

Masterarbeit

Entwicklung einer flexibel verformbaren Schleppplatte für integrale Brücken

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines Diplomingenieurs
der Studienrichtung Bauingenieurwissenschaften

Betreuer

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

Mitbetreuer

Dr.-Ing. Duc Tung Nguyen

Dipl.-Ing. BSc Philipp Hadl

Institut für Betonbau

eingereicht an der Technischen Universität Graz

Fakultät für Bauingenieurwissenschaften

von

Christian Fischer, BSc

Graz, 02. 06. 2013

Eidesstattliche Erklärung

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

Graz, am

.....

(Unterschrift)

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich bei all jenen herzlich bedanken, die mich während meines Studiums begleitet und unterstützt haben.

In erster Linie gilt das natürlich für meine Familie, die mir die Ausbildung an der Technischen Universität Graz erst ermöglicht und mich bestmöglich unterstützt hat.

Ebenso möchte ich mich bei meinen Diplomarbeitbetreuern insbesondere Herrn. Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue, aber auch Herrn Dr.-Ing. Nguyen Duc Tung, Herrn Dipl. Ing. Bsc Hadl Philipp und Frau Dipl. Ing. Bsc Della Pietra Regina für die Unterstützung bedanken.

Ich möchte mich bei meiner Freundin Sandra bedanken, für ihre Unterstützung und Verständnis, während der Zeit meiner Diplomarbeit.

Des Weiteren möchte ich mich bei den Mitarbeitern des Labors für konstruktiven Ingenieurbau bedanken, die mich bei der Entwicklung des Gummibetons unterstützten.

Kurzfassung

Bei integralen Brücken kommt es durch Temperaturänderungen bzw. Kriechen und Schwinden des Betons zu Längsverformungen der Widerlagerwand und folglich der Schleppplatte. Dadurch entstehen bei derzeitigen Konstruktionen häufig große Risse in der Gussasphaltschicht, welche die Dauerhaftigkeit beeinflussen.

In der vorliegenden Arbeit werden nach der Analyse bisheriger Ausführungen von Schleppplatten und der Recherche der Materialkennwerte des Gussasphaltes Untersuchungen im FEM-Programm Sofistik gemacht, mit dem Ziel ein neues Schleppplattendetail für integrale Brücken zu entwickeln. Dieses soll in der Lage sein die Rissbreiten in der Gussasphaltschicht im Winter zu begrenzen. Es wird ein neues Schleppplattendetail präsentiert, welches im Winter die Rissbreiten in der Gussasphaltschicht begrenzen kann und im Sommer die Verformungen des Oberbaus tief in den Boden ableitet. Dazu wird ein Beton mit geringem E-Modul, durch Zugabe von Gummigranulat, verwendet. Die Entwicklung der Betonrezeptur ist in dieser Arbeit dokumentiert. Abschließend wird die Funktionstauglichkeit des neuen Details anhand eines Beispiels rechnerisch nachgewiesen.

Abstract

Because of changes in temperature or creep and shrinkage of concrete there is a horizontal deformation of the abutment wall and also the transition slab in the case of integral bridges. This leads to cracks with a large width in the mastic asphalt layer of known construction details, which have influence on durability.

In this work, after the analysis of known transition slab details and a research of the material characteristics of mastic asphalt, there were made investigations with the FEM-Program Sofistik, aiming to develop a new transition slab detail for integral bridges. This should be able to limit the crack width in the mastic asphalt layer. A new detail is presented, which limits the crack width in the mastic asphalt layer in winter and leads the deformation of the superstructure in summer deep into the soil. Therefore a concrete with very low Elastic-Modulus is needed, using the addition of rubber granulate. The development of this concrete is documented in this work. The functionality of the new detail could be shown in a calculation example.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Allgemeines	1
1.2	Übergangskonstruktion bei konventionellen Brücken	1
1.3	Übergangskonstruktion bei integralen Brücken	3
1.4	Zielsetzung und Vorgehensweise	5
2	Ausführungsformen der Schleppplatte bei integralen Brücken	7
2.1	Normative Ausführungen von Schleppplatten	7
2.1.1	Österreich	7
2.1.2	Schweiz	8
2.1.3	USA	8
2.1.4	Kanada	9
2.1.5	Gegenüberstellung.....	10
2.2	Innovative Ausführungsformen	10
2.2.1	Viadukte Autobahn A73-süd - Niederlande	10
2.2.2	Brücke Oberwart	11
2.2.3	Seitenhafenbrücke Wien	13
2.3	Folgerungen	14
3	Zur Entwicklung eines fugenlosen Schleppplattendetails.....	15
3.1	Verhalten der Konstruktion im Übergangsbereich	15
3.1.1	Verhalten unter vertikalen Lasten.....	15
3.1.2	Verhalten unter horizontalen Verformungen.....	15
3.2	Längsverformung eines Brückentragwerks	17
3.3	Materialeigenschaften des Gussasphaltes.....	20
3.4	Untersuchungen	22
3.4.1	Untersuchung der Lage der Schleppplatte	22
3.4.2	Untersuchung des Querschnitts der Schleppplatte.....	31
3.4.3	Variante mit Trennung Flügel-Widerlager	35
4	Entwicklung eines Betons mit geringem E-Modul.....	39
4.1	Betontechnologische Grundlagen	39
4.1.1	Zement	39

4.1.2	Wasser	40
4.1.3	Gesteinskörnung	41
4.1.4	Zusatzstoffe	41
4.1.5	Zusatzmittel	42
4.1.6	Gummigranulat	42
4.2	Kennwerte des Betons	43
4.2.1	Druckfestigkeit	43
4.2.2	Elastizitätsmodul	44
4.2.3	Zeitliche Entwicklung der Festigkeiten	45
4.3	Versuche Leopold-Franzens-Universität Innsbruck	46
4.3.1	Ersatz des Zuschlags durch Gummigranulat im Bereich von 5-25 Volumsprozent	46
4.3.2	Ersatz des Zuschlags durch Gummigranulat im Bereich von 30- 50 Volumsprozent	47
4.4	Versuche Technische Universität Graz – Labor für konstruktiven Ingenieurbau	48
4.4.1	Versuchsreihe 1	48
4.4.2	Versuchsreihe 2	50
4.4.3	Versuchsreihe 3	51
4.4.4	Versuchsreihe 4	53
4.4.5	Endrezeptur	55
4.4.6	Besonderheiten des Gummibetons	57
5	Anwendung des Schlepplattendetails anhand eines Beispiels	59
5.1	Allgemeines	59
5.1.1	Geometrie	59
5.1.2	Materialien	60
5.2	Veränderungen durch neues Schlepplattendetail	61
5.2.1	Geometrie	61
5.2.2	Materialien	62
5.3	Lastannahmen	63
5.3.1	Ständige Einwirkungen	63
5.3.2	Veränderliche Einwirkungen	64

5.4	Modellierung des Rahmens	65
5.5	Bemessung und Ergebnisse	66
5.5.1	Rahmen	66
5.5.2	Einleitung der Zwangskraft in den Auflagerbalken.....	68
5.5.3	Ermittlung maximale Rissbreite im Gussasphalt.....	68
5.6	Ausführung der konstruktiven Details.....	69
5.7	Schlussfolgerung	70
6	Zusammenfassung und Ausblick.....	71
7	Literaturverzeichnis.....	73
8	Abbildungsverzeichnis.....	76
9	Tabellenverzeichnis.....	79
10	Anhang	81

Verwendete Symbole und Abkürzungen

FSV	Österreichische Forschungsgesellschaft Straße-Schiene-Verkehr
RVS	Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen
ASFINAG	Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft
ASTRA	Bundesamt für Straßen (Schweiz)
W/B-Wert	Wasser/Bindemittel Wert
GK	Größtkorn
EC	Eurocode

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Im hochrangigen Straßennetz wird das unterschiedliche Verhalten von Brückentragwerk und Dammkörper durch die Ausbildung einer geeigneten Übergangskonstruktion berücksichtigt. Einerseits tritt ein großer Steifigkeitssprung zwischen Tragwerk und Hinterfüllung auf, welcher durch die Anordnung einer Schleppplatte ausgeglichen wird. Andererseits müssen die Längenänderungen der Brücke aus thermischer Verformung bzw. Kriechen und Schwinden des Betons am Brückenende aufgenommen werden [1]. Das unterschiedliche Tragverhalten von konventionellen und integralen Brücken wirkt sich auf die Anforderungen an die Übergangskonstruktion aus, daher sind unterschiedliche Lösungsansätze erforderlich.

1.2 Übergangskonstruktion bei konventionellen Brücken

Bei konventionellen Brücken ist der Überbau vom Widerlager durch Lager und Übergangskonstruktionen getrennt. Folglich werden die horizontalen Verformungen des Brückentragwerks nicht auf die Hinterfüllung übertragen. Die Übergangskonstruktion sollte eine behinderungsfreie Längsverformung des Überbaus ermöglichen. In Abb. 1 ist der Aufbau einer Übergangskonstruktion für konventionelle Brücken schematisch dargestellt.

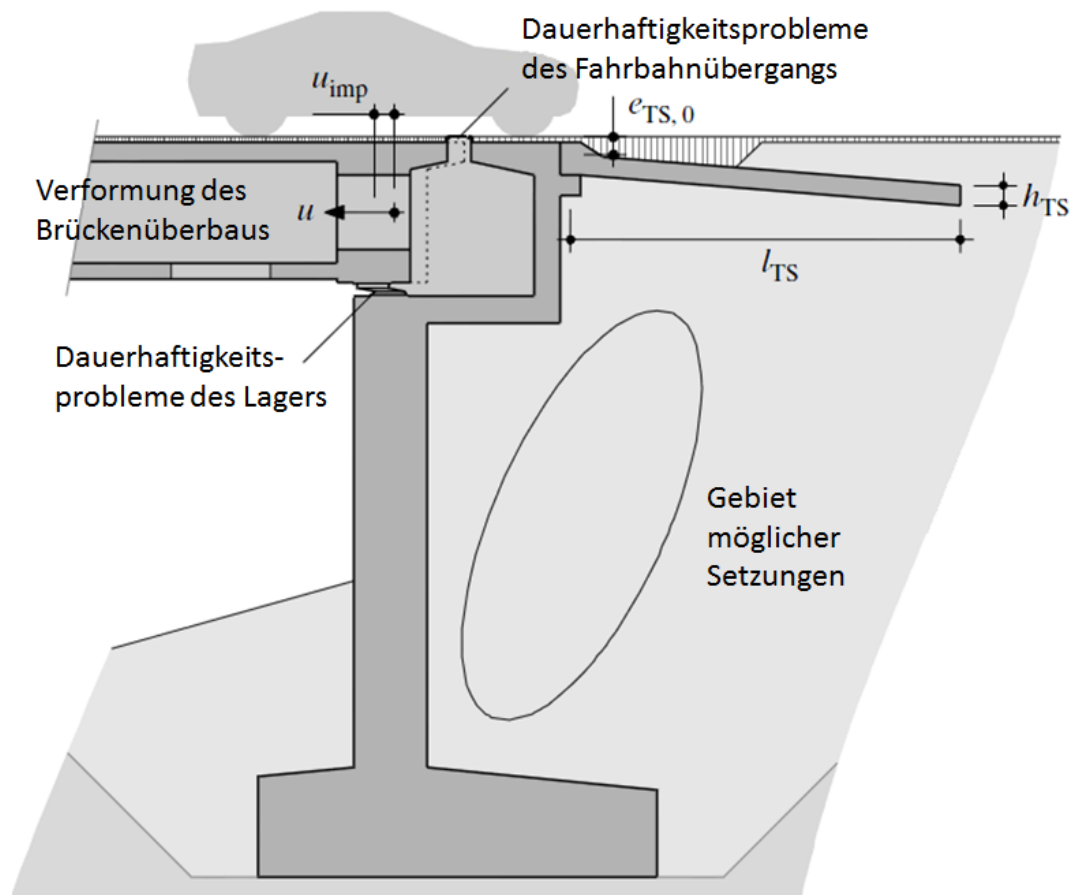


Abbildung 1: Ausführung und häufige Probleme der Übergangskonstruktion bei konventionellen Brücken [2]

Fahrbahnübergänge und Lager müssen zum Teil mehrmals während der Lebensdauer einer Brücke erneuert werden [1]. Durch schadhafte Fahrbahnübergangskonstruktionen kann vor allem im Winter salzhaltige Feuchtigkeit in den Widerlagerbereich eindringen. Dies verursacht Korrosion der Lager und beeinflusst die Dauerhaftigkeit negativ.

Durch die unterschiedliche Steifigkeit von Tragwerk und Dammkörper ist mit Setzungen hinter dem Widerlager zu rechnen, dies wirkt sich negativ auf den Fahrkomfort aus. Die Anordnung einer Schleppplatte verhindert nicht die unterschiedlichen Setzungen, schafft aber einen kontinuierlichen Übergang und verbessert somit den Fahrkomfort [3]. Häufige Schäden der Übergangskonstruktion bei konventionellen Brücken können der Abb. 2 entnommen werden [4].



Verschmutzte Fahrbahnübergangskonstruktion



Korrodiertes Stahllager

Abbildung 2: Häufige Schäden der Übergangskonstruktion bei konventionellen Brücken [4]

1.3 Übergangskonstruktion bei integralen Brücken

Mit dem Trend vor allem Brücken kleinerer und mittlerer Längen als integrale Brücken auszuführen, ergeben sich neue Anforderungen an die Übergangskonstruktion. Durch die monolithische Verbindung des Tragwerks mit dem Widerlager kommt es bei integralen Brücken aus Temperaturänderungen und Langzeitverformung durch Kriechen und Schwinden des Betons zu horizontalen Verschiebungen der Widerlagerwand und folglich der Schleppplatte [5]. Diese muss somit nicht nur den vertikalen Setzungsunterschied ausgleichen, sondern ist auch horizontalen Verschiebungen unterworfen. In Abb. 3 ist die Ausführung einer Übergangskonstruktion für integrale Brücken schematisch dargestellt.

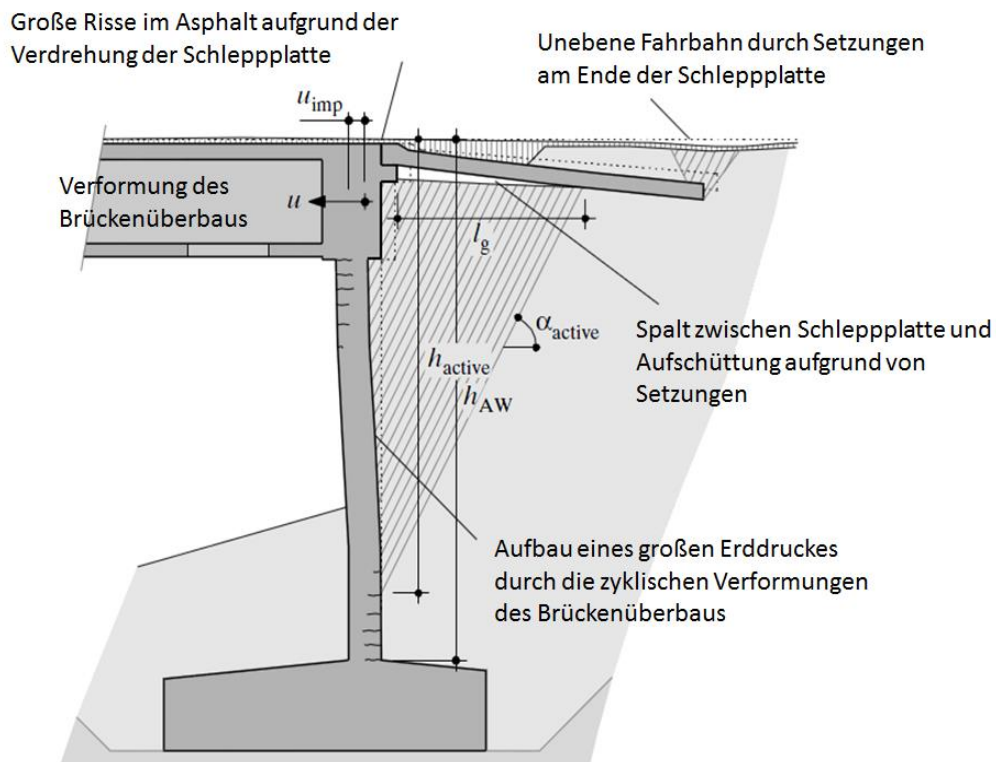


Abbildung 3: Ausführung und häufige Probleme der Übergangskonstruktion bei integralen Brücken [2]

Die häufigsten Probleme bei der Übergangskonstruktion von integralen Brücken sind folgende:

- Risse im Asphaltbelag beim Übergang zw. Tragwerk und Schleppplatte, infolge Verdrehung der Schleppplatte
- Bildung eines Hohlraums unter der Schleppplatte, aufgrund von Setzungen hinter der Widerlagerwand
- Unebene Fahrbahn, aufgrund von Setzungen am Ende der Schleppplatte
- Hoher Erddruck auf Widerlagerwand, infolge zyklischer Verformungen des Brückenüberbaus
- Große Risse im Asphaltbelag am Ende der Brücke, aufgrund der horizontalen Verformung des Überbaus

In Abb. 4 sind typische Schäden im Übergangsbereich von integralen Brücken dargestellt. Durch große Risse in der Asphaltschicht hinter dem Widerlager kann auch hier Feuchtigkeit in die Konstruktion eindringen.



Kaputte Dehnfuge [6]



Belagsdehnfuge mit großen Rissen [4]

Abbildung 4: Schäden bei der Übergangskonstruktion von integralen Brücken

1.4 Zielsetzung und Vorgehensweise

Das Ziel dieser Arbeit ist es, eine Schleppplattenkonstruktion für integrale Brücken zu entwickeln, welche es ermöglicht, die Verformungen des Brückentragwerks über eine bestimmte Länge als Dehnung in den Asphalt einzuleiten. Damit soll erreicht werden, dass der Asphalt nicht an einer Stelle einen großen Riss, sondern verteilt auf einer bestimmten Länge viele kleine Risse bekommt.

Zuerst werden bestehende Ausführungsarten von Schleppplatten integraler Brücken beschrieben und analysiert. Nach einer Recherche der Materialkennwerte von Gussasphalt werden numerische Untersuchungen zur Entwicklung eines fugenlosen Schleppplattendetails für integrale Brücken durchgeführt. Basierend auf diesen Untersuchungen wird ein Vorschlag für ein neues Schleppplattendetail präsentiert. Dabei ist die Verwendung eines Betons mit geringem Elastizitätsmodul, welcher durch Zugabe von Gummigranulat erreicht wird, vorgesehen. Die Entwicklung der Rezeptur findet im Labor für konstruktiven Ingenieurbau statt und die wesentlichen Entwick-

lungsschritte und Endergebnisse werden in dieser Arbeit dokumentiert. Abschließend soll die Funktionstauglichkeit des entwickelten Schleppplattendetails anhand des Beispiels der Kainachbrücke aufgezeigt werden.

2 Ausführungsformen der Schleppplatte bei integralen Brücken

Nachfolgend werden verschiedene Ausführungen von Schleppplatten für integrale Brücken dargestellt. Zuerst werden einige normative Ausführungen verschiedener Ländern angeführt, danach wird auf ausgeführte innovative Schleppplattendetails eingegangen.

2.1 Normative Ausführungen von Schleppplatten

2.1.1 Österreich

In Österreich regelt die RVS 15.06.11 [7] die Verwendung und konstruktive Durchbildung von Schleppplatten. Ist im Bereich hinter den Widerlagern mit Setzungen zu rechnen, welche den Verkehr beeinträchtigen oder zu laufenden Instandhaltungsarbeiten führen, sind Schleppplatten anzuordnen. Die Länge der Schleppplatte sollte zwischen 3 – 5 m sein, die Mindestlängsneigung der Schleppplatte hat 3 % zu betragen [7]. Das Planungshandbuch der ASFINAG schlägt für integrale Brücken eine Ausführung der Schleppplatte gemäß Abb. 5 vor [8].

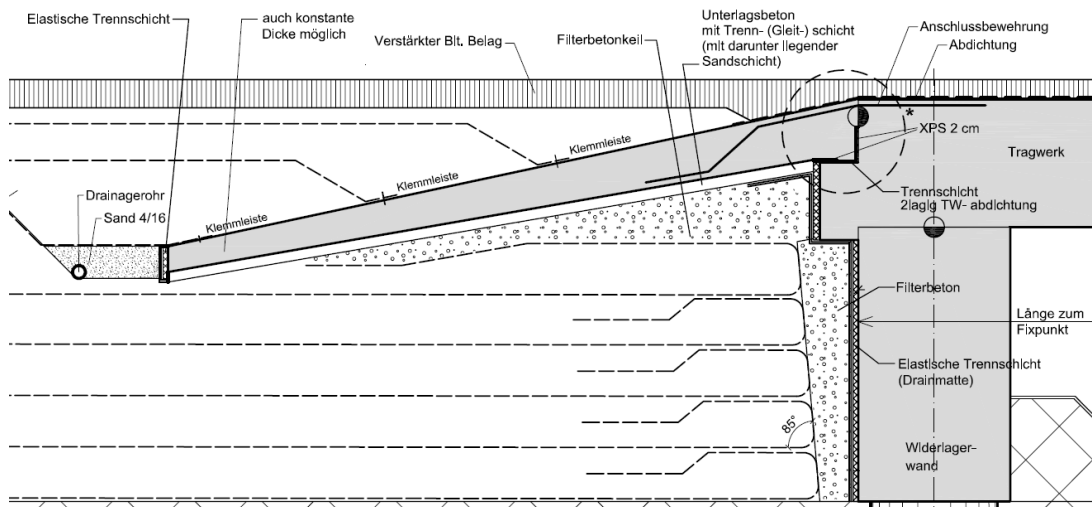


Abbildung 5: Schleppplattenausführung für integrale Brücken laut [8]

2.1.2 Schweiz

In der Schweiz regelt, die vom Bundesministerium für Straßen (ASTRA) herausgegebene Richtlinie 12 004, die Ausführung von Schleppplatten. Auf Hochleistungsstraßen sind grundsätzlich Schleppplatten anzuordnen. Die Dicke der Schleppplatte hat in der Regel 30 cm und die Länge 3 m zu betragen. Als Mindestneigung sind 10 % angegeben [1]. Abb. 6 zeigt die Ausführung der Schleppplatte laut ASTRA.

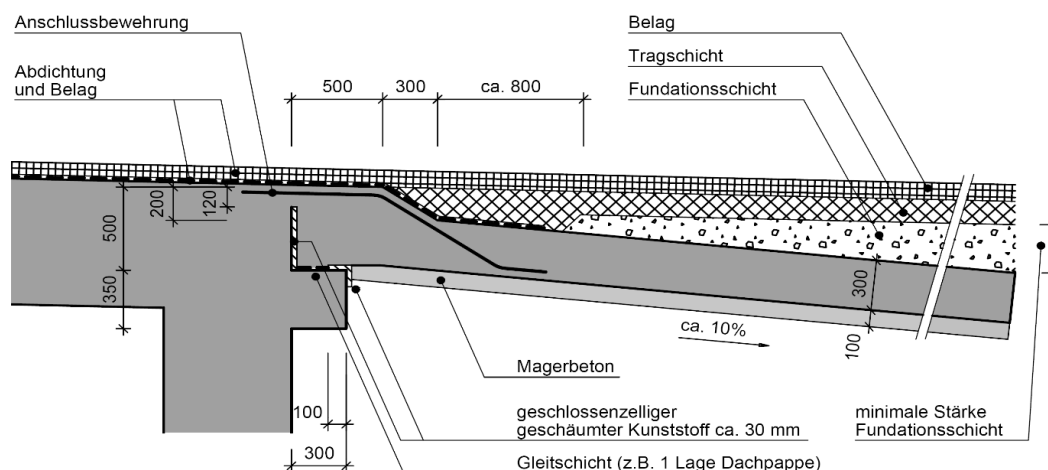


Abbildung 6: Schleppplattenausführung für integrale Brücken laut [1]

2.1.3 USA

In den Vereinigten Staaten gibt es von Bundesstaat zu Bundesstaat leicht unterschiedliche Ausführungsvarianten von Schleppplatten. In der Regel

handelt es sich um obenliegende gerade Schleppplatten. In einigen Bundesstaaten ist eine Ausbildung eines Auflagerbalkens („Sleeper Beam“) vorgesehen. Die Länge variiert dabei von 6 – 16 m [9]. Laut [3] betragen die Längen der Schleppplatte in einigen Bundesstaaten zw. 5 -10 m und die Dicke variiert zw. 23 und 43 cm. Abu-Hejleh et al. [10] schlägt als maximale Neigung 0,5 % vor. In Abb.7 ist beispielhaft das Schleppplattendetail vom Missouri Department of Transportation [11] dargestellt.

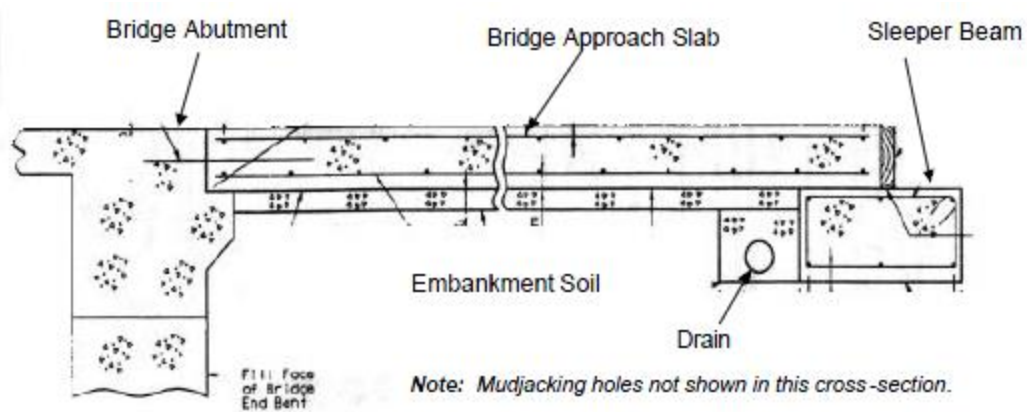


Abbildung 7: Schleppplattendetail laut [11]

2.1.4 Kanada

In Kanada werden in der Regel auch obenliegende gerade Schleppplatten ausgeführt. Beispielhaft wird hier auf den Bridge Structures Design Criteria von Alberta [12] eingegangen. In diesem ist geregelt, dass die Schleppplatte mindestens 6 m lang und die Neigung kleiner als 0,5 % sein sollte. Die Dicke der Schleppplatte soll nicht weniger als 30 cm betragen. In Abb. 8 ist die Ausführung der Schleppplatte dargestellt. Die Ausführung erfolgt mit Auflagerbalken, der Anschluss der Schleppplatte an den Oberbau der Brücke hat gelenkig zu erfolgen.

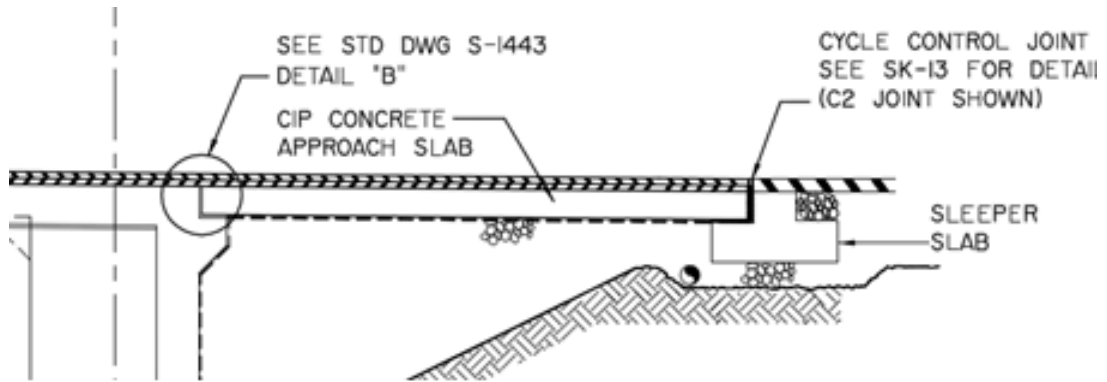


Abbildung 8: Schleppplattendetail laut [12]

2.1.5 Gegenüberstellung

In Tabelle 1 ist ein Vergleich der in Punkt 2.1.1 bis 2.1.4 dargestellten Ausführungen von Schleppplatten dargestellt.

Tabelle 1: Gegenüberstellung der normativen Ausführung von Schleppplatten für integrale Brücken

Land	Lage	Länge	Dicke	Neigung
Österreich	oben	3-5 m	k.A.	mind. 3%
Schweiz	oben	5-8 m	30 cm	mind. 10%
Kanada	oben	> 6 m	> 30 cm	max. 0,5%
USA	oben	6-16 m	23-43 cm	max. 0,5%

In Österreich und der Schweiz werden in der Regel obenliegende geneigte Schleppplatten ausgeführt. In den USA bzw. Kanada hingegen werden obenliegende gerade Schleppplatten ausgeführt. Die längsten Schleppplatten werden in den USA mit bis zu 16 m ausgeführt.

2.2 Innovative Ausführungsformen

2.2.1 Viadukte Autobahn A73-süd - Niederlande

Auf der Autobahn A73-süd im Bereich Mitte Limburg, Niederlande wurden, von 2003 bis 2008, 20 integrale Brückentragwerke gebaut. Dabei wurde eine fugenlose Übergangskonstruktion von Tragwerk zu Hinterfüllung ausgeführt, siehe Abb. [9]. Bei dieser mehrschichtigen Konstruktion wird eine mind. 5 m lange Schleppplatte verwendet, welche auf einer Lage stabilisierten Sandes aufliegt. Als Unterschicht wird ein Thermifalt verwendet, darüber befinden sich einige Lagen Polymer modifizierten Asphalt. Zur Beschränkung der

Rissbreiten und Aufnahme der Zugkräfte wird ein Glasfasergewebe angeordnet. Abschließend kommt eine Deckschicht aus dichtem oder sehr offenporigem Asphaltbeton [13].

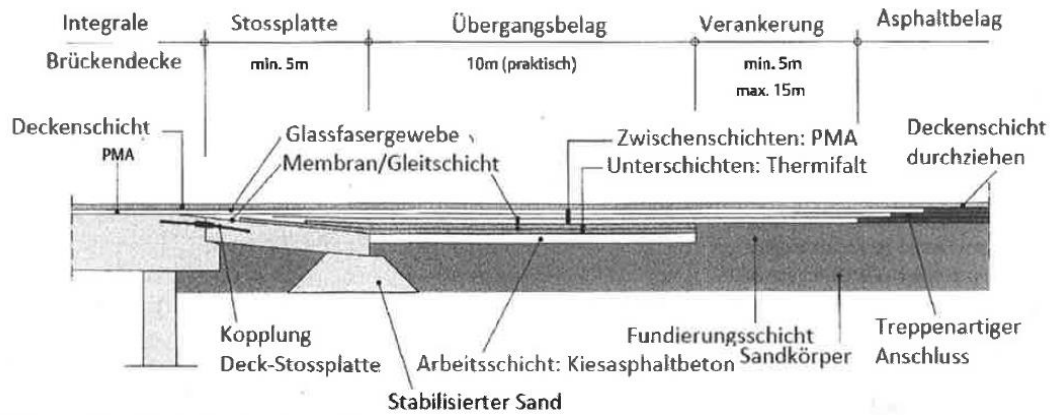


Abbildung 9: Schleppplattendetail der Viadukte Autobahn A73-süd Niederlande [13]

Bei dieser Ausführung werden die Verformungen der Brücke in die tieferen Schichten der Gleitschicht eingeleitet. Der lagenweise Aufbau der Konstruktion begünstigt den Abbau der Verformungen durch Relativverschiebungen zwischen den einzelnen Lagen. Die eingelegten Glasfasergewebe nehmen bei Verkürzung der Brücke Zugkräfte auf und beschränken so die Rissbreiten in den einzelnen Lagen.

2.2.2 Brücke Oberwart

Im Sommer 2011 wurde die Umfahrung Oberwart 2. Teil eröffnet, dabei handelt es sich um einen 1,1 Kilometer langen Lückenschluss zwischen der B63 und der B50 [14]. Im Zuge dieses Projektes wurde eine 90 m lange integrale Brücke mit steifen Widerlagern gebaut. Die Schleppplatte wurde in zwei Teilen ausgeführt. Der erste Teil ist biegesteif mit dem Tragwerk verbunden und auch konstruktiv in die Flügel eingespannt. Somit wird auch bei Setzungen hinter dem Widerlager ein guter Fahrkomfort gewährleistet. Der zweite Teil besteht aus einer dünnen Schleppplatte aus bewehrtem Gummibeton, welche die horizontalen Bewegungen des Tragwerks in den Untergrund einleitet, siehe Abb. 10.

ßen Zugspannungen im Winter entgegen zu wirken, wurde das Tragwerk bei kalter Witterung im November mit einem Beton der Wärmeentwicklungsklasse W 40 betoniert.

2.2.3 Seitenhafenbrücke Wien

Die Seitenhafenbrücke in Wien verbindet den Hafen mit dem Hauptverkehrsnetz von Wien. Es handelt sich dabei um eine 130 m lange integrale Brücke mit flexiblen Widerlagern, siehe Abb. 12 [18].

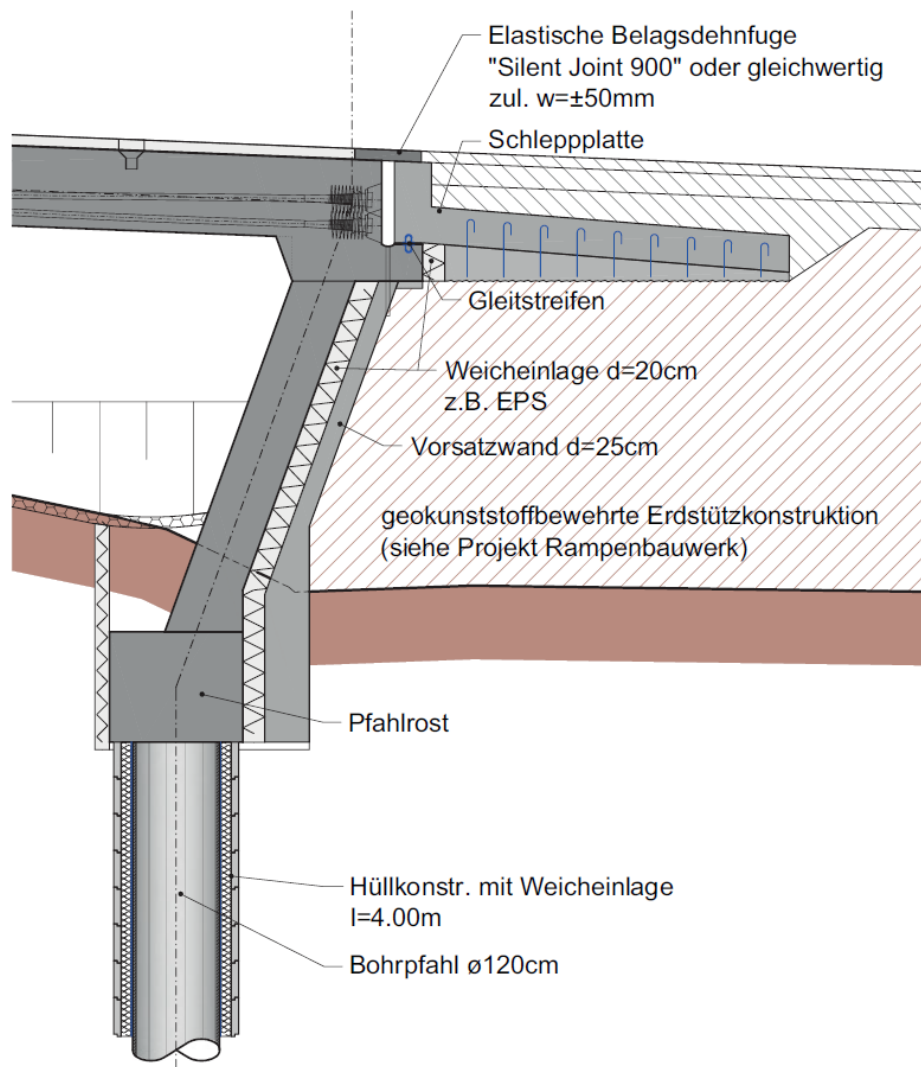


Abbildung 12: Widerlagerdetail Seitenhafenbrücke Wien [18]

Das Widerlager ist durch eine 20 cm dicke kompressible EPS-Schicht von der Hinterfüllung entkoppelt, auch die Bohrpfähle sind durch eine Weicheinlage umgeben, dadurch wird eine möglichst zwängungsfreie Ausdehnung des Tragwerks ermöglicht. Zum Ausgleich der Relativverschiebungen zwi-

schen Tragwerk und Schleppplatte ist eine elastische Belagsdehnfuge „Silent Joint 900“ angeordnet. Bei dieser Variante werden die Relativverschiebungen konzentriert zwischen Widerlagerwand und Schleppplatte mittels Dehnfuge abgebaut. Dadurch werden keine Zwangskräfte vom Tragwerk auf die Hinterfüllung übertragen. Ein Nachteil dieser Konstruktion ist der größere konstruktive Aufwand zur Herstellung der Widerlagerwand. Des Weiteren ist die Dichtigkeit bzw. die Dauerhaftigkeit der elastischen Belagsdehnfuge zu hinterfragen.

2.3 Folgerungen

Die obenliegende geneigte Schleppplatte erlaubt es, die Verformung aus der Verlängerung des Tragwerks im Sommer tief in den Boden abzuleiten. Im Winter tritt die Verformung allerdings konzentriert am Anfang der Schleppplatte auf, an dieser Stelle sind große Risse im Gussasphalt zu erwarten. Die typischen Schäden nach [4] sind nicht zu vermeiden.

Die Ausführung einer obenliegenden geraden Schleppplatte verschiebt die Problematik der Rissbildung im Gussasphalt vom Anfang der Schleppplatte zum Ende der Schleppplatte, sofern die Verformungen nicht bis dorthin abgebaut werden. Zumeist ist am Ende der Schleppplatte eine Dehnfuge angeordnet, diese soll die verbleibende Verformung kompensieren.

Das Schleppplattendetail der Viadukte A73-süd (Pkt. 2.2.1) kann die horizontalen Verformungen des Tragwerks gut ausgleichen, jedoch ist der konstruktive Aufwand zur Herstellung der Konstruktion sehr hoch.

Die Ausführung eines flexiblen Widerlagers bei integralen Brücken erfordert die Ausbildung einer Belagsdehnfuge, wobei hier wieder mit Dauerhaftigkeitsproblemen zu rechnen ist.

Das zu entwickelnde Schleppplattendetail muss den Anforderungen einer Rissbreitenbeschränkung im Gussasphalt genügen, wobei auch der konstruktive Aufwand zur Herstellung nicht zu groß sein soll.

3 Zur Entwicklung eines fugenlosen Schleppplattendetails

Nach der Analyse bestehender Schleppplattenausführungen für integrale Brücken wird hier auf die besonderen Anforderungen und Einflüsse an die Übergangskonstruktion bzw. Schleppplatte eingegangen. Darauf aufbauend werden die Untersuchungen zur Entwicklung des Schleppplattendetails dargestellt und abschließend die neu entwickelte Konstruktion vorgestellt.

3.1 Verhalten der Konstruktion im Übergangsbereich

3.1.1 Verhalten unter vertikalen Lasten

Für vertikale Lasten verhält sich die Schleppplattenkonstruktion bei integralen Brücken gleich wie bei konventionellen Brücken. Im Laufe der Zeit ist unter vertikaler Belastung mit Setzungen hinter dem Widerlager zu rechnen, da das Tragwerk eine viel höhere Steifigkeit als die Hinterfüllung hat. Wie bereits beschrieben wird die Schleppplatte deshalb ausgeführt, um den Steifigkeitssprung ausgleichen und einen besseren Fahrkomfort gewährleisten zu können.

3.1.2 Verhalten unter horizontalen Verformungen

Durch Längenänderungen aus Temperaturlast bzw. Verformungen aus Kriechen und Schwinden des Betons verformt sich die Widerlagerwand bei integralen Brücken, siehe Abb. 13.

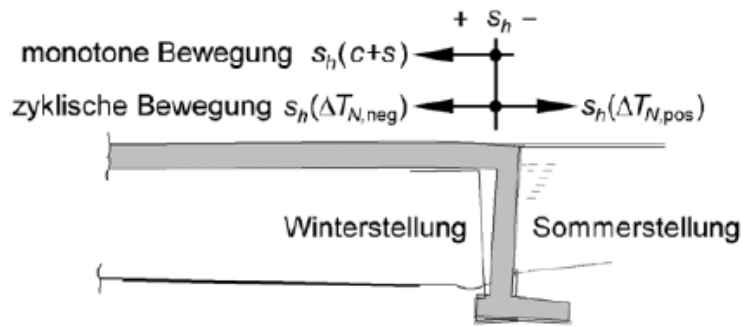


Abbildung 13: Bewegung der Widerlagerwand bei integralen Brücken [19]

Es werden die beiden Fälle Sommer und Winter unterschieden:

Sommer

Im Sommer dehnt sich das Brückentragwerk aus und drückt die Widerlagerwand gegen das Erdreich. Der sich aufbauende Erddruck kann bis zum Passiven ansteigen. Der Gussasphalt wird auf Druck beansprucht, wobei seine Steifigkeit im Sommer sehr gering ist (Vgl. Tabelle 4).

Winter

Im Winter zieht sich das Brückentragwerk infolge der Temperaturabnahme, Kriechen und Schwinden des Tragwerks zusammen. Der Erddruck kann bis zum Aktiven abfallen und es kann zu Setzungen hinter dem Widerlager kommen. Der Gussasphalt hat bei tiefen Temperaturen eine sehr geringe Bruchdehnung, bei hoher Steifigkeit. Durch die Verkürzung der Brücke wird der Gussasphalt auf Zug belastet und es kann zu großen Rissen kommen.

Durch die so entstehenden zyklischen Bewegungen der Widerlagerwand infolge Temperaturänderungen kann es zu einer Verdichtung der Hinterfüllung mit Setzungen und einer Erhöhung des Erddruckes kommen. [19]

In [2] wurde eine numerische Studie über die Auswirkungen der zyklischen horizontalen Verformungen auf die Schleppplatte gemacht. Mit der Zeit bilden sich lokale Setzungen am Ende der Schleppplatte aus, diese führen zu Unebenheiten in der Fahrbahn, siehe Abb. 14. Aus dieser Parameterstudie geht hervor, dass je größer die Überschüttungshöhe ist, desto geringere Setzungen ergeben sich.

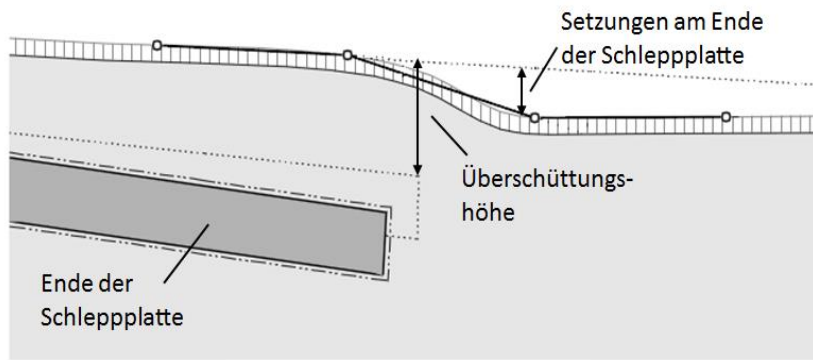


Abbildung 14: Unebenheit in der Fahrbahn durch Setzungen am Ende der Schleppplatte infolge der zyklischen Verformungen der Schleppplatte [2]

3.2 Längsverformung eines Brückentragwerks

Die horizontalen Verformungen eines Brückentragwerks aus Stahlbeton ergeben sich aus den thermischen Verformungen und jenen resultierend aus dem Kriechen und Schwinden des Betons. Die Verkürzungen infolge Kriechen und Schwinden sind kurz nach der Errichtung einer Brücke am Größten und nehmen im Laufe der Zeit ab. Die Verformungen aus Temperaturlast unterliegen jahreszeitlichen und täglichen Schwankungen. Der Verlauf der Verformungen der Widerlagerwand einer Stahlbetonbrücke ist in Abb. 15 dargestellt [2].

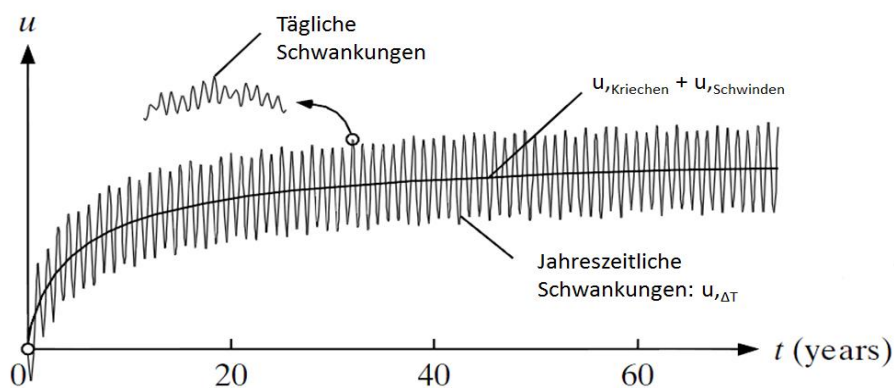


Abbildung 15: Verlauf der Verformung einer Widerlagerwand über die Zeit [2]

In [19] wurden die zu erwartenden Verformungen für Betonüberbauten untersucht. Diese sind als Dehnungen für einen Überbau der Festigkeitsklasse C 35/45 sind in Tabelle 2 zusammengefasst.

Tabelle 2: Freie Dehnung für Betonüberbauten in C 35/45 bei üblichen Verhältnissen [19]

Einwirkung	char. Dehnung Tragwerk [‰]	char. Dehnung Übergang [‰]
Abfließende Hydratationswärme	0,1	0
Autogenes Schwinden	0,08	0
Trocknungsschwinden	0,3	0,47
Bremsen	~ 0	~ 0
Temperatur pos.	0,27	0,37
Temperatur neg.	0,27	0,37
Summe Verlängerung	0,27	0,37
Summe Verkürzung	0,75	0,84
Gesamtdehnung	1,02	1,21

In der zweiten Spalte sind die charakteristischen Dehnungen für das Tragwerk angegeben, diese sind für die Ermittlung der Schnittgrößen zu verwenden. Für die Ermittlung der Verschiebewege von Lagern und Dehnfugen sind die Werte aus der dritten Spalte zu verwenden. Im Falle einer integralen Brücke entfallen diese Bauteile, das heißt die Verschiebung der Schleppplatte ist mit den Werten der zweiten Spalte zu ermitteln.

Tabelle 3: Verschiebewege für Ermittlung der Schnittgrößen

Brückenlänge [m]	Schwinden [mm]	Temperatur + [mm]	Temperatur - [mm]	Verkürzung [mm]	Verlängerung [mm]
20	-3,0	2,7	-2,7	-5,7	2,7
30	-4,5	4,1	-4,1	-8,6	4,1
40	-6,0	5,4	-5,4	-11,4	5,4
50	-7,5	6,8	-6,8	-14,3	6,8
60	-9,0	8,1	-8,1	-17,1	8,1
70	-10,5	9,5	-9,5	-20,0	9,5
80	-12,0	10,8	-10,8	-22,8	10,8
90	-13,5	12,2	-12,2	-25,7	12,2
100	-15,0	13,5	-13,5	-28,5	13,5

Tabelle 3 fasst die zu erwartenden Verschiebungen am Brückenende für verschiedene Brückenlängen zusammen. Grundlage der Berechnungen sind die charakteristischen Dehnungen des Tragwerks aus Tabelle 2 und der Bewegungsnull-Punkt in Tragwerksmitte, wie dies bei symmetrischen Brücken

der Fall ist. Die Werte aus Tabelle 3 können als Anhaltswerte für die Vorbeurteilung betrachtet werden. Bei der Nachweisführung müssen die tatsächlich auftretenden Verschiebungen in Abhängigkeit von der Tragwerksgeometrie und der Betonsorte berechnet werden.

Die Dehnungen aus Trocknungsschwinden des Betons in Tabelle 2 treten über die Dauer von 100 Jahren auf. Für die Ermittlung der Schnittkräfte sind diese Werte zu verwenden. Für die Ermittlung der Rissbreiten im Gussasphalt allerdings ist nur die Verkürzung des Tragwerks aus Schwinden im Laufe eines Winters zu berücksichtigen, da im Sommer die Steifigkeit des Gussasphalts sehr gering ist (Vgl. Kap. 2.3) und daher etwaige Zugspannungen vom letzten Winter abgebaut werden können. Im Anhang A wurden Untersuchungen anhand eines 1 m breiten Betonstreifens gemacht, es zeigt sich, dass die maximale Schwinddehnung im ersten halben Jahr mit etwa einem Drittel des Gesamtschwindmaßes auftritt. Darauf basierend gibt Tabelle 4 vorgeschlagene Werte für den Nachweis der Rissbreiten der Gussasphaltschicht an.

Tabelle 4: Verschiebewege für den Nachweis der Rissbreiten des Gussasphaltes

Brückenlänge [m]	Schwinden [mm]	Temperatur + [mm]	Temperatur - [mm]	Verkürzung [mm]	Verlängerung [mm]
20	-1,0	2,7	-2,7	-3,7	2,7
30	-1,5	4,1	-4,1	-5,6	4,1
40	-2,0	5,4	-5,4	-7,4	5,4
50	-2,5	6,8	-6,8	-9,3	6,8
60	-3,0	8,1	-8,1	-11,1	8,1
70	-3,5	9,5	-9,5	-13,0	9,5
80	-4,0	10,8	-10,8	-14,8	10,8
90	-4,5	12,2	-12,2	-16,7	12,2
100	-5,0	13,5	-13,5	-18,5	13,5

Beispielhaft ergibt sich bei einer Brücke mit 50 m Länge für die Ermittlung der Schnittgrößen eine Verkürzung von 14,3 mm, für den Rissbreitennachweis des Gussasphaltes ergibt sich ein Wert der Verkürzung von 9,3 mm. Die Werte für die Ausdehnung der Brücke sind nur von der Temperatur abhängig und somit für beide Fälle gleich.

3.3 Materialeigenschaften des Gussasphaltes

Für die Entwicklung eines Schleppplattendetails ist die Kenntnis der Materialeigenschaften des Gussasphaltes, von hoher Bedeutung. Asphalt ist ein viskoelastisches Material dessen Eigenschaften von Temperatur- und Belastungsgeschwindigkeitsabhängigkeit stark beeinflusst werden.

Im DIN Fachbericht 103 sind wahrscheinliche Grenzwerte der Belags-E-Moduli bei Stahlbrücken für unterschiedliche Temperaturen angegeben, siehe Tabelle 5.

Tabelle 5: Wahrscheinliche Grenzwerte der Belags-E-Moduli bei unterschiedlichen Temperaturen [20]

T [°C]	-20	-10	0	10	20	30	40	50
E_{\min}	15000-	10000-	6000-	3500-	1700-	700-	250-	60
E_{\max}	25000	20000	14000	9000	5000	2500	1000	300
[N/mm ²]								

Die Steifigkeit des Gussasphaltes variiert dabei von 60 N/mm² bei 50 °C bis 25 000 N/mm² bei -20 °C. Auch innerhalb eines bestimmten Temperaturbereiches sind die Streuungen des E-Moduls sehr groß.

Am Institut für Straßenwesen, TU Wien wurden Versuche zur Ermittlung der E-Moduli von Gussasphalt unter verschiedenen Temperatur und Belastungsfrequenzen durchgeführt. Wesentliche Versuchsergebnisse sind der Abb. 14 zu entnehmen. Für die Versuche wurde Gussasphalt mit folgenden Eingangsstoffen verwendet [21]:

- Bezeichnung: MA 8 PmB 25/55-65 LD
- Größtkorn: 8 mm
- Bitumen: PmB 25/55-65
- Zuschlag: LD-Schlacke

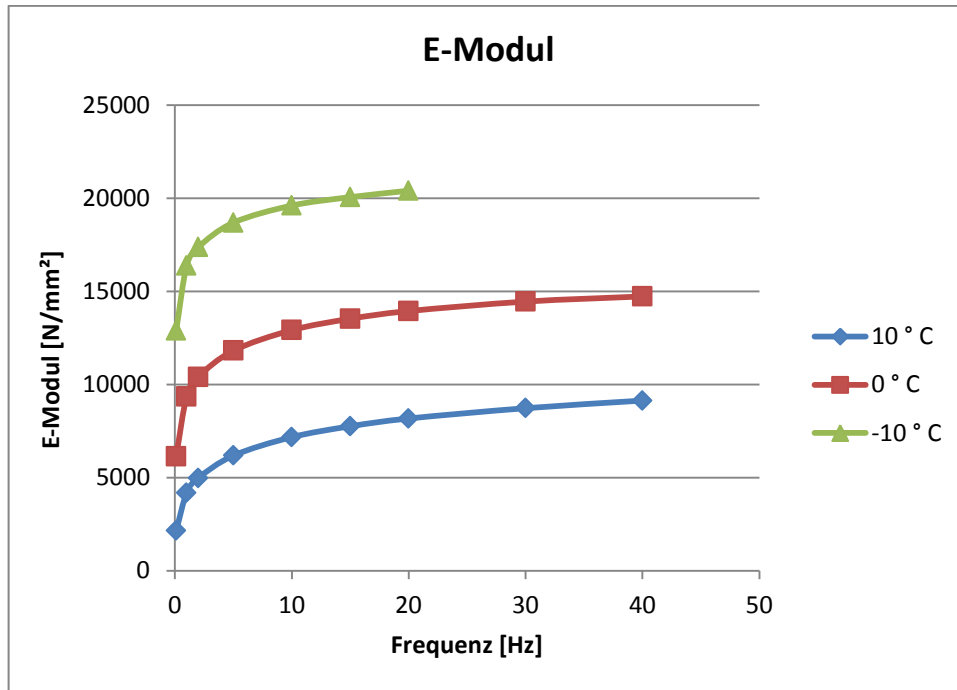


Abbildung 14: Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls von Temperatur und Belastungsgeschwindigkeit [21]

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass der Elastizitätsmodul mit Abnahme der Temperatur bzw. Zunahme der Frequenz ansteigt. Die Frequenz ergibt sich aus der Belastungsgeschwindigkeit des Gussasphalts, so entspricht eine Frequenz von 10 Hz einer Überfahrt eines Autos mit ca. 60 km/h. Eine Frequenz von 0,1 Hz entspricht rollendem Verkehr.

In [22] wurden Untersuchungen hinsichtlich der Zugfestigkeit und der Bruchdehnung von Asphaltbetonen 0/11 S bei unterschiedlichen Temperaturen durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 6 zusammengefasst. Die Zugfestigkeit nimmt mit sinkender Temperatur zu, die Bruchdehnung hingegen nimmt mit sinkender Temperatur sehr stark ab.

Tabelle 6: Mittelwerte der Zugfestigkeiten und Bruchdehnungen von Asphaltbeton 0/11 S bei unterschiedlichen Temperaturen [22]

Prüftemperatur [°C]	Zugfestigkeit [N/mm²]	Bruchdehnung [‰]
+20	0,4	8,4
+5	2,1	3,9
-10	4,6	0,5
-25	4	0,16

Gussasphalt ist bei hohen Temperaturen ein duktiler, weicher Werkstoff, bei tiefen Temperaturen hingegen wird er zu einem spröden, steifen Werkstoff. Abschließend kann zusammengefasst werden, dass die Materialkennwerte von Gussasphalt sehr stark streuen. Für die Berechnung müssen deshalb geeignete Kennwerte gewählt werden.

3.4 Untersuchungen

Aufbauend auf der Analyse bisheriger Ausführungen von Schleppplatten für integrale Brücken, wird in diesem Kapitel versucht eine innovative Konstruktion zu entwickeln. Das Ziel ist ein fugenloses Schleppplattendetail, welches die Rissbreiten der Gussasphaltschicht begrenzen kann.

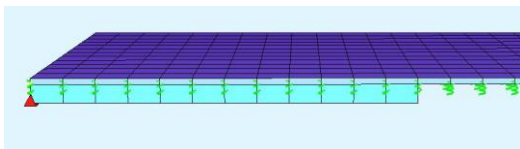
3.4.1 Untersuchung der Lage der Schleppplatte

In einem ersten Schritt wird untersucht, welchen Einfluss eine oberliegende bzw. untenliegende Schleppplatte mit oder ohne Auflagerbalken auf die Spannungen bzw. Verformungen des Gussasphalts hat.

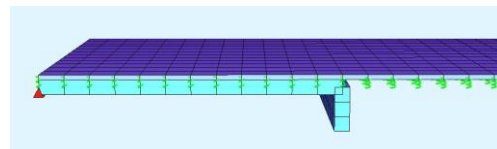
Geometrie

Die Länge bzw. die Breite der Schleppplatte wird jeweils mit 6 m angenommen. Es werden folgende Varianten untersucht:

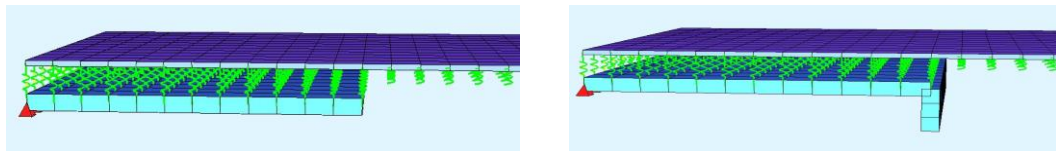
- Oberliegende Schleppplatte ohne Auflagerbalken (A)
- Oberliegende Schleppplatte mit Auflagerbalken (B)
- Untenliegende Schleppplatte ohne Auflagerbalken (C)
- Untenliegende Schleppplatte mit Auflagerbalken (D)



(A) Oberliegend ohne Auflagerbalken



(B) Oberliegend mit Auflagerbalken



(C) Untenliegend ohne Auflagerbalken

(D) Untenliegend mit Auflagerbalken

Abbildung 15: FEM-Modell der Schleppplattenvarianten

Materialkennwerte

Bei den Materialkennwerten werden die beiden Fälle Sommer und Winter unterschieden, siehe Tabelle 7 und 8. Im Sommer wird die Schleppplatte, durch Verlängerung des Brückentragwerks, auf Druck beansprucht. Im Winter hingegen verkürzt sich das Brückentragwerk daher wird die Schleppplatte auf Zug beansprucht und die Steifigkeit ist im Zustand II zu ermitteln. Bei der Ermittlung der Steifigkeiten wird der Bewehrungsgehalt mit 1 % bzw. 2,5 % untersucht.

Tabelle 7: Materialkennwerte Lastfall Sommer – Untersuchung der Lage der Schleppplatte

Lastfall: Sommer	E-Modul [N/mm ²]
Gussasphalt	1 000
Gummibeton – $\rho = 1\%$	12 000
Gummibeton – $\rho = 2,5\%$	15 000
C 30/37 – $\rho = 1\%$	33 720
C 30/37 – $\rho = 2,5\%$	36 390

Tabelle 8: Materialkennwerte Lastfall Winter – Untersuchung der Lage der Schleppplatte

Lastfall: Winter	E-Modul [N/mm ²]
Gussasphalt	25 000
Gummibeton – $\rho = 1\%$	3 100
Gummibeton – $\rho = 2,5\%$	6 050
C 30/37 – $\rho = 1\%$	3 840
C 30/37 – $\rho = 2,5\%$	6 375

Die Berechnung der E-Moduli für Gummi- bzw. Normalbeton ist dem Anhang A zu entnehmen. In der Untersuchung wird der E-Modul des Gussasphaltes im Sommer mit $1\,000\text{ N/mm}^2$ eingesetzt und im Winter mit $25\,000\text{ N/mm}^2$ (Vgl. Tabelle 5).

Belastungen

Die temperaturbedingte Längenänderung des Brückentragwerks wird als Verformung am Beginn der Schleppplatte aufgebracht, siehe Abb. 16. Die Größe der Auflagerverschiebung (Verkürzung = δ^- , Verlängerung = δ^+) beträgt für diese Variantenuntersuchung 5 mm.

Lagerung

Die Lagerung der Schleppplatte bzw. des Gussasphaltes ist in Abb. 16 ersichtlich.

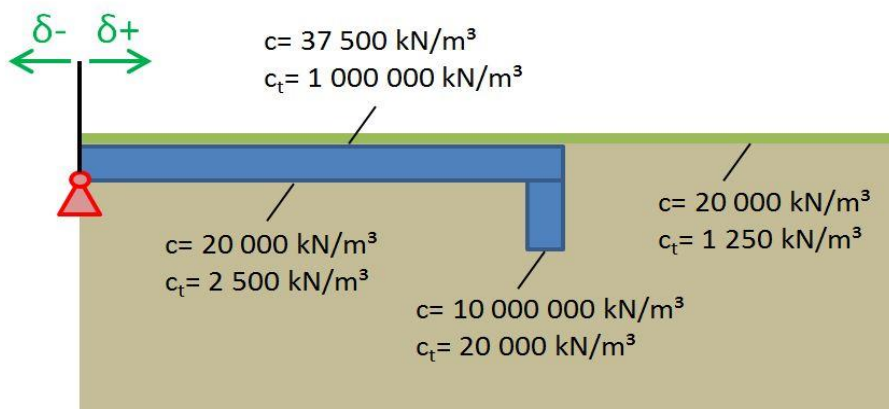


Abbildung 16: Lagerung der Schleppplatte bzw. des Gussasphaltes

Bei der Untersuchung wird eine vertikale Bettung für die Schleppplatte mit $20\,000\text{ kN/m}^3$ angesetzt, für die horizontale Bettung $2\,500\text{ kN/m}^3$. Der Auflagerbalken, sofern vorhanden, ist vertikal mit $20\,000\text{ kN/m}^3$ gelagert, horizontal ist er sehr steif gehalten ($c = 10\,000\,000\text{ kN/m}^3$). Die Lagerung des Gussasphaltes auf der Hinterfüllung erfolgt mit $20\,000\text{ kN/m}^3$ vertikal und $1\,250\text{ kN/m}^3$ horizontal. Die horizontale Lagerung erfolgt mit einem geringeren Wert, als bei der Schleppplatte, da hier weniger Auflast vorhanden ist und somit weniger Reibungskraft aktiviert werden kann. Für die Lagerung des Gussasphaltes auf der Schleppplatte müssen zwei Fälle unterschieden werden:

- **Obenliegende Schleppplatte**
Es wird angenommen, dass der Gussasphalt und die Schleppplatte starr miteinander verbunden sind ($c_t = 1\,000\,000\text{ kN/m}^3$).
- **Untenliegende Schleppplatte**
Der Gussasphalt liegt hier auf dem Erdkörper auf, daher wird dieselbe horizontale Federkraft, wie zwischen Gussasphalt und Hinterfüllung angenommen ($c_t = 1\,250\text{ kN/m}^3$).

Ergebnisse

In Abb. 17 und 18 sind die Ergebnisse der Untersuchung nach einzelnen Varianten und Lastfällen dargestellt, mit folgender Zuordnung:

- (a) Verformungen Lastfall Winter – ohne Auflagerbalken
- (b) Spannungen Lastfall Winter – ohne Auflagerbalken
- (c) Verformungen Lastfall Sommer – ohne Auflagerbalken
- (d) Spannungen Lastfall Sommer – ohne Auflagerbalken
- (e) Verformungen Lastfall Winter – mit Auflagerbalken
- (f) Spannungen Lastfall Winter – mit Auflagerbalken
- (g) Verformungen Lastfall Sommer – mit Auflagerbalken
- (h) Spannungen Lastfall Sommer – mit Auflagerbalken

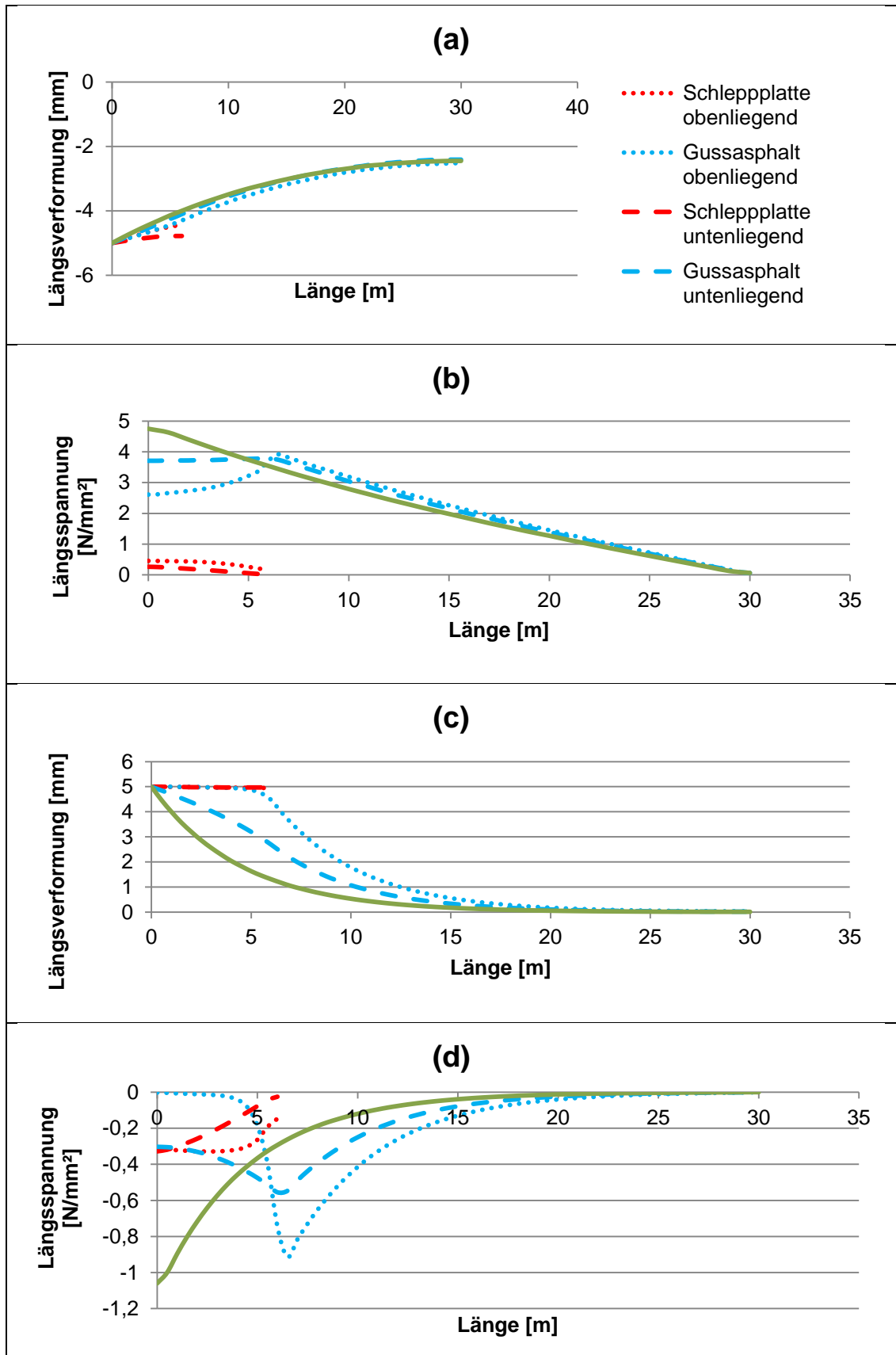


Abbildung 17: Ergebnisse der Varianten ohne Auflagerbalken

Abb. 17 (a) – (d) zeigt die Ergebnisse der Varianten ohne Auflagerbalken. In (a) und (b) sind die Längsverformungen bzw. Längsspannungen im Lastfall Winter dargestellt. In (c) und (d) sind die Längsverformungen bzw. Längsspannungen im Lastfall Sommer dargestellt.

Sowohl im Winter (a) als auch im Sommer (c) verbleibt eine große Restverformung am Ende der Schleppplatte. Die Verformungen der Schleppplatte und des Gussasphaltes sind bei der Ausführung mit obenliegender Schleppplatte gleich. In (a) entspricht der Verformungsverlauf des Gussasphaltes bei untenliegender Schleppplatte dem Verlauf ohne Schleppplatte.

Die größten Spannungen ergeben sich im Winter (b), dort treten bei der Ausführung ohne Schleppplatte die größten Spannungen am Anfang, mit einem Wert über $4,5 \text{ N/mm}^2$ auf. Bei obenliegender Schleppplatte tritt die maximale Zugspannung am Ende der Schleppplatte, mit ca. 4 N/mm^2 auf. Bei untenliegender Schleppplatte liegen die Spannungen im Bereich der Schleppplatte konstant bei ca. 4 N/mm^2 .

Die Spannungen im Lastfall Sommer (d) sind allesamt kleiner als $1,1 \text{ N/mm}^2$.

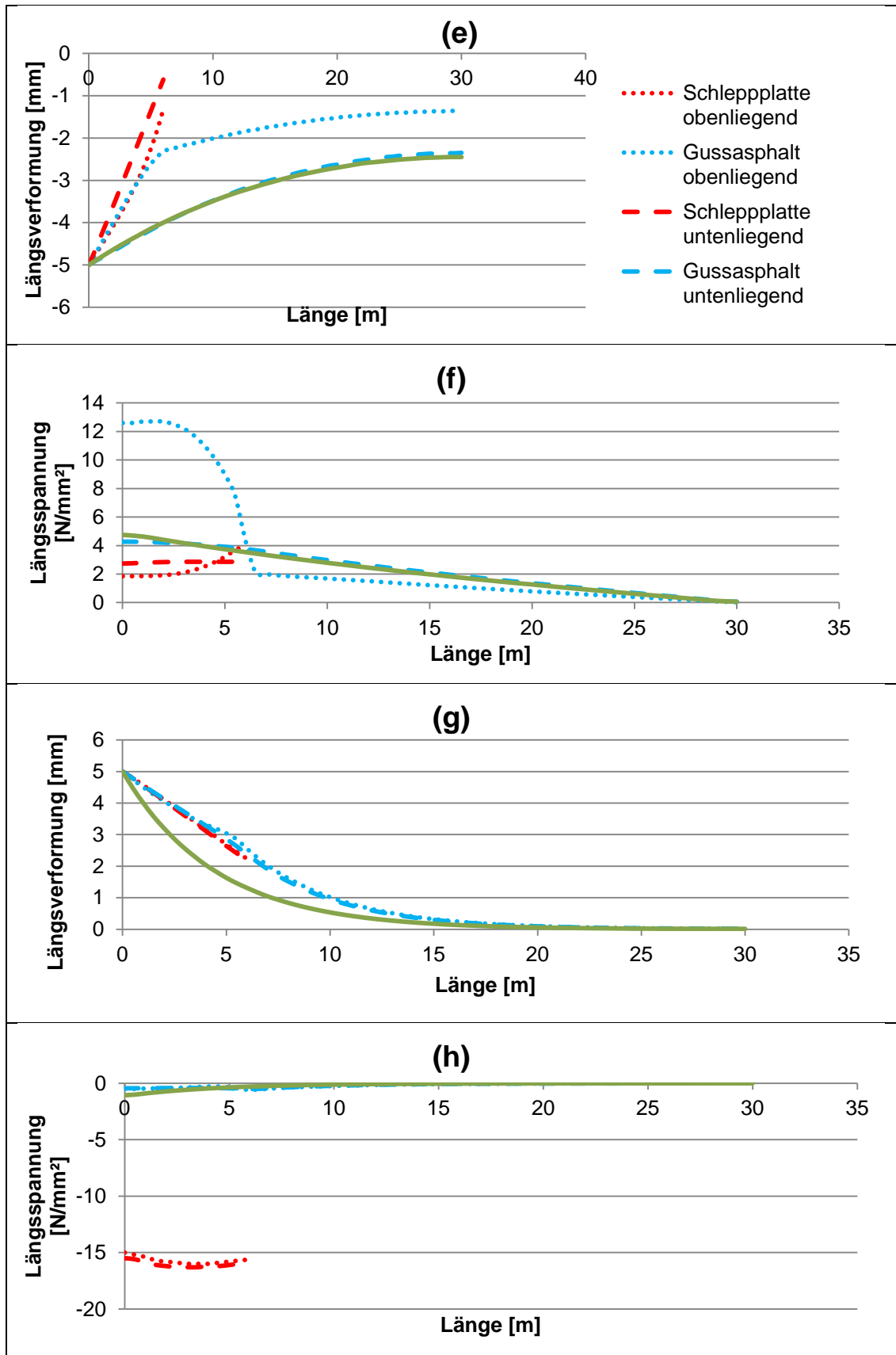


Abbildung 18: Ergebnisse der Varianten mit Auflagerbalken

Abb. 18 (e) – (h) zeigt die Ergebnisse der Varianten mit Auflagerbalken. In (e) und (f) sind die Längsverformungen bzw. Längsspannungen im Lastfall Winter dargestellt. In (g) und (h) sind die Längsverformungen bzw. Längsspannungen im Lastfall Sommer dargestellt.

Im Winter verlaufen die Verformungen der oberliegenden Schleppplatte und des Gussasphaltes affin. Bei untenliegender Schleppplatte verläuft die Verformung des Gussasphaltes gleich wie bei der Variante ohne Schleppplatte, siehe (e).

In (f) sind die Spannungen dargestellt. Bei der Variante oberliegende Schleppplatte ergeben sich im Gussasphalt die größten Spannungen mit ca. 13 N/mm^2 . Bei den anderen beiden Varianten liegen die Spannungen im Gussasphalt bei max. 5 N/mm^2 .

Im Sommer ist der Verformungsverlauf der Varianten oben- bzw. untenliegende Schleppplatte sehr ähnlich. Die Verformung der Schleppplatte reduziert sich von 5 mm am Anfang auf ca. 2 mm am Ende der Platte, siehe (g). Im Sommer entstehen im Gussasphalt Druckspannungen, welche kleiner als $1,5 \text{ N/mm}^2$ sind. In der Schleppplatte bauen sich Druckspannungen bis zu 16 N/mm^2 auf, siehe (h).

Schlussfolgerung

Aus dieser Variantenuntersuchung lässt sich ableiten, dass nur mit einer oberliegenden Schleppplatte die Verformungen des Gussasphaltes durch den direkten Verbund gesteuert werden können. Im Sommer sind die Druckspannungen im Gussasphalt gering. Im Winter entstehen bei Ausführung ohne oder mit untenliegender Schleppplatte Zugspannungen im Gussasphalt, welche die Zugfestigkeit überschreiten. Bei Ausführung mit oberliegender Schleppplatte mit Auflagerbalken wird die Zugfestigkeit ebenfalls überschritten, allerdings nur im Bereich der Schleppplatte. Bei Ausführungen ohne Auflagerbalken wird das Problem der Rissbildung im Gussasphalt vom Anfang auf das Ende der Schleppplatte verschoben, da eine große Restverformung verbleibt.

Tabelle 9 zeigt die resultierenden Bettungskräfte des Auflagerbalkens verursacht durch die Verschiebung im Lastfall Winter bzw. Sommer.

Tabelle 9: Kraft im Auflagerbalken bei oberliegender Schleppplatte

Schleppplatte aus ...	Lastfall Winter	Lastfall Sommer
Normalbeton $\rho = 1 \%$	9 721 kN	-28 030 kN
Gummibeton $\rho = 1\%$	8 909 kN	-13 506 kN
Normalbeton $\rho = 2,5 \%$	12 225 kN	-29 365 kN
Gummibeton $\rho = 2,5 \%$	11 992 kN	-16 027 kN

Im Sommer ergeben sich höhere Werte als im Winter. Im Winter hängt die Zwangskraft im Wesentlichen vom Bewehrungsgehalt ab. Im Sommer hingegen kann durch Verwendung von Gummibeton die Zwangskraft erheblich reduziert werden. Aufgrund der Tatsache, dass die Zwangskraft abhängig vom Lastfall stark differenziert, erscheint eine Trennung der Schleppplatte in zwei Teile sinnvoll (siehe Abb. 19).

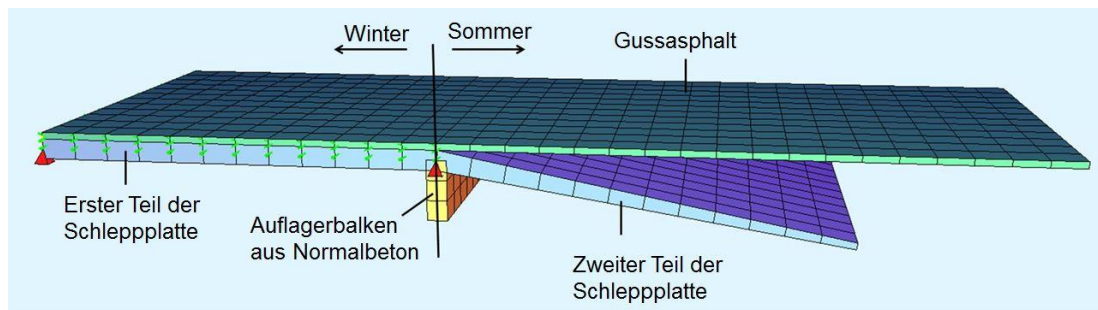


Abbildung 19: Trennung der Schleppplatte in zwei Teile

- Der erste Teil vom Widerlager bis zum Auflagerbalken, soll im Lastfall Winter die Verformungen Δl am Anfang der Schleppplatte zu Null hin am Ende der Schleppplatte abbauen. Um die Rissbreiten im Gussasphalt steuern zu können wird eine oberliegende Schleppplatte ausgeführt. Diese muss die ersten 6 m hinter dem Widerlager, in welchen mit Setzungen zu rechnen ist, überspannen. Der Querschnitt und das Material müssen so optimiert werden, dass die Lasten aus Lastmodell 1 nach EC 1991-2 abgetragen werden können, die Rissbreite des Gussasphalts ausreichend klein und die Zwangskraft im Lastfall Winter möglichst klein ist.
- Der zweite Teil ab dem Auflagerbalken, soll im Lastfall Sommer die Verformungen reduzieren bzw. in den Boden ableiten. Um die Ver-

formungen tief in den Boden einzuleiten wird eine geneigte Schleppplatte ausgeführt. Zur Reduzierung der Zwangskraft wird Gummibeton verwendet und der Querschnitt zum Ende hin verjüngt.

3.4.2 Untersuchung des Querschnitts der Schleppplatte

Der erste Teil der Schleppplatte hat folgende Anforderungen:

- Steuerung der Rissbreiten des Gussasphalts
- Überbrückung der ersten 6 m hinter dem Widerlager, in denen mit Setzungen zu rechnen ist
- Im Lastfall Winter möglichst geringe Zugkraft aus Zwang

Geometrie/ Materialkennwerte

Es werden zwei mögliche Ausführungsformen untersucht:

- 30 cm hohe Platte mit einer Betongüte C 30/37
- 6 cm hohe UHPC-Platte mit Rippen aus Normalbeton der Güte C 30/37, siehe Abb. 20.

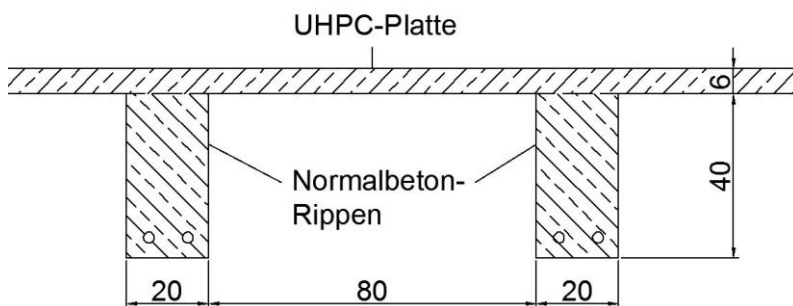


Abbildung 20: Querschnitt der UHPC-Platte mit Rippen

In Abb. 21 ist die erwünschte Arbeitslinie des UHPC dargestellt.

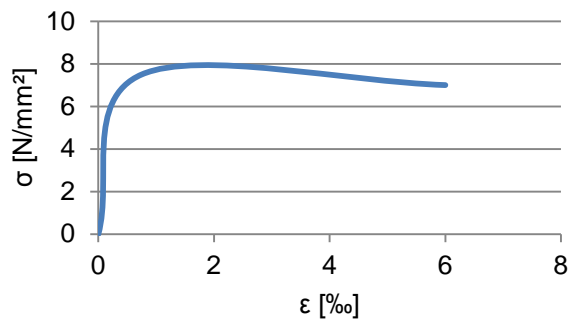


Abbildung 21: erwünschte Arbeitslinie UHPC

Belastungen

Für die Bemessung des Querschnittes der Varianten wird das Lastmodell 1 laut EC 1991-2 angewendet. Für den Rissbreitennachweis des Gussasphaltes bzw. der Ermittlung der Normalkräfte aus Zwang wird eine Ausdehnung des Brückentragwerks von 8,1 mm im Sommer bzw. eine Verkürzung von 10,5 mm im Winter angenommen (Vgl. Tabelle 4). Das entspricht in etwa einer 60 m langen Brücke

Ergebnisse

In Tabelle 10 sind die Ergebnisse der Berechnungen dargestellt.

Tabelle 10: Ergebnisse Untersuchung Querschnitt

Querschnitt	A_s aus LM 1 [cm ² /m]	A_s für $w_k \leq 0,2$ mm [cm ² /m]	Zwangskraft [MN/m]
Normalbeton	35,40	30,0	2,29
UHPC mit Rippen	18,85	Mindestbewehrung	1,38

In der zweiten Spalte ist der Bewehrungsgehalt aufgrund der Nachweise gemäß LM 1, in der dritten ist der Bewehrungsgehalt aus dem Nachweis der Rissbreiten gegeben. Die maximale Rissbreite beträgt 0,2 mm. Bei der Ermittlung der Zwangskraft wird angenommen, dass die aus Temperaturlast

aufgezwungene Verformung Δl vom Anfang bis zum Ende der Schleppplatte abgebaut wird.

Für die Variante Normalbetonplatte ergeben sich Bewehrungsgehalte von $35,40 \text{ cm}^2/\text{m}$ für das LM 1 und $30,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ für den Rissbreitennachweis. Daraus resultiert eine Normalkraft aus Zwang im Lastfall Winter von $2,29 \text{ MN}/\text{m}$. Bei der Variante UHPC-Platte mit Rippen berechnet sich der Bewehrungsgehalt für das LM 1 zu $18,85 \text{ cm}^2/\text{m}$. Durch das duktile Materialverhalten der UHPC-Platte ist für den Rissbreitennachweis keine Bewehrung nötig, die Anordnung einer konstruktiven Bewehrung erscheint jedoch sinnvoll. Die Normalkraft aus Zwang im Lastfall Winter berechnet sich zu $1,38 \text{ MN}/\text{m}$.

Die genauen Berechnungen der beiden Varianten sind im Anhang B ersichtlich.

Die Zwangskraft der Variante Normalbetonplatte ist mit $2,29 \text{ MN}/\text{m}$ wesentlich größer als die Zwangskraft der Variante UHPC mit Rippen mit $1,38 \text{ MN}/\text{m}$. Im Folgenden werden Varianten untersucht, wie die Zwangskraft der Variante UHPC-Platte mit Rippen verankert werden könnte.

Widerstand aus Erddruck

Als Erstes wird untersucht, ob die Zwangskraft durch den Widerstand aus Erddruck, welcher auf den Auflagerbalken wirkt, aufgenommen werden kann. Abb. 22 zeigt den Verlauf der zur Berechnung der resultierenden Erddruckkraft benötigten Beiwerte. Die Verformung wird sich, abhängig von der Steifigkeit des Auflagerbalkens und des Widerstandes aus Erddruck, von Δl am oberen Ende des Auflagerbalkens auf 0 am unteren Ende abbauen (Fußpunktdrehung). Der dazugehörige Verlauf des Erddruckbeiwerts hat ebenfalls einen nicht-linearen Verlauf. Aus der Multiplikation des Erddruckverlaufs mit dem Verlauf der vertikalen Spannungen ergibt sich der horizontale Spannungsverlauf.

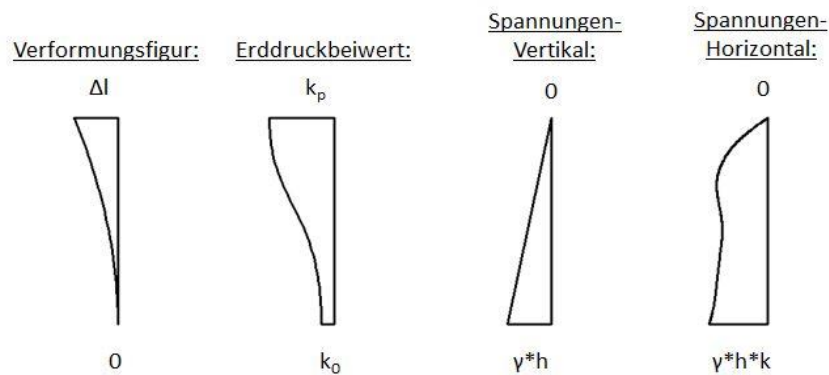


Abbildung 22: Annahmen für Berechnung des Erddrucks des Auflagerbalkens

Im Anhang C wurde der resultierende Erddruck eines 5 m hohen Auflagerbalkens mit folgenden Annahmen vereinfacht berechnet: $\varphi = 32,5^\circ$ und $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$. Es ergibt sich ein resultierender Erddruck von 161,43 kN/m. Somit ist es technisch nicht möglich, die Zwangskraft durch Erddruck aufzunehmen.

Widerstand aus vorgespannten Ankern

Als zweite Variante wird untersucht, ob die Zwangskraft mittels vorgespannten Ankern ins Erdreich abgetragen werden kann. In Abb. 23 sind die wesentlichen Parameter zur Berechnung der Verankerungskraft für vorgespannte Anker dargestellt.

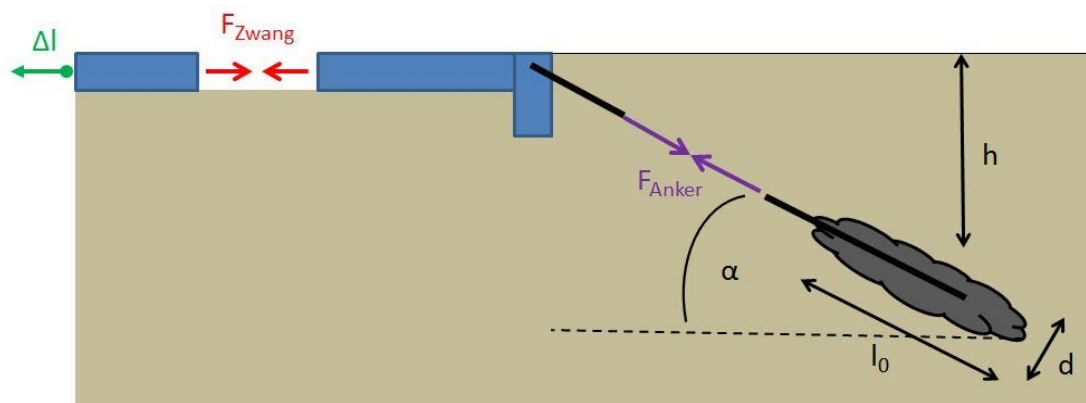


Abbildung 23: Herstellen des Gleichgewichts mittels vorgespannten Ankern

Die Kraft aus der Mantelreibung eines vorgespannten Ankers errechnet sich zu:

$$F_m = \cos \alpha * \gamma * h * \tan \varphi * A_m$$

Wobei A_m die Mantelfläche des Verpresskörpers und $\gamma \cdot h$ die Vertikalspannung in der Tiefe h ist. Durch Multiplikation mit $\cos(\alpha)$ ergibt sich die Normalkraft, welche auf den Verpresskörper wirkt. Die resultierende Reibungskraft erhält man aus der Multiplikation der Normalkraft mit dem Reibungswinkel $\tan(\varphi)$. Mit folgenden Annahmen: $h = 15 \text{ m}$, $l_0 = 5 \text{ m}$, $d = 1 \text{ m}$, $\alpha = 45^\circ$, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ und $\varphi = 32,5^\circ$, errechnet sich die Ankerkraft zu:

$$F_m = 2123 \text{ kN}$$

Der horizontal wirkende Anteil ergibt sich zu:

$$F_{m,h} = \frac{F_m}{\sqrt{2}} = 1501 \text{ kN}$$

Aus technischer Sicht lässt sich somit die Zwangskraft der Variante UHPC-Platte mit Rippen verankern, jedoch müsste pro Laufmeter Schleppplattenbreite ein Vorspannanker ausgeführt werden. Dies ist mit hohen Kosten verbunden.

3.4.3 Variante mit Trennung Flügel-Widerlager

Aufgrund der großen Zwangskräfte im Winter sind aufwendige Konstruktionen notwendig um diese zu verankern. Die Zwangskraft hängt vom Querschnitt und von der aufgebrachtten Dehnung ab. Diese wiederum hängt vom Verhältnis der Länge der Brücke zur Länge der Schleppplatte ab. Der Querschnitt ergibt sich aus der erforderlichen Überspannung der ersten 6 m hinter dem Widerlager und der Beschränkung der Rissbreiten im Gussasphalt. Durch eine Trennung von Flügel und Widerlagerwand mitsamt Verbindung der beiden Flügelwände als Rahmen ergeben sich folgende Vorteile:

- Der Querschnitt der Schleppplatte kann schlanker ausgeführt werden, da die Schleppplatte auf dem Rahmen aufliegt und somit nicht mehr auf Biegung beansprucht wird. Folglich ergeben sich geringere Zwangskräfte.
- Die auftretenden Zwangskräfte können über Scheibenwirkung des Rahmens in den Baugrund abgeleitet werden.

Zur Sicherstellung der freien Verformung der Schleppplatte trennt eine 3 cm dicke Trennschicht aus EPS Platten die Schleppplatte vom Rahmen. In

Abb. 24 sind der Längs- und Querschnitt dieser Variante schematisch dargestellt.

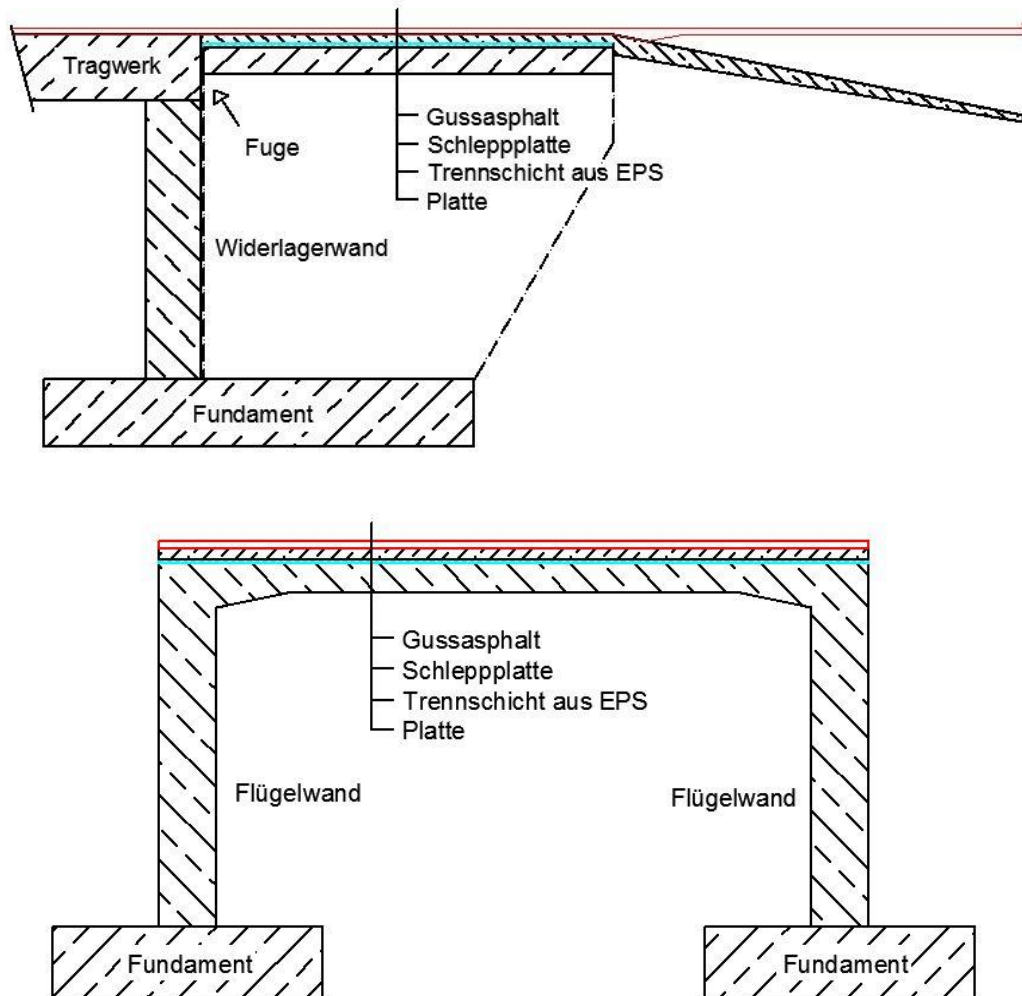


Abbildung 24: Längs- und Querschnitt der Variante mit Flügelrahmen

Geometrie

Beispielhaft wird hier der Rahmen für eine dreispurige Straße mit 10,5 m Fahrbahnbreite und jeweils 1,5 m breiten Randbalken bemessen. Der Achsabstand der Flügel beträgt 11 m und die Dicke der Flügel wird mit 0,8 m angenommen. In Feldmitte ist der Querschnitt 40 cm hoch und im Rahmeneck 60 cm.

Belastung

Als ständige Lasten wirken das Eigengewicht der Betonbauteile und des Gussasphaltes. Die Nutzlast wird gemäß Lastmodell 1 des EC 1991-2 berücksichtigt.

Ergebnisse

Mit den maßgebenden Schnittgrößen wurden die Querschnitte in Feldmitte und im Rahmeneck bemessen. Als Betonsorte wurde ein C 30/37 angenommen. Der Bewehrungsgehalt im Rahmeneck und in Feldmitte ist mit ca. $56 \text{ cm}^2/\text{m}$ gleich groß. Die genauen Berechnungen sind im Anhang D1 und D2 nachvollziehbar.

Berechnung der Rissbreiten im Gussasphalt

In einem weiteren Schritt wird untersucht, ob die UHPC-Platte die Rissbreiten im Gussasphalt im Lastfall Winter ausreichend beschränken kann.

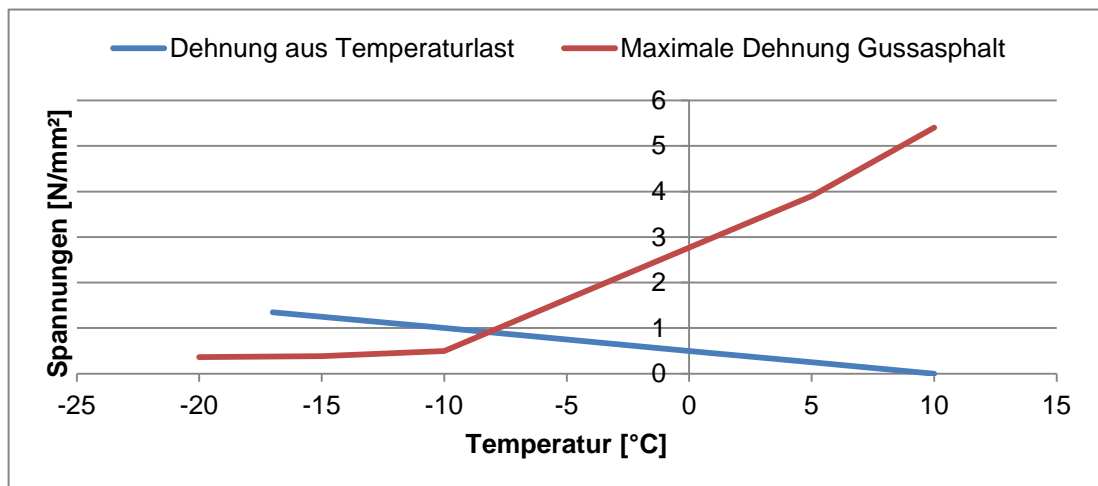


Abbildung 25: Darstellung der Dehnung aus Temperaturlast und der Grenzdehnung in Abhängigkeit von der Temperatur

Aus Abb. 25 lässt sich erkennen, dass ab einer Temperatur von ca. -8 °C die Rissbildung im Gussasphalt beginnt. Für die weitere Abkühlung bis -17 °C wurde die maximale Rissbreite des Gussasphalts mit $0,06 \text{ mm}$ errechnet. Die Berechnung ist im Anhang D3 angefügt.

Resume

Die UHPC-Schleppplatte kann die Rissbreiten des Gussasphaltes im Winter beschränken. Die auftretende Zwangskraft kann über die Scheibenwirkung der Platte in die Flügelwände und von dort in den Baugrund geleitet werden. Im Sommer wird die Verformung der Brücke über die geneigte Schleppplatte tief in den Boden eingeleitet. Dieses Schleppplattendetail ist von oben gesehen fugenlos und verhindert dadurch ein Eintreten von Wasser. Im Inneren sind das Widerlager und die Flügelwände durch eine Raumfuge getrennt.

4 Entwicklung eines Betons mit geringem E-Modul

Im Kapitel 3 wird für den zweiten Teil der Schleppplatte ein „Gummibeton“ mit geringem E-Modul vorgeschlagen. Normalbeton hat einen E-Modul von ca. 30 000 – 35 000 N/mm². Der entwickelte „Gummibeton“ soll einen E-Modul von 10 000 -12 000 N/mm² haben. Die Reduktion des E-Moduls erfolgt durch Ersetzen eines Teils des Zuschlags mit Gummigranulat. Erste Untersuchungen hierzu wurden bereits im Jahr 2004 an der Leopold-Franzens-Universität in Innsbruck gemacht [23] [24].

4.1 Betontechnologische Grundlagen

Beton ist ein Baustoff, der sich aus Wasser, Zement, Gesteinskörnung und gegebenenfalls Zusatzstoffen und Zusatzmitteln zusammensetzt. Bei der Herstellung hat der Frischbeton plastische bis flüssige Eigenschaften, durch die Hydratation des Zementleimes erlangt der Beton seine Festbetoneigenschaften [25]. Im Folgenden werden die einzelnen Bestandteile eines Betons mit Gummigranulatzuschlag erläutert.

4.1.1 Zement

Zement ist ein hydraulisches Bindemittel, welches mit Wasser vermischt sowohl in der Luft als auch unter Wasser erhärtet. Er besteht aus Portlandzementklinker, Gips und gegebenenfalls Zusatzstoffen. Je nach Verhältnis dieser Stoffe und der Art des Zusatzstoffes werden in der EN 197 -1 fünf Hauptgruppen unterschieden:

- CEM I Portlandzement
- CEM II Portlandkompositzement
- CEM III Hochofenzement
- CEM IV Puzzolanzement
- CEM V Kompositzement

In Österreich werden üblicherweise folgende Zuschlagstoffe verwendet:

- „S“ Hüttensand (granulierte Hochofenschlacke)
- „V“ silikatische Flugasche
- „L“ Kalkstein
- „M“ Mixture (aus oben genannten Stoffen)

Die Prüfung der Zementfestigkeit erfolgt gemäß EN 196 mit einem Wasser/Zement – Wert von 0,5. Tabelle 11 zeigt die unterschiedlichen Festigkeitsklassen.

Tabelle 11: Einteilung der Zementsorten laut EN 197-1

Festigkeitsklasse	Druckfestigkeit [N/mm ²]			
	Frühfestigkeit	nach ... Tagen	Normfestigkeit	nach ... Tagen
32,5 - N	≥ 16	7	32,5 - 52,5	28
32,5 - R	≥ 10	2	32,5 - 52,5	28
42,5 - N	≥ 10	2	42,5 - 62,5	28
42,5 - R	≥ 20	2	42,5 - 62,5	28
52,5 - N	≥ 20	2	≥ 52,5	28
52,5 - R	≥ 30	2	≥ 52,5	28

4.1.2 Wasser

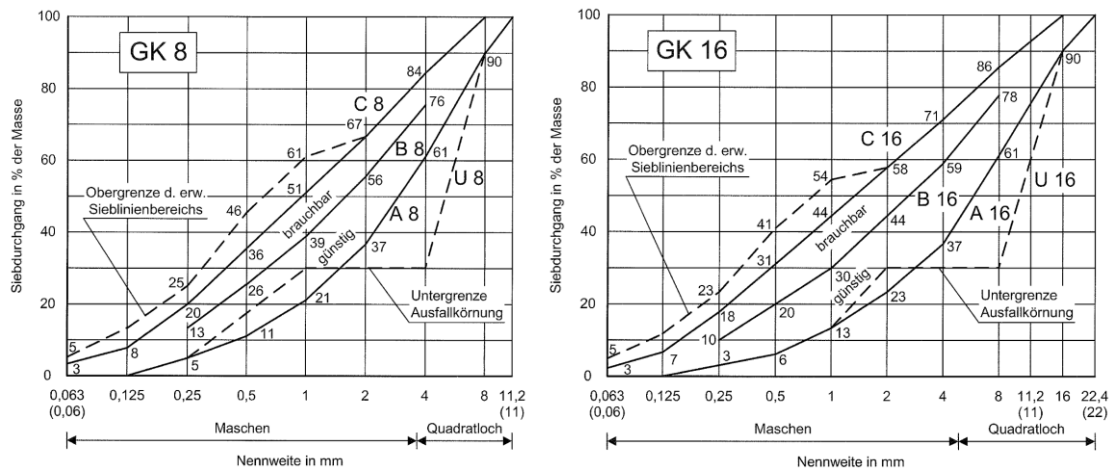
Das Anmachwasser summiert sich aus dem Zugabewasser, dem Wassergehalt der Zusatzstoffe und Zusatzmittel und der Oberflächenfeuchtigkeit der Betonzuschläge. Als Zugabewasser eignen sich die meisten in der Natur vorkommenden Wässer, vorausgesetzt sie besitzen keine Verunreinigungen, welche das Erhärten oder andere Eigenschaften des Betons negativ beeinflussen bzw. den Korrosionsschutz der Bewehrung beeinträchtigen. Im Zweifelsfall ist die Eignung des Wassers zu prüfen [26].

4.1.3 Gesteinskörnung

Als Gesteinskörnung werden natürliche oder aus Betonabbruch gewonnene mineralische Stoffe bezeichnet, welche dem Beton beim Mischen zugegeben werden. Die Gesteinskörnung wird nach deren Kornrohichte unterschieden.

- Leichtgesteinskörnung $\rho \leq 2000 \text{ kg/m}^3$
- Normalgesteinskörnung $2000 \text{ kg/m}^3 < \rho < 3000 \text{ kg/m}^3$
- Schwergesteinskörnung $\rho \geq 3000 \text{ kg/m}^3$

Um den Hohlraumgehalt im Beton möglichst gering zu halten, ist eine möglichst gute Abstufung der einzelnen Korngrößen erforderlich. In der ÖNORM B 4710-1 sind Grenzsieblinien für verschiedene Korngrößen definiert, siehe Abb. 26.



Grenzsieblinie Größtkorn 8 mm

Grenzsieblinie Größtkorn 16 mm

Abbildung 26: Grenzsieblinien laut [27]

4.1.4 Zusatzstoffe

Zusatzstoffe werden beim Mischvorgang in mehlfeyner Form und größerer Menge zugefügt. Es werden zwei Arten unterschieden [28]:

- Typ I: Inerte Zusatzstoffe, die keinen Festigkeitsbeitrag durch chemische Reaktion mit dem Zement liefern, z.B.: Gesteismehl, Pigmente.
- Typ II: Entwickelt Hydratphasen bei der Hydratation des Zements und erhöht somit die Festigkeit des Betons, z.B.: Flugasche, Silikastaub, Hüttensand.

Für die Herstellung des Gummibetons werden keine Zusatzstoffe verwendet.

4.1.5 Zusatzmittel

Zusatzmittel werden in flüssiger Form und kleinen Mengen beim Mischvorgang zugefügt. Sie werden dazu verwendet bestimmte Betoneigenschaften, durch ihre physikalische oder chemische Wirksamkeit, günstig zu beeinflussen, z.B.: Fließmittel, Luftporenbildner, Verzögerer [29].

Bei der Herstellung des Gummibetons wird zum Erreichen der gewünschten Konsistenz Fließmittel verwendet.

4.1.6 Gummigranulat

Verwendet wurde Gummigranulat der Fa. FS-ZM GmbH. Es wird aus alten PKW- bzw. LKW-Reifen, welche gemahlen werden hergestellt. Hauptbestandteil ist Styrol-Butadien (SBR). Die Rohdichte des Materials beträgt $1,12 \text{ kg/dm}^3$. Im Anhang F ist das Produktdatenblatt samt Herstellerdaten angefügt. Abb. 27 zeigt das verwendete Gummigranulat.



Gummigranulat 4-8 mm



Gummigranulat 8-16 mm

Abbildung 27: Gummigranulat

4.2 Kennwerte des Betons

Nachfolgend wird auf die Druckfestigkeit und den E-Modul eines Betons eingegangen.

4.2.1 Druckfestigkeit

Laut ÖNORM B 4710-1 wird der Beton nach seiner Druckfestigkeit nach 28 Tagen klassifiziert.

Einflüsse

Die wichtigsten Einflussgrößen auf die Druckfestigkeit sind nach [28] [30]:

- W/B – Wert

Bei einem W/B – Wert von 0,4 ist genügend Wasser vorhanden, damit der Zement vollständig hydratisieren kann. Ist der Wert höher so verbleibt Restwasser im Betonkörper, wodurch sich Kapillarporen ausbilden. Ist der W/B- Wert unter 0,4 trocknet der Beton aus, das heißt es verbleiben nicht hydratisierte Zementkörner im Beton. Diese sind jedoch so dicht in die Matrix eingebunden, dass die Festigkeit höher ist als bei vollständig hydratisierten Beton.

- Zementfestigkeit

Der Zement wird in verschiedene Festigkeitsklassen eingeteilt (Vgl. Punkt 4.1.1). In der Regel hat die Gesteinskörnung eine Festigkeit von 100 – 400 N/mm², daher bestimmt die viel geringere Zementfestigkeit die Druckfestigkeit des Betons.

Die Packungsdichte hat ebenfalls Einfluss auf die Druckfestigkeit des Betons, so dass durch die Zugabe von mehlfinen Betonzusatzstoffen die Packungsdichte und somit die Druckfestigkeit erhöht werden kann.

Prüfung

Für die Klassifizierung des Betons nach ÖNORM EN 12390-3:2002 werden die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit (Probendurchmesser 150 mm, Probenhöhe 300 mm) bzw. die charakteristische Würfeldruckfestigkeit (Kantenlänge 150 mm) bestimmt [27]. Die Probekörper werden nach 24 h ausgeschalt, sechs Tage Wasser und anschließend 21 Tage Luft gelagert. Die Aufbringung der Last erfolgt mit einer Geschwindigkeit von $0,6 \pm 0,4$ N/mm².

4.2.2 Elastizitätsmodul

Der Elastizitätsmodul ist definiert als Quotient der Spannungsdifferenz über der Dehnungsdifferenz.

$$E_s = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon}$$

mit:

E_s ...statischer Elastizitätsmodul

$\Delta\varepsilon$...Dehnungsdifferenz zw. Vorlast und Oberlast

$\Delta\sigma$...Spannungsdifferenz zw. Vorlast und Oberlast

Einflüsse

Der Elastizitätsmodul wird im Wesentlichen von zwei Größen beeinflusst [28]:

- Betondruckfestigkeit

Ein Beton höherer Festigkeit hat auch einen höheren E-Modul.

- Gesteinskörnung

In der Regel hat die Gesteinskörnung eine höhere Steifigkeit als der Zementstein und zieht daher Kräfte an. Daraus folgt, dass die Gesteinskörnung wesentlichen Einfluss auf den E-Modul hat.

Prüfung

Die Prüfung des Elastizitätsmoduls erfolgt gemäß ÖNORM B 3303. Beim statischen Elastizitätsversuch wird ein Probekörper viermal zwischen einer Vorlast und einer Oberlast belastet, siehe Abb. 28. Die Belastungsgeschwindigkeit beträgt dabei $0,6 \pm 0,4$ N/mm². Der E-Modul entspricht der Steigung des letzten Belastungspfades [31].

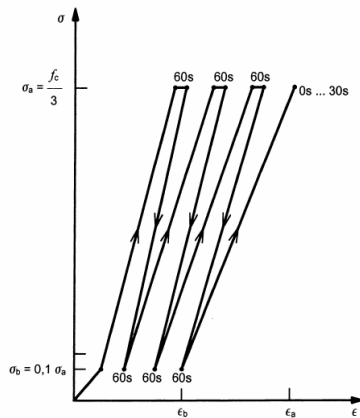


Abbildung 28: Hysterese zur Bestimmung des E-Moduls laut [31]

4.2.3 Zeitliche Entwicklung der Festigkeiten

In Abb. 29 ist die zeitliche Entwicklung der Kennwerte eines Normalbetons nach [32] dargestellt.

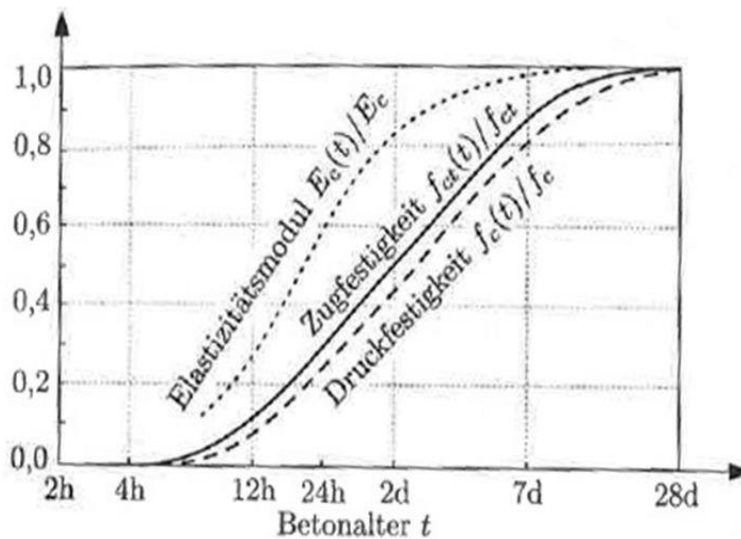


Abbildung 29: zeitliche Entwicklung der Kennwerte von Normalbeton [32]

Der E-Modul entwickelt sich schneller als die Zug- bzw. Druckfestigkeit. Nach 7 Tagen erreicht der E-Modul bereits etwa 95 % seines Wertes nach 28 Tagen. Bei der Zug- bzw. Druckfestigkeit sind zu diesem Zeitpunkt erst etwa 80 % der 28 Tage Festigkeit erreicht.

Laut fib Model Code 2010 [33] wird die Festigkeitszunahme des Betons gemäß folgender Formel bestimmt.

$$f_c(t) = \beta_{cc}(t) * f_{c,28} = e^s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0,5} \right] * f_{c,28}$$

Dabei ist s ein Erhärtingsbeiwert, welcher von der Zementart abhängt (siehe Tabelle 12) und t ist das Betonalter, gegebenenfalls in Abhängigkeit von der Temperatur zu modifizieren.

Tabelle 12: Erhärtingsbeiwert s in Abhängigkeit von der Zementart

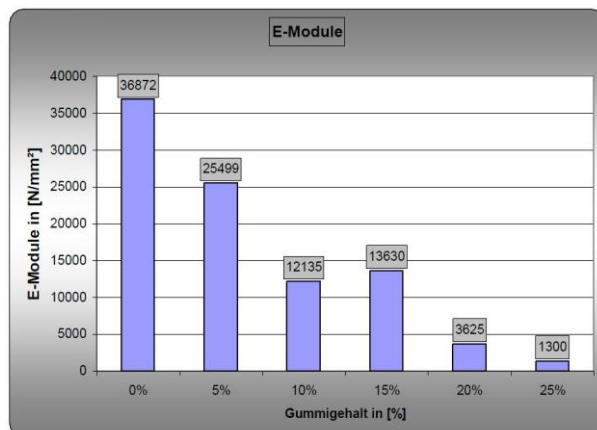
Zementart	Langsam erhär- tend (SL)	Normal und schnell erhärkend (N,R)	Schnell erhärkend, hochfest (RS)
Zementfestigkeit	32,5 N	32,5 R, 42,5 N	42,5 R, 52,5 N/ R
Erhärtingsbeiwert s	0,38	0,25	0,2

4.3 Versuche Leopold-Franzens-Universität Innsbruck

Im Herbst 2004 wurden am Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Betonbau der Leopold-Franzens-Universität Innsbruck zwei Diplomarbeiten zum Thema Gummigranulat-Beton verfasst. Es wurden die Eigenschaften von Normalbeton durch Zugabe von Gummigranulat-Ersatz als Zuschlagvolumen untersucht. Steger [23] variierte dabei den Gummigranulatgehalt von 5 – 25 Volumsprozent, Pallua [24] von 30 – 50 Volumsprozent.

4.3.1 Ersatz des Zuschlags durch Gummigranulat im Bereich von 5-25 Volumsprozent

Nachfolgend sind die Druckfestigkeit, der E-Modul und die Zugfestigkeiten der Mischungen mit Gummigranulatgehalt von 5 – 25 Volumsprozent dargestellt. Die Mischungen wurden mit einem W/B – Wert von 0,55 betoniert.



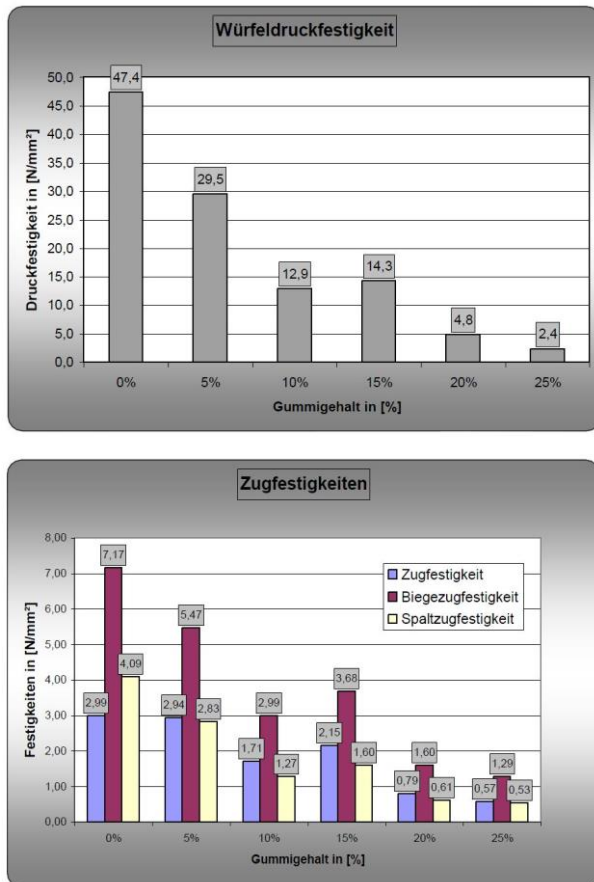
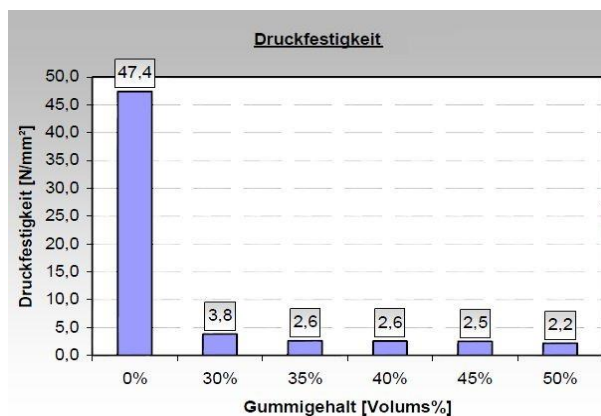


Abbildung 30: Würfeldruckfestigkeit, E-Modul und Zugfestigkeiten nach [23]

4.3.2 Ersatz des Zuschlags durch Gummigranulat im Bereich von 30-50 Volumsprozent

Nachfolgend sind die Druckfestigkeit, der E-Modul und die Zugfestigkeiten der Mischungen mit Gummigranulatgehalt von 30 – 50 Volumsprozent dargestellt. Die Mischungen wurden mit einem W/B – Wert von 0,60 betoniert.



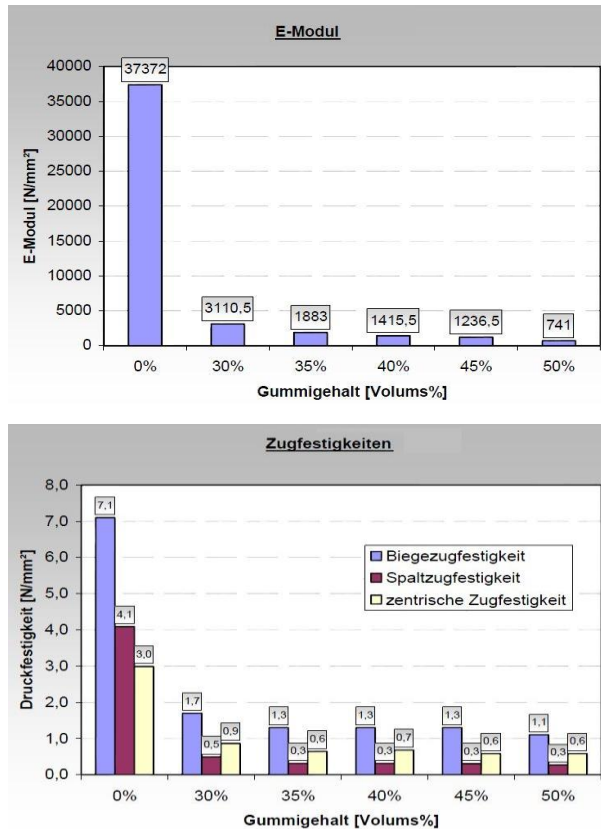


Abbildung 31: Druckfestigkeit, E-Modul und Zugfestigkeiten nach [24]

4.4 Versuche Technische Universität Graz – Labor für konstruktiven Ingenieurbau

Die Anforderung an den Gummibeton aus Kapitel 3 ist ein E-Modul von 10 000 bis 12 000 N/mm² bei einer Druckfestigkeit von ca. C12/15. Bei den Versuchen an der Leopold-Franzens Universität in Innsbruck wurde die Gesteinskörnung unabhängig von der Korngruppe prozentual durch Gummigranulat ersetzt, dadurch wurden diese Werte nicht erreicht. Wie in Kapitel 4.3.1 beschrieben beeinflusst die grobe Gesteinskörnung wesentlich den E-Modul. In Folge dessen wird bei den Versuchen an der TU Graz nur die grobe Gesteinskörnung durch Gummigranulat ersetzt.

4.4.1 Versuchsreihe 1

In der ersten Versuchsreihe wurden Probekörper mit einem W/B-Wert von 0,5 bzw. 0,4 und einem Gummigranulatanteil in der Korngröße 8 -16 mm von

0, 50 und 100 % hergestellt. Tabelle 12 zeigt die Mischungsrezepturen der ersten Versuchsreihe.

Tabelle 13: Mischungsrezepturen Versuchsreihe 1

Bezeichnung	Zement	Wasser		Zuschlag			Gummigr.
	CEM II 32,5 R	W/B	Menge	0-4 mm	4-8 mm	8-16 mm	8-16 mm
	[kg/m ³]	[-]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]
W/B = 0,5 NULL	320	0,50	161,0	820	445	675	0
W/B = 0,5 -50% G	320	0,50	160,0	819	445	337	139
W/B = 0,5 -100% G	320	0,64	205,0	768	417	0	261
W/B = 0,4 NULL	400	0,40	160,0	790	429	651	0
W/B = 0,4 -50% G	400	0,40	160,0	789	428	325	134
W/B = 0,4 -100% G	400	0,40	160,0	785	427	0	268

In Abb. 32 sind die Ergebnisse der Versuchsreihe dargestellt. Die Probekörper wurden nach 18 Tagen getestet. Die Versuchskonfiguration bzw. – durchführung wurde nach ÖNORM B 3303 – Betonprüfung durchgeführt.

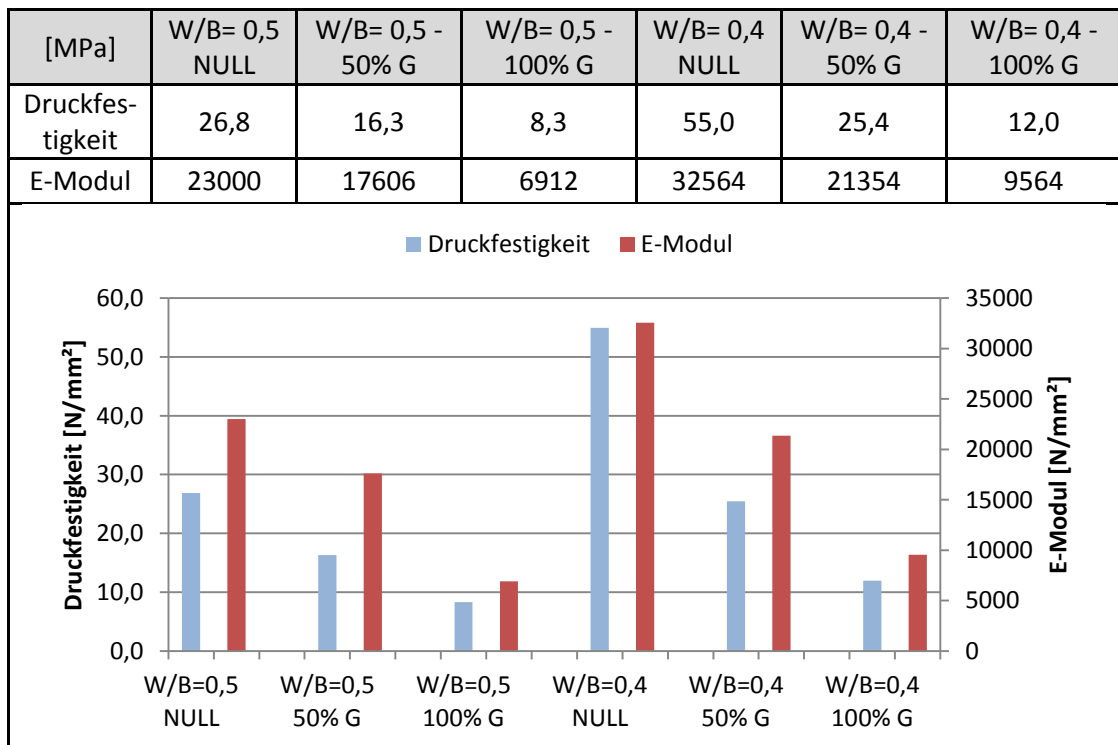


Abbildung 32: Ergebnisse Versuchsreihe 1

Bei beiden Serien zeigt sich ein signifikanter Abfall des E-Moduls und der Druckfestigkeit mit steigendem Gummigranulatanteil. Bei der Serie W/B = 0,5 fällt der E-Modul von 23 000 N/mm² (0% Gummi) auf 6 912 N/mm² (100% Gummi) ab. Die zugehörige Druckfestigkeit reduziert sich dabei von 26,8 MPa auf 8,3 MPa. Die Mischung mit W/B = 0,4 und 100 % Gummigranulat (8-16 mm) hat einen E-Modul von 9 564 N/mm², allerdings ist die dazugehörige Druckfestigkeit mit 12,0 MPa sehr gering. Um die Druckfestigkeiten zu steigern wurde bei der nächsten Versuchsreihe die Zementfestigkeit von 32,5 auf 52,5 N/mm² erhöht.

4.4.2 Versuchsreihe 2

Es wurden Probekörper mit Zement CEM II 52,5 N/mm² und einem W/B-Wert von 0,4 hergestellt. Dabei wurde eine Serie mit 400 kg/m³ Zement und eine mit 600 kg/m³ erzeugt. Die Mischungsrezepturen sind in Tabelle 13 dargestellt.

Tabelle 14: Mischungsrezepturen Versuchsreihe 2

Bezeichnung	Zement	Wasser		Zuschlag			Gummigr.
	CEM II 52,5 R	W/B	Menge	0-4 mm	4-8 mm	8-16 mm	8-16 mm
	[kg/m ³]	[-]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]
W/B = 0,4 - 0% G- 350 kg	350	0,40	140,0	830	529	604	0
W/B = 0,42 - 50% G- 400 kg	400	0,42	168,0	782	499	284	118
W/B = 0,42 - 100% G- 400 kg	400	0,42	168,0	782	498	0	235
W/B = 0,4 - 0% G- 600 kg	600	0,40	240,0	630	402	458	0
W/B = 0,4 - 50% G- 600 kg	600	0,40	240,0	630	402	229	95
W/B = 0,4 - 100% G- 600 kg	600	0,40	240,0	628	400	0	189

In Abb. 33 sind die Ergebnisse der Versuchsreihe dargestellt. Die Probekörper wurden nach 8 Tagen getestet.

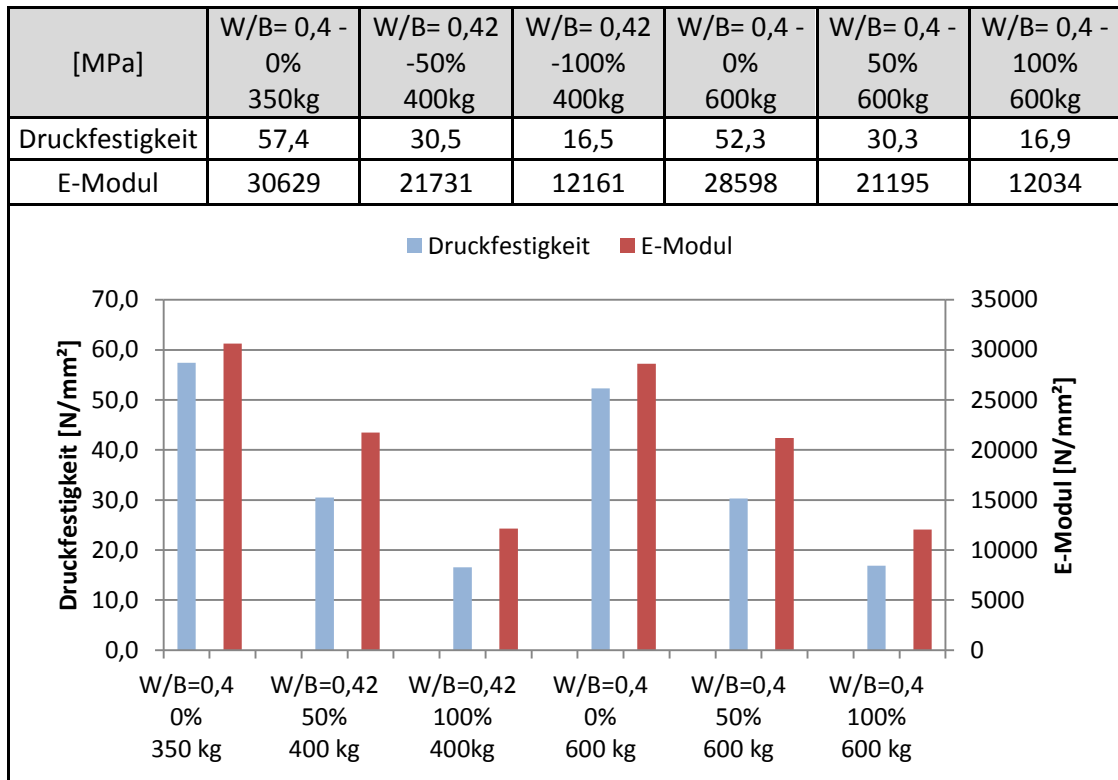


Abbildung 33: Ergebnisse Versuchsreihe 2

Es kann kein großer Unterschied der Festbetoneigenschaften des Betons zwischen den Probekörpern mit 400 kg/m^3 und 600 kg/m^3 festgestellt werden. Die Mischungen mit 600 kg/m^3 weisen jedoch bessere Frischbetoneigenschaften, als jene mit 400 kg/m^3 auf. Mit 400 kg/m^3 ist eine Verarbeitbarkeit nur sehr schwer möglich. Die Mischung mit 100 % Gummigranulat und 600 kg/m^3 Zement hat einen E-Modul von $12\,034 \text{ N/mm}^2$ bei einer Druckfestigkeit von $16,9 \text{ MPa}$. Zur Steigerung der Druckfestigkeit wurde bei den nächsten Mischungen ein W/B-Wert von 0,35 verwendet. Damit der E-Modul dabei nicht zu stark ansteigt, wurde der Gummigranulatgehalt erhöht.

4.4.3 Versuchsreihe 3

In der dritten Versuchsreihe wurde auch in der Korngruppe 4-8 mm der Zuschlag zum Teil durch Gummigranulat ersetzt und der W/B-Wert wurde weiter auf 0,35 gesenkt. In Tabelle 14 sind die Mischungsrezepturen der Versuchsreihe gegeben.

Tabelle 15: Mischungsrezepturen Versuchsreihe 3

Bezeichnung	Zement	Wasser		Zuschlag			Gummigranulat	
	CEM II 52,5 R	W/B	Menge	0-4 mm	4-8 mm	8-16 mm	4-8 mm	8-16 mm
	[kg/m ³]	[-]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]
W/B=0,4 - 0%-100 %	600	0,40	240,0	628	400	0	0	189
W/B=0,4 - 25%-100 %	600	0,40	240,0	628	300	0	42	189
W/B=0,4 - 50%-50 %	600	0,40	240,0	630	201	229	85	95
W/B=0,35 - 0%-100 %	600	0,35	210,0	662	422	0	0	199
W/B=0,35 - 25%-100 %	600	0,35	210,0	662	316	0	45	199
W/B=0,35 - 50%-50 %	600	0,35	210,0	663	211	241	90	100

In Abb. 34 sind die Ergebnisse der Versuchsreihe dargestellt. Die Probekörper wurden nach 7 Tagen getestet.

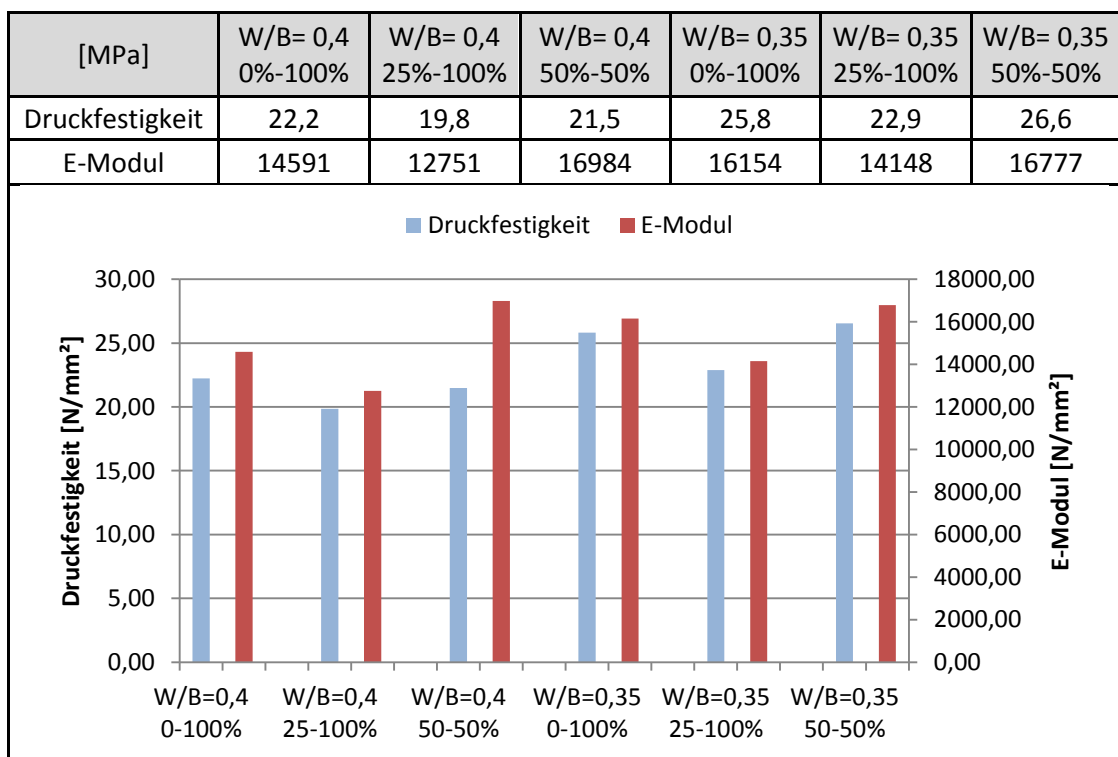


Abbildung 34: Ergebnisse Versuchsreihe 3

Die Serie mit $W/B = 0,35$ hat höhere Druckfestigkeiten und E-Moduli als jene mit $W/B = 0,4$. Eine Ausnahme bildet dabei die Mischung $W/B = 0,4$ mit 50% - 50 % Gummigranulatgehalt, diese hat mit $16\,984\text{ N/mm}^2$ einen sehr hohen E-Modul. Die Druckfestigkeiten sind bei diesen Mischungen zufrieden stellend, allerdings sind die E-Moduli zu hoch.

4.4.4 Versuchsreihe 4

In der vierten Versuchsreihe wurde der Gummigranulatgehalt weiter erhöht, um einen niedrigeren E-Modul zu erhalten. In Tabelle 15 sind die Mischungsrezepturen gegeben.

Tabelle 16: Mischungsrezepturen Versuchsreihe 4

Bezeichnung	Zement	Wasser		Zuschlag			Gummigranulat	
	CEM II 52,5 R	W/B	Menge	0-4 mm	4-8 mm	8-16 mm	4-8 mm	8-16 mm
	[kg/m ³]	[-]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]
W/B=0,35 - 50%-100%	600	0,35	210,0	662	211	0	90	199
W/B=0,35 - 75%-100%	600	0,35	210,0	662	105	0	105	199
W/B=0,35 - 75%-75%	600	0,35	210,0	661	105	120	134	149
W/B=0,35 - 75%-50%	600	0,35	210,0	662	106	241	134	100
W/B=0,30 - 75%-100%	600	0,30	180,0	693	110	0	141	208

Die Probekörper wurden nach 8 Tagen getestet. Die Ergebnisse sind in Abb. 35 dargestellt.

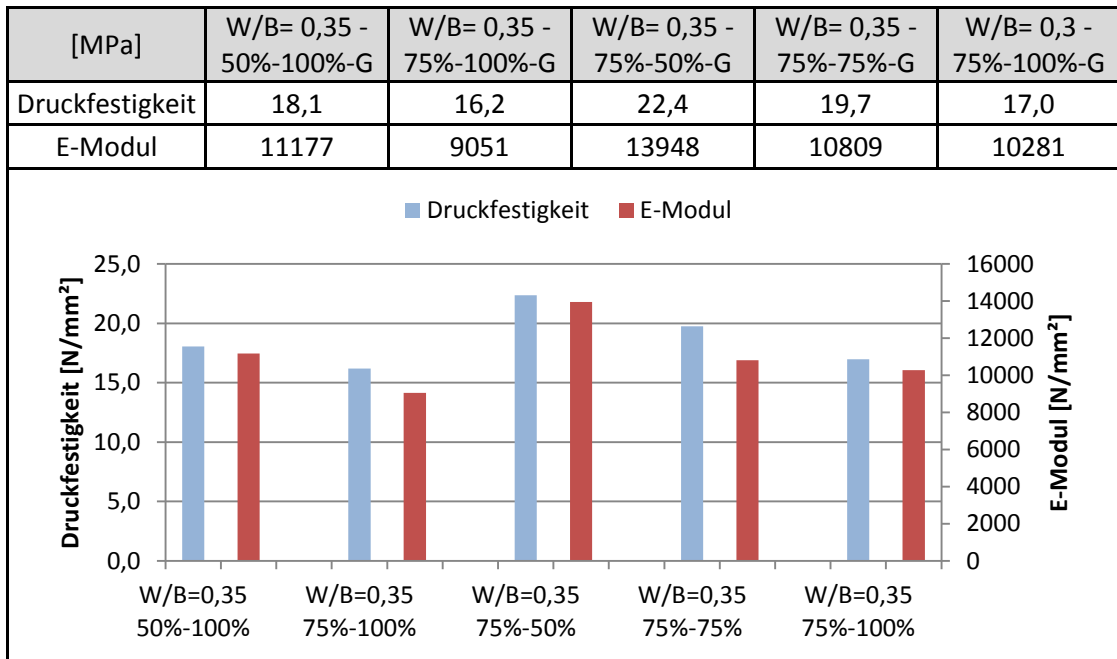


Abbildung 35: Ergebnisse Versuchsreihe 4

Abb. 35 zeigt eine Kopplung der Druckfestigkeit und des E-Moduls vom Gummigranulatgehalt. Die Mischung W/B = 0,35 mit 75%-75% Gummigranulat hat bei einem E-Modul von 10 809 N/mm² eine Druckfestigkeit von 19,7 MPa. Für die Serien W/B = 0,35 mit 100%-50% Gummigranulat und W/B = 0,3 mit 100% - 50% Gummigranulat wurden auch nach 28 Tagen die Druckfestigkeit und der E-Modul getestet.

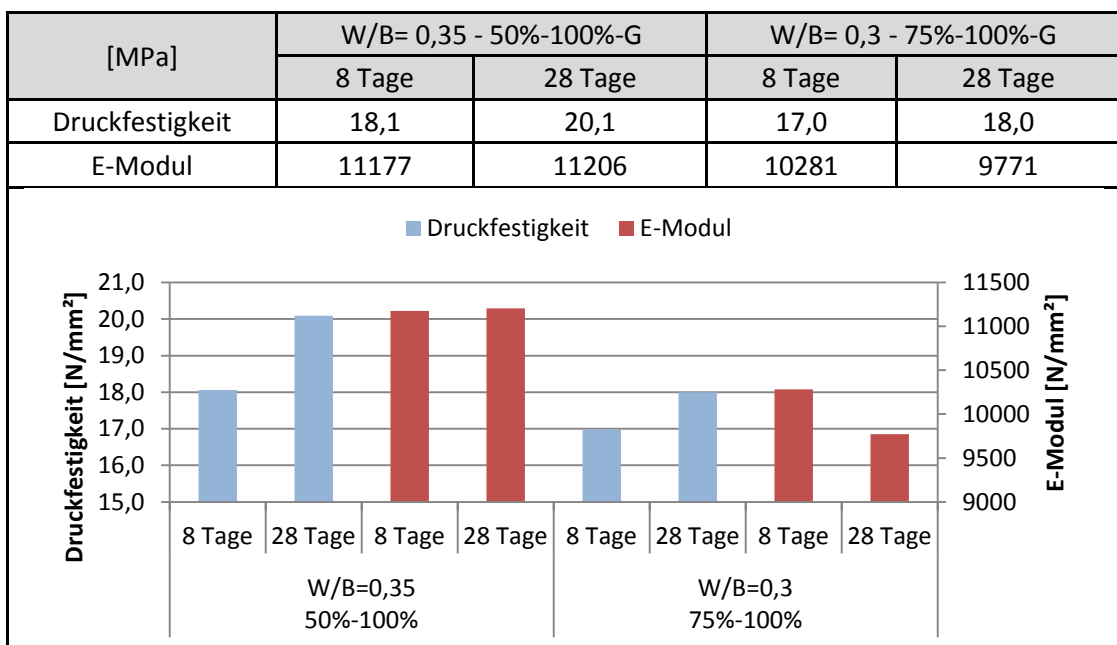


Abbildung 36: Vergleich 8 Tage mit 28 Tagen Festigkeiten Versuchsreihe 4

In Abb. 36 ist der Vergleich der 8 Tage mit den 28 Tage Kennwerten gegeben. Die Druckfestigkeit steigt für beide Mischungen geringfügig an, beim E-Modul ist kein weiterer Anstieg erkennbar.

Als endgültige Rezeptur wird die Mischung mit $W/B = 0,35$ und 75% - 75% Gummigranulatgehalt gewählt. Dabei ist ein E-Modul von 11 000 N/mm² bei einer Druckfestigkeit von über 20 MPa zu erwarten.

4.4.5 Endrezeptur

In Tabelle 16 ist die endgültige Rezeptur dargestellt. Aufgrund der besseren Frischbetoneigenschaften wurde entschieden als Fließmittel Sika Viscocrete 20 Gold zu verwenden.

Tabelle 17: endgültige Mischungsrezeptur

Bezeichnung	Zement	Wasser		Zuschlag			Gummigranulat		Fließmittel/Z
	CEM II 52,5 R	W/B	Menge	0-4 mm	4-8 mm	8-16 mm	4-8 mm	8-16 mm	
	[kg/m ³]	[-]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	
W/B=0,35 75%-75 %	600	0,35	210,0	662	105	120	134	149	1,18

Frischbetoneigenschaften

Bei beiden Mischungen wurde das Ausbreitmaß bestimmt, siehe Tabelle 18. Als Konsistenzklasse ergab sich für beide Mischungen F2. Der Luftporengehalt wurde mit 2,1 Volumsprozent bestimmt und die Dichte der Mischung betrug 2,01 kg/dm³.

Tabelle 18: Ausbreitmaß der endgültigen Mischungsrezeptur

	Ausbreitmaß 1 [cm]	Ausbreitmaß 2 [cm]	Mittelwert [cm]	Konsistenzklasse
Mischung 1	39	40	39,5	F2
Mischung 2	40	41	40,5	F2

Festbetoneigenschaften

Die Druck-, Spaltzugfestigkeit und der E-Modul wurden nach 7 und nach 28 Tagen ermittelt. In Tabelle 19 sind die Testergebnisse nach 7 Tagen dargestellt.

Tabelle 19: Ergebnisse Endrezeptur nach 7 Tagen

Ergebnisse [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit	Würfeldruckfestigkeit	E-Modul
1	1,70	16,46	6976
2	1,47	18,43	10558
3	1,85	18,91	11288

Der niedrige Wert für den E-Modul des ersten Zylinders mit 6 976 N/mm² ist auf eine nicht sauber geschliffene Betonoberfläche zurückzuführen, da es beim Versuch zu kleinen seitlichen Ausbrüchen des Betonkörpers kam. In Tabelle 20 sind die Testergebnisse nach 28 Tagen dargestellt.

Tabelle 20: Ergebnisse Endrezeptur nach 28 Tagen

Ergebnisse [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit	Würfeldruckfestigkeit	E-Modul
1	1,83	22,10	8224
2	1,66	22,65	7752
3	1,49	22,74	7331

Bei den Spaltzugfestigkeiten ist keine Veränderung festzustellen. Die Würfeldruckfestigkeit steigt von durchschnittlich 17,93 MPa auf 22,5 MPa an. Das ist ein Zuwachs von rund 25 %. Damit kann der Beton mit C 12/15 klassifiziert werden. Bei den Versuchsergebnissen des E-Moduls ist ein Abfall der Werte von 7 auf 28 Tage festzustellen. Dies lässt sich auf zwei Hypothesen zurückführen: Durch die Luftlagerung der Probekörper zwischen dem 7. und den 28. Tag kann es beim Verbund zwischen Zement und Gummigranulat zu Mikrorissen kommen, welche die Ursache für den Abfall des E-Moduls erklären könnten. Des Weiteren betrug die Zylinderdruckfestigkeit nur etwa die Hälfte der Würfeldruckfestigkeit. Die Ober- bzw. Vorlast des E-Modulversuchs (Vgl. Punkt 4.2.2) wurde aber mit der Druckfestigkeit der Würfeln festgelegt. Daher wurden die Zylinder schon mit etwa 64 % der Zylinderdruckfestigkeit während des Versuches belastet, dies führte zu einer Schädigung der Probekörper.

Aufgrund der Versuchsergebnisse beim E-Modul wurden weitere Probekörper angefertigt. Um den Einfluss der Lagerung zu qualifizieren, werden diese Probekörper 28 Tage unter Wasser gelagert. Die Versuchsergebnisse wer-

den erst nach Fertigstellung dieser Arbeit bekannt sein und sind deshalb hier nicht mehr enthalten.

4.4.6 Besonderheiten des Gummibetons

Bei den Versuchen zeigten sich einige Besonderheiten beim Gummibeton, welche beim Normalbeton nicht auftreten oder nicht so stark ausgeprägt sind.

Großer Unterschied zwischen Würfel- und Zylinderdruckfestigkeit

Durch die größere Behinderung der Querdehnung beim Druckversuch mit Würfeln im Vergleich zu Zylindern ergeben sich bei Gummibeton deutlich geringere Festigkeitswerte bei Zylindern als bei Würfeln. Bei Normalbeton beträgt die Zylinderdruckfestigkeit ca. 90 % der Würfeldruckfestigkeit. Beim Gummibeton betrug die Zylinderdruckfestigkeit rund 70 % der Würfeldruckfestigkeit und wies wesentlich stärkere Streuungen auf. Bei den Versuchen der Endrezeptur nach 28 Tagen betrug die Zylinderdruckfestigkeit zum Teil nur 46 % der durchschnittlichen Würfeldruckfestigkeit.

Bruchbild

In Abb. 38 sind die Bruchbilder an Würfeln von Normalbeton und Gummibeton dargestellt. Beim Gummibeton hält das Gummigranulat den Körper zusammen, sodass der Probekörper nicht mehr zerbricht, sondern nur mehr große Risse bekommt. Bei den Zylindern entstehen beim Gummibeton ebenfalls nur große Risse und es kommt zu keinem Trennbruch infolge Schubversagens wie bei Normalbeton.



Bruchbild Normalbeton



Bruchbild Gummibeton

Abbildung 37: Bruchbild von Normalbeton und Gummibeton

Verarbeitbarkeit

Durch die Zugabe von Gummigranulat verschlechtert sich die Verarbeitbarkeit des Betons, daher wurde im Laufe der Entwicklungsarbeiten der Zementgehalt auf 600 kg/m^3 erhöht. Gummibeton hat die Eigenschaft sich nach kurzer Lagerungszeit im Mischer zu verdichten und lockert sich erst wieder durch neuerliches Durchmischen auf. Um den möglichen Einbau auf der Baustelle zu testen wurde mit der Endrezeptur eine Platte von $40 \times 60 \times 15 \text{ cm}^3$ betoniert und mit einem Oberflächenrüttler verdichtet. Mit diesem ließ sich der Gummibeton gut verdichten und mit einer Maurerkelle konnte die Oberfläche nivelliert werden. In Abb. 39 ist die ausgeschalte Platte dargestellt.



Abbildung 38: Ausgeschalte Gummibetonplatte

5 Anwendung des Schleppplattendetails anhand eines Beispiels

Mit der Berechnung des neu entwickelten Schleppplattendetails am Beispiel der Kainachbrücke in Kehlsberg soll die Funktionstauglichkeit der Konstruktion nachgewiesen werden.

5.1 Allgemeines

Die Kainachbrücke ist Bestandteil der Landesstraße 601, welche die Ortschaften Wildon und Deutschlandsberg im Bezirk Leibnitz, Steiermark verbindet. Die Kainachbrücke wurde im Jahre 1974 gebaut und als konventionelle Brücke mit Lagern und Dehnfugen ausgeführt. Anhand dieser Brücke soll beispielhaft gezeigt werden, wie das neue Schleppplattendetail bei Umwandlung zu einer integralen Brücke angewandt werden könnte.

5.1.1 Geometrie

Die Brücke besteht aus 3 Feldern mit Stützweiten von 14,4 m, 20 m und 14,4 m, siehe Abb. 40. Sie ist im Grundriss schief, wobei der Winkel zwischen Brückenlängsachse und Widerlagerachse $69,3^\circ$ beträgt. Die Breite der Fahrbahn beträgt 8,5 m und die gesamte Breite des Querschnitts 11 m. Die Widerlagermauer ist 0,8 m dick und die Breite der Flügelmauern beträgt 0,9 m. Der Achsabstand der Flügelmauern beträgt 9,8 m. Die Länge der Flügelmauern variiert zwischen 3,09 und 3,19 m.

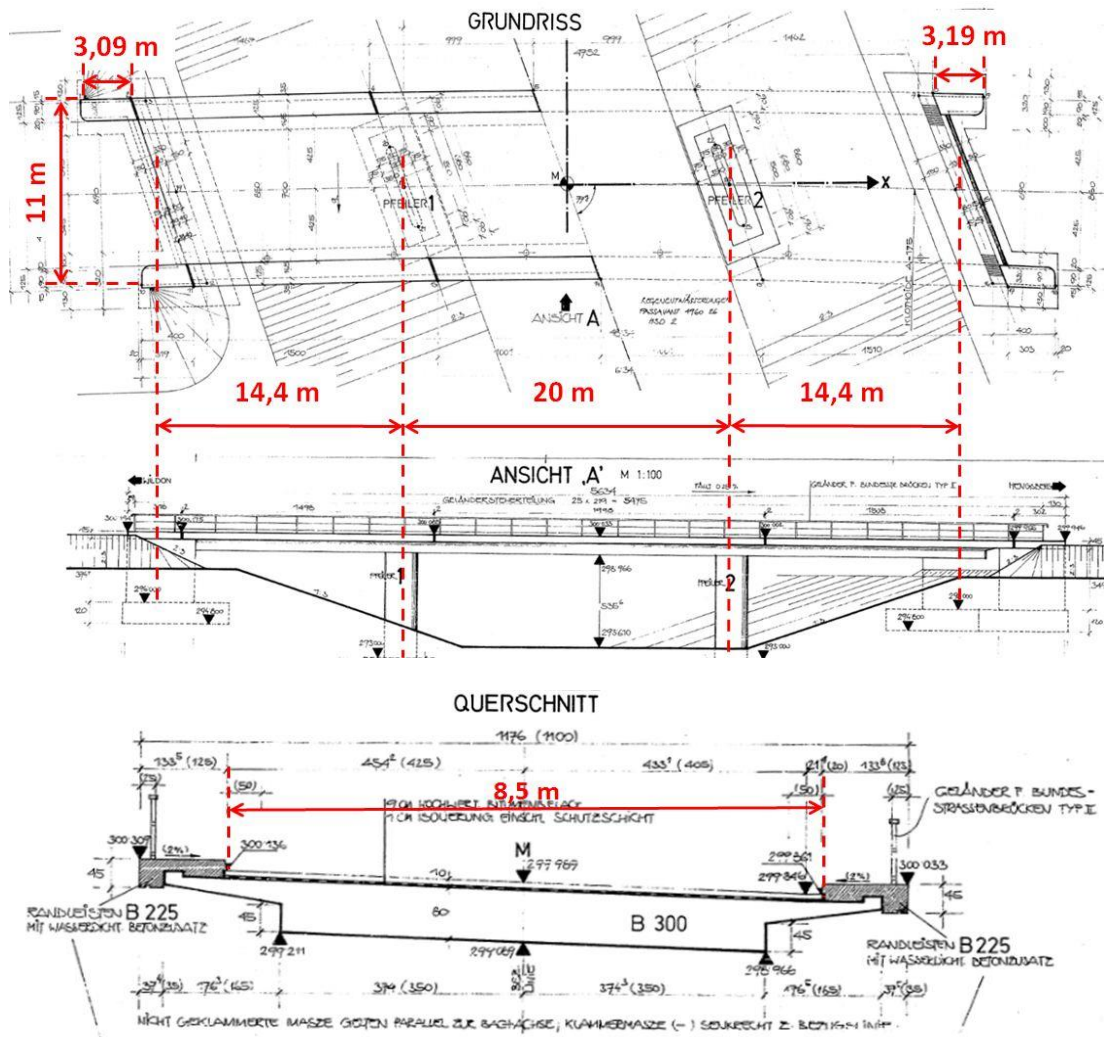


Abbildung 39: Kainachbrücke Kehlberg: Grundriss, Längsschnitt und Regelquerschnitt

5.1.2 Materialien

In Tabelle 20 sind die verwendeten Betonsorten der einzelnen Bauteile angegeben.

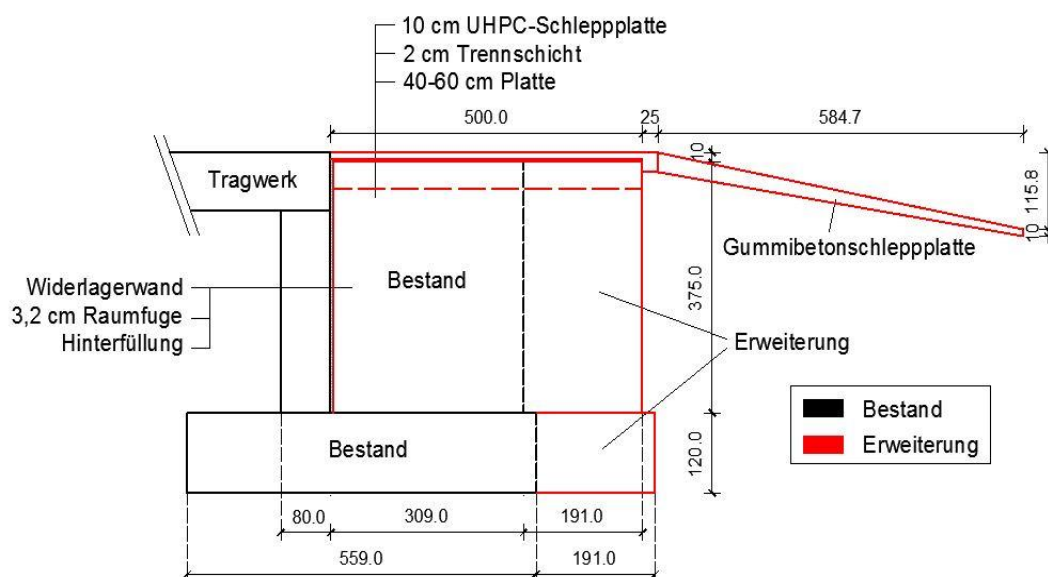
Tabelle 21: Betonsorten der Bauteile der Kainachbrücke

Bauteil	Betonsorte nach alter Norm	Betonsorte nach ÖN B 4710-1
Fundamente	B 160	C 12/15
WL- und Flügelwände	B 225	C 16/20
Tragwerk	B 300	C 25/30

5.2 Veränderungen durch neues Schleppplattendetail

5.2.1 Geometrie

Das neue Schleppplattendetail sieht die Trennung von Widerlagermauer und Flügelmauern durch eine Raumfuge vor. Die beiden Flügelmauern mitsamt Fundament werden auf 5 m verlängert, somit beträgt die durchschnittliche Dehnung der UHPC-Schleppplatte im Winter 1,44 ‰ (Vgl. Punkt 5.3.2). Mittels einer gevouteten Platte werden die Flügelmauern verbunden, wodurch ein Rahmen in Brückenquerrichtung entsteht. Die Stahlfaserbewehrte UHPC Schleppplatte liegt auf dem Rahmen auf, ist jedoch durch eine Zwischenschicht vom diesem getrennt. Die Schleppplatte ist mit dem Tragwerk bzw. der Widerlagermauer monolithisch verbunden. Somit werden die Verformungen des Tragwerks auf die Schleppplatte übertragen, jedoch nicht auf den Querrahmen. Die UHPC-Schleppplatte begrenzt die Rissbreiten in der Gussasphaltschicht im Winter und die entstehende Zwangskraft kann über den Rahmen in den Boden abgeleitet werden. Am hinteren Ende der UHPC-Schleppplatte schließt eine geeignete Gummibetonschleppplatte an, diese leitet im Sommer die Verformungen des Tragwerks tief in den Boden ab. Der Querrahmen muss die Lasten aus dem Lastmodell 1 des EC 1991-2 aufnehmen. In Abb. 41 ist die Ausführung des neuen Schleppplattendetails für die Kainachbrücke dargestellt.



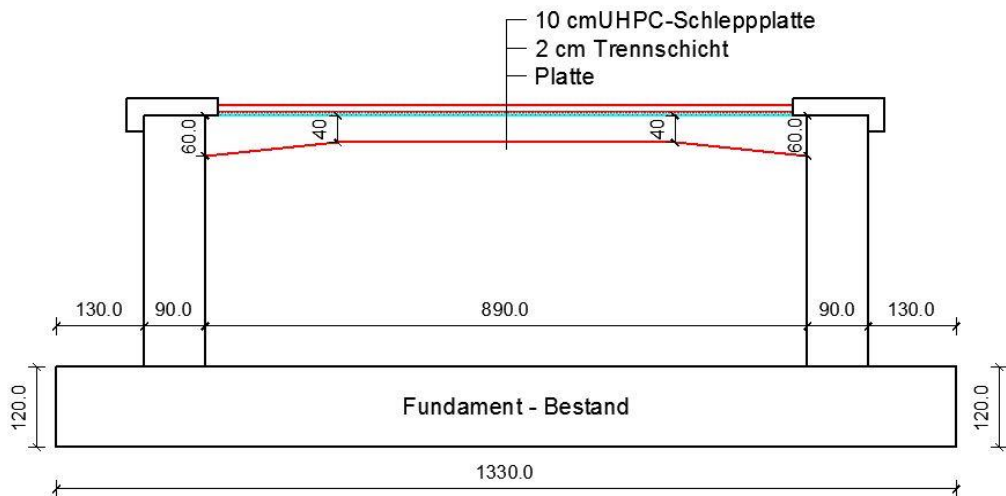


Abbildung 40: Neues Schleppplattendetail am Beispiel der Kainachbrücke

5.2.2 Materialien

Rahmen

Für den Rahmen werden die Betonsorten nach Tabelle 22 verwendet:

Tabelle 22: Betonsorten für Rahmen

Bauteil	Betonsorte
Flügelwand	C 16/20
Platte	C 25/30

Faserbewehrte UHPC-Schleppplatte

Für den ersten Teil der Schleppplatte wird ein faserbewehrter UHPC mit einer Zugarbeitslinie nach Abb. 42 verwendet. Diese zeigt die umgerechneten zentrischen Zugfestigkeiten aus einem 4-Punkt Biegeversuch eines faserbewehrten UHPC, welche am Labor für konstruktiven Ingenieurbau durchgeführt wurden. Die Fasermenge beträgt 2 Volumsprozent, die Fasern haben eine Länge von 12,9 mm und einem Durchmesser von 0,16 mm. Die 95 % Fraktile der Zugfestigkeit beträgt 7,3 N/mm². Bei einer Dehnung von 25 ‰ beträgt die 5 % Fraktile der Restzugspannung 4,37 N/mm². Für das Rechenmodell wird die maximale Zugfestigkeit mit dem 95 % Fraktilwert und die Restzugfestigkeit mit der 5 % Fraktile als Plateauwert angenommen, siehe Abb. 42.

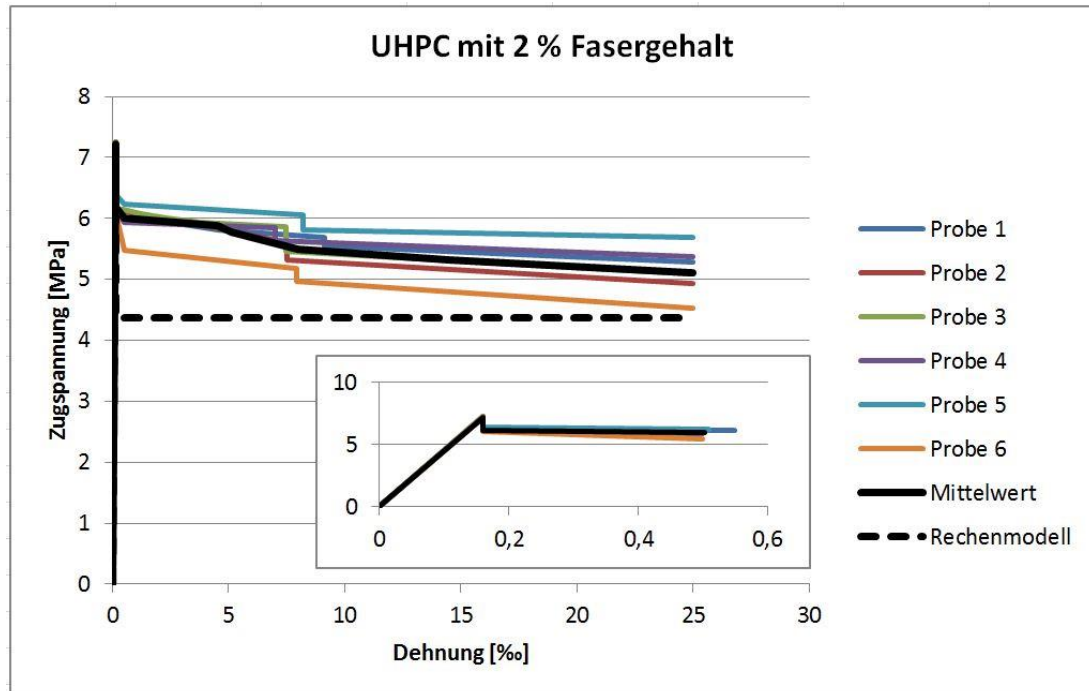


Abbildung 41: Zugarbeitslinie UHPC mit Stahlfasern

Gummibetonschleppplatte

Für den zweiten Teil der Schleppplatte wird der in Kapitel 4 entwickelte Gummibeton verwendet. Der Beton hat die Festigkeitsklasse C12/15 bei einem E-Modul von rd. 11 000 N/mm².

5.3 Lastannahmen

5.3.1 Ständige Einwirkungen

Eigengewicht

Das Eigengewicht wird im FE-Programm berücksichtigt mit einer Wichte des Betons von $\gamma_C = 25 \text{ kN/m}^3$.

Ausbaulast

Als Ausbaulast wird der 10 cm dicke Gussasphalt als verschmierte Flächenlast mit $2,3 \text{ kN/m}^2 + 0,5 \text{ kN/m}^2$ (Reserve) berücksichtigt.

Erddruck

Auf die Flügelmauern wirkt der Erddruck aus Hinterfüllung als dreiecksförmige Last. Es wurden folgende Bodenkennwerte angenommen: $\gamma_E = 20 \text{ kN/m}^3$,

$\varphi = 32,5^\circ$. Damit errechnet sich der Erdruehdruck mit $K_0 = 1 - \sin(\varphi) = 0,463$ und der Erddruck am unteren Ende mit $\gamma \cdot h \cdot K_0 = 34,73 \text{ kN/m}^2$.

5.3.2 Veränderliche Einwirkungen

Temperaturlast

Die Temperaturlast wurde gemäß EC 1991-1-5 mit folgenden Annahmen ermittelt:

Standort: Wildon

Seehöhe: 350 m.ü.A.

Die maximale Abkühlung des Tragwerks ergibt sich mit 29°C und die maximale Erwärmung des Tragwerks mit $28,9^\circ\text{C}$.

Bei einer Oberbaulänge von 49,6 m berechnen sich die Verlängerung des Oberbaus im Sommer mit 7,17 mm und die Verkürzung im Winter mit 7,19 mm. Die genauen Berechnungen sind im Anhang E1 angefügt.

Kriechen und Schwinden

Das Tragwerk wurde im Jahre 1974 hergestellt und ist somit bereits 39 Jahre alt. Das Schwindmaß vom 39. bis zum 100. Jahr beträgt $\varepsilon_s = 4,82 \times 10^{-6}$, bei einer Oberbaulänge von 49,6 m ergibt sich eine Verkürzung um 0,2 mm. Die Restkriechzahl beträgt $\varphi(100, 39) = 0,04$. Aufgrund der kleinen Größenordnung des Kriech- und Schwindmaßes vom 39. bis zum 100. Lebensjahr, werden diese bei der Berechnung vernachlässigt. Die genauen Berechnungen sind im Anhang E2 ersichtlich.

Lastmodell 1

Als Verkehrslast wird das Lastmodell 1 des EC 1991-2 berücksichtigt. Bei einer Fahrbahnbreite von 8,5 m ergeben sich 2 Fahrstreifen mit 3 m Breite und ein Randstreifen mit 2,5 m. In Abb. 43 ist die Anordnung der Lasten in Querrichtung des Rahmens dargestellt.

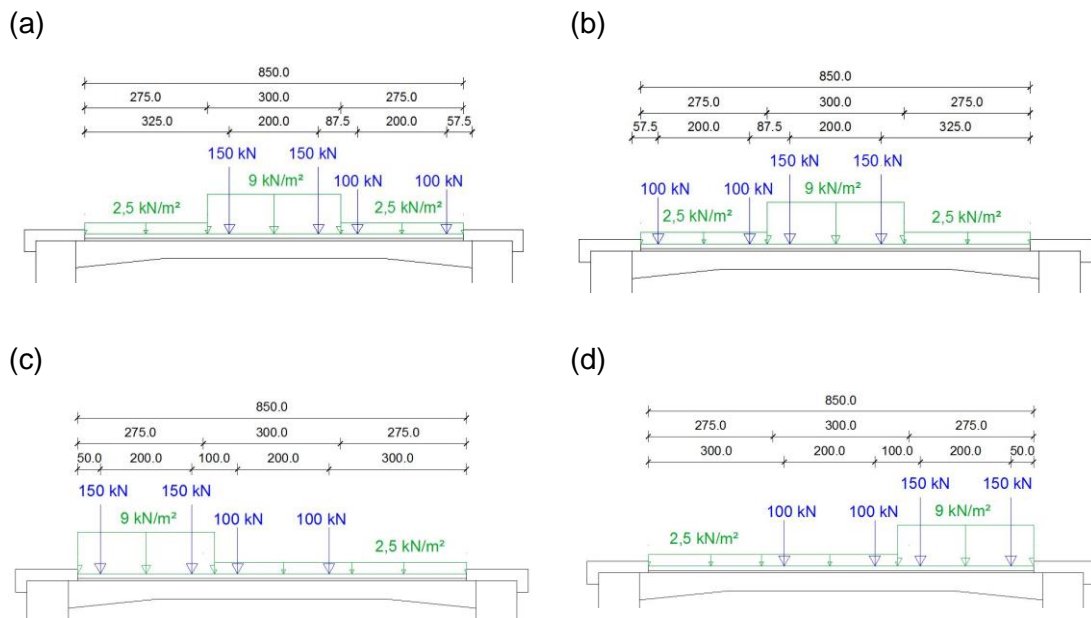


Abbildung 42: Laststellungen des Lastmodells 1

Zwangskraft:

Die maximale Zwangskraft, aus Verkürzung des Tragwerks im Winter, berechnet sich aus der 95 % Fraktile der Zugfestigkeit der Faserbewehrten UHPC-Schlepplatte (7,3 N/mm²) multipliziert mit der Querschnittsfläche. Mit Berücksichtigung der geringen Mitwirkung der Bewehrung ergibt sich eine maximale Zwangskraft von 750 kN/m. Diese wirkt auf der gesamten Fahrbahnbreite (8,5 m) auf den Rahmen, Vgl. Abb. 43.

5.4 Modellierung des Rahmens

Der Rahmen wurde im FEM-Programm Sofistik modelliert, siehe Abb. 44. Beide Flügelmauern wurden unten eingespannt modelliert. Bei der Verbindung zwischen Flügelmauern und Platte wurden die FEM-Elemente gekoppelt um den biegesteifen Anschluss abzubilden.

Bei der Bemessung werden die Begriffe oben und unten verwendet, dabei bezieht sich unten immer auf das Innere des Rahmens und bei oben zeigt die lokale Koordinatenrichtung immer nach außen.

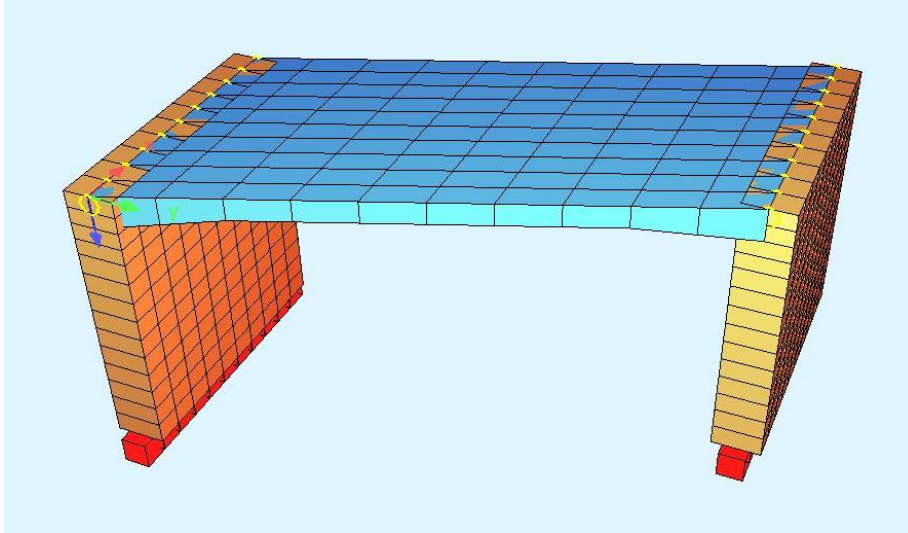


Abbildung 43: Finite Element Modell des Rahmens aus Sofistik

5.5 Bemessung und Ergebnisse

Es wurden die Bemessung des Rahmens, die Einleitung der Zwangskraft in den Auflagerbalken und der Nachweis der Rissbreiten in der Gussasphaltschicht durchgeführt.

5.5.1 Rahmen

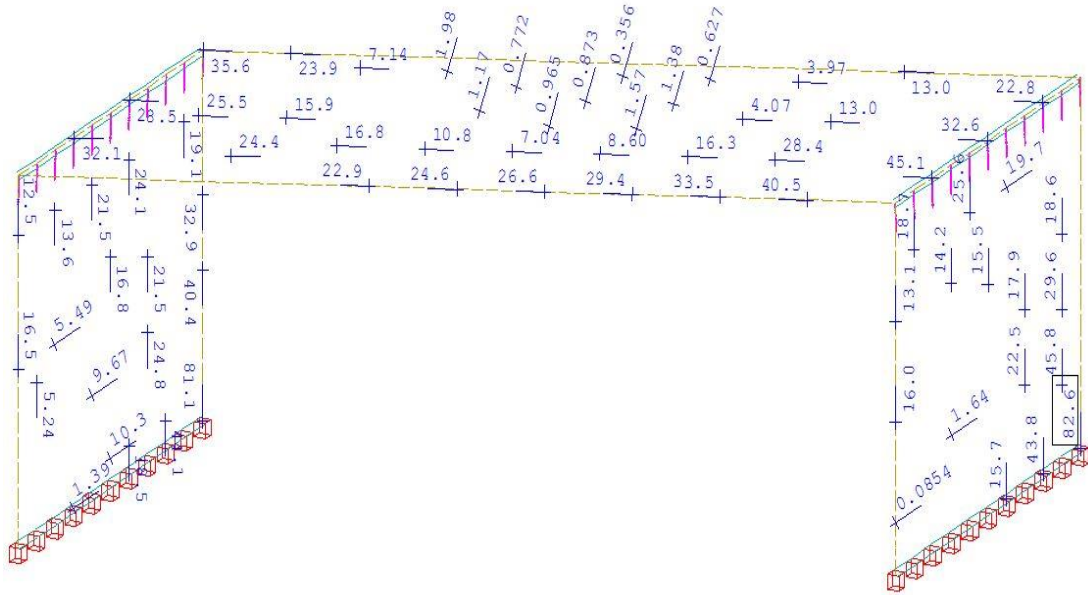
In Sofistik wurden zuerst die Schnittkräfte der Einzellastfälle berechnet. Anschließend wurden die maximalen Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, für die häufige Einwirkungskombination, ermittelt. Es wurden folgende drei Bemessungsfälle durchgeführt:

- Bemessungsfall 1: ULS
- Bemessungsfall 2: Rissbreitennachweis SLS
häufige EWK, $\varnothing = 16 \text{ mm}$, $w_k = 0,3 \text{ mm}$

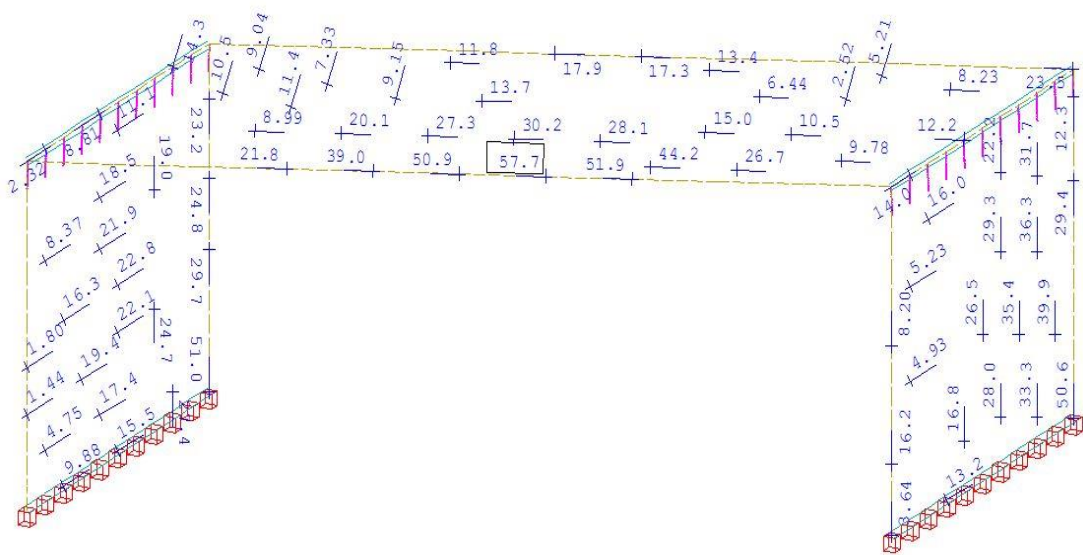
In Abb. 45 sind die aus Bemessungsfall 1 und 2 überlagerten Ergebnisse der maximalen oberen und unteren Bewehrungslagen aus Sofistik dargestellt. Es handelt sich dabei um die Elementmittelwerte im Knoten.

Durch die sehr große Zwangskraft im Winter ergibt sich bei der Bewehrungslage im hinteren Bereich der Flügel eine sehr hohe Bewehrungsmenge von maximal $82,2 \text{ cm}^2/\text{m}$. Somit muss, bei einem Grundnetz von $31,4 \text{ cm}^2/\text{m}$, im

hinteren Eck eine Zulage von $65,8 \text{ cm}^2$ angeordnet werden. Für den bestehenden Teil der Flügelmauern ergeben sich geringere erforderliche Bewehrungsmengen. Die gesamten Ergebnisse sind im Anhang F1 angefügt.



Maximale Bewehrung oben



Maximale Bewehrung unten

Abbildung 44: Maximale obere und untere Bewehrung

5.5.2 Einleitung der Zwangskraft in den Auflagerbalken

Damit der Auflagerbalken die Zwangskraft im Winter in den Rahmen leiten kann, muss zuerst sichergestellt werden, dass diese von der Schleppplatte in den Auflagerbalken eingeleitet werden kann. Dieser Nachweis soll mit Hilfe eines Stabmodells gezeigt werden, welches in Abb. 46 dargestellt ist.

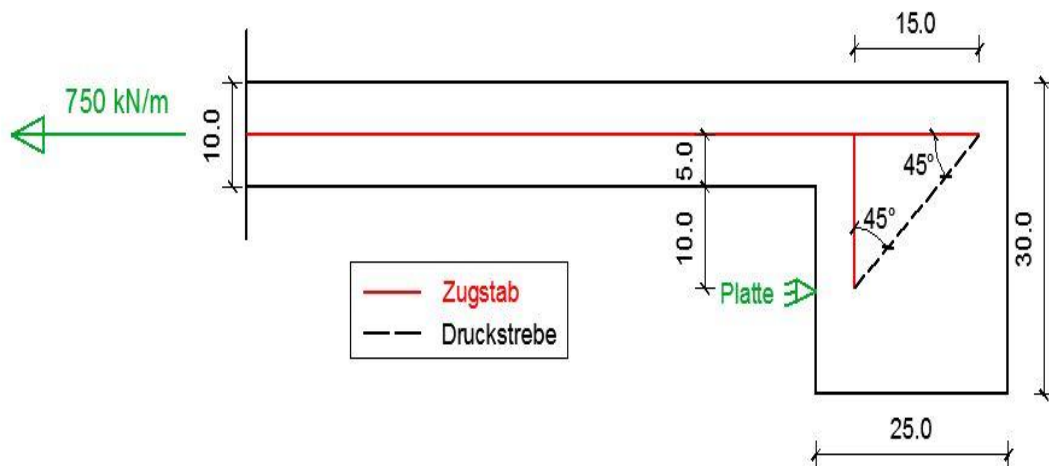


Abbildung 45: Fachwerkmodell für Einleitung der Zwangskraft in den Auflagerbalken

Die einwirkende Zwangskraft von 750 kN/m wird mit dem Teilsicherheitsbeiwert von 1,5 multipliziert, damit ergibt sich eine Bemessungslast von 1125 kN/m. Der Winkel zwischen Zugstab und Druckstrebe ist jeweils 45° , damit berechnet sich auch für den vertikalen Zugstab eine Bemessungslast von 1125 kN/m. Durch die Anordnung von $\varnothing 20$ mm alle 12,5 cm resultiert eine Stahlzugkraft von 1201 kN/m, somit kann die Kraft in den Auflagerbalken übertragen werden.

5.5.3 Ermittlung maximale Rissbreite im Gussasphalt

Im Winter verkürzt sich der Oberbau um 7,19 mm (Vgl. Punkt 5.3.2), diese Verformung müssen die Schleppplatte und der Gussasphalt aufnehmen. Bei einer Länge der Schleppplatte von 5 m ergibt sich eine durchschnittliche Dehnung von $1,44 \cdot 10^{-3}$. Wie in Abb. 47 ersichtlich, übersteigt bei ca. -8°C die aufgezwungene Spannung aus Temperaturlast die Grenzspannung des Gussasphaltes und bei weiterer Abkühlung kommt es zur Rissbildung im Gussasphalt.

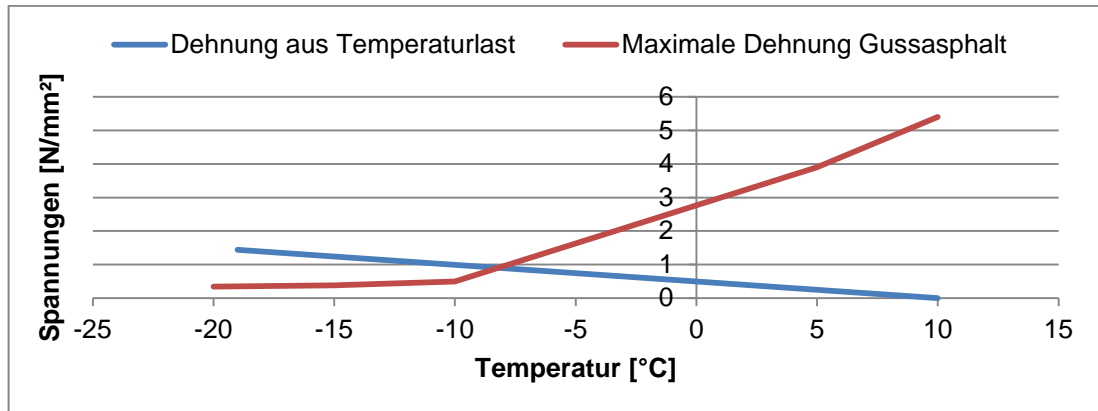


Abbildung 46: Dehnung aus Temperaturlast und Grenzdehnung Gussasphalt

Die minimale Bauwerkstemperatur beträgt nach EC 1991-1-5 -19 °C (Vgl. Punkt 5.3.2), deshalb wird für die Differenztemperatur von -8 °C auf -19 °C der Rissbreitennachweis geführt. Die maximale Rissbreite im Gussasphalt ergibt sich mit $0,11\text{ mm}$, siehe Anhang F2.

5.6 Ausführung der konstruktiven Details

Durch die Trennung von Widerlagerwand und den Flügelmauern entsteht eine Raumfuge, welche gegen den Eintritt von Gesteinen und anderen Bestandteilen der Hinterfüllung geschützt werden muss. Die $3,2\text{ cm}$ breite Fuge wird durch Dilatationsfugenbänder Tricosal DF 32 bzw. Tricosol DF 32 EA geschützt, zusätzlich füllen noch $2,5\text{ cm}$ breite XPS-Platten die Fuge aus. In Abb. 47 ist der Anschluss zwischen Widerlagermauer und Flügelmauer dargestellt.

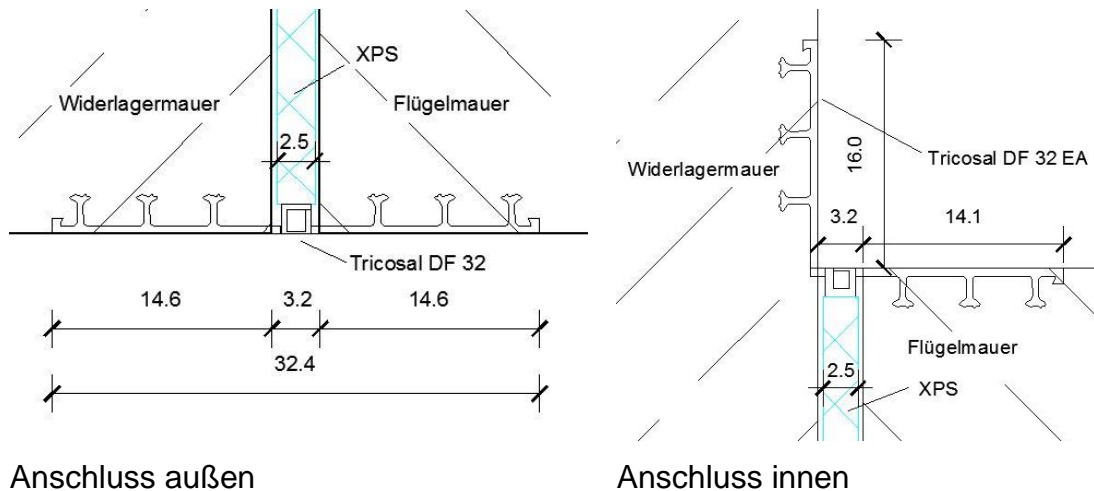


Abbildung 47: Anschluss Widerlagerwand zu Flügelmauer

5.7 Schlussfolgerung

In diesem Kapitel wurden die notwendigen Nachweise erbracht, welche zeigen, dass es möglich ist die neue Schleppplattenkonstruktion am Beispiel der Kainachbrücke auszuführen. Es wurde der Querrahmen bemessen und der Nachweis der Rissbreiten im Gussasphalt geführt, sowie die Einleitung der Zwangskraft in den Auflagerbalken belegt.

Aufgrund fehlender Bewehrungspläne konnten keine Aussagen bezüglich der Bestandsbewehrung von Widerlager- bzw. Flügelwänden getroffen werden. Es muss überprüft werden, ob die vorhandene Bewehrung ausreichend ist, um die neuen Beanspruchungen, z.B.: aus Zwangskraft im Winter, aufnehmen zu können. Hierzu müssen noch genauere Untersuchungen geführt werden.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Bei integralen Brücken kommt es, durch die monolithische Verbindung von Oberbau und Widerlagerwand, zu Längsverformungen der Schleppplatte infolge von Temperaturänderungen bzw. Kriechen und Schwinden des Betons. Daraus resultieren bei vorhandenen Konstruktionen für Schleppplatten häufig große Risse im Asphaltbelag. Als Ursachen können zum einen die hohe Steifigkeit des Asphaltbelags im Winter und zum anderen das begrenzte Vermögen der Rissverteilung der gewöhnlichen Schleppplatten aus Stahlbeton genannt werden.

Durch die Analyse vorhandener Lösungen von Schleppplattendetails konnte festgestellt werden, dass die horizontalen Verformungen des Oberbaus durch Anordnung einer Belagsfuge ausgeglichen werden oder Glasfasergewebe zur Begrenzung der Rissbreiten im Gussasphalt angeordnet werden.

Es wurde erforscht, ob eine innovative Schleppplattenkonstruktion die Rissbreite in der Asphaltenschicht steuern kann. Die Anforderungen an das Detail sind: (a) Aufnahme der vertikalen Belastung; (b) Begrenzung der Rissbreiten in der Asphaltenschicht

Durch die Untersuchung mehrerer möglichen Ausführungsvarianten mittels des FEM-Programms Sofistik konnten folgende Schlüsse gezogen werden:

- Die Ausführung einer Schleppplatte, welche vom Asphalt getrennt ist, kann die Verformungen der Asphaltenschicht nicht steuern und somit auch nicht die Rissbreiten beschränken.
- Durch direkten Verbund von Schleppplatte und der Asphaltenschicht kann die Verformung des Asphaltes gesteuert werden. Es ist eine Ausführung mit Auflagerbalken auszuführen, da ansonsten das Problem der Rissbildung im Asphalt nur vom Anfang der Schleppplatte auf das Ende verlagert wird. Aus der erforderlichen Aufnahme der vertikalen

len Belastung ergibt sich die notwendige Biegebewehrung der Schleppplatte, welche die Zwangskraft stark beeinflusst. Es zeigte sich, dass die Verankerung der hohen resultierenden Zwangskräfte problematisch ist.

- Bei Trennung des Widerlagers von den Flügelwänden und Verbindung der Flügelwände zu einem Querrahmen kann dieser die vertikalen Lasten aufnehmen und die Schleppplatte sehr dünn ausgeführt werden. Dadurch ergibt sich eine geringe Zwangskraft im Winter und der Querrahmen kann diese in den Boden ableiten. Alternativen zu einem Querrahmen sind ebenfalls denkbar.
- Aufgrund der stark unterschiedlichen Steifigkeit der Schleppplatte bei Zug- und Druckbeanspruchung ist eine Trennung der Schleppplatten in einen ersten Teil für den Lastfall Winter und einem zweiten Teil für den Lastfall Sommer sinnvoll. Der erste Teil soll sehr schlank ausgeführt werden, damit die resultierende Zwangskraft sehr klein ist und der zweite Teil wird geneigt ausgeführt und leitet die Verformungen des Oberbaus im Sommer tief in den Boden ab. Der erste Teil wird als faserbewehrter UHPC und der Zweite Teil als Gummibeton ausgeführt.

Die Entwicklung des Gummibetons wurde am Labor für konstruktiven Ingenieurbau durchgeführt und es konnte bei einer Druckfestigkeitsklasse C 12/15 ein E-Modul von rd. 11 000 N/mm² erreicht werden.

Die Funktionstauglichkeit der neuen Schleppplattenkonstruktion konnte anhand der Kainachbrücke gezeigt werden.

Die Recherche der Materialeigenschaften des Gussasphaltes zeigte weiteren Forschungsbedarf auf, da vor allem aufgrund der starken Streuungen geeignete Kennwerte für die Berechnungen gefunden werden müssen.

Bei der Entwicklung des Gummibetons im Labor zeigte sich mit steigendem Gummigranulatgehalt eine schlechtere Verarbeitbarkeit des Betons, hierzu sollten weitere Versuche durchgeführt werden, um die Tauglichkeit des Betons als Transportbeton sicherzustellen.

7 Literaturverzeichnis

- [1] Bundesamt für Straßen ASTRA. ASTRA 12 004 - Konstruktive Einzelheiten von Brücken. *K03 Brückenende*. Bern, Schweiz : s.n., 2011.
- [2] Dreier, D., Burdet, O. und Muttoni, A. Transition Slabs for Integral Abutment Bridges. *Structural Engineering International, Vol. 21 n° 2*. 2011, S. 144-150.
- [3] Hoppe, Edward J. *Guidlines for the Use, Design and Construction for Bridge Approach Slabs*. Charlottesville Virginia, USA : Virginia Transportation Research Council, 1999. VTRC 00-R4.
- [4] ASFINAG. *E-Mail von Herrn Dr. Pilch*. 04.02.2013.
- [5] Romeijn, Arie. Auswirkungen von Temperatur, Schwinden und Kriechen auf Integralbrücken. *Stahlbau 75 - Heft 3*. 2006, S. 231-237.
- [6] Ministry of Transportation Ontario. *Performace of Integral Abutment Bridges*. Toronto, Ontario : The Queen´s Printer for Ontario, 2000.
- [7] Österreichische Forschungsgesellschaft Straße Schiene Verkehr. RVS 15.06.11 Schleppplatten. Wien : FSV, 1999.
- [8] ASFINAG. *Planungshandbuch - Regelpläne Brücke*. Wien : s.n., 2011.
- [9] Wahls, H. E. *NCHRP Synthesis 159: Design and construction of bridge approaches*. Washington D.C. : National Research Council, 1990.
- [10] Abu-Hejleh, N., et al. *Flowfill and MSE bridge approaches: Performace, cost and recommendations for improvements*. Denver, Colorado : Colorado Department of Transportation, 2006.
- [11] Missouri Department of Transportation. [Online] [Zitat vom: 19. 04 2013.]
http://www.modot.org/business/standard_drawings2/documents/apn1_la_i.pdf.

- [12] Alberta Transportation. Bridge Structures Design Criteria v. 7.0 - Appendix D. Alberta, Kanada : s.n., 2012.
- [13] Walraven, Joost. Grundlagen des integralen Bauens in Betonbauweise. [Buchverf.] Peter Maydl, Bernhard Freytag Nguyen Viet Tue. 1. *Grazer Betonkolloquium - Die Vielseitigkeit eines Baustoffes*. Graz : Verlag der Technischen Universität Graz, 2012.
- [14] Pekovics, Michael. BVZ-Ausgaben. [Online] 20. Juli 2011. [Zitat vom: 11. März 2013.] <http://admin.bvz.at/lokales/bvz-ausgaben/oberwart/aktuell/art5638,307216>.
- [15] Hartl, Helmut. *Neuerrichtung und Bewegungen einer 90 m langen Brücke mit steifen Widerlagern ohne Lager und ohne Fahrbahnübergänge bei Oberwart*. Wien : Brückentagung, 2011.
- [16] Gasser, Daniel. *Ersatz von Zuschlägen durch Styroporkugeln und Gummigranulat in Feinkornbeton*. Innsbruck : s.n., 2003.
- [17] Hartl, Helmut. *Neuerrichtung und Bewegungen einer 90 m langen mit steifen Widerlagern ohne Lager und ohne Fahrbahnübergänge bei Oberwart*. Burgenland : Amt der Burgenländischen Landesregierung, 2011.
- [18] Kral, Helmut, et al. Die Seitenhafenbrücke in Wien. *Beton- und Stahlbetonbau 107*. 2012, Heft 3.
- [19] Berger, D., et al. Besonderheiten bei Entwurf und Bemessung Integraler Brücken. *Beton und Stahlbetonbau Heft 4*. 1999, S. 295-303.
- [20] Sedlacek, Gerhard, et al. *Leitfaden zum DIN Fachbericht 103, Stahlbrücken*. Berlin : Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH und Co. KG, 2003. ISBN 3-433-01689-5.
- [21] Institut für Straßenwesen, TU Wien. *E-Mail von Herrn Berndhard Hofko am 14.12.2012*. Wien : s.n., 2012.
- [22] Arand, Wolfgang. Was passiert mit Asphalt im Wärmeschrank? *Bitumen Heft 4*. 1999, S. 148-158.

- [23] Steger, David. *Eigenschaften von Normalbeton bei Zugabe von Gummigranulat-Ersatz des Zuschlagvolumens im Bereich 5-25 Vol.%*. Innsbruck : s.n., 2004.
- [24] Pallua, Matthias. *Eigenschaften von Normalbeton bei Zugabe von Gummigranulat-Ersatz des Zuschlagvolumens im Bereich 30 bis 50 Volumsprozent*. Innsbruck : s.n., 2004.
- [25] Wietek, Bernhard. *Stahlfaserbeton*. Wiesbaden : Vieweg + Teubner | GWV Fachverlage GmbH, 2010. ISBN 978-3-8348-0872-1.
- [26] König, Gert, Nguyen, Viet Tue und Zink, Martin. *Hochleistungsbeton - Bemessung, Herstellung und Anwendung*. Berlin : Ernst & Sohn, 2001. ISBN 3-433-01738-7.
- [27] ON Österreichisches Normungsinstitut. *ÖNORM B 4710-1 Beton - Teil 1: Festlegung, Herstellung, Verwendung und Konformitätsnachweis*. Wien : ON Österreichisches Normungsinstitut, 2007.
- [28] Springenschmid, Rupert. *Betontechnologie für die Praxis*. Berlin : Bauwerk Verlag GmbH, 2007.
- [29] Beton. Beton - ein Service der deutschen Zement- und Betonindustrie. [Online] [Zitat vom: 10. Februar 2013.] <http://www.beton.org/fileadmin/pdfpool/Zementmerkblaetter/B3.pdf>.
- [30] König, Gert, Nguyen, Viet Tue und Schenk, Gunter. *Grundlagen des Stahlbetonbaus*. Leipzig : Vieweg + Teubner, 2007. ISBN 978-3-519-20216-5.
- [31] ON Österreichisches Normungsinstitut. *ÖNorm B 3303 - Betonprüfung*. Wien : ON Österreichisches Normungsinstitut, 2002.
- [32] Grübl, P., Weigler, H. und Karl, S. *Beton: Arten, Herstellung und Eigenschaften*. s.l. : 2. Auflage. Ernst & Sohn, 2001.
- [33] International Federation of Structural Concrete (FIB). *fib Model Code 2010 - First Complete Draft - Volume 1*. Lausanne, Schweiz : s.n., 2010. ISBN: 978-2-88394-095-6.

8 **Abbildungsverzeichnis**

Abbildung 1: Ausführung und häufige Probleme der Übergangskonstruktion bei konventionellen Brücken [2]	2
Abbildung 2: Häufige Schäden der Übergangskonstruktion bei konventionellen Brücken [4].....	3
Abbildung 3: Ausführung und häufige Probleme der Übergangskonstruktion bei integralen Brücken [2]	4
Abbildung 4: Schäden bei der Übergangskonstruktion von integralen Brücken.....	5
Abbildung 5: Schleppplattenausführung für integrale Brücken laut [8].....	8
Abbildung 6: Schleppplattenausführung für integrale Brücken laut [1].....	8
Abbildung 7: Schleppplattendetail laut [11]	9
Abbildung 8: Schleppplattendetail laut [12]	10
Abbildung 9: Schleppplattendetail der Viadukte Autobahn A73-süd Niederlande [13]	11
Abbildung 10: Schleppplatte Brücke Oberwart: Längsschnitt [15]	12
Abbildung 11: Schleppplatte Brücke Oberwart: Grundriss [15].....	12
Abbildung 12: Widerlagerdetail Seitenhafenbrücke Wien [18].....	13
Abbildung 13: Bewegung der Widerlagerwand bei integralen Brücken [19].....	16
Abbildung 14: Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls von Temperatur und Belastungsgeschwindigkeit [21]	21
Abbildung 15: FEM-Modell der Schleppplattenvarianten.....	23
Abbildung 16: Lagerung der Schleppplatte bzw. des Gussasphaltes	24
Abbildung 17: Ergebnisse der Varianten ohne Auflagerbalken.....	26
Abbildung 18: Ergebnisse der Varianten mit Auflagerbalken.....	28

Abbildung 19: Trennung der Schleppplatte in zwei Teile	30
Abbildung 20: Querschnitt der UHPC-Platte mit Rippen.....	31
Abbildung 21: erwünschte Arbeitslinie UHPC	32
Abbildung 22: Annahmen für Berechnung des Erddrucks des Auflagerbalkens	34
Abbildung 23: Herstellen des Gleichgewichts mittels vorgespannten Ankern	34
Abbildung 24: Längs- und Querschnitt der Variante mit Flügelrahmen.....	36
Abbildung 25: Darstellung der Dehnung aus Temperaturlast und der Grenzdehnung in Abhängigkeit von der Temperatur	37
Abbildung 26: Grenzsieblinien laut [27].....	41
Abbildung 27: Gummigranulat.....	42
Abbildung 28: Hysterese zur Bestimmung des E-Moduls laut [31]	45
Abbildung 29: zeitliche Entwicklung der Kennwerte von Normalbeton [32].....	45
Abbildung 30: Würfeldruckfestigkeit, E-Modul und Zugfestigkeiten nach [23].....	47
Abbildung 31: Druckfestigkeit, E-Modul und Zugfestigkeiten nach [24]	48
Abbildung 32: Ergebnisse Versuchsreihe 1.....	49
Abbildung 33: Ergebnisse Versuchsreihe 2.....	51
Abbildung 34: Ergebnisse Versuchsreihe 3.....	52
Abbildung 35: Ergebnisse Versuchsreihe 4.....	54
Abbildung 36: Vergleich 8 Tage mit 28 Tagen Festigkeiten Versuchsreihe 4	54
Abbildung 38: Bruchbild von Normalbeton und Gummibeton	58
Abbildung 39: Ausgeschaltete Gummibetonplatte	58
Abbildung 40: Kainachbrücke Kehlberg: Grundriss, Längsschnitt und Regelquerschnitt	60
Abbildung 41: Neues Schleppplattendetail am Beispiel der Kainachbrücke	62
Abbildung 42: Zugarbeitslinie UHPC mit Stahlfasern	63
Abbildung 43: Laststellungen des Lastmodells 1.....	65
Abbildung 44: Finite Element Modell des Rahmens aus Sofistik	66
Abbildung 45: Maximale obere und untere Bewehrung	67

Abbildung 46: Fachwerkmodell für Einleitung der Zwangskraft in den Auflagerbalken	68
Abbildung 47: Dehnung aus Temperaturlast und Grenzdehnung Gussasphalt	69
Abbildung 48: Anschluss Widerlagerwand zu Flügelmauer	70

9 Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Gegenüberstellung der normativen Ausführung von Schleppplatten für integrale Brücken	10
Tabelle 2: Freie Dehnung für Betonüberbauten in C 35/45 bei üblichen Verhältnissen [19]	18
Tabelle 3: Verschiebewege für Ermittlung der Schnittgrößen.....	18
Tabelle 4: Verschiebewege für den Nachweis der Rissbreiten des Gussasphaltes	19
Tabelle 5: Wahrscheinliche Grenzwerte der Belags-E-Moduli bei unterschiedlichen Temperaturen [20].....	20
Tabelle 6: Mittelwerte der Zugfestigkeiten und Bruchdehnungen von Asphaltbeton 0/11 S bei unterschiedlichen Temperaturen [22]	21
Tabelle 7: Materialkennwerte Lastfall Sommer – Untersuchung der Lage der Schleppplatte	23
Tabelle 8: Materialkennwerte Lastfall Winter – Untersuchung der Lage der Schleppplatte	23
Tabelle 9: Kraft im Auflagerbalken bei obenliegender Schleppplatte.....	30
Tabelle 10: Ergebnisse Untersuchung Querschnitt	32
Tabelle 11: Einteilung der Zementsorten laut EN 197-1	40
Tabelle 12: Erhärtsbeiwert s in Abhängigkeit von der Zementart.....	46
Tabelle 13: Mischungsrezepturen Versuchsreihe 1	49
Tabelle 14: Mischungsrezepturen Versuchsreihe 2.....	50
Tabelle 15: Mischungsrezepturen Versuchsreihe 3.....	52
Tabelle 16: Mischungsrezepturen Versuchsreihe 4.....	53
Tabelle 17: endgültige Mischungsrezeptur.....	55
Tabelle 18: Ausbreitmaß der endgültigen Mischungsrezeptur	55

Tabelle 19: Ergebnisse Endrezeptur nach 7 Tagen	56
Tabelle 20: Ergebnisse Endrezeptur nach 28 Tagen	56
Tabelle 21: Betonsorten der Bauteile der Kainachbrücke.....	60
Tabelle 22: Betonsorten für Rahmen	62

10 Anhang

Ermittlung des E-Moduls für gerissenen und ungerissenen Zustand

Angaben:

Beton:	C30/37
E-Modul	31939 N/mm ²
Beton:	Gummibeton
E-Modul	10000 N/mm ²
Stahl	BSt 550
E-Modul	210000 N/mm ²

E-Modul Zustand I:

$$E = E_c * (1 - \rho) + E_s * \rho$$

a) C30/37

$\rho =$	0,01
E	33720 N/mm ²

$\rho =$	0,025
E	36391 N/mm ²

b) Gummibeton

$\rho =$	0,01
E	12000 N/mm ²

$\rho =$	0,025
E	15000 N/mm ²

E-Modul Zustand II:

f_{ct}	2,9 N/mm ²
b	1 m
h	0,3 m
A	0,3 m ²

Annahme Zugfestigkeit Gummibeton

f_{ct}	2 N/mm ²
----------	---------------------

a) $\rho = 1\%$

C30/37

A_c	0,297 m ²
A_s	0,003 m ²
A_i	0,313725 m ²

Gummibeton

A_c	0,297 m ²
A_s	0,003 m ²
A_i	0,357 m ²

$$F_{cr} = A_i * f_{ct}$$

F_{cr}	0,909803 MN
----------	-------------

F_{cr}	0,714 MN
----------	----------

Stahldehnung im Zustand I:

e_{s1}	8,6E-05 [-]
----------	-------------

e_{s1}	0,000167 [-]
----------	--------------

Stahldehnung Zustand II:

e_{s2}	0,001444 [-]
----------	--------------

e_{s2}	0,001133 [-]
----------	--------------

aktuelle Belastung

delta	5 mm
Länge	6 m

Annahme: Verschiebung verteilt sich über die ganze Länge!

Anhang A

e_s	0,0012 [-]
sigma	252 MN/m ²
F	0,756 MN

e_s	0,0012 [-]
sigma	252 MN/m ²
F	0,756 MN

mittlere Stahldehnung

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_s - \beta * (\epsilon_{s2} - \epsilon_{s1})$$

β	0,4 (für Langzeiteinwirkung)
e_{sm}	0,000657 [-]

e_{sm}	0,000813 [-]
----------	--------------

$$E = \frac{F}{\epsilon_{sm} * A}$$

E = 3837 N/mm²

E = 3098 N/mm²

b) $\rho = 2,5\%$

C30/37

Ac	0,2925 m ²
As	0,0075 m ²
Ai	0,334313 m ²

Gummibeton

Ac	0,2925 m ²
As	0,0075 m ²
Ai	0,4425 m ²

Fcr	0,969507 MN
-----	-------------

Fcr	0,885 MN
-----	----------

Stahldehnung im Zustand I:

e_{s1}	8,6E-05 [-]
----------	-------------

e_{s1}	0,000167 [-]
----------	--------------

Stahldehnung Zustand II:

e_{s2}	0,000616 [-]
----------	--------------

e_{s2}	0,000562 [-]
----------	--------------

aktuelle Belastung

delta	5 mm
Länge	6 m

Annahme: Verschiebung verteilt sich über die ganze Länge!

e_s	0,0012 [-]
sigma	252 MN/m ²
F	1,89 MN

e_s	0,0012 [-]
sigma	252 MN/m ²
F	1,89 MN

mittlere Stahldehnung

β	0,4 (für Langzeiteinwirkung)
e_{sm}	0,000988 [-]

e_{sm}	0,001042 [-]
----------	--------------

E = 6375 N/mm²

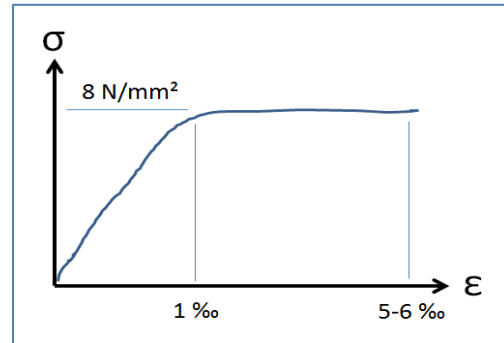
E = 6047 N/mm²

Bemessung Schleppplatte ULS:

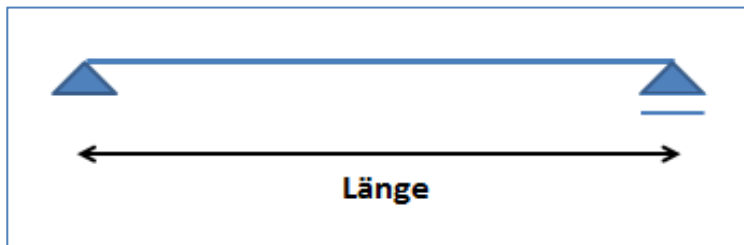
Materialkennwerte:

f_{ck}	150 N/mm ²
f_{yk}	550 N/mm ²
f_{cd}	100 N/mm ²
f_{yd}	478 N/mm ²
γ_c	25 kN/m ³
γ_G	20 kN/m ³

E_c	50000 N/mm ²
E_s	200000 N/mm ²

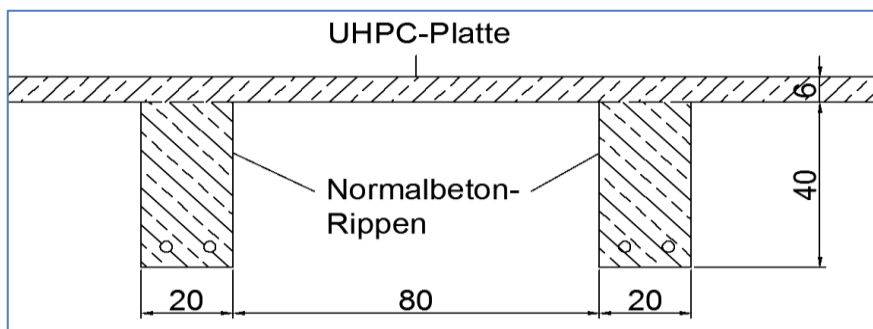


Statisches System:



$l = 6 \text{ m}$

Querschnitt:



$h_{\text{Gussasphalt}}$	10 cm	
h_{UHPC}	6 cm	
h_{Balken}	40 cm	
b_{Balken}	20 cm	
c	5,5 cm	Betondeckung -> erdberührtes Bauteil

Streckenlast aus Eigengewicht = 5,5 kN/m

$b_{\text{eff}} = 85 \text{ cm}$

Ermittlung maximales Moment: (ULS)

$M_{\text{Eigengewicht}}$	24,75 kNm
M_{UDL}	40,5
M_{TS}	180 kNm
<hr/>	
$M_{\text{sd}} =$	331,09 kNm

Berechnung Längsbewehrung:

$$0 = -6,39557\text{E-}09 \rightarrow M_{\text{sd}} - M_{\text{resistance}}$$

$$x = 1,20 \text{ cm} \rightarrow \text{Zielwertsuche}$$

$$N_c = 827,73 \text{ kN}$$

$$\mathbf{A_s = 17,32 \text{ cm}^2}$$

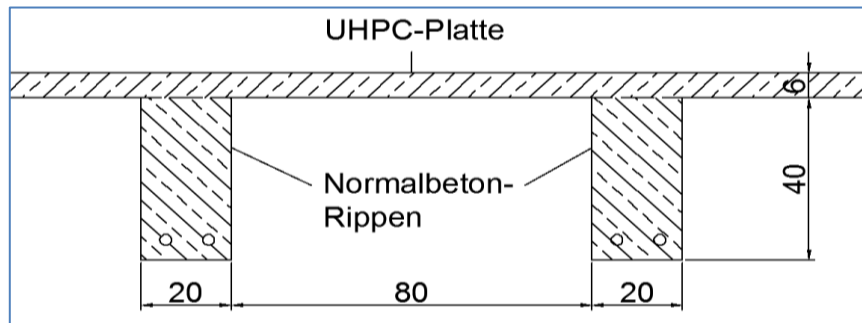
-> gewählt: 6 \emptyset 20

$$A_{s,\text{vorh}} = 18,85 \text{ cm}^2$$

Ermittlung der Zwangskraft aus Verkürzung der Brücke:

$$\text{Zugkraft} = F_{\text{UHPC}} + F_{\text{RIPPE}}$$

Querschnitt:



Geometriekennwerte:

Länge =	6 m
$\Delta l =$	10,5 mm
$h_{\text{Gussasphalt}}$	10 cm
h_{UHPC}	6 cm
h_{Balken}	40 cm
b_{Balken}	20 cm
$A_{s1} =$	18,85 cm ²
$A_{s2} =$	2,83 cm ²

$$\varepsilon_{sm} = 0,00175 -$$

$$\varepsilon_{s,Rippe} = 0,002119 -$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\Delta l}{l}$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{sm} + \frac{A_c * f_{ct}}{A_s * E_s} * 0,6$$

Materialkennwerte:

$f_{ct,UHPC}$	8 N/mm ²
$f_{ct,NSC}$	2,9 N/mm ²
$E_s =$	200000 N/mm ²
$f_{gt} =$	4 N/mm ²

Zwangskraft

$$F_{\text{UHPC}} = 0,58 \text{ MN}$$

$$F_{\text{Stahl}} = 0,80 \text{ MN}$$

$$\Sigma = 1,38 \text{ MN}$$

Bemessung Schleppplatte ULS:

Materialkennwerte:

f_{ck} 30 N/mm²
 f_{yk} 550 N/mm²

f_{cd} 20 N/mm²
 f_{yd} 478,26 N/mm²
 γ_c 25 kN/m³
 γ_G 20 kN/m³

Belastung:

UDL 9 kN/m²
 TS 150 kN/Achse
 $q_{\text{Eigengewicht}}$ = 7,5 kN/m

Geometrie:

$h_{\text{Gussasphalt}}$ 10 cm
 h_{Platte} 30 cm
 b_{Platte} 100 cm
 c 5,5 cm

Ermittlung maximales Moment: (ULS)

$M_{\text{Eigengewicht}}$ 33,75 kNm
 M_{UDL} 40,5
 M_{TS} 180 kNm

 M_{sd} = 343,24 kNm

Berechnung Längsbewehrung:

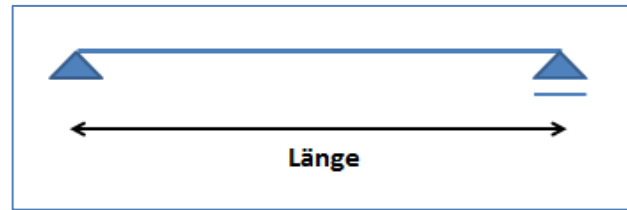
$0 = -1,20621E-07 \rightarrow M_{sd} - M_{\text{resistance}}$
 $x = 10,54 \text{ cm} \rightarrow \text{Zielwertsuche}$
 $N_c = 1706,32 \text{ kN}$

$A_s = 35,68 \text{ cm}^2$

-> gewählt: $\emptyset 26/15$

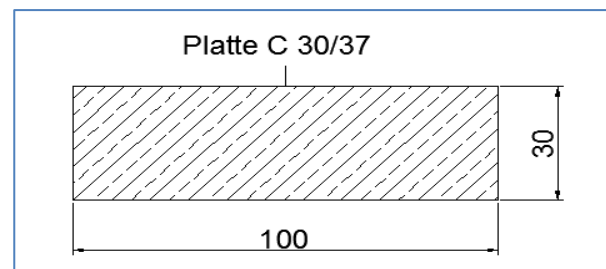
$A_{s,\text{vorh}} = 35,40 \text{ cm}^2$

Statisches System:



$l = 6 \text{ m}$

Querschnitt: (1m Streifen)



Ermittlung der Bewehrung für den Nachweis der Rissbreiten

$$\Delta l = 10,5 \text{ mm}$$

$$l = 6 \text{ m}$$

Materialkennwerte:

Beton: C 30/37

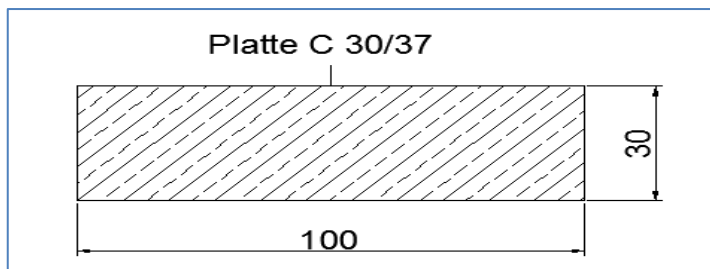
$$f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk,0,95} = 3,8 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ct} = 3,35 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$$

Querschnitt: (1m Streifen)



$$h_{\text{platte}} = 30 \text{ cm}$$

$$b_{\text{platte}} = 100 \text{ cm}$$

$$c = 4 \text{ cm}$$

$$h_{c,\text{eff}} = 10 \text{ cm}$$

max. Risskraft

$$F_{ct} = 335 \text{ kN/m}$$

Ermittlung gewollter Rissabstand

$$w_{k,\text{soll}} = 0,2 \text{ mm}$$

$$n = 52,5 \text{ Risse}$$

$$\text{Rissabstand} = 11,43 \text{ cm} \quad \dots \text{ alle } 11,43 \text{ cm ein Riss}$$

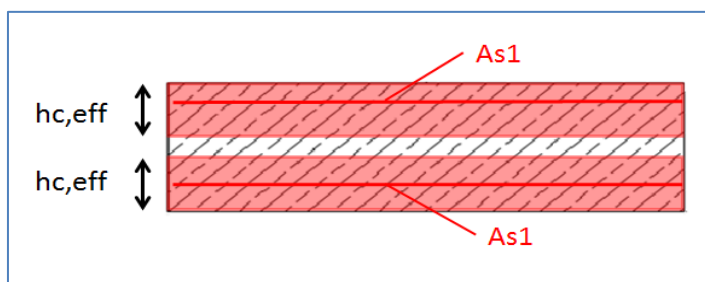
Berechnung der Rissbreite

$$w_k = S_{r,\text{max}} * (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

Annahmen: $\rho_{\text{eff}} = 0,015$ -

$$d = 20 \text{ mm}$$

$$A_{s1} = 15 \text{ cm}^2/\text{m}$$



$$s_{r,max} = \frac{\emptyset}{3,6 * \rho_{eff}}$$

$$s_{r,max} = 370,37 \text{ mm}$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \varepsilon_s - \frac{0,6 * f_{ct}}{E_s * \rho_{eff}}$$

$$\varepsilon_s = \frac{F_{ct}}{E_s * A_s}$$

$$\varepsilon_s = 0,00112 -$$

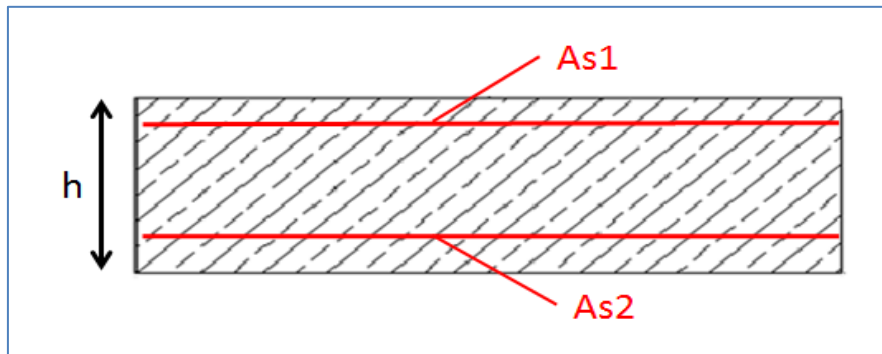
$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,000536667 -$$

$$w_k = 0,199 \text{ mm}$$

... tatsächliche Rissbreite
unter Zwangverschiebung

Ermittlung der Zwangskraft aus Verkürzung der Brücke:

Querschnitt:



Geometriekennwerte:

Länge =	6 m
$\Delta l =$	10,5 mm
$h_{\text{Gussasphalt}}$	10 cm
h_{Platte}	30 cm
b_{Platte}	100 cm
$A_{s1} =$	15,00 cm ²
$A_{s2} =$	35,40 cm ²

$$\varepsilon_{sm} = 0,00175 -$$

$$\varepsilon_{s,Platte} = 0,002268 -$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\Delta l}{l}$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{sm} + \frac{A_c * f_{ct}}{A_s * E_s} * 0,6$$

Materialkennwerte:

f_{ctm}	2,9 N/mm ²
$E_s =$	200000 N/mm ²
$f_{gt} =$	4 N/mm ²

Zwangskraft

$$F_{\text{Platte}} = 2,29 \text{ MN}$$

$$\Sigma \quad 2,29 \text{ MN}$$

Berechnung der Erddruckkraft für den Auflagerbalken

Annahmen:

h = 5 m
 $\varphi = 32,5^\circ$
 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

Erddruckbeiwerte nach Rankine

$k_p = 3,32$

$k_a = 0,30$

$k_o = 0,46$

$$k_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$k_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

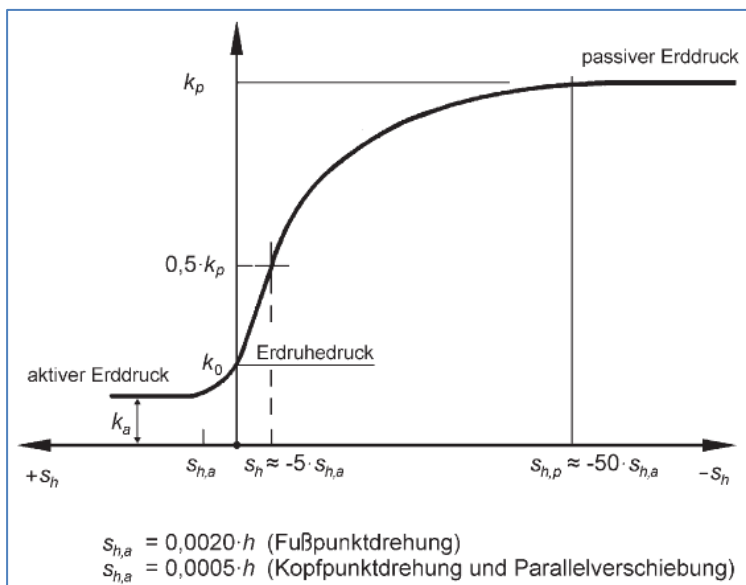
Annahme eines linearen
 Verformungsverlaufes!

$$k_o = 1 - \sin \varphi$$

Tiefe	Δl [mm]	k [-]	σ_v [kN/m ²]	σ_H [kN/m ²]	E [kN]
0	10	1,03	0	0,00	0,00
1	8	0,92	20	18,41	9,20
2	6	0,81	40	32,23	25,32
3	4	0,69	60	41,49	36,86
4	2	0,58	80	46,17	43,83
5	0	0,46	100	46,27	46,22

Summe

161,43 kN/m



Erddruck-Wegdiagramm [Forschungsgruppe für Straßen- und Verkehrswesen]

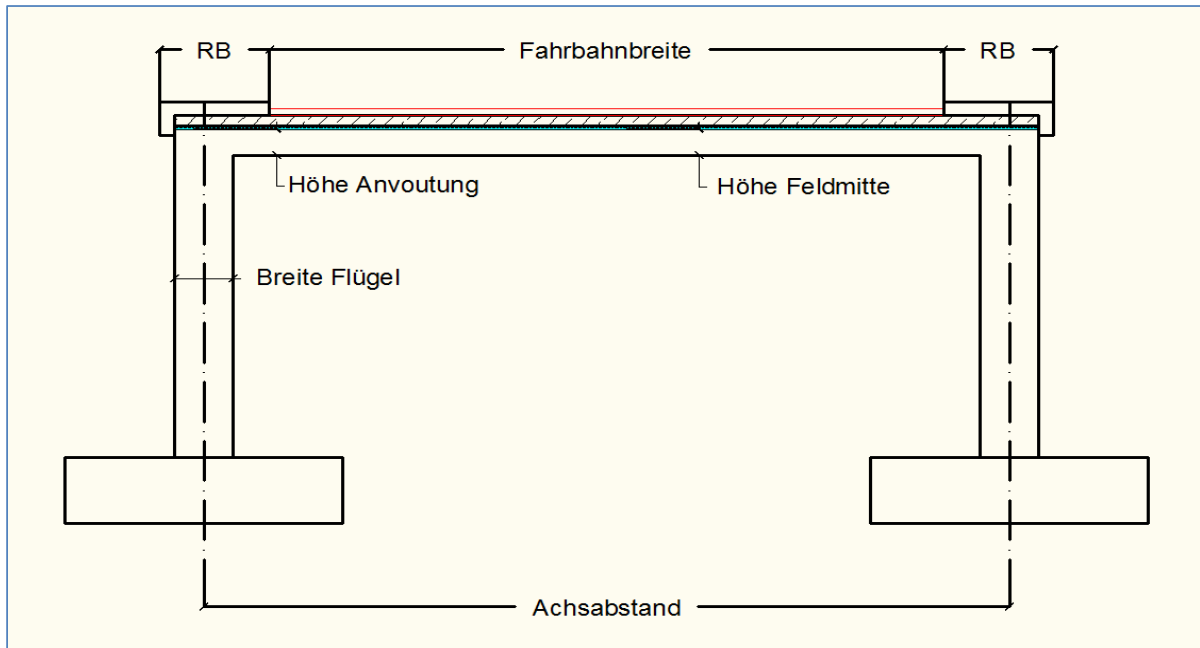
$s_{h,a} = 10 \text{ mm}$

$s_{h,p} = -500 \text{ mm}$

$0,5 \cdot s_{h,p} = -50 \text{ mm}$

Ermittlung der maximalen Schnittkräfte für Rahmentragwerk

Systemskizze:



Achsabstand =	11 m
Fahrbahnbreite =	10,5 m
Breite Randbalken =	1,5 m
Höhe Randbalken =	0,2 m
Breite Flügel =	0,8 m
Höhe Anvoutung =	0,6 m
Länge Anvoutung =	1 m
Höhe in Feldmitte =	0,4 m
Höhe Schleppplatte =	0,1 m
Höhe Gussasphalt =	0,1 m

Ermittlung der Lasten:

Wichten:

$\gamma_c =$	25 kN/m ³
$\gamma_G =$	20 kN/m ³

Eigengewicht:

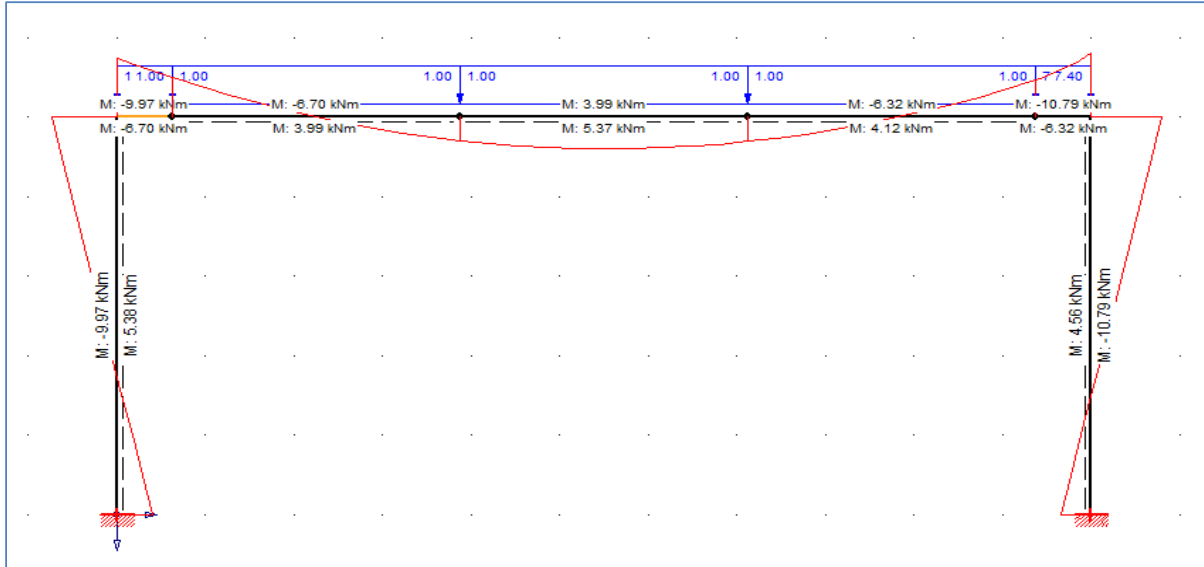
Platte =	10 kN/m
Schleppplatte =	2,5 kN/m
Gussasphalt =	2 kN/m
Summe =	14,5 kN/m

Lastmodell 1:

UDL =	9 kN/m ²
TS =	150 kN

Einheitslastfälle:

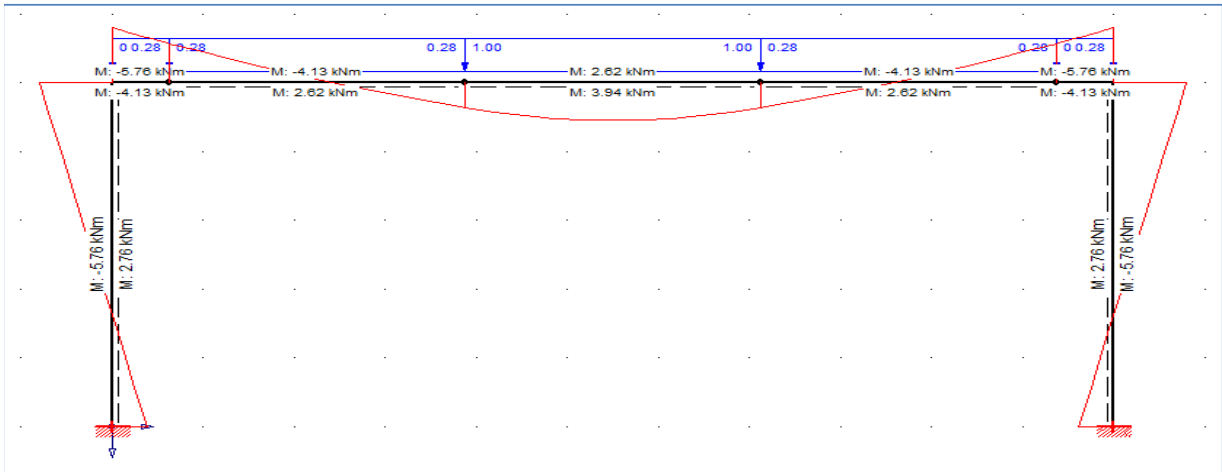
-Eigengewicht



$M_{\text{Rand}} = -9,97 \text{ kNm}$

$M_{\text{Mitte}} = 5,37 \text{ kNm}$

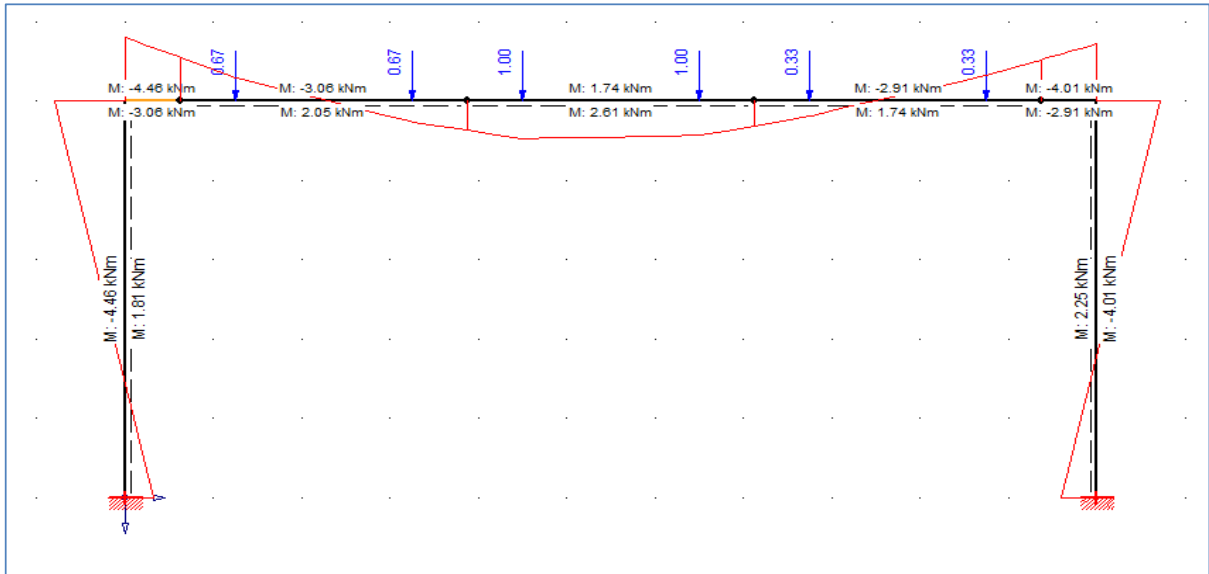
- Flächenlast



$M_{\text{Rand}} = -5,76 \text{ kNm}$

$M_{\text{Mitte}} = 3,94 \text{ kNm}$

- Einzellasten



$M_{\text{Rand}} = -4,46 \text{ kNm}$

$M_{\text{Mitte}} = 2,61 \text{ kNm}$

Maßgebende Schnittkräfte:

$M_{\text{Sd,Rand}} = -1276,42 \text{ kNm}$

$M_{\text{Sd,Mitte}} = 745,56 \text{ kNm}$

Bemessung des Querschnitts am Rand:

Materialkennwerte:

f_{cd}	20 N/mm ²	
f_{yd}	478 N/mm ²	
h_{QS}	60 cm	
b_{QS}	100 cm	
c	5,5 cm	Betondeckung -> erdberührtes Bauteil
$M_{sd} =$	1276,42 kNm	

Berechnung Längsbewehrung für Rechteckquerschnitt:

$0 =$	4,4E-06	-> $M_{sd} - M_{resistance}$
$x =$	16,56 cm	-> Zielwertsuche
$N_c =$	2680,92 kN	

As = 56,09 cm²

-> gewählt: 8 Ø 30

As,vorh = 56,55 cm²

Bemessung des Querschnitts in der Mitte:

Materialkennwerte:

f_{cd}	20 N/mm ²	
f_{yd}	478 N/mm ²	
h_{QS}	40 cm	
b_{QS}	100 cm	
c	5,5 cm	Betondeckung -> erdberührtes Bauteil
$M_{sd} =$	0,00 kNm	

Berechnung Längsbewehrung für Rechteckquerschnitt:

$0 =$	-74555,8	-> $M_{sd} - M_{resistance}$
$x =$	16,72 cm	-> Zielwertsuche
$N_c =$	2706,66 kN	

As = 56,62 cm²

-> gewählt: 9 Ø 30

As,vorh = 63,62 cm²

Berechnung der Rissbreiten für Gussasphalt:

Allgemeine Eingaben:

$l_{\text{Brücke}} =$	60 m
$\alpha_t =$	0,00001 -
$l_{\text{Schleppplatte}} =$	6 m
$b_{\text{Gussasphalt}} =$	100 cm
$h_{\text{Gussasphalt}} =$	10 cm
$b_{\text{Schleppplatte}} =$	100 cm
$h_{\text{Schleppplatte}} =$	10 cm
$E_{\text{Gummibeton}} =$	10000 N/mm ²
$f_{ct} =$	2 N/mm ²

Temperaturbereich:

$t_0 =$	10 °C
$t_{\text{max}} =$	37 °C
$t_{\text{min}} =$	-17 °C
$\Delta t =$	5 °C

Kennwerte Gussasphalt

Temperatur [°C]	40	30	20	10	0	-10	-20
E-Modul [N/mm ²]	1000	2500	5000	9000	14000	20000	25000

Temperatur [°C]	20	5	-10	-25
fgt [N/mm ²]	0,4	2,1	4,6	4
ϵ_{cr} [‰]	8,4	3,9	0,5	0,16

Iterative Berechnung:

1. Phase: von 10 bis 5 °C

$\Delta l =$	0,0015 m		
ϵ [‰] =	0,25 -		
$\epsilon_{\text{Ges}} =$	0,25 ‰	<	3,90 ‰
$E_{\text{Gussasphalt}} =$	10250 N/mm ²		

$N_c =$ 200 kN

$N_G =$ 256,25 kN

2. Phase: von 5 bis 0 °C

$\Delta l =$	0,0015 m		
ϵ [‰] =	0,25 -		
$\epsilon_{\text{Ges}} =$	0,5 ‰	<	2,77 ‰
$E_{\text{Gussasphalt}} =$	12750 N/mm ²		

$N_c =$ 200 kN

$N_G =$ 318,75 kN

3. Phase: von 0 bis -5 °C

$\Delta l =$	0,0015 m		
$\epsilon [‰] =$	0,25 -		
$\epsilon_{Ges} =$	0,75 ‰	<	1,63 ‰
$E_{Gussasphalt} =$	15500 N/mm ²		
$N_c =$	200 kN		
$N_G =$	387,5 kN		

4. Phase: von -5 bis -10 °C

$\Delta l =$	0,0015 m		
$\epsilon [‰] =$	0,25 -		
$\epsilon_{Ges} =$	1 ‰	>	0,50 ‰
$E_{Gussasphalt} =$	18500 N/mm ²		
$N_c =$	200 kN		
$N_G =$	462,5 kN		

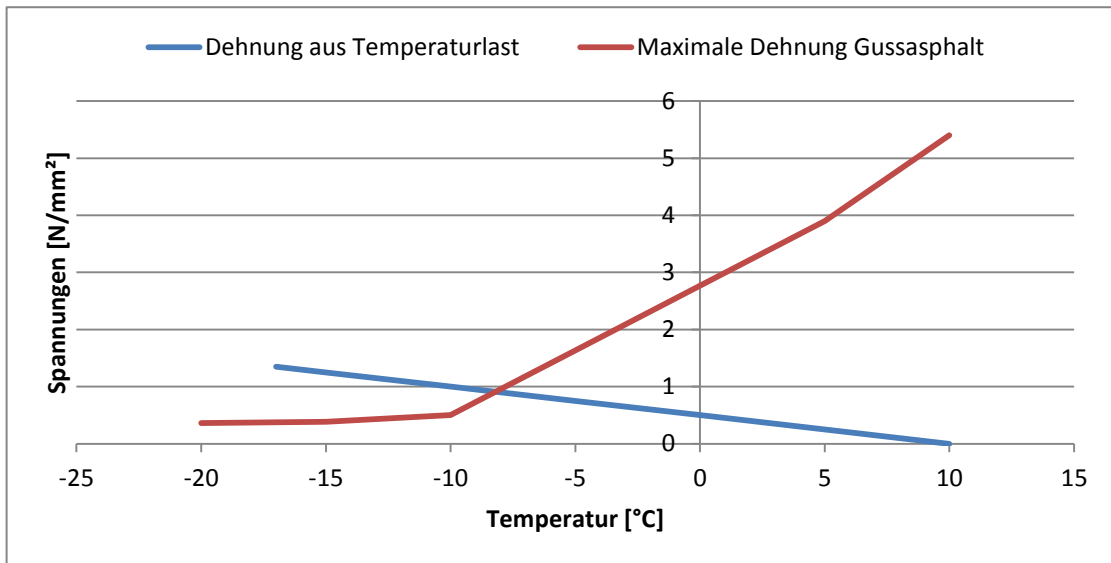
5. Phase: von -10 bis -15 °C

$\Delta l =$	0,0015 m		
$\epsilon [‰] =$	0,25 -		
$\epsilon_{Ges} =$	1,25 ‰	>	0,39 ‰
$E_{Gussasphalt} =$	21250 N/mm ²		
$N_c =$	200 kN		
$N_G =$	531,25 kN		

6. Phase: von -15 bis -17 °C

$\Delta l =$	0,0006 m		
$\epsilon [‰] =$	0,1 -		
$\epsilon_{Ges} =$	1,35 ‰	>	0,34 ‰
$E_{Gussasphalt} =$	26250 N/mm ²		
$N_c =$	200 kN		
$N_G =$	262,5 kN		

Temperatur	$\epsilon_{vorhanden}$	Temperatur	ϵ_{cr}
10	0	10	5,40
5	0,25	5	3,90
0	0,5	0	2,77
-5	0,75	-5	1,63
-10	1	-10	0,50
-15	1,25	-15	0,39
-17	1,35	-20	0,36



-> Schnittpunkt bei -8°C

$\Delta T_{\text{Beton}} =$	9 °C	
$\Delta l =$	0,0027 m	
$\epsilon_{\text{vorh}} =$	0,00045 -	
$\epsilon_{\text{cr}} =$	0,00033 -	(Mittelwert zwischen -10° und -25 °C)
$\Delta \epsilon =$	0,00012	
$w_{\text{Gesamt}} =$	0,72 mm	
$w_k =$	0,2 mm	-> Sollwert
$n =$	3,6 ... Anzahl der benötigten Risse	
$S_{r,\text{max}} =$	166,67 cm	

$$l_{s,\text{max}} = \frac{A_G * f_{gtm}}{\tau_{bm} * b}$$

$$f_{bd} = c * f_{gtm}$$

mit

$$c = 0,4 \dots \text{rauhe Fuge}$$

$f_{bd} =$	1,72 N/mm ²	
$l_{s,\text{max}} =$	25,00 cm	
$S_{r,\text{max}} =$	50,00 cm	... mittlerer Rissabstand
$n_{,\text{ist}} =$	12,00 ...Anzahl der vorhandenen Risse	
$w_{k,\text{ist}} =$	0,06 mm	

Ermittlung der Temperaturlast

ON EN 1991-1-5: 2012

ON B 1991-1-5: 2013

1) Allgemeine Angaben

Standort: Wildon

Seehöhe 350 m. ü. A.

Zone: Südalpiner Bereich, Tal- und Beckenlandschaften unter 1000 m Seehöhe

2) Minimale und maximale Außenlufttemperatur

$T_{\min} = -27 \text{ °C}$... Tabelle 1 ON B 1991-1-5

$T_{\max} = 36,9 \text{ °C}$

$$T_{\max} = 39 - k * h$$

mit $k = 0,006$

3) Minimaler und Maximaler konstanter Temperaturanteil für Brücken

Brückentyp: Typ 3 Betonplatte

$T_{e,\max} = 38,9 \text{ °C}$... Bild 6.1 ON EN 1991-1-5

$T_{e,\min} = -19 \text{ °C}$

4) Minimale und Maximale Einbautemperatur

$T_0 = 10 \text{ °C}$... Einbautemperatur

$T_{0,\min} = 17,5 \text{ °C}$

$T_{0,\max} = 2,5 \text{ °C}$

4) Auftretende Dehnungen

max. Verkürzung = 29 °C

max. Dehnung = $28,9 \text{ °C}$

Berechnung der Längenänderungen

$l_0 = 49,6 \text{ m}$

$\alpha_t = 0,00001 \text{ -}$

$\Delta l, \text{ Verlängerung} = 7,17 \text{ mm}$

$\Delta l, \text{ Verkürzung} = 7,19 \text{ mm}$

Ermittlung der Kriech- und Schwindverformung

EN 1992-1-1:2004

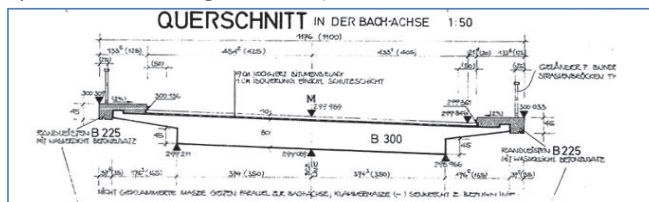
1) Schwinden: 1974-2013 ... in den ersten 39 Jahren

Eingangswerte:

Betonsorte	C 25/30	
f _{ck}	25 [N/mm ²]	
f _{cm}	33 [N/mm ²]	
f _{cm0}	10 [N/mm ²]	
RH	80 [%]	... relative Luftfeuchtigkeit
Zementtyp	N [-]	... normal erhärtend
t ₀	7	
t _s	7	
t	14245	

Querschnitt: (1m Streifen aus Vollquerschnitt herausgeschnitten)

b =	10,5 m
h =	0,8 m
A =	6,825 m ²
U =	22,52 m
h ₀ =	606,13 mm



Kriechen

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0)$$

mit

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0)$$

$\varphi_{RH} =$	1,24
$\beta(f_{cm}) =$	2,92
$\beta(t_0) =$	0,63
$\varphi_0 =$	2,29

und

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H - t - t_0)} \right]^{0,3}$$

$\beta_H =$	1595,24	≤	1500,00
$\beta_c =$	0,97		

$$\varphi(t, t_0) = 2,23 \text{ ... Kriechzahl}$$

Anhang E2

Schwinden

Autogene Schwinddehnung

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 3,750E-05$$

$$\beta_{as}(t) = 1,000E+00$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = 3,750E-05$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty)$$

Trocknungsschwinddehnung

$$RH_0 = 100 \%$$

$$\beta_{RH} = 0,76$$

$$\alpha_{ds1} = 4,00$$

$$\alpha_{ds2} = 0,12$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 2,856E-04$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = 0,96$$

$$k_h = 0,70$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = 1,919E-04$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) * k_h * \varepsilon_{cd,0}$$

$$\beta_{RH} = 1,55 * \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 * \left[(220 + 110 * \alpha_{ds1}) * e^{(-\alpha_{ds2} * \frac{f_{cm}}{f_{cm0}})} \right] * 10^{-6} * \beta_{RH}$$

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd}$$

$$\varepsilon_{cs} = 2,294E-04 \text{ ... Schwinddehnung}$$

2) Schwinden: 1974-2074 ... in 100 Jahren

Eingangswerte:

Betonsorte **C 25/30**

f_{ck} 25 [N/mm²]

f_{cm} 33 [N/mm²]

f_{cm0} 10 [N/mm²]

RH 80 [%]

... relative Luftfeuchtigkeit

Zementtyp **N** [-]

... normal erhärtend

t₀ 7

t_s 7

t 36500

Querschnitt: (1m Streifen aus Vollquerschnitt herausgeschnitten)

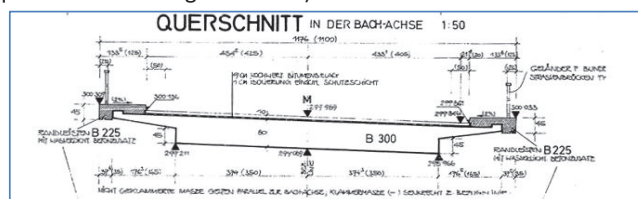
b = 10,5 m

h = 0,8 m

A = 6,825 m²

U = 22,52 m

h₀ = 606,1278863 mm



Kriechen

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0)$$

mit

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0)$$

- $\varphi_{RH} = 1,24$
- $\beta(f_{cm}) = 2,92$
- $\beta(t_0) = 0,63$
- $\varphi_0 = 2,29$

und

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H - t - t_0)} \right]^{0,3}$$

- $\beta_H = 1595,24 \leq 1500,00$
- $\beta_c = 0,99$

$$\varphi(t, t_0) = 2,27 \dots \text{Kriechzahl}$$

Schwinden

Autogene Schwinddehnung

- $\varepsilon_{ca}(\infty) = 3,750E-05$
- $\beta_{as}(t) = 1,000E+00$
- $\varepsilon_{ca}(t) = 3,750E-05$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty)$$

Trocknungsschwinddehnung

- $RH_0 = 100 \%$
- $\beta_{RH} = 0,76 -$
- $\alpha_{ds1} = 4,00 -$
- $\alpha_{ds2} = 0,12 -$
- $\varepsilon_{cd,0} = 2,856E-04 -$
- $\beta_{ds}(t, t_s) = 0,98$
- $k_h = 0,70$
- $\varepsilon_{cd}(t) = 1,967E-04$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) * k_h * \varepsilon_{cd,0}$$

$$\beta_{RH} = 1,55 * \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 * \left[(220 + 110 * \alpha_{ds1}) * e^{(-\alpha_{ds2} * \frac{f_{cm}}{f_{cm0}})} \right] * 10^{-6} * \beta_{RH}$$

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd}$$

$$\varepsilon_{cs} = 2,342E-04 \dots \text{Schwinddehnung}$$

3) Δ Kriechen & Schwinden**Schwinden**

$\epsilon_{cs, 0-100} =$	2,342E-04	
$\epsilon_{cs, 0-39} =$	2,294E-04	
$\Delta \epsilon_{cs} =$	4,826E-06	... Restschwindmaß

$l =$	49,6 m
$\Delta l =$	0,2 mm

Kriechen

$\varphi(100,0) =$	2,27	
$\varphi(39,0) =$	2,23	
$\Delta \varphi =$	0,04	... Restkriechzahl

Ermittlung der Zwangskraft im Winter

Geometriekennwerte:

Länge =	5 m
Δl =	7,2 mm
h_{UHPC} =	10 cm
b_{UHPC} =	100 cm

Materialkennwerte UHPC

σ_{max} =	7,3 N/mm ²
$\epsilon_{\text{zugehörig}}$ =	0,16 ‰
σ_{min} =	4,37 N/mm ²
$\Delta\sigma$ =	2,93 N/mm ²

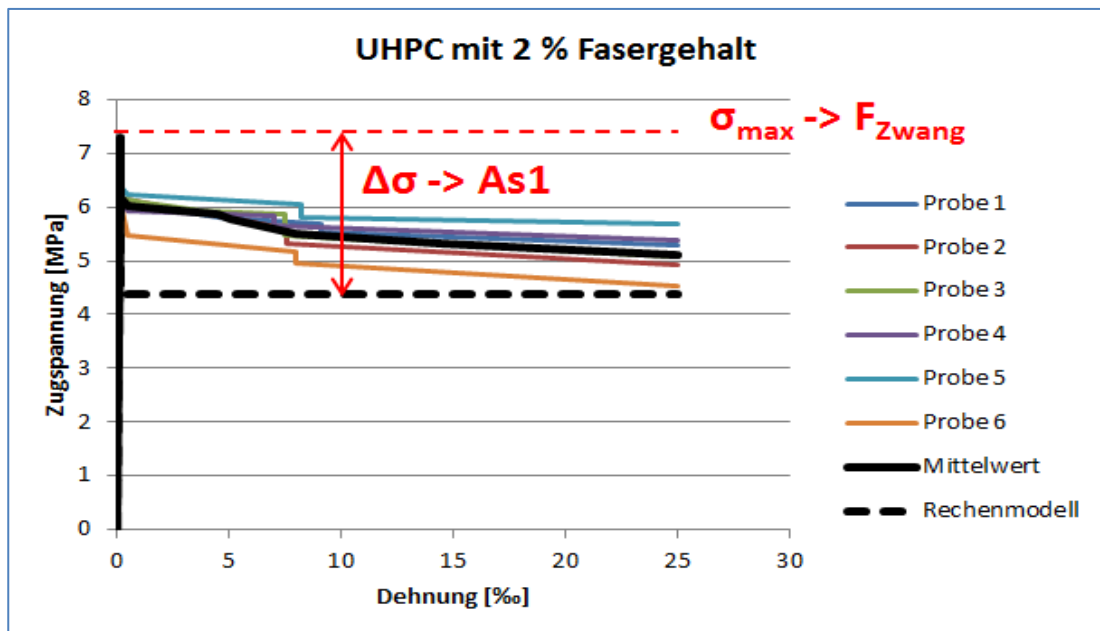
Ermittlung Mindestbewehrung

ΔF =	293 kN
A_{S1} =	6,13 cm ²
E_s =	200000 N/mm ²

Ermittlung Zwangskraft

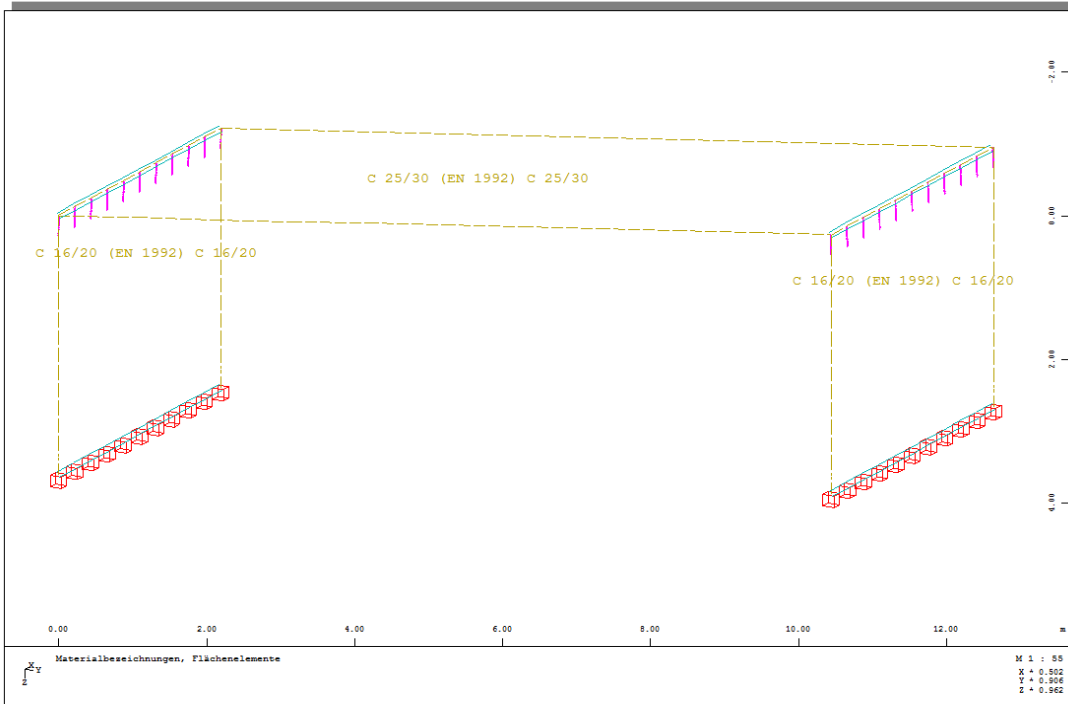
F_{UHPC} =	730,00 kN
F_{Stahl} =	19,62 kN
Σ	749,62 kN/m

Materialgesetz UHPC:

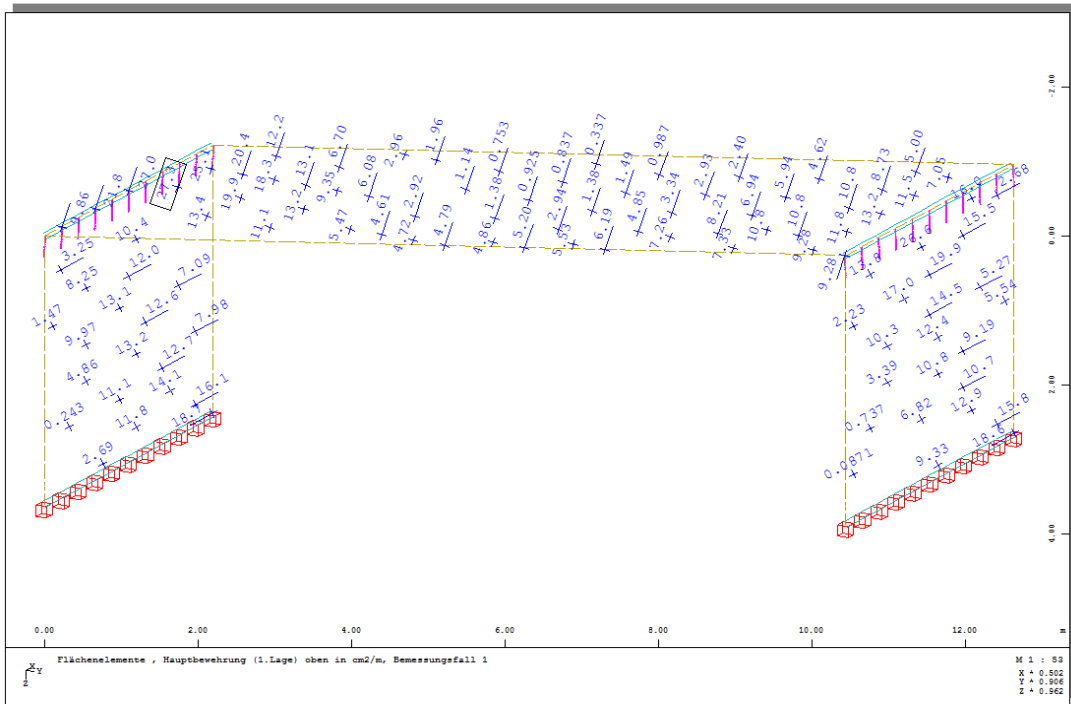


Anhang F1

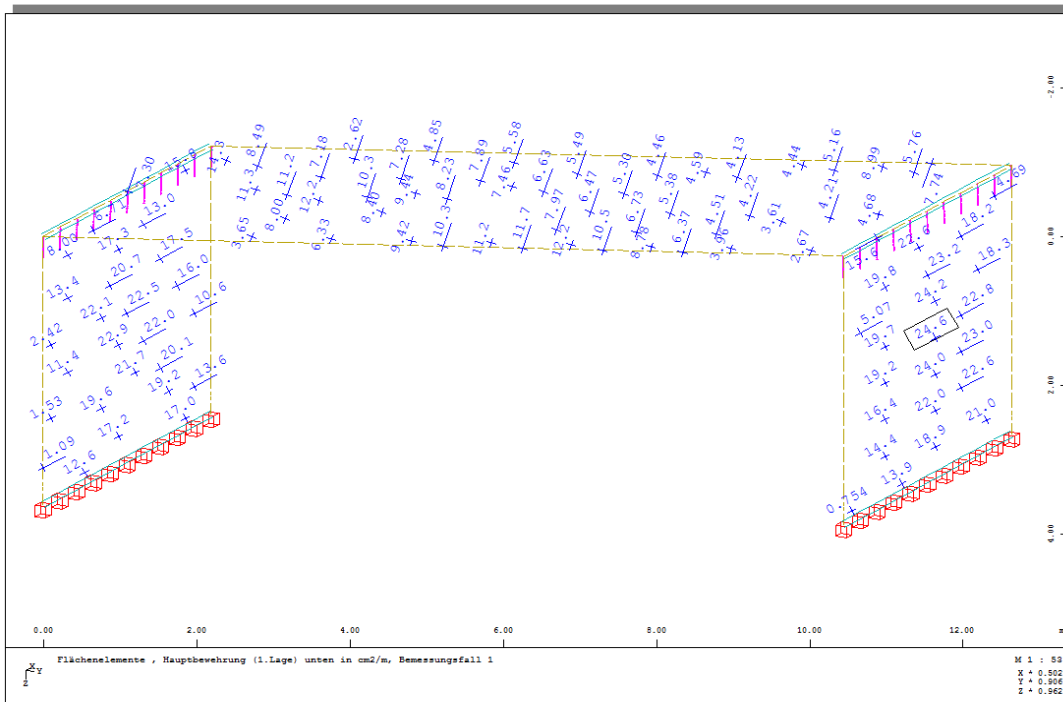
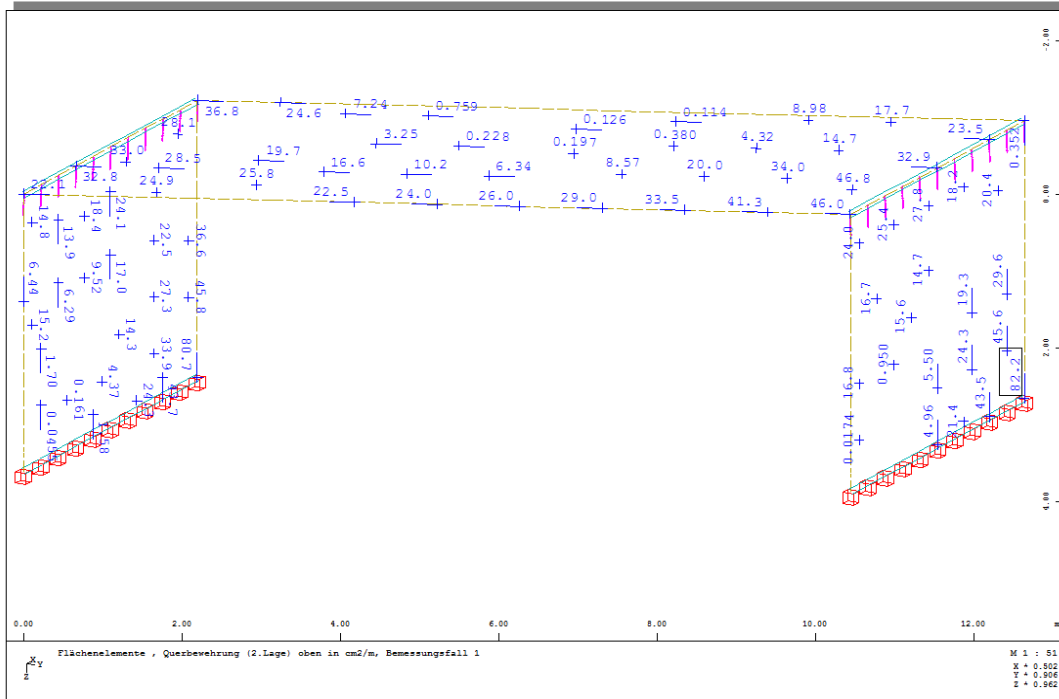
System:



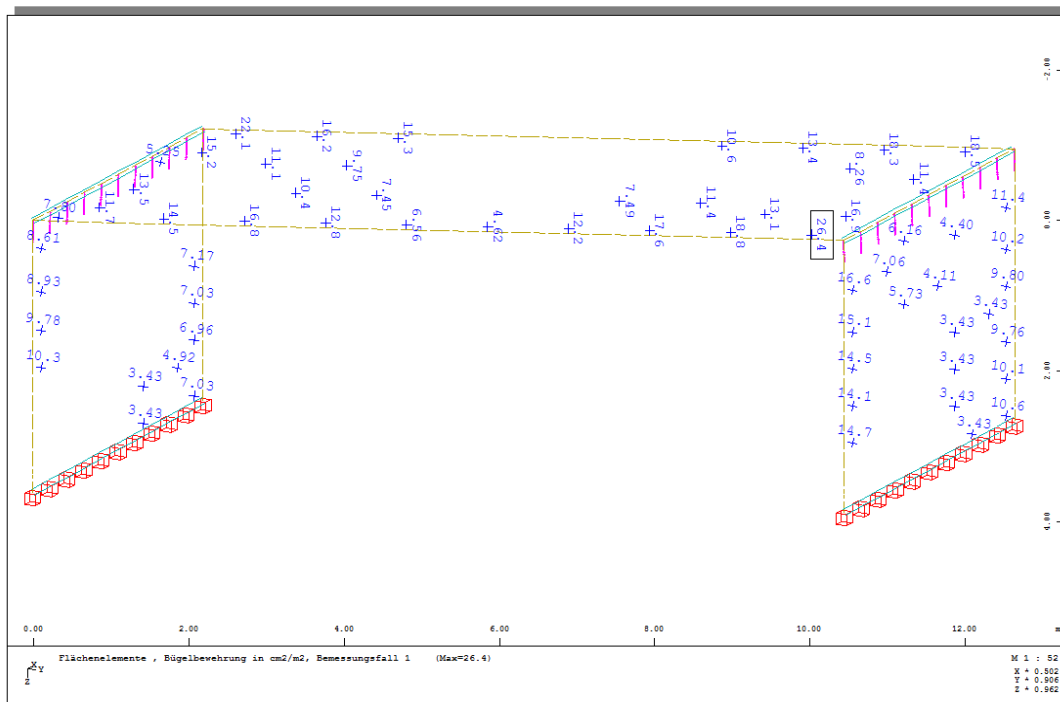
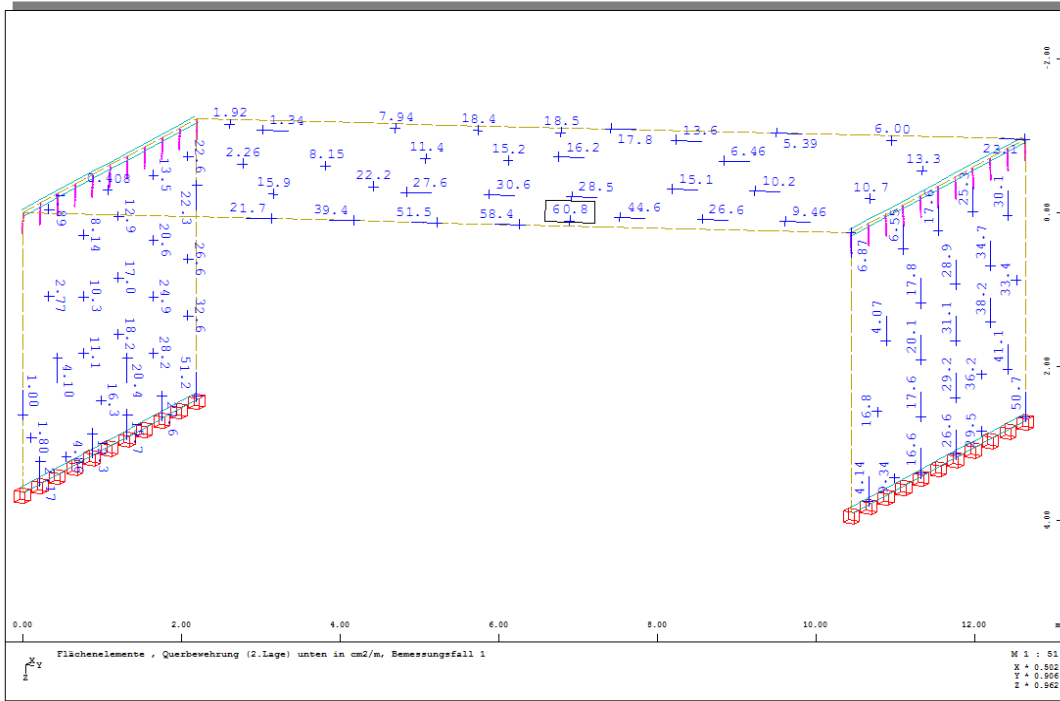
Bemessungsfall 1:



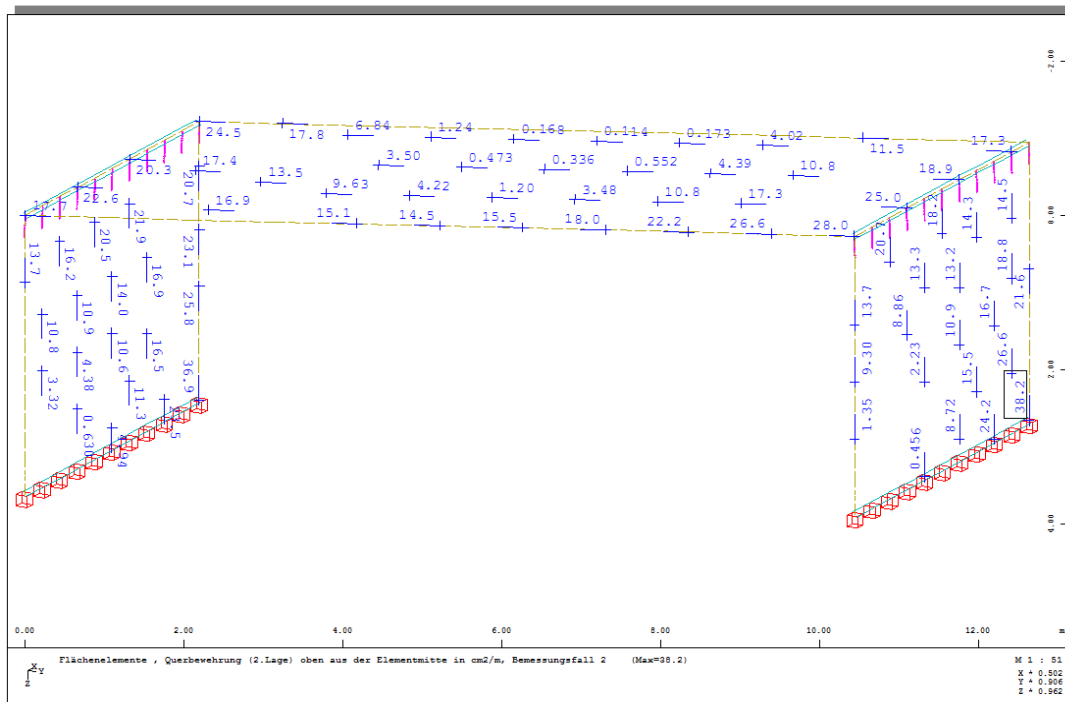
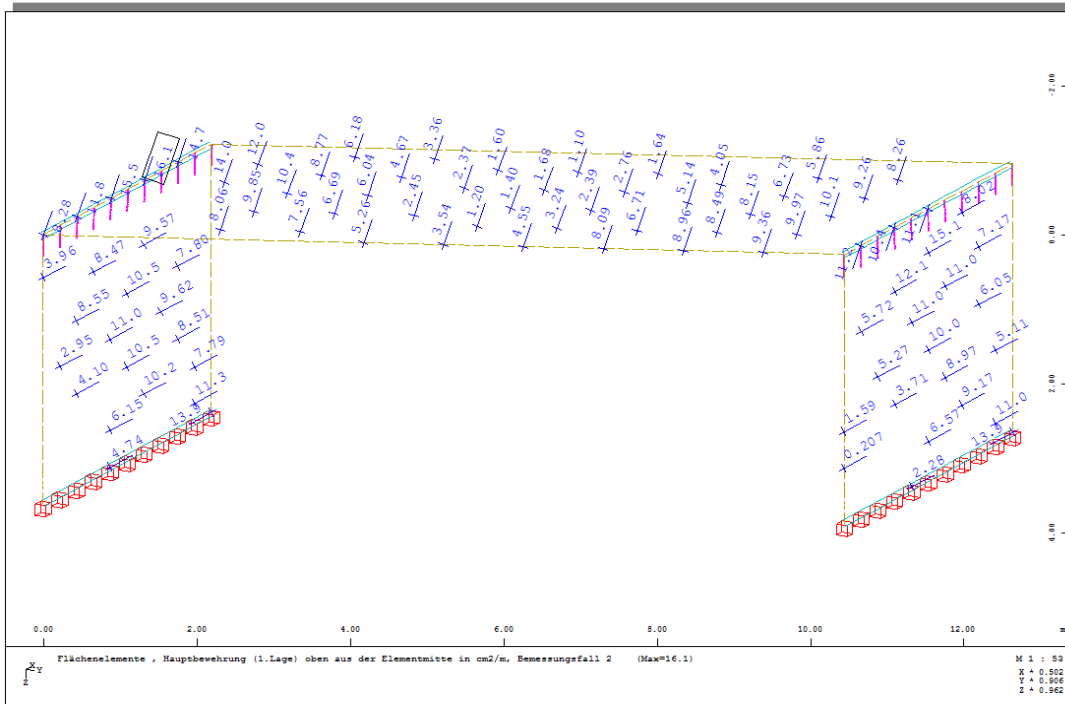
Anhang F1



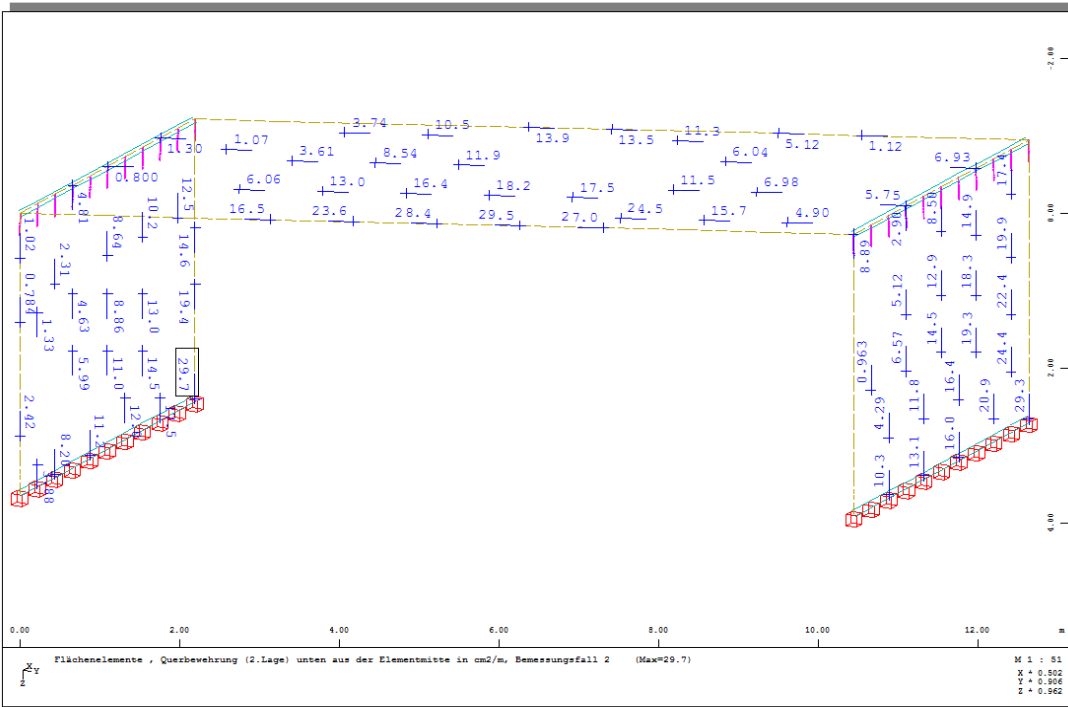
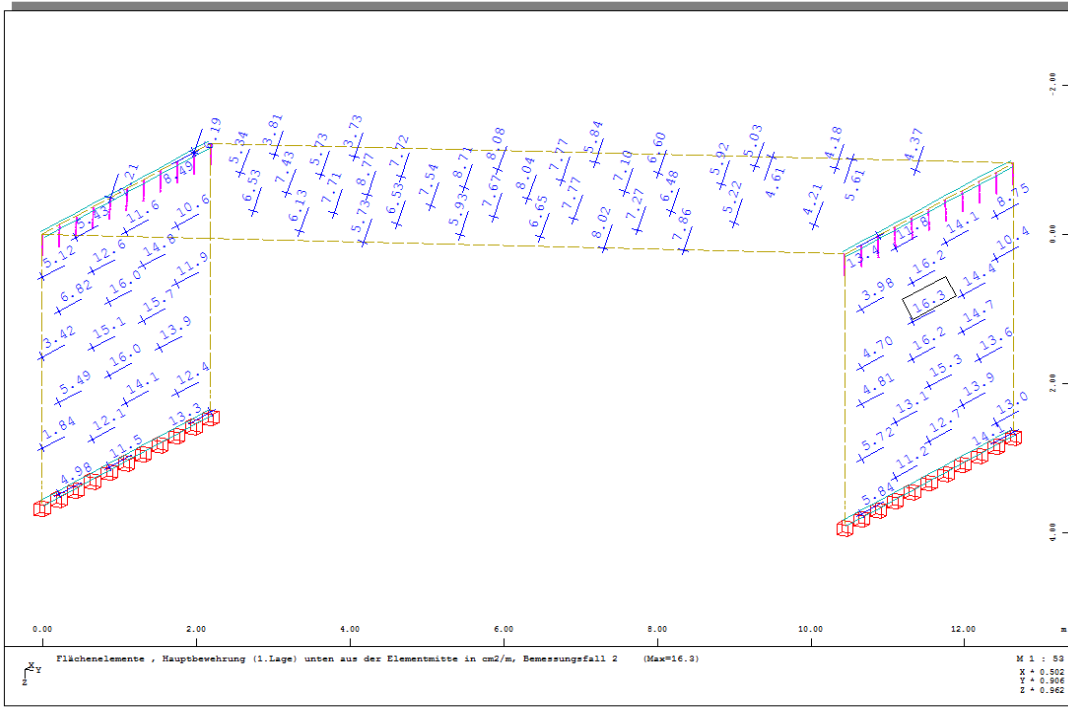
Anhang F1



Bemessungsfall 2:



Anhang F1



Berechnung der Rissbreiten für Gussasphalt:

Allgemeine Eingaben:

$l_{\text{Brücke}} =$	49,6 m
$\alpha_t =$	0,00001 -
$l_{\text{Schleppplatte}} =$	5 m
$b_{\text{Gussasphalt}} =$	100 cm
$h_{\text{Gussasphalt}} =$	10 cm
$b_{\text{Schleppplatte}} =$	100 cm
$h_{\text{Schleppplatte}} =$	10 cm
$E_{\text{Gummibeton}} =$	10000 N/mm ²
$f_{\text{ct}} =$	2 N/mm ²

Temperaturbereich:

$t_0 =$	10 °C
$t_{\text{max}} =$	38,9 °C
$t_{\text{min}} =$	-19 °C
$\Delta t =$	5 °C

Kennwerte Gussasphalt

Temperatur [°C]	40	30	20	10	0	-10	-20
E-Modul [N/mm ²]	1000	2500	5000	9000	14000	20000	25000

Temperatur [°C]	20	5	-10	-25
fgt [N/mm ²]	0,4	2,1	4,6	4
ϵ_{cr} [%]	8,4	3,9	0,5	0,16

Iterative Berechnung:

1. Phase: von 10 bis 5 °C

$\Delta l =$	0,00124 m		
ϵ [‰] =	0,248 -		
$\epsilon_{\text{Ges}} =$	0,248 ‰	<	3,90 ‰
$E_{\text{Gussasphalt}} =$	10250 N/mm ²		
$N_c =$	200 kN		
$N_G =$	254,2 kN		

2. Phase: von 5 bis 0 °C

$\Delta l =$	0,00124 m		
ϵ [‰] =	0,248 -		
$\epsilon_{\text{Ges}} =$	0,496 ‰	<	2,77 ‰
$E_{\text{Gussasphalt}} =$	12750 N/mm ²		
$N_c =$	200 kN		
$N_G =$	316,2 kN		

Anhang F2

3. Phase: von 0 bis -5 °C

$\Delta l =$	0,00124 m		
$\epsilon [\text{‰}] =$	0,248 -		
$\epsilon_{\text{Ges}} =$	0,744 ‰	<	1,63 ‰
$E_{\text{Gussasphalt}} =$	15500 N/mm ²		
$N_c =$	200 kN		
$N_G =$	384,4 kN		

4. Phase: von -5 bis -10 °C

$\Delta l =$	0,00124 m		
$\epsilon [\text{‰}] =$	0,248 -		
$\epsilon_{\text{Ges}} =$	0,992 ‰	>	0,50 ‰
$E_{\text{Gussasphalt}} =$	18500 N/mm ²		
$N_c =$	200 kN		
$N_G =$	458,8 kN		

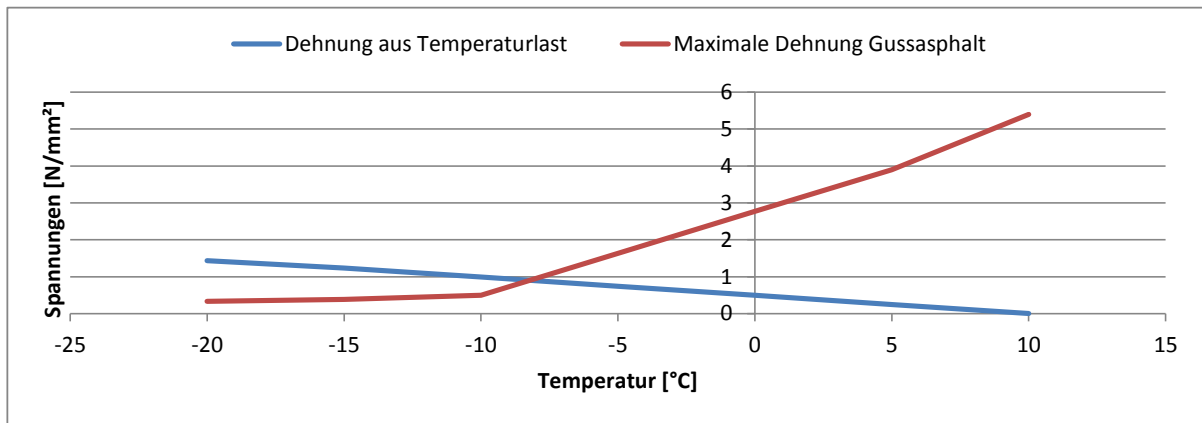
5. Phase: von -10 bis -15 °C

$\Delta l =$	0,00124 m		
$\epsilon [\text{‰}] =$	0,248 -		
$\epsilon_{\text{Ges}} =$	1,24 ‰	>	0,39 ‰
$E_{\text{Gussasphalt}} =$	21250 N/mm ²		
$N_c =$	200 kN		
$N_G =$	527 kN		

6. Phase: von -15 bis -19 °C

$\Delta l =$	0,000992 m		
$\epsilon [\text{‰}] =$	0,1984 -		
$\epsilon_{\text{Ges}} =$	1,4384 ‰	>	0,30 ‰
$E_{\text{Gussasphalt}} =$	26250 N/mm ²		
$N_c =$	200 kN		
$N_G =$	520,8 kN		

Temperatur	$\epsilon_{\text{vorhanden}}$	ϵ_{cr}
10	0	5,40
5	0,248	3,90
0	0,496	2,77
-5	0,744	1,63
-10	0,992	0,50
-15	1,24	0,39
-20	1,4384	0,33



-> Schnittpunkt bei -8°C

- $\Delta T_{\text{Beton}} = 11 \text{ °C}$
- $\Delta l = 0,002728 \text{ m}$
- $\epsilon_{\text{vorh}} = 0,0005456 -$
- $\epsilon_{\text{cr}} = 0,00033 -$ (Mittelwert zwischen -10° und -25 °C)
- $\Delta \epsilon = 0,0002156$
- $w_{\text{Gesamt}} = 1,078 \text{ mm}$
- $w_k = 0,2 \text{ mm}$ -> Sollwert
- $n = 5,39 \dots$ Anzahl der benötigten Risse
- $S_{r,\text{max}} = 92,76 \text{ cm}$

$$l_{s,\text{max}} = \frac{A_G * f_{gtm}}{\tau_{bm} * b}$$

$$f_{bd} = c * f_{gtm} \quad \text{mit} \quad c = 0,4 \dots \text{rauhe Fuge}$$

- $f_{bd} = 1,72 \text{ N/mm}^2$
- $l_{s,\text{max}} = 25,00 \text{ cm}$
- $S_{r,\text{max}} = 50,00 \text{ cm}$... max. Rissabstand
- $n_{\text{ist}} = 10,00 \dots$ Anzahl der vorhandenen Risse
- $w_{k,\text{ist}} = 0,11 \text{ mm}$