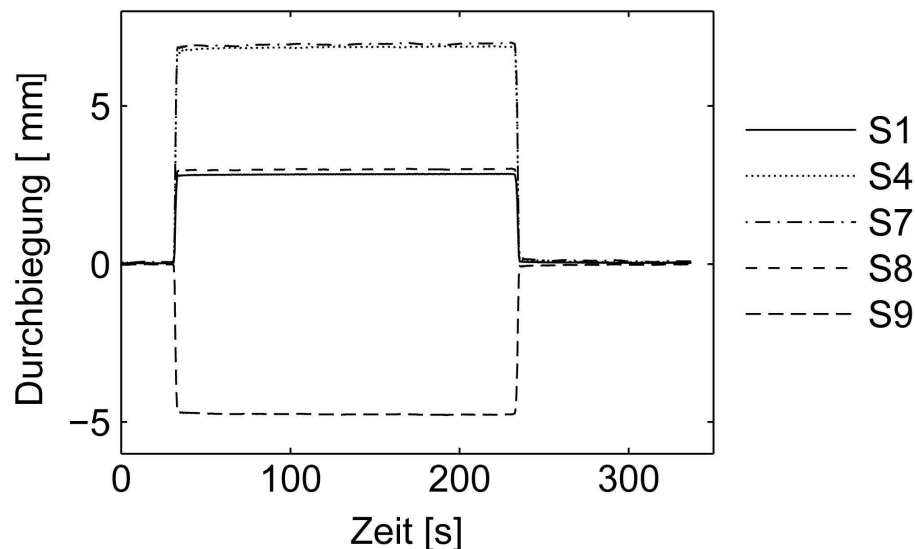


Bild 5.9: Gemessene vertikale Verschiebungen der Holzplatte während der Be- und Entlastung mit einem 1 Tonnen schweren Betonwürfel in der Mitte zwischen den beiden Auflagern.

In Tabelle 5-8 sind die Durchbiegungswerte zusammengestellt, welche 180 Sekunden nach der Belastung ausgelesen wurden. Die Werte für die Platten mit Gussasphalt sind grau hinterlegt. Die Position der Weggeber kann Bild 5.7 entnommen werden. Es gibt keine signifikanten Unterschiede zwischen den Holzplatten ohne und mit Gussasphalt, d.h. der Asphalt trägt bei der statischen Belastung nicht zur Steifigkeit der Holzplatten bei.

Eine der beiden Massivholzplatten ohne Gussasphalt wurde über 45 Minuten mit zwei Tonnen in der Mitte zwischen den Auflagern belastet. Die Zunahme der Durchbiegungen zwischen Anfang und Ende der Belastung betrug für alle Messpunkte lediglich ca. 1%. Daher wurde in der Folge auf eine Langzeitbelastung bei allen anderen Plattenvarianten verzichtet.

Position Belastung	Platte	Einheit	Weggebern.								
			1	2	3	4	5	6	7	8	9
Mitte_1	MHP1 ohne	mm	2.55	4.88	-	6.51	7.19	7.03	6.59	2.81	-4.54
	MHP2 ohne	mm	2.38	4.55	-	6.15	6.79	6.84	6.29	2.71	-4.29
	MHP1 mit	mm	2.53	4.6	4.84	6.27	6.68	6.91	6.19	2.47	-4.24
	MHP2 mit	mm	2.32	4.41	4.36	5.81	6.37	6.36	5.79	2.28	-4.11
	BSH1 ohne	mm	2.85	5.08	5.05	6.88	7.23	7.21	6.98	3	-4.77
	BSH2 ohne	mm	3.02	5.22	5.24	7.04	7.32	7.47	7.07	2.96	-5
	BSH1 mit	mm	2.79	4.98	5.28	6.73	7.06	7.3	6.7	2.74	-4.94
	BSH2 mit	mm	3.07	5.12	5.9	7.08	7.47	7.76	7.04	2.98	-5
Mitte_2	MHP1 ohne	mm	5.09	9.63	-	13.04	14.27	14.3	13.28	5.67	-9.15
	MHP2 ohne	mm	4.87	9.27	-	12.55	13.8	14.05	12.85	5.55	-8.79
	MHP1 mit	mm	5.27	9.69	9.87	12.95	13.99	14.02	12.76	5.11	-8.82
	MHP2 mit	mm	4.84	9.01	9.12	11.96	12.61	13.18	11.94	4.75	-8.56
	BSH1 ohne	mm	5.73	10.29	10.29	13.98	14.66	14.58	14.02	6.02	-9.72
	BSH2 ohne	mm	6.15	10.66	10.5	14.26	14.99	14.89	14.26	5.96	-10.18
	BSH1 mit	mm	5.72	10.27	10.68	13.73	14.45	14.85	13.66	5.6	-10.14
	BSH2 mit	mm	6.24	10.44	11.93	14.39	15.14	15.81	14.3	6.01	-10.26
Links_1	MHP1 ohne	mm	2.37	4.16	-	5.07	5.12	5.01	4.4	1.79	-2.9
	MHP2 ohne	mm	2.2	3.92	-	4.75	4.83	4.72	4.14	1.68	-2.72
	MHP1 mit	mm	2.32	3.89	4.03	4.77	4.66	4.74	4.02	1.52	-2.61
	MHP2 mit	mm	2.14	3.72	3.75	4.44	4.34	4.47	3.77	1.41	-2.55
	BSH1 ohne	mm	2.68	4.18	4.06	5.28	5.13	5.04	4.57	1.87	-3.02
	BSH2 ohne	mm	2.94	4.32	4.21	5.47	5.25	5.25	4.68	1.85	-3.25
	BSH1 mit	mm	2.57	4.04	4.36	5.1	4.91	5.13	4.34	1.69	-3.08
	BSH2 mit	mm	2.963	4.12	5.39	5.53	5.1	5.81	4.67	1.85	-3.28
Rechts_1	MHP1 ohne	mm	1.55	3.06	-	4.16	4.97	4.74	4.92	2.54	-3.84
	MHP2 ohne	mm	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	MHP1 mit	mm	1.55	2.91	2.95	4.01	4.63	4.61	4.63	2.21	-3.59
	MHP2 mit	mm	1.37	-	2.69	3.63	4.17	4.29	4.23	2.02	-3.49
	BSH1 ohne	mm	1.78	3.27	3.3	4.5	5.03	5.14	5.35	2.81	-3.88
	BSH2 ohne	mm	1.86	2.92	3.38	4.58	5.05	5.29	5.35	2.76	-4.08
	BSH1 mit	mm	1.69	3.15	3.32	4.3	4.88	5.02	5	2.46	-4.12
	BSH2 mit	mm	1.84	3.33	3.53	4.55	5.3	5.16	5.29	2.72	-4.04
Links_Rechts	MHP1 ohne	mm	3.9	7.29	-	9.25	10.12	9.75	9.32	4.31	-6.78
	MHP2 ohne	mm	3.71	6.82	-	8.86	9.53	9.73	8.98	4.19	-6.46
	MHP1 mit	mm	3.96	6.99	7.16	9	9.5	9.63	8.89	3.85	-6.45
	MHP2 mit	mm	3.57	6.42	6.45	8.16	8.64	8.8	8.11	3.49	-6.13
	BSH1 ohne	mm	4.46	7.46	7.52	9.89	10.22	10.38	9.97	4.69	-7.1
	BSH2 ohne	mm	4.85	7.56	7.78	10.14	10.3	10.73	10.11	4.65	-7.43
	BSH1 mit	mm	4.32	7.29	7.71	9.52	9.92	10.23	9.46	4.21	-7.34
	BSH2 mit	mm	4.03	6.21	7.3	8.24	8.43	8.74	7.88	3.78	-5.69

Tabelle 5-8: Gemessene Durchbiegungen der Platten.

### 5.3 Vergleich der gemessenen mit den berechneten Durchbiegungen

Holz hat im Vergleich zum E-Modul in Faserrichtung einen niedrigen Schubmodul und wird deshalb als schubweich bezeichnet. Bei schubweichen Materialien kann der Einfluss der Schubverzerrungen auf die Durchbiegungen nicht vernachlässigt werden. Die Hypothese von Bernoulli, die besagt, dass die Summe der Ableitung der Durchbiegung  $w'(x)$  und der Verdrehung  $\psi(x)$  verschwindet, ist dann nicht mehr gültig (Bild 5.10). Alternativ wird die Balkentheorie nach Timoshenko verwendet und dementsprechend wird die Längsverschiebungen  $u(x)$  linear abhängig von der Verdrehung beschrieben:

$$u(x, z) = z \cdot \psi(x) \quad (5-4)$$

Aus dem Gleichgewicht der Kräfte lässt sich der Zusammenhang der Durchbiegung  $w(x)$  und der Verdrehung  $\psi(x)$  für einen Balken ableiten

$$q(x) + (w''(x) - \psi'(x)) \cdot \kappa \cdot G \cdot A_s = 0, \quad (5-5)$$

$$\psi''(x) \cdot E \cdot I + (w'(x) - \psi(x)) \cdot \kappa \cdot G \cdot A_s = 0 \quad (5-6)$$

mit  $I$  dem Trägheitsmoment des Balkens,  $A_s$  der Querschnittsfläche und  $\kappa$  dem Schubkorrekturfaktor. Der Schubkorrekturfaktor ist notwendig, weil auf Grund des linearen Ansatzes für die Längsverschiebungen eine über  $z$  konstante Schubspannungsverteilung folgt. Die reale Schubspannungsverteilung ist abhängig von  $z$  und verschwindet an der Ober- und Unterseite des Balkens. Zur Korrektur dieses Fehlers wird üblicherweise der Schubkorrekturfaktor  $\kappa$  eingeführt. Bei den statischen Versuchen waren die Platten nur auf zwei senkrecht zur Längsachse angeordneten Auflagern gelagert und können somit als Balken modelliert werden. Für einen Rechteckquerschnitt ist der Schubkorrekturfaktor mit  $\kappa = 0.8$  anzusetzen. Für die Berechnung der Durchbiegungen der Platten wurde ein Polynomansatz 4. Grades für die Durchbiegungen und ein Ansatz 3. Grades für die Verdrehungen gewählt:

$$w(x) = A_1 x^4 + A_2 x^3 + A_3 x^2 + A_4 x + A_5, \quad (5-7)$$

$$\psi(x) = B_1 x^3 + B_2 x^2 + B_3 x + B_4.$$

Setzt man diese Ansatzfunktionen in die Gleichung (5-6) ein, so erhält man die Koeffizienten  $B_1$ - $B_4$  in Abhängigkeit von  $A_1$ - $A_4$ . Durch das Aufstellen aller Rand- und Übergangsbedingungen lassen sich die Koeffizienten  $A_1$ - $A_4$  in Abhängigkeit von  $E$ ,  $G$ , den Querschnittswerten und der Belastung ermitteln.



Bild 5.10: Statisches System der untersuchten Platten

Bild 5.11 und **Bild 5.12** zeigen die gemessenen Durchbiegungen der Holzplatten mit und ohne Gussasphalt und die, mit Resonalyzer-Methode ermittelten Steifigkeiten sowie den Steifigkeiten nach Verbundtheorie, berechneten Biegelinien. Für die Berechnungen wurden die Werte von  $E_{11}$  und  $G_{13}$  aus Tabelle 5-7 verwendet. Die Biegelinien, die mit nach der Resonalyzer-Methode ermittelten Steifigkeiten berechnet wurden, stimmen für alle fünf Belastungsarten sehr gut mit den gemessenen Durchbiegungen der Holzplatten ohne Gussasphalt überein. Dies zeigt, dass die Resonalyzer-Methode genaue Ergebnisse liefert und sich gut für die Ermittlung der Steifigkeiten von Holzplatten eignet. Im Gegensatz dazu ergeben sich mit den nach Verbundtheorie ermittelten Steifigkeiten, maximale Durchbiegungen die 30% (MHP) bzw. 14% (BSH) grösser sind als die gemessenen. In den Bildern wird nochmals deutlich, wie klein der Unterschied zwischen der Steifigkeit mit und ohne Gussasphalt ist.

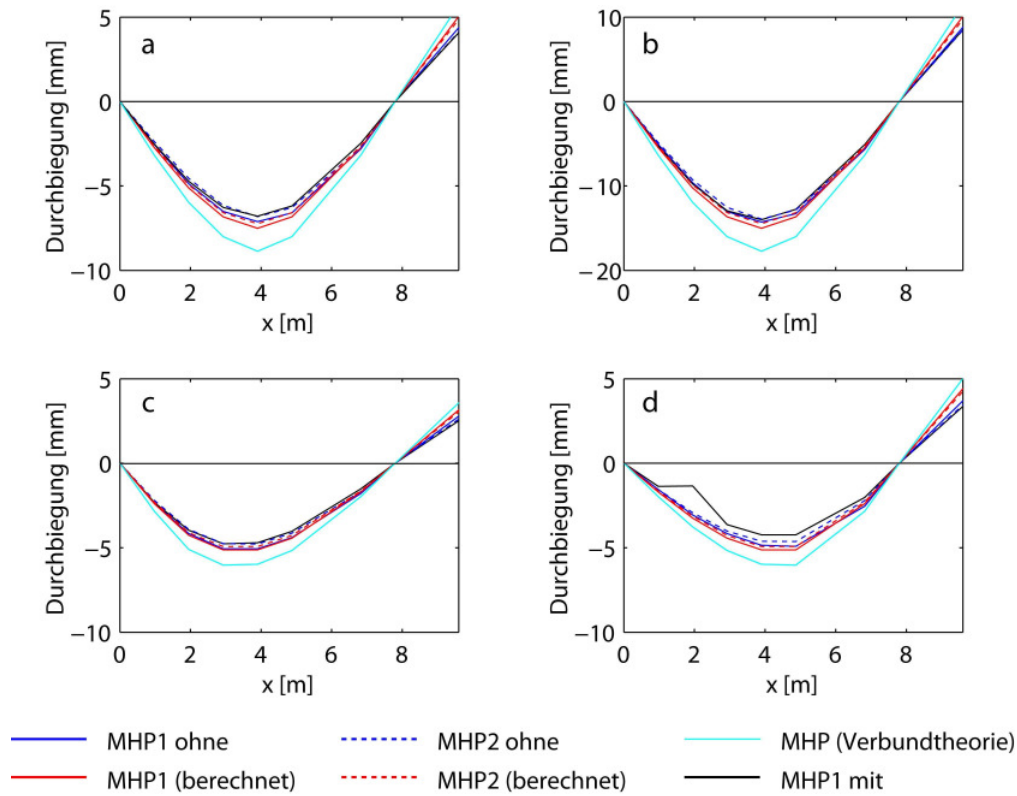


Bild 5.11: Berechnete und gemessene Durchbiegungen der Massivholzplatten; (a) 1t in der Mitte, (b) 2t in der Mitte, (c) 1t im linken Viertelpunkt, (d) 1t im rechten Viertelpunkt

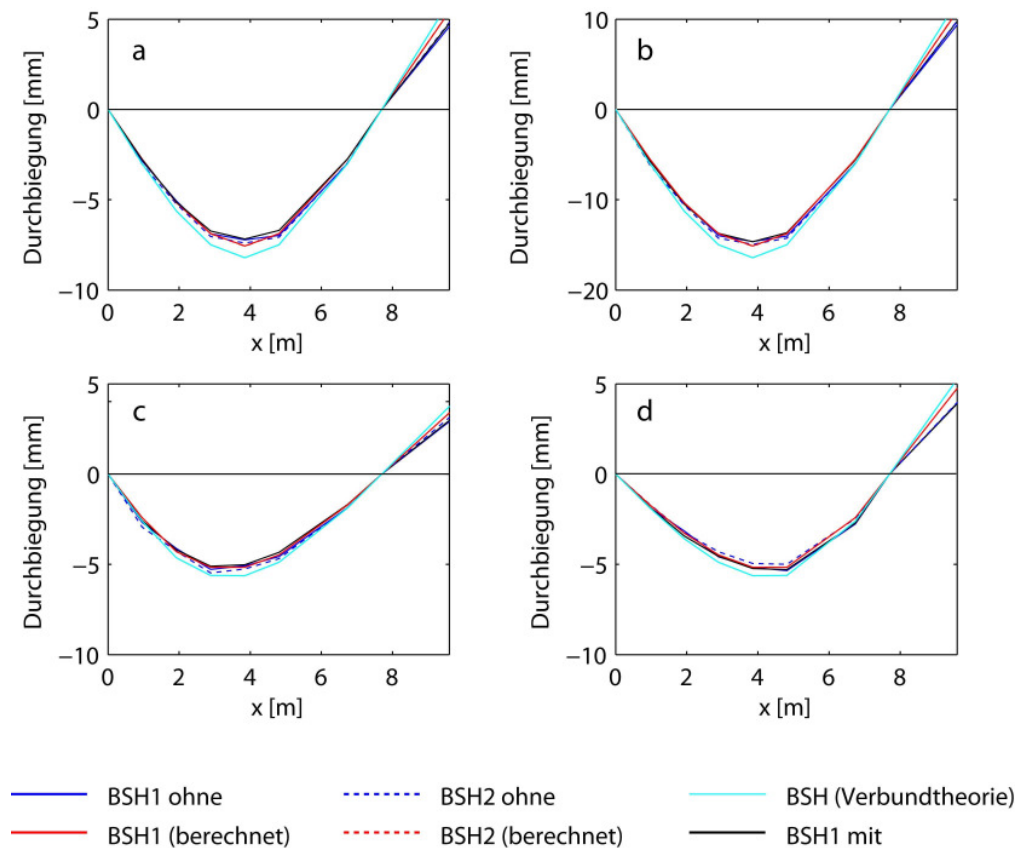


Bild 5.12: Berechnete und gemessene Durchbiegungen der Brettschichtholzplatten; (a) 1t in der Mitte, (b) 2t in der Mitte, (c) 1t im linken Viertelpunkt, (d) 1t im rechten Viertelpunkt

## 5.4 Folgerungen

Die Untersuchungen zeigen, dass

- sämtliche relevanten Steifigkeiten sowohl der Massivholz- als auch der QS-Platte mittels experimenteller und theoretischer Modalanalyse nach der Resonalyzer-Methode bestimmt werden können;
- die mittels den dynamisch bestimmten Steifigkeiten berechneten Biegelinien gut mit entsprechenden Belastungsversuchsergebnissen an einfach mit einer Spannweite von 7.80 m (Massivholzplatten) bzw. 7.70 m (QS-Platten) gelagerten Platten übereinstimmen. Dies lässt den Schluss zu, dass die mit der Resonalyzer-Methode bestimmten Steifigkeiten korrekt sind;
- die dynamisch nach der Resonalyzer-Methode bestimmten Steifigkeiten grösser sind als die mittels Verbundtheorie aus den mechanischen Eigenschaften der Einzelschichten (Brettern) berechneten Steifigkeiten. Bei der Massivholzplatte beträgt der Unterschied 30% und bei der QS-Platte 14%. Daraus lässt sich folgern, dass es im Rahmen der Produktion der Platten nicht möglich war, die mechanischen Eigenschaften des Rohmaterials korrekt zu erfassen;
- der Gussasphalt nur eine zusätzliche Auflast darstellte. Ein Einfluss auf die Plattensteifigkeit war nicht feststellbar.

## 5.5 Literatur zu Kapitel 5

1. Gsell D., Feltrin G., Schubert S., Steiger R., Motavalli M. (2007): Cross laminated timber plates: Evaluation and verification of homogenized elastic properties. *Journal of Structural Engineering* 133 (1) 132-138.
2. Gülzow A., Gsell D., Steiger R. (2008): Zerstörungsfreie Bestimmung elastischer Eigenschaften quadratischer 3-schichtiger Brettsperrholzplatten mit symmetrischem Aufbau. *Holz als Roh- und Werkstoff* 66 (1) 19-37.
3. Maia N. M. M. (1997): Theoretical and experimental modal analysis. Research Studies Press, Taunton, Somerset, England.
4. Reddy J. N. (1984): A Simple Higher-Order Theory for Laminated Composite Plates. *Journal of Applied Mechanics-Transactions of the Asme* 51 (4) 745-752.
5. Altenbach H., Altenbach J., Rikards R. (1996): Einführung in die Mechanik der Laminat- und Sandwichtragwerke: Modellierung und Berechnung von Balken und Platten aus Verbundwerkstoffen. Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie Stuttgart, Stuttgart.
6. Bronštejn I. j. N. c., Semendjajev K. A. c., Musiol G. (2005): Taschenbuch der Mathematik. Deutsch, Frankfurt am Main.
7. Britt H. I., Luecke R. H. (1973): The Estimation of Parameters in Nonlinear, Implicit Models. *Technometrics* 15 (2) 233-247.
8. CEN (2003): EN 338: Bauholz für tragende Zwecke - Festigkeitsklassen.
9. Stamer J. (1935): Elastizitätsuntersuchungen an Hölzern. Springer Berlin / Heidelberg.





## 6. Versuche am Gussasphalt-Belag

### 6.1 Kontrolle der Norm-Anforderungen

Während des Einbaus wurden Proben aus dem beheizten Transportfahrzeug entnommen, an denen die Anforderungswerte an einen Gussasphalt MA 8N gemäss VSS-Norm SN 640 441 NA (EN 13108-6) [1] überprüft wurden. Die Resultate dieser Kontrolle sind in Tabelle 6-1 zusammengestellt. Bei der Kornzusammensetzung wurde beim Siebdurchgang 2 mm bei beiden Einbauten eine leichte Abweichung festgestellt. Alle anderen Anforderungswerte der SN 640 441 NA waren erfüllt.

Eigenschaft	massgebende Norm	Einheit	Sollwert für MA 8N (SN 640 441-NA)	Erstprüfung	Prüfergebnisse	
					Einbau 1	Einbau 2
Lösliche Bindemittelanteile	EN 12697-1 [2]	Masse-%	$\geq 7.5$	7.3	7.6	7.1
Rohdichte	EN 12697-5 [3]	kg/m <sup>3</sup>	k. A.		2400	2407
Siebdurchgang						
0.036 mm		Masse-%	24 ... 36	28	30	28
0.5 mm			34 ... 54	47	41	43
2 mm			52 ... 67	60	50	51
4 mm			67 ... 81	76	73	73
5.6 mm			77 ... 92	86	84	85
8 mm			90 ... 100	93	98	99
Statische Eindringtiefe	EN 12697-20 [4]					
nach 30 Min.		mm	1.0 ... 5.0	$\leq 2.5$	1.1	1.1
Zunahme		mm	$\leq 0.6$	$\leq 0.6$	0.1	0.2
Rückgewonnenes Bindemittel						
Penetration	EN 1426 [5]	0.1 mm	k. A.	$\geq 15$	27	22
Erweichungspunkt Ring und Kugel	EN 1427 [6]	°C	k. A.	$\geq 68$	74.2	79.6

Tabelle 6-1: Kontrolle der Anforderungen an den eingebauten Gussasphalt nach VSS-Norm SN 640 441 NA (EN 13108-6) [1]

### 6.2 Bestimmung des komplexen Schubmoduls

#### 6.2.1 Visko-elastisches Materialverhalten

Für die spätere Finit-Element-Modellierung der Brückenplatte muss man die Steifigkeit des Gussasphaltbelags kennen. Bei Gussasphalt handelt es sich um ein visko-elastisches Material. Dessen Verformungen (Dehnungen und Schiebungen) sind also spannungs-, zeit- und temperaturabhängig. Bild 6.1 zeigt schematisch das Verhalten von elastischem, visko-elastischem und viskosem Material, welches zwischen zwei parallelen Platten gelegt und anschliessend einer

periodischen Belastung unterworfen wird. Die obere Platte wird über einen mit konstanter Geschwindigkeit rotierenden Antrieb in sinusförmige Verschiebungen in ihrer Ebene versetzt; die untere wird mit einer Feder festgehalten. Registriert man die Kraft  $F$  und die Verformung  $\gamma$  als Funktion der Zeit, so wird der Verlauf der Spannung  $\tau$  und der Verformung  $\gamma$  in Funktion der Zeit in reeller Schreibweise durch folgende Funktionen beschrieben:

$$\tau(t) = \tau_0 \sin(\omega t + \delta) \quad (6-1)$$

$$\gamma(t) = \gamma_0 \sin \omega t \quad (6-2)$$

Dabei sind  $\tau_0$  und  $\gamma_0$  die Amplituden (Scheitelwerte) der Spannung und der Verformung. Die Phasenverschiebung zwischen  $\tau$  und  $\gamma$  wird durch den Parameter  $\delta$  erfasst.  $\omega$  bezeichnet die Kreisfrequenz.

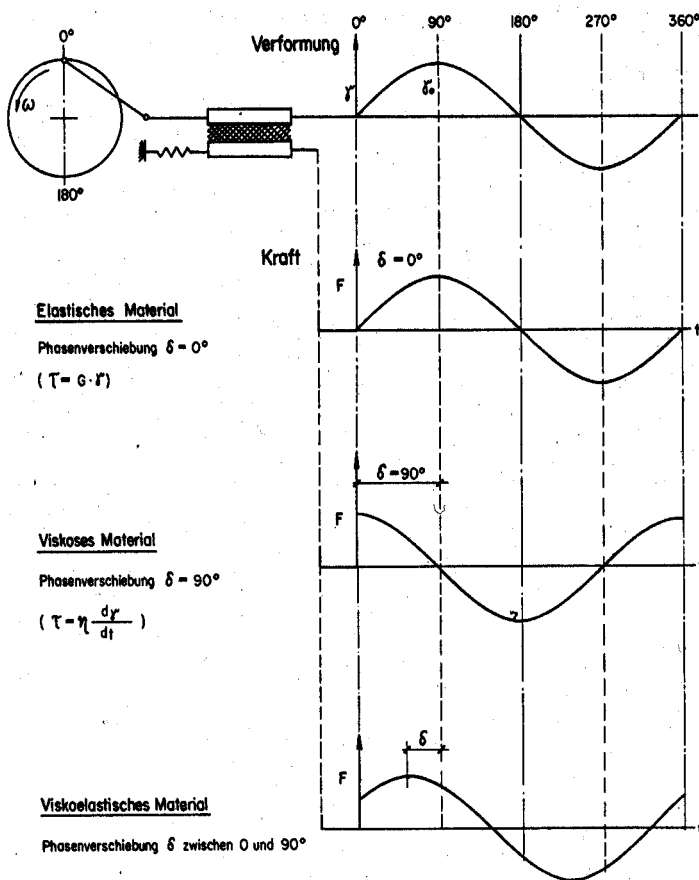


Bild 6.1: Schematische Darstellung der Kraft-Verformungskurven beim Durchführen dynamischer Versuche an verschiedenen Materialien

Bei einem elastischen Material ist die Verformung allein von der Grösse der Belastung abhängig. Bei der grössten Verformung resultiert die grösste Kraft. Wenn keine Verformung vorliegt, ergibt sich keine Kraft. Damit ist auch keine Phasenverschiebung zwischen Kraft und Verformung festzustellen.

Bei einer Newtonschen Flüssigkeit (Bild 6.2), bei viskosem Verhalten also, ist die Kraft von der Verformungsgeschwindigkeit  $\partial\gamma/\partial t$  abhängig. Die grösste Kraft wird dort registriert, wo die grösste Verformungsgeschwindigkeit auftritt. Ist diese gleich Null, so resultiert keine Kraft. Die aufgezeichnete Kraftkurve ist deshalb um  $90^\circ$  gegen die Verformungskurve verschoben; die Phasenverschiebung beträgt also  $90^\circ$ .

Bei einem visko-elastischen Material wird eine Phasenverschiebung festgestellt, die zwischen  $0^\circ$  und  $90^\circ$  liegt.

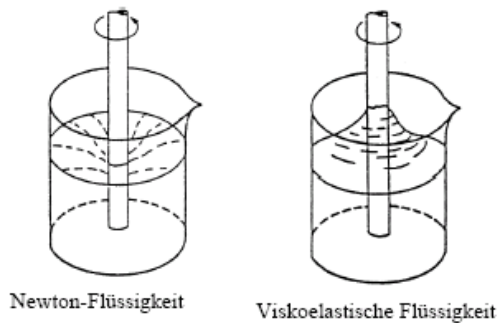


Bild 6.2: Unterschied zwischen einer Newtonschen und einer visko-elastischen Flüssigkeit

Als massgebende Kenngrößen zum Beurteilen visko-elastischer Materialien haben sich die so genannten komplexen Moduln eingebürgert. Insbesondere werden diese Kenngrößen (komplexer Elastizitätsmodul, komplexer Schubmodul, etc.) oft zur Beschreibung der Eigenschaften von Kunststoffen verwendet. Aber auch für die Beurteilung von Bitumen im Gebrauchsbereich erweisen sich diese Kennwerte als äusserst zweckmässig.

In Analogie zum Schubmodul kann bei sinusförmiger Beanspruchung der komplexe Schubmodul als Funktion der Zeit definiert werden. Bei einstweilen konstanter Temperatur ( $T = \text{konst.}$ ) ist er in reeller Schreibweise gegeben durch

$$G(t) = \frac{\tau(t)}{\gamma(t)} \quad (6-3)$$

Mit den zuvor gegebenen Beziehungen für  $\tau(t)$  und  $\gamma(t)$  ergibt sich

$$G(t) = \frac{\tau_0 \sin(\omega t + \delta)}{\gamma_0 \sin(\omega t)} \quad (6-4)$$

Wegen der Phasenverschiebung ist dieser Ausdruck keine einfache Grösse mehr. Sie ist bei einer bestimmten Temperatur nicht nur von der Kreisfrequenz abhängig, sondern variiert auch mit der Zeit  $t$ . Aus mathematischer Sicht ergeben sich einfachere Beziehungen, wenn Spannungs- sowie Verformungsschwingungen – und damit dieser Modul – als Vektoren in der Ebene der komplexen Zahlen dargestellt werden. In der komplexen Schreibweise lauten die entsprechenden Gleichungen:

$$\vec{\tau}(t) = \tau_0 \cdot e^{i(\omega t + \delta)} \quad (6-5)$$

$$\vec{\gamma}(t) = \gamma_0 \cdot e^{i\omega t} \quad (6-6)$$

und damit diejenige für den komplexen Schubmodul:

$$\vec{G} = \frac{\tau_0}{\gamma_0} \cdot e^{i\delta} \quad (6-7)$$

Daraus ergibt sich, dass der komplexe Schubmodul  $\vec{G}$  nur von der Phasenverschiebung  $\delta$  und insbesondere nicht mehr von der Zeit  $t$  abhängig ist.

In der Ebene der komplexen Zahlen stellt der komplexe Schubmodul die in Bild 6.3 gezeigten Vektoren dar.

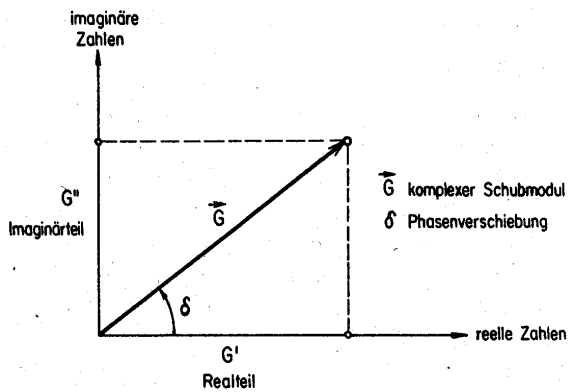


Bild 6.3: Darstellung des Vektors  $\vec{G}$  und seiner Komponenten in der Ebene der komplexen Zahlen

Der als Vektor  $\vec{G}$  dargestellte komplexe Schubmodul ist durch seine Komponenten  $G'$  und  $G''$  bestimmt mit

$$\vec{G} = G' + iG'' \quad (6-8)$$

Die Bestimmungsgrößen des komplexen Schubmoduls können als Kennwerte visko-elastischer Materialien bei schwingender Beanspruchung verwendet werden.

Der Realteil des komplexen Schubmoduls ist durch die Gleichung

$$G' = |\vec{G}| \cdot \cos \delta \quad (6-9)$$

gegeben und ist ein Maß für die bei der Schwingung wieder gewonnene Verformungsenergie und damit auch ein Maß für die Elastizität des Materials. Deshalb wird  $G'$  auch als Speichermodul (engl. *storage modulus*) oder einfach als dynamischer Schubmodul bezeichnet.

Der Imaginärteil ist durch die Gleichung

$$G'' = |\vec{G}| \cdot \sin \delta \quad (6-10)$$

definiert und ist ein Maß für die bei der Schwingung infolge der Viskosität nicht wieder gewinnbare in Wärme umgewandelte oder verlorene Schwingungsenergie.  $G''$  wird deshalb auch Verlustmodul (engl. *loss modulus*) genannt.

Aus dem Verlustmodul kann die Schwingungsviskosität nach folgender Gleichung berechnet werden:

$$\eta' = \frac{G''}{\omega} \quad (6-11)$$

Die Phasenverschiebung  $\delta$  ergibt sich aus

$$\tan \delta = \frac{G''}{G'} \quad (6-12)$$

$\tan \delta$  wird auch als Verlustfaktor (engl. *loss factor* oder *tangent loss angle*) bezeichnet und stellt ein Relativmaß für die Energieverluste bei der Schwingung im Vergleich zur wieder gewinnbaren Verformungsenergie dar.

Der Betrag des komplexen Schubmoduls

$$G^* = |\vec{G}| = \sqrt{G'^2 + G''^2} \quad (6-13)$$

wird als absoluter Modul bezeichnet. Er entspricht dem Quotienten der Scheitelwerte der Spannung und der Verformung.

### 6.2.2 Versuche

Der komplexe Schubmodul  $G^*$  und die zugehörige Phasenverschiebung  $\delta$  wurden bei verschiedenen Temperaturen und Frequenzen mit dem koaxialen Schubtest KAST nach EMPA-Methode [7] gemäss Formel 6-14 bestimmt. Der koaxiale Schubtest KAST beruht darauf, dass das zwischen der inneren und äusseren Zylinderfläche befindliche Mischgut parallel zur Zylinderachse entweder kraft- oder weggesteuert sinusförmig beansprucht wird. Aus der gemessenen Verformung bzw. Kraft bei verschiedenen Temperaturen und Frequenzen wird der komplexe Schubmodul  $G^*$  und die Phasenverschiebung  $\delta$  berechnet.

$$G^* = K_s \cdot \frac{F^0}{d^0} \quad (6-14)$$

$G^*$  Betrag des komplexen Schubmoduls [MPa]  
 $F^0$  Lastamplitude [kN]  
 $d^0$  Deformationsamplitude [mm]  
 $K_s$  Systemkonstante

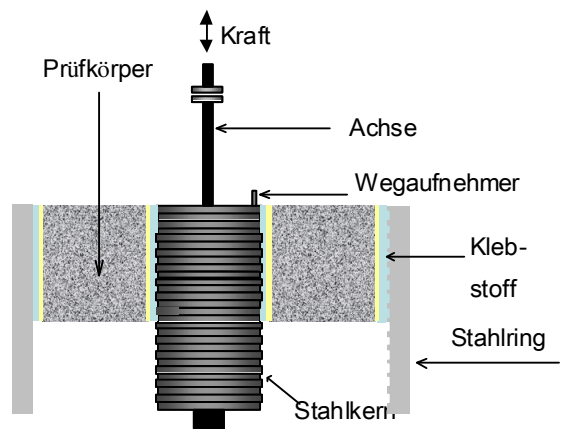


Bild 6.4: KAST Prüfeinrichtung: schematische Darstellung der Prüfung

#### 6.2.2.1 Prüfkörperherstellung

Für die Bestimmung des komplexen Schubmoduls wurden Prüfkörper aus dem mittleren Teil des Gussasphaltbelages verwendet. Dazu wurde in der Mitte der Brücke ein Stück von etwa 100 cm Breite herausgeschnitten. Daraus wurden pro Brückenbelag je zwei zylindrische Prüfkörper mit einem Durchmesser von 149 mm herausgebohrt und planparallel auf etwa 60 mm Höhe geschliffen. In der Mitte des Prüfkörpers wurde für die zentrale Achse ein Loch mit einem Durchmesser von 55 mm gebohrt. Der so vorbereitete Prüfkörper wurde mit einem Epoxy-Klebstoff aussen mit der Stahlmantelfläche und innen mit einer zentralen Achse verklebt. Die Prüfkörper wurden danach in zwei Phasen geprüft: Die Prüfung im unteren Temperaturbereich zwischen -10 und +10 °C erfolgte kraftgeregelt und die Prüfung im oberen Temperaturbereich zwischen +15 und +40 °C weggeregelt.

#### 6.2.2.2 Prüfparameter

Die Prüfparameter für den KAST-Test sind in Tabelle 6-2 zusammengestellt.

	Unterer Temperaturbereich	Oberer Temperaturbereich
Temperaturen [°C]	-10, -5, 0, 5, 10	15, 20, 25, 30, 40
Frequenzen [Hz]	1,2,3,4,6,8	1,2,3,4,6,8
Amplituden [kN]	0.5, 1	Messgrösse
Amplituden [mm]	Messgrösse	0.005, 0.01, 0.02

Tabelle 6-2: Prüfparameter für die KAST-Prüfungen

### 6.2.2.3 Resultate

Die Resultate des KAST-Tests an den 2 Einbauten (Einbau 1 = Belag der Massivholzplatten-Brücke, Einbau 2 = Belag der QS-Platten-Brücke) sind in Tabelle 6-3 und Tabelle 6-4 zusammengestellt.

Temperatur [°C]	Frequenz [Hz]	Einbau 1		Einbau 2	
		Modul G* [MPa]	Phasenverschiebung $\delta$ [°]	Modul G* [MPa]	Phasenverschiebung $\delta$ [°]
-10	1	30'000	9.0	24'300	3.4
	2	31'100	4.9	26'500	4.0
	3	31'300	4.7	26'800	3.4
	4	34'500	3.2	27'500	3.3
	6	32'600	3.7	28'300	2.6
	8	34'500	3.9	28'700	2.7
-5	1	22'100	9.3	20'600	6.9
	2	23'500	6.0	22'400	5.6
	3	25'000	6.3	24'100	5.3
	4	25'600	5.7	24'200	5.3
	6	26'400	6.4	25'000	5.4
	8	28'100	5.4	25'600	4.6
0	1	17'100	10	16'200	8.9
	2	19'500	8.6	17'700	8.0
	3	20'700	9.0	18'600	7.9
	4	21'500	8.0	19'200	7.5
	6	22'700	8.6	20'100	6.9
	8	22'900	8.2	20'600	6.7
+5	1	12'500	12	11'700	12
	2	14'900	12	13'300	11
	3	15'800	11	14'200	11
	4	16'500	11	15'100	10
	6	18'300	11	15'700	10
	8	18'300	11	16'600	9.0
+10	1	9'000	18	8'360	17
	2	10'200	16	9'700	15
	3	11'100	15	10'400	14
	4	11'700	15	11'000	14
	6	12'600	14	11'900	13
	8	13'400	14	12'400	12
+15	1	5'080	26	4'910	25
	2	5'970	24	5'790	23
	3	6'610	23	6'400	22
	4	7'160	22	6'850	21
	6	8'010	21	7'550	19
	8	8'500	20	8'090	18
+20	1	2'940	33	3'000	33
	2	3'480	32	3'610	31
	3	3'950	31	4'040	29
	4	4'270	30	4'380	28
	6	4'870	28	4'990	26
	8	5'460	27	5'440	24

Tabelle 6-3: Komplexer Schubmodul und Phasenverschiebung der beiden Gussasphaltbeläge (Einbau 1 = Belag der Massivholzplatten-Brücke, Einbau 2 = Belag der QS-Platten-Brücke) für  $T = -10^\circ\text{C}$ ,  $-5^\circ\text{C}$ ,  $0^\circ\text{C}$ ,  $5^\circ\text{C}$ ,  $10^\circ\text{C}$ ,  $15^\circ\text{C}$  und  $20^\circ\text{C}$

Temperatur [°C]	Frequenz [Hz]	Einbau 1		Einbau 2	
		Modul $G^*$ [MPa]	Phasenverschiebung $\delta$ [°]	Modul $G^*$ [MPa]	Phasenverschiebung $\delta$ [°]
+25	1	1'670	40	1'770	41
	2	2'030	39	2'250	39
	3	2'320	38	2'600	38
	4	2'540	38	2'870	37
	6	2'930	37	3'340	35
	8	3'200	36	3'660	33
+30	1	952	45	1'000	48
	2	1'200	45	1'330	47
	3	1'390	45	1'590	45
	4	1'550	44	1'800	44
	6	1'830	43	2'140	43
	8	2'040	42	2'410	41
+40	1	283	48	265	54
	2	333	51	360	55
	3	387	52	441	54
	4	435	52	502	54
	6	530	52	621	53
	8	661	51	711	52

Tabelle 6-4: Komplexer Schubmodul und Phasenverschiebung der beiden Gussasphaltbeläge (Einbau 1 = Belag der Massivholzplatten-Brücke, Einbau 2 = Belag der QS-Platten-Brücke) für  $T = 25^\circ\text{C}$ ,  $30^\circ\text{C}$  und  $40^\circ\text{C}$

Bild 6.5 zeigt beispielhaft den komplexen Schubmodul in Abhängigkeit der Temperatur bei einer Frequenz von 3 Hz. Die Werte für die anderen Frequenzen weisen keine grossen Abweichungen auf, so dass die Kurvenverläufe für die anderen Frequenzen auf Grund der logarithmischen skalierten Ordinate praktisch deckungsgleich sind.

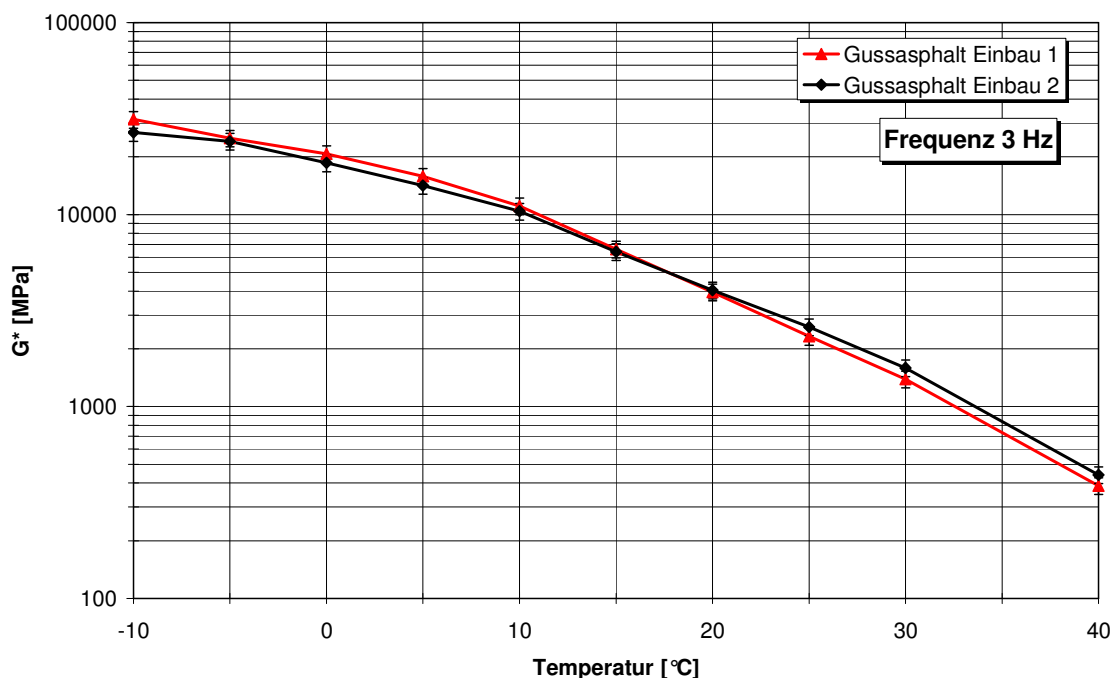


Bild 6.5: Komplexer Schubmodul bei einer Frequenz von 3 Hz in Abhängigkeit der Temperatur



Gemäss dem Zeit-Temperatur-Superpositionsprinzip lassen sich aus Messungen bei verschiedenen Temperaturen rheologische Messwerte bei anderen Frequenzen ableiten. Das Prinzip beruht darauf, dass bei einer Erhöhung der Temperatur die rheologischen bzw. visko-elastischen Vorgänge (z.B. das Kriechen) schneller verlaufen. Entsprechend kann das Kriechverhalten nach langer Zeit aus dem Kriechverhalten bei erhöhter Temperatur abgeleitet und damit der Versuchsaufwand zur Ermittlung des zeitabhängigen Materialverhaltens erheblich reduziert werden. Durch den Zusammenhang zwischen Zeit und Frequenz  $[1/s]$ , geht bei schwingender Beanspruchung die Zeit-Temperatur-Analogie in eine Frequenz-Temperatur Analogie über. Mathematisch kann das Zeit-Temperatur-Superpositionsprinzip entweder mit der WLF-Gleichung von Williams-Landel-Ferry oder mit der Arrhenius-Gleichung ausgedrückt werden. Beide Gleichungen besagen, dass das Langzeitkriechverhalten für eine Referenztemperatur  $T_0$  sich dadurch abschätzen lässt, dass man die bei verschiedenen Temperaturen ermittelten Kriechkurven im logarithmischen Zeitmassstab solange um einen bestimmten Shiftfaktor horizontal verschiebt, bis sich für die Referenztemperatur eine kontinuierliche Kurve (Masterkurve) ergibt [8]. In Bild 6.6 sind die Masterkurven der beiden Gussasphaltbeläge für eine Referenztemperatur von 25°C dargestellt.

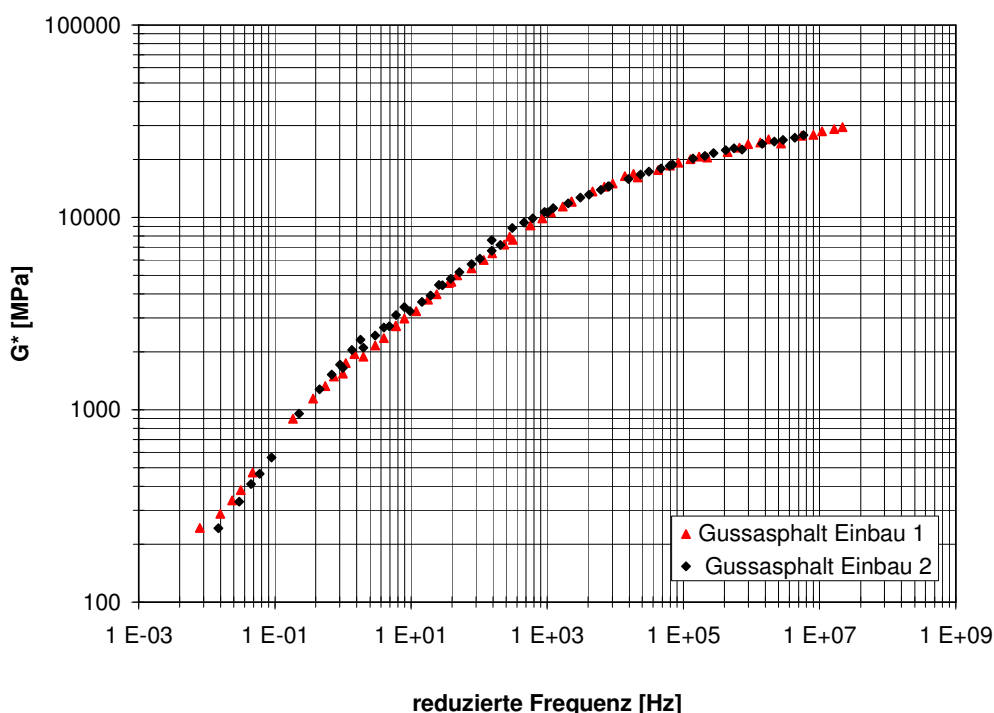


Bild 6.6: Masterkurve für eine Referenztemperatur von 25°C

Die mechanischen Eigenschaften der beiden Gussasphaltbeläge aus Einbau 1 und Einbau 2 sind sehr ähnlich (Bild 6.5, Bild 6.6). Gussasphalt 1 ist in den tiefen Temperaturen etwas steifer und oberhalb von 20°C etwas weicher. Die Unterschiede liegen aber nur knapp ausserhalb der Messgenauigkeit von  $\pm 15\%$ . Die erhaltenen komplexen Schubmodulwerte stimmen gut mit üblichen Werten für Asphalt überein. Im Gegensatz zu anderen Werkstoffen (Beton, Stahl) ist der komplexe Schubmodul von Gussasphalt stark temperaturabhängig.

### 6.3 Folgerungen

Die Versuche am Gussasphalt zeigen die erwartete grosse Abhängigkeit der mechanischen Eigenschaften des Belags (Steifigkeit, Dämpfung) von der Temperatur. Hingegen ist der Einfluss der Frequenz (Brückenschwingungen im Bereich von 1 – 8 Hz) gering (Faktor 2).

## 6.4 Literatur zur Kapitel 6

1. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS (2002): Norm SN 640 441 NA (EN 13108-6) - Asphalt - Mischgutanforderungen Teil 6: Gussasphalt.
2. CEN (2005): EN 12697-1: Asphalt - Prüfverfahren für Heiasphalt - Teil 1: Löslicher Bindemittelgehalt.
3. CEN (2007): EN 12697-5: Asphalt - Prüfverfahren für Heiasphalt - Teil 5: Bestimmung der Rohdichte.
4. CEN (2003): EN 12697-20: Asphalt - Prüfverfahren für Heiasphalt - Teil 20: Eindringversuch an Wrfeln oder Marshall-Probekörpern.
5. CEN (2000): EN 1426: Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel - Bestimmung der Nadelpenetration.
6. CEN (1999): EN 1427: Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel - Bestimmung des Erweichungspunktes - Ring- und Kugel-Verfahren.
7. Younger K. D., Partl M. N., Fritz H. W., Gubler R. (1997): Asphalt concrete shear testing with the coaxial shear tester at Empa. In: Fifth International RILEM Symposium on Mechanical Tests for Bituminous Material MTBM, Lyon, France.
8. Partl M. N. (2005): Bituminöse Werkstoffe - Vorlesungsunterlagen WS05/06, ETH Zrich, Studiengang Bauingenieurwissenschaften.



## 7. Bestimmung von Eigenfrequenzen und der Dämpfung am einfachen Balken

### 7.1 Disposition und Ziel der Versuche

Die unbelasteten Platten wurden als einfache Balken mit einer Spannweite von 7.80 m (Massivholzplatten) bzw. 7.70 m (BSH-Platten) gelagert (siehe Bild 5.7) mit einem Impulshammer zum Schwingen angeregt. Die resultierenden dynamischen Durchbiegungen wurden mit den Silvac Weggebern gemessen und anschliessend mit einer Abtastfrequenz von 800 Hz digitalisiert. Ziel der Untersuchung war es, die Resonanzfrequenzen eines einfachen Systems, welches in einem analytischen Model nachgebildet werden kann, zu erhalten. Ausserdem können Aussagen über das Schwingungsverhalten und die Dämpfungseigenschaften der Platten als kurze Balkenbrücke gemacht werden. In der Norm zur Bemessung von Holzbrücken (EN 1995-2:2004) wird der Dämpfungsgrad mit  $D = 1\%$  bzw.  $D = 1.5\%$  für Strukturen ohne bzw. mit mechanischen Verbindungen angegeben.

Die Platte wurde mit einem Impulshammer (PCB08620D) mit einer weichen Spitze (braun) angeregt. Die weiche Spitze wurde gewählt, damit der grösste Teil der Schlagenergie unterhalb von 100 Hz liegt. Die Platte wurde an mehreren Stellen angeschlagen. Diese Punkte wurden so gewählt, dass einige Schwingungsformen auch wirklich angeregt wurden. Das heisst es wurde darauf geachtet, dass der Impuls mit dem Hammer dort angebracht wurde, wo sich keine Knotenlinien der Schwingungsformen befinden.

Bild 7.1 zeigt eine typische dynamische Durchbiegung der Platte in Funktion der Zeit. Die gemessenen Schwingungsamplituden liegen in der Grössenordnung von 0.1 mm. Bei genauerer Betrachtung des Signals erkennt man auch, dass mehr als ein Schwingungsmodus angeregt wurde. Aus dem Abklingverhalten kann auf die Dämpfungseigenschaften geschlossen werden.

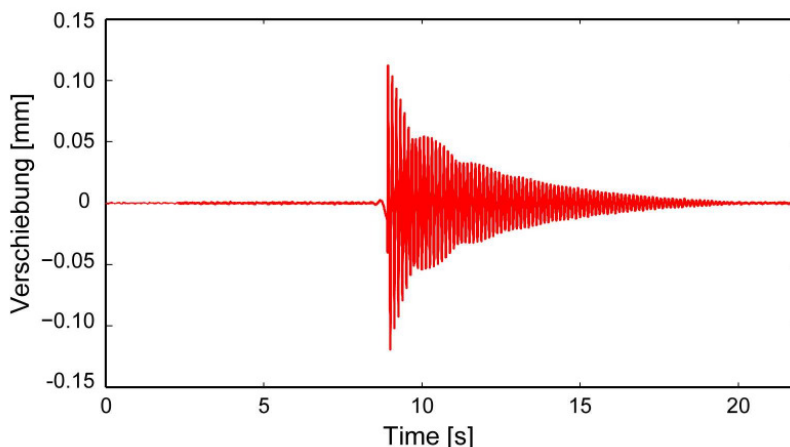


Bild 7.1: Gemessene Verschiebungen der Holzplatte während der Anregung mit dem Impulshammer.

Die aufgezeichneten Verschiebungen infolge des Hammerschlags wurden mit einem Algorithmus von Y.Y. Lin [1] ausgewertet. Dieser Algorithmus erlaubt die simultane Extraktion von mehreren gedämpften Sinussignalen in verrauschten Daten. Genau diese Problemstellung liegt in unserem Versuch vor: Durch den Hammerschlag wird die Holzplatte in Schwingungen versetzt. Diese Schwingungen setzen sich zusammen aus der Überlagerung von mehreren Schwingungsformen und ihren Eigenfrequenzen. Zur Auswertung der Signale wurden Teilstücke der Länge von jeweils ca. 5 Sekunden ausgeschnitten. Ein typisches Signal, der ausgeschnittene Bereich und dessen Rekonstruktion sind in Bild 7.2 dargestellt.

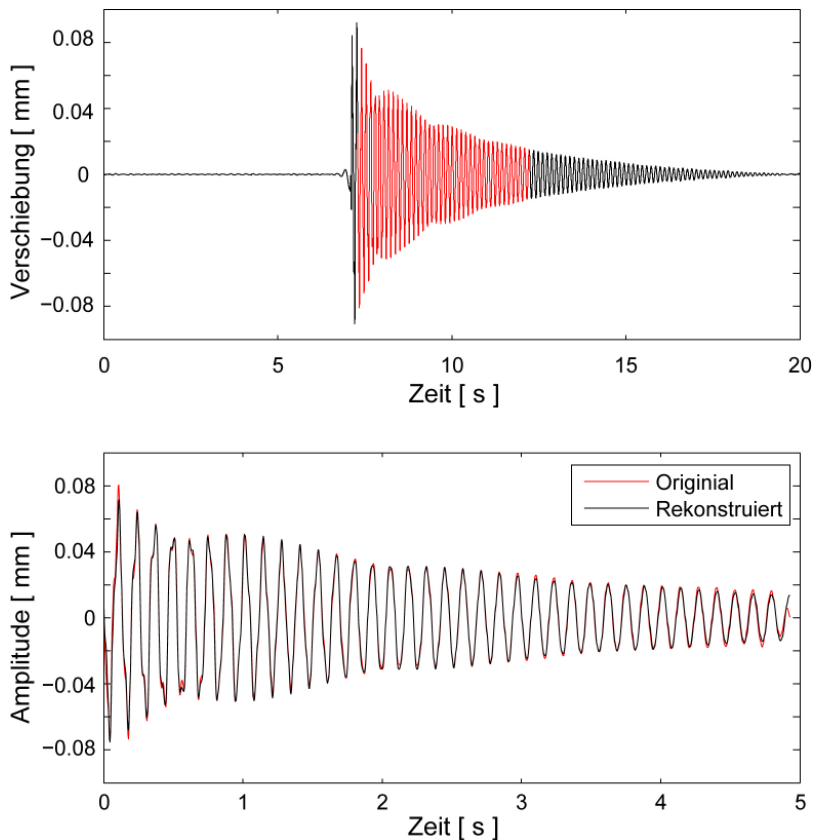


Bild 7.2: Gemessene Verschiebungen einer Massivholzplatte während eines Hammerschlages. Oben: vollständiges Signal und in rot dargestellt der Bereich, welcher ausgewertet wird. Unten: Original-Signal und die Rekonstruktion mit Hilfe der bestimmten Frequenzen, Dämpfungen und Amplitude der extrahierten Sinussignale.

## 7.2 Resultate

Die Daten von 3 Schlägen an unterschiedlichen Stellen wurden ausgewertet, anschliessend gemittelt und in Tabelle 7-1 aufgelistet. Das ganze wurde für die Sensoren 2 und 9 durchgeführt.

	MHP ohne		MHP mit		BSH ohne		BSH mit		Einheit
	1	2	1	2	1	2	1	2	
Frequenz	7.67	7.68	6.62	6.67	6.9	6.87	5.83	5.59	Hz
Dämpfungsgrad	0.66	0.62	6.23	6.84	0.55	0.53	7.12	7.38	%

Tabelle 7-1: Gemessene Resonanzfrequenzen und Dämpfungsgrad  $D$  der ersten Biegeeigenschwingung der Platten

Die erste Biegeeigenfrequenz kann für die Holzplatten mit und ohne Asphalt zuverlässig bestimmt werden. Die zweite Biegeeigenfrequenz konnte für die Holzplatten nicht bestimmt werden, da die Anregung mit dem Impulshammer zu schwach war und die erste Torsionseigenfrequenz in der Nähe der zweiten Biegeeigenfrequenz lag. Der Asphalt wirkt als zusätzliche Masse, weshalb die Frequenzen der Platten mit Asphalt niedriger sind als ohne Gussasphalt. Ob der Asphalt zur Steifigkeit der Plattenkonstruktion beiträgt wird im Folgenden untersucht. Hervorzuheben ist die starke Zunahme der Dämpfung nach Aufbringen des Asphalts (Verzehnfachung des Dämpfungsgrades!), obwohl der Belag ohne Verbund mit der Brückenplatte, d. h. schwimmend ausgeführt wurde.

Für die Berechnung der Eigenfrequenzen gilt wie für die Durchbiegungen, dass der Einfluss der Schubverzerrungen nicht vernachlässigt werden kann. Im Gegensatz zum linearen Ansatz bei der Berechnung der Durchbiegungen wird bei der Herleitung der analytischen Berechnung der Eigenfrequenzen für die Längsverschiebungen  $u(x, z)$  ein Ansatz höherer Ordnung gewählt

$$u(x, z) = z \cdot \psi(x) + z^3 \cdot \chi(x), \quad (7-1)$$

wobei die Funktion  $\chi(x)$  durch die Erfüllung der Randbedingung „keine Schubspannung an der Ober- und Unterseite der Platte“ bestimmt ist. Die Ansatzfunktionen für die Durchbiegung  $w(x)$  und die Verdrehung  $\psi(x)$  werden aus insgesamt je 20 Sinus- und Cosinusfunktionen zusammengesetzt, welche alle die kinematischen Randbedingungen erfüllen. Die kinematischen Randbedingungen sind für das vorliegende System, dass die Durchbiegung an den Auflagern gleich null ist und die Verdrehung am verschieblichen Auflager stetig ist. Das Eigenwertproblem, die Steifigkeits- und Massenmatrix werden wie in [2] beschrieben hergeleitet. Löst man das Eigenwertproblem, erhält man sowohl die Resonanzfrequenzen als auch die Schwingungsformen.

Mit diesem Modell wurden die Resonanzfrequenzen für die Platten ohne Gussasphalt mit den dynamisch berechneten Steifigkeiten (Tabelle 5-7) berechnet. Die Ergebnisse sind in Tabelle 7-2 zusammengefasst. Die Resonanzfrequenzen für die Platten mit Gussasphalt wurden ebenfalls mit den für die Holzplatten bestimmten Steifigkeiten berechnet. Die Masse des Gussasphalts wurde zur Holzmasse addiert und die Eigenfrequenzen mit einer entsprechend höheren Dichte der Holzplatte berechnet.

In Tabelle 7-2 sind ausserdem die Ergebnisse von Finite Elemente-Berechnungen zusammengefasst. Für die Berechnungen wurde das Programm Abaqus verwendet. Der Asphaltbelag wurde durch den experimentell ermittelten Schubmodul (Tabelle 6-3, Zeile 20° und entsprechende Eigenfrequenz) und eine Querdehnzahl von 0.3 charakterisiert. Durch die Verwendung von Elementen mit quadratischen Ansatzfunktionen konnte die Schubweichheit des Holzes im Model abgebildet werden. Mit dem einschichtigen FE-Model (Holzplatte) und dem analytischen Model wurden vergleichbare Frequenzen berechnet. Dabei wurden die erste Eigenfrequenz der Massivholzplatten leicht unter- und die der Brettschichtholzträger überschätzt.

Bei den Berechnungen für die Platten mit Gussasphalt (grau unterlegt) wurden zwei Annahmen untersucht:

- (1) Die Steifigkeit des Asphaltes leistet keinen Beitrag → Berechnung der Eigenfrequenz mit erhöhter Dichte der Holzplatte.
- (2) Der Asphaltbelag und die Holzplatte sind schubsteif verbunden und der Asphalt leistet somit einen Beitrag zur Steifigkeit der Platte → Zwei-Schicht Modell.

Unter Annahme (1) werden die Resonanzfrequenzen deutlich unterschätzt (-28% bei MHP und -18% bis -14% bei BSH). Dies bedeutet, dass die Steifigkeit in Wirklichkeit grösser ist als zuvor angenommen. Berücksichtigte man bei der Berechnung die Steifigkeit des Asphaltes im Model durch einen Zweischichten-Aufbau mit schubsteifer Verbindung, stimmen die berechneten Eigenfrequenzen für die Massivholzplatten mit Asphalt sehr gut mit den gemessenen Eigenfrequenzen (1.5% Abweichung) überein. Die geringen Abweichungen deuten darauf hin, dass die Haftreibung zwischen Asphaltbelag und Holzplatte bei den dynamischen Versuchen nicht überschritten wird und die beiden Schichten somit gewissermassen als schubsteif verbunden wirken. Im Gegensatz dazu weichen die berechneten Eigenfrequenzen der Brettschichtholzplatten mit Asphalt deutlich von den gemessenen ab. Bei statischer Belastung kann wie in Kapitel 5 gezeigt, kein Schub übertragen werden und der Asphalt nicht zur Steifigkeit beitragen.

Der Beitrag des Asphaltes zur Steifigkeit ist neben der von der Verbindung zwischen Belag und Platte abhängigen statischen Mitwirkung selbstverständlich stark temperaturabhängig. Variiert man die Belageigenschaften gemäss den Messergebnissen am Gussasphalt (Kapitel 6) erhält man z.B. für die erste Eigenfrequenz der MHP1-Platte 9.37 Hz bei -5° und 4.92 Hz bei 40°. Die Frequenz bei 40°

unterscheidet sich nur unwesentlich von den Eigenfrequenzen, die ohne Berücksichtigung der Asphaltsteifigkeit berechnet wurden. Die günstige Wirkung der Asphaltsteifigkeit darf deshalb bei der Bemessung nicht berücksichtigt werden. Dagegen sollte der grosse Einfluss des Asphaltbelages auf die Eigenfrequenzen von Brücken aus leichten Materialien mit relativ niedrigem E-Modul bei dynamischen Untersuchungen stets berücksichtigt werden. Die starke Temperaturabhängigkeit des Asphaltes ist dabei jedoch nicht ausser Acht zu lassen.

	Messung	Berechnung analytisch	Abweichung	FE-Berechnung (Holzplatte)	Abweichung	FE-Berechnung (Zwei Schichten)	Abweichung
	Hz	Hz	%	Hz	%	Hz	%
MHP1 ohne	7.67	7.45	-2.87	7.21	-6.00	-	-
MHP2 ohne	7.68	7.49	-2.47	7.25	-5.60	-	-
MHP1 mit	6.62	4.73	-28.55	4.72	-28.70	6.72	1.51
MHP2 mit	6.67	4.80	-28.04	4.78	-28.34	6.76	1.35
BSH1 ohne	6.90	7.36	6.67	7.07	2.46	-	-
BSH2 ohne	6.87	7.32	6.55	7.03	2.33	-	-
BSH1 mit	5.83	4.84	-16.98	4.79	-17.84	6.54	12.18
BSH2 mit	5.59	4.82	-13.77	4.77	-14.67	6.53	16.82

Tabelle 7-2: Vergleich der gemessenen mit den berechneten Resonanzfrequenzen.

### 7.3 Folgerungen

Aus den in diesem Kapitel beschriebenen Versuchen kann folgendes abgeleitet werden:

- Der Asphaltbelag trägt in den dynamischen Versuchen zur Steifigkeit der Platten bei, d.h. die Eigenfrequenzen sind höher als ohne Mitwirkung der Asphaltsteifigkeit.
- Diese günstige Wirkung des Asphaltbelages darf in der Praxis bei der Bemessung einer Brücke nicht berücksichtigt werden, da der Asphalt im Sommer bei hohen Temperaturen deutlich weniger steif ist und kaum Einfluss auf die Eigenfrequenzen hat.
- Der temperaturabhängige Einfluss des Asphaltbelags auf die Steifigkeit und die Dämpfung sollte bei der Interpretation von dynamischen Messungen an Brücken aus leichtem und weichem Material berücksichtigt werden.
- Der Einfluss des Asphaltes auf die Dämpfung ist bei Raumtemperatur signifikant. Die Abhängigkeit der Steifigkeit des Asphalts im Temperaturbereich zwischen -5°C und 40°C wurde zwar im Labor durch entsprechende Versuche gezeigt (siehe Kapitel 6), die Auswirkung dieser Temperaturabhängigkeit auf die Dämpfung müsste allerdings durch Versuche an ausgeführten Brücken im Sommer und im Winter noch geprüft werden.

### 7.4 Literatur zu Kapitel 7

1. Lin Y. Y., Hodgkinson P., Ernst M., Pines A. (1997): A novel detection-estimation scheme for noisy NMR signals: Applications to delayed acquisition data. Journal of Magnetic Resonance 128 (1) 30-41.
2. Gsell D., Feltrin G., Schubert S., Steiger R., Motavalli M. (2007): Cross laminated timber plates: Evaluation and verification of homogenized elastic properties. Journal of Structural Engineering 133 (1) 132-138.



## 8. Bestimmung der Eigenfrequenzen und der Dämpfung an der seilverspannten Brücke

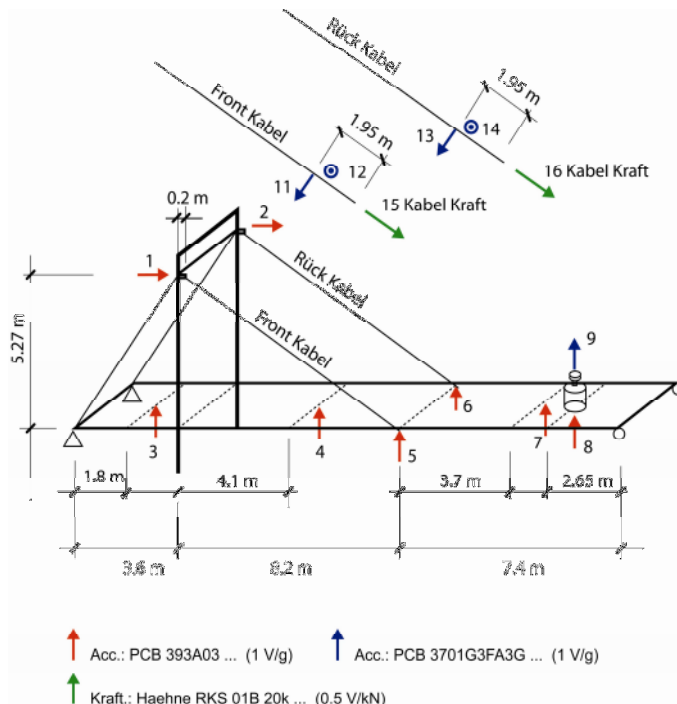
## 8.1 Disposition und Ziel der Versuche

Ziel der Untersuchungen an der montierten Brücke war es, die Eigenfrequenzen sowie auch die Dämpfungseigenschaften zu bestimmen. Die Resonanzfrequenzen der Brücke sind ein Mass für den Quotienten „Steifigkeit“/„Masse“. Daraus wird ersichtlich, ob die Steifigkeit des Asphalts zur Steifigkeit der Brücke beiträgt. Die Dämpfungseigenschaften werden im Folgenden durch die Angabe des Dämpfungsgrads  $D = \delta / (2 \pi f_0)$  beschrieben. Analog zu den statischen Versuchen an den einfach gelagerten Balken, wurden die Untersuchungen für die folgenden Varianten durchgeführt:

- Massivholzplatte (**MHP ohne**)
- Massivholzplatte mit Gussasphalt (**MHP mit**)
- Vorgespannte Brettschichtholzplatte (**BSH ohne**)
- Vorgespannte Brettschichtholzplatte mit Gussasphalt (**BSH mit**)

Es soll mindestens die Grundschwingung, d.h. im vorliegenden Fall die erste Biegeeigenschwingung, und wenn möglich noch weitere Eigenschwingungen charakterisiert werden.

An der Brücke wurden nicht wie bei den statischen Messungen Verschiebungen, sondern Beschleunigungen gemessen. Beschleunigungsmessungen haben den grossen Vorteil, dass der Sensor auf einfache Weise auf der Struktur platziert werden kann und er nicht, wie bei Verschiebungsmessungen, mit einem Referenzpunkt verbunden sein muss. Bild 8.1 zeigt die Positionen der sechs verwendeten Beschleunigungssensoren (3 - 8) des Typs PCB 393A03 auf dem Brückendeck. Die Sensoren 5 und 6 wurden direkt bei der Kabelverankerung angebracht. Zusätzlich wurden die Pylonbeschleunigungen auf der Höhe der oberen Kabelverankerung gemessen. Die Beschleunigungssensoren besitzen Magnetfüsse und können so auf einfache Weise auf dem Stahlpylon befestigt werden. Auf der Unterseite des Brückendecks wurde an der Position der Sensoren eine runde Stahlplatte mit Durchmesser ca. 6 cm geschraubt, worauf der Sensor mit Hilfe des Magnetes angebracht wurde. Auf den beiden Schrägseilen (Front- und Rückkabel) wurden je zwei Beschleunigungssensoren (11-14) des Typs PCB 3701G3FA3G montiert, sodass beide Richtungen senkrecht zum Kabel erfasst werden konnten. Es wurden bewusst Sensoren geringen Gewichtes gewählt, damit deren Einfluss auf die Kabelschwingung vernachlässigbar war.



*Bild 8.1: Schematische Darstellung der Brücke mit sämtlichen angebrachten Sensoren.*



*Bild 8.2: Mit Sensoren und Schwingungserreger bestückte asphaltierte Brücke in der Bauhalle der Empa.  
Mitte oben: Sensor PCB 393A03 zur Messung der Brückendeck Beschleunigungen.  
Rechts oben: Messung der horizontalen und vertikalen Kabelschwingungen mit PCB 3701G3FA3G Beschleunigungssensoren.  
Mitte unten: Verankerung des Schrägseiles mit Kraftmessdose.  
Rechts unten: Verwendete Sensoren bei der Kabelverankerung.*

Bild 8.2 zeigt die mit Sensoren und Kraftmessdosen bestückte Brücke in der Bauhalle der Empa. Die verwendeten Kraftmessdosen (Haehne RKS 01B 20k) stammen von der ursprünglichen Kunststoffbrücke und sind nur anwendbar bis zu einem Kraftbereich von 20 kN. Die Kraftmessdosen können deshalb nur für die Konfiguration ohne Gussasphalt verwendet werden, um die Vorspannung der beiden Kabel zu überprüfen. Die Kraftsensoren werden mit dem Messsystem MGCPlus von HBM gespiesen. Zur Bestimmung der Kabelkräfte bei den Brücken mit Gussasphalt wurden die gemessenen Eigenfrequenzen des Kabels verwendet.

Die Brücke wurde mit einem elektrodynamischen Schwingungserreger (TIRA 50301/LS) angeregt. Die bewegliche Masse des Systems beträgt 30 kg. Der Schwingungserreger, beziehungsweise der Leistungsverstärker, wird mit einem extern generierten Spannungssignal in die gewünschte Vibration versetzt. Dazu wurde entweder ein Funktionsgenerator (Agilent 33120A) oder das Datenerfassungssystem OROS OR38 verwendet. Um die Kraft mit der die Brücke angeregt wird zu bestimmen, wurde die relative Beschleunigung zwischen der beweglichen Schwinger Masse und dem Brückendeck gemessen. Dazu war es notwendig, einen Beschleunigungssensor unter dem Schwingungserreger und einen zweiten Sensor auf der Schwinger Masse anzubringen.

Zur Digitalisierung und Aufzeichnung der Daten wurde das Datenerfassungssystem OROS OR38 verwendet. Dieses Datenerfassungssystem ist wegen der verfügbaren 32 Kanäle mit integrierter ICP-Speisung für die Beschleunigungssensoren und Antialiasing-Filtern sehr gut geeignet für dynamische Brückenmessungen. Das System wandelt die analogen Sensorsignale mit 24 Bit Speichertiefe in digitale Daten um. Es wurde eine Abtastfrequenz von 256 Hz verwendet.

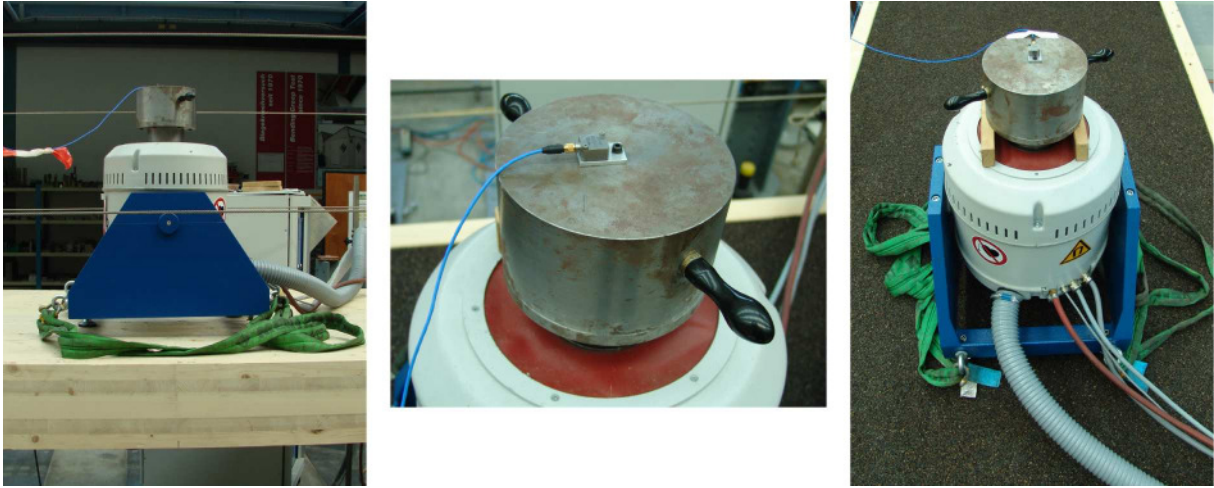


Bild 8.3: Elektrodynamischer Schwingungserreger. In der Mitte ist der PCB Beschleunigungssensor abgebildet, welcher auf der beweglichen Schwingermasse montiert wurde.

Um die Eigenfrequenzen und die dazugehörigen Dämpfungseigenschaften zu bestimmen, wird das Verhalten bei unterschiedlicher Anregung untersucht. Messungen mit den folgenden Anregungen wurden durchgeführt:

- Weisses Rauschen:  
In einem vorgegebenen Frequenzbereich wird mit OROS OR38 ein Rauschsignal produziert, mit welchem der Schwingungserreger gespeisen wird.
- Monofrequente Anregung:  
Ein bestimmtes Frequenzintervall wird in diskreten Frequenzschritten abgefahren.
- Ausschwingversuch:  
Die Brücke wird in einer Resonanzfrequenz angeregt bis die Schwingung stationär ist. Dann wird die Anregung ausgeschaltet.

Es wurden aus allen Messungen soweit möglich, die erste und zweite Eigenfrequenz und das dazugehörige Dämpfungsmass bestimmt. Die beiden ersten Eigenfrequenzen waren im Resonanzspektrum dominant (s. auch Bild 8.4) und deshalb wurde die Auswertung auf diese beiden Frequenzen beschränkt.

### 8.1.1 Weisses Rauschen

Mit dem Datenerfassungssystem OROS OR38 wurde ein weisses Rauschen im Frequenzband 2.5 Hz bis 20 Hz erzeugt. Die Daten wurden während 300 Sekunden aufgezeichnet. Der Prozess der Signalverarbeitung ist in Bild 8.4 dargestellt.

Mit Hilfe der Fast Fourier Transformation (FFT) und Mittelung nach P.D. Welch [1], wurde für jedes Beschleunigungssignal die Übertragungsfunktion bestimmt. Die Übertragungsfunktion charakterisiert die Reaktion der untersuchten Struktur im Frequenzbereich auf eine Impulsanregung. Die Übertragungsfunktion wird ermittelt in dem man die FFT der Reaktion der Struktur, hier die gemessenen Beschleunigungen, dividiert durch die FFT der Anregung, hier die Relativbeschleunigung der Schwingermasse. Diese Übertragungsfunktionen, eine von jedem Beschleunigungssensor, werden mit der inversen FFT zurück in den Zeitbereich transformiert, wodurch man die Impulsantwort des Systems erhält. Das ist die dynamische Reaktion der Brücke auf einen normierten, ideal kurzen Schlag am Orte des Schwingungserregers. Bei dieser Impulsantwort handelt es sich um eine Funktion, die durch die Überlagerung von mehreren Sinusschwingungen beschrieben werden kann. Daher wird diese wiederum mit dem Verfahren nach Y.Y. Lin [2], einem Matrixpencil-Verfahren, analysiert. Eigenfrequenzen und Dämpfungsgrad resultieren aus dieser Analyse. Zur Überprüfung der zuvor bestimmten Parameter, Eigenfrequenzen und zugehörige Dämpfung, rekonstruiert man mit diesen das Ausgangssignal und vergleicht es mit dem Original.

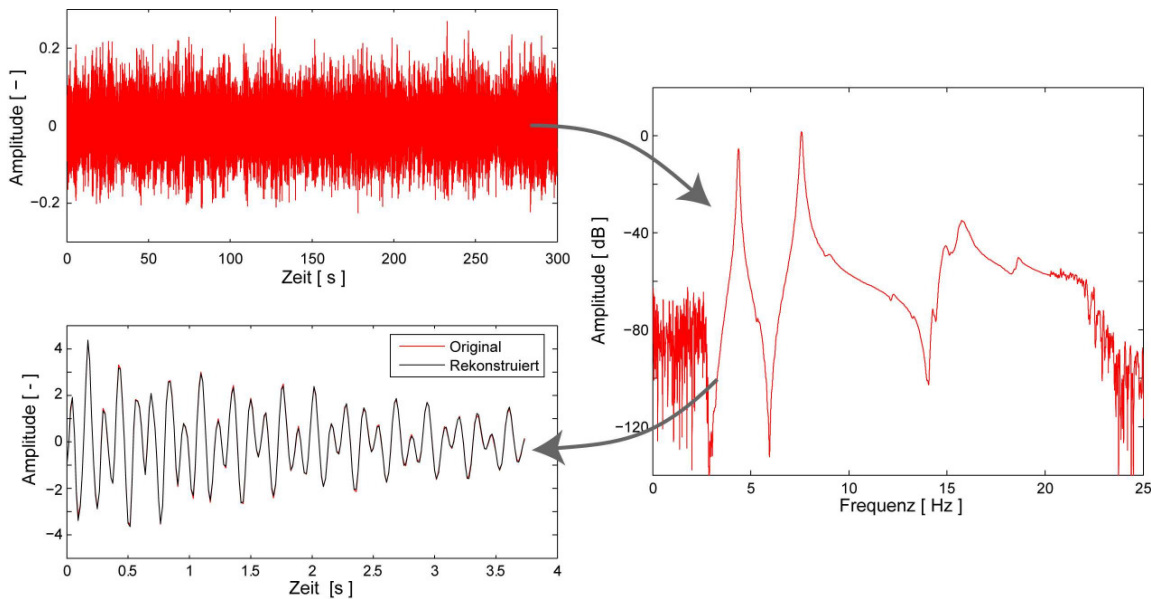


Bild 8.4: Prozess der Signalverarbeitung: Aus dem gemessenen ‚Rauschen‘ (links oben) wird die Übertragungsfunktion (rechts) bestimmt. Durch die Rücktransformation erhält man die Impulsantwort des Systems. Unten links: gemessene und rekonstruierte Impulsantwort des Sensors 7 im Falle MHP ohne Gussasphalt.

Die Eigenfrequenzen und die zugehörigen Dämpfungsgrade wurden jeweils für 5 unabhängige Messdatensätze für die Sensoren 4 bis 8 bestimmt. In Tabelle 8-1 sind die Mittelwerte dargestellt. Die Standardabweichungen betrugen bei den Frequenzen 0.06 – 0.56 % und bei den Dämpfungsgraden 3.36 – 5.75 %. Im Falle der MHP Brücke konnte mit Gussasphaltbelag die zweite Eigenschwingungsform nicht ermittelt werden.

### 8.1.2 Monofrequente Anregung

Um einzelne Schwingungsmoden, insbesondere die erste Biegeschwingung, genauer zu untersuchen, wurde diese in der Umgebung der Resonanzfrequenz gezielt durch harmonische Anregungssignale mit einer bestimmten Frequenz angeregt. Die Anregungsenergie wurde somit auf eine Frequenz konzentriert und deshalb wurden deutlich höhere Schwingungsamplituden erreicht.

Bild 8.5 links zeigt die Amplitudengänge für die BSH-Platten-Brücke mit und ohne Gussasphalt bei unterschiedlichen Anregungsamplituden (0.4 V und 1.2 V). Der Einfluss des Gussasphaltes auf Resonanzfrequenz und Dämpfung ist bei beiden Anregungsamplituden deutlich sichtbar: (1) Die Resonanzfrequenz sinkt infolge der Zusatzmasse. Dies bedeutet, dass die zusätzliche Biegesteifigkeit, welche durch den Gussasphalt bedingt ist, diesen Masseneffekt nicht kompensiert. (2) Die Dämpfung nimmt zu. Dies zeigt sich dadurch, dass die Amplitudenkurven mit Gussasphalt breiter sind. Beim Vergleich der Amplitudengänge der beiden Anregungsamplituden kann sowohl mit und ohne Gussasphalt ein weiterer Effekt beobachtet werden: Die Resonanzfrequenzen sinken bei zunehmender Amplitude etwas und die Peaks der 1.2 V-Amplitudengänge neigen sich nach links. Dies ist die Folge eines nicht-linearen Effektes: die Steifigkeit der Struktur nimmt mit zunehmender Schwingungsamplitude ab. Diese nichtlinearen Amplitudengänge können nicht mehr mit der linearen Einmassenschwinger-Analogie interpretiert werden. Somit beschränkt sich die Bestimmung der Eigenfrequenzen und Dämpfungen in Tabelle 8-1 auf die Fälle mit kleiner Amplitude.



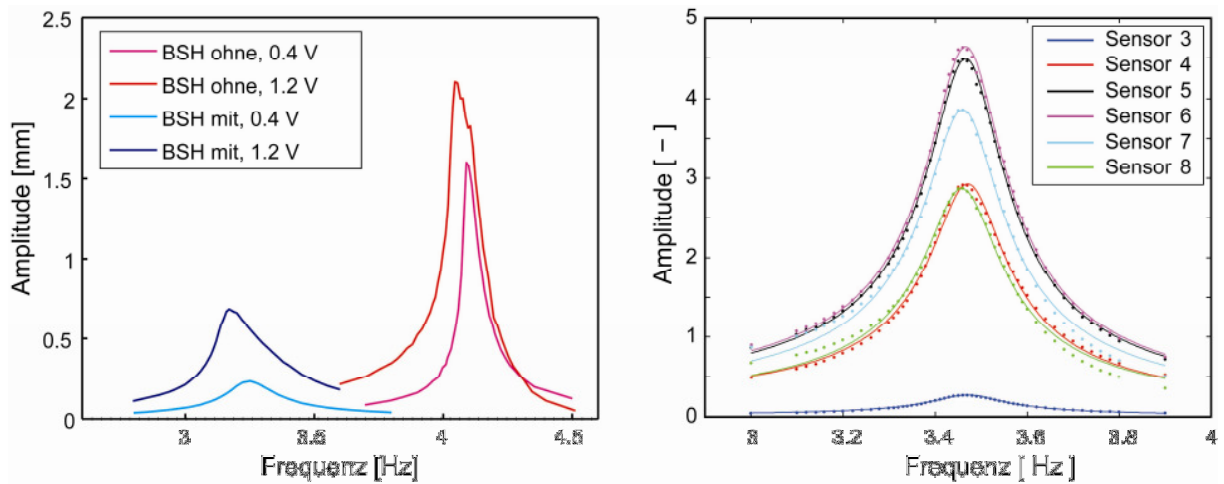


Bild 8.5: Gemessene Amplituden der BSH-Brücke mit und ohne Gussasphalt bei unterschiedlichen Anregungsamplituden (links). Gemessener Amplitudengang, normiert mit der Relativbeschleunigung der Schwingermasse, im Falle MHP mit Gussasphalt (rechts). Die Punkte bezeichnen die gemessenen Amplituden bei den entsprechenden Anregungsfrequenzen, während die ausgezogenen Linien die gefitteten Daten zeigen.

Um aus den gemessenen Amplitudengängen (Aufzeichnung der Amplituden über die Frequenz), wie in Bild 8.5 rechts darstellt, die Resonanzfrequenz und den Dämpfungsgrad der Brücke zu erhalten, wurden die Messwerte mit einem Modell gefittet. Als Modell wurde ein gedämpfter Einmassenschwinger verwendet. Ein gedämpfter Einmassenschwinger ist hinreichend genau, solange die zu untersuchende Struktur sich linear verhält und sich in unmittelbarer Nähe zur betrachteten Resonanzfrequenz keine weitere befindet. Dann kann nach [3] der Amplitudenverlauf beschrieben werden als:

$$a(f) = \frac{a_0}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{f}{f_0}\right)^2\right)^2 + \left(\frac{\delta \cdot f}{\pi \cdot f_0^2}\right)^2}} \quad (8-1)$$

Wobei  $f$  die Anregungsfrequenz,  $f_0$  die Resonanzfrequenz,  $\delta$  der Abklingkoeffizient,  $a$  die Amplitude und  $a_0$  die hypothetische statische Auslenkung ist. Der Dämpfungsgrad  $D$  berechnet sich als  $D = \delta / (2\pi f_0)$ . Die Funktion wurde mit Hilfe des Verfahrens der kleinsten Fehlerquadrate auf die Messdaten gefittet. Dieser in Matlab<sup>TM</sup> programmierte Algorithmus, minimiert durch systematisches Anpassen der Resonanzfrequenz, des Dämpfungsgrades und der statischen Auslenkung die Fehlerquadrate zwischen der Funktion (8-1) und den erfassten Messdaten. Die gefitteten Kurven für den Fall MHP Brücke mit Gussasphaltbelag sind in Bild 8.5 rechts dargestellt.

Zur Überprüfung der gefundenen Daten, wurde aus den gemessenen Signalen bei den verschiedenen Frequenzen die Phasenkurve ermittelt. In Bild 8.6 sind diese für die Sensoren 3 bis 8, im Falle der Massivholzplatte mit Gussasphalt, dargestellt. Die Punkte entsprechen den Messpunkten, während die ausgezogenen Linien theoretisch ermittelt wurden. Dazu wurden die mit dem Amplitudengang gefitteten Frequenzen und Dämpfungen in Gleichung (8-2) eingesetzt.

$$\varphi(f) = \tan^{-1} \left( \frac{\delta \cdot f}{\pi \cdot (f_0^2 - f^2)} \right) + \varphi_0 \quad (8-2)$$

Die Übereinstimmung des gemessenen Phasenganges und des berechneten kann als sehr gut bezeichnet werden. Dies ist ein deutlicher Hinweis für die gute Schätzung der Dämpfung und der Eigenfrequenz. Anschliessend wurden auch die gemessenen Phasengänge gefittet. Die ermittelten Frequenzen und Dämpfungen sind in Tabelle 8-1 angegeben.

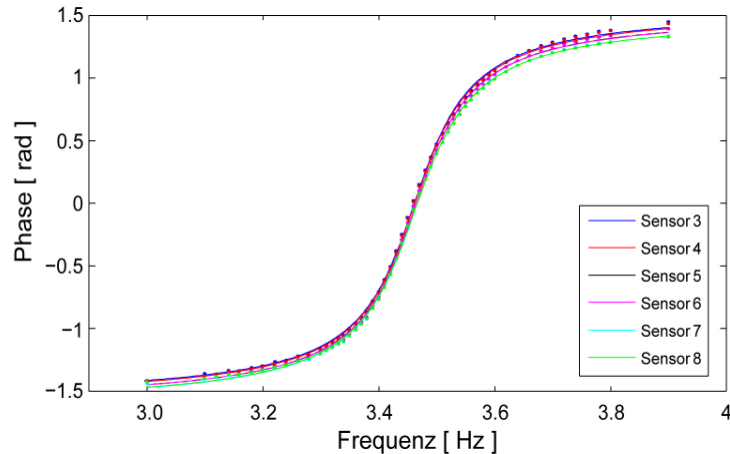


Bild 8.6: Gemessene (Punkte) und berechnete (Linien) Phasengänge der ersten Eigenschwingung im Falle der MHP-Brücke.

### 8.1.3 Ausklingversuche

An den Brückenvarianten MHP mit und BSH mit und ohne Gussasphaltbelag, wurden sogenannte Ausklingversuche durchgeführt. Dabei wurde die Brücke in ihrer ersten beziehungsweise zweiten Resonanzfrequenz angeregt. Die Anregung wurde solange aufrecht erhalten, bis die Schwingung stationär war. Anschliessend wurde die Anregung ausgeschaltet und die jetzt freie, gedämpfte Schwingung der Platte beobachtet. Ein typisches Messsignal ist in Bild 8.7 dargestellt. Zur Auswertung dieser Signale wurde nur der Teil betrachtet, bei welchem keine Anregung mehr vorhanden war. Es wurde wiederum mit dem Algorithmus von Y.Y. Lin [2] ausgewertet.

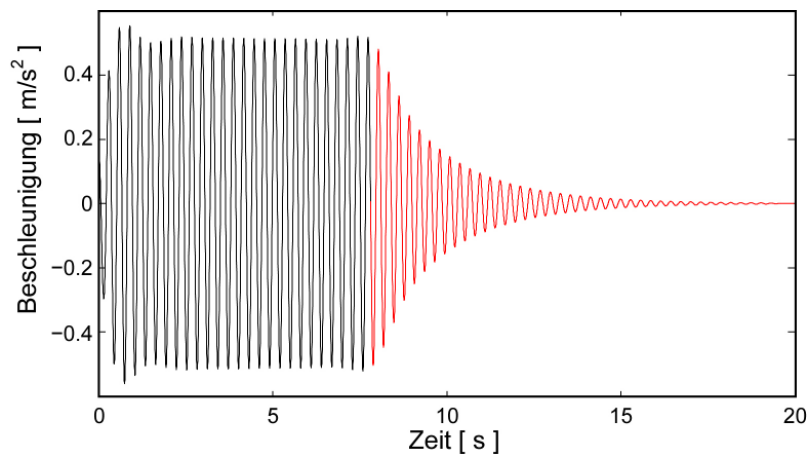


Bild 8.7: Gemessene Abklingkurve am Sensor 6. Der rote Teil des Signals wurde für die Auswertung verwendet.

## 8.2 Resultate

In Tabelle 8-1 sind die Frequenzen und Dämpfungen der Brückenvarianten zusammengefasst. Die Frequenz der Brücke sinkt wie bei den Platten mit dem Aufbringen des Asphalts. Die Dämpfung nimmt mit dem Asphalt zu, wenn auch weniger stark als bei den Platten beobachtet. Die Frequenzen, die durch die Auswertung der verschiedenen Methoden ermittelt wurden, unterscheiden sich kaum. Im Gegensatz dazu ist der beim Weissen Rauschen ermittelte Dämpfungsgrad deutlich höher als bei den anderen beiden Methoden. Im Allgemeinen ist die Dämpfung grösser je höher die Amplitude ist. Die aus dem Weissen Rauschen ermittelte Dämpfung ist allerdings grösser auch wenn die maximale Anregungsamplitude kleiner oder gleich der Amplituden der beiden Anregungen ist. Die Unterschiede können deshalb nicht auf die Amplitudenabhängigkeit der Dämpfung zurückgeführt werden. Die Ergebnisse deuten darauf hin, dass mit einer Rauschanregung zwar die Frequenz aber nicht die Dämpfung zuverlässig bestimmt werden kann.

		Methode	MHP ohne	MHP mit	BSH ohne	BSH mit	Einheit
Frequenz	1. Mode	Weisses Rauschen	4.363	3.404	4.124	3.229	Hz
		Monof. Anr. / Amplitude	4.336	3.47	4.104	3.252	Hz
		Monof. Anr. / Phase	4.325	3.46	4.091	3.248	Hz
		Ausklingen 0.4 V	-	3.466	4.119	3.222	Hz
Dämpfungs-grad		Weisses Rauschen	0.66	3.2	0.79	3.04	%
		Monof. Anr. / Amplitude	0.58	2.28	0.53	2.549	%
		Monof. Anr. / Phase	0.42	2.17	0.41	2.473	%
		Ausklingen 0.4 V	-	2.18	0.5	2.553	%
Frequenz	2. Mode	Weisses Rauschen	7.568	-	6.905	6.173	Hz
		Monof. Anr. / Amplitude	7.502	-	6.859	6.259	Hz
		Monof. Anr. / Phase	7.492	-	6.852	6.238	Hz
		Ausklingen 0.4 V	-	-	6.898	6.147	Hz
Dämpfungs-grad		Weisses Rauschen	0.72	-	0.82	5.97	%
		Monof. Anr. / Amplitude	0.94	-	0.81	5.444	%
		Monof. Anr. / Phase	0.74	-	0.72	5.777	%
		Ausklingen 0.4 V	-	-	0.7	5.707	%

Tabelle 8-1 Gemessene Frequenzen und Dämpfungen der ersten zwei Schwingungsmoden der Brücke

	Messung Hz	Berechnung Hz	Abweichung %
<b>1. Eigenfrequenz</b>			
MHP ohne	4.34	4.79	10.37
MHP mit	3.47	3.30	-4.90
BSH ohne	4.12	4.94	19.90
BSH mit	3.25	3.34	2.77
<b>2. Eigenfrequenz</b>			
MHP ohne	7.5	8.07	7.60
MHP mit	-	5.43	-
BSH ohne	6.86	8.17	19.10
BSH mit	6.26	5.36	-14.38

Tabelle 8-2 Vergleich von gemessenen und berechneten Eigenfrequenzen

In Kapitel 4 wurden im Rahmen der Bemessung der Brücke die Eigenfrequenzen mit einem Stabstatikprogramm ermittelt. In Tabelle 8-2 werden die Frequenzen dieser Berechnung (Tabelle 4-1) mit den gemessenen verglichen. Es ist ersichtlich, dass die erste Eigenfrequenz der Holzplatten ohne Gussasphalt in der Berechnung überschätzt wird (10% bei MHP und 20% bei BSH). Die Abweichung der ersten Eigenfrequenzen der Brückenplatten mit Gussasphalt sind deutlich niedriger (-5% bei MHP und 3% BSH). Diese Übereinstimmung deutet darauf hin, dass die beiden gegenläufige Effekte – Überschätzung der Holzplattensteifigkeit und Vernachlässigung der Asphaltsteifigkeit – sich gegenseitig aufheben. Der Unterschied zwischen den Eigenfrequenzen der Holzplatten mit und ohne Asphalt ist, wie auch in Kapitel 7 gezeigt wurde, in der Berechnung grösser als in der Messung, falls der Einfluss des Asphaltes auf die Steifigkeit vernachlässigt wurde.

### 8.3 Folgerungen

- Die Steifigkeit der Brückenplatten nimmt mit zunehmender Schwingungsamplitude ab.
- Der Einfluss des Asphaltes auf die Steifigkeit der Brückenplatten wird bestätigt.
- Der Einfluss des Asphaltes auf die Dämpfung ist in diesen Versuchen wiederum signifikant, allerdings wurde der Dämpfungsgrad gegenüber der Holzplatte ohne Asphalt lediglich verfünffacht, nicht wie bei den einfach gelagerten Brückenplatten (Kapitel 7) verzehnfacht.
- Die Dämpfung, welche aus den Versuchen mit weissem Rauschen bestimmt wurde, ist deutlich höher als der Dämpfungsgrad bei monofrequenter Anregung und bei den Ausklingversuchen.

### 8.4 Literatur zu Kapitel 8

1. Welch P. D. (1967): Use of Fast Fourier Transform for Estimation of Power Spectra - a Method Based on Time Averaging over Short Modified Periodograms. *Ieee Transactions on Audio and Electroacoustics* AU15 (2) 70-8.
2. Lin Y. Y., Hodgkinson P., Ernst M., Pines A. (1997): A novel detection-estimation scheme for noisy NMR signals: Applications to delayed acquisition data. *Journal of Magnetic Resonance* 128 (1) 30-41.
3. Sayir M. B. (1997): *Mechanik 3, Dynamik*. ETHZ, Zürich.



## 9. Schwingungsinteraktion Brückendeck – Seil

### 9.1 Beschreibung des Phänomens

Im Forschungsprojekt war vorgesehen, die Schwingungsinteraktion zwischen Brückendeck und Seil zu untersuchen. Die nicht-lineare Interaktion von Seil und Brückendeck führt zu einer sogenannten Parameterresonanz wenn die erste Eigenfrequenz des Seiles  $f_{seil}$  und eine Eigenfrequenz des Brückendecks  $f_{deck}$  im Verhältnis von  $f_{seil} : f_{deck} = 1 : 2$  stehen [1]. Dies bedeutet, dass falls das Seil in seiner Eigenfrequenz  $f_{seil}$  schwingt, sich der Fusspunkt des Seiles mit einer Frequenz von  $f_{deck} = 2 \cdot f_{seil}$  bewegt und somit das Brückendeck anregt. Es gilt auch der umgekehrte Fall.

Die Eigenfrequenzen des Seiles sind proportional zu:

$$f_{seil} \sim \sqrt{\frac{S}{m \cdot l}} \quad (9-1)$$

mit  $S$  der Vorspannkraft im Seil,  $m$  der Masse und  $l$  der Länge des Seiles. Die Parameterresonanz tritt in der Praxis v. a. bei langen Seilen auf, deren Eigenfrequenz niedrig ist.

### 9.2 Feststellung im vorliegenden Projekt

Im vorliegenden Forschungsprojekt war jedoch die Länge der Seile vorgegeben. Auch die Vorspannkraft war gegeben durch die Forderung nach einer horizontalen Lage des Brückendecks unter Eigengewicht und Auflasten. Bei den Brückenplatten ohne Belag wurden Seilkräfte von 16.5 kN gemessen. Mit Belag betrugen die Seilkräfte 26 kN. Daraus ergab sich die Eigenfrequenz des Seils zu:

$$\text{a) ohne Asphaltbelag: } f_{seil} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{S}{m \cdot l}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{16500 \text{ N}}{11.4 \text{ kg} \cdot 9.75 \text{ m}}} = 6.09 \text{ Hz} \quad (9-2)$$

$$\text{b) mit Asphaltbelag: } f_{seil} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{S}{m \cdot l}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{26000 \text{ N}}{11.4 \text{ kg} \cdot 9.75 \text{ m}}} = 7.65 \text{ Hz} \quad (9-3)$$

Die erste und zweite Eigenfrequenz der Massivholzplattenbrücke ohne Asphaltbelag betragen 4.34 Hz und 7.50 Hz (siehe Kapitel 8.2). Bei der BSH-Brücke mit Asphaltbelag wurde die 1. Eigenfrequenz mit 3.25 Hz und 2. Eigenfrequenz mit 6.2 Hz gemessen. Das Verhältnis  $f_{seil} : f_{deck}$  betrug somit:

$$\text{a) MHP-Brücke ohne Asphaltbelag: } \frac{f_{seil}}{f_{MHP,1}} = \frac{6.09}{4.34} = 1.40; \quad \frac{f_{seil}}{f_{MHP,2}} = \frac{6.09}{7.50} = 0.812; \quad (9-4)$$

$$\text{b) BSH-Brücke mit Asphaltbelag: } \frac{f_{seil}}{f_{MHP,1}} = \frac{6.09}{3.25} = 1.87; \quad \frac{f_{seil}}{f_{MHP,2}} = \frac{6.09}{6.2} = 0.98; \quad (9-5)$$

und die obige Bedingung von  $f_{seil} : f_{deck} = 0.5$  war in keinem der Fälle eingehalten.

Um eine niedrigere Eigenfrequenz der Seile und damit trotzdem ev. Resonanz zu erhalten, wurde das Gewicht der Seile mit Stahlplatten erhöht. Die Stahlplatten von je 2.5 kg Masse wurden wie in Bild 9.1 abgebildet im Abstand von 97.5 cm an den Seilen angebracht. Dadurch wurde die Masse des Seiles von 11.4 kg auf 33.9 kg erhöht. Für den Fall der Massivholzplatte ohne Belag ergibt sich damit folgende neue Situation:

$$f_{seil} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{S}{m \cdot l}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{16500 \text{ N}}{33.9 \text{ kg} \cdot 9.75 \text{ m}}} = 3.52 \text{ Hz} \quad (9-6)$$

$$\rightarrow \frac{f_{seil}}{f_{MHP,1}} = \frac{3.52}{4.34} = 0.81; \quad \frac{f_{seil}}{f_{MHP,2}} = \frac{3.52}{7.50} = 0.47; \quad (9-7)$$

Die Bedingung  $f_{seil} : f_{deck} = 0.5$  ist somit für den ersten Mode noch nicht erreicht, aber annähernd für den zweiten. Allerdings wurde zwischen dem ersten Seilmode und dem zweiten Brückendeckmode keine Kopplung beobachtet. Dies könnte bedingt sein durch die Nähe der Kabelverankerung zu einem Knoten der zweiten Eigenform. Um die Bedingung für die erste Eigenfrequenz zu erfüllen, müsste die Masse des Seiles um 78 kg erhöht werden. Auf diese weitere Beschwerung der Seile wurde verzichtet, weil sonst andere Effekte wie der Durchhang des Seiles zu grossen Einfluss gewinnen.

Da die Abstimmung der Eigenfrequenzen der Seile auf die erste oder zweite Eigenfrequenz nicht möglich war, konnte auch die Interaktion von Seil und Brückendeck nicht untersucht werden. Die Schwierigkeiten bei der Abstimmung zeigen aber auch, dass für eine Brücke mit diesen Dimensionen das Problem der Schwingungsinteraktion Brückendeck-Seil nicht auftritt.

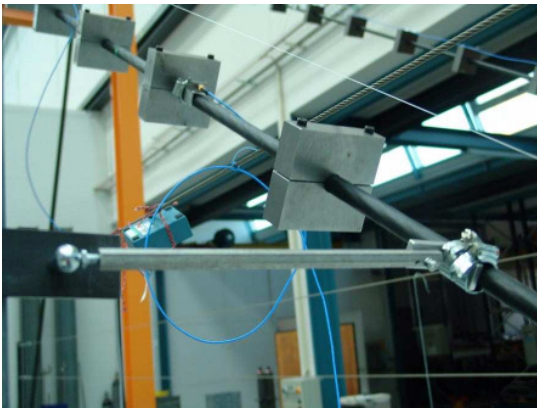


Bild 9.1: Erhöhung der Seilmasse durch Anbringen von Stahlplatten

### 9.3 Folgerung

Aus den Versuchen zur Schwingungsinteraktion von Abspannseil und Brückendeck kann geschlossen werden, dass dieses Phänomen bei den vorliegenden (praxisgerechten) geometrischen Verhältnissen (Spannweiten, Plattenquerschnitte, etc.) und Baustoffeigenschaften nicht auftritt. Empfindlicher reagieren können jedoch Brücken mit sehr schlanken Brückenplatten und gekrümmte Brücken. Letztere sind stärkeren Torsionsschwingungen ausgesetzt.

### 9.4 Literatur zu Kapitel 9

1. Hamm P. (2007): Nicht-lineares Zusammenwirken von Brückendeck und Abspannseilen bei Fussgängerbrücken. Technische Universität München, Institut für Baustoffe und Konstruktion, München.

## 10. Schlussfolgerungen

Die Versuchsergebnisse lassen die folgenden Schlussfolgerungen zu:

- Sämtliche relevanten Steifigkeiten sowohl der Massivholz- als auch der QS-Platte konnten mittels experimenteller und theoretischer Modalanalyse nach der Resonalyzer-Methode bestimmt werden.
- Die mit dynamisch bestimmten Steifigkeiten berechneten Biegelinien stimmen gut mit entsprechenden Belastungsversuchsergebnissen an einfach mit einer Spannweite von 7.80 m (Massivholzplatten) bzw. 7.70 m (QS-Platten) gelagerten Platten überein. Dies lässt den Schluss zu, dass die mit der Resonalyzer-Methode ermittelten Steifigkeiten korrekt sind.
- Die dynamisch nach der Resonalyzer-Methode bestimmten Steifigkeiten sind grösser als die mittels Verbundtheorie aus den mechanischen Eigenschaften der Einzelschichten (Brettern) berechneten Steifigkeiten. Bei der Massivholzplatte beträgt der Unterschied 30% und bei der BSH-Platte 14%. Aus den Abweichungen im Parameter  $E_{11}$  lässt sich folgern, dass es im Rahmen der Produktion der Platten nicht möglich war, die mechanischen Eigenschaften des Rohmaterials korrekt zu erfassen. Abweichungen der anderen Parameter (z. B.  $E_{22}$  und  $G$ ) weisen hingegen auf Unzulänglichkeiten in der Modellbildung hin.
- Die mechanischen Eigenschaften von Gussasphalt (u. a. Steifigkeit und Dämpfung) sind erwartungsgemäss stark abhängig von der Temperatur. Bei  $-10^{\circ}\text{C}$  beträgt der Schubmodul  $G^*$  ca. 30'000 MPa. Mit zunehmender Temperatur nimmt die Steifigkeit markant ab. Bei Raumtemperatur ist  $G^* \approx 4'000$  MPa und bei  $+40^{\circ}\text{C}$  gar nur noch ca. 500 MPa. Hingegen ist der Einfluss der Frequenz (Brückenschwingungen im Bereich von 1 – 8 Hz) kleiner (Faktor 2).
- Die dynamischen Versuche an den auf festen Lagern aufgelegten Brückenplatten zeigten, dass der Asphaltbelag zur Steifigkeit der Platten beiträgt, d.h. die Eigenfrequenzen sind höher als ohne Mitwirkung der Asphaltsteifigkeit. Diese günstige Wirkung des Asphaltbelages darf jedoch in der Praxis bei der Bemessung einer Brücke nicht berücksichtigt werden, da der Asphalt im Sommer bei hohen Temperaturen deutlich weniger steif ist und kaum Einfluss auf die Eigenfrequenzen hat. Der Einfluss des Asphalts bei Raumtemperatur auf die Dämpfung ist signifikant und sollte für Temperaturen zwischen  $-5^{\circ}\text{C}$  und  $40^{\circ}\text{C}$  im Rahmen der Bemessung berücksichtigt werden.
- Die Dämpfung, welche aus den Versuchen mit weissem Rauschen bestimmt wurde, ist deutlich höher als der Dämpfungsgrad bei monofrequenter Anregung und bei den Ausklingversuchen.
- Aus den Versuchen zur Schwingungsinteraktion von Abspannseil und Brückendeck kann geschlossen werden, dass dieses Phänomen bei den vorliegenden (praxisgerechten) geometrischen Verhältnissen (Spannweiten, Plattenquerschnitte, etc.) und Baustoffeigenschaften nicht auftritt. Empfindlicher reagieren können jedoch Brücken mit sehr schlanken Brückenplatten und gekrümmte Brücken. Letztere sind stärkeren Torsionsschwingungen ausgesetzt.
- Als schwierige Aufgabe hat sich die korrekte Ermittlung des Schwingungsverhaltens mittels einfacher Stabstatikprogramme erwiesen. Die festgestellten Unterschiede in den Eigenfrequenzen zwischen Stabstatikberechnung und Experiment waren zum Teil erheblich. Die Erfassung des dämpfenden Einflusses des Belags ist nur mittels aufwendiger FE-Berechnungen möglich. Diese Feststellung ist jedoch unabhängig von der Materialisierung einer Schrägseilbrücke (Stahl, Holz, Beton)

### Fazit

Im Rahmen des vorliegenden Forschungsprojektes konnte gezeigt werden, dass Holz mit Blick auf das Schwingungsverhalten trotz seiner vergleichsweise geringen Masse genauso gut für den Bau von seilverspannten Brücken für Fussgänger und Radfahrer geeignet ist, wie Stahl und Beton. Schwingungskopplung (Resonanz) zwischen Seil und Brückendeck kann nur bei gekrümmten Brücken oder bei langen Seilen auftreten. Asphaltbeläge weisen eine nicht zu vernachlässigende dämpfende Wirkung auf und verbessern das Schwingungsverhalten von Holzbrücken. Die Temperaturabhängigkeit der Dämpfung muss noch genauer untersucht werden. Neben den herkömmlichen quer vorgespannten BSH-Platten (QS-Platten) eignen sich auch Massivholzplatten auf Grund ihrer Plattentragwirkung als Brückendeck für Fussgängerbrücken.



# **SCHWINGUNGSVERHALTEN VON SEILVERSPANNTEN HOLZPLATTENBRÜCKEN FÜR FUSSGÄNGER UND RADFAHRER**

**Fonds zur Förderung der Wald- und Holzforschung  
Projekt 2005.10**

**Empa  
Projekt 870029**

## **ANHANG**

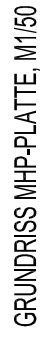
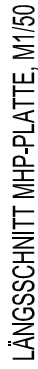


<u>DATUM:</u>		<u>ÄNDERUNGEN:</u>			
<u>PLANFREIGABE:</u>					
<u>AUS- FÜHRUNGS- PLANUNG:</u>		INGENIEURBÜRO SILVIO PIZIO Dr. sc. techn./Dipl.Ing. ETH  9410-Heiden, Thalerstrasse 5 T: 071/891 51 32 F: 071/891 51 42			
<u>BAUHERR:</u>		EMPA DÜBENDORF			
<u>OBJEKT:</u>		MHP-BRÜCKENPLATTE			
<u>PLAN NR:</u>		307.991-2-101A			
<u>INHALT:</u>		GRUNDRISS, SCHNITTE u. DETAILS			
DATUM	FORMAT	MASSSTAB	GEZEICHNET	GESEHEN	GEÄNDERT
2007-02-08	A 1	1/10, 1/50	NIEDERWOLFSGRUBER		2007-03-12

307.991-2-101\_1.bmp

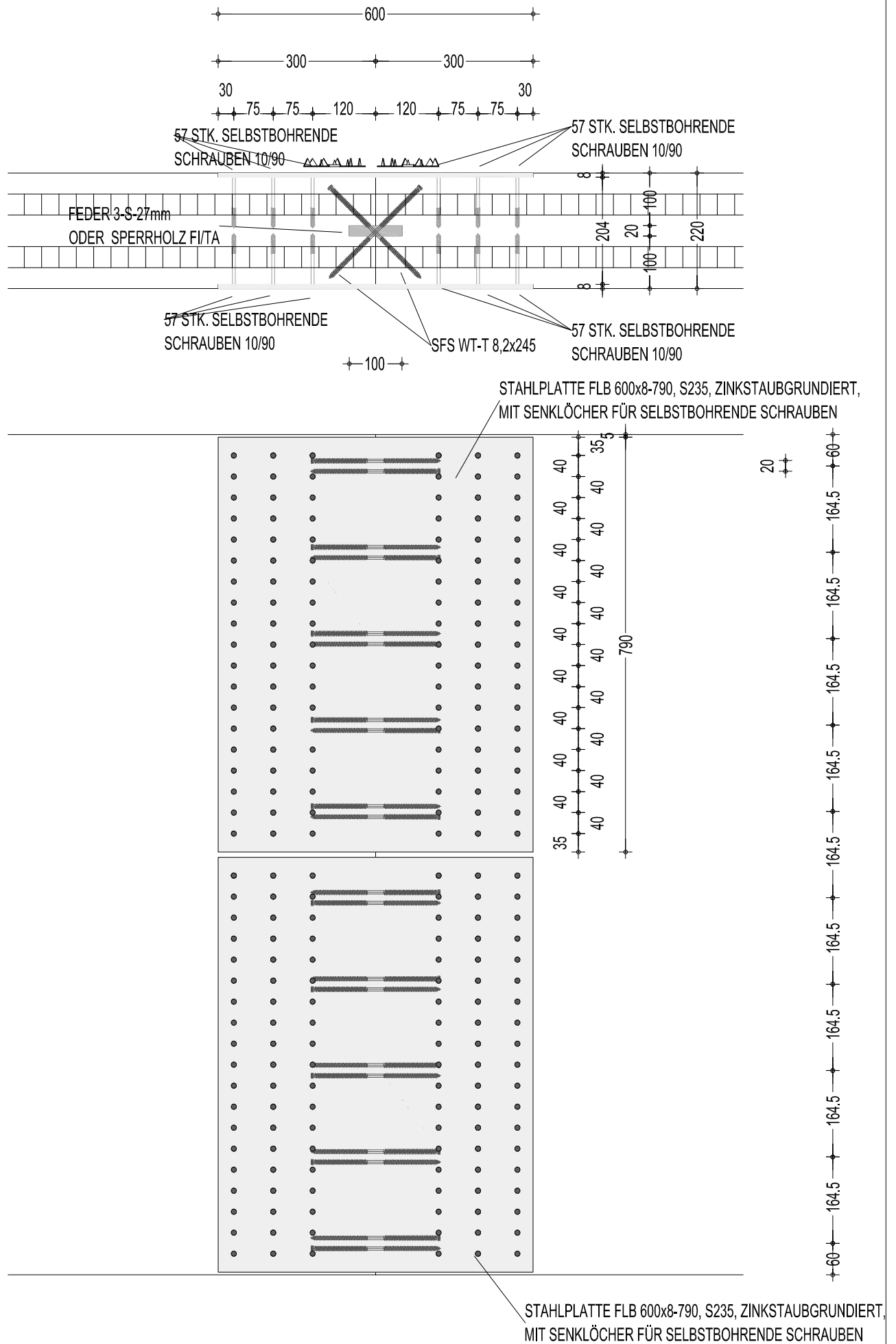
DIESE ZEICHNUNG DARF OHNE GENEHMIGUNG NICHT KOPIERT ODER AN DRITTE WEITERGEGEBEN WERDEN.

**DIE LÖCHER FÜR DIE TRÄGERBEFESTIGUNG BEI DETAIL B SIND DURCH DEN PLATTENLIEFERANT ZU BOHREN, BEI DETAIL C, D U. E DURCH DIE EMPFA**

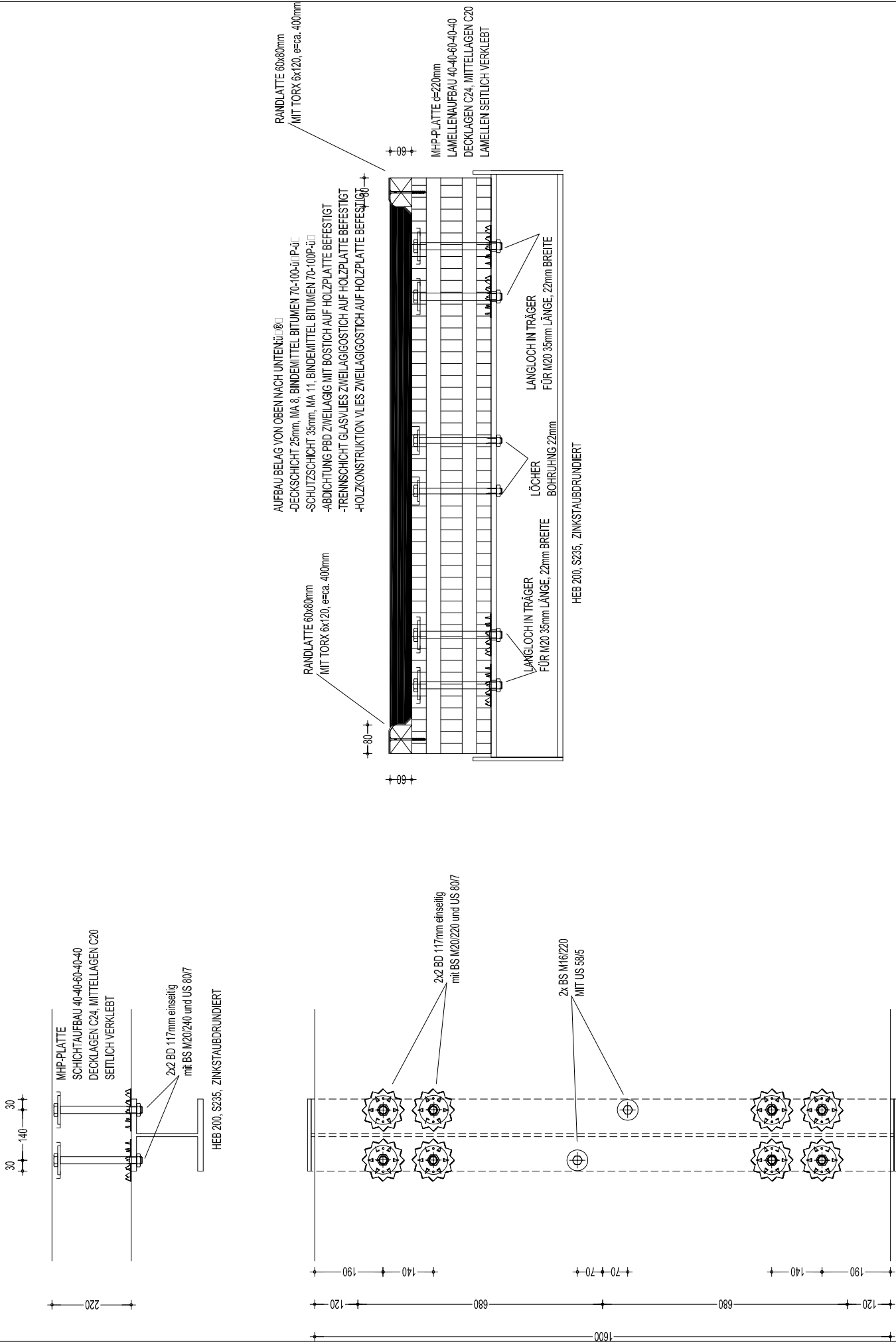




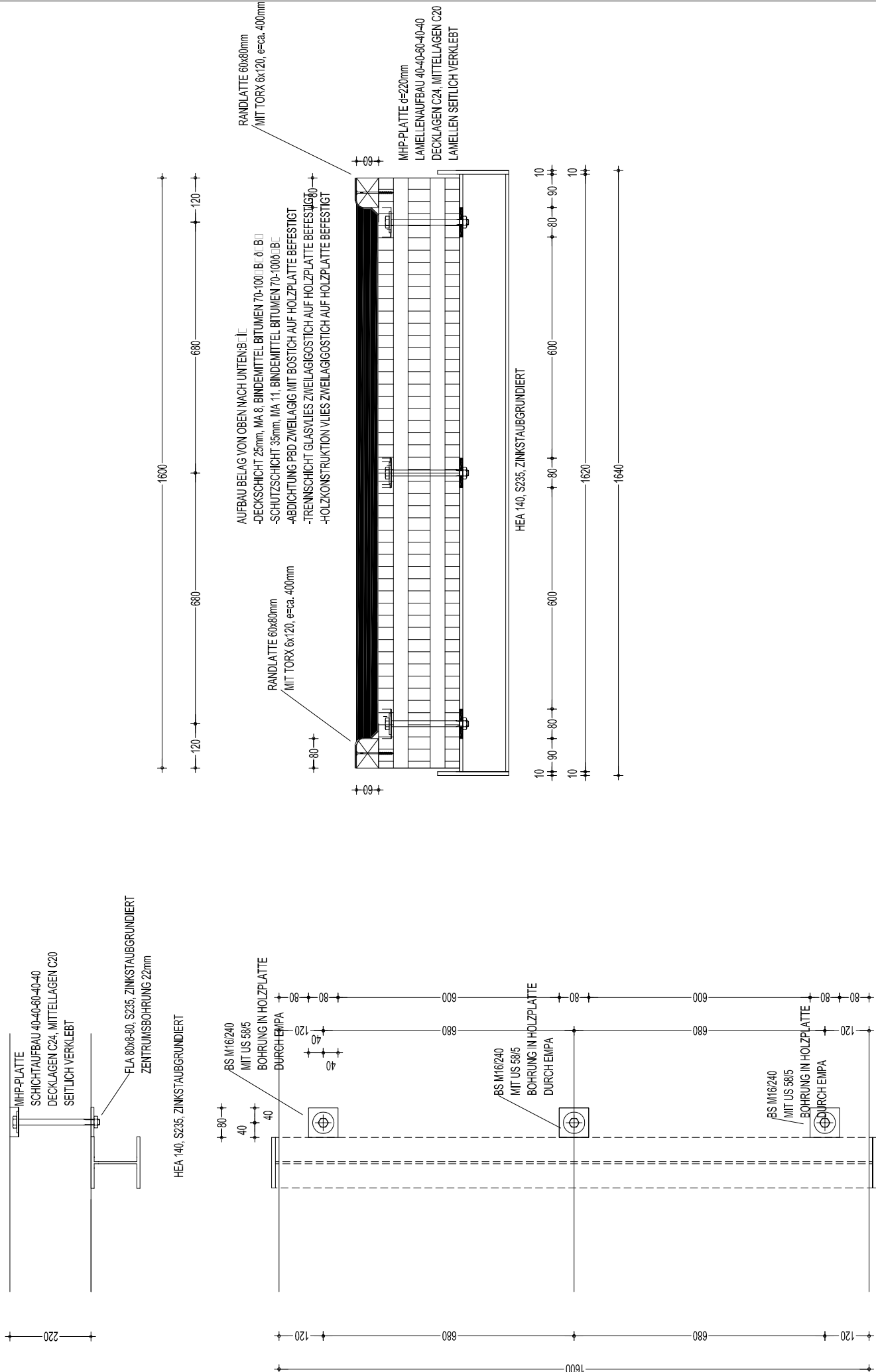
## 1600-



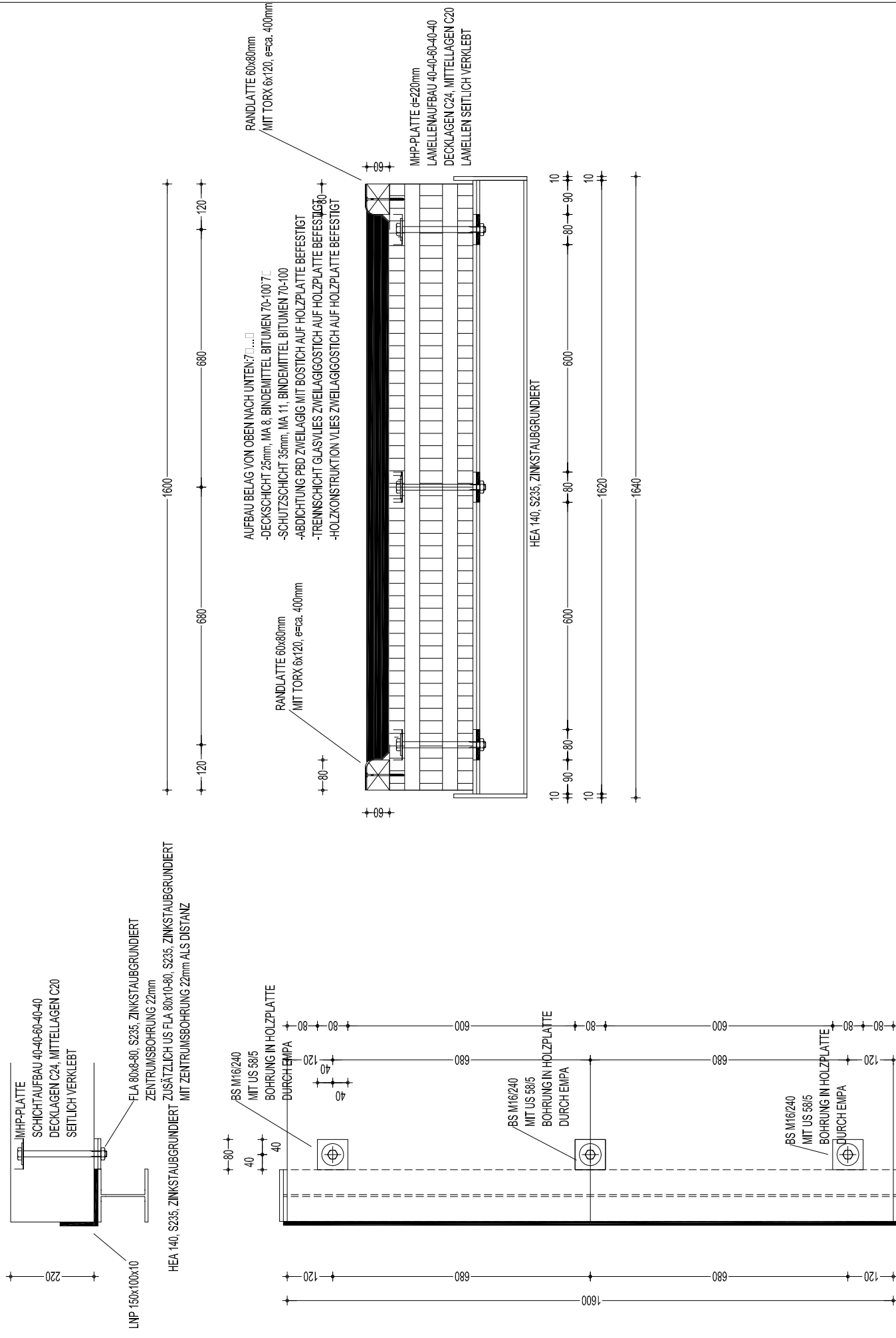
Detail B/Mittelaufleger, M1/10:



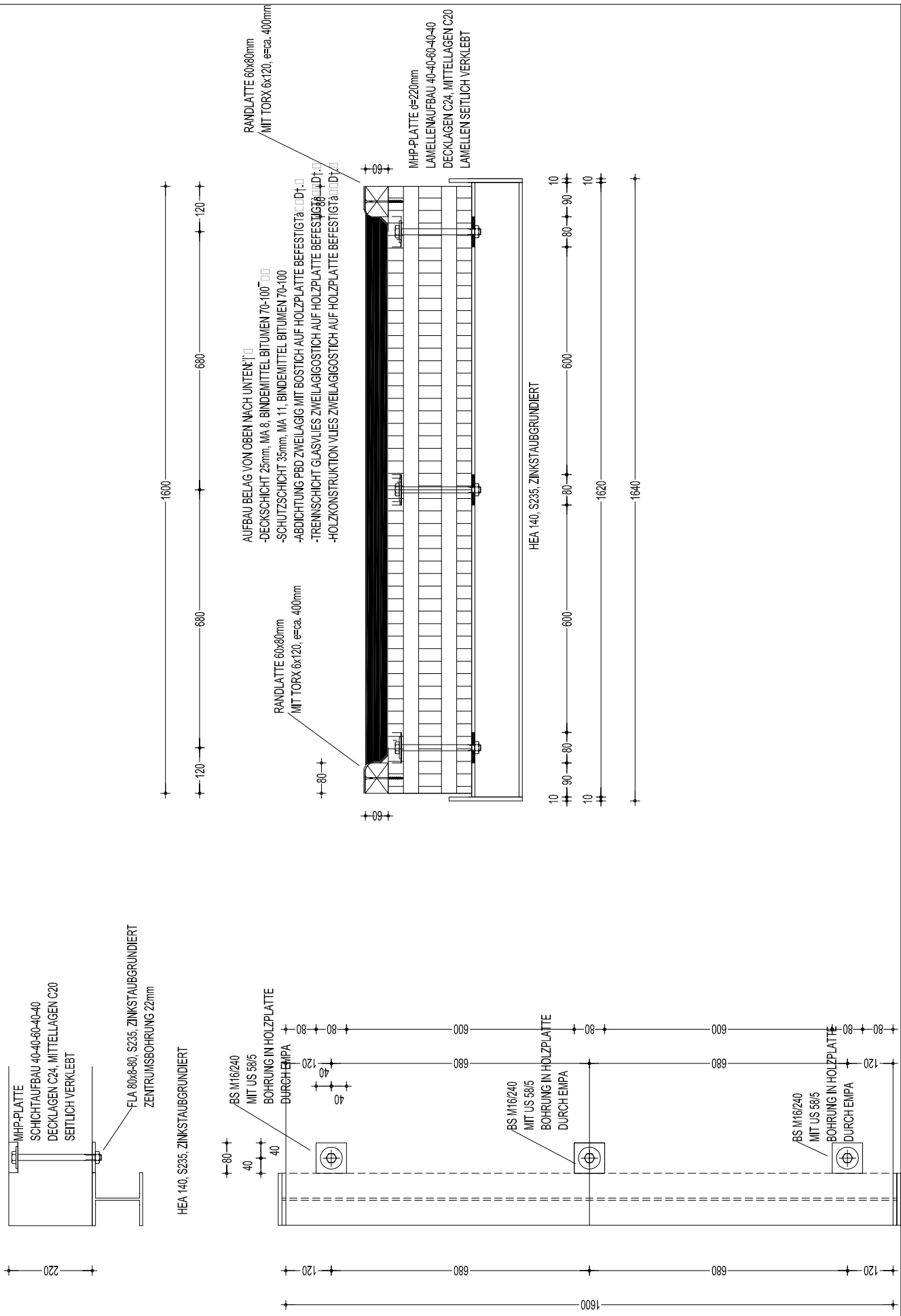
Detail C/Mittelaufleger Pylon, M1/10:

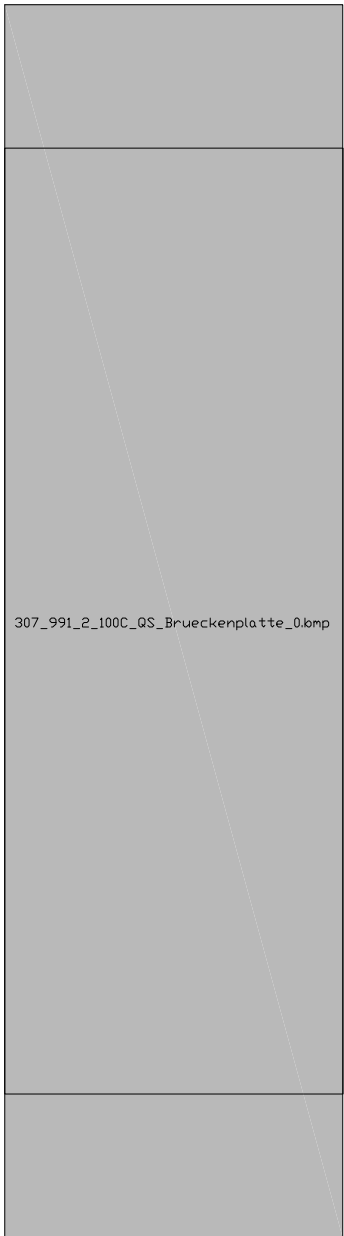


Detail D/Randaufleger, M1/10:



Detail E/Randaufleger, M1/10:



DATUM:	ÄNDERUNGEN:				
2007-08-22	Verschiebung im Längsschnitt bei Detail B Auflager um 43cm nach rechts				
PLANFREIGABE:					
					
AUS- FÜHRUNGS- PLANUNG:	INGENIEURBÜRO SILVIO PIZIO Dr. sc. techn./Dipl.Ing. ETH  9410-Heiden, Thalerstrasse 5 T: 071/891 51 32 F: 071/891 51 42				
BAUHERR:	EMPA DÜBENDORF				
OBJEKT:	QS-BRÜCKENPLATTE				
PLAN NR:	307.991-2-100C				
INHALT:	GRUNDRISS, SCHNITTE u. DETAILS				
DATUM	FORMAT	MASSSTAB	GEZEICHNET	GESEHEN	GEÄNDERT
2007-02-08	A 1	1/10, 1/50	NIEDERWOLFSGRUBER		2007-08-23



# Detail A/Plattenstoss Längs, M1/10:

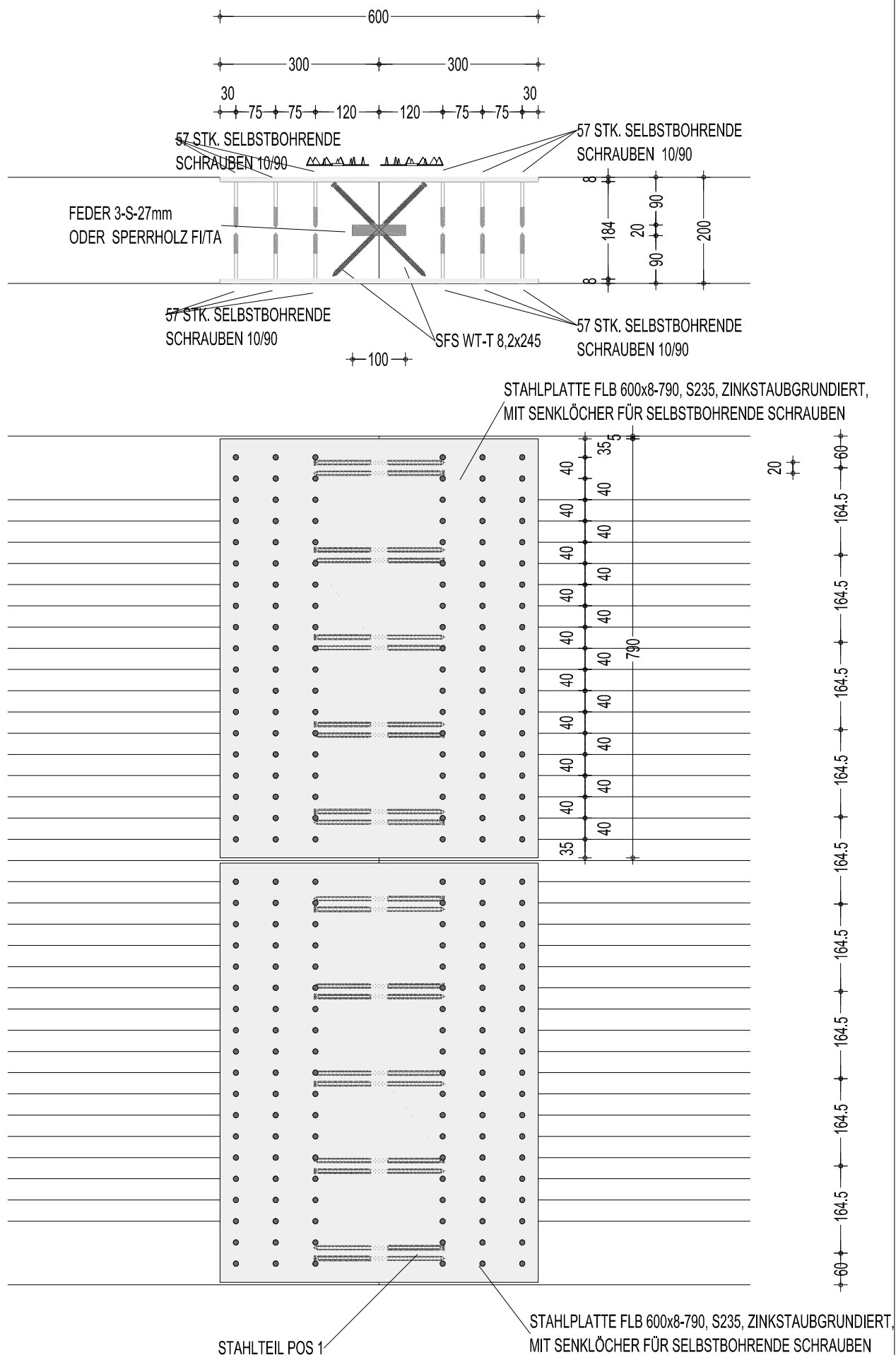
The drawing illustrates the longitudinal joint detail for a floor slab, showing both a cross-section and a plan view.

**Cross-section (top):**

- Overall width: 600 mm.
- Joint width: 300 mm.
- Top reinforcement: 57 STK. SELBSTBOHRENDE SCHRAUBEN 10/90.
- Bottom reinforcement: 57 STK. SELBSTBOHRENDE SCHRAUBEN 10/90.
- Central reinforcement: SFS WT-T 8,2x245.
- Joint width: 100 mm.
- Top layer thickness: 8 mm.
- Joint depth: 184 mm.
- Bottom layer thickness: 8 mm.
- Joint depth: 20 mm.
- Bottom layer thickness: 90 mm.
- Bottom layer thickness: 200 mm.
- Labels: FEDER 3-S-27mm ODER SPERRHOLZ FI/TA.

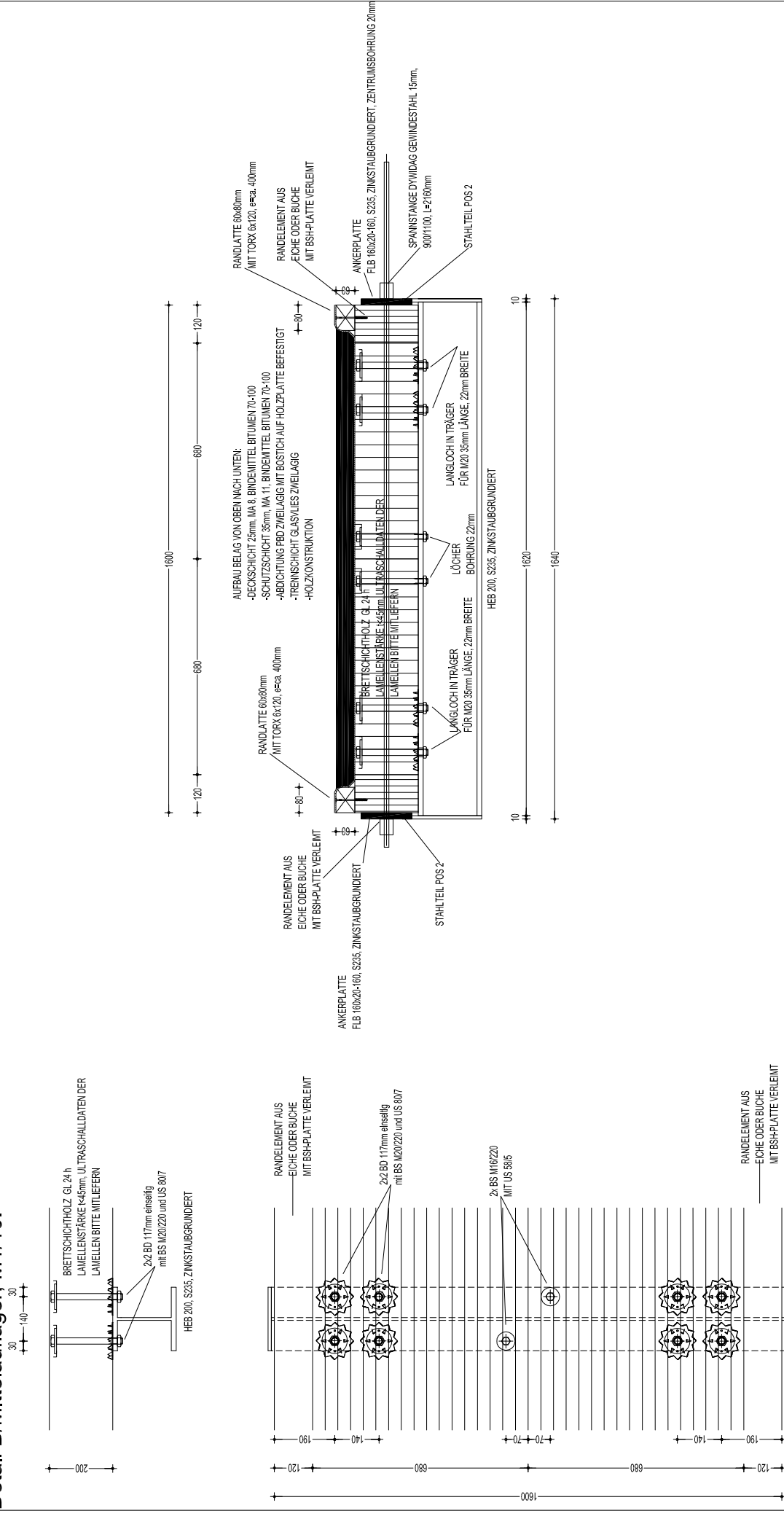
**Plan view (bottom):**

- Overall width: 1600 mm.
- Joint width: 120 mm.
- Joint width: 680 mm.
- Joint width: 680 mm.
- Joint width: 120 mm.
- Labels: STAHLPLATTE FLB 600x8-790, S235, ZINKSTAUBGRUNDIERT, MIT SENKLÖCHER FÜR SELBSTBOHRENDE SCHRAUBEN.
- Labels: STAHLTEIL POS 1.





## Detail B/Mittelaufleger, M1/10:





Detail D/Randaufleger, M1/10:

