



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni DATEC

Bundesamt für Strassen
Office fédéral des routes
Ufficio federale delle Strade

Rückrechnung im Strassenbau

Analyse inverse pour la construction routière

Inverse Analysis in Road Geotechnics

ETH Zürich
Institut für Geotechnik

Rabaiotti Carlo, Dr.
Alexander Puzrin, Prof.Dr.
Caprez Markus, Dr.

**Forschungsauftrag VSS 2005/501 auf Antrag der des Schweizerischen
Verbandes der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)**

Januar 2011

1331

Der Inhalt dieses Berichtes verpflichtet nur den (die) vom Bundesamt für Strassen beauftragten Autor(en).
Bezug: Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)

Le contenu de ce rapport n'engage que l' (les) auteur(s) mandaté(s) par l'Office fédéral des routes.
Diffusion : Association suisse des professionnels de la route et des transports (VSS)

Il contenuto di questo rapporto impegna solamente l' (gli) autore(i) designato(i) dall'Ufficio federale delle strade.
Ordinazione: Associazione svizzera dei professionisti della strada e dei trasporti (VSS)

The content of this report engages only the author(s) appointed by the Swiss federal roads office.
Supply: Swiss Association of Road and Transportation Experts (VSS)

Rückrechnung im Strassenbau

Analyse inverse pour la construction routière

Inverse Analysis in Road Geotechnics

**ETH Zürich
Institut für Geotechnik**

**Carlo Rabaiotti, Dr.
Alexander Puzrin, Prof.Dr.
Markus Caprez, Dr.**

Impressum

Forschungsstelle und Projektteam

Projektleitung

Alexander Puzrin, Prof.

Mitglieder

Carlo Rabaiotti, Dr.

Markus Caprez, Dr.

Federführende Fachkommission

Fachkommission 5: Bautechnik

Begleitkommission VSS EK 5.03

Präsident

Martin Horat, dipl. Ing. ETH

Mitglieder

EK 5.03.

Antragsteller

Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)

Bezugsquelle

Das Dokument kann kostenlos von www.astra.admin.ch herunter geladen werden.

Inhaltsverzeichnis

Kapitel 1 : Rückanalyse in Road Geotechnics1-1

1.1	Einleitung (a)	1-1
1.2	Einleitung (b)	1-2
1.3	Testgeräte für Rückanalyse	1-7
1.3.1	<i>Einleitung</i>	1-7
1.3.2	<i>Falling Weight Deflectometer (FWD)</i>	1-8
1.3.3	<i>Pavement Seismic Analyzer (PSA)</i>	1-10
1.3.4	<i>Benkelman beam</i>	1-11
1.4	Schlussfolgerungen	1-13

Kapitel 2 : ETH Delta Design2-15

2.1	ETH Delta	2-15
2.1.1	<i>Motivation</i>	2-15
2.2	Rahmendesign	2-16
2.3	Messaufnehmer	2-20
2.3.1	<i>Einleitung</i>	2-20
2.3.2	<i>Laser für die Messung der Einsenkungen</i>	2-21
2.3.2.1	Laser triangulation	2-21
2.3.2.2	Laser Wahl	2-22
2.3.2.3	Laser Halterungen	2-22
2.3.3	<i>Referenz Laser</i>	2-23
2.3.3.1	Einleitung	2-23
2.3.3.2	Referenzsensoren (PSD)	2-23
2.3.4	<i>Distanz Laser</i>	2-24
2.4	Testverfahren	2-26
2.5	Optimiertes Design für Rückanalyse	2-26
2.6	Kalibrierung	2-32
2.6.1	<i>Referenzlaser</i>	2-32
2.6.2	<i>Kalibrierungsversuche</i>	2-33

Kapitel 3 : ETH Delta Field Tests3-35

3.1	Einleitung	3-35
3.2	Feldversuche bei der Halle Fosse (LAVOC, EPFL)	3-36
3.2.1	<i>Einleitung: die Halle Fosse Anlage</i>	3-36
3.2.2	<i>Eigenschaften der eingebauten Teststrecken</i>	3-37
3.2.3	<i>Field test description</i>	3-38
3.2.4	<i>Messresultate</i>	3-43
3.2.4.1	Statische Versuche (2 Dimensional)	3-43
3.2.4.2	Dynamische Versuche	3-49
3.3	Feldversuche in Hinwil (MLS10).....	3-52
3.3.1	<i>Einleitung: der MLS10</i>	3-52
3.3.2	<i>Eigenschaften der Versuchstrecke</i>	3-53
3.3.3	<i>Feldversuch</i>	3-54
3.3.4	<i>Feldversuche</i>	3-56
3.3.4.1	Versuchsverfahren.....	3-56
3.3.4.2	MLS10 Versuche	3-60
3.3.4.3	Langzeitmessungen und Filtern der Daten	3-63
3.4	Bellinzona Feldversuche	3-63
3.4.1	<i>Einleitung</i>	3-63
3.4.2	<i>Eigenschaften der Teststrecke</i>	3-63
3.4.3	<i>Beschreibung der Feldversuche</i>	3-65
3.4.4	<i>Ergebnisse aus den Feldversuchen</i>	3-65
3.5	Schlussfolgerungen.....	3-71

Kapitel 4 : Laborversuche4-72

4.1	Einleitung	4-72
4.2	Messungen im Kleindehnungsbereich mit DMS.....	4-73
4.3	Triaxialer Spannungs- und Dehnungsraum.....	4-75
4.4	Laborversuche auf EPFL Probekörper	4-76
4.5	Laborversuche auf Hinwil Probekörper	4-76
4.5.1	<i>Einleitung</i>	4-76
4.5.2	<i>Probekörper aus der Foundationsschicht</i>	4-77
4.5.2.1	Test set up.....	4-77
4.5.2.2	Versuchsverfahren.....	4-78
4.5.2.3	Versuchsergebnisse	4-78

4.5.3	<i>Probekörper aus der Tragschicht.....</i>	4-80
4.5.3.1	<i>Materialeigenschaften.....</i>	4-80
4.5.3.2	<i>Versuchsverfahren.....</i>	4-80
4.5.3.3	<i>Versuchsprogramm</i>	4-81
4.5.3.4	<i>Versuchsergebnisse</i>	4-82
4.6	<i>Laborversuche auf Bellinzona Probekörper</i>	4-85
4.6.1	<i>Einleitung.....</i>	4-85
4.6.2	<i>Versuch, Einrichtung (set up)</i>	4-85
4.6.3	<i>Versuchsprogramm</i>	4-87
4.6.4	<i>Versuchsergebnisse</i>	4-87
4.7	<i>Schlussfolgerungen.....</i>	4-90

Kapitel 5 : Stoffgesetze für Strassenbaumaterialien ..5-91

5.1	<i>Einleitung</i>	5-91
5.2	<i>Hyperviskoelastisches Stoffgesetz für Asphalt.....</i>	5-92
5.3	<i>Validierung</i>	5-95
5.4	<i>Hyperelastisches Stoffgesetz für zementstabilisierten Kiessand.....</i>	5-100
5.4.1	<i>Genauigkeit</i>	5-101
5.5	<i>Allgemeiner Spannungszustand: Formulierung.....</i>	5-102
5.6	<i>Implementierung in ein FE Programm.....</i>	5-103
5.7	<i>Schlussfolgerungen.....</i>	5-103

Kapitel 6 : Validierung des Verfahrens6-104

6.1	<i>Einleitung</i>	6-104
6.2	<i>Einleitung zur Rückanalyse</i>	6-105
6.2.1	<i>Nichtlineare Optimierung der kleinsten Quadrate: eine Übersicht</i>	6-105
6.2.2	<i>Implementation and linking subroutines.....</i>	6-106
6.3	<i>Rückanalyse von den EPFL (LAVOC) Feldversuchsergebnissen</i>	6-107
6.3.1	<i>Einleitung.....</i>	6-107
6.3.2	<i>Vorwärtsmodellierung</i>	6-109
6.3.3	<i>Rückanalyse</i>	6-111
6.3.3.1	<i>Genauigkeit</i>	6-114

6.3.3.2	Präzision.....	6-116
6.3.3.3	Parameterstudie	6-117
6.3.4	<i>Beurteilung</i>	6-122
6.4	Rückanalyse von den “Hinwil” Versuchsergebnissen.....	6-123
6.4.1	<i>Einleitung</i>	6-123
6.4.2	<i>Vorwärtsanalyse</i>	6-124
6.4.3	<i>Rückanalyse</i>	6-126
6.4.4	<i>Präzision</i>	6-131
6.4.4.1	Genauigkeit	6-134
6.4.5	<i>Beurteilung</i>	6-135
6.5	Rückanalyse von den Bellinzona Feldversuchsergebnissen.....	6-136
6.5.1	<i>Einleitung</i>	6-136
6.5.2	<i>Vorwärtsanalyse</i>	6-138
6.5.3	<i>Rückanalyse</i>	6-139
6.5.3.1	Präzision.....	6-143
6.5.3.2	Genauigkeit	6-146
6.5.4	<i>Beurteilung</i>	6-146
6.6	Falling Weight Deflectometer (FWD).....	6-148
6.7	Schlussfolgerungen.....	6-150

Kapitel 7 : Zusammenfassung und Schlussfolgerungen..... 7-153

7.1	Zusammenfassung.....	7-153
7.2	Schlussfolgerungen.....	7-156

Literatur..... 7-157

ABSTRACT

This research work had the aim of developing a procedure for back-calculating accurate and precise parameter values, describing the mechanical behaviour of the materials built in an existing road structure. After reviewing the existing testing techniques, a new device was designed and assembled at the IGT, Institute for Geotechnical Engineering (ETH Zürich) for measuring the three dimensional deflection bowl under a standard axle load (SAL). Particular attention was paid for obtaining precise and accurate significant measurements for inverse analysis. Three field tests on different locations and road structures were carried out: a flexible pavement type built in a concrete pit (indoor facility) at the EPFL (*Ecole Polytechnique Federale de Lausanne*), a semirigid type in Hinwil (Switzerland) and a flexible type in Bellinzona (Hinwil). The tests results show that the measured road displacements under a SAL, for relatively low temperatures, are generally reversible and time independent. Laboratory tests (uniaxial compression) were carried out on cores obtained from field samples. The strain measurements of the loaded samples were carried out with strain gages, and validated against devices with different technology (LVDT). The analysis of the test results showed that the materials have different bulk and deviatoric stress-strain behaviour. A new thermodynamical framework for non linear viscoelasticity (hyperviscoelasticity) was developed. Experimentally validated hyperviscoelastic and hyperelastic constitutive laws were adopted respectively for describing the mechanical behaviour of asphalt and cement stabilized mixtures. The inverse analysis of the field tests results was carried out with two different optimization algorithms (Levenberg Marquardt and Mesh Adaptive Direct Search), the FE program ABAQUS, and the developed user defined models. The results demonstrate the accuracy and precision of the parameter values obtained with the proposed inverse analysis procedure, demonstrating a potential for application of the developed technique for non destructing testing of real road structures.

ZUSAMMENFASSUNG

Die vorliegende Forschungsarbeit hatte das Ziel Methoden und Prozeduren zu entwickeln, mit welchen man das mechanische Verhalten von Oberbaustrukturen im Strassenbau beschreiben kann. Am Institut für Geotechnik an der ETH Zürich wurde ein Gerät entwickelt, mit welchem man die Einsenkungsmulde unter einer Standard-Achslast (ESAL) dreidimensional mit einer hohen Genauigkeit messen kann. Es wurde grossen Wert darauf gelegt, dass die Messunsicherheiten so klein gehalten werden konnten, dass die gemessenen Werte in einer Rückrechnung mit genügender Signifikanz verwendbar sind. An verschiedenen Orten in der Schweiz wurden Messungen durchgeführt um dreidimensionale Deflektionsmulden an bestehenden Strassen zu erheben. Ein flexibler Oberbau in der Grossversuchsanlage der EPF Lausanne (EPFL), ein halbstarrer (semirigid) Oberbau auf der Autobahn in Hinwil und ein flexibler Oberbau in Bellinzona. Die Resultate der präzisen Deflektionsmessungen zeigen, dass die Einsenkungen unter einer Standard-Achslast bei geringen Temperaturen in der Regel reversibel und zeitunabhängig sind. Zusätzlich zu den Deflektionsmessungen wurden Laborversuche an Bohrkernen aus den Abschnitten, wo die Feldmessungen durchgeführt wurden, gemacht. Dehnungsmessungen an den gebohrten und belasteten Proben wurden im Labor mittels Dehnmessstreifen (strain gauges) durchgeführt. Die Messungengenauigkeit wurde mit zusätzlichen LVDT-Messungen beobachtet. Die Analyse der Labormessungen zeigt, dass die Bohrkern unterschiedliche Last-Dehnung-Verhalten unter der volumetrischen und der deviatorischen Belastung aufweisen. Ein neues thermodynamisches Analyse-System für nichtlineare viscoelastische (hyperviscoelastische) Untersuchungen wurde entwickelt. Experimentell validierte hyperviscoelastische und hyperelastische Stoffgesetze wurden angewendet um das mechanische Verhalten von Asphalt und zementstabilisierten Materialien zu beschreiben. Die Rückrechnung der Feldversuche wurde mit zwei verschiedenen Optimierungs-Algorithmen unter Verwendung von ABAQUS durchgeführt. Die Resultate zeigen die Genauigkeit und Präzision der Parameter aus den vorgeschlagenen Rückrechnungsverfahren.

RESUME

Ce travail de recherche a pour but le développement d'une procédure pour le calcul inverse de façon exacte et précise des valeurs des paramètres qui décrivent le comportement mécanique des matériaux d'une structure routière existante. Après un tour d'horizon des techniques existantes, un nouvel appareil a été projeté et construit à l'IGT, l'Institut de Géotechnique (EPF Zurich), pour la mesure tridimensionnelle de la cuvette de déflexion sous une charge d'essieu standard (SAL). Une attention particulière a été portée à l'obtention de mesures précises et exactes pour l'analyse inverse. Trois essais en vraie grandeur, à des emplacements différents et avec des structures routières différentes, ont été effectués: une chaussée flexible construite dans une fosse en béton (dans une halle d'essais) à l'EPFL (Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne), une chaussée semi-rigide à Hinwil (Suisse) et une chaussée flexible à Bellinzona (Suisse). Les résultats d'essais montrent que les déplacements de la chaussée mesurés sous la SAL, pour des températures relativement basses, sont en général réversibles et indépendants du temps. Des essais en laboratoire (compression simple) ont été effectués sur des éprouvettes provenant des échantillons prélevés sur le terrain. Les mesures des déformations des échantillons sous charge ont été effectuées par des capteurs de déformation, et validées par des appareils utilisant une autre technologie (LVDT). L'analyse des résultats d'essais a montré que les matériaux ont différents modules de compressibilité et comportements contrainte-déformation déviatoriques. Un nouveau cadre thermodynamique pour une viscoélasticité non linéaire (hyperviscoélasticité) a été développé. Des lois constitutives hyperviscoélastiques et hyperélastiques validées par des essais en laboratoire ont été utilisées respectivement pour la description du comportement mécanique de l'asphalte et des mélanges stabilisés au ciment. L'analyse inverse des résultats des essais sur le terrain a été effectuée avec deux algorithmes d'optimisation différents (Levenberg Marquardt et Mesh Adaptive Direct Search), le logiciel d'éléments finis ABAQUS, et les modèles développés et définis par l'utilisateur. Les résultats démontrent l'exactitude et la précision des valeurs des paramètres obtenus

avec la procédure d'analyse inverse proposée, dévoilant un application potentielle pour la technique développé pour l'analyse non-destructive des chaussées existantes.

SOMMARIO

Il presente lavoro di ricerca ha l'intento di sviluppare una procedura con la quale è possibile ottenere valori precisi e accurati per i parametri che descrivono il comportamento dei materiali impiegati nelle costruzioni stradali. Dopo un attento studio della letteratura sulle tecniche esistenti, un'apparecchiatura di nuova concezione è stata progettata e assemblata all'IGT, per la misura del bacino di deflessione sotto un'asse normale di carico. Particolare attenzione è stata prestata per ottenere valori precisi, accurati e naturalmente significativi per la procedura di analisi inversa. Tre prove insitu sono state effettuate in località e strutture differenti: una pavimentazione sperimentale di tipo flessibile costruita in un cassone di prova in calcestruzzo all'EPFL, una di tipo semirigido a Hinwil (Svizzera) e un tipo standard flessibile a Bellinzona (Svizzera). I risultati delle prove sperimentali, effettuate a temperature relativamente basse, mostrano che gli spostamenti verticali della pavimentazione sotto carico assiale standard costante sono generalmente reversibili e non variano nel tempo. Prove di laboratorio (carico monoassiale) sono state effettuate su provini estratti dai campi di prova. La misura delle deformazioni dei provini sotto carico sono state effettuate con estensimetri elettrici e validate mediante un'apparecchiatura di tecnologia differente (LVDT). L'analisi dei risultati sperimentali mostra un differente comportamento in compressione e taglio dei materiali. Una nuova struttura concettuale è stata sviluppata per la teoria della viscoelasticità non lineare (iperviscoelasticità). Leggi di comportamento iperviscoelastiche e iperelastiche validate sperimentalmente sono state adottate per descrivere il comportamento meccanico di miscele d'asfalto e di granulare stabilizzato. L'analisi inversa dei risultati delle prove insitu è stata effettuata con due algoritmi di ottimizzazione differenti (Levenberg Marquardt e Mesh Adaptive Direct Search), il programma agli elementi finiti ABAQUS, e i legami costitutivi sviluppati dall'autore. I risultati mostrano l'accuratezza e la precisione dei valori dei parametri ottenuti con la procedura di analisi inversa proposta e le potenzialità della tecnica sviluppata per prove non distruttive di reali strutture stradali.

Kapitel 1: Rückanalyse in Road Geotechnics

1.1 Einleitung (a)



Abb. 1-1: Asphalt Beton (AB) Deckschicht (Italia, Milano ≈1950)

Die Rückanalyse ist ein Werkzeug der Diagnostik.

In der Geotechnik der Verkehrswege betrifft das auch das Bemessen eines Strassenoberbaus, besonders weil heutzutage Überdeckungen häufiger als komplett neue Oberbauten geplant und ausgeführt werden.

Die Bemessung der Strassenüberdeckungen sollte gemäss dem Zustand der darunter liegenden Schichten geplant werden, dessen Untersuchung eine Art Diagnose darstellt.

Nach dieser Beurkundung sollte es dann möglich sein, den Gesundheitszustand der eingebauten Materialien quantitativ und qualitativ zu erfassen, eine Prognose von deren Entwicklung zu geben, und die neue Überdeckung zuverlässig zu bemessen.

1.2 Einleitung (b)

Die Rundlaufanlage (Fig. 1-2) war in der letzten 30 Jahren (1977 - 2005†) eine der wichtigsten Ressourcen für das PMS (Pavement Management System) in der Schweiz. Die damit erhaltenen Forschungsergebnisse beeinflussten massgebend die Schweizerischen Strassendimensionierungsnormen, wie aus den Berichten von Rossner et al. 1977, Jacot and Scazziga 1985, Horat et al. 1994, Beligni et al. 1995, Oekzul et al. 1999, Rabaiotti und Caprez 2007 ersichtlich ist.

Die kreisförmige Teststrecke (Durchmesser 32 Meter) bildete im Massstab 1:1 die Struktur einer Strasse mit einer Länge von 100 Metern. Die Breite der Fahrbahn betrug 1.4 m. (Fig. 1-2)

Der Strassenoberbau und -unterbau war in einer 2 Meter tiefen Betonwanne eingebaut, deren obere Querschnitt 4.5 Meter und der untere 2.5 Meter betrug.

Die Belastungsanlage bestand aus drei Stahlarmen die gelenkig an einer zentralen Führungssäule befestigt waren. Jeder Arm wurde durch einen eigenen Elektromotor angetrieben. Die Hälfte einer Achslast war am Ende jedes Arms befestigt und konnte zwischen 40 und 60 kN belastet werden. Die Zwillingsräder hatten einen Durchmesser von 1.1 Metern und einen Reifendruck von 700 kPa bei 50 kN beziehungsweise 750 kPa bei 60 kN Belastung.

Die Querverteilung der Last konnte damit so programmiert werden, dass sie den gemessenen Fahrverhältnissen des Schwerverkehrs auf Fahrstreifen von Autobahnen entsprach.



Abb. 1-2: Die Rundlaufanlage während des Unterhalts

Die Evaluierung des Langzeitverhaltens der eingebauten Strassenoberbauten basierte in allen durchgeführten Forschungsprojekten vor allem auf empirischen Methoden, mit der Ausnahme der Verformungsmessungen in den gebundenen Schichten, die mit den Dehnmessstreifen erfasst wurden (Rabaiotti and Caprez 2007, Beligni et al. 1995).

Der PSI Wert (Present Serviceability Index), der bei der AASHO (American Association of State Highway Organizations) eingeführt wurde, war der dafür verwendete Evaluierungsindex.

Der PSI ist mit empirischen Gleichungen (Eq. 1-1, 1-2) definiert. Deren massgebende Parameter sind die Langs- und Querunebenheiten der Strassenoberfläche. Dieser Wert erlaubt die Funktionstüchtigkeit einer Strasse, aber nicht den Zustand der in den einzelnen Schichten eingebauten Materialien zu beschreiben. Nach dem AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), offizieller von AASHO Name nach dem Jahre 1973, unterscheidet sich die Berechnung des Index für flexible und starre Bauweisen (Hadley 1994):

Flexible Bauweise:

$$PSI = 5.03 - 1.91 \log_{10}(1 + \overline{SV}) - 0.01\sqrt{C + P} - 1.38RD^2 \quad 1-1$$

Starre Bauweise:

$$PSI = 5.03 - 1.80 \log_{10}(1 + \overline{SV}) - 0.9\sqrt{C + P} \quad 1-2$$

PSI	present serviceability index
$\overline{SV}$	Mittelwert der Varianz des Winkelwertes (Längsebenheit der Fahrbahn)
$\sqrt{C + P}$	Risse und Flickstellen
RD^2	Spurrinnentiefe (in Zoll)

Die PSI Werte sind zwischen 0 (schlechteste) und 5 (beste) definiert.

Die Werte, die das Ende der Gebrauchstauglichkeit bestimmen, sind nach Verkehrlastklasse der Strasse zwischen 3.0 (sehr wichtig) und 1.5 (wenig Verkehr) definiert.

In den Auflagen 1986 und 1993 der AAHSTO Design Guide sind einige Abschnitte der Entwicklung einer mechanistischen Methode gewidmet, wobei diese keine „ready to use“ Lösungen darstellen.

Die folgende Darstellung (Abb. 1-3) aus dem AASHTO Design Guide 1993 zeigt die Richtlinien für die Bemessung einer Überdeckung nach der mechanisch-empirischen Methode. Ein wichtiger Bestandteil dieses Schemas ist die zerstörungsfreie Messungsmethodik, die auch massgebend für die Bemessung der Überdeckung wird.

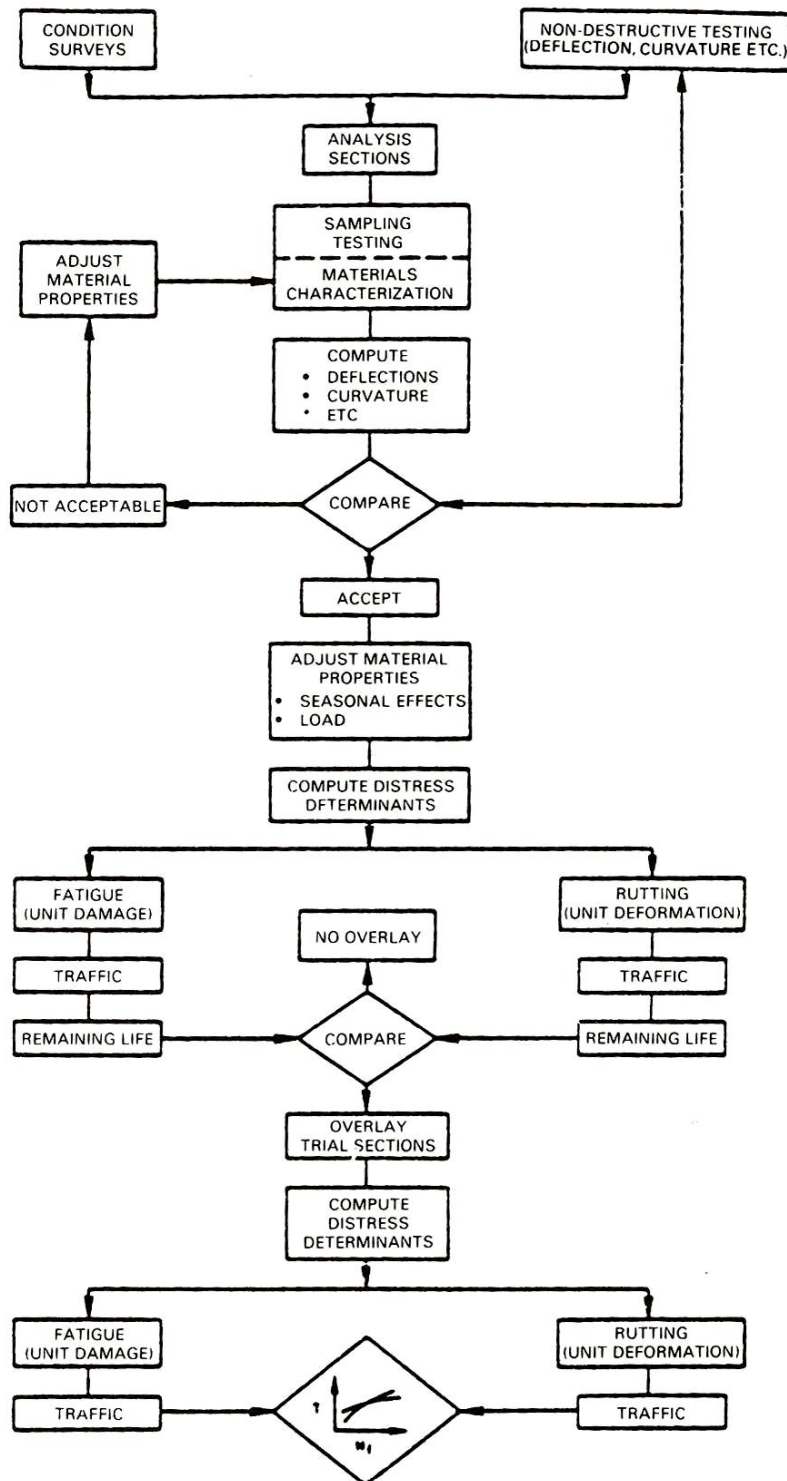


Abb. 1-3: Bemessung einer Überdeckung nach der AASHTO mechanisch-empirische Methode (ASSHTO 1993)

Die Strassenbemessung, die auf mechanischen Ansätzen basierte, war damals infolge der begrenzten Rechnerleistung und ungenügenden

Genauigkeit der Messmethoden in der Vergangenheit weniger erfolgreich als die empirischen Methoden.

Ein gelungenes Beispiel von Rückanalyse basierend auf mechanischen Ansätzen kann aus dem Forschungsbericht von Beligni (1995) herausgelesen werden.

Statische und dynamische Messungen der Strasseneinsenkung unter Belastung wurden zur Rückrechnung der elastischen Moduli der in den Schichten eingebauten Materialien angewendet. Die Analyse wendet die Mehrschichtentheorie von Burmister (1945) an, welche in den Programmen Vesys und Bysar implementiert ist. Nach dieser Theorie sind die Materialien linear elastisch, isotrop, homogen und gewichtslos definiert. Die Genauigkeit der Rückanalyse wurde folgendermassen überprüft: Die mit den Programmen berechneten Dehnungen in den Schichten wurden mit denen aus den eingebauten DMS verglichen.

Die Ergebnisse aus dieser Analyse sind aber immer noch als qualitativ zu betrachten, da die viele Annahmen über Materialverhalten und Randbedingungen sehr vereinfacht sind.

Eine ähnliche Überprüfung der Genauigkeit der Rückanalyse wurde auch bei Uzan (2004) angewendet, um die Rückrechnung der auf FWD Messungen (Falling Weight Deflectometer) basierte Moduli validieren zu können.

Die Berechnung wurde mit einem finiten Elementen Programm mit linear elastischen Stoffgesetzen durchgeführt. Trotzdem bestehen Abweichungen der gemessenen zu den berechneten Dehnungen mit einem Faktor 1.5.

.

1.3 Testgeräte für Rückanalyse

1.3.1 Einleitung

Die Materialeigenschaften von im Strassenbau angewendeten Böden und Materialien, werden normalerweise im Labor mit genau definierten Belastungs- und Randbedingungen untersucht. Die Proben werden in der Regel im Labor wieder aufgebaut, mit dem Ziel die mechanischen Eigenschaften gleich oder ähnlich wie diejenigen im Feld, zu reproduzieren.

Verdichtungsverfahren wie der Proctor Standard oder Modified (SN 670 330b) für Böden, die Marshallverdichtung (SN 671 969c) und die Superpave Mix Design für Asphaltmischungen (Superpave 1994) haben das Ziel, die Probeneigenschaften so nahe wie möglich denjenigen im Feld nachzubilden.

Fortgeschrittene numerische Methoden, wie die finite Elemente Methode und bessere Rechenleistung als in der Vergangenheit erlauben heutzutage die Modellierung von Problemen mit komplexen Randbedingungen, und die Analyse von Feldversuche aus einer rein mechanischen Sicht.

Dazu kommt auch, dass die Analyse der Materialeigenschaften insitu zu einer erheblichen Reduktion der Kosten führen könnte, besonders im Bezug auf die Herstellung oder Entnahme der Proben.

Zerstörungsfreie Feldprüfmethoden, die in der Vergangenheit entwickelt wurden, hatten zum Ziel die Last realistisch nachzubilden, womöglich mit genau definierten Randbedingungen, so dass eine relativ einfache Interpretation der Resultate möglich ist.

Ein anderes Argument, das für Feld- gegenüber Laborversuchen spricht, ist dass im Labor nur bestimmte Bedingungen nachgebildet werden können, die nicht dem realen komplexen Spannungszustand einer Achslast entsprechen.

Die bestehenden Feldversuchungsverfahren, die in den nächsten Abschnitten beschrieben werden, wurden in einer Zeit entwickelt, wo die Rechenleistung der Rechner relativ gering war. Aus diesem Grunde sollte das Versuchsverfahren zu einem relativ einfachen Randbedingungenproblem führen, das numerisch einfach oder sogar analytisch lösbar ist.

1.3.2 Falling Weight Deflectometer (FWD)

Das Ziel des Falling Weight Deflectometers (ASTM D4694 2003) ist die Nachbildung der dynamischen Belastung einer Achslast (Abb. 1-4) auf einer Strasse mit genau definierten Randbedingungen.

Die Belastung wird mit einer fallenden Masse, die auf eine Gummi Membrane schlägt, auf die Strasse gebracht.

Die Strasseneinsenkung wird an verschiedenen Standorten mit Geophonen (Abb. 1-5) (in der Regel 7), die einen Regelmässigen Abstand zur Schlagstelle haben, gemessen. Normalerweise werden nur die höchsten Werte der Einsenkung gemessen.

Die Belastung wird mit einem Kraftaufnehmer gemessen.

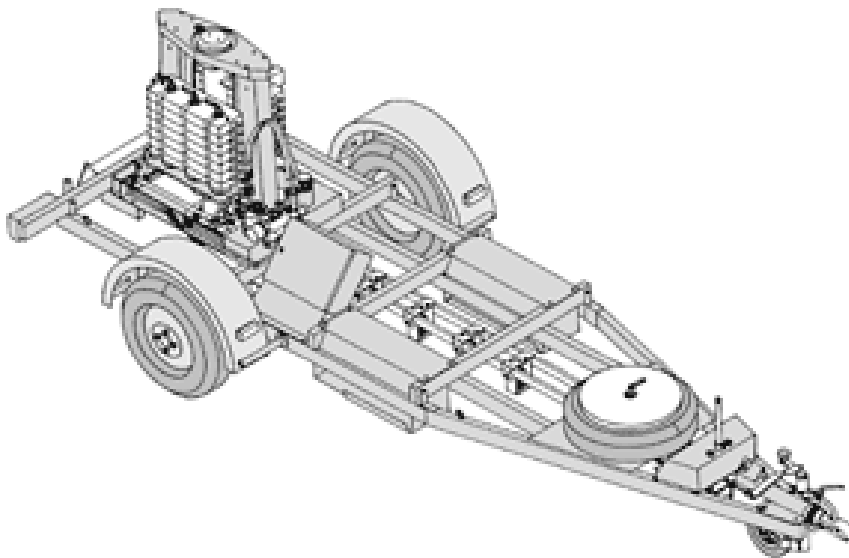


Abb. 1-4: Falling weight Deflectometer (Dynatest Model 8000 Falling Weight Deflectometer)

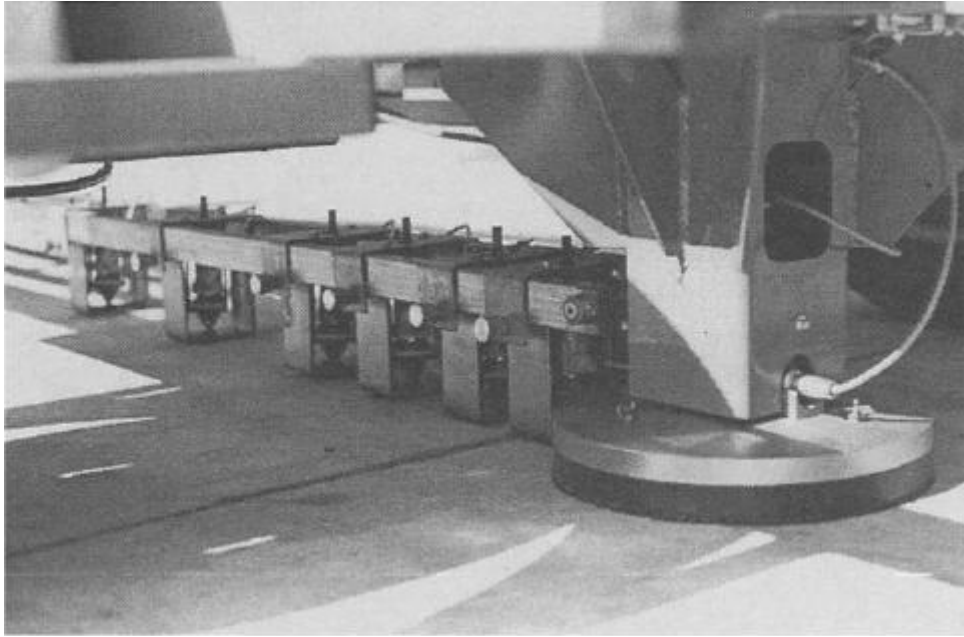


Abb. 1-5: Falling weight Deflectometer (Dynatest Model 8000 Falling Weight Deflectometer, die Geophone und die Platte)

Die Rückanalyse besteht aus dem Vergleich zwischen der gemessenen und der berechneten Deflektionsmulde: Die Modellparameter für die Berechnung werden solange angepasst bis die Differenz zwischen den Einsenkungen minimal wird.

Ein kritischer Punkt dieser Analyse ist die Vernachlässigung der Effekte der Wellenausbreitung in dem Boden, die bei der dynamischen Belastung verursacht werden.

Uzan (1994a) kam nach einer Studie über die meist verwendete auf dem FWD basierende Rückanalyse Verfahren zu der Schlussfolgerung, dass die Effekte der Wellenausbreitung nur dann vernachlässigt werden können, wenn der Felsuntergrund tiefer als 6 Meter liegt (siehe auch Chang et al., 1992, Chatti and Kim 2000).

Der selbe Autor (Uzan 2004) weist darauf hin, dass die Schichtmaterialien als non linear elastisch modelliert werden sollten, um eine bessere Übereinstimmung zwischen der gemessenen und der berechneten Deflektionsmulde zu erhalten.

Eine weitere wichtige Eigenschaft ist die Abhängigkeit von der Lastfrequenz und Viskosität der mechanischen Eigenschaften der Asphaltmischungen

(Chatti und Kim 2000), welche bei den linear elastischen Modellen ignoriert werden.

Das FWD bringt eine Last bei einer gewissen Frequenz auf die Strasse (ca. 40 ms). Daher sind die gemessenen mechanischen Eigenschaften nur für diese Frequenz gültig.

In diesem Zusammenhang zeigte Uzan (1994b), dass Moduli, die mit einer statischen oder dynamischen Analyse rückgerechnet wurden, nur für Materialien, die kein Bitumen enthalten haben, eine gute Übereinstimmung aufweisen.

Aus den oben genannten Beobachtungen folgt, dass das FWD Testverfahren und die damit verbundene Rückanalyse als noch nicht einwandfrei zu klassieren ist. In dem nächsten Abschnitt wird ein Gerät und Verfahren beschrieben, das die Begrenzungen des FWD zu beseitigen versucht.

1.3.3 Pavement Seismic Analyzer (PSA)

Der Pavement Seismic Analyzer (Nazarian et al. 1993, Abb. 1-6) bringt eine schwingende Belastung auf die Strasse und misst die Geschwindigkeit der Wellenausbreitung im Boden.

Das Verfahren basiert auf der Theorie der Wellenausbreitung in einem elastischen Körper, deren Geschwindigkeit vom Young und Scher Modul abhängig ist (Nazarian et al. 1993).

Der grosse Vorteil dieser Methode gegenüber dem FWD, ist die direkte Messung der mechanischen Eigenschaften der Materialien. Trotzdem sind diese noch von der Lastfrequenz abhängig, und nur lineare elastische Modelle können für die Auswertung angewendet werden. Die Asphaltmischungen sind auch keine homogenen Materialien, wie bei dieser Analyse angenommen wird.



Abb. 1-6: PSA, Schwingende Masse und Geophone

1.3.4 Benkelman beam

Der Benkelman Versuch wurde bei der American Association of State Highway Organizations (AASHO) im 1958 entwickelt. Das Testgerät misst die rückfedernde Deformation der Strassenoberfläche unter einer Achslast (in der Regel 100kN) zwischen deren Zwillingsrädern. Die Deflektionsmulde wird indirekt gemessen, indem die Einsenkung des gemessenen Punktes gegenüber dem Lastabstand aufgezeichnet wird. Die grossen Vorteile dieser Methode gegenüber den anderen sind die quasi statischen Lastbedingungen, ohne dass dynamische Wellen erzeugt werden, und die realistischen Belastungen der Strassenstruktur (Achslast).



Abb. 1-7: Benkelman Balken: die Einsenkung ist mit dem Wegaufnehmer (links) mittels dem Hebelarm Prinzip gemessen.

Zahlreiche Benkelmanversuche wurden während den Rundlauf Feldversuchen durchgeführt (Rabaiotti and Caprez, 2007). Es wurde festgestellt, dass die Länge der Deflektionsmulde und vor allem die Auspressung des Materials bei schwächeren Schichten zwischen den Zwillingenrädern, die Genauigkeit der Messungen ziemlich stark herabsetzt. Die Rückanalyse dieser Versuche soll aufgrund der dreidimensionalen Randbedingungen mittels Finiten Elementen durchgeführt werden.



Abb. 1-8: Benkelman Beam während dem AASHO Test road, ca 1962, entwickelt bei Alvin Carlton Benkelman (1895 – 1987) (nach Alvin Benkelman, Jr.)

Eine Rückanalyse, die auf den mit dem Benkelman Balken gemessenen Deflektionsmulde basiert, wurde bei Rabaiotti and Caprez (2007) durchgeführt.

Die Vorwärtsanalyse wurde mit linear elastischen Stoffgesetzen und mit einem finiten Elementen Programm durchgeführt. Es wurde gezeigt, dass nur ein Steifigkeitsmodul mit konvergenter Lösung und mit einer geringen Konvergenzgeschwindigkeit berechnet werden kann, weil zu wenig Messpunkte vorhanden sind. Trotz diesen Begrenzungen waren die rückgerechneten Werte aus Ingenieursicht zulässig.

1.4 Schlussfolgerungen

Zwei Hauptfamilien von Rückanalyse Methoden in der Geotechnik der Verkehrswege sind in der Literatur vorhanden. Die eine basiert auf statischen und die andere auf dynamischen Berechnungsverfahren.

Die grösste Herausforderung bei der Analyse dynamischer Belastung einer Strassenoberfläche ist die Berücksichtigung der Wellenausbreitung im Boden. Drei verschiedene Analysistypen von Rückanalyse werden heutzutage angewendet:

- “Basin matching”: Die Eingabewerte des Berechnungsverfahrens werden solange variiert bis die berechneten und gemessenen Deflektionsmulden gut übereinstimmen. Dabei werden die Effekte der Wellenausbreitung auch bei dynamischer Belastung vernachlässigt.
- “Basin matching” mit einer dynamischen Analyse ohne Vernachlässigung der Effekte der Wellenausbreitung
- Geophysikalischen Methoden (PSA) mit direkter Korrelation zwischen Geschwindigkeit der Wellenausbreitung und mechanischen Eigenschaften der Materialien.

Diese Rückanalyseverfahren sind international angewendet, wobei sie grösstenteils nicht einwandfrei sind.

Ein Verfahren, basierend auf der mit dem Benkelmanbalken erfassten Deflektionsmulde wurde bei Rabaiotti und Caprez (2007) vorgeschlagen. Die Vorwärtsanalyse wurde mit einem finiten Elementen Programm durchgeführt, um die komplexen Randbedingungen des Feldversuchs zu simulieren. Die Genauigkeit der rückgerechneten Steifigkeitsmoduli war zufriedenstellend und es wurde ein bemerkenswertes Potential in diesem Verfahren vorausgesagt, falls die Genauigkeit und Anzahl der Messpunkte erhöht wird.

Kapitel 2: ETH Delta Design

2.1 ETH Delta

2.1.1 Motivation

Das ETH Delta Testgerät wurde geschaffen, um nützliche Informationen über die Gebrauchstauglichkeit eines Strassenoberbaus zu gewinnen und Testresultate zu bekommen, die zu einem verbesserten Rückanalyse-Verfahren führen.

Rabaiotti und Caprez (2007) stellten fest, dass die Rückanalyse basierend auf der Messung der statischen Deflektionsmulde für die Bestimmung der Gebrauchstauglichkeit eines Strassenoberbaus sehr hilfreich ist, da die Tiefe und Ausbreitung der Mulde direkt von der Stärke und Steifigkeit der Schichten abhängig sind.

Leider sind die Anzahl der Messpunkte und die Qualität der Messung mit dem Benkelman Balken ungenügend für eine Rückanalyse.

Aus diesem Grund wurde ein neues Testgerät entwickelt, mit dem die dreidimensionale Form der Deflektionsmulde mit hoher Auflösung unter einer Achslast gemessen werden kann. Das neue Gerät musste insbesondere die Begrenzungen der Benkelman Balken und des FWD beseitigen.

Erstens: Das Testgerät sollte so gebaut sein, dass es nicht in der Deflektionsmulde steht.

Zweitens: Die Messinstrumente sollten auf einem stabilen Rahmen fixiert werden.

Drittens: Es muss ein geeignetes Testverfahren entwickelt werden.

Das Design erfolgte dann mit dem Ziel diese Anforderungen zu erfüllen.

2.2 Rahmendesign

Der Geräterahmen hat eine Delta Form, und besteht aus einem runden und vier viereckigen Aluminiumrohren. Die Abmessungen sind in Abb. 2-2 dargestellt.

Die Rohre sind mit vorgespannten Stahlseilen gezogen, um eine höhere Steifigkeit des Rahmens zu erzeugen.

Die Seile sind für die horizontale und vertikale Steifigkeit zuständig: Zwei geneigte Elemente (Abb. 2-1, 2-5) dienen als fixierte Auflage für die höheren Seile.

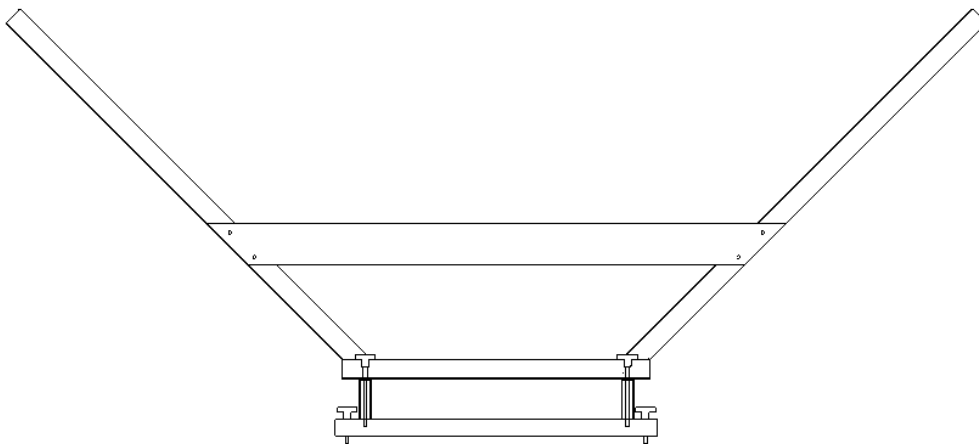


Abb. 2-1: Detail aus dem ETH Delta Rahmen (Schnitt A-A)

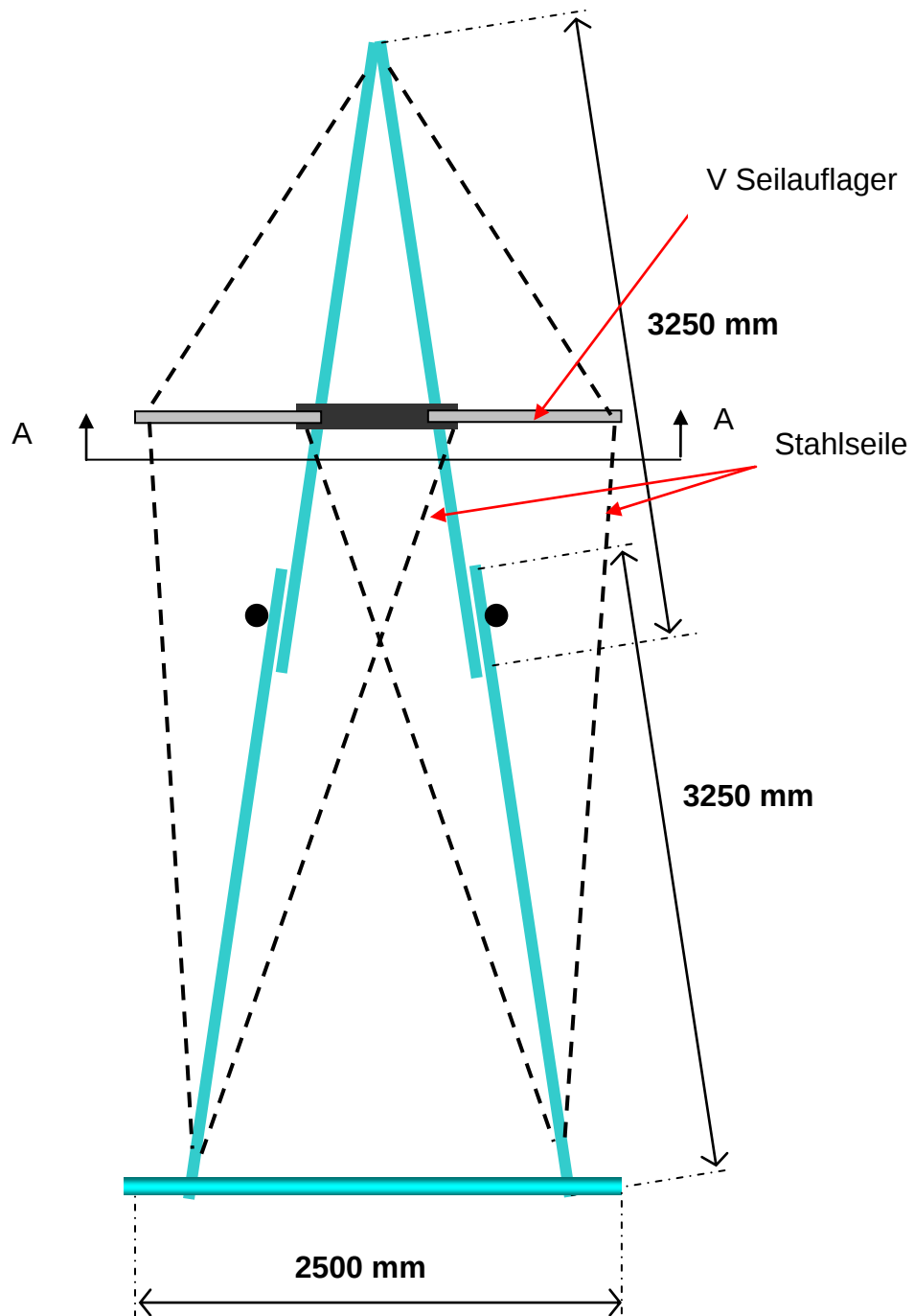


Abb. 2-2: ETH Delta Rahmen

Eine finite Elemente Berechnung wurde für die Beurteilung des mechanischen Verhaltens des Rahmens unter Einfluss der Schwerkraft und des Windes von der Seite durchgeführt.

Die FE Simulation (Abb. 2-3) zeigt die Verformung der Rahmen, insbesondere des unerwünschten Effekts der Torsion, der aber relativ klein bleibt, falls die Seile denselben Spannungszustand haben (Abb. 2-4). Aus diesem Grund sind diese mit Kraftaufnehmern ausgerüstet, welche dieselbe Spannung zu erzeugen erlauben. Die höheren Seile sind auch sehr nützlich um die Dämpfung des Rahmens gegen dynamische Lasten (Schlagen) zu erhöhen.

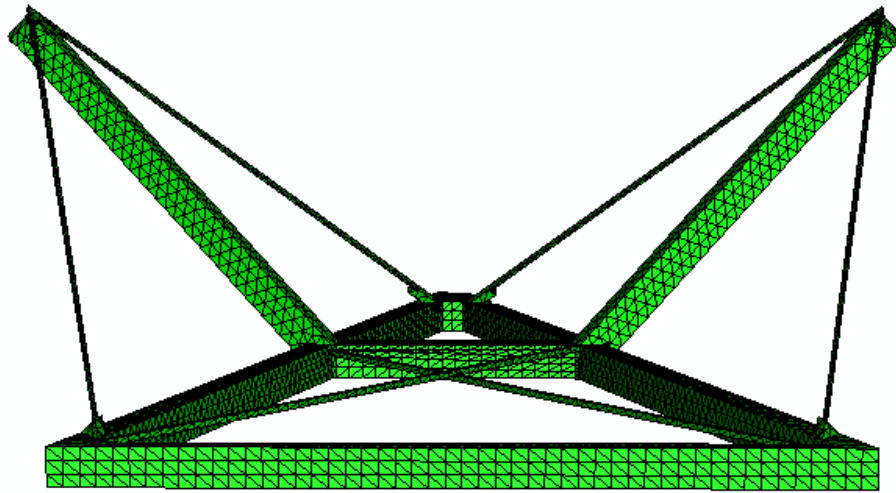


Abb. 2-3: Mesh generiert für die FE Berechnung

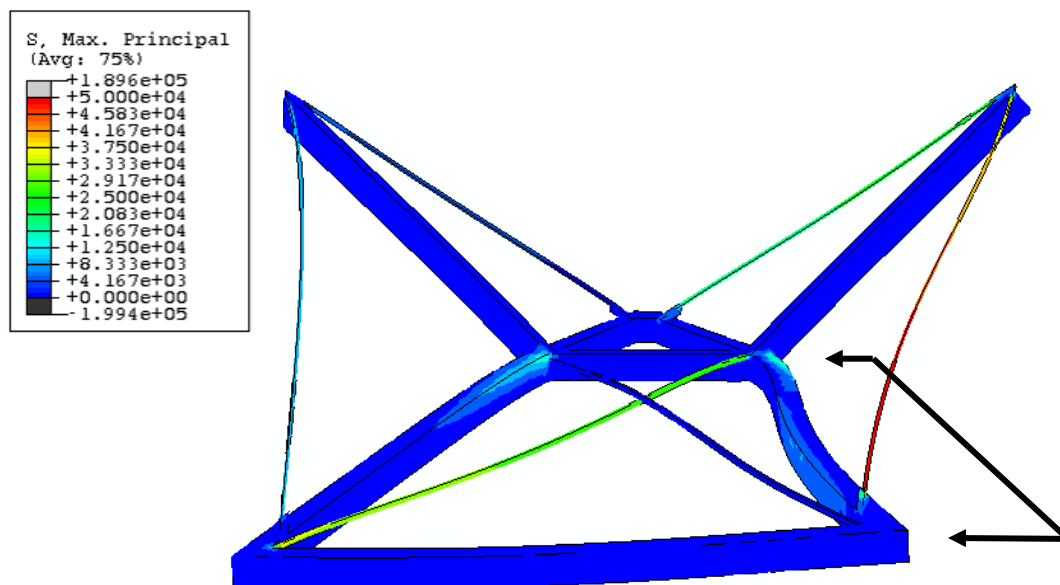


Abb. 2-4: Grösste Werte der Hauptspannungen in Rahmen und Seilen unter Schwerkraft und Wind. Die Verformung ist 3000-fach vergrössert.

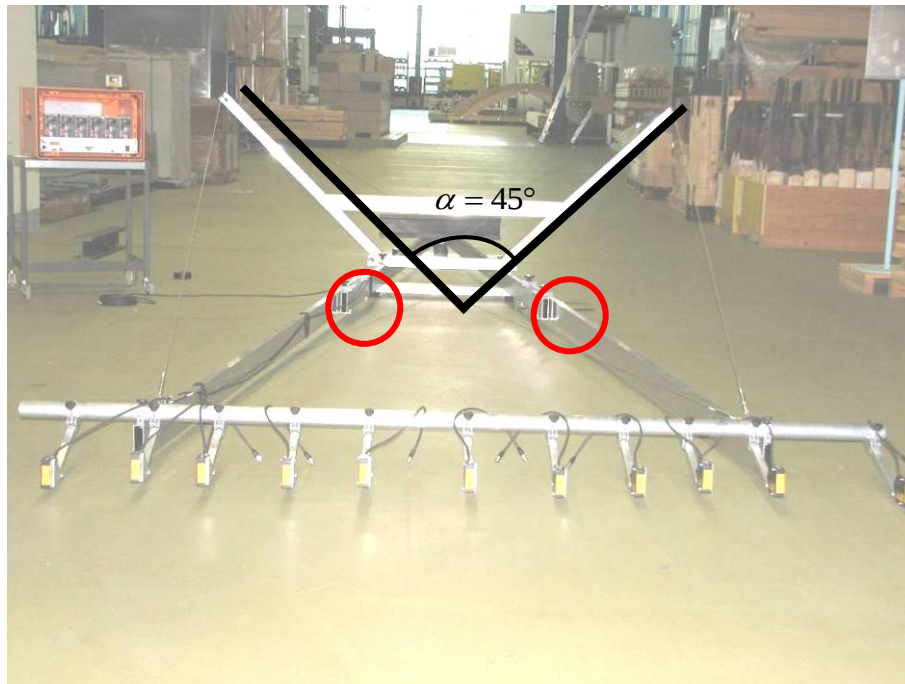


Abb. 2-5: ETH Delta Rahmen mit den Laser Sensoren.

Die geneigten Seilauflager haben einen Winkel von 45° , welcher sich aus Versuchen in der Testhalle (Abb. 2-5) als optimaler Wert für Steifigkeit und Dämpfung ergeben hat.

2.3 Messaufnehmer

2.3.1 Einleitung

Die Einsenkung der Strassenoberfläche unter einer Last und die Rahmenbewegungen werden mit Laser aufgenommen. Diese Technologie erlaubt eine kontaktlose Messung, die besonders wichtig ist, da die Rauigkeit der Strassenoberfläche ein grosser Nachteil für die Genauigkeit der Messung darstellt.

2.3.2 Laser für die Messung der Einsenkungen

Die maximalen Werte der Einsenkung einer Strassenoberfläche unter einer Achslast (Standard Achslast = 100 kN) sind in der Schweiz und in Europa in der Regel kleiner als 1 mm für flexible und kleiner als 1/10 mm für starre Bauweisen. Daher ist es schwierig genau zu messen. Die Laser Triangulationstechnik ist in diesem Auflösungsbereich das geeignete Messprinzip.

2.3.2.1 Laser triangulation

Die Laser Triangulationstechnik bestimmt die Position eines Zielobjektes durch den Winkel zwischen abgestrahlten und aus dem vom Objekt reflektierten Licht (Abb. 2-6). Die Position des reflektierten Lichts wird mit speziellen Aufnehmern gemessen: Das sind die Lichtsensoren vom Typ PSD oder CCD (Rabaiotti 2009).

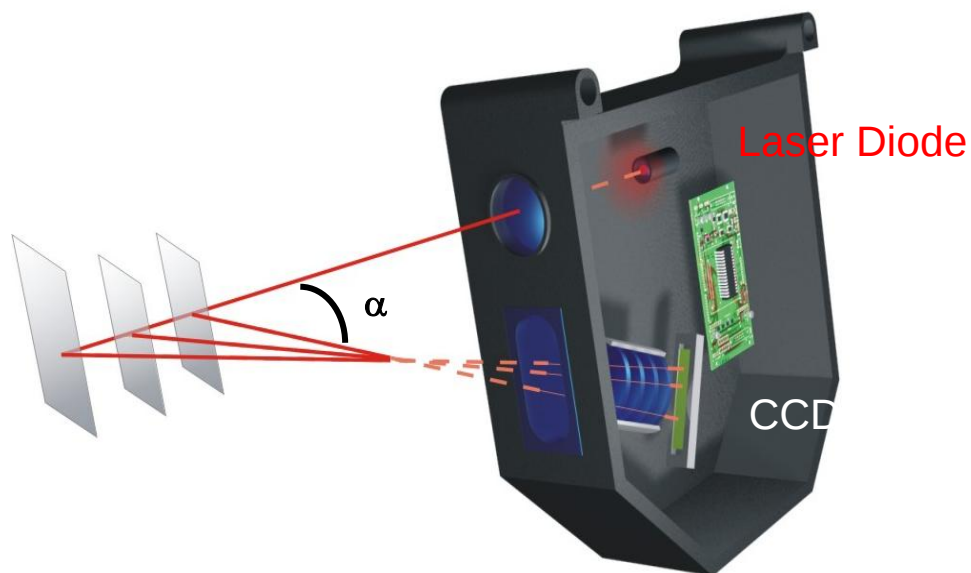


Abb. 2-6: Triangulation laser sensor (Micro-Epsilon)

Der PSD misst die Position des Mittelpunktes des Laserstrahls durch den Schwerpunkt der Lichtverteilung. Das CCD erfasst das Licht in vielen

getrennten Pixeln und versucht festzustellen wo sich der grösste Wert befindet.

CCD Sensoren sind weniger beeinflusst von schlecht reflektierenden Oberflächen, daher werden diese Sensoren für die Messung der Deflektion der Strassenoberfläche angewendet. Die PSD Sensoren werden für die Messung der Rahmenbewegung angewendet, indem nur die Position des Laserstrahls, ohne Triangulation, erfasst wird.

2.3.2.2 Laser Wahl

CCD basierende Laser Sensoren von drei verschiedenen Herstellern, die für die gewünschte Anwendung geeignet wären, wurden mit einem modifizierten Benkelman Balken (Rabaiotti 2009) getestet. Nach Labor- und Feldversuchen wurde der Keyence LK-G37 gewählt.

2.3.2.3 Laser Halterungen

Die Laser sind auf speziellen Halterungen fixiert, deren Längs- (Abb. 2-7, A) und Querposition (Abb. 2-7, B) je auf gewünschtem zu messenden Punkt auf der Oberfläche justiert werden können. Die Winkelstellung des Aufnehmers kann auch bestimmt werden, so dass der Laserstrahl immer senkrecht zur Oberfläche bleibt (Abb. 2-7, C).

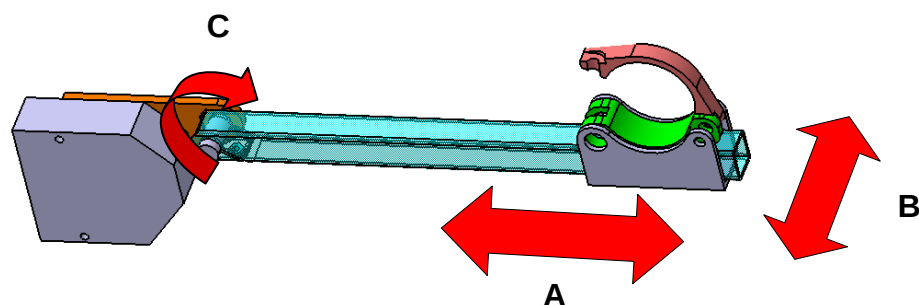


Abb. 2-7: Laser Aufleger

2.3.3 Referenz Laser

2.3.3.1 Einleitung

Die Rahmenbewegungen, die bei Wind und Temperaturunterschieden auftreten, müssen aufgenommen werden damit eine genügende Genauigkeit während Langzeitmessungen erreicht wird. Diese werden dann mit einem unabhängigen Messsystem gemessen (Abb. 2-8): Zwei Laser Dioden sind auf hochstabilen Halterungen montiert (schwere Stahlplatten). Die Position des Strahls wird mit PSD Sensoren neben den Traingulationlaser aufgenommen (Abb. 2-9).

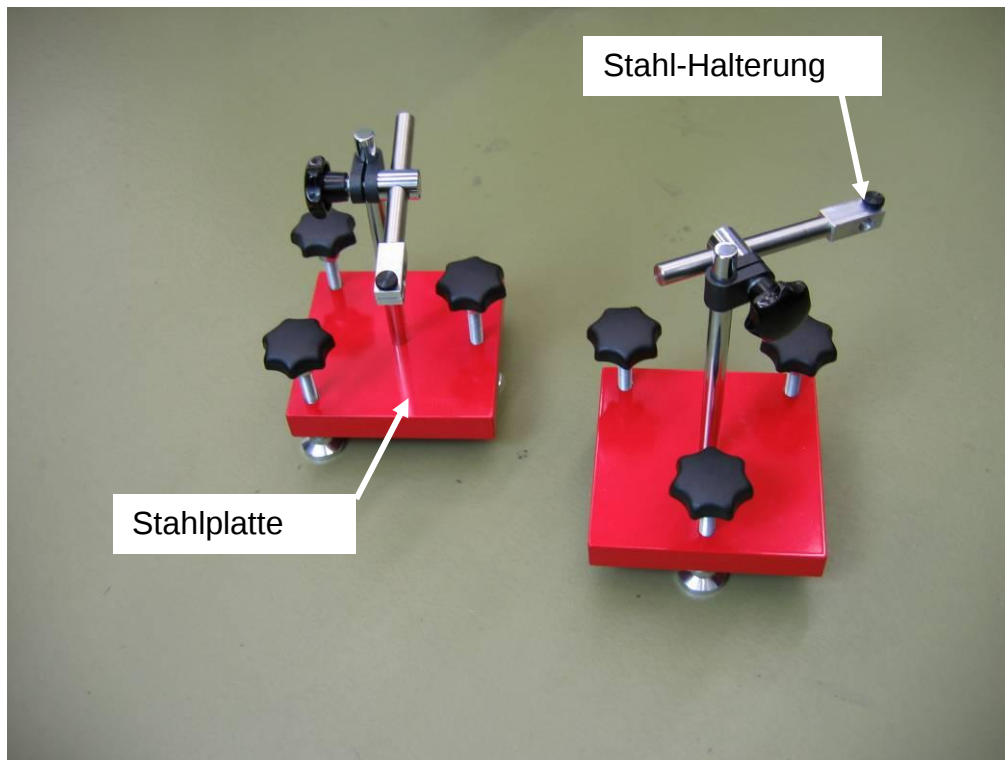


Abb. 2-8: Ständer für die Referenz Laser

2.3.3.2 Referenzsensoren (PSD)

Wie schon erwähnt, nutzen die Referenz Sensoren die PSD Technologie um die Position des Laserstrahls zu bestimmen. Das gewählte Produkt ist ein SITEK-PSD-2L10-SP und ist in Abb. 2-9 dargestellt.

Da die Dioden, die den Laser Strahl generieren, 6 Meter hinter dem ETH Delta positioniert sind, ist die Auflösung dieser Aufnehmer wesentlich schlechter als die von den Triangulationssensoren. Trotzdem bleibt sie nach Filterbehandlung der Messdaten in einem tolerierbaren Bereich von 2/100 mm.

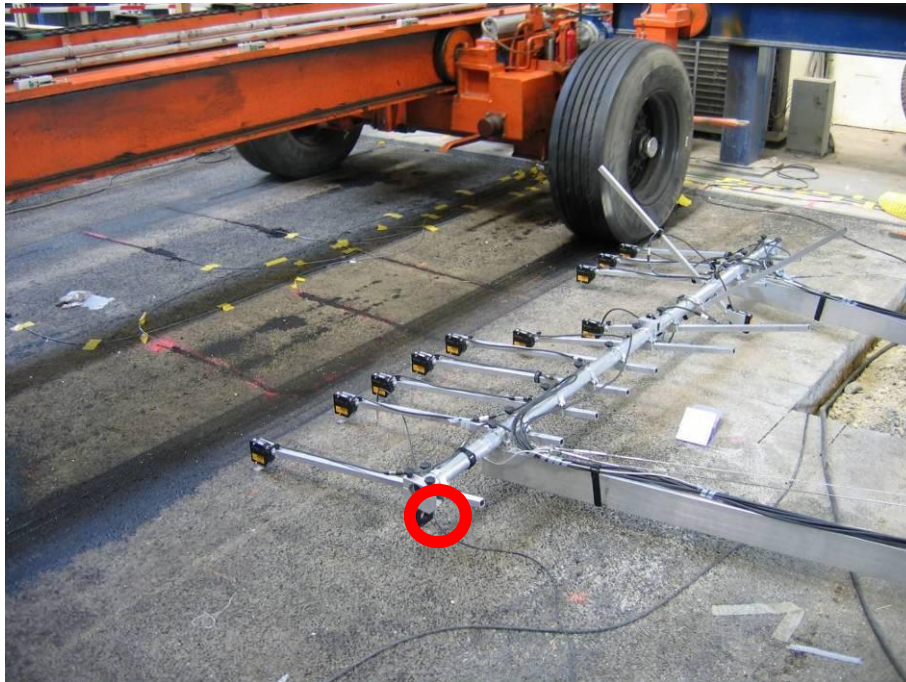


Abb. 2-9: PSD Sensoren, die neben den Triangulationssensoren positioniert sind.

2.3.4 Distanz Laser

Die Distanz zwischen Mess- und Belastungspunkt wird mit einem Distanzlaser DIMETIX DLS-B15 (Abb. 2-10) aufgenommen. Das Messprinzip beruht auf der Methode der Phasenverschiebung: Ein Laserstrahl wird zum Ziel gesendet, das reflektierte Licht wird gemessen und die Phase der Leistungsmodulation wird mit der aus dem gesendeten Licht verglichen.

Die Distanz d erfolgt dann aus der Formel:

$$\Delta\varphi = 2\pi f_0 \tau_d = 2\pi f_0 \frac{2d}{c} \quad 2-1$$

$$d = \frac{c\Delta\varphi}{4\pi f_0} \quad 2-2$$

Wobei:

$\Delta\varphi$ Phasenverschiebung

τ_d Übertragungszeit

f_0 Frequenzmodulation

Die Genauigkeit der Messung liegt typischerweise bei etwa ± 1.5 mm, mit einer Reichweite von 500 m.

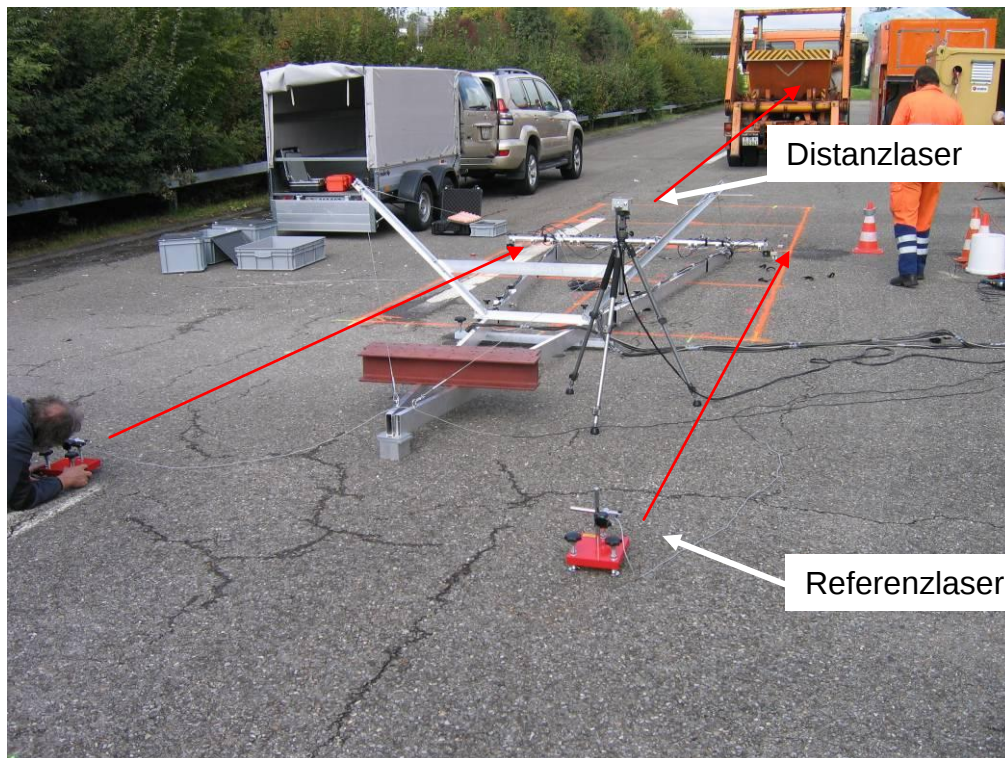


Abb. 2-10: Einrichtung der Messsensoren

2.4 Testverfahren

Die Deflektionsmulde wird nach demselben Prinzip wie beim Benkelman Versuch ausgewertet, nur wird sie mit 11 – 12 Messpunkten statt mit einem gemessen: Das erlaubt die dreidimensionale Messung der Einsenkung der Strassenoberfläche. Die Form wird in Querrichtung (zum Belastungsspfad) direkt gemessen. Die Ausbreitung der Einsenkungen in Längsrichtung ergibt sich beim Aufzeichnen der Entwicklung der Einsenkungen gegenüber dem Lastabstand. Eine wichtige Annahme ist, dass keine zeitabhängigen Verformungen während des Lastwagenwegfahrens stattfinden (rasches Entlasten) (Abb. 2-11). Mehrere Details werden im Kapitel 3 beschrieben. Die zeitabhängige Rückfederung der Strasse kann aus einer Langzeitsmessung nach der Entlastung erfasst werden.

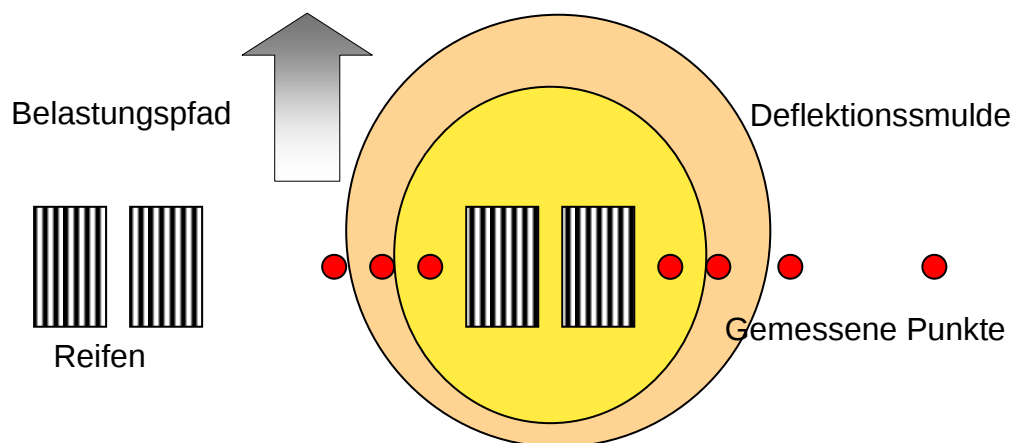


Abb. 2-11: Lage der gemessenen Punkte

2.5 Optimiertes Design für Rückanalyse

Die Anzahl der gemessenen Punkte und deren Lage wurden bestimmt, um die Überbestimmung des „Rückanalyse“ zu erhöhen, so dass man eine konvergente und möglichst genaue Lösung bekommt (siehe Kapitel 6).

Eine virtuelle Messung mit dem Testgerät wurde mittels einer finiten Elementen Berechnung (ABAQUS) durchgeführt (Abb. 2-12): Die Strassenstruktur wurde dreidimensional, mit linear elastischen Materialien und Mohr Coulomb Versagensmechanismus für das Interface zwischen den Schichten modelliert. Zusätzlich wurde auch ein künstliches Rauschen, das aus normierten gaussverteilten Zufallszahlen besteht, zu den Messungen addiert, um diese realitätsnaher zu bekommen (Abb. 2-13, 2-14).

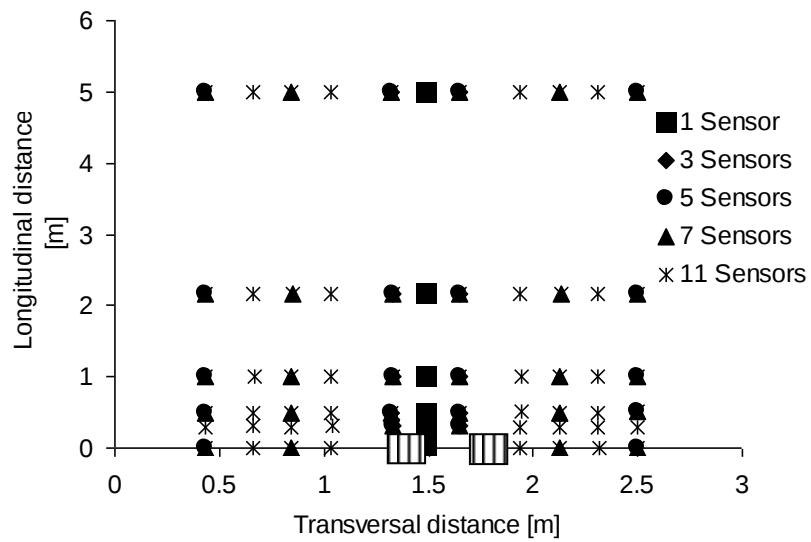


Abb. 2-12: Gemessene Punkte, verschiedene Konfigurationen

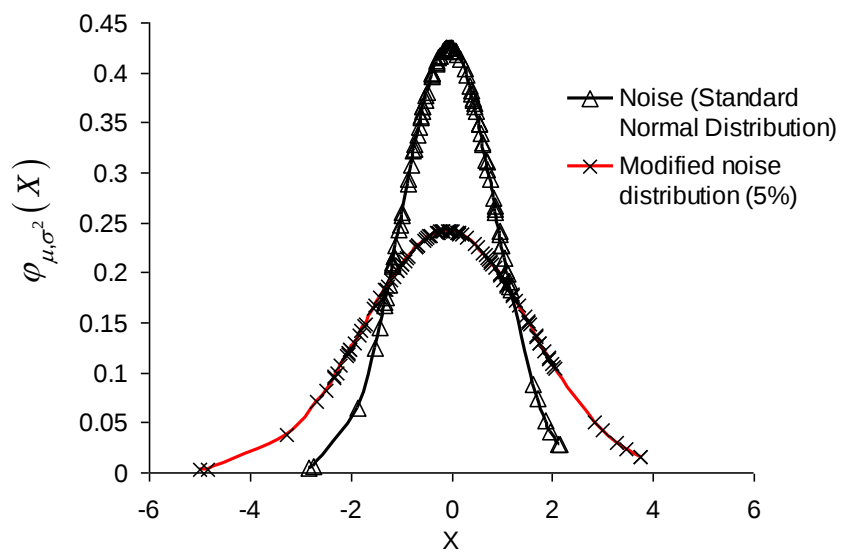


Abb. 2-13: Gaussverteilung des generierten Rauschens

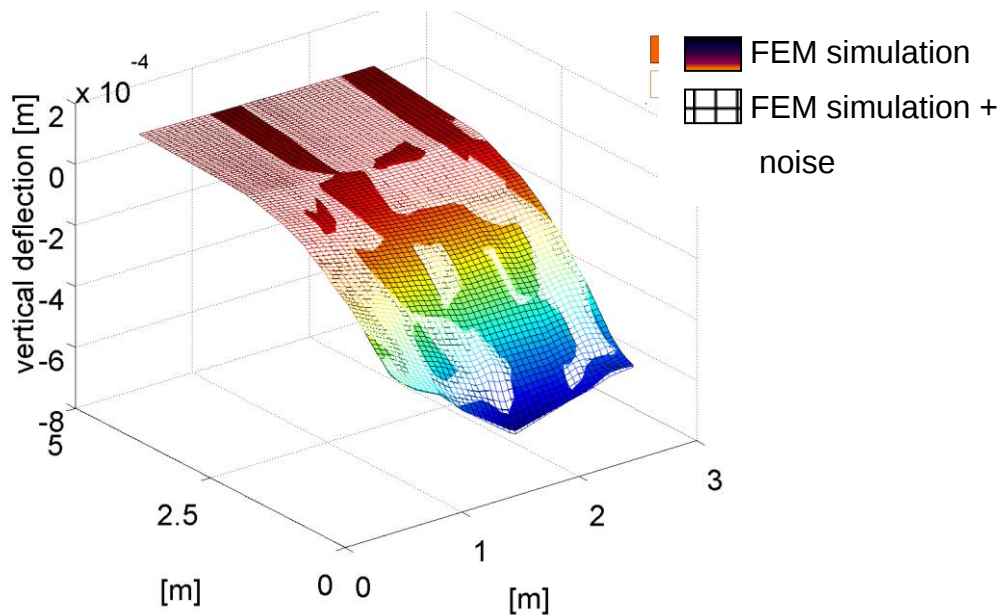


Abb. 2-14: FE Nachbildung der Deflektionsmulde, mit und ohne Rauschen

Die Rückanalyse wurde mit dem Levenberg Marquardt Optimierungsalgorithmus durchgeführt, der bereits in MATLAB implementiert ist. Das Programm MATLAB stellt die Main Routine dar, während die FE Berechnung die Subroutine des Verfahrens darstellt (siehe Kapitel 6). Der Optimierungsalgorithmus sucht zwischen den möglichen Parameterwerten, die die kleinste Abweichung zwischen gemessenen und berechneten Einsenkungen ergeben. Die Abweichung zwischen diesen Parameterwerten wird bei dem Variationskoeffizient beschrieben (eq. 2–3).

$$CV = \frac{\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (E_{I,i} - E_{O,i})^2}{n}}}{\bar{E}_I} \quad 2-3$$

Wobei:

CV = Variationskoeffizient

$E_{I,i}$ = Parameterwerte für die Berechnung der virtuellen Messung angewendet

$E_{O,i}$ = Rückgerechnete Parameterwerte

n = Anzahl der Parameter

$\bar{E}_I$ = Mittelwert von $E_{I,i}$

Die Ergebnisse aus der Rückanalyse (Abb. 2-15 und 2-16) zeigen, dass 7 Lasersensoren genügen um eine genaue Abschätzung der Moduli zu erhalten, und dass die Messunsicherheit bei dieser Anzahl Sensoren auch kleinere Effekte auf die Genauigkeit der Werte hat. Der ETH Delta ist mit 12 Lasersensoren ausgerüstet, und daher mit einem eher konservativen Design. Es ist interessant zu beobachten, dass das FWD auch mit 7 Wegaufnehmern ausgerüstet ist.

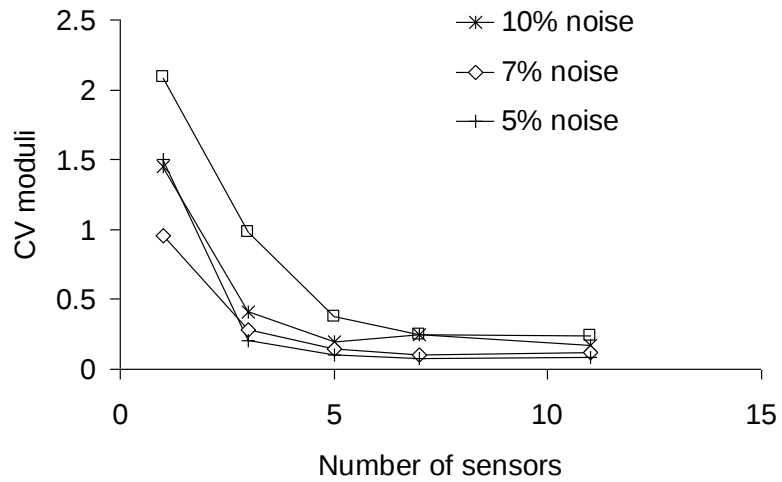


Abb. 2-15: Einfluss der Anzahl Sensoren auf die Genauigkeit der rückgerechneten Moduli.

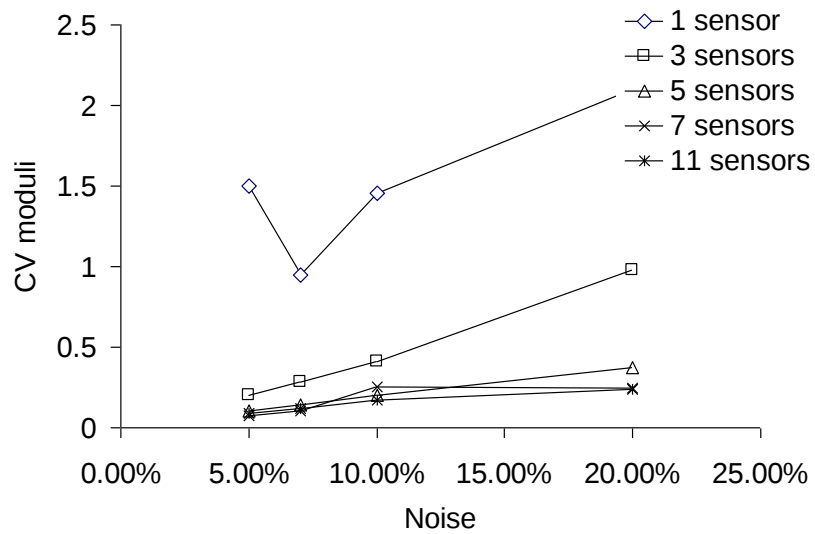


Abb. 2-16: Einfluss der Messunsicherheit auf die Genauigkeit der rückgerechneten Moduli.

2.6 Kalibrierung

2.6.1 Referenzlaser

Die Referenzsensoren erlauben den Effekt der Drehbewegung und Verformung des Balkens während der Messung aus den gemessenen Einsenkungen auszufiltern. Da die PSD Aufnehmer circa 80 cm hinter den Lasern liegen, muss eine Kalibrierungsmessung durchgeführt werden (Abb. 2-17).

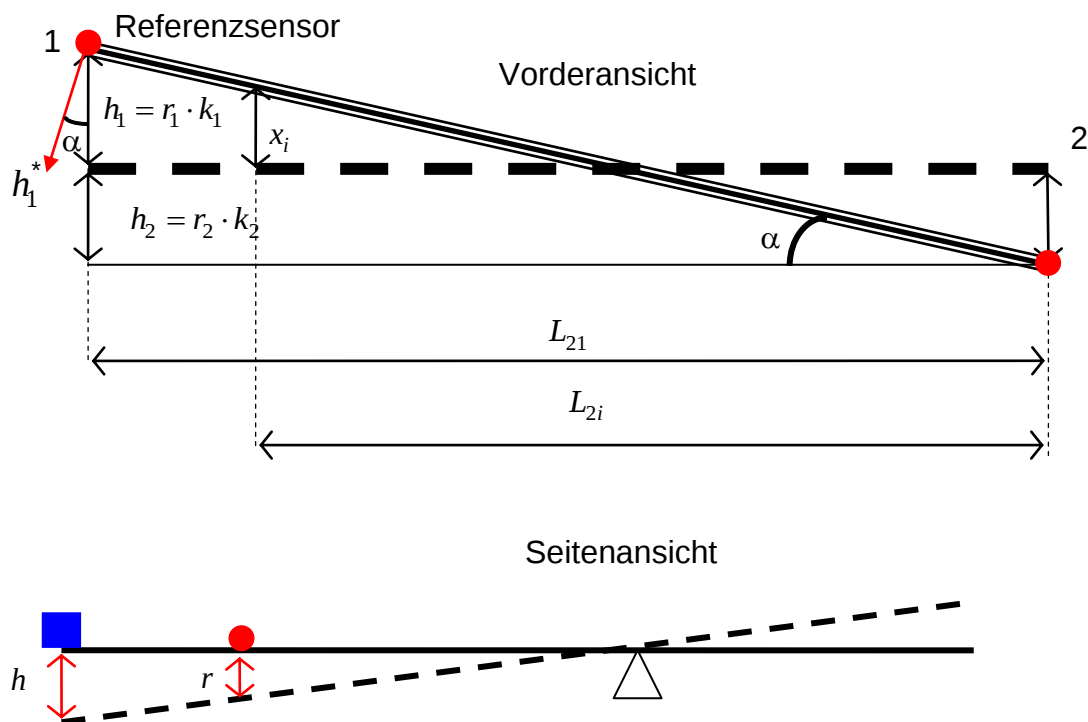


Abb. 2-17: Kalibrierung (r = PSD (Referenz), h = Laser)

Das Kalibrierungsverfahren wird mit kleinen Gewichten durchgeführt, die auf den vorderen Teil des Balkens gelegt werden um die Einsenkung und Verformung des Balkens zu verursachen. Aus der Differenz zwischen den Balkenbewegungen, mit den PSD und mit den Lasern gemessen, ergeben sich die Kalibrierungskoeffizienten (Abb. 2-18).

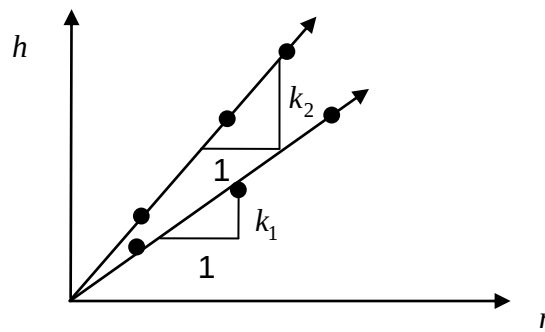


Abb. 2-18: Berechnung der Kalibrierungskoeffizienten

$$h_1 = k_1 r_1 \quad 2-4$$

$$k_1 = \frac{h_1}{r_1} \quad 2-5$$

Diese Kalibrierung gilt nur für die Laser, die auf derselben Querstelle wie die PSD liegen. Die anderen müssen vom Effekt der Drehbewegung des Balkens korrigiert werden (Abb. 2-17). Dieses Verfahren muss vor jedem Versuch durchgeführt werden, da sich die Kalibrierungsparameter mit einer anderen Seilspannung ändern können.

2.6.2 Kalibrierungsversuche

Es wurden einige reine Kalibrierungsversuche durchgeführt, nur um die Genauigkeit der Messung zu bestimmen (Rabaiotti 2009). Die Ergebnisse zeigen, dass die Genauigkeit von einer Langzeitsmessung in „indoor“ Bedingungen im Bereich von 1/1000 mm liegt, wobei sich die Genauigkeit bei Feldbedingung um 1-2/100 mm verschlechtert.

Kapitel 3: ETH Delta Field Tests

3.1 Einleitung

Drei Feldversuche wurden auf verschiedenen Strassenoberbauten durchgeführt, und damit die Genauigkeit des Messinstrumentes untersucht, sowie eine Database für das Rückanalyseverfahren erschaffen. Die folgenden Strecken wurden untersucht:

- Die indoor APT Halle Fosse Anlage bei der EPFL (Ecole Polytechnique Federal de Lausanne, LAVOC) (flexibler Oberbau).
- Autobahn A53, Hinwil (ZH), (halbstarrer Oberbau).
- SP 13, Bellinzona (flexibler Oberbau).

3.2 Feldversuche bei der Halle Fosse (LAVOC, EPFL)

3.2.1 Einleitung: die Halle Fosse Anlage



Abb. 3-1: Halle Fosse Anlage



Abb. 3-2: Halle Fosse Anlage mit Klimaraum

Die Halle Fosse Versuchsanlage ist ein „indoor“ APT (Accelerated Pavement Tester), die sich an der EPFL (Ecole Polytechnique Federal de Lausanne) befindet. Es besteht aus 5-6 Teststrecken die in einer Betonwanne eingebaut

sind. Die Anlage hat eine Länge von: 5,4 m, Breite von 19 m und eine Tiefe von 2 m.

Eine Standardachslast bringt die Belastung auf die Oberfläche, deren Geschwindigkeit variiert werden kann. Die wichtigsten Eigenschaften der Anlage sind:

- 5 verschiedene Geschwindigkeiten
- Anzahl Überrollungen: bis zu 2000 pro Stunde
- maximale Geschwindigkeit: ≈ 10 km/h
- Maximale Achslast: 140 kN
- Reifentyp: Einzelrad, Super Einzelrad, Zwillingsrad
- Reifendruck: zwischen 7 und 9 bar
- Länge der belasteten Strecke: 4.5 m
- Länge der Strecke mit konstanter Geschwindigkeitsbelastung: 2 m
- Verschiebung der Achslast in Querrichtung: ± 0.4 m
- Lastanbringung: hydraulisch
- Bremsen: elektrisch

Ein Klimaraum deckt die getesteten Strecken ab, damit die Temperatur eingestellt werden kann und konstant bleibt (Abb. 3-2).

3.2.2 Eigenschaften der eingebauten Teststrecken

Die getestete Teststrecke wurde im April 2006 für ein europäisches Forschungsprojekt gebaut: "Development of high performance underlayers with low cost materials and high percentage of re-use" (Bueche and Vanelstraete, 2006).

Es wurden 5 verschiedene Oberbautypen gewählt und bis 300'000 Last Überrollungen getestet.

Die Teststrecke, wo die Versuche mit dem ETH Delta durchgeführt wurden, hatte folgende Eigenschaften:

Tragschicht: 8 cm, M499, + 40% Recyclingmaterial, 5.8% Binder (HMA)

Fundationsschicht: 44 cm, Kiessand 0/32

Untergrund: 145 cm, Sand

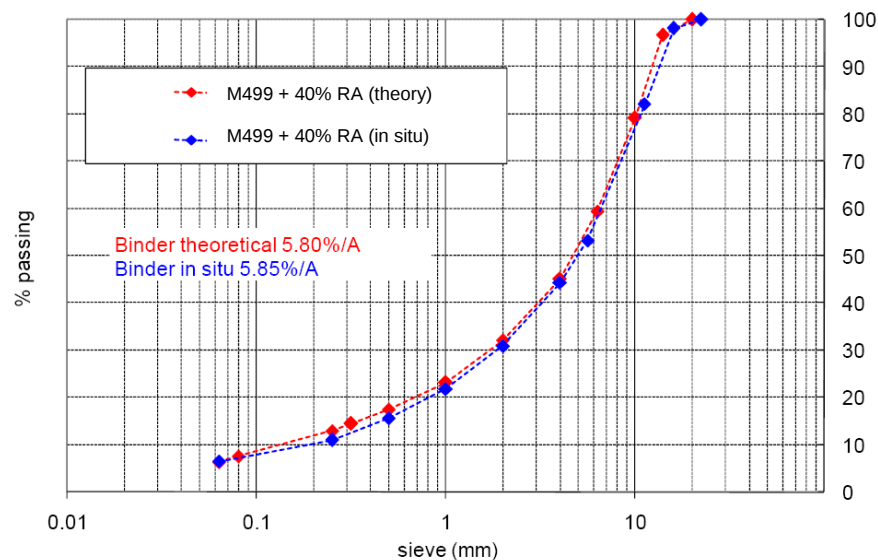


Abb. 3-3: Theoretische und gemessene Kornverteilung der Tragskelette aus der Asphaltmischung der Tragschicht

Die Deckschicht wurde auf dem Feld nicht verlegt, da ein Ziel des Forschungsprojektes die Verursachung und Beobachtung der Rissbildung in der Tragschicht war, welche aber nicht stattgefunden hat (Bueche and Vanelstraete, 2006).

3.2.3 Field test description

Der Aufbau des ETH Deltas wurde geändert um in die Versuchsanlage zu passen. Der Rahmen konnte nicht in die Höhe gespannt werden, da er unter einem Stahlträger der Anlage platziert werden musste (Abb. 3-4).

Da die präzise Positionierung der Achslast nicht möglich war wurde die Deflektionsmulde senkrecht zum Belastungspfad nur auf einem Querschnitt gemessen. Die 3D Messung wurde nur für die äussere Hälfte der Mulde gemessen (Abb. 3-5, 3-6).

Die Belastung wurde im ersten Fall an Ort (mit der Hydraulikpumpe), im zweiten Fall mit rollenden Rad aufgebracht.

Während der Messung mit dem rollenden Rad wurden die Sensoren versetzt gestellt, so dass es die laterale Ausbreitung der Mulde gemessen werden konnte (Abb. 3-5, 3-7).



Abb. 3-4: Lastaufbringung an Ort

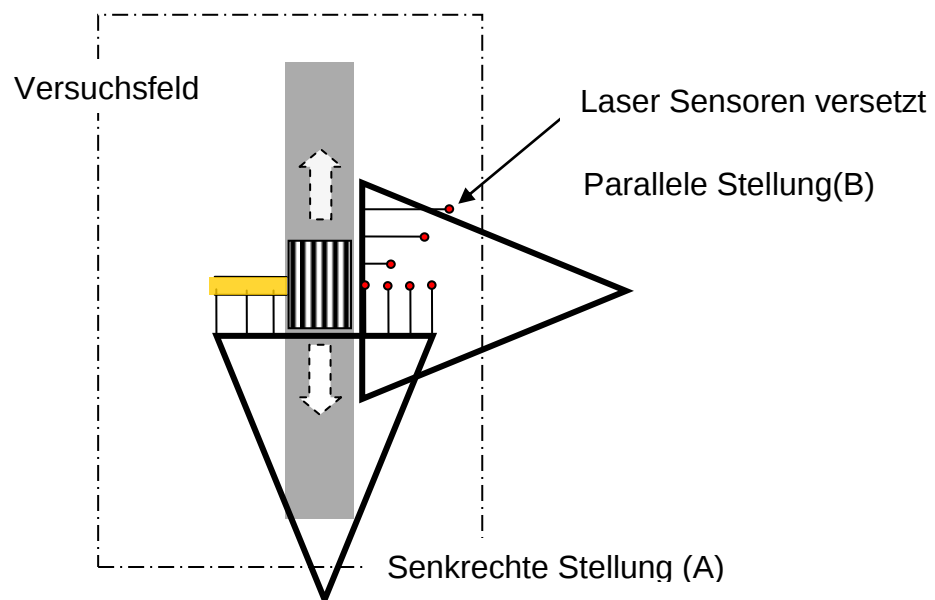


Abb. 3-5: ETH Delta Positionierung: In der Position (A) wird die Belastung mit Hilfe der Hydraulik an einer fixierten Stelle aufgebracht.



Abb. 3-6: Die Achslast und das ETH Delta, das parallel zum Belastungspfad positioniert wurde (Pos. B)



Abb. 3-7: Versuch mit rollendem Rad: Die Sensoren sind in Querrichtung versetzt um die Ausbreitung der Mulde in Querrichtung zu messen.

Die Belastungsversuche wurden mit verschiedenen Lasten, Innendrücken, Lastgeschwindigkeit und Temperaturen durchgeführt: 36 davon wurden mit

der Belastung an Ort, 60 mit rollendem Rad durchgeführt (Tab. 3-1, 3-2, 3-3). Eine wichtige Anmerkung ist, dass die Aufstandsfläche des Reifens mit dem Innendruck und mit verschiedenen Belastungen variiert (Perret, 2003). Die Aufstandsfläche von dem angewendeten Reifen mit einem Innendruck von 800 kPa und einer Achslast von 115 kN ist in Abb. 3-8 gezeigt.

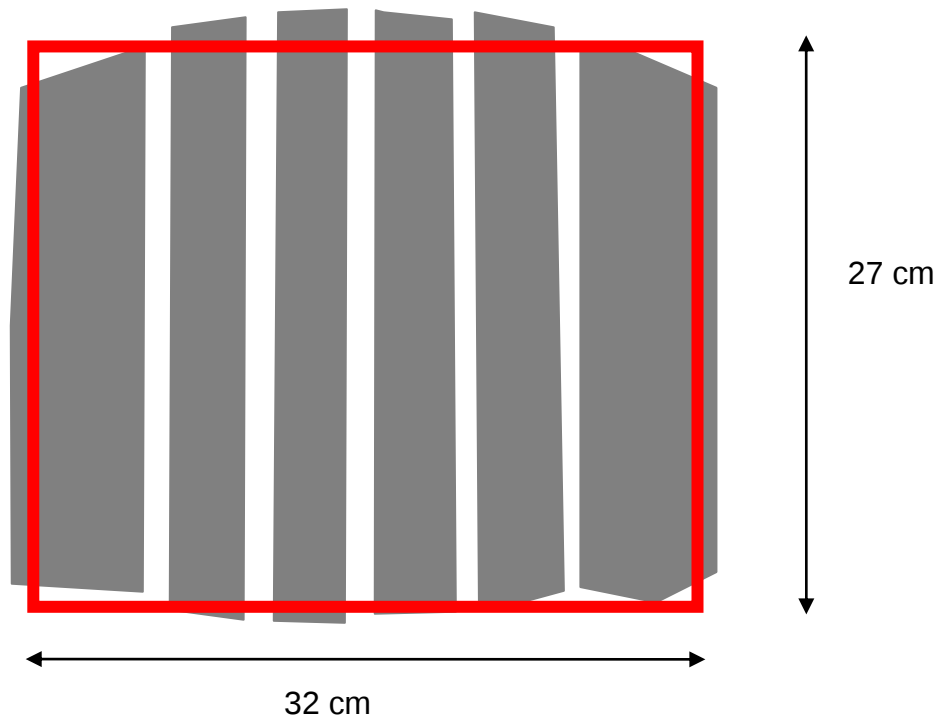


Abb. 3-8: Gemessene und schematisierte (viereckige) Aufstandsfläche des Reifens (800 kPa Innendruck, Last=115 kN), (LAVOC)

Tab. 3-1: Versuche mit dem ETH Delta in Querposition, Belastung an Ort

Versuch	Last [kN]	Innendruck [kPa]	Temperatur [°C]
A1/A2/A3/A4	60/80/100/120	650	24
A5/A6/A7/A8	60/80/100/120	750	24
A9/A10/A11/A12	60/80/100/120	850	24
A13/A14/A15/A16	60/80/100/120	650	30
A17/A18/A19/A20	60/80/100/120	750	30
A21/A22/A23/A24	60/80/100/120	850	30

Tab. 3-2: Versuche mit dem ETH Delta in Längsposition, Belastung an Ort

Versuch	Last [kN]	Innendruck [kPa]	Temperatur [°C]
B1/B2/B3/B4	60/80/100/120	650	24
B5/B6/B7/B8	60/80/100/120	750	24
B9/B10/B11/B12	60/80/100/120	850	24

Tab. 3-3: Versuche mit rollendem Rad

Versuch	Last [kN]	Innendruck [kPa]	Temperatur [°C]	Geschwindigkeit [km/h]
D1/D2/D3/D4/D5	60	650	24	2/6/4/8/10
D6/D7/D8/D9/D10	60	750	24	2/6/4/8/10
D11/D12/D13/D14/D15	60	850	24	2/6/4/8/10
D16/D17/D18/D19/D20	80	650	24	2/6/4/8/10
D21/D22/D23/D24/D25	80	750	24	2/6/4/8/10
D26/D27/D28/D29/D30	80	850	24	2/6/4/8/10
D31/D32/D33/D34/D35	100	650	24	2/6/4/8/10
D36/D37/D38/D39/D40	100	750	24	2/6/4/8/10
D41/D42/D43/D44/D45	100	850	24	2/6/4/8/10
D46/D47/D48/D49/D50	120	650	24	2/6/4/8/10
D51/D52/D53/D54/D55	120	750	24	2/6/4/8/10
D56/D57/D58/D59/D60	120	850	24	2/6/4/8/10

3.2.4 Messresultate

3.2.4.1 Statische Versuche (2 Dimensional)

Messungen in Quer- und Längsrichtung zum Belastungspfad wurden beim Belasten und Entlasten der Strasse auf derselben Stelle durchgeführt (Abb. 3-4, 3-6). Das ETH Delta Gerät wurde mit dem im Kapitel 2 beschriebenen Verfahren kalibriert. Die Kalibrierungskurve mit den entsprechenden Korrekturkoeffizienten wird in Abb. 3-9 dargestellt.

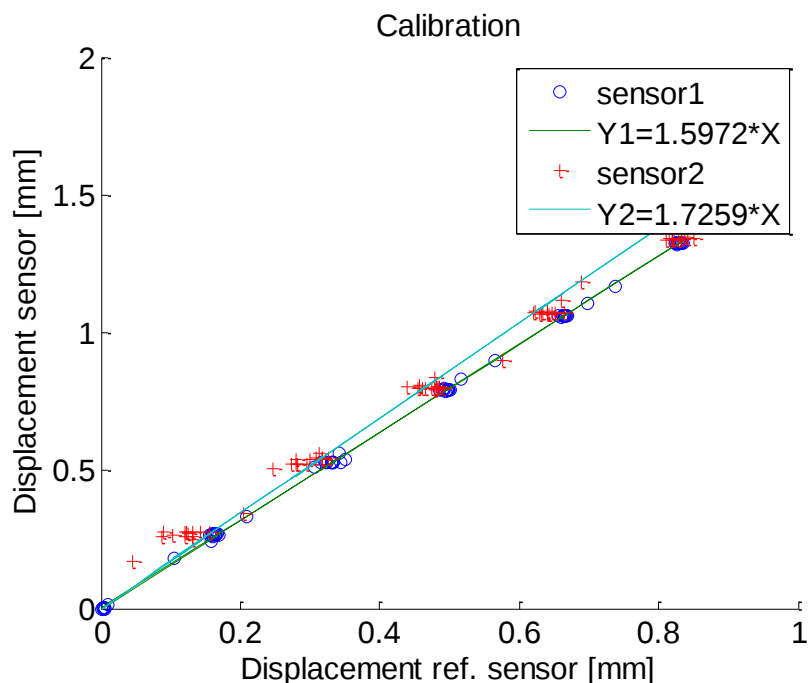


Abb. 3-9: ETH Delta Kalibrierungsversuch

Die gemessenen Einsenkungen blieben mit der Zeit stabil (150 sek.) und nach der Entlastung wurden keine irreversiblen Verformungen gemessen (Abb. 3-10).

Die Messung der Deflektionsmulde in Quer- und Längsrichtung wird in Abb. 3-11, 3-12, 3-13 und 3-14 gezeigt. Versuche mit denselben Last-, Druck- und Temperaturbedingungen wurden mit dem ETH Delta senkrecht und parallel zur Achslast durchgeführt. Der Vergleich zwischen den Kurven zeigt eine sehr gute Übereinstimmung der Messergebnisse (Abb. 3-15).

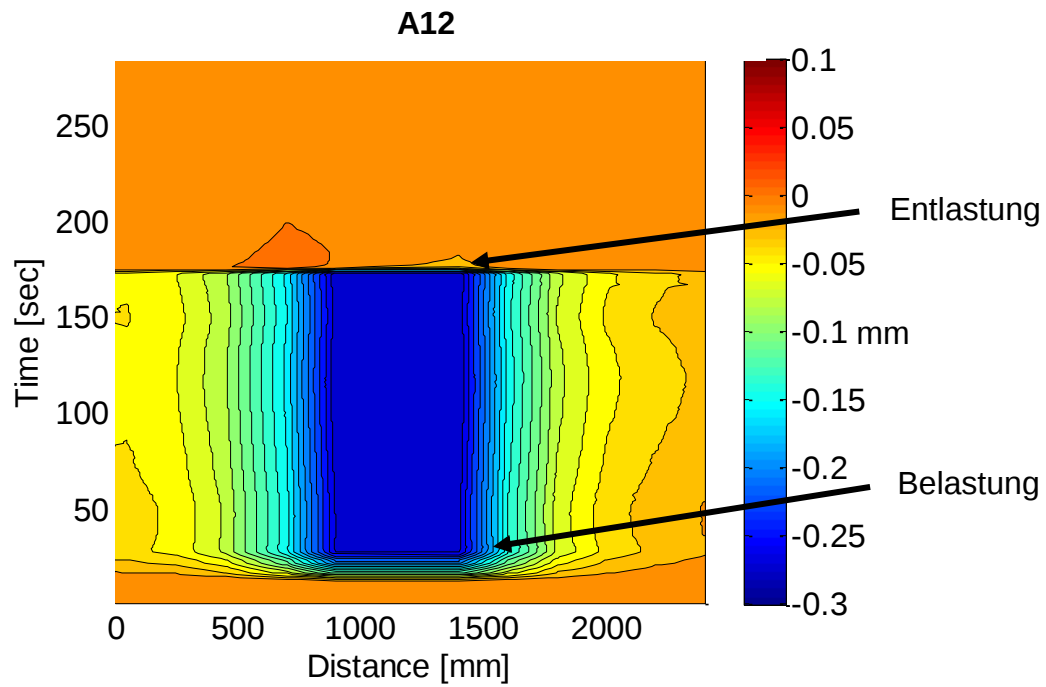


Abb. 3-10: Zeitliche Entwicklung der Einsenkung in Querrichtung

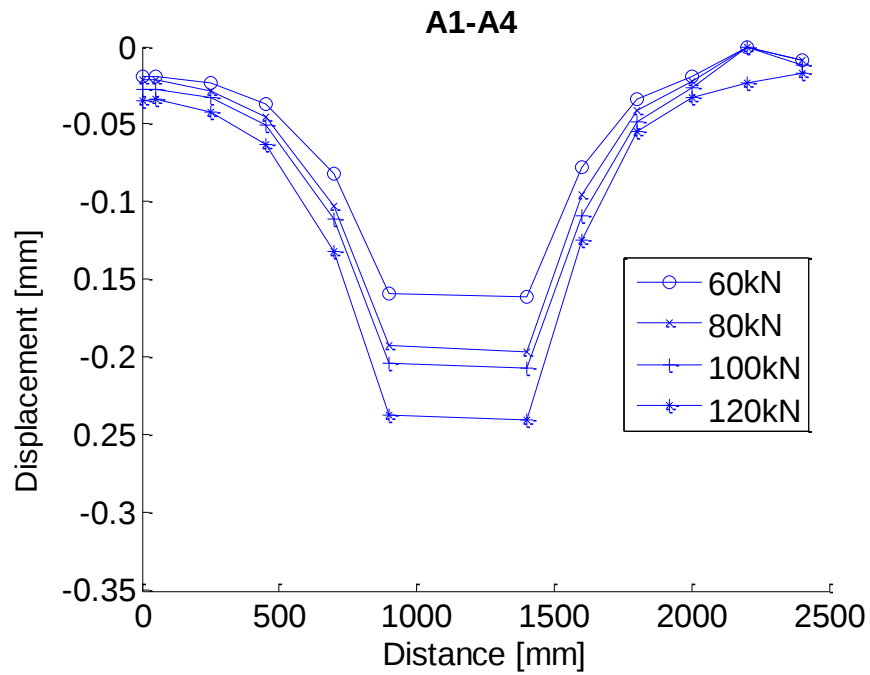


Abb. 3-11: 2D Deflektionsmulde in Querrichtung, Innendruck des Reifens = 650 kPa.

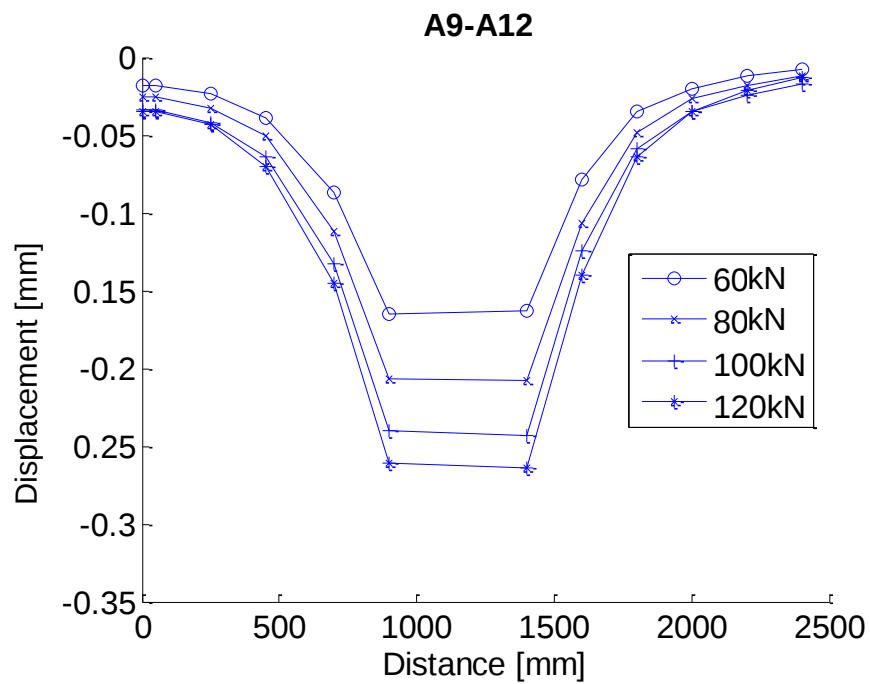


Abb. 3-12: 2D Deflektionsmulde in Querrichtung, Innendruck des Reifens = 850 kPa

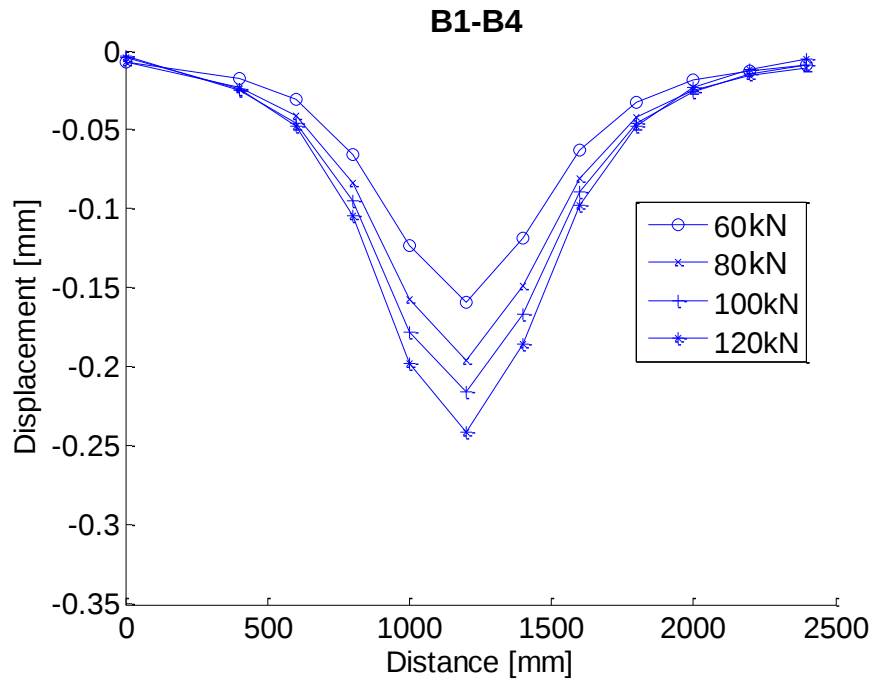


Abb. 3-13: 2D Deflektionsmulde in Längsrichtung, Innendruck des Reifens = 650 kPa

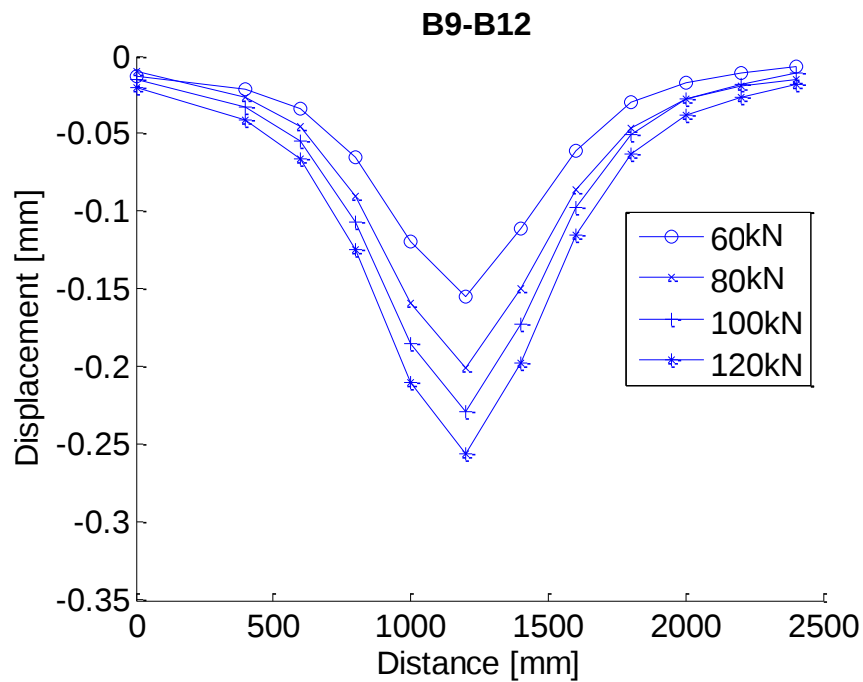


Abb. 3-14: 2D Deflektionsmulde in Längsrichtung, Innendruck des Reifens = 850 kPa

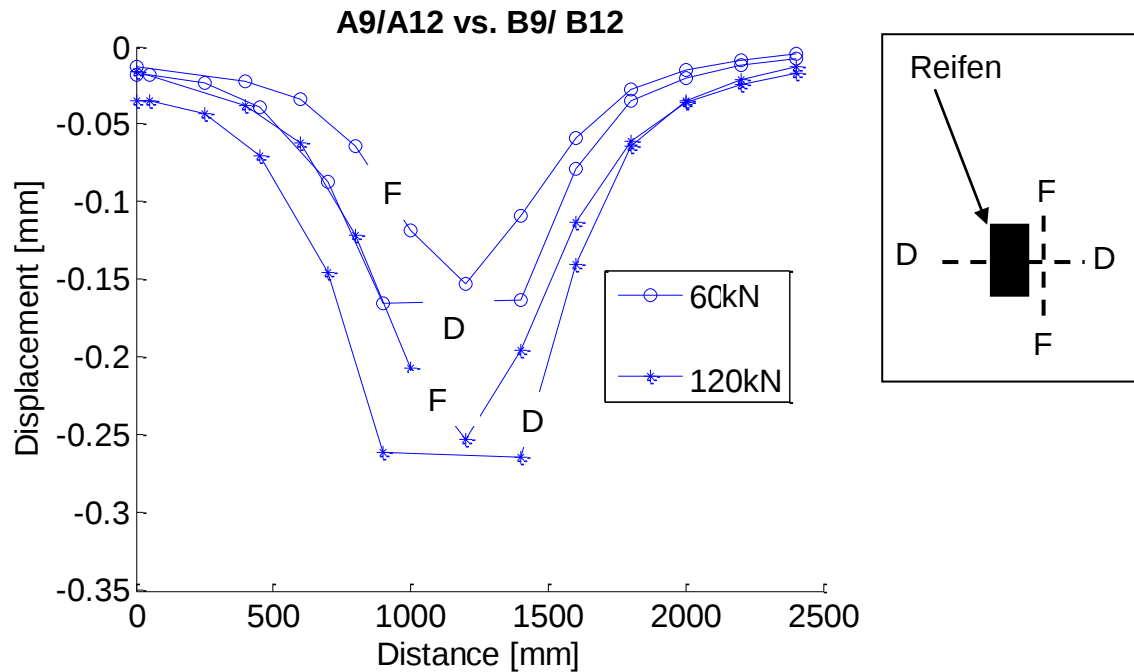


Abb. 3-15: Vergleich zwischen Deflektionsmulde in Längs- und Querrichtung. Die Anordnung der Messsensoren ist im Schnitt F-F und D-D dargestellt.

Die mechanische (quantitative) Analyse wird im Kapitel 6 vertieft. Aus den Messresultaten lassen sich qualitativ zwei Bemerkungen herleiten.

- Der Unterschied zwischen den Deflektionsmulden, die bei 24° und 30° C gemessen wurden, ist relativ klein (Abb. 3-16).
- Der Reifendruck beeinflusst nur die Gesamteinsenkung, aber nicht die Form der Einflussmulde (Abb. 3-17).

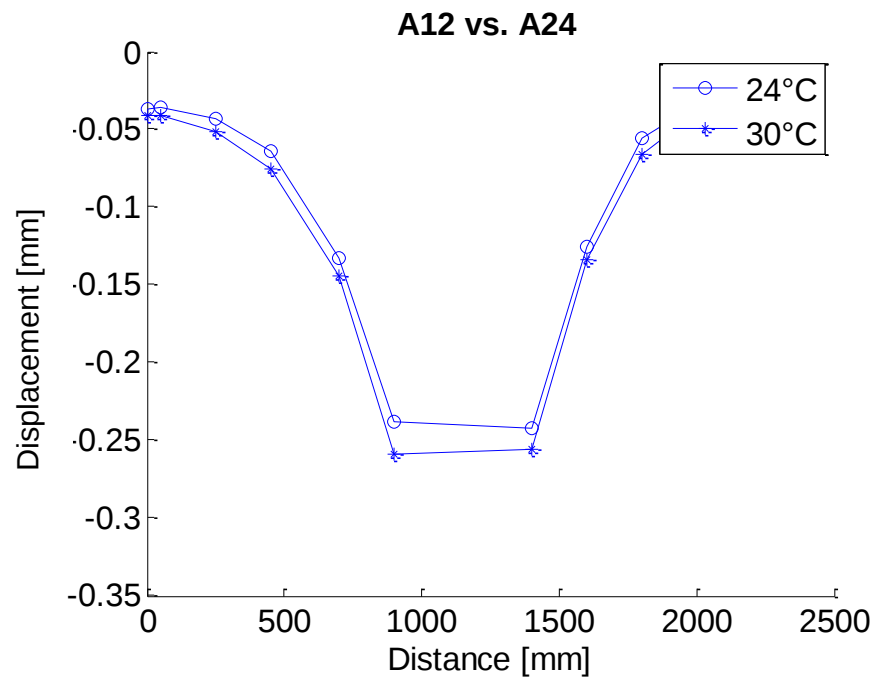


Abb. 3-16: 2D Deflektionsmulde in Querrichtung bei unterschiedlichen Temperaturen

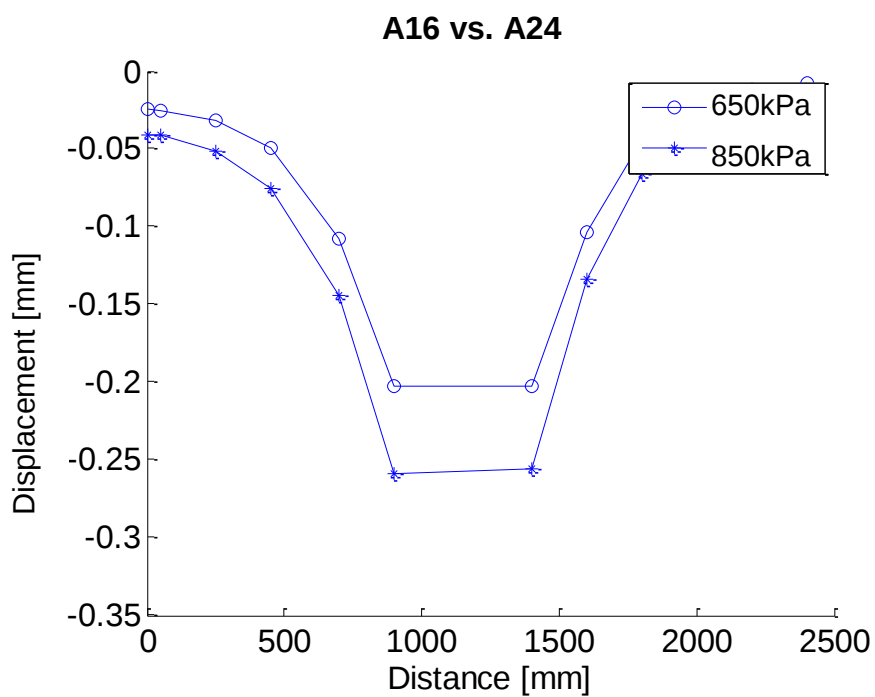


Abb. 3-17: 2D Deflektionsmulde in Querrichtung bei unterschiedlichen Reifendrücken

3.2.4.2 Dynamische Versuche

Dynamische Versuche wurden mit rollendem Rad durchgeführt, um den Effekt der Lastgeschwindigkeit auf die Grösse der Einsenkung zu bestimmen. Aufgrund der Asphaltviskosität wurden Unterschiede erwartet, die aber nicht gemessen wurden: Die Form der Deflektionsmulde und die Grösse der Einsenkung bleiben bei unterschiedlichen Geschwindigkeiten gleich.

(Abb. 3-18, Abb. 3-19, Abb. 3-20).

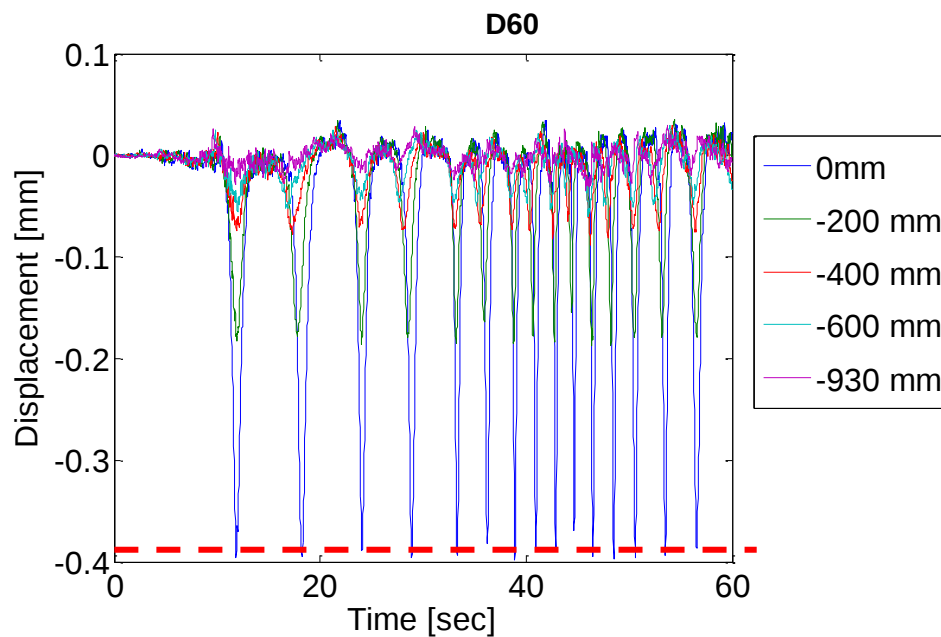


Abb. 3-18: Dynamische Belastung bei unterschiedlichen Radgeschwindigkeiten.

Die dreidimensionale Form der Deflektionsmulde erhält man, wie in dem Standard Benkelman Verfahren, mittels Aufzeichnung der Einsenkungen von den gemessenen Punkten gegenüber dem Radabstand. Die Position des Rades wird durch Multiplikation der Geschwindigkeit mit der Zeit und der Berücksichtigung der Verlagerung der Laser Sensoren bestimmt (Abb. 3-7).

Abb. 3-19 und 3-20 (3D Bilder) zeigen die Isolinie der Einsenkungen, die mit zwei verschiedenen Geschwindigkeiten von 2.8 und 10.8 km/h gemessen wurden. Auch in diesem Fall sind praktisch keine Unterschiede vorhanden.

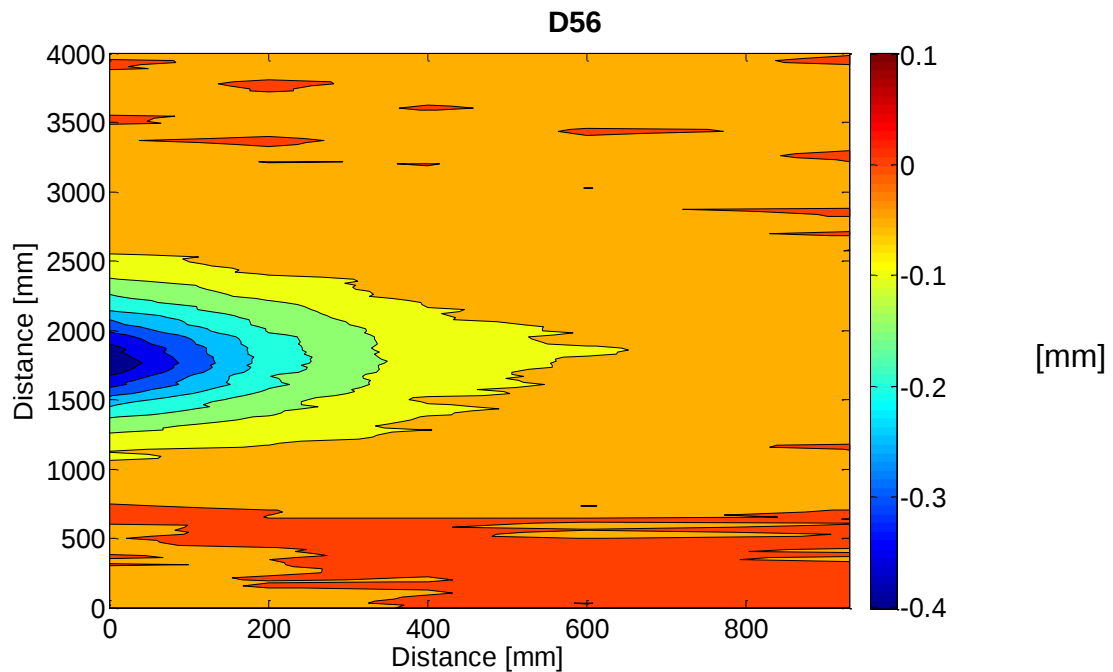


Abb. 3-19: 3D Deflektionsmulde bei dynamischer Belastung, 120kN Achslast, Geschwindigkeit 2.8 km/h.

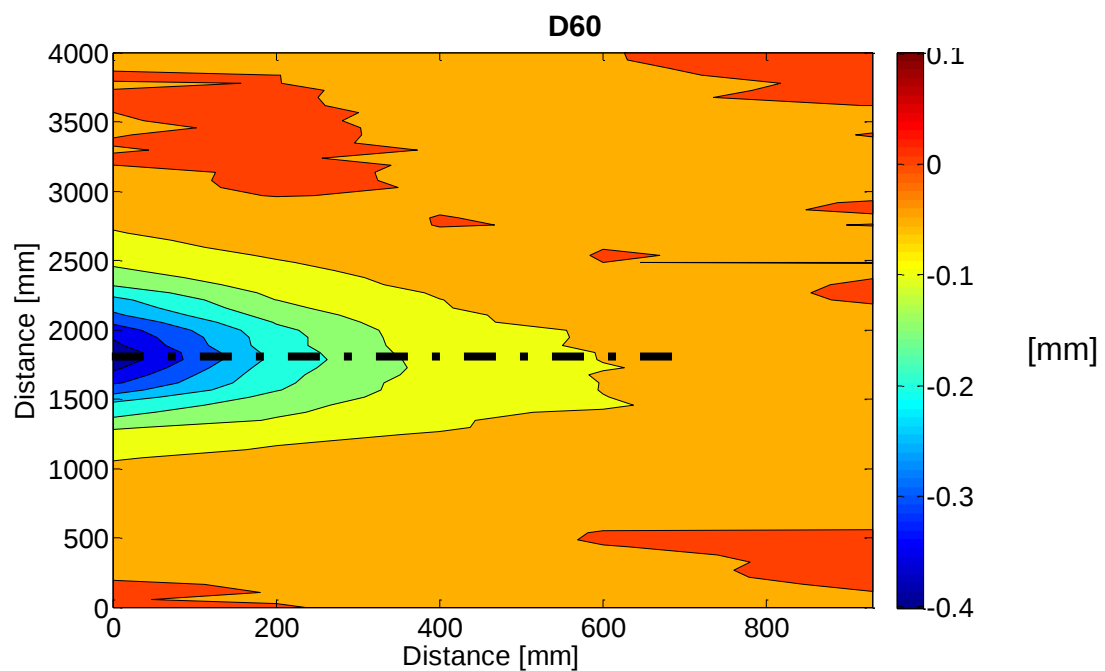


Abb. 3-20: 3D Deflektionsmulde bei dynamischer Belastung, 120kN Achslast, Geschwindigkeit 10 km/h. Die gestrichelte Linie zeigt die Lage der Sensoren für die Messung in Abb. 3-21.

Der Vergleich zwischen gemessener statischer und dynamischer Deflektionsmulde zeigt ebenso, dass keine beobachtbaren Unterschiede vorhanden sind (Abb. 3-21).

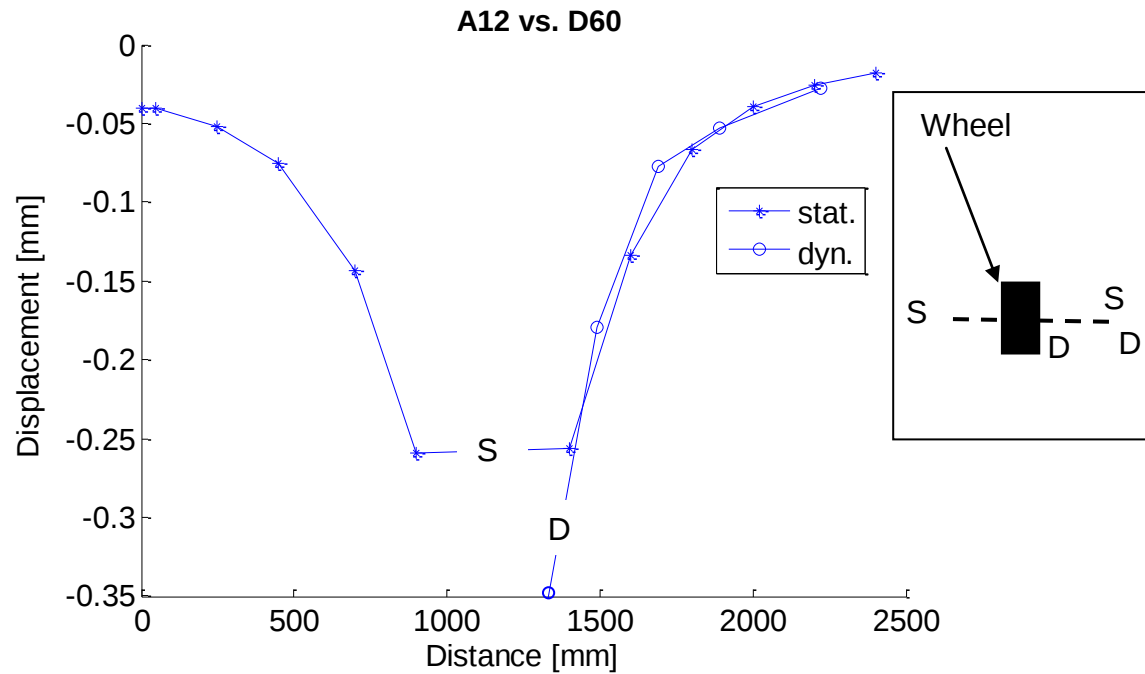


Abb. 3-21: Deflektionsmulde in Querrichtung bei derselben Radlage, bei dynamischer und statischer Belastung gemessen

3.3 Feldversuche in Hinwil (MLS10)

3.3.1 Einleitung: der MLS10

Der MLS10 (de Vos 2007) ist eine APT (Accelerated Pavement Tester) Anlage, die als Ersatz der alten Rundlaufanlage beschafft wurde. Die Belastung besteht aus normalen Standardachslasten, die auf einer Ovalbahn von asynchron linearen Motoren angetrieben werden, und die Strasse auf einer Länge von 4.2 m mit konstanter Geschwindigkeit (bis zu 22 km/h) belasten. Detailliertere technische Eigenschaften sind in Rabaiotti (2009) beschrieben.

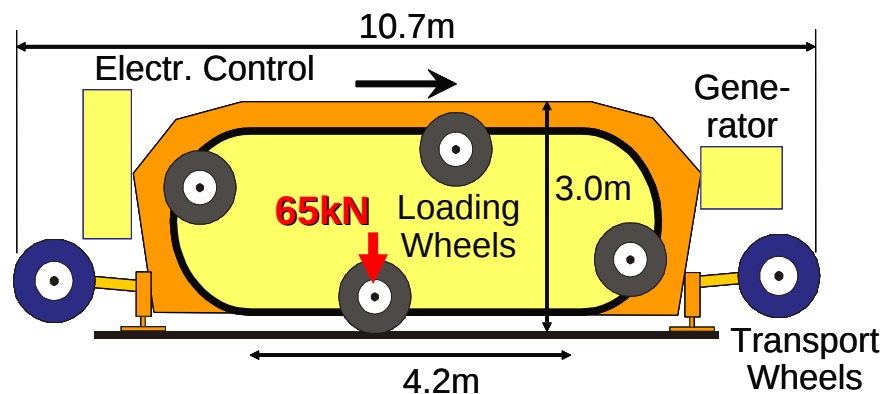


Abb. 3-22: Technisches Schema des MLS10s



Abb. 3-23: MLS10 auf dem Testfeld

3.3.2 Eigenschaften der Versuchstrecke

Die Versuche wurden auf einer Teststrecke in Hinwil durchgeführt. Der Strassenoberbau war circa 20 Jahre alt und wurde nie befahren, da die Autobahn nicht vollendet wurde. Die Querschnittsgeometrie wurde mit dem Georadar untersucht. Der Aufbau ist halbstarr, und besteht aus den folgenden Schichten:

Deckschicht: Asphalt Concrete, AC, 4 cm

Tragschicht: Heissmischtragschicht HMT, 8 cm

1. Fundationschicht: Zementstabilisierter Kiessand, etwa 18 cm

2. Fundationschicht: Zementstabilisierter Kiessand, etwa 18 cm (ungenau gemessen)

3.3.3 Feldversuch



Abb. 3-24: ETH Delta Positionierung auf dem Feld

Bei einer Achslast von 100 kN (Lastwagen) wurden statische Deflektionsmessungen auf einer Breite von 123 cm und bei einem Reifeninnendruck von 800kPa (Abb. 3-24) durchgeführt. Die getestete Strecke ist dieselbe, die mit dem MLS10 zyklisch belastet wurde. Damit konnte mit dem ETH Delta die Schadensbildung durch die Wiederholung der Belastung (MLS10 Achslast) beobachtet werden.

Messungen unter dynamischer Belastung wurden mit dem ETH Delta und dem MLS10 nach 1'000'000 Überrollungen durchgeführt.

Die Konturen des Zwillingsreifens wurden mit einem Spray markiert, und damit die Aufstandsfläche des Reifens gemessen (Abb. 3-25).

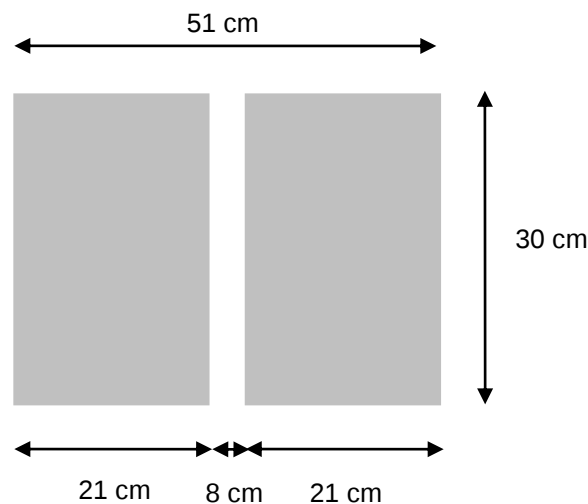


Abb. 3-25: Schematisierte (nach der gemessenen) Aufstandsfläche des Reifens

Das angewendete Testverfahren bestand aus den folgenden Schritten: Der Lastwagen wurde gegen das ETH Delta Messgerät verschoben, eine Ruhephase folgte und danach wurde er wieder entfernt.

Während der Ruhephase und bei der Entlastung wurden keine zeitabhängigen Verformungen gemessen, was aber auch bedeuten kann, dass sie kleiner als die Geräteauflösung sind (2/100 mm bei Langzeitversuche).

Bei 1'000'000 Lastüberrollungen wurden irreversible Verformungen gemessen.

3.3.4 Feldversuche

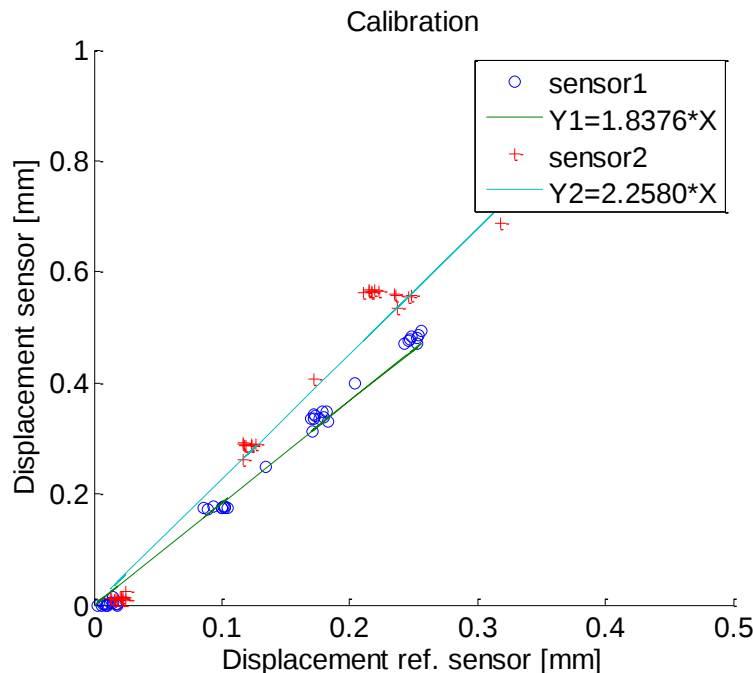


Abb. 3-26: Kalibrierungsversuche

Abb. 3-26 zeigt die Ergebnisse aus dem Kalibrierungsversuch, der vor jedem Hauptversuch mit den jeweiligen Kalibrierungskoeffizienten durchgeführt wurde.

3.3.4.1 Versuchsverfahren

Die Versuche wurden regelmässig durchgeführt, um den Einfluss der wiederholten Belastung auf dem Strassenoberbau abzuschätzen.

Bei jedem Versuch wurden zwei unterschiedliche Messungen durchgeführt: Eine auf dem vom MLS10 belasteten Feld, und die Zweite auf einem unbelasteten Feld neben der Teststrecke, welches dieselbe Konstruktion hatte. Der Unterschied zwischen diesen beiden Messungen erlaubt bei derselben Temperatur und Feuchtigkeit des Untergrundes die Effekte der Schädigungsbildung zu beobachten.

Die während der Strassenentlastung gemessenen Deflektionsmulden sind in den Abb. 3-27 bis 3-30 dargestellt.

Allein die Form der Deflektionsmulde zeigt die Entwicklung der Schadensbildung des Strassenoberbaus sehr deutlich, insbesondere:

1. 0 Lastüberrollungen: Die Deflektionsmulde erstreckt sich relativ weit in Längsrichtung (5-6 m), ist wenig tief (0.1 mm) und der niedrigste Punkt befindet sich in der Mitte der Achslast (Abb. 3-27). Diese Messung wurde auf der intakten Oberfläche nachdem die Teststrecke mit 100'000 Lastüberrollungen belastet wurde, durchgeführt.
2. $1 \cdot 10^5$ Lastüberrollungen: Ein beschädigter Bereich bildet sich auf der getesteten Strecke der belasteten Fahrbahn (Abb. 3-27, Abb. 3-28). Die Ausdehnung der Mulde in Längsrichtung wird kürzer.
3. $6 \cdot 10^5$ Lastüberrollungen: Die Längsausbreitung und die Tiefe der Mulde, besonders bei der belasteten Fahrbahn, nehmen erheblich zu (Abb. 3-29).
4. $1 \cdot 10^6$ Lastüberrollungen: Die Längsausbreitung bei der belasteten Fahrbahn und die Tiefe der Mulde steigen weiter, und man kann zwei Hauptrisse zwischen belasteter Fahrbahn und dem Rest der Versuchstrecke erahnen.

Eine Stück der Versuchstrecke wurde nach einer Million Lastüberrollungen abgeschnitten, um einen Querschnitt der belasteten Fahrbahn zu entnehmen (Abb. 3-31).

Tatsächlich wurden die zwei vermuteten Hauptrisse entdeckt: Eine Teil des Asphalts hatte sich von dem Rest des Belages getrennt und wurde in die stabilisierte Schicht (Foundationsschicht) gedrückt. Die stabilisierte Schicht war sehr zersplittert und es war unmöglich intakte Bohrkern zu entnehmen, wie es am Anfang des Versuchs noch möglich war (Schnitt A-A und B-B in Abb. 3-31).

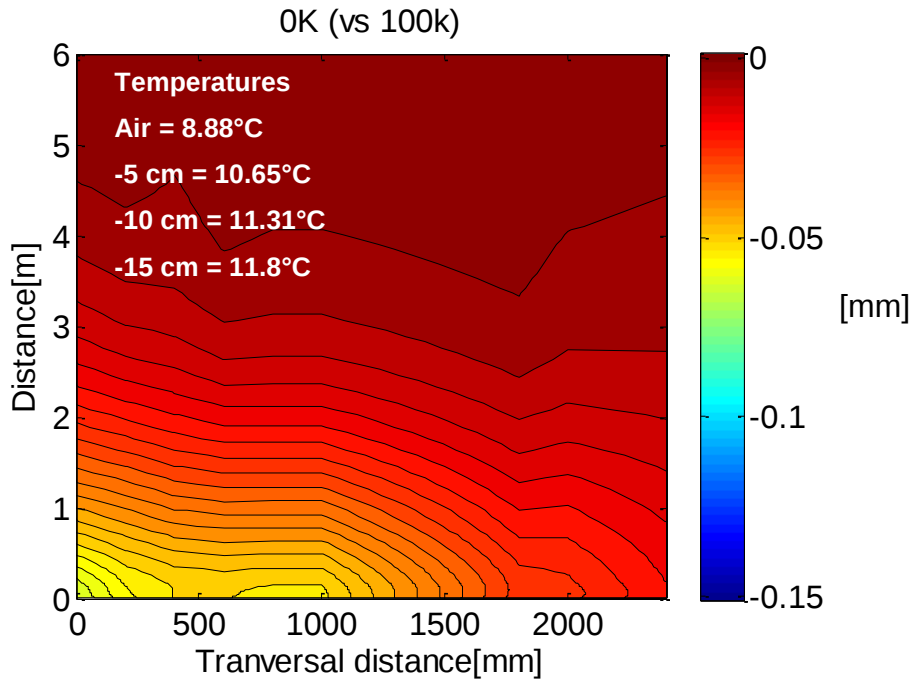


Abb. 3-27: Deflektionsmulde (rückfedernde Deformation) auf der unbelasteten Strecke

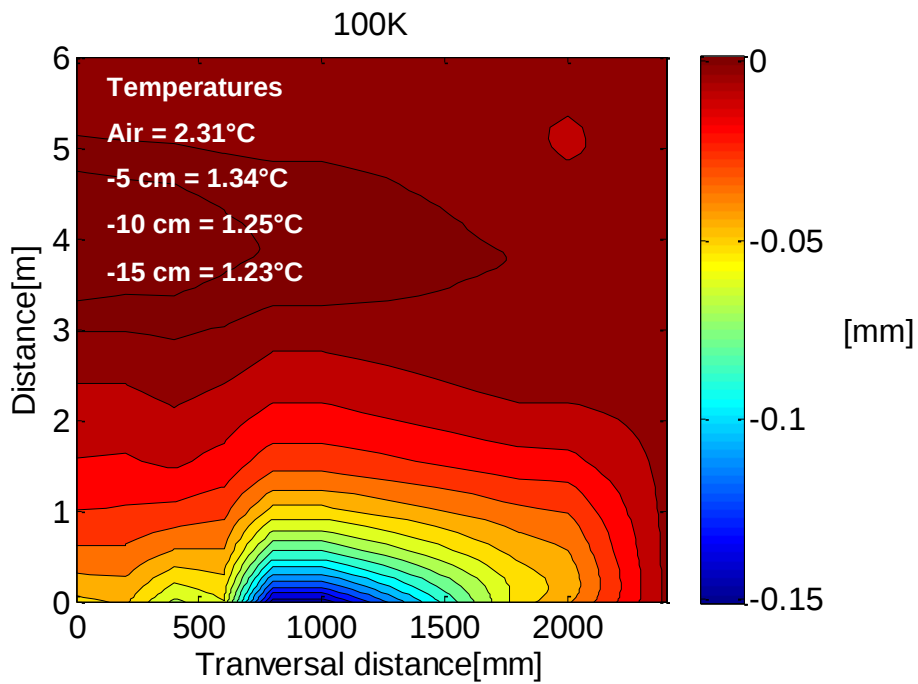


Abb. 3-28: Deflektionsmulde nach 100'000 Lastüberrollungen

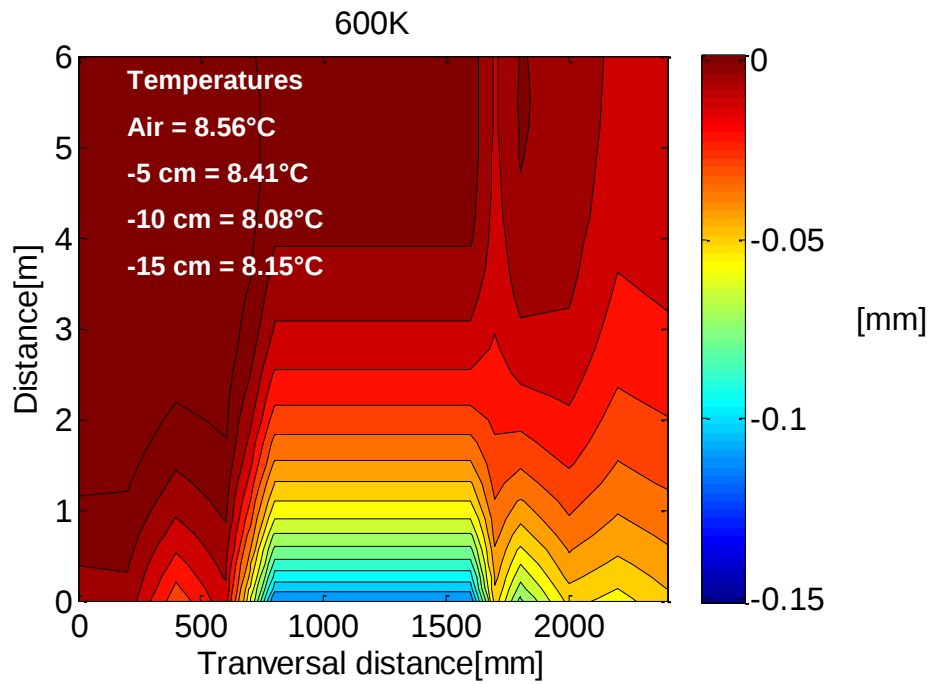


Abb. 3-29: Deflektionsmulde nach 600'000 Lastüberrollungen

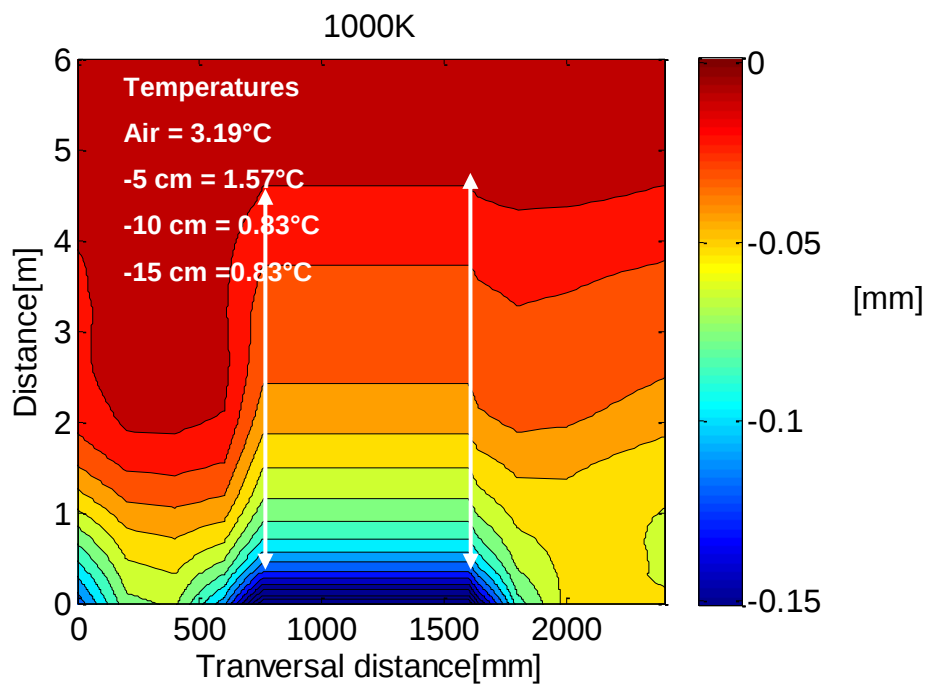


Abb. 3-30: Deflektionsmulde nach 600'000 Lastüberrollungen

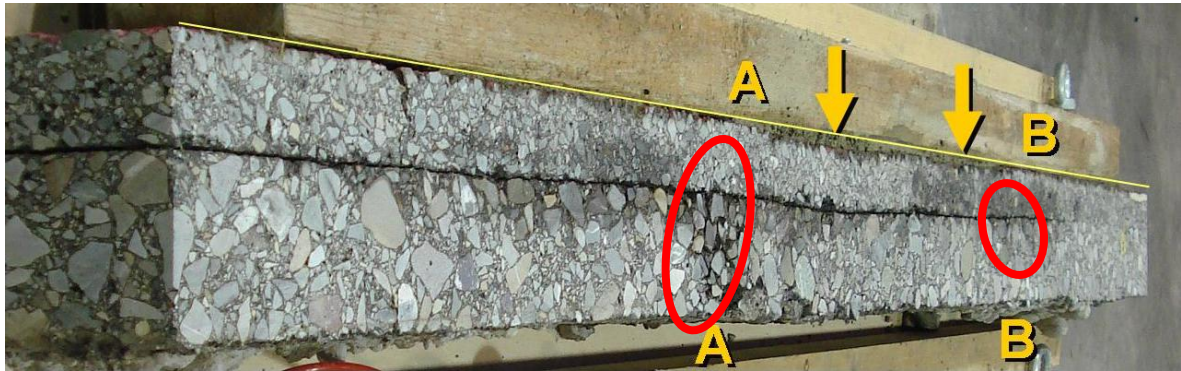


Abb. 3-31: Rissbildung entdeckt in dem Profilquerschnitt.

3.3.4.2 MLS10 Versuche

Die aus dem MLS10 verursachte Deflektionsmulde wurde mit dem ETH Delta nach 1'000'000 Lastüberrollungen gemessen.

Das ETH Delta musste umgestaltet werden, damit es unter den massiven Rahmen des MLS10 passte (Abb. 3-32).



Abb. 3-32: Umgestaltung des ETH Delta für die Messungen mit dem MLS10.

Die Versuche wurden mit zwei unterschiedlichen Geschwindigkeiten durchgeführt: 2.2 und 4.4 m/s: Es wurde festgestellt, dass dieser Unterschied

keinen Einfluss auf die Grösse und Ausbreitung der Einsenkungen hat (Abb. 3-33, 3-34).

Das scheint die aus Laborversuchen erworbenen Materialeigenschaften dieser Asphaltmischungen (siehe Kapitel 4) zu widerrufen, wo tatsächlich auch bei denselben geringen Temperaturen deutliche Effekte der Viskosität beobachtet werden können. Andererseits spielt die Steifigkeit der Asphaltsschicht in der Bildung der Einflussmulde eine ganz kleine Rolle, was im Kapitel 6 gezeigt wird.

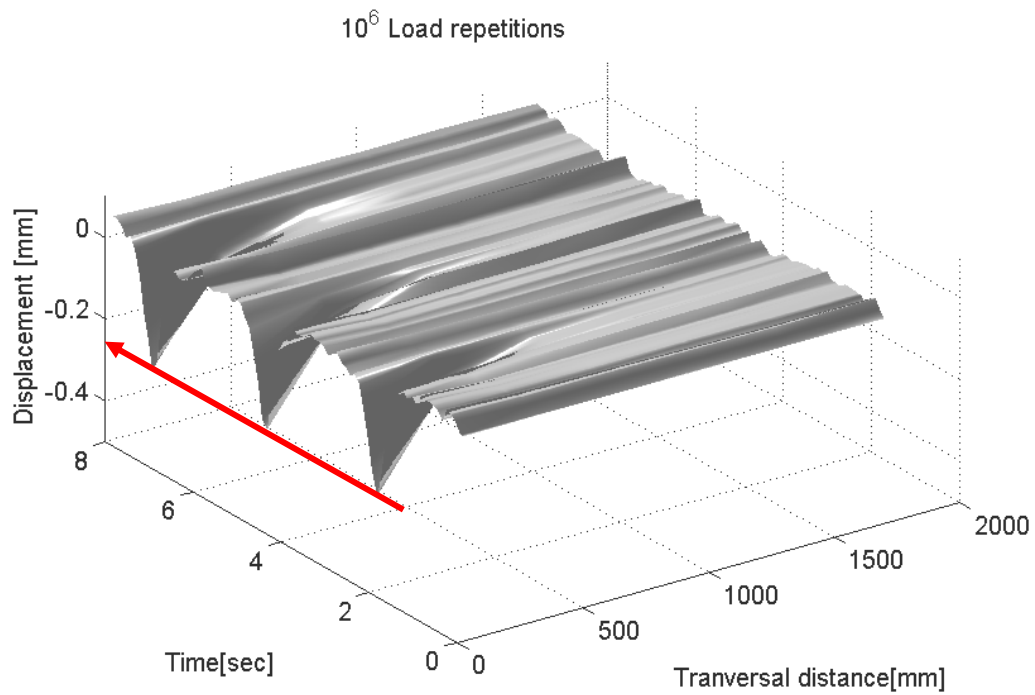


Abb. 3-33: Einsenkungen bei 2.2 m/s (7,9 km/h)

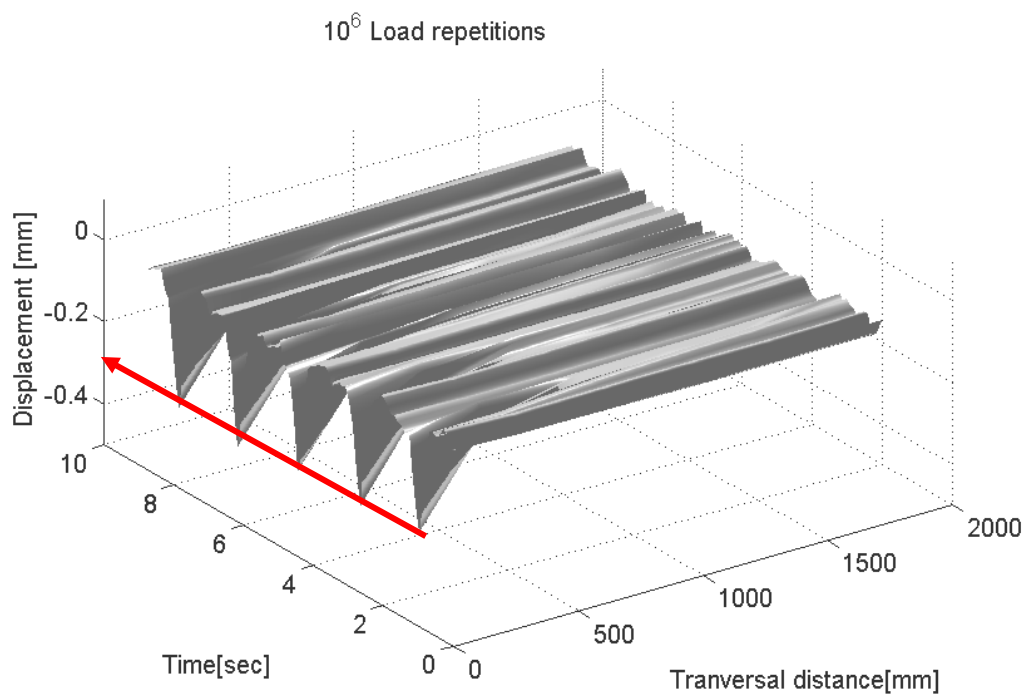


Abb. 3-34: Einsenkungen bei 4.4 m/s (15.84 km/h)

Die Teststrecke liegt auf einer Kantonsstrasse (SP 13, Arbedo-Lumino) in der Gemeinde Arbedo-Castione (Bellinzona).

Der Strassenoberbau wurde 2005 wieder neu aufgebaut:

Deckschicht: 3.5 cm, AC 11H mit Leca© Tragskelett.

Tragschicht: 6.5 cm HMA 22S + 7cm HMA 22N

Fundationschicht: 10 cm Kiessand 0-63 mm

Untergrund: siltiger Sand (?)

Aus den entnommenen Bohrkernen wurde aber festgestellt, dass die Dicke der Tragschicht deutlich höher ist als die im Plan gezeichnet (Abb. 3-35): Sie beträgt 27 statt 17 cm. Daher folgt die Vermutung, dass die Fundationsschicht nicht verlegt und an dieser Stelle eine dickere Tragschicht eingebaut wurde.



Abb. 3-36: Test field (Section 2, direction Lumino).

3.4.3 Beschreibung der Feldversuche

Die Feldversuche wurden mit einer 125 kN schweren Achslast (120 m Radabstand) durchgeführt. Die gesamte Lastwagenlast betrug 160 kN.

Die Konturen des Zwillingsreifens wurden mit einem Spray markiert und damit die Aufstandsfläche des Reifens gemessen (Abb.3-37). Die Temperatur wurde ebenfalls mit einer PT100 direkt auf der Strassenoberfläche gemessen.

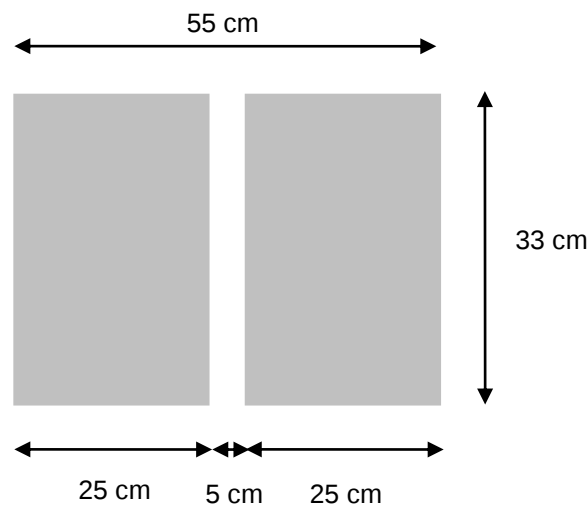


Abb. 3-37: Schematisierte (nach der gemessenen) Aufstandsfläche der Reifen.

Der Innendruck der Reifen betrug 800 kPa. Die Versuche wurden mit dem folgenden Verfahren durchgeführt: Der Lastwagen wurde dem ETH Delta entgegengebracht, blieb dann gegen 300 Sekunden an derselbe Stelle und wurde danach wieder entfernt.

3.4.4 Ergebnisse aus den Feldversuchen

Die Versuche mit dem ETH Delta wurden auf beiden Strassenfahrbahnen durchgeführt, um die Ursachen des unterschiedlichen Strassenzustandes zu untersuchen. Das ETH Delta wurde für diesen Versuch gekürzt (3 Meter freie Länge), da bei flexiblen Strassenbautypen relativ kurze Ausdehnungen (2 m) der Deflektionsmulde zu erwarten sind (Rabaiotti und Caprez 2007). Die Ergebnisse aus dem Kalibrierungsversuch, mit den jeweiligen Indizes, sind in Abb. 3-38 dargestellt.

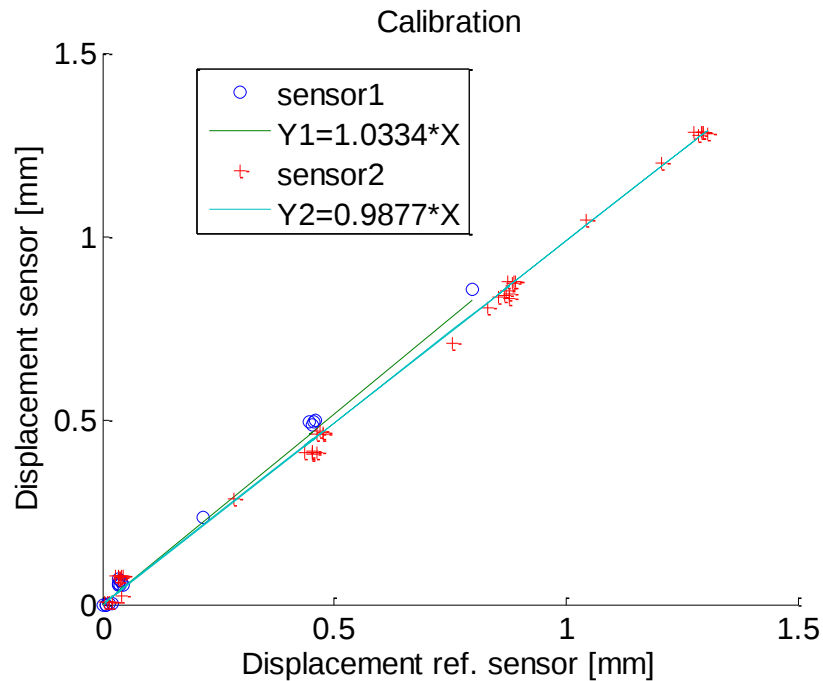


Abb. 3-38: Kalibrierungsversuch aus dem Bellinzona Test.

Aus einer qualitativen Analyse über die Ausbreitung der Einsenkungen auf der Teststrecke ergeben sich folgende Anmerkungen:

1. In Fahrbahn 1 (Richtung Bellinzona) fanden (unter konstanter Last) keine zeitabhängige und irreversible Einsenkungen statt (Abb. 3-39, 3-40). Während der Entlastungsphase wurde eine Hebung der Oberfläche neben dem steifen Trottoir gemessen (blau markiert in Abb. 3-39)
2. In Fahrbahn 2 (Richtung Lumino) zeitabhängige Einsenkungen fanden unter konstanter Last statt, aber keine irreversible Deformationen wurden gemessen (Abb. 3-40, 3-41).

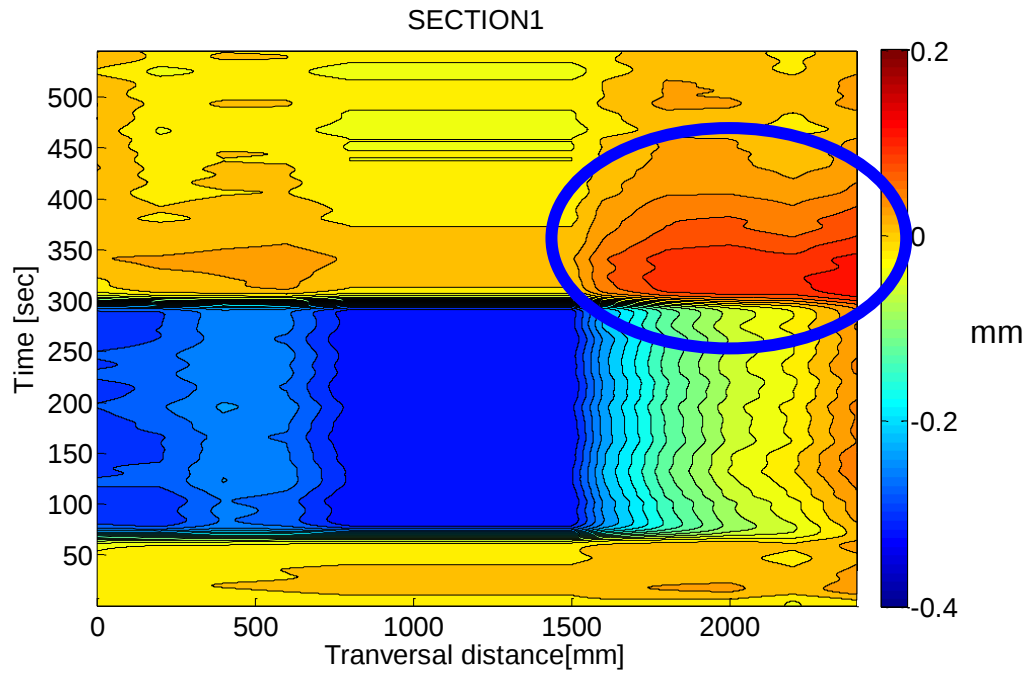


Abb. 3-39: Langzeitversuch, Abschnitt 1

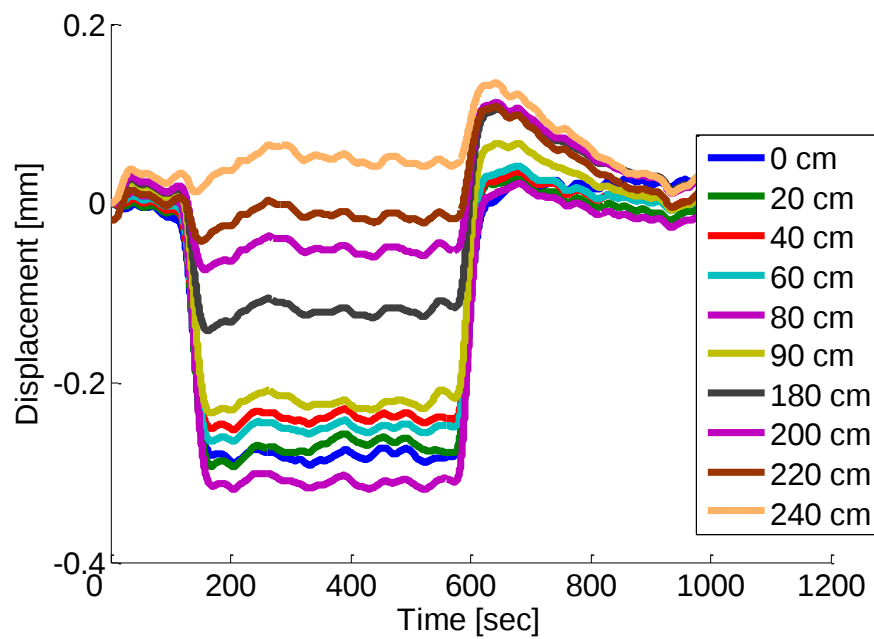


Abb. 3-40: Langzeitversuch, Abschnitt 1

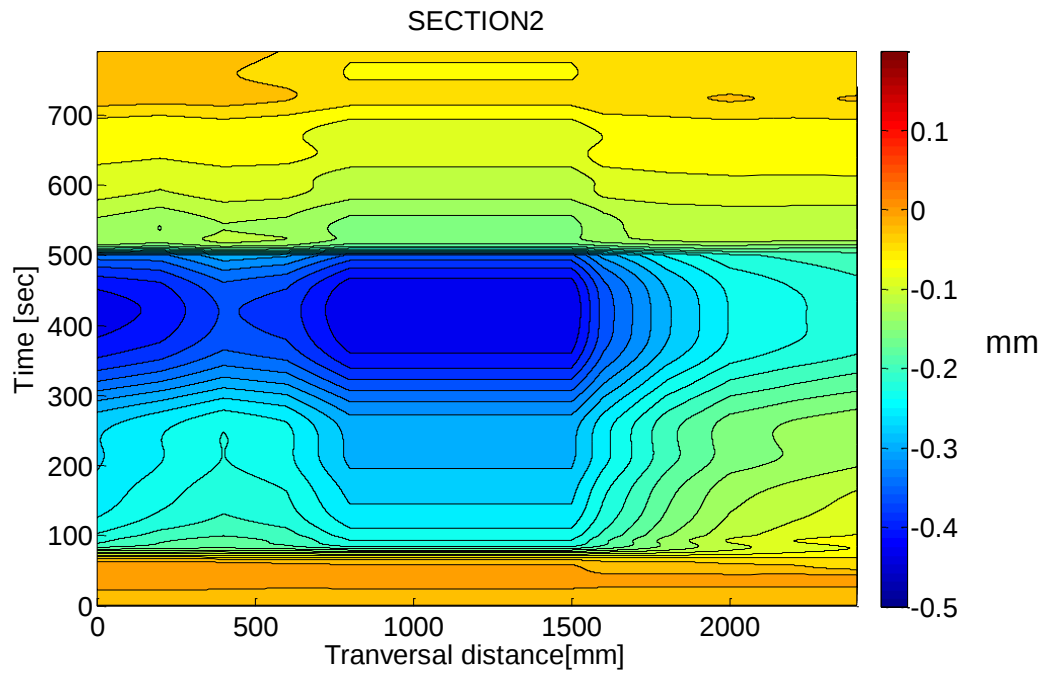


Abb. 3-41: Langzeitversuch, section 2

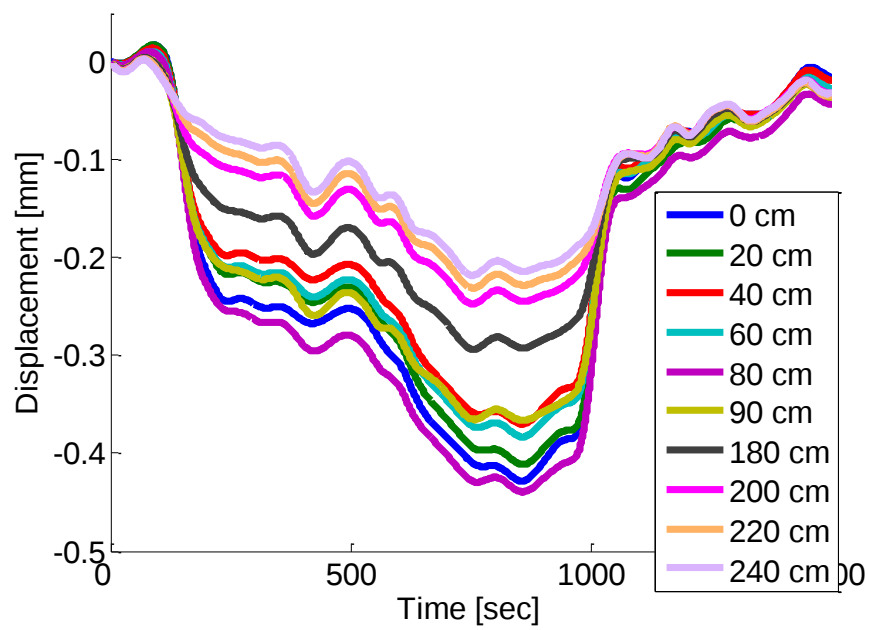


Abb. 3-42: Langzeitversuch, section 2

Abb. 3-43 bis 3-46 zeigen die Ausbreitung der Einsenkungen während der Belastungs- und Entlastungsphase.

Die Ausdehnung in Längsrichtung ist ungewöhnlich für einen flexiblen Oberbautyp, da sie über drei Meter beträgt. Das wird von der dicken Tragschicht verursacht, die auch direkt auf einer deutlich weicherer Schicht (Untergrund) liegt. Qualitativ lassen sich in diesem Fall schwierig Aussagen über die unterschiedlichen Eigenschaften der Felder treffen. Diese werden aber aus der Rückanalyse in Kapitel 6 deutlicher gemacht.

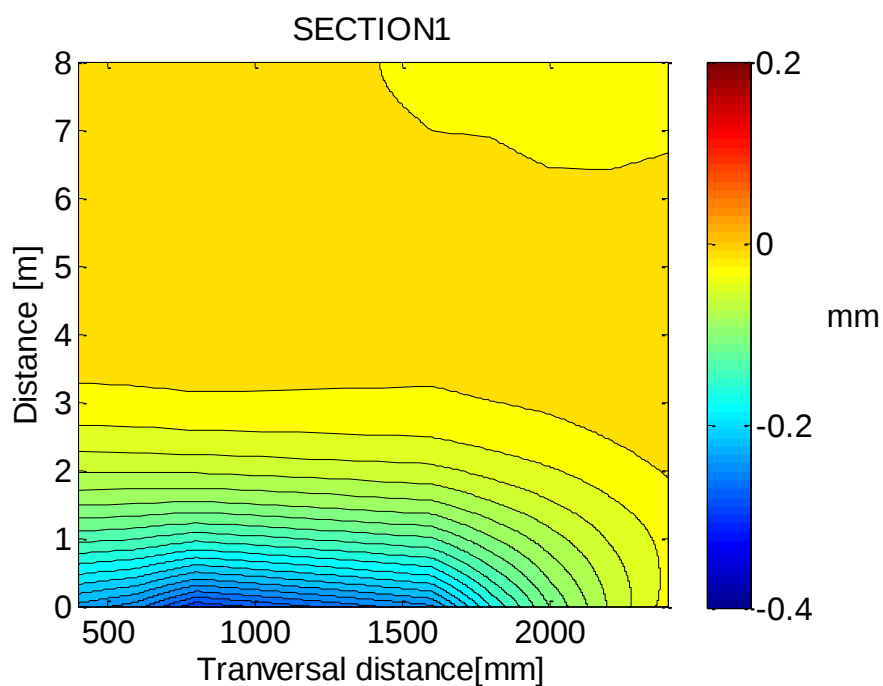


Abb. 3-43: Deflektionsmulde während der Belastung gemessen

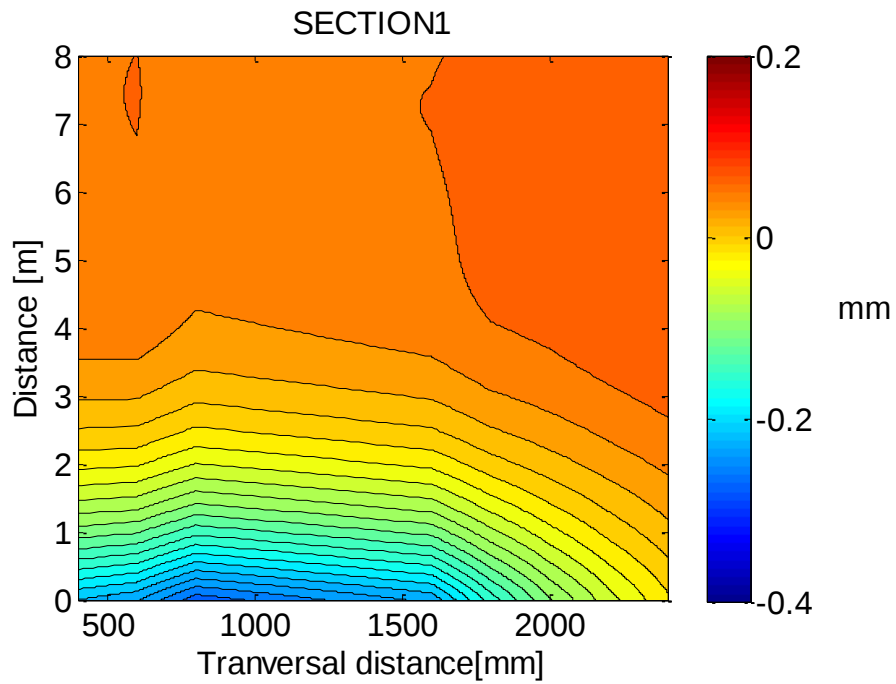


Abb. 3-44: Deflektionsmulde während der Entlastung gemessen

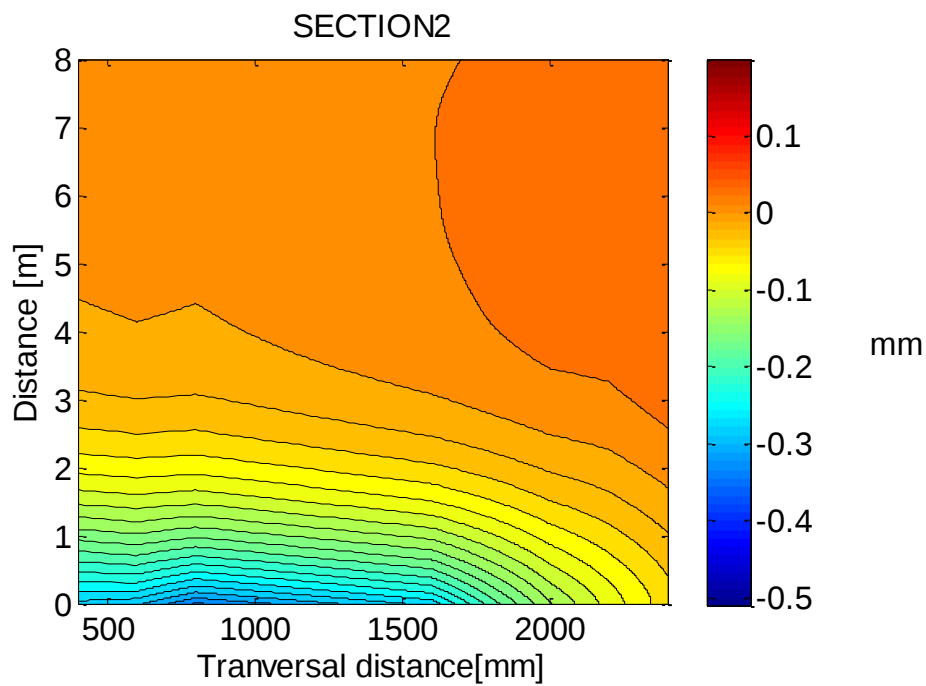


Abb. 3-45: Deflektionsmulde während der Belastung gemessen

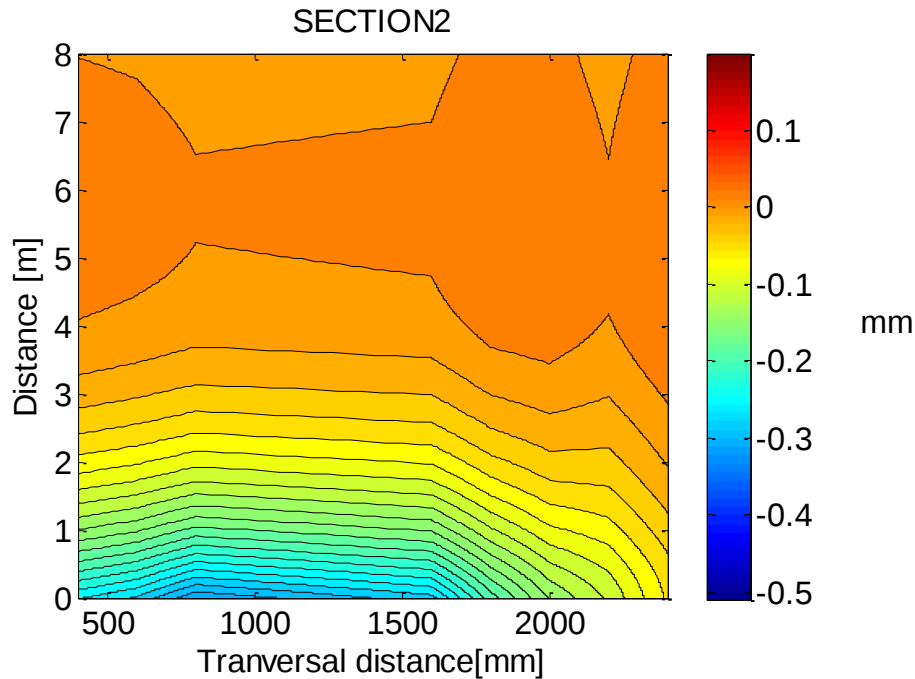


Abb. 3-46: Deflektionsmulde während der Entlastung gemessen

3.5 Schlussfolgerungen

Die Ausbreitung und die Tiefe der Deflektionsmulde (Standardachslast = 100 kN) hängen von der Steifigkeit und vom Steifigkeitsverhältnis zwischen den Schichten ab. Die Länge variiert normalerweise zwischen 1,5 (flexibler Oberbautyp) bis zu 5-6 Meter für halb starre Oberbautypen.

Die Form der Deflektionsmulde kann auch zum Entdecken von Rissen in dem Oberbau (Zementstabilisierte Schichten) behilflich sein.

Bei den durchgeführten Versuchen wurden unter konstanter Last nur in einem Fall zeitabhängige Einsenkungen gemessen, obwohl sie in den Laborversuchen auf denselben Materialien deutlich zu beobachten sind. Der Hauptgrund ist, dass die Einsenkung (Zusammendrückung) der Asphaltsschichten im Vergleich mit den anderen Schichten sehr gering, und der viskose Anteil davon noch geringer ist.

Kapitel 4: Laborversuche

4.1 Einleitung

Eine Anzahl von Laborversuchen wurde an Proben, die aus den Teststrecken entnommen wurden, durchgeführt. Ein Ziel dieses Forschungsprojektes war das Verhalten dieser Materialien unter definierten Rand- und Lastbedingungen zu beschreiben und die entsprechenden Materialstoffgesetze zu wählen oder zu entwickeln, die in der Rückanalyse der Feldversuche angewendet werden.

Es ist aus der Literatur und aus den durchgeführten Feldmessungen bekannt, dass bei gewöhnlichen Strassen unter einer Standardachslast eine Einsenkung von nur wenigen Zehnteln bis zu einem Millimeter stattfindet. Die steiferen Schichten erfahren noch eine deutlich kleinere Verformung, die auch im Labor schwierig zu reproduzieren und zu messen ist.

Andererseits ist es auch aus der Literatur bekannt (Jardine et al., Symes und Burland 1984, Jovicic und Coop 1997), dass Geomaterialien unterschiedliche mechanische Eigenschaften bei geringen Verformungen haben. Daher wurde der genauen Erfassung im kleinen Dehnungsbereich besondere Aufmerksamkeit geschenkt ($\varepsilon < 0.001\%$).

Es wurden die Dehnungen in den vertikalen und horizontalen Hauptrichtungen gemessen, insbesondere um die aus verschiedenen bodenmechanischen Theorien vorausgesagte Abhängigkeit des Kompressionsmoduls vom mittleren Druck zu bestimmen.

Es wurde auch auf die Temperatur geachtet, da sie die Eigenschaften von den Asphaltmischungen sehr stark beeinflusst: Ein Klimaraum wurde für die einaxialen Versuche auf Asphalt konstruiert und dieselbe Temperatur eingestellt, wie sie in den Feldversuchen gemessen wurde.

4.2 Messungen im Kleindehnungsbereich mit DMS.

Kleine horizontale und vertikale Dehnungen werden typischerweise mit elektronischen Sensoren basierend auf den Methoden LVDT oder DMS gemessen. Versuche mit DMS (Dehnmessstreifen) auf Boden und Steinproben wurden in den siebziger Jahren durchgeführt (Franklin and Hoek 1970, Attinger und Köppel 1983). Die LVTD werden in der Regel für weiche Böden angewendet, da sie weniger steif sind (Abb.4-1, 4-2).

Die Materialien, die bei den Feldversuchen getestet wurden, haben durch die Verdichtung und den Asphalt eine im Vergleich zu konventionellen Böden hohe Steifigkeit. Daher eignet sich die Messung der Dehnungen auf den Testproben mit den DMS besonders gut.

Die Länge der Messstreifen wurde gewählt, um eine repräsentative Fläche der Probe zu decken. Insbesondere um den Eventualfall zu beseitigen, dass nur auf größeren Materialkörner gemessen wird. Es wurde festgestellt, dass sich die belasteten Proben nicht gerade senkrecht verformen. Aus diesem Grunde wurden drei vertikale DMS eingebaut, um die effektive vertikale Dehnung genau zu bestimmen (Abb. 4-3). Es kann tatsächlich beobachtet werden, dass die Messresultate aus den drei DMS sehr unterschiedlich sind (Abb. 4-3).

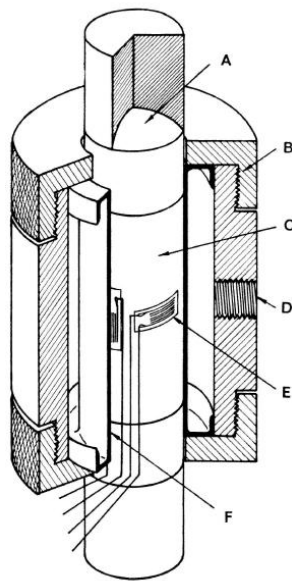


Figure 1. Triaxial cell

A - Hardened and ground spherical seats; B - Mild steel cell body; C - rock specimen; D - Oil inlet; E - Strain gauges; F - Synthetic rubber sealing sleeve.

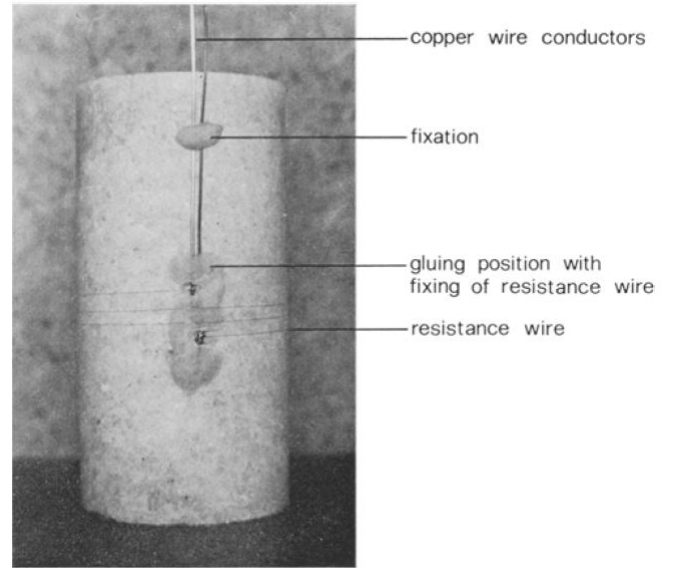


Abb. 4-1: Triaxial Versuchskörper mit DMS (Franklin und Hoek, 1970)

Abb. 4-2: Zylindrische Probe mit Widerstandsdraht ausgerüstet (Attinger und Köppel, 1983)

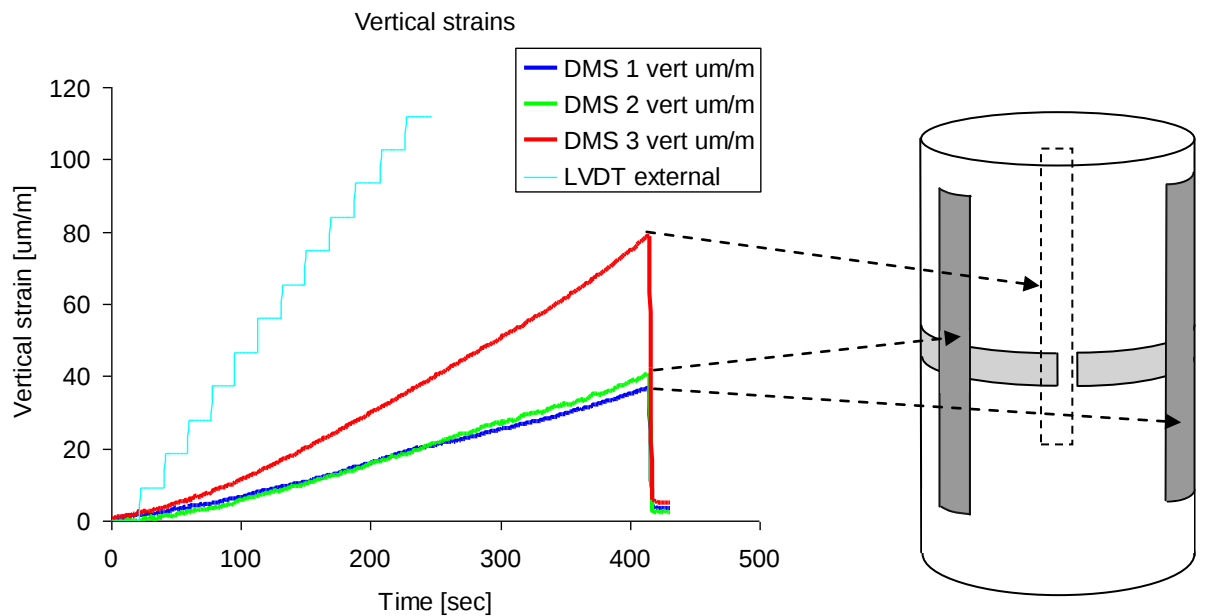


Abb. 4-3: Gemessene vertikale Dehnungen auf dem Testkörper.

4.3 Triaxialer Spannungs- und Dehnungsraum

Die Resultate aus den Laborversuchen werden mit den Invarianten des Spannung- Dehnungstensors ausgewertet: Diese erlauben zwischen dem Kompressions- und Scherverhalten der getestete Materialien zu unterscheiden und sind wie folgt definiert:

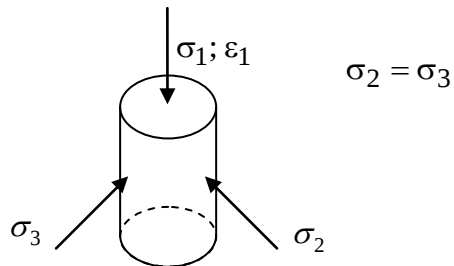


Abb. 4-4: Triaxial Versuch

Invarianten des Spannungstensors:

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} = \frac{J_1}{3} \quad 4-1$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \sqrt{3J_{2D}} \quad 4-2$$

$$J_{2D} = \frac{1}{6} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right] \quad 4-3$$

$$J_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad 4-4$$

Invarianten des Dehnungstensors

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 = I_1 \quad 4-5$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3} (\varepsilon_1 - \varepsilon_3) = \frac{2}{3} \sqrt{3I_{2D}} \quad 4-6$$

4.4 Laborversuche auf EPFL Probekörper

Die Laborversuche auf den Materialien, die in der EPFL Teststrecke eingebaut waren, wurden umfangreich während eines europäischen Forschungsprojektes untersucht ("Development of high performance underlayers with low cost materials and high percentage of re-use", Bueche and Vanelstraete, 2006). Die Ergebnisse aus dem Zweipunktbiegunstest (EN12697-26) und aus den Plattendruckversuchen (SN 670 317b) werden im Kapitel 6 gezeigt, da sie dort für die Validierung der Rückanalyse angewendet werden.

4.5 Laborversuche auf Hinwil Probekörper

4.5.1 Einleitung

Probekörper aus der Teststrecke in Hinwil wurden gesammelt bevor der Versuch mit dem MLS10 durchgeführt wurde. Die Probenhöhe ergibt die Stärke der Schichten:

- Deckschicht: AB, 4 cm
- Tragschicht: HMT, 8 cm
- 1. Foundationsschicht: stabilisierter Kiessand, 18 cm
- 2. Foundationsschicht: stabilisierter Kiessand, 18 cm (ungenau bestimmt)

4.5.2 Probekörper aus der Foundationsschicht

4.5.2.1 Test set up

Die Probekörper bestehen aus einer spröden zementstabilisierten Kiessandmischung, die sich schlecht für die Herstellung zylindrischer Proben eignete (Abb. 4-5).



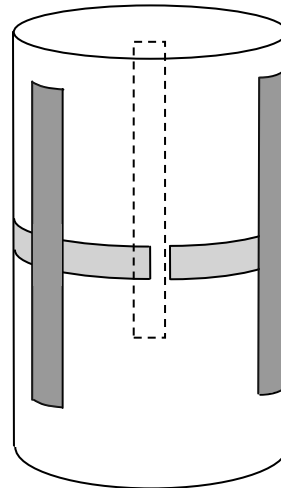
Abb. 4-5: Die Probe wurde verpackt abgeschnitten, damit sie nicht zerfällt.



Abb. 4-6: Die Oberflächen wurden mit Gips prepariert.



Abb. 4-7: Die DMS wurden mit Epoxydharz auf die Probe geklebt.



Nur wenige Proben blieben nach dem Abschneiden intakt. Drei davon wurden für die Testversuche präpariert. Insbesondere wurden die unteren und oberen

Flächen mit Gips ausgeglichen (Abb. 4-6). Die DMS wurden mit Epoxydharz auf die Probenoberfläche geklebt (Abb. 4-7).

4.5.2.2 Versuchsverfahren

Es waren einaxiale dehnungsgeregelte Druckversuche vorgesehen, die aber nur teilweise die gewünschten Dehnungspfade fahren konnten.

Der Grund dafür ist, dass die Lastzelle durch einen externen Wegaufnehmer, welcher nach dem Prinzip des LVDT arbeitet, gesteuert wird, der aber nicht die genauen Dehnungen der Proben erfasst.

Die zwei getesteten Prüfkörper hatten die folgenden Abmessungen:

Probe "A": Höhe 107 mm, Durchmesser 99 mm

Probe "B": Höhe 112 mm, Durchmesser 99 mm

Die Versuche wurden im Kleindehnungsbereich durchgeführt, wie aus Abb. 4-3 ersichtlich ist ($<0.005\%$). Die Proben haben ein ungünstiges Verhältnis zwischen Höhe und Durchmesser (1:1), daher kann die Reibung zwischen Probe und Stempel zu einer Unterschätzung der vertikalen Dehnungen führen. Im Kapitel 5 wird gezeigt, dass das hier nicht der Fall ist.

4.5.2.3 Versuchsergebnisse

Die Versuchsergebnisse für die zwei Prüfkörper zeigen ähnliche Verläufe (Abb. 4-8, 4-9).

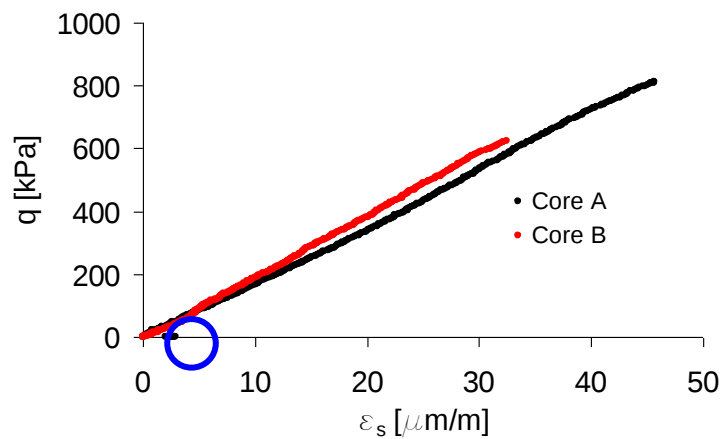


Abb. 4-8: Zementstabilisierter Kiessand, deviatorische Spannungen gegen deviatorische Invariante (blauer Kreis: nach der Entlastung)

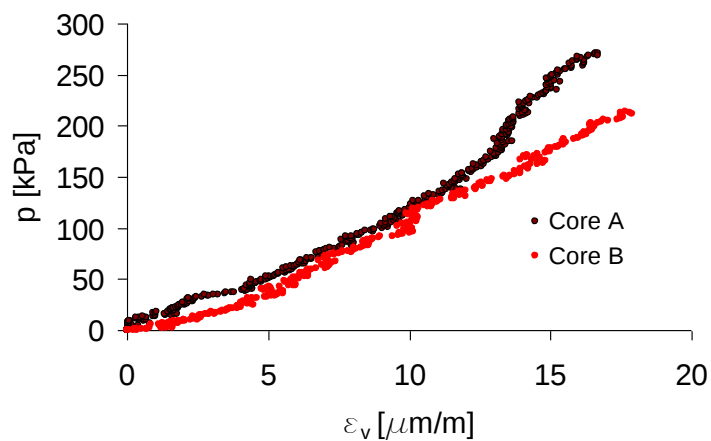


Abb. 4-9: Zementstabilisierter Kiessand, volumetrische Spannungen gegen volumetrische Invariante (blauer Kreis: nach der Entlastung)

Die Resultate zeigen, dass das deviatorische Verhalten praktisch linear ist (Abb. 4-8), während das volumtrische eine deutliche Abhängigkeit von der mittleren Spannung (Abb. 4-9) (p) zeigt.

4.5.3 Probekörper aus der Tragschicht

4.5.3.1 Materialeigenschaften

Die Materialeigenschaften der Probekörper wurden mit dem „Dichtebestimmung durch Auftrieb“ Verfahren gemessen (Tabelle 4-4). Die Ergebnisse bestätigen eine homogene Verdichtung für die entnommenen Proben.

Tab. 4-1: Dichte der Probekörper

Probe	Masse [g]	Volumen [cm ³]	Dichte [g/cm ³]
A	1263.1	511.48	2.47
B	1259	508.91	2.47
C	1298.8	530.95	2.45
D	1180.2	478.06	2.47
E	1124.6	452.99	2.48
F	1262	507.37	2.49

4.5.3.2 Versuchsverfahren

Einaxiale Druckversuche wurden auf zwei Bohrkerne (A und B) aus der Tragschicht durchgeführt. Abmessungen der Proben sind: 100 mm Durchmesser und 67 mm Höhe. Beide wurden mit DMS ausgerüstet (Abb. 4-10), wie bei den stabilisierten Proben aus der Foundationsschicht. Da der Klimaraum aus einer mit Wasser gefüllten klimatisierten Zelle besteht (Abb. 4-12) wurden die Proben mit Glyzerin versiegelt (Abb. 4-11). Die Versuchstemperaturen wurden wie die, die im Feld gemessen wurden, eingestellt.



Abb. 4-10: DMS auf der Oberfläche



Abb. 4-11: Probe mit Glycerin versiegelt



Abb. 4-12: Klimaraumzelle

4.5.3.3 Versuchsprogramm

Die einaxialen Druckversuche wurden bei zwei unterschiedlichen Temperaturen mit konstanter Dehnungsgeschwindigkeit durchgeführt, wonach eine sofortige Entlastung erfolgte: Es konnte daher gemessen werden, ob während der Belastung plastische Deformationen stattgefunden haben. Wie bei den Foundationsschichtproben ist es leider nicht gelungen die Dehnungsgeschwindigkeit konstant zu halten. Die Tests sind in der Tabelle 4-2 nach der approximierten Dehnungsgeschwindigkeit klassiert.

Tab. 4-2: Versuchsprogramm

Versuch	Probe	Temperatur [°C]	Dehngeschwindigkeit (*) [$\frac{\mu\epsilon}{s}$] ¹
A6a	A	6°	1.5 (a)
A6b			2.4 (b)
A15a		15°	2.4 (a)
A15b			5.2 (b)
B6a	B	6°	1.5 (a)
B6b			2.4 (b)
B15a		15°	2.4 (a)
B15b			5.2 (b)

(*) approximierte Werte

4.5.3.4 Versuchsergebnisse

Die Spannungs-Dehnungspfade der durchgeführten Versuche sind in Abb. 4-13 bis 4-16 dargestellt. Es kann beobachtet werden, dass aufgrund der Materialviskosität das Material bei höheren Dehngeschwindigkeiten eine höhere deviatorische Steifigkeit hat (Abb. 4-13, 4-15). Das volumetrische Verhalten ist hingegen weniger lastgeschwindigkeitsabhängig.

¹ $\mu\epsilon = \frac{\mu m}{m}$

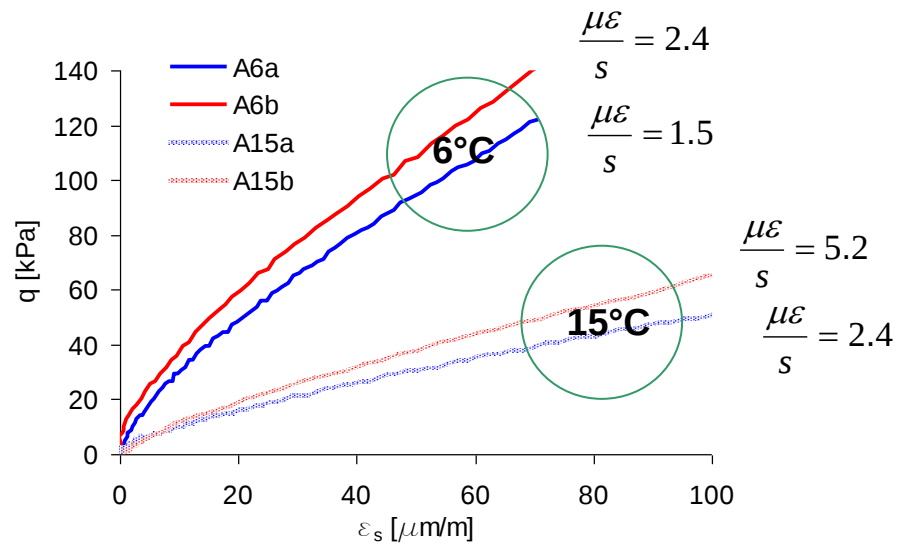


Abb. 4-13: Probe A, deviatorische Invariante des Spannungs- gegen deviatorische Invariante des Dehnungstensors bei zwei unterschiedlichen Dehnungsgeschwindigkeiten und Temperaturen

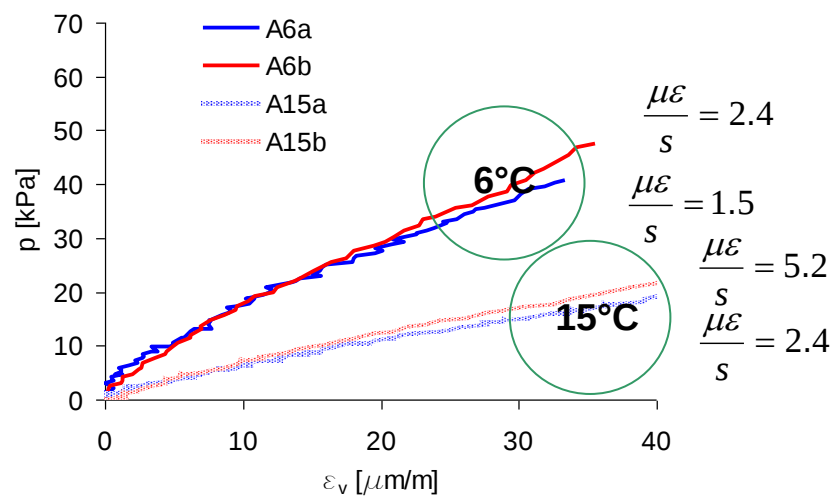


Abb. 4-14 Probe A, volumetrische Invariante des Spannungs- gegen volumetrische Invariante des Dehnungstensors bei zwei unterschiedlichen Dehnungsgeschwindigkeiten und Temperaturen

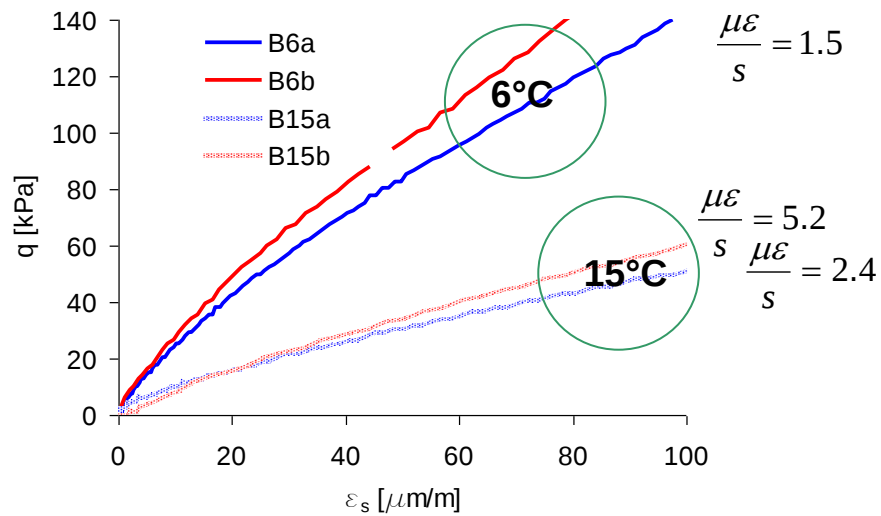


Abb. 4-15: Probe B, deviatorische Invariante des Spannungs- gegen deviatorische Invariante des Dehnungstensors bei zwei unterschiedlichen Dehnungsgeschwindigkeiten und Temperaturen

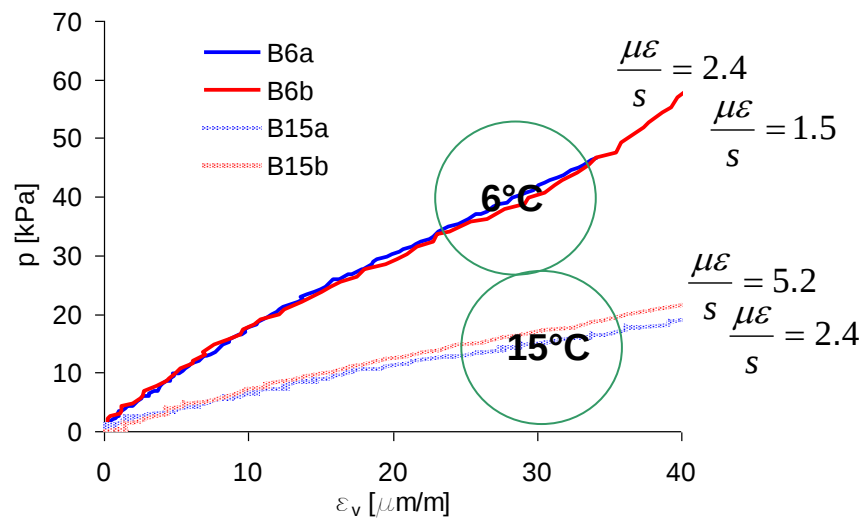


Abb. 4-16: Probe B, volumetrische Invariante des Spannungs- gegen volumetrische Invariante des Dehnungstensors bei zwei unterschiedlichen Dehnungsgeschwindigkeiten und Temperaturen

4.6 Laborversuche auf Bellinzona Probekörper

4.6.1 Einleitung

Die entnommenen Bohrkerne hatten die folgenden Abmessungen:

Probe "A": 27 cm (4 cm Deckschicht + 23 cm Tragschicht, HMT)

Probe "B": 27 cm (4 cm Deckschicht + 23 cm Tragschicht, HMT)

Probe "C": 24 cm (4 cm Deckschicht + 20 cm Tragschicht, HMT)

Aus diesen Bohrkernen wurden Probekörper für einaxiale Druckversuche hergestellt. Diese hatten aber nach den Normen ASTM D2166-06 und EN 12697-26, im Gegensatz zu den anderen, ein günstiges Verhältnis zwischen Höhe (200 mm) und Durchmesser (100 mm).

Die Proben A und B wurden auf der Fahrbahn Richtung Lumino gebohrt, C in Richtung Bellinzona. Die Dichtebestimmung mittels Auftrieb ergibt die Werte, die in Tabelle 4-3 aufgelistet sind.

Tab. 4-3: Dichte der Bohrkerne

Probe	Masse [g]	Volumen [cm ³]	Dichte [g/cm ³]
A	3719.8	1551.8	2.40
B	3213.2	1339.1	2.40
C	3755.7	1554.7	2.42

4.6.2 Versuch, Einrichtung (set up)

Die Proben wurden nicht nur wie bei den anderen Prüfkörpern, mit DMS ausgerüstet, sondern zusätzlich auch mit LVDTs, so dass die beiden Messtechniken sich gegenseitig validieren können (Abb. 4-17, 4-18).

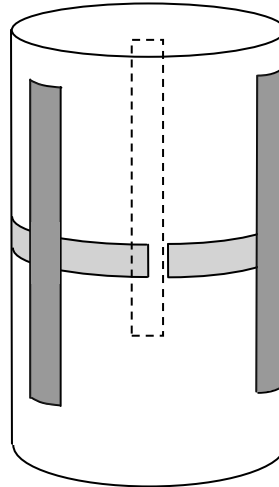


Abb. 4-17: Versiegelte Probe mit LVDTs und strain gauges (core C)

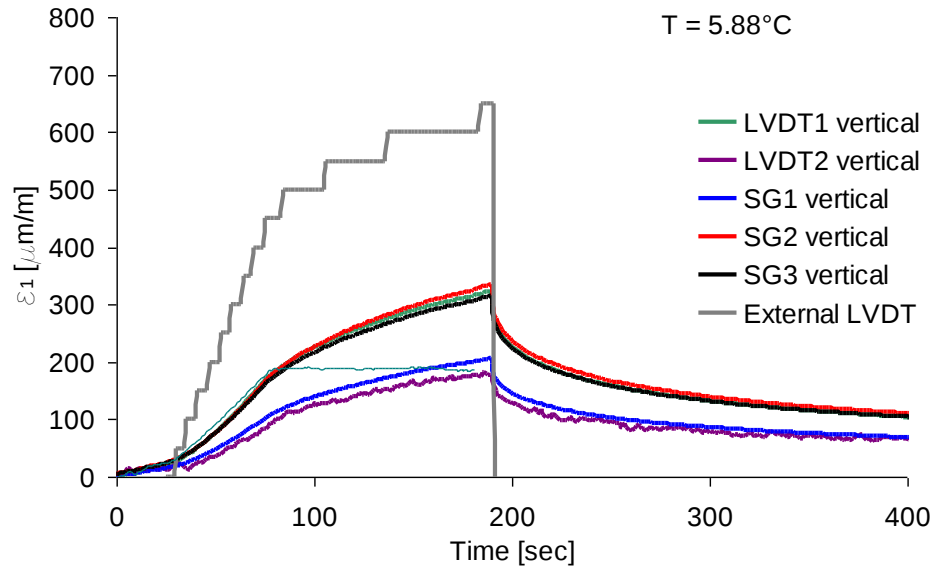


Abb. 4-18: Vergleich zwischen LVDT und DMS Testresultaten

Die Dehnungen, die mit den LVDT und den DMS gemessen wurden, stimmen gut überein (Abb. 4-18). Der Hauptvorteil der DMS gegenüber den LVDT ist

die direkte Messung der Dehnung und deren einfachere Fixierung auf den Proben, die aus grobkörnigen Böden bestehen.

4.6.3 Versuchsprogramm

Drei einaxiale Druckversuche mit unterschiedlichen Spannungserhöhungsgeschwindigkeiten wurden bei einer Temperatur von 6°C durchgeführt. Resultate aus der Probe C waren nicht genügend zuverlässig und werden daher hier nicht vorgestellt (Tabelle 4-4). Nachdem die maximale zugelassene Spannung erreicht wurde, konnte auf diesem Spannungsniveau ein Kriechtest durchgeführt werden. Die Spannung wurde für etwa 200 Sekunden konstant gehalten. Danach folgte eine sofortige Entlastung für die Bestimmung von allfälligen plastischen Verformungen der Proben. Es wurde festgestellt, dass nur bei den Versuchen mit den maximalen Spannungswerten irreversible Dehnungen aufgetreten sind (bei $\sigma_{1\max} = 318 \text{ kPa}$ für Probe A und $\sigma_{1\max} = 453 \text{ kPa}$ für Probe B).

Tab. 4-4: Versuchsprogramm

Versuch	Probe	$\dot{\sigma}_1$ (kPa/sec)	$\sigma_{1\max}$, (kPa)	$p_{\max}$, (kPa)	$q_{\max}$, (kPa)	$\varepsilon_{\text{irrecoverable}}$
A1	A	0.85	63	21	63	-
A2	A	2.5	189	63	189	-
A3	A	5.15	318	106	318	+
B1	B	3.82	153	51	153	-
B2	B	4.72	315	105	315	-
B3	B	8.23	453	151	453	+

4.6.4 Versuchsergebnisse

Die Versuche wurden der Reihe nach mit einer Ruhephase durchgeführt, bis die Abnahme der rückfedernden Dehnungen möglichst stabil wurde. Die

volumetrischen und deviatorischen Dehnungspfade sind in Abb. 4-19 dargestellt.

Die Ergebnisse zeigen, dass das Verhältnis zwischen volumetrischen und deviatorischen Dehnungen in der Zeit nicht linear ist (Abb. 4-20).

Eine vollständige Interpretation dieser Versuchsergebnisse wird im nächsten Kapitel erläutert, wo sie als Basis der Entwicklung und Validierung eines neuartigen Stoffgesetzes dienen.

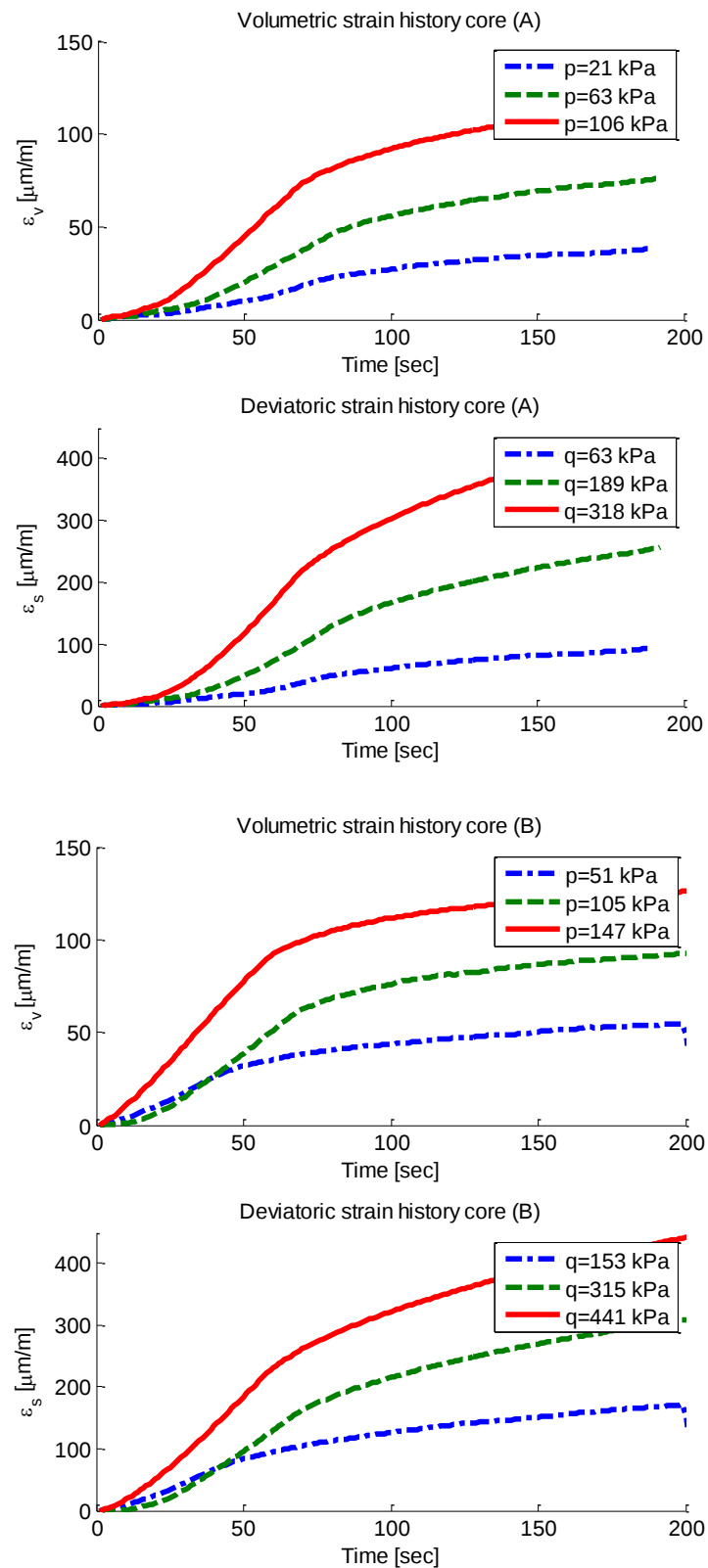


Abb. 4-19: Volumetrische und deviatorische Dehnungspfade gegen Zeit (Probe A und B)

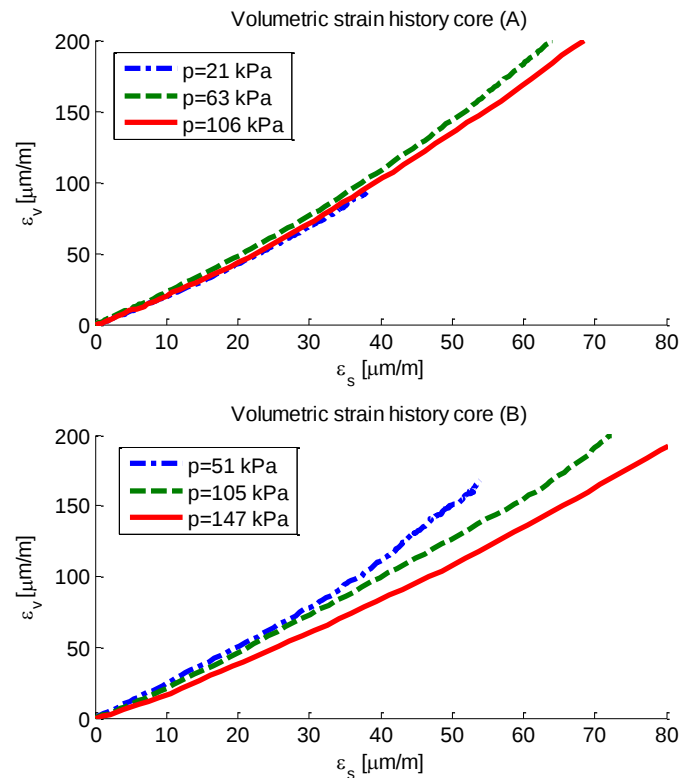


Abb. 4-20: Dehnungspfade für Proben A und B

4.7 Schlussfolgerungen

Die Laborversuche, die im Rahmen dieses Forschungsprojektes durchgeführt wurden, dienen nur der Vorerkundung der effektiven mechanischen Eigenschaften der auf dem Feld getesteten Materialien. Ein Teil dieser Ergebnisse werden im nächsten Kapitel für die Entwicklung neuer Stoffgesetze angewendet. Besondere Aufmerksamkeit wurde der Genauigkeit der Messungen geschenkt: Es wurden im Kleindehnungsbereich und an mehreren Stellen (drei in vertikaler Richtung) Dehnungen in der Größenordnung von 0.005% gemessen.

Kapitel 5: Stoffgesetze für Strassenbaumaterialien

5.1 Einleitung

Seit der Einführung vom “Critical State Soil Mechanics” wird nichtlineare Elastizität weitgehend angewendet, um den reversiblen Anteil des Bodenverhaltens zu beschreiben. Böden, bei welchen ein reversibler viskoser Anteil während der Verformung auftritt, werden in der Literatur oft nur als linear viskoelastisch modelliert (e.g., Biot, 1962; Vgenopoulou und Beskos, 1992; Bardet, 1992; Di Benedetto und Tatsuoka, 1997). Bei visko-elasto-plastischen Modellen ist der viskose mit dem plastischen statt mit dem elastischen Anteil gekoppelt (e.g., Di Benedetto et al., 2002; Van Bang et al., 2007). Nichtlineare viskoelastische Stoffgesetze werden hauptsächlich für die Modellierung von Verbundwerkstoffen, Asphaltmischungen, Polymeren (e.g., Schapery, 1969; Hiel, 1984; Schapery, 2000) und immer öfter auch für Biomaterialien angewendet (e.g., Fung, 1993; Miller and Chinzei, 1997; 2002; Kohandel et al., 2006; Oza et al., 2006; Drapaca et al., 2006a;b).

Das meist angewendete Framework für nichtlineare Viskoelastizität basiert auf der quasi-linearen Viskoelastizitätstheorie (Fung 1993), wonach das nichtlineare und das zeitabhängige Verhalten entkoppelt sind. Die neueste Entwicklung von dieser Theorie ist die Hyperviskoelastizitätstheorie. Die Formulierung dieser Stoffgesetze wird aus energetischen Funktionen hergeleitet und es gewährleistet, dass das Modell nicht gegen die thermodynamischen Gesetze verstösst (e.g., Miller and Chinzei, 1997; 2002, Kohandel et al., 2006). Diese Modelle sind bereits in FE Programmen implementiert (ABAQUS 2006). Puzrin und Rabaiotti (2009) zeigten, dass diese Formulierung der energetischen Funktionen falsch ist. Es wurde daher ein neuartiges hyperviskoelastisches Framework formuliert und aus dem ein

für Grobkörnige- und Asphaltmischungen spezifisch hergeleitete Stoffgesetze entwickelt.

5.2 Hyperviskoelastisches Stoffgesetz für Asphalt

Das entwickelte Stoffgesetz, das für Asphalt und für grobkörnige Böden (ohne den viskosen Anteil) angewendet werden kann, ist in Abb. 5-2 in einem eindimensionalen mechanischen analogen Modell dargestellt. Das Modell besteht aus einer Reihe von nichtlinearen Maxwell Elementen, deren Anzahl beliebig gewählt werden kann.

Der elastische und der viskose Anteil verfügen über dieselben nichtlinearen Eigenschaften (derselbe Parameter m).

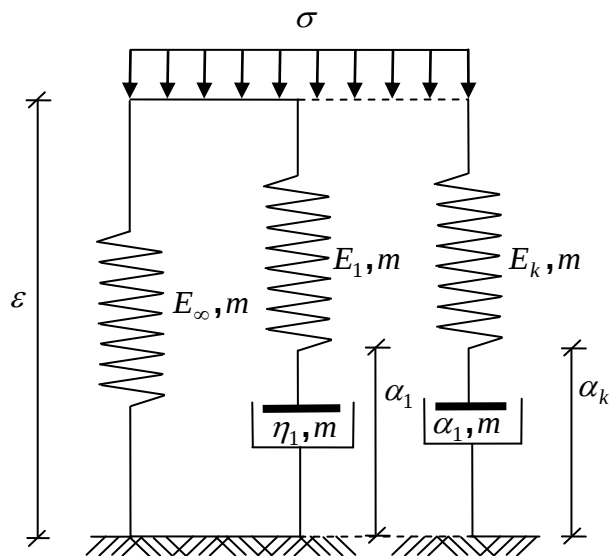


Abb. 5-1: Generalisiertes nichtlineares Maxwell Modell

Die Helmholtz Funktion, die das Stoffgesetz in drei Dimensionen durch Tensorinvarianten vollständig definiert, ist die folgende:

$$\begin{aligned}
 F(\varepsilon_v, \varepsilon_s, \alpha_{v1} \dots \alpha_{vn_v}, \alpha_{s1} \dots \alpha_{sn_s}, t) = \\
 = \frac{1}{m+1} \frac{p_r^2}{K_\infty} \left(\frac{K_\infty}{p_r} \varepsilon_v \right)^{m+1} + \frac{1}{m+1} \sum_{k=1}^{n_v} \frac{p_r^2}{K_k} \left(\frac{K_k}{p_r} (\varepsilon_v - \alpha_{vk}) \right)^{m+1} \\
 + \frac{3}{2} G_\infty \varepsilon_s^2 + \frac{3}{2} \sum_{k=1}^{n_s} G_k (\varepsilon_s - \alpha_{sk})^2
 \end{aligned} \tag{5-1}$$

$$\begin{aligned}
 z(\dot{\alpha}_{v1} \dots \dot{\alpha}_{vn_v}, \dot{\alpha}_{s1} \dots \dot{\alpha}_{sn_s}, t) = \frac{1}{m+1} \sum_{k=1}^{n_v} \frac{p_r^2}{\eta_{vk}} \left(\frac{\eta_{vk}}{p_r} \dot{\alpha}_{vk} \right)^{m+1} + \frac{1}{2} \sum_{k=1}^{n_s} \eta_{sk} \dot{\alpha}_{sk}^2
 \end{aligned} \tag{5-2}$$

Wobei:

F	Helmholtz Funktion
$\varepsilon_v, \varepsilon_s$	volumetrische und deviatorische Invariante des Verzerrungstensors
n_v, n_s	Anzahl volumetrische und deviatorische Maxwell Elemente
α_{vk}, α_{sk}	k-te viskose volumetrische und deviatorische Dehnung
$\dot{\alpha}_{vk}, \dot{\alpha}_{sk}$	k-te viskose volumetrische und deviatorische Dehnungsgeschwindigkeit
t	Zeit
m	nichtlinearer Parameter
K_∞, K_k	Endwert und k-ter Wert des Bulk-Modulus
p_r	Referenz Druck
G_∞, G_k	Endwert und k-ter Wert des Scher-Moduls
z	Kraftpotential
η_{vk}	k-ter Koeffizient der volumetrischen Viskosität
η_{sk}	k-ter Koeffizient der deviatorischen Viskosität

Aus der Hyperviskositätstheorie kann das Spannungs- Dehnungsverhältnis aus partieller Ableitung der Helmholtz Funktion abgeleitet werden:

$$\frac{p(\varepsilon_v, \alpha_{v1} \dots \alpha_{vn_v}, t)}{p_r} = \frac{1}{p_r} \frac{\partial F}{\partial \varepsilon_v} = \left(\frac{K_\infty}{p_r} \varepsilon_v \right)^m + \sum_{k=1}^{n_v} \left(\frac{K_k}{p_r} (\varepsilon_v - \alpha_{vk}) \right)^m \quad 5-3$$

$$q(\varepsilon_s, \alpha_{s1} \dots \alpha_{sn_s}, t) = \frac{\partial F}{\partial \varepsilon_s} = 3G_\infty \varepsilon_s + \sum_{k=1}^{n_s} 3G_k (\varepsilon_s - \alpha_{sk}) \quad 5-4$$

Wobei p und q die volumetrischen und deviatorischen Invarianten des Spannungstensors sind. p_r ist ein Referenzwert (z.B. 1 atm).

Das Entwicklungsgesetz für die inneren Variablen α folgt aus dem Ziegler Orthogonalitätsprinzip (Puzrin und Rabaiotti, Ziegler 1977, 1983):

$$\alpha_{vk}(t) = \varepsilon_v(t) - \int_0^t e^{-(t-\tau)/\tau_{vk}} \frac{\partial \varepsilon_v(\tau)}{\partial \tau} d\tau \quad 5-5$$

$$\alpha_{sk}(t) = \varepsilon_s(t) - \int_0^t e^{-(t-\tau)/\tau_{sk}} \frac{\partial \varepsilon_s(\tau)}{\partial \tau} d\tau \quad 5-6$$

wo $\tau_{vk} = \eta_{vk}/K_k$ und $\tau_{sk} = \eta_{sk}/3G_k$.

Wenn die Gleichungen (5-5) und (5-6) in (5-3) und (5-4) eingesetzt werden, bekommt man die explizite Formulierung für die Spannungen:

$$\frac{p(\varepsilon_v, t)}{p_r} = \left(\frac{K_\infty}{p_r} \varepsilon_v \right)^m + \sum_{k=1}^{n_v} \left(\frac{K_k}{p_r} \int_0^t e^{-(t-\tau)/\tau_{vk}} \frac{\partial \varepsilon_v(\tau)}{\partial \tau} d\tau \right)^m \quad 5-7$$

$$q(\varepsilon_s, t) = 3G_\infty \varepsilon_s + \sum_{k=1}^{n_s} 3G_k \int_0^t e^{-(t-\tau)/\tau_{sk}} \frac{\partial \varepsilon_s(\tau)}{\partial \tau} d\tau \quad 5-8$$

Dieses Spannungs- Dehnungsverhältnis verstösst nicht gegen das erste und zweite Gesetz der Thermodynamik.

Die Gleichungen 5-7 und 5-8 beschreiben ein Potenzgesetz in Abhängigkeit der mittleren Spannung für das initiale (rein elastische) Kompressionmodul, währenddem das initiale Schermodul konstant bleibt. Die Abhängigkeit des Kompressionmoduls (oder der Steifigkeit im Allgemeinen) von der mittleren Spannung ist für Böden, sowie für Asphalt (Uzan, 2003) ein bekanntes Phänomen. Im nächsten Paragraph werden Ergebnisse aus Laborversuchen benutzt um das entwickelte Stoffgesetz zusätzlich zu validieren.

5.3 Validierung

Das entwickelte hyperviskoelastische Stoffgesetz wurde mittels Laborversuchen validiert, die an Bohrkernen aus dem Feldversuch in Bellinzona (Kapitel 4) durchgeführt wurden.

Die volumetrischen und deviatorischen Dehnungspfade, die während den Versuchen mit konstanter Belastungsgeschwindigkeit (Tab. 5-1) gemessen wurden, sind in Abb. 5-3 dargestellt. Die Dehnungen können dann in den Gleichungen 5-7 und 5-8 angewendet werden, und falls die nötigen Parameter bekannt sind, können die Spannungspfade in Abb. 5-3, 5-4 und 5-5 vorausgesagt werden. Umgekehrt können die Modellparameter mittels Fitting zwischen gemessenen und berechneten Spannungen mit einer Rückanalyse gerechnet werden. Die subroutine „fmincon“ mit der Option „medium scale optimization algorithm“, die in MATLAB implementiert ist, wurde angewendet um die Parameterschätzung durchzuführen.

Tab. 5-1: Versuchsprogramm

Versuch	Probe	$\dot{\sigma}_1$ [kPa/sec]	$\sigma_{1\max}$, [kPa]	$p_{\max}$, [kPa]	$q_{\max}$, [kPa]	$\varepsilon_{\text{irrecoverable}}$
A1	A	0.85	63	21	63	-
A2	A	2.5	189	63	189	-
A3	A	5.15	318	106	318	+
B1	B	3.82	153	51	153	-
B2	B	4.72	315	105	315	-
B3	B	8.23	453	151	453	+

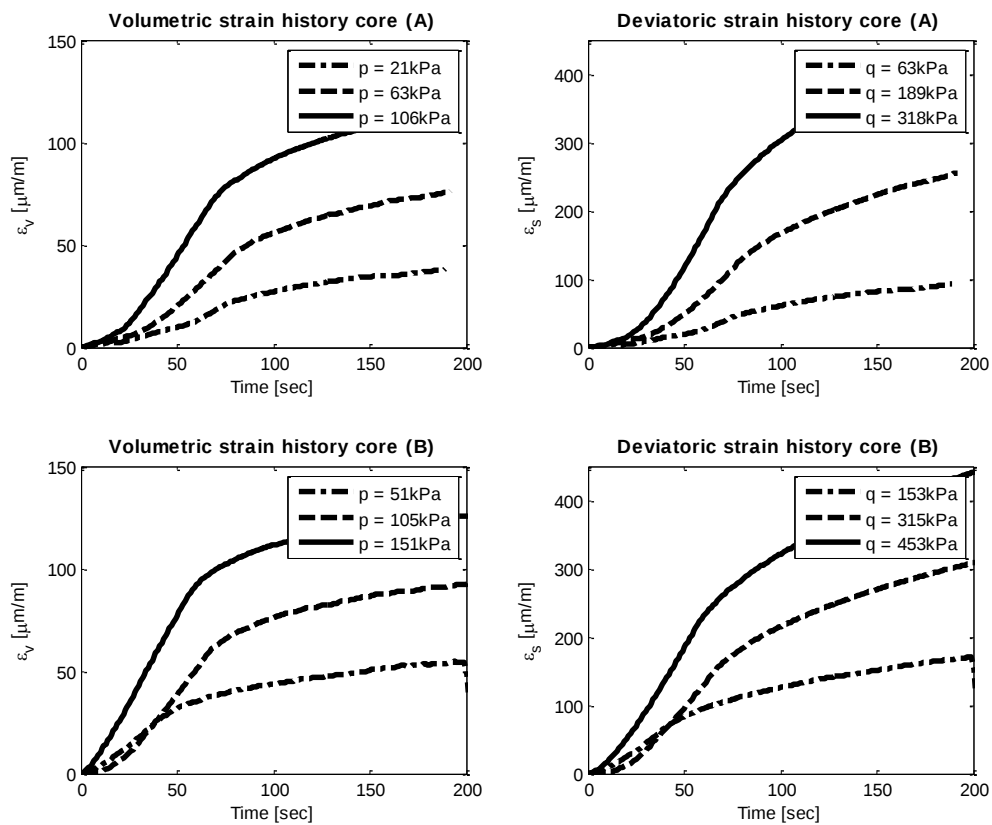


Abb. 5-2: Deviatorische und volumetrische Dehnungspfade während den Versuchen mit konstanter Belastungsgeschwindigkeit und konstanter Belastung (Probe A und B)

Das Hauptziel der Validierung ist zu beweisen, dass die hergeleiteten Stoffgesetze in der Lage sind die experimentellen Resultate nachzubilden. Da das Rechenmodell nur für Materialien mit reversiblen mechanischem

Verhalten entwickelt wurde, können nur die Versuchsergebnisse gewählt werden, wo keine plastischen Dehnungen stattgefunden haben (A1, A2, B1, B2).

Für jeden Probekörper wurde ein einziges Parameterset gewonnen.

Um das volumetrische Verhalten zu beschreiben wurden zwei unterschiedliche Varianten evaluiert: LVE (linear viskoelastisch mit: $m=1$, $n_v=1$) und HVE (hyperviskoelastisch mit: $m \neq 1$, $n_v=1$). Die beste Übereinstimmung mit den aus der Rückrechnung gewonnenen Ergebnissen (Tab 5-2) ist in Abb. 5-3 dargestellt.

Es kann beobachtet werden, dass mit dem HVE Stoffgesetz die beste Übereinstimmung erreicht wird. Die vorausgesagten Spannungspfade unterliegen einem gewissen Rauschen, aufgrund der erheblichen Abweichungen der Dehnungsgeschwindigkeiten. Die Anzahl Parameter ist relativ gering, da das Anbringen von zwei Maxwell Elementen ($n_v=2$) keine massgebliche Verbesserung des Fittings verursacht.

Ein Nachteil des LVE Stoffgesetzes ist, dass beim Auftreten von plastischen Verformungen. Statt einer höheren wird eine niedrigere Druckspannung vorausgesagt, da dieses Modell die Steifigkeitserhöhung durch die mittlere Spannung nicht modelliert (Abb. 5-4).

Das deviatorische Verhalten wurde in allen Versuche als linear viskoelastisch (5-8) mit $n_s=1$ und mit Parameterwerten aus Tab. 5-2 modelliert. Das LVE Stoffgesetz für das deviatorische Verhalten erlaubt ein gutes Fitting für alle durchgeführten Versuche zu erhalten. Das bestätigt die Annahme, dass das Verhalten der Proben unter deviatorischer Belastung als linear viskoelastisch in einem grösseren Dehnungsbereich als das volumetrische bleibt.

Das resultierende hyperviskoelastische Stoffgesetz wird mit sieben Parametern vollständig definiert: vier für das volumetrische, drei für das deviatorische Verhalten.

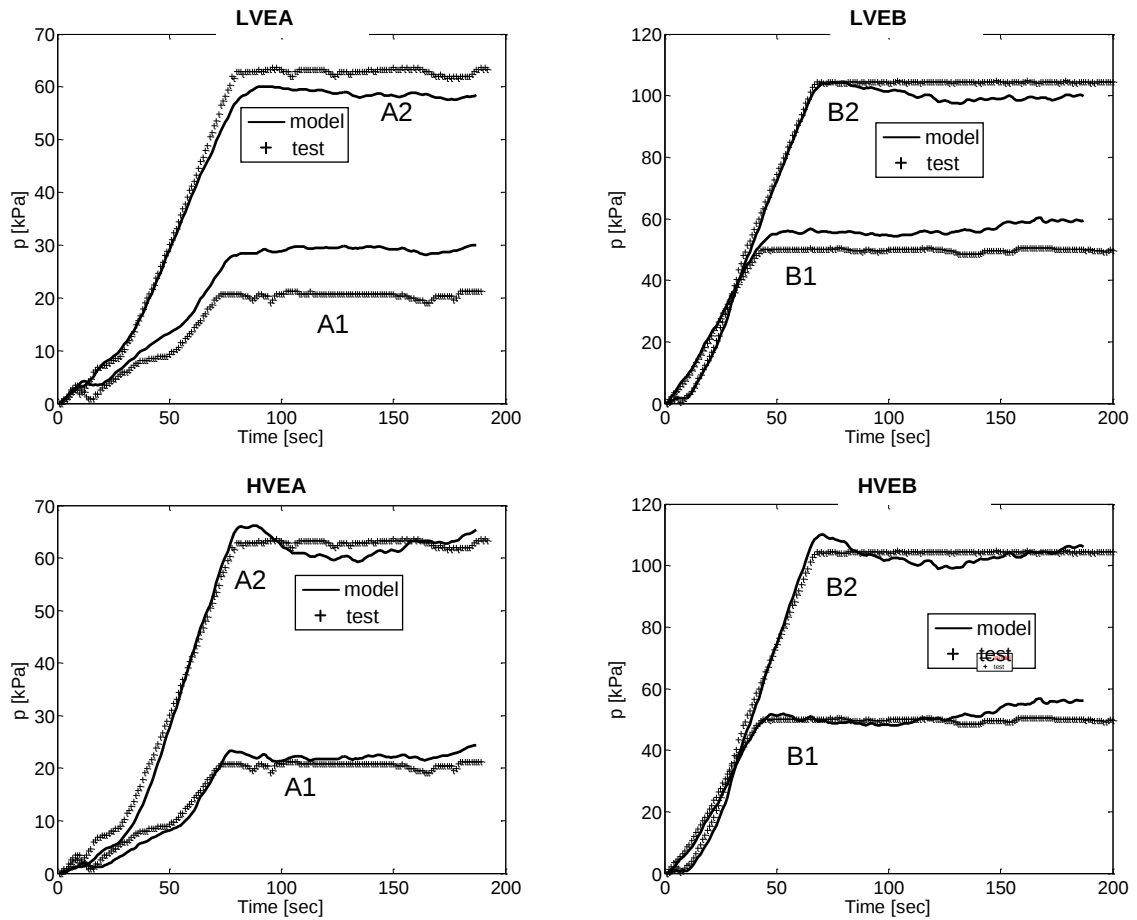


Abb. 5-3: Linear viskoelastische (LVE) und hyperviskoelastische (HVE) Modellierung der Versuche (volumetrisches Verhalten) mit konstanter Spannungserhöhungsgeschwindigkeit und konstanter Spannung (Probe A und B).

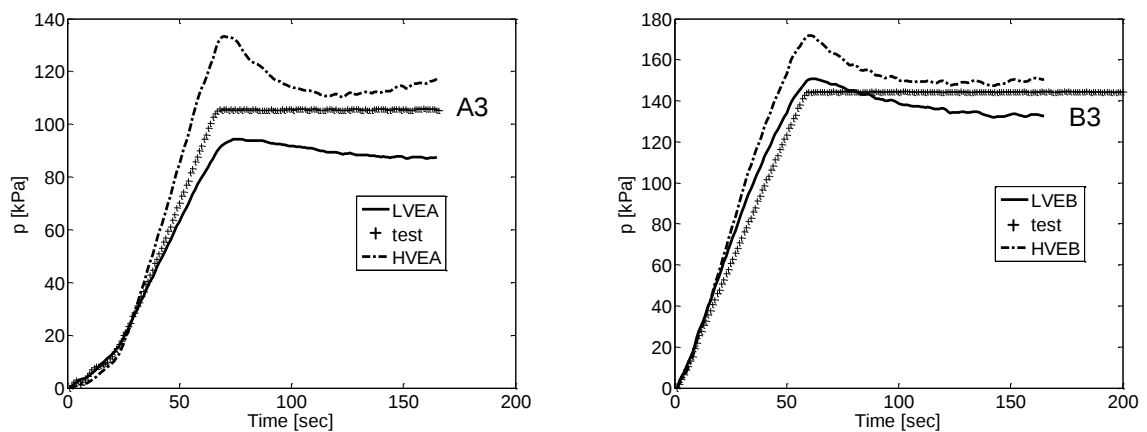


Abb. 5-4: Voraussage für die mittlere Spannung bei den Versuchen A3 und B3.

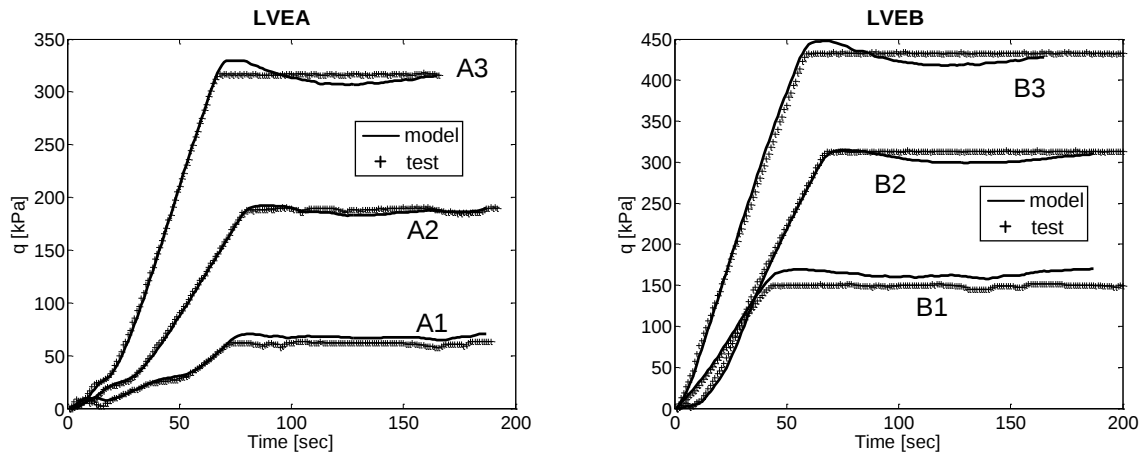


Abb. 5-5: Linear viskoelastische (LVE) und hyperviskoelastische (HVE) Modellierung der Versuche (deviatorisches Verhalten) mit konstanter Spannungserhöhungsgeschwindigkeit und konstanter Spannung (Probe A und B).

Tab. 5-2: Parameterabschätzung

Tests	K_{∞} [GPa]	K_1 [GPa]	m [-]	η_1 [GPa*s]
LVEA (p)	0.6749	1.2352		37.59
LVEB (p)	1.0359	1.5485		37.82
HVEA (p)	0.2178	0.7197	1.4729	14.3619
HVEB (p)	0.4885	1.1137	1.2205	20.8073
	G_{∞} [GPa]	G_1 [GPa]		
LVEA (q)	0.2078	0.7991		
LVEB (q)	0.2887	0.8673		

5.4 Hyperelastisches Stoffgesetz für zementstabilisierten Kiessand

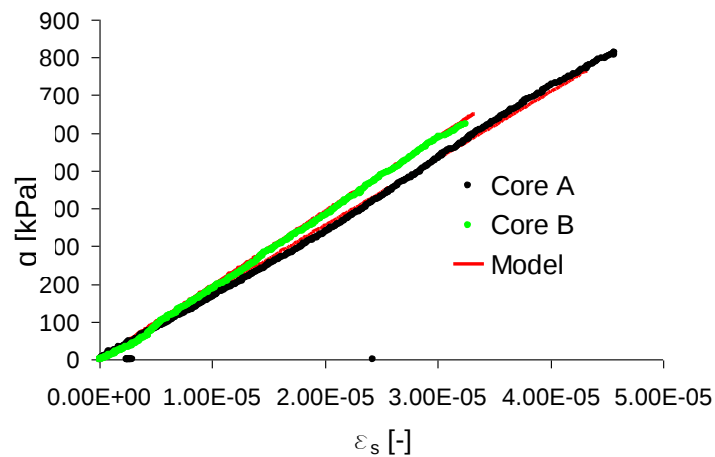


Abb. 5-6: Volumetrisches Verhalten und Modellierung der einaxialen Druckversuche auf dem zementstabilisierten Kiessand

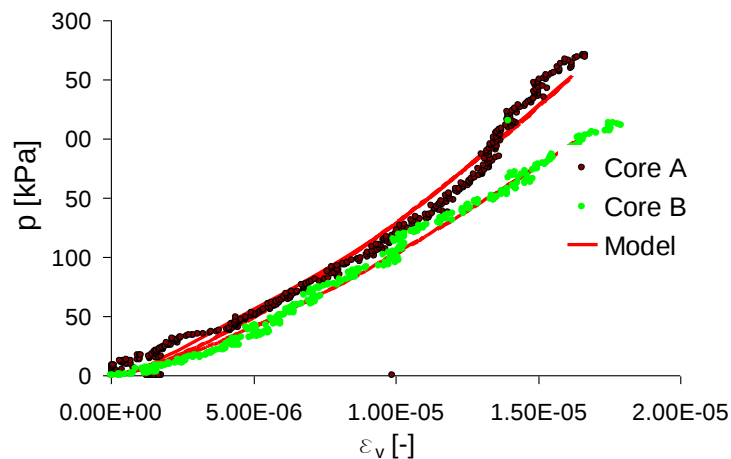


Abb. 5-7: Deviatorisches Verhalten und Modellierung der einaxialen Druckversuche auf dem zementstabilisierten Kiessand

Das hyperviskoelastische Stoffgesetz, das für Asphalt entwickelt wurde, kann ohne den zeitabhängigen Anteil erfolgreich für grobkörnige Böden, wie der zementstabilisierte Kiessand aus Hinwil angewendet werden.

Das deviatorische Verhalten ist in diesem Fall linear (Abb. 5-6) und das volumetrische kann sehr gut mit dem Potenzgesetz aus der Gleichung 5-7

beschrieben werden. Die Parameterwerte für die zwei untersuchten Probekörper sind in Tab. 5-3 aufgelistet.

Tab. 5-3: Parameterschätzung aus den einaxialen Druckversuchen (st. Kiessand)

Tests	K [GPa]	m [-]
HVEA (p)	3.21	1.399
HVEB (p)	3.19	1.338
	G [GPa]	
LVEA (q)	5.92	
LVEB (q)	6.54	

5.4.1 Genauigkeit

Die analytische Lösung aus den Gleichungen 5-7 und 5-8 ergibt nur eine genaue Lösung für triaxiale Versuche, wenn es keine Kontaktreibung zwischen Probe und Druckstempel gibt, oder das Verhältnis zwischen Höhe und Durchmesser grösser als 2 ist (ASTM D2166-06, EN 12697-26). Die untersuchten Probekörper haben im Gegenteil ein Verhältnis von 1:1. Aus diesem Grunde kann der Reibungseffekt nicht a priori ausgeschlossen werden.

Abb. 5-8 zeigt die vertikale Verteilung der Dehnungen in einem einaxialen Druckversuch mit konstanter Last, die analytisch und mit FE (ABAQUS), unter der Annahme von einer voll eingespannten Probe, berechnet wurde. Die Parameter der angewendeten Stoffgesetze sind in Tab. 5-3 dargestellt.

Es kann beobachtet werden, dass die aus den DMS gemessenen Dehnungswerte (in diesem Fall berechnet mit der eher unrealistischen Annahme einer vollen Einspannung) sehr nahe an den mittleren angenommenen Werten der analytischen Lösung liegen.

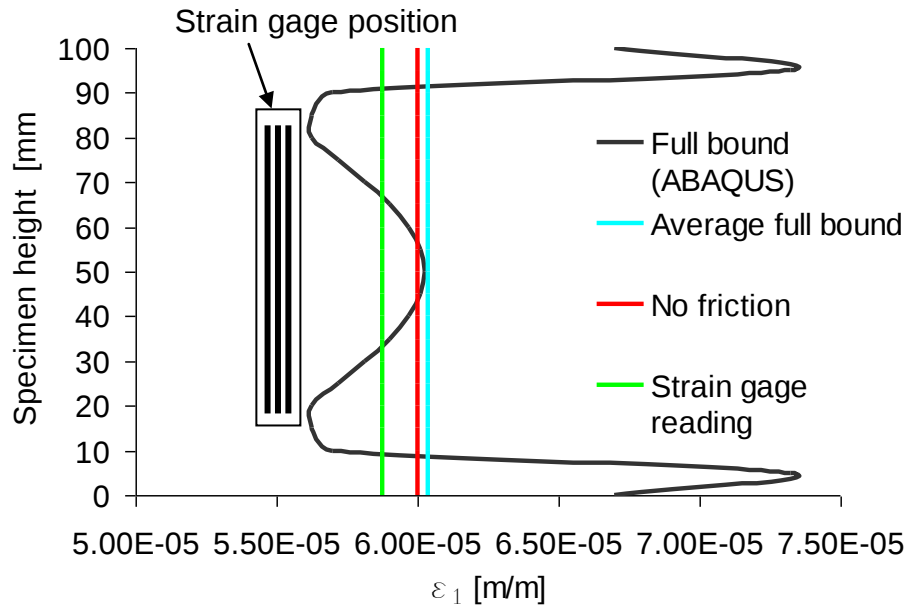


Abb. 5-8 Vertikale Verteilung der Dehnungen in einem einaxialen Druckversuch mit konstanter Last

5.5 Allgemeiner Spannungszustand: Formulierung

Die mit Hilfe von geotechnischen Invarianten des Spannungs-Dehnungstensors hergeleiteten Stoffgesetze können wie folgt für einen allgemeinen Spannungszustand generalisiert werden (Rabaiotti 2009):

Spannungstensor:

$$\sigma_{ij} = q \frac{2 \cdot \varepsilon'_{ij}}{3 \cdot \varepsilon_s} + p \delta_{ij} \quad 5-9$$

$$\sigma_{ij} = \left[3G_{\infty} \varepsilon_s + \sum_{k=1}^{n_s} 3G_k \int_0^t e^{-(t-\tau)/\tau_{sk}} \frac{\partial \varepsilon_s(\tau)}{\partial \tau} d\tau \right] \frac{2\varepsilon'_{ij}}{3\varepsilon_s} + \left[p_r \left(\frac{K_{\infty}}{p_r} \varepsilon_v \right)^m + p_r \sum_{k=1}^{n_v} \left(\frac{K_k}{p_r} \int_0^t e^{-(t-\tau)/\tau_{vk}} \frac{\partial \varepsilon_v(\tau)}{\partial \tau} d\tau \right)^m \right] \delta_{ij} \quad 5-10$$

Steifigkeitsmatrix:

$$D_{ijkl} = \frac{4}{9} \frac{\varepsilon'_{ij} \cdot \varepsilon'_{kl}}{\varepsilon_s^2} \left(\frac{\partial^2 f}{\partial \varepsilon_s^2} - \frac{1}{\varepsilon_s} \frac{\partial f}{\partial \varepsilon_s} \right) + \frac{2}{3 \cdot \varepsilon_s} \frac{\partial f}{\partial \varepsilon_s} \delta_{ik} \delta_{lj} + \left(\frac{\partial^2 f}{\partial \varepsilon_v^2} - \frac{2}{9 \cdot \varepsilon_s} \frac{\partial f}{\partial \varepsilon_s} \right) \cdot \delta_{ij} \delta_{kl} \quad 5-11$$

5.6 Implementierung in ein FE Programm

Die hier formulierten hyperviskoelastischen und hyperelastischen Stoffgesetze wurden zusätzlich in dem FE Programm ABAQUS implementiert und validiert (Rabaiotti 2009).

5.7 Schlussfolgerungen

Trotz den Anstrengungen, die in der Literatur vorhanden sind, thermodynamisch konsistente Stoffgesetze zu entwickeln, bestehen immer noch Modelle, die das erste und zweite Gesetz der Thermodynamik verletzen, obwohl sie das Gegenteil versprechen. Das thermodynamische Framework von Ziegler erlaubt Stoffgesetze zu entwickeln, die automatisch diese Anforderungen erfüllen.

Das hergeleitete Stoffgesetz (Puzrin und Rabaiotti 2008), ist einerseits thermodynamisch konsistent und andererseits unkompliziert in ein FE Programm zu implementieren.

Das angenommene Potenzgesetz für die Kompressionseigenschaften wurde mittels einaxialer Druckversuche validiert, die auf Asphalt und stabilisiertem Kiessand durchgeführt wurden.

Kapitel 6: Validierung des Verfahrens

6.1 Einleitung

Im ersten Kapitel wurde ein Literaturstudium über die aktuellen und meist gebrauchten Prozeduren der Rückanalyse durchgeführt, das deren Einsatzfähigkeiten und Begrenzungen erläutert hat.

Eine neue Prozedur, die auf der mit dem Benkelman Balken erfassten statischen Deflektionsmulde basiert (Rabaiotti und Caprez 2007), stellte sich als geeignet für die Bestimmung der mechanischen Eigenschaften der eingebauten Materialien heraus.

Mit diesem Verfahren konnte man aber nur einen einzigen Parameter rückrechnen, vor allem aufgrund der mangelhaften Genauigkeit und Auflösung des Messgerätes und von der limitierten Anzahl der Messresultate, die die Konvergenz des Lösungsalgorithmus beeinträchtigten.

Andererseits wurde festgestellt (Kapitel 2), dass mit einer genügenden Anzahl Messpunkten, welche die dreidimensionale Form der Deflektionsmulde ergeben, eine Rückrechnung von mehreren Parametern möglich ist.

Es wurde daher ein neues Gerät entwickelt, um die Deflektionsmulde unter einer realen Achslast zu messen.

Im Kapitel 5 wurden fortgeschrittene Stoffgesetze für die im Strassenbau angewendeten Materialien entwickelt: Diese beschreiben das mechanische Verhalten, so wie es während den Laborversuchen gemessen wurde. Es muss aber erwähnt werden, dass reale Belastungen auf Strassen viel kompliziertere Spannungszustände verursachen. Es kann daher nicht ausgeschlossen werden, dass die im Labor gemessenen Eigenschaften nur einen Teil des Materialverhaltens charakterisieren, wie z.B. bei den im Kapitel 4 beschriebenen Versuchen. Es ist aus der Literatur (Mamlouk and Witczak, 2002) bekannt, dass die mechanischen Eigenschaften der Asphaltmischungen bei Zug oder Druck unterschiedlich und auch anisotrop sind. Es ist daher eine offene Frage, ob die aufgrund von Laborversuchen

entwickelten Stoffgesetze (homogen und isotrop) auch die komplizierteren Feldversuchsergebnisse nachbilden können. Die Ziele dieses Forschungskapitels sind:

- Das geeignetere Stoffgesetz für die Beschreibung der Feldversuche zu wählen.
- Die maximale Anzahl Parameter, die das Rückanalyseverfahren zu rechnen erlaubt, bestimmen.
- Die Übereinstimmung der rückgerechneten mit den aus den Laborversuchen bestimmten Parameterwerten zu untersuchen.

6.2 Einleitung zur Rückanalyse

6.2.1 Nichtlineare Optimierung der kleinsten Quadrate: eine Übersicht

Das auf der Messung der Deflektionsmulde basierende Verfahren der Rückanalyse (auch „basin matching“ genannt) ist eine Standardprozedur in der Geotechnik der Verkehrswege. Die Parameterwerte aus den Materialstoffgesetzen werden mittels eines Optimierungsalgorithmus so gewählt, dass die Differenz zwischen gemessenen und berechneten Strasseneinsenkungen minimiert wird.

Der Parameter der diesen Unterschied beschreibt, ist in der Regel die Summe der kleinsten Quadrate:

$$SSE = \sum_{i=1}^n (f(x_i, \beta_i) - y_i)^2 = \sum_{i=1}^n r_i^2 \quad 6-1$$

Wobei:

$f(x_i, \beta_i)$ berechnete Werte

x_i	Evaluationspunkte
β_i	Parameterwerte
y_i	gemessene Werte
n	Gesamtanzahl der Evaluationspunkte
r_i^2	kleinste Quadrate

Diese Methoden werden „lineare“ oder „nicht lineare“ Optimierung der kleinsten Quadrate genannt: Sie sind „linear“ wenn die Funktion $f(x_i, \beta_i)$ eine lineare Kombination des Parametern β_i ist, andernfalls sind sie „nichtlinear“.

In dem hier vorgeschlagenen Verfahren ist die Methode nichtlinear.

In Rabaiotti (2009) wurde eine Studie über die Entwicklung der Optimierungsalgorithmen durchgeführt: Insbesondere wurden Methoden, die zur Suche des Minimums der SSE Funktion und deren Gradient (Gradient Methoden, wie Newton, Gauss Newton und Levenberg Marquardt), und andere die deren Topographie erkunden (Pattern search, MADS), beschrieben.

In diesem Forschungsprojekt wurden zwei dieser Methoden angewendet: Levenberg Marquardt (Marquardt (1944) and Levenberg (1963)) und MADS (Abramson and Audet, 2005, Audet and Dennis, 2006; Audet and Orban, 2006).

6.2.2 Implementation and linking subroutines

Die MADS und Levenberg Marquardt Optimierungsmethoden sind in der Software MATLAB bereits implementiert, das als Hauptroutine in diesem Optimierungsverfahren dient. Die MATLAB Routine ruft das FE Berechnungsprogramm ABAQUS ab, danach werden die SSE (kleinsten Quadrate) evaluiert und die neuen Parameterwerte gewählt, um das Minimum dieser Funktion zu finden. Ein Schema der Prozedur ist in Abb. 6-1 dargestellt.

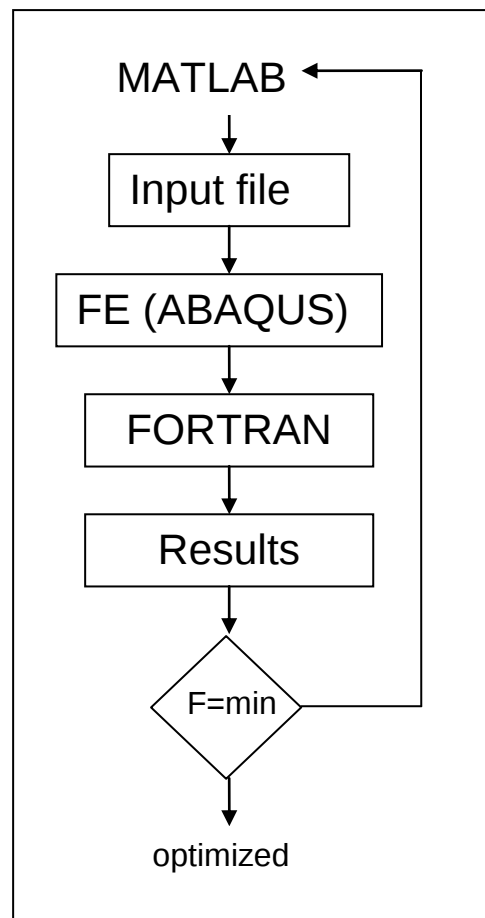


Abb. 6-1: Optimierungsroutine

6.3 Rückanalyse von den EPFL (LAVOC) Feldversuchsergebnissen

6.3.1 Einleitung

Zwei Versuche (**A9** und **A12**) wurden gewählt, um die Rückanalyse durchzuführen: Achslast 60 und 120 kN, Innendruck des Reifens 850 kPa und Temperatur der Tragschicht 24°C. Die Deflektionsmulde wurde in diesem Fall

nur zweidimensional in einem Querschnitt gemessen (Abb. 6-2), da die genaue Positionierung des Rades in Längsrichtung nicht möglich war.

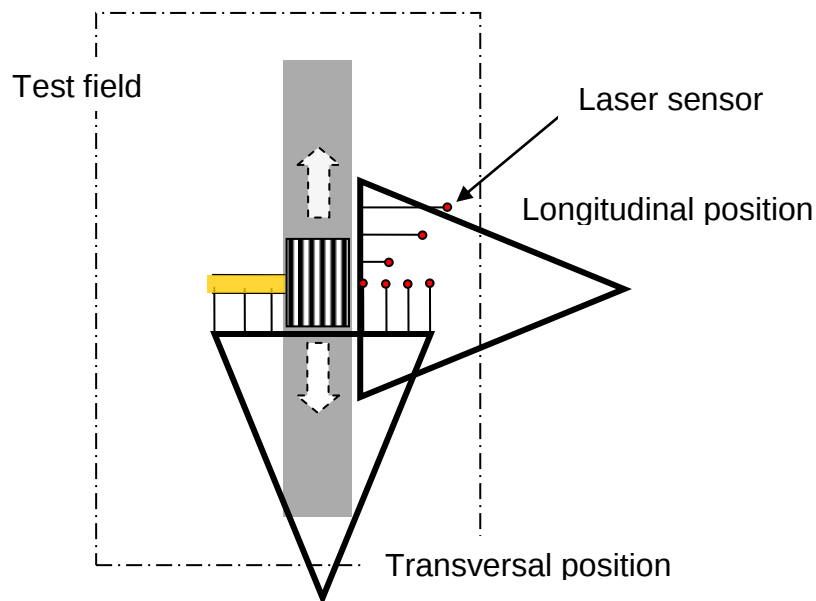


Abb. 6-2: ETH Delta, positioniert für Quer und Längsmessungen der Deflektionsmulde. (Die Belastungsräder fahren nur, wenn der Balken in Längsrichtung aufgestellt ist. Andernfalls wird die Last mit dem ruhenden Rad aufgebracht)

Drei dimensionale Messungen der Deflektionsmulde erfolgten mit dem ETH Delta Gerät, das in Längsrichtung positioniert wurde (Abb. 6-2). Leider eignet sich diese Messung nicht für eine Rückanalyse, da nur die Hälfte einer asymmetrischen Deflektionsmulde gemessen wird.

Die Last während den A9 und A12 Versuchen wurde auf derselben Stelle gebracht und entlastet mithilfe einer hydraulischen Belastungsapparatur.

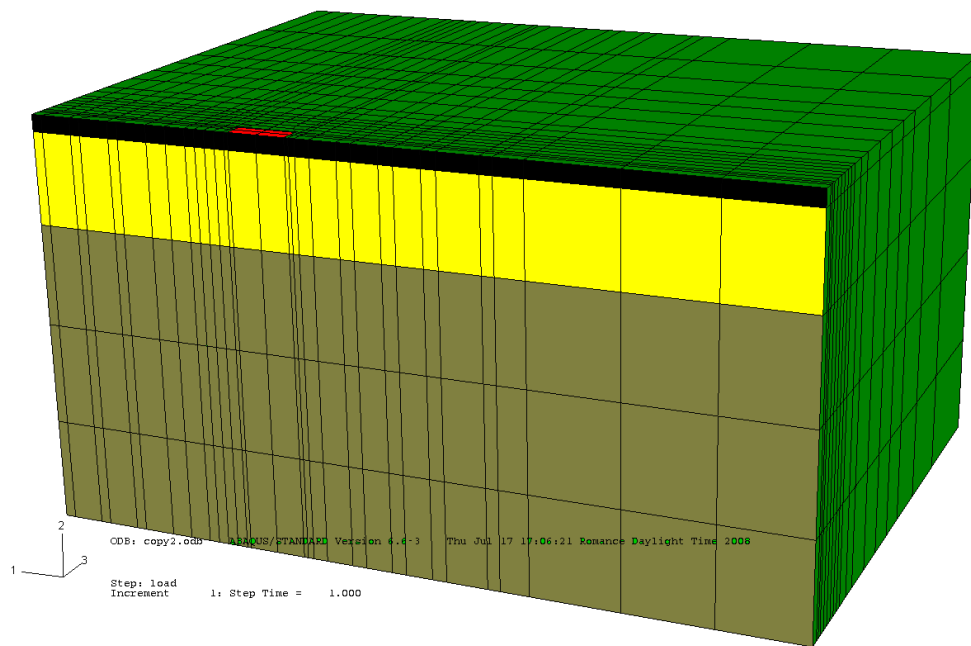


Abb. 6-4: FE-Netz generiert für den Versuch auf dem EPFL-Versuchsfeld (Die verschiedenen Farben zeigen die 3 modellierten Schichten).

Das “Interface” zwischen den Schichten wurde mit dem Mohr Coulomb Versagensmechanismus modelliert, dessen konstitutive Parameter die Kohäsion ($c=200$ kPa in diesem Fall) und der Reibungswinkel ($\phi = 38^\circ$) sind. Das Modellieren eines Interface zwischen den Schichten ist ein sehr wichtiges Argument, das auch aus der Literatur bekannt ist (Romanoschi and Metcalf, 2003): Insbesondere führt der Vollverbund zwischen den Schichten zu einer beträchtlichen Unterschätzung der Steifigkeitsparameter der Schichten.

Die Schichtmaterialien wurden mit dem nicht linearen hyperelastischen Stoffgesetz, das im Kapitel 5 entwickelt worden ist, modelliert. Es wurden keine Viskositätseffekte während dem Versuch gemessen, daher wurde auf den zeitabhängigen Anteil des Stoffgesetzes verzichtet.

Die Werkstoffgesetze ergeben sich mittels der geotechnischen Invarianten aus den folgenden Gleichungen:

$$\frac{p(\varepsilon_v)}{p_r} = \left(\frac{K}{p_r} \varepsilon_v \right)^m \quad 6-2$$

$$q(\varepsilon_s) = 3G\varepsilon_s \quad 6-3$$

wobei:

p	Volumetrische Invariante des Spannungstensors
q	Deviatorische Invariante des Spannungstensors
$\varepsilon_v, \varepsilon_s$	Volumetrische und deviatorischen Invariante des Dehnungstensors
K	Kompressionsmodul
p_r	Referenzdruck
G	Schermodul
m	Nicht linearer Parameter

6.3.3 Rückanalyse

Die Versuche A9 und A12 wurden unter unterschiedlichen Lasten und Randbedingungen durchgeführt. Daher eignen sie sich besonders als Bewährungsprobe für das hergeleitete hyperelastische Stoffgesetz: Es wird festgestellt, ob die beiden gemessenen Einsenkungen mit einem einzigen Parameterset nachgebildet werden können. Das erhöht auch die Konvergenz des Algorithmus, da es mit zwei Messreihen (obwohl 2 dimensional) optimieren muss. In Tab. 6-1 sind die optimierten Parameterwerte aus den linearelastischen und hyperelastischen Stoffgesetzen zusammengefasst.

Tab. 6-1: Rückgerechnete Parameterwerte

Schicht	Parameter	Linear elastisches Modell	Hyperelastisches Modell	
Tragschicht	G	$2.09 (5.34^*) \cdot 10^6$ [kPa]		
	K	$7.87 (28.07^*) \cdot 10^6$ [kPa]		
Fundationsschicht	G	$1.68 (0.72^*) \cdot 10^5$ [kPa]	$1.67 \cdot 10^5$	[kPa]
	K	$3.29(1.83^*) \cdot 10^5$ [kPa]	$2.02 \cdot 10^5$	[kPa]
	m		1.6954	[-]
Untergrund	G	$8.2 (8.67^*) \cdot 10^4$ [kPa]	$7.18 \cdot 10^4$	[kPa]
	K	$21.35 (16.13^*) \cdot 10^4$ [kPa]	$7.05 \cdot 10^4$	[kPa]
	m		1.5	[-]

*) Diese Werte wurden mit dem Interface als "Vollverbund" modelliert.

Im Allgemeinen ist die Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Deflektionsmulden sehr zufrieden stellend, und es sind in diesem Fall keine Verbesserungen vom hyperelastischen Modell angebracht (Abb. 6-5, 6-6).

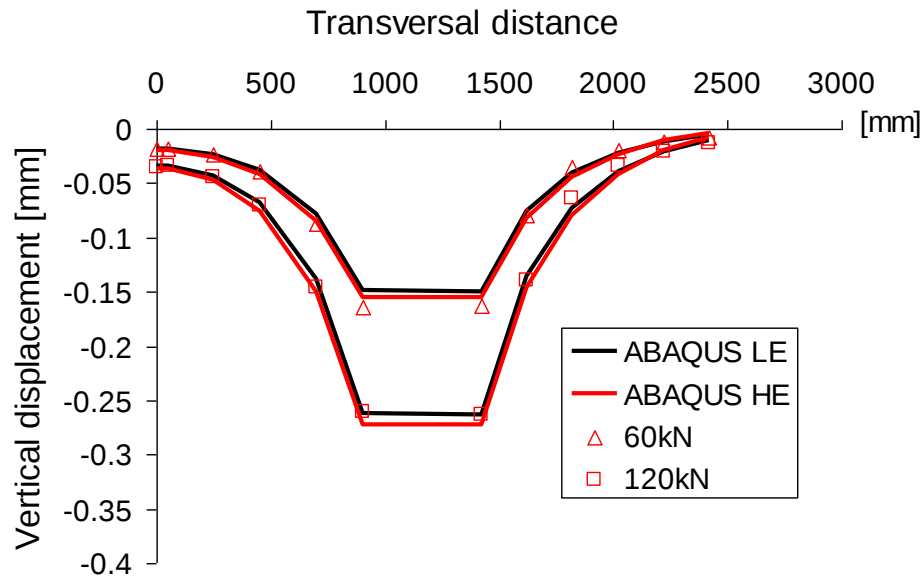


Abb. 6-5: 2 dimensionale Deflektionsmulde (in Querrichtung) unter 60 und 120 kN Belastung. Die Deflektionsmulden wurden mit dem linearelastischen (Schwarz) und hyperelastischen Stoffgesetz (rot) mit optimierten Parameter berechnet.

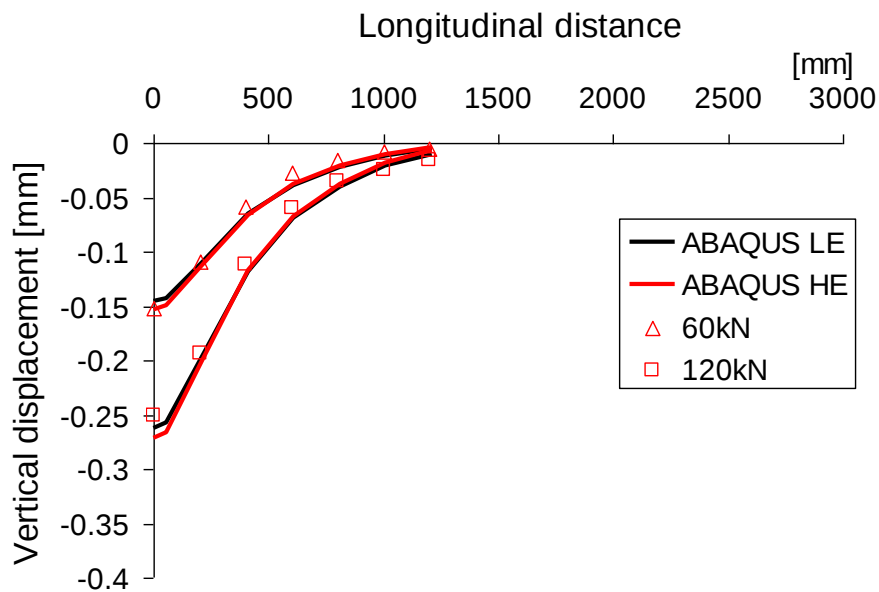


Abb. 6-6: 2 dimensionale Deflektionsmulde (in Längsrichtung) unter 60 und 120 kN Belastung. Die Deflektionsmulden wurden mit dem linearelastischen (Schwarz) und hyperelastischen Stoffgesetz (rot) und mithilfe der in Querrichtung gemessenen Deflektionsmulden optimierten Parameter berechnet.

6.3.3.1 Genauigkeit

Die Genauigkeit der Werte, die mit dem LM und MADS Optimierungsalgorithmus errungen wurde, ist in Tab. 6-2 tabellarisch zusammengefasst.

Die Genauigkeit dieser Werte ist mittels eines Vertrauensintervalls beschrieben, das mit einem minimalen und einem maximalen Parameterwert ausgedrückt wird.

Es muss erwähnt werden, dass jeder Parameter zu einer bestimmten Kombination gehört: Das erklärt warum die zwei Algorithmen, obwohl sie zu ähnlichen Werten von SSE führen, unterschiedlich Parameterwerte ergeben. Im Allgemeinen konvergierte Levenberg Marquardt schneller als MADS.

Die Genauigkeit der Parameterwerte aus den oberen Schichten ist kleiner (Abb. 6-7, 6-8), da diese in Vergleich zu den anderen wenig relevanten Einfluss auf die Grösse der Einsenkungen haben.

Die Poissonsanzahlwerte der Trag- und Deckschicht haben auch eine mässige Genauigkeit, hingegen sehr genau sind die des Untergrundes ($\pm 12\%$) (Tab 6-2, Abb. 6-8, 6-10, 6-11). Die Genauigkeit der Werte des Schermoduls ist hoch für die Tragschicht, sehr hoch für die Foundationsschicht und für den Untergrund ($\pm 15\%$) (Tab. 6-2, 6-7, 6-9, 6-11).

Tab. 6-2: Genauigkeit

Schicht	Vertrauen	G [kPa]	ν [-]
Tragschicht	Min	$0.8 \cdot 10^6$	0.2
	Max	$2.3 \cdot 10^6$	0.42
Foundation	Min	$1.6 \cdot 10^5$	0.15
	Max	$2.2 \cdot 10^5$	0.35
Untergrund	Min	$6 \cdot 10^4$	0.34
	Max	$8.3 \cdot 10^4$	0.42

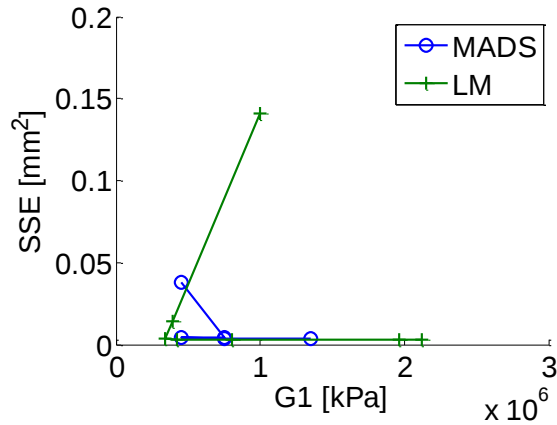


Abb. 6-7: Genauigkeit des Schermoduls der Tragschicht

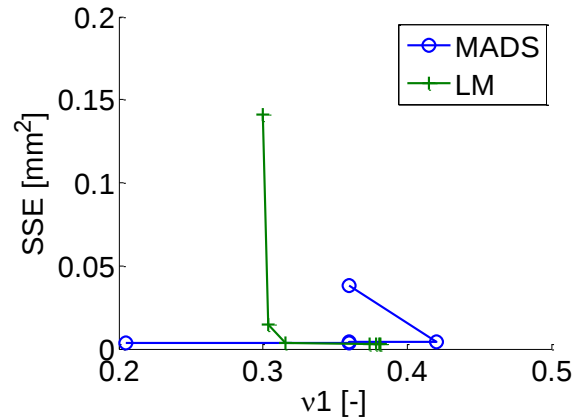


Abb. 6-8: Genauigkeit der Poissonzahl der Deckschicht

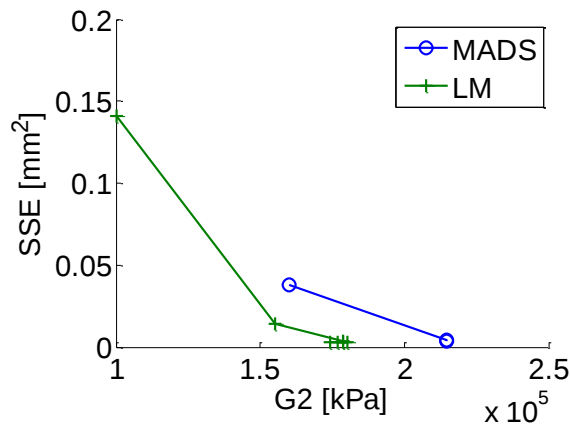


Abb. 6-9: Genauigkeit des Schermoduls der Fundationsschicht

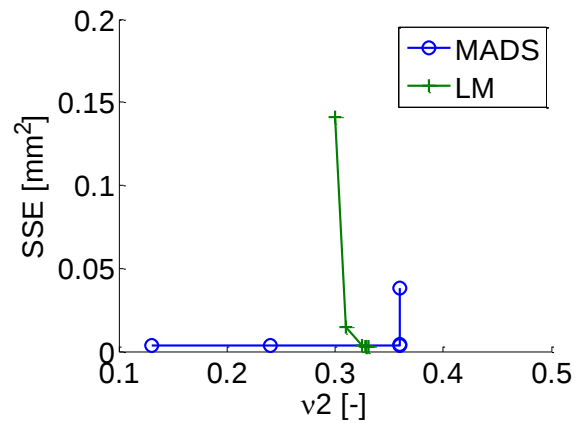


Abb. 6-10: Genauigkeit der Poissonzahl der Fundationsschicht

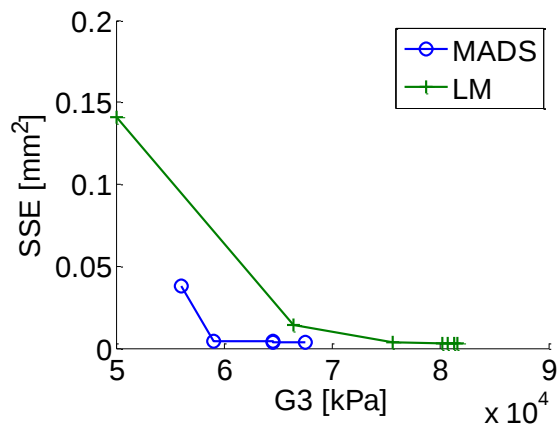


Abb. 6-11: Genauigkeit des Schermoduls des Untergrundes

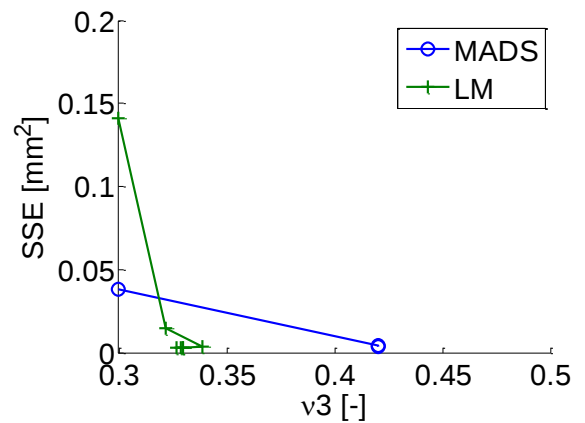


Abb. 6-12: Genauigkeit der Poissonzahl des Untergrundes

6.3.3.2 Präzision

Die Präzision der Ergebnisse aus der Rückanalyse kann mittels eines Vergleiches der Parameterwerte aus Laborversuchen ermittelt werden. Die Laborversuche, die während des Forschungsprojektes “Development, assessment, and application of innovations for interurban infrastructures” (Bueche and Vanelstraete, 2006) auf den Asphaltmischungen durchgeführt wurden, sind Zweipunktbiegeversuche auf trapezförmigen Proben (EN12697-26). Die Versuche wurden unter verschiedenen Temperaturen (zwischen -20°C und 30°C) und Frequenzen (zwischen 1 und 30 Hz) durchgeführt.

Der rückgerechnete elastische Parameter $E = 5758 \text{ MPa}$ ($\nu = 0.378$) stimmt gut mit denen aus den Zweipunktbiegeversuche, die mit einer Frequenz von 1 Hz und $T = 24^\circ\text{C}$: $E = 6010 \text{ MPa}$ durchgeführt wurden, überein.

Die mithilfe der Plattendruckresultate^(P) und Elastizitätstheorie (isotroper Halbraum) berechneten Elastizitätsmoduli (Perret 2003) der Foundationsschicht und des Untergrundes und die rückgerechneten Werte^(I) unterscheiden sich um einen Faktor 2: $E^I_{(\text{Foundationsschicht})} = 432 \text{ MPa}$, $E^P_{(\text{Foundationsschicht})} = 270 \text{ MPa}$ (Faktor = 1.6) und $E^I_{(\text{Untergrund})} = 218 \text{ MPa}$, $E^P_{(\text{Untergrund})} = 90 \text{ MPa}$ (Faktor = 2.4).

Die Kompressionsmoduli und die Schermoduli können auch ebenso verglichen werden²: $K^P_{(\text{Foundationsschicht})} = 300 \text{ MPa}$, $K^I_{(\text{Foundationsschicht})} = 329 \text{ MPa}$; (Faktor = 1.1); $K^P_{(\text{Untergrund})} = 100 \text{ MPa}$, $K^I_{(\text{Untergrund})} = 213 \text{ MPa}$; (Faktor = 2.13); $G^P_{(\text{Foundationsschicht})} = 100 \text{ MPa}$, $G^I_{(\text{Foundationsschicht})} = 169 \text{ MPa}$, (Faktor = 1.69); $G^P_{(\text{Untergrund})} = 33 \text{ MPa}$, $G^I_{(\text{Untergrund})} = 82 \text{ MPa}$, (Faktor = 2.5)

Der Unterschied zwischen den elastischen Moduli für die ungebundenen Materialien kann infolge dieser Betrachtung erklärt werden:

² aus den Plattendruckversuche mit $\nu = 0.35$ (Bueche and Vanelstraete, 2006)

- Die Plattendruckversuche wurden vor dem Hauptversuch mit wiederholter Achslastbelastung durchgeführt, die dann eine Nachverdichtung der Schichten verursacht hat.
- Der nach der Boussinesq Theorie berechnete Kompressionsmodul ist linear, was in der Realität nicht der Fall ist.
- Die Genauigkeit der Rückanalyse (Tab. 6-3)

Tab. 6-3: Präzision und Genauigkeit der Rückanalyse, I = Rückanalyse, T = Zweipunktbiegeversuche und Plattendruckversuche (T = Test).

Schicht	Vetruen	G^I [kPa]	ν^I [-]	G^T [kPa]	ν^T [-]
Tragschicht	Min	$0.8 \cdot 10^6$	0.2	$2.14 \cdot 10^6$	0.4
	Max	$2.3 \cdot 10^6$	0.42		
Foundation	Min	$1.6 \cdot 10^5$	0.15	$1 \cdot 10^5$	0.35
	Max	$2.2 \cdot 10^5$	0.35		
Untergrund	Min	$6 \cdot 10^4$	0.34	$3.3 \cdot 10^4$	0.35
	Max	$8 \cdot 10^4$	0.42		

6.3.3.3 Parameterstudie

Der Einfluss von verschiedenen Parametern auf die Form der Deflektionsmulde wurde mittels einer Parameterstudie untersucht. Ein Standardparameterset wurde gewählt, und bei jeder Berechnung wurde nur der Wert eines Parameters geändert (Abb.6-13 to 6-22). In Tab. 6-4 sind die Parameterwerte und die Versuchsbezeichnung zusammengefasst.

Die Ergebnisse zeigen:

- Bei der Tragschicht ist der Schermodul der einzige Parameter, der einen messbaren Einfluss auf die Einsenkungen hat (Abb.6-13 to 6-15).
- Im Allgemeinen werden die Parameterwerte der Schichten einflussreicher mit zunehmender Tiefe.
- Der nichtlineare Parameter m des Untergrundes hat einen wichtigen Einfluss (Abb.6-21).
- Die Kohäsions- und Reibungsparameter $c=200$ kPa und $\phi = 38^\circ$ zwischen den Schichten ergeben ähnliche Einsenkungswerte wie bei reibungslosem Kontakt. Vollverbund zwischen den Schichten führt im Vergleich zu viel geringeren Setzungen. (Abb.6-22).

Tab. 6-4: Parameterstudie: Bezeichnung: A1 bedeutet die originale Konfigurierung + Änderung im G Modul.

Schicht	Versuch	G [kPa]	Versuch	ν [-]	Versuch	m [-]
Tragschicht	0	$2.09 \cdot 10^6$	0	0.3781	0	1
	A1	$3.09 \cdot 10^6$	A3	0.2781	A5	3
	A2	$4.09 \cdot 10^6$	A4	0.4781	A6	5
Interface(*)		c [KPa]	φ [°]			
	0	200	38			
	D1	0	0			
	D2	∞	-			
Foundationsschicht		G [kPa]	Versuch	ν [-]	Versuch	m [-]
	0	$1.68 \cdot 10^5$	0	0.28	0	1
	B1	$2.18 \cdot 10^5$	B3	0.18	B5	1.5
	B2	$2.68 \cdot 10^5$	B4	0.38	B6	2.5
Untergrund	0	$9.22 \cdot 10^3$	0	0.27	0	1
	C1	$14.22 \cdot 10^3$	C3	0.17	C5	1.5
	C2	$29.22 \cdot 10^3$	C4	0.37	C6	2.5

(*) Dasselbe Interface wurde zwischen Foundationsschicht und Untergrund modelliert.

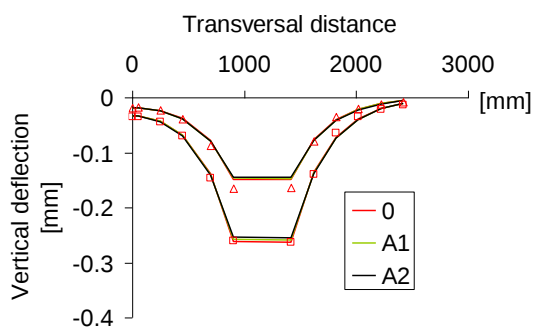


Abb. 6-13: Schermodul

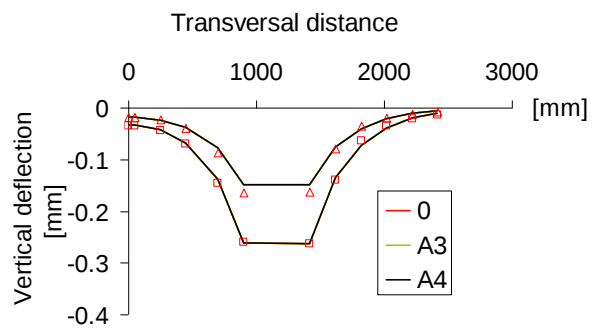


Abb. 6-14: Poissonzahl

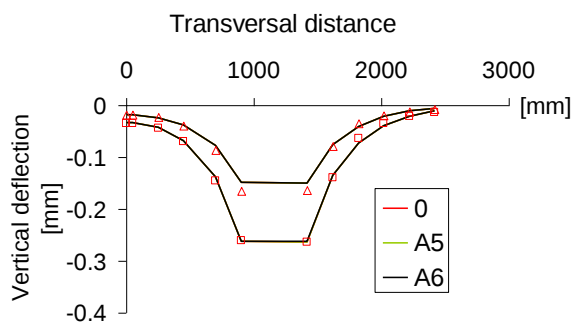


Abb. 6-15: Nichtlinearer Parameter

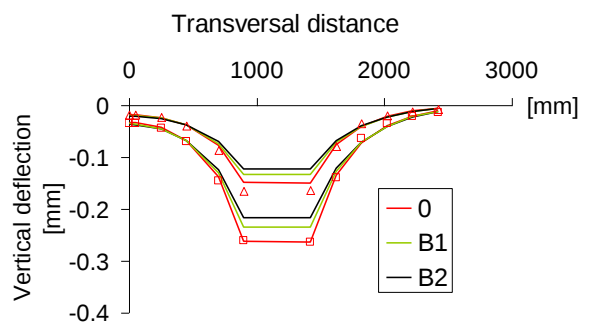


Abb. 6-16: Schermodul

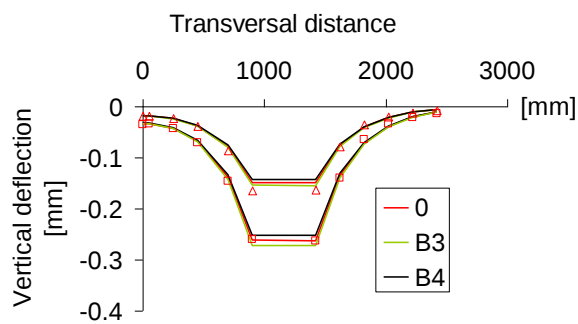


Abb. 6-17: Poissonzahl

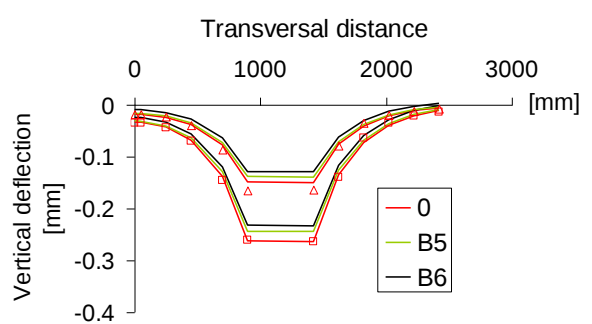


Abb. 6-18: Nichtlinearer Parameter

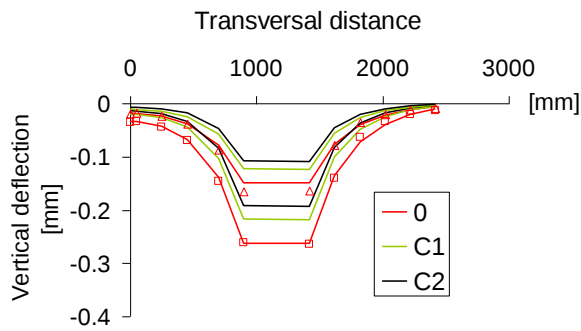


Abb. 6-19: Schermodul

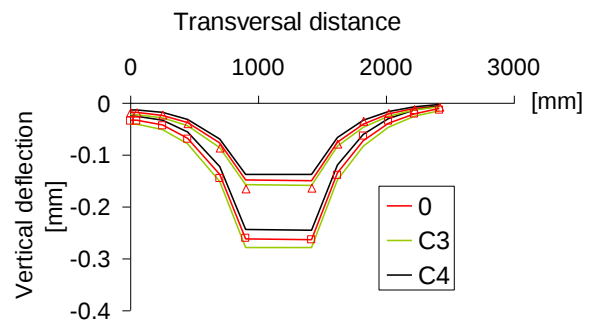


Abb. 6-20: Poissonzahl

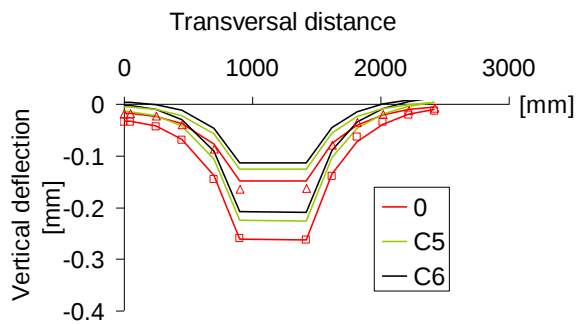


Abb. 6-21: Nichtlinearer Parameter

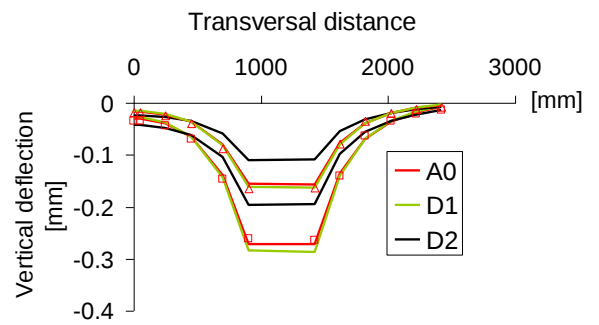


Abb. 6-22: Interface

(*)Die folgenden Zeichen bedeuten experimentell erworbene Punkte: $\triangle$ = 60

kN,

$\square$ =120 kN.

6.3.4 Beurteilung

Der Feldversuch an der EPFL (LAVOC) stellt die ideale Verknüpfung zwischen Labor- und Feldversuchen, infolge der realistischen und trotzdem gut definierten Rand- und Lastbedingungen, dar.

Die Ergebnisse aus der Rückanalyse sind nicht nur sehr präzise sondern auch genau. Die rückgerechneten elastischen Moduli stimmen sehr gut mit denen aus den Zweipunktbiegeversuchen mit niedrigeren Frequenzen (1 Hz) überein.

Die elastischen Moduli, die mittels der Boussinesq-Theorie und der Versuchsergebnisse aus den Plattendruckversuchen berechnet wurden, sind kleiner als die, die aus der Rückrechnung erhalten wurden: Das ist sehr realistisch, da die Versuche vor dem Hauptversuch durchgeführt wurden.

Andere Gründe sind, dass die Boussinesq-Theorie vom homogenen Halbraum für ein geschichtetes System nicht gültig ist, und dass der Kompressionsmodul in der Tat nichtlinear ist.

Andererseits brachte das hyperelastische Stoffgesetz keine bedeutende Verbesserung in der Übereinstimmung zwischen berechneten und gemessenen Einsenkungen.

Die Resultate zeigen, dass in diesem besonderen Fall (Versuchsfeld EPFL) die Annahme von linear elastischen Stoffgesetzen zulässig ist. In den nächsten Kapiteln (Feldversuch Bellinzona) wird aber gezeigt, dass diese Annahme bei realen Strassenoberbauten unbefriedigend sein kann.

6.4 Rückanalyse von den “Hinwil” Versuchsergebnissen

6.4.1 Einleitung

Das Rückanalyseverfahren wurde mit den Ergebnissen aus zwei Versuchen bei 0 und 100'000 Lastaufbringungen durchgeführt. Die Einsenkungen unter der Achslast wurden auf einem belasteten und auf einem unbelasteten Querschnitt gemessen.

Das erlaubte die Ergebnisse aus einem beschädigten und unbeschädigten Strassenquerschnitt unter ähnlichen Temperatur und Feuchtigkeitsbedingungen zu vergleichen. Die Achslast betrug 100 kN. Das ETH Delta Gerät wurde senkrecht zum Belastungspfad gestellt (Abb. 6-23), und die Deflektionsmulde wurde während der Belastung sowie der Entlastung gemessen. Die während der Entlastung durchgeführten Messungen wurden für das Rückanalyseverfahren angewendet. Nur die rückfedernden Deflektionen wurden analysiert.

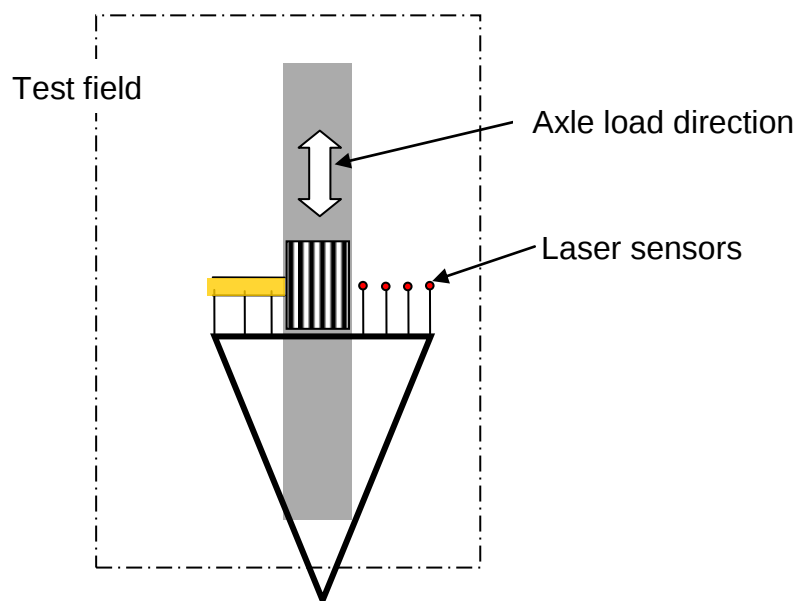


Abb. 6-23: Lage des ETH Delta Gerätes während den Messungen

6.4.2 Vorwärtsanalyse

Im Allgemeinen stellten die Feldversuche in Hinwil wegen den sehr kleinen Einsenkungen und breiten Deflektionsmulden eine grosse Herausforderung für die Messungen dar.

Die Geometrie und die Randbedingungen des finiten Elementen Modells sind in Abb. 6-24 dargestellt. Die Deck- und Tragschicht wurden als eine einzelne Schicht von 12 cm modelliert, infolge der Unempfindlichkeit der Rückrechnung auf deren Parameterwerte, wie es mit zu dünnen Schichten bei der Rückanalyse der EPFL Versuchsergebnisse festgestellt wurde.

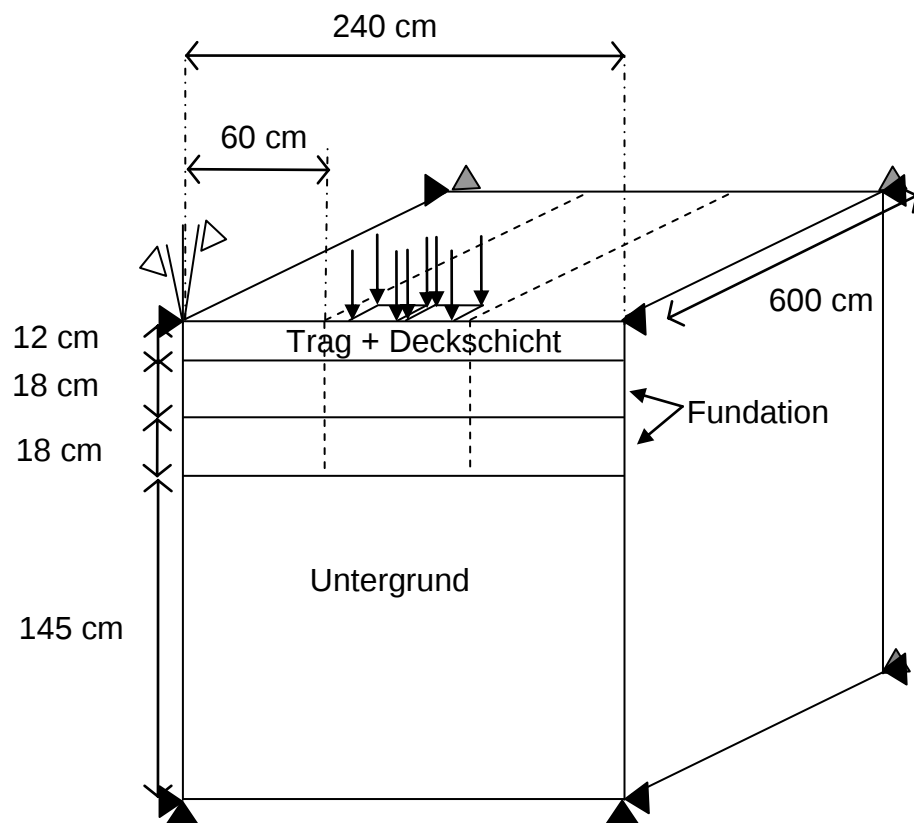


Abb. 6-24: Randbedingungsproblem

Dank den symmetrischen Eigenschaften des Randbedingungsproblems wird das FE Modell von einem Viertel der belasteten Struktur vollständig definiert (Abb. 6-24).

Die Elemente (6427) sind hybrid, druckkonstante dreieckige Prismen (ABAQUS Bezeichnung: C3D6H). (Abb. 6-25). Die Radaufstandfläche wurde auf dem Feld gemessen und im Modell mit einer äquivalenten viereckigen Form und gleichmässig verteiltem Druck (340 kPa) nachgebildet.

Es kann beobachtet werden, dass der Kontaktdruck (Zwillingsrad) viel kleiner ist als der, der an der EPFL (super single tire) (zwischen 660 und 800 kPa) gemessen wurde. Zwei Hauptrisse wurden im FE Modell modelliert, um die Form der Deflektionsmulde besser nachbilden zu können (Abb. 6-30).

Um die Risse zu simulieren, wurde die Strasse mit Blöcken abgebildet, die dann mit einem Interface verbunden wurden. Der Versagensmechanismus des Interfaces ist mit dem Mohr Coulomb Bruchkriterium und angenommenen Werten modelliert worden: Kohäsion 100 kPa und Reibungswinkel $\phi=38^\circ$ zwischen Trag- und der ersten Foundationsschicht, 100 kPa und Reibungswinkel $\phi=27^\circ$ zwischen den beiden Foundationsschichten, 100 kPa und Reibungswinkel $\phi=17^\circ$ zwischen Foundationsschicht und Untergrund.

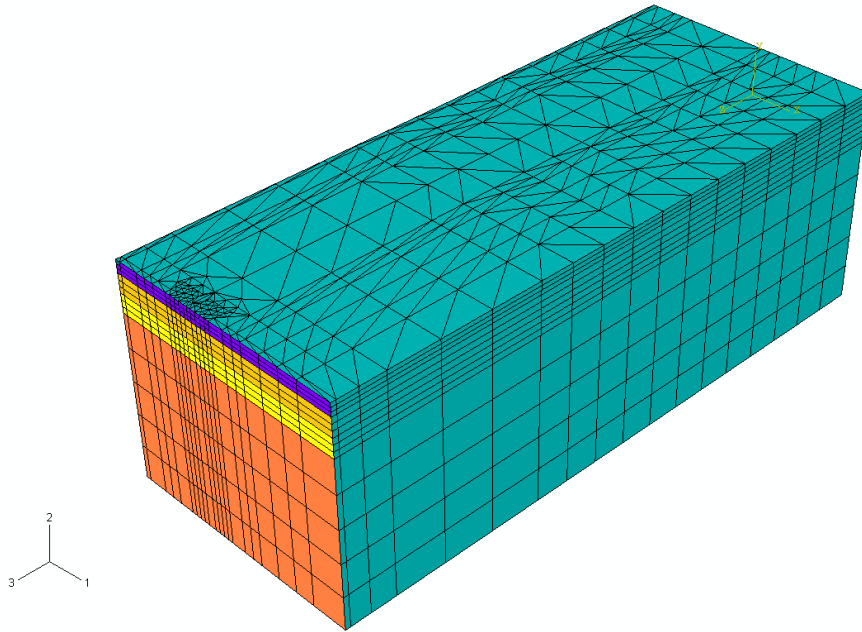


Abb. 6-25: Mesh des FE Modells für den Hinwil Feldversuch (die unterschiedlichen Farben zeigen die verschiedenen Schichten)

Das mechanische Verhalten der eingebauten Materialien wurde mit dem hyperelastischen Stoffgesetz aus den Gleichungen 6-2 und 6-3 modelliert.

6.4.3 Rückanalyse

Die Rückanalyse mittels Optimierungsalgorithmen war nur mit den Ergebnissen aus den Versuchen auf dem unbeschädigten Feld möglich. Die Parameteroptimierung für den gerissenen Querschnitt (100'000 Lastüberrollungen) war nur bei manueller Eingabe der Werte möglich, da die Algorithmen infolge der Komplexität des Problems nicht konvergieren konnten.

Tab. 6-5: Rückgerechnete Moduli

Schicht	0 Lastüberrollungen		100'000 Lastüberrollungen	
Tragschicht	G	$1.8 \cdot 10^6$ [kPa]	$0.76 \cdot 10^6$ [kPa]	
	$K_{(\nu=0.4)}^*$	$8.4 \cdot 10^6$ [kPa]	$3.54 \cdot 10^6$ [kPa]	
	m	1 [-]	1 [-]	
FS(1)	G	$0.6 \cdot 10^6$ [kPa]	$0.16 \cdot 10^6$ [kPa]	
	$K_{(\nu=0.35)}^*$	$1.8 \cdot 10^6$ [kPa]	$0.48 \cdot 10^6$ [kPa]	
	m	3 [-]	3 [-]	
FS (2)	G	$1.37 \cdot 10^6$ [kPa]	$0.08 \cdot 10^6$ [kPa]	
	$K_{(\nu=0.35)}^*$	$4.11 \cdot 10^6$ [kPa]	$0.24 \cdot 10^6$ [kPa]	
	m	1.3 [-]	1.3 [-]	
Untergrund	G	$1.55 \cdot 10^4$ [kPa]	$1.55 \cdot 10^4$ ($0.155 \cdot 10^4$)** [kPa]	
	$K_{(\nu=0.3)}^*$	$3.36 \cdot 10^4$ [kPa]	$2.3 \cdot 10^4$ ($0.23 \cdot 10^4$)** [kPa]	
	m	2 [-]	2 [-]	

(*) Dieser Wert wurde mit einer Poissonzahl von 0.35 berechnet

(**) Nur die Steifigkeit des Untergrundes unten dem gerissenen Block wurde geändert.

Die Rückanalyse auf der mit 100'000 Lastüberrollungen belasteten Teststrecke zeigt, dass mit einem modellierten intakten Aufbau die Nachbildung der gemessenen Form der Einsenkungsmulde unmöglich ist (Abb. 6-28). Aus diesem Grund wurden Risse im FE Modell modelliert. Um diese Annahme zu überprüfen wurde ein Querschnitt aus der Strecke entnommen, der deutlich zwei Hauptrisse am Rande des Belastungspfad aufwies (Abb. 6-27).

Die Ergebnisse zeigen, dass eine gute Übereinstimmung zwischen berechneten und gemessenen Einsenkungen nur mit einer Abnahme der Parameterwerte und der Modellierung der Risse errungen werden kann (Abb. 6-28, 6-29).

In Tab. 6-5 sind die rückgerechneten Werte der Moduli zusammengefasst. Die Ergebnisse zeigen, dass die Steifigkeiten der Foundationsschichten und des Untergrundes deutlich abgenommen haben.

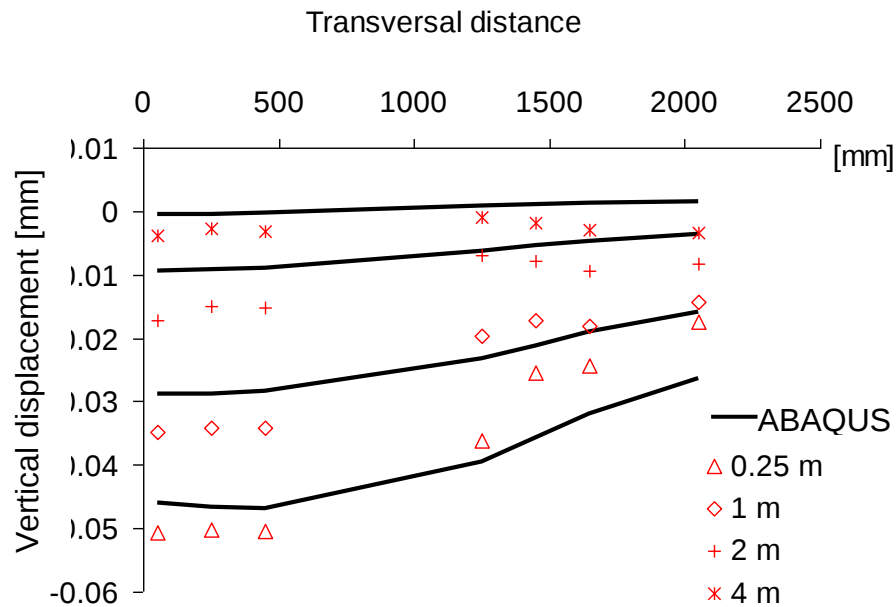


Abb. 6-26: Gemessene und berechnete Deflektionsmulde (0, 1, 4 Meter Abstand vom belasteten Standort) bei 0 Lastüberrollungen

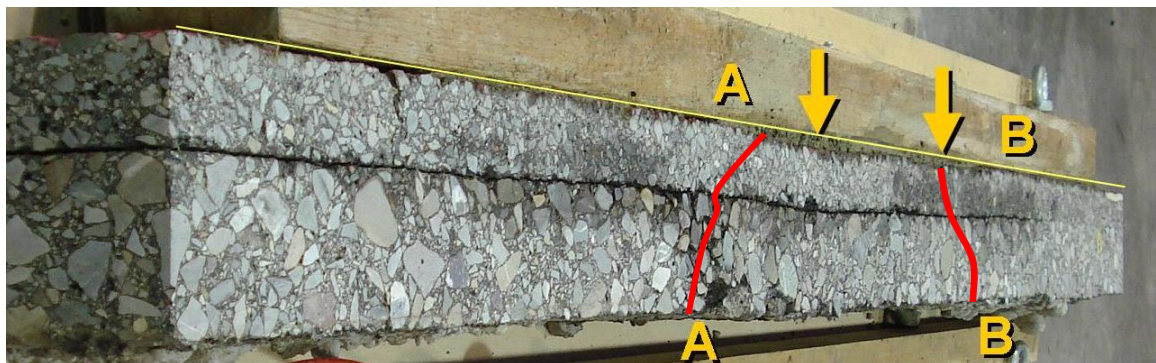


Abb. 6-27: Strassenabschnitt nach 1'000'000 Lastüberrollungen: Querschnitte A-A und B-B zeigen die entwickelten Risse.

Die rückgerechnete sehr kleine Steifigkeit des Untergrundes (Tab. 6-5) kann wahrscheinlich aufgrund der Entwicklung eines durch die zyklische Belastung

verursachten Leerraums zwischen der stabilisierten Foundationsschicht und dem Untergrund erklärt werden.

Weiter zeigt die FE Berechnung, dass die Rissbildung für den ganzen Aufbau sehr problematisch ist, da die grössten Verformungen im Untergrund stattfinden (Abb. 6-30).

Die Rückanalyse der Versuchsergebnisse nach 100'000 Lastüberrollungen wird praktisch unmöglich, da es sich als zu komplex für den kontinuumsmechanischen Ansatz erweist.

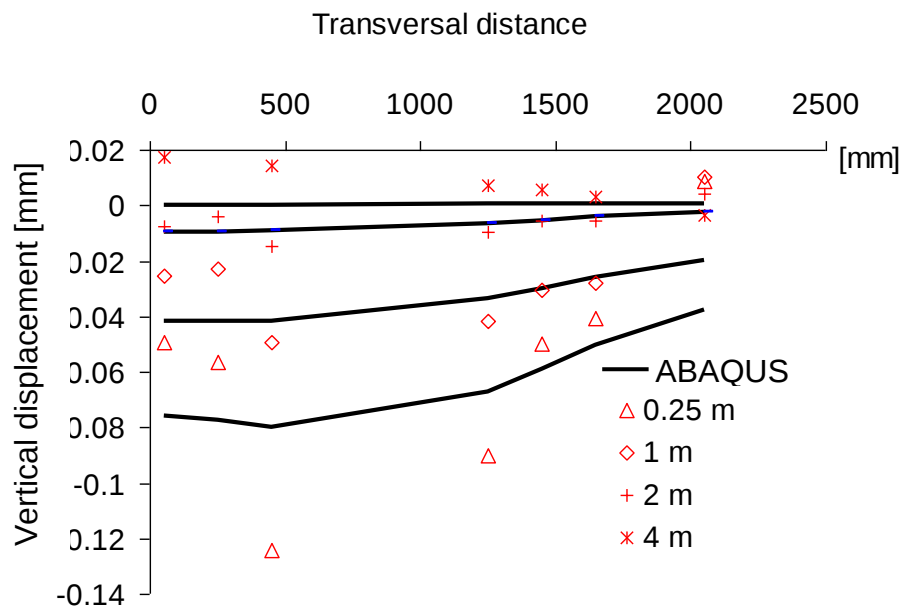


Abb. 6-28: Gemessene und ohne Risse berechnete Deflektionsmulde (0, 1, 4 Meter Abstand vom belasteten Standort) bei 100'000 Lastüberrollungen

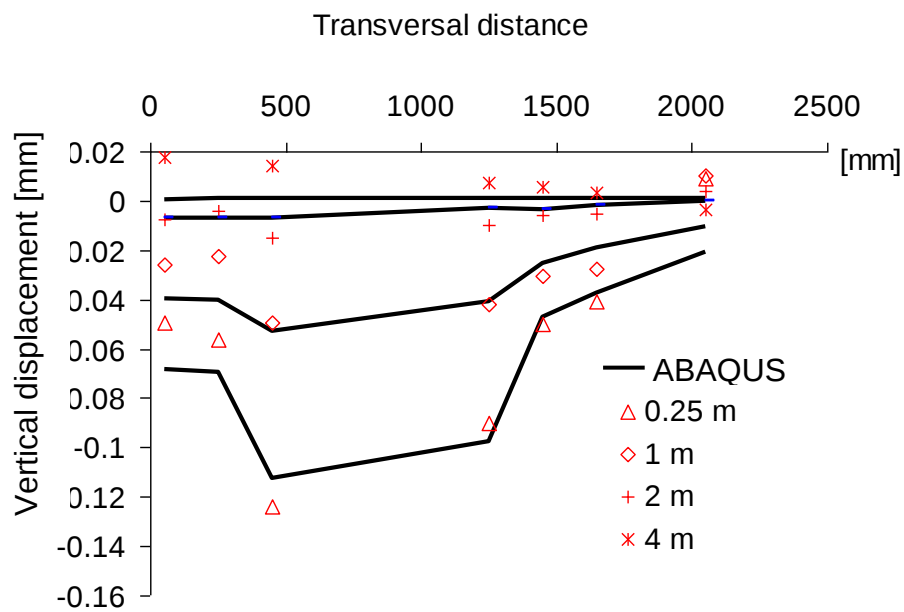


Abb. 6-29: Gemessene und mit Risse berechnete Deflektionsmulde (0, 1, 4 Meter Abstand vom belasteten Standort) bei 100'000 Lastüberrollungen

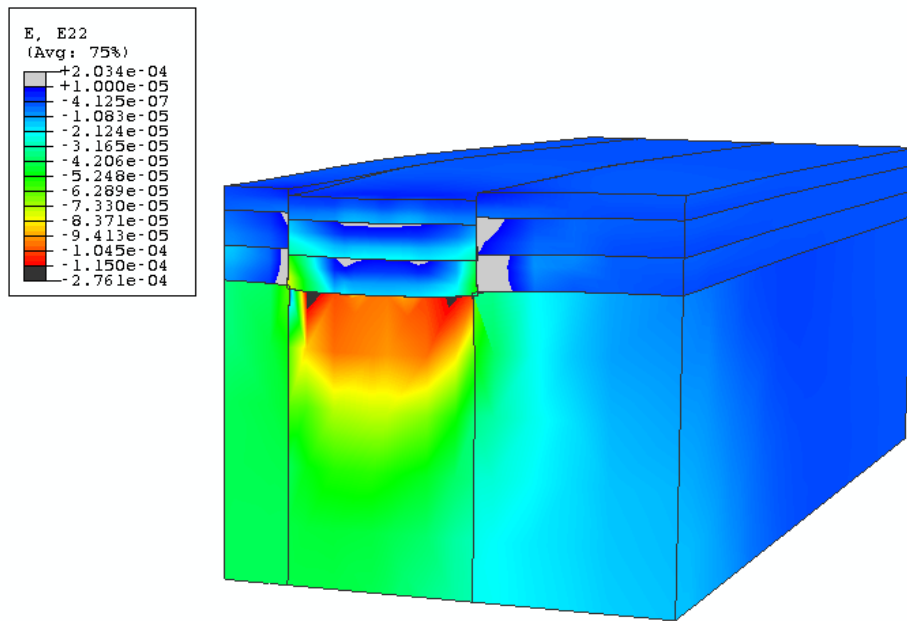


Abb. 6-30: Grösste Hauptdehnungen und Deflektionsmulde nach 100'000 Lastüberrollungen.

6.4.4 Präzision

Die Präzision der rückgerechneten Parametern ist in Tab. 6-6 zusammengefasst (bei 0 Lastüberrollungen). Die Präzision wird mit zwei Werten definiert: nämlich der grösste und kleinste Wert der rückgerechneten Werte, die ähnliche Werte zu der SSE Funktion ergeben. Diese Resultate, ausser die Werte des nichtlinearen Parameters m zeigen eine geringe Abweichung. Abb. 6-31 bis 6-38 zeigen die Lösungspfade, die bei den MADS und LM Algorithmus berechnet wurden.

Tab. 6-6: Präzision

0 Last Überrollungen				
Schicht	Vertrauen	G [kPa]	K [kPa]	m [-]
Tragschicht	Min	$1.72 \cdot 10^6$	$8.02 \cdot 10^6$	1
	Max	$1.85 \cdot 10^6$	$8.64 \cdot 10^6$	1.1
Foundation1	Min	$0.5 \cdot 10^6$	$1.7 \cdot 10^6$	1
	Max	$1.6 \cdot 10^6$	$4.8 \cdot 10^6$	5
Foundation2	Min	$1.27 \cdot 10^6$	$3.81 \cdot 10^6$	1.05
	Max	$1.37 \cdot 10^6$	$4.11 \cdot 10^6$	1.3
Untergrund	Min	$1.55 \cdot 10^4$	$3.35 \cdot 10^4$	1
	Max	$1.56 \cdot 10^4$	$3.38 \cdot 10^4$	2

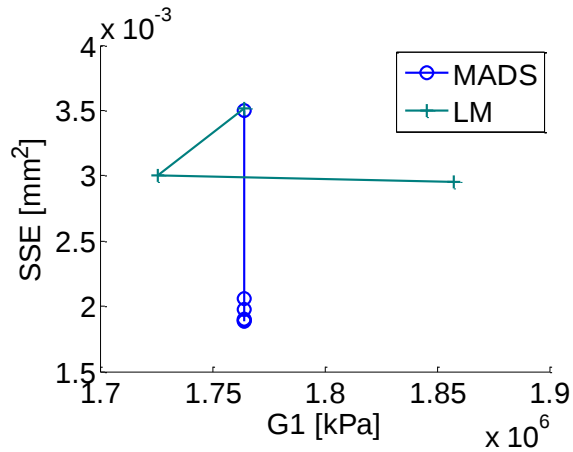


Abb. 6-31: Genauigkeit des Schermoduls (Tragschicht)

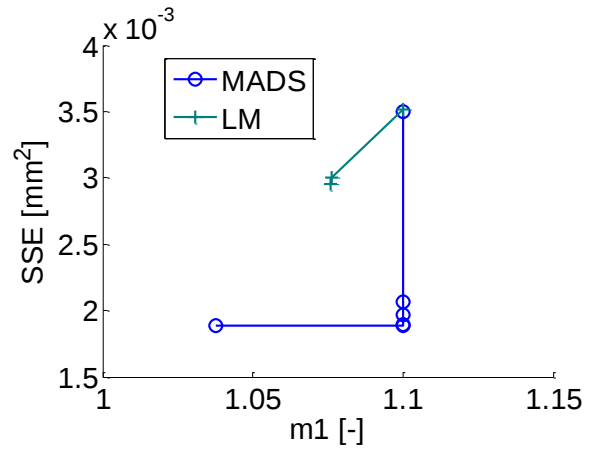


Abb. 6-32: Genauigkeit des Kompressionsmoduls (Tragschicht)

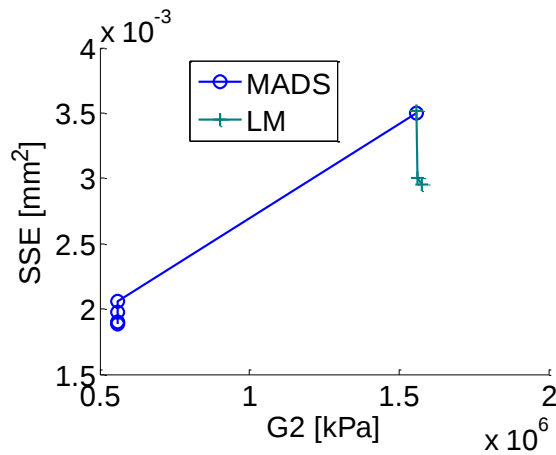


Abb. 6-33: Genauigkeit des Schermoduls (erste Foundationsschicht)

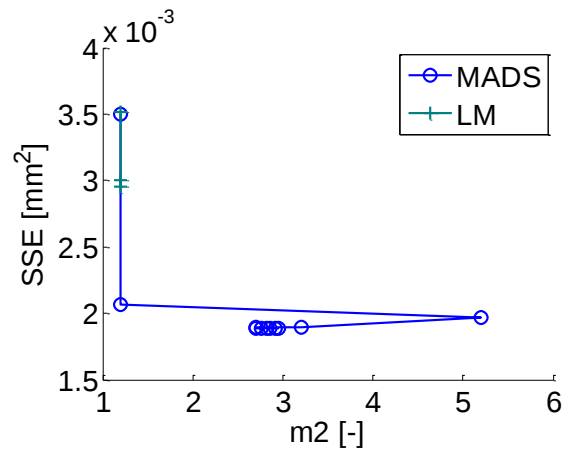


Abb. 6-34: Genauigkeit des Kompressionsmoduls (erste Foundationsschicht)

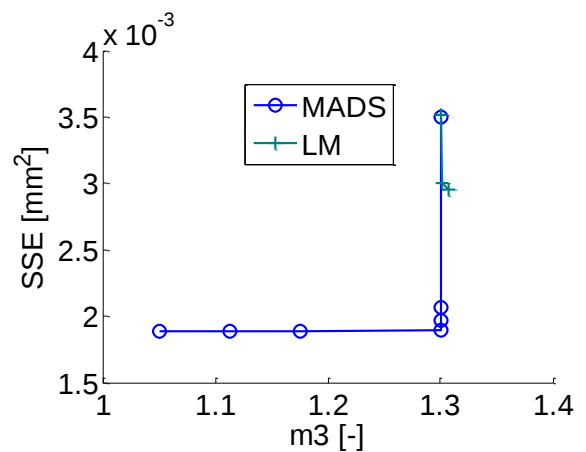
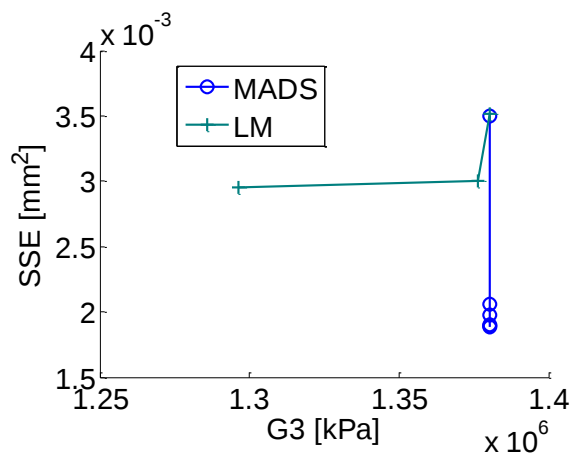


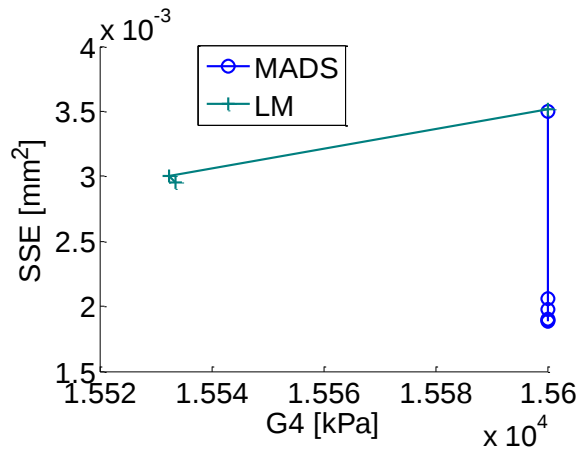
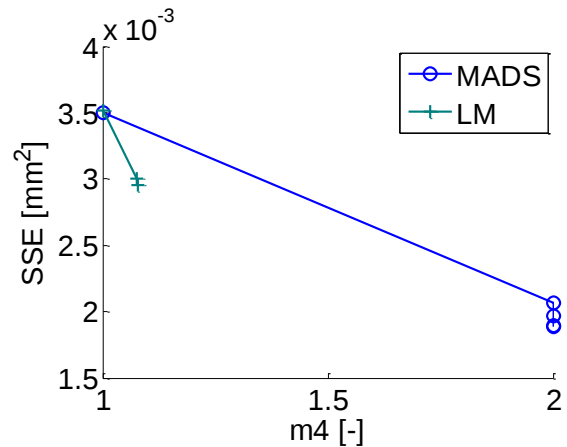
Abb. 6-35: Genauigkeit des Schermoduls
(zweite Foundationsschicht)

Abb. 6-36: Genauigkeit des
Kompressionsmoduls
(zweite Foundationsschicht)

Abb. 6-37: Genauigkeit des Schermoduls
(zweiter Untergrund)

Abb. 6-38: Genauigkeit des
Kompressionsmoduls (zweiter Untergrund)

6.4.4.1 Genauigkeit

Einaxiale Druckversuche wurden auf Asphaltproben aus der Tragschicht und Stabi Proben aus der Foundationsschicht durchgeführt (Kapitel 5), wobei nur die letzten mit dem entwickelten hyperelastischen Stoffgesetz analysiert wurden. Es kann gezeigt werden dass die Steifigkeit der Tragschicht nicht massgebend ist für die Grösse der Einsenkungen. Es werden dann, um die Genauigkeit der Rückanalyse zu überprüfen, nur die Ergebnisse aus den Laborversuchen auf dem Stabi Material angewendet. Der Vergleich zwischen Parameterwerten aus Labor- und Feldversuchen ist in Tab. 6-7 dargestellt.

Tab. 6-7: Genauigkeit der Parameterwerte aus dem stabilisierten Schichtmaterial. I = Rückanalyse der Feldversuchsergebnisse, T = Laborversuch

Schicht	K^T [kPa]	G^T [kPa]	m^T [-]	Vertrauen	K^I [kPa]	G^I [kPa]	m^I [-]
Fundationsschicht 1(*)	$3.2 \cdot 10^6$	$6.23 \cdot 10^6$	1.369	Min	$1.8 \cdot 10^6$	$0.5 \cdot 10^6$	1
				Max	$4.8 \cdot 10^6$	$1.6 \cdot 10^6$	5

(*) Mittelwerte

Es kann beobachtet werden, dass die Werte der aus den Labor- und Feldversuchen rückgerechneten Kompressionsmoduli sehr nah beieinander liegen, während die Schermodulwerte sich um eine Faktor 3 bis 10 unterscheiden.

Es gibt zwei mögliche Gründe, die diesen Unterschied erklären konnten:

- Die Materialien, die im Labor getestet wurden, sind intakt, während gewisse Hauptrisse in den Schichten auf dem Feld schon vorhanden sind. Diese Risse haben keinen Einfluss auf der Zusammendrückung der Schichten aber sicher eine bedeutende Rolle in der Bestimmung der Schersteifigkeit.
- Die Reibung zwischen Druckstempel und Probe könnte einen nicht vernachlässigbaren Effekt auf die Änderung des Querschnitts der Probe unter Druck haben. Diese Reibung kann dann zu einer leichten Überschätzung der Steifigkeit geführt haben (siehe Kapitel 5).

6.4.5 Beurteilung

Die Messungen bei den Feldversuchen in Hinwil zeigten infolge der grossen Ausbreitung und geringen Einsenkungen verschiedene Problematiken auf. Die Messauflösung der Ergebnisse war an der Grenze der Tauglichkeit, und das hat auch zu Schwierigkeiten bei der Durchführung der Rückanalyse geführt. Andererseits gerade die Ergebnisse aus der finiten Elementen Berechnung haben gezeigt, dass sich möglicherweise zwei Hauptrisse am

Rande des Belastungspfades gebildet hatten. Diese Entdeckung wurde dann auch bestätigt, als ein Abschnitt der Strasse (Probekörper) entnommen wurde und dort tatsächlich Risse festgestellt wurden. Die erreichte Präzision der Rückrechnung ist besonders gut. Die Genauigkeitsanalyse (Vergleich zwischen Parameterwerten aus der Rückrechnung der Feld- und Laborversuche) zeigt, dass das stabilisierte Material aus den Foundationsschichten während den Feldversuchen viel grössere Schersteifigkeitswerte hat als die aus den Laborversuchen. Die Materialsteifigkeit auf dem Feld ist von dem gerissenen Zustand des eingebauten Materials abhängig und daher sind die rückgerechneten Schermodulwerte repräsentativer als die, die mit den Laborversuchen ermittelt wurden.

6.5 Rückanalyse von den Bellinzona Feldversuchsergebnissen

6.5.1 Einleitung

Die Feldversuche in Bellinzona wurden auf einem flexiblen Oberbautyp mit einer mächtigen Asphaltschicht durchgeführt. Die Versuchsergebnisse zeigten gewisse Besonderheiten: Das Trottoir neben dem Strassenaufbau wirkte als starre Randbedingung und hatte einen wesentlichen Einfluss auf die Form der Einsenkungsmulde; Die Länge der Deflektionsmulde ist erheblich und wird vom dicken Oberbau verursacht (Abb. 6-39).

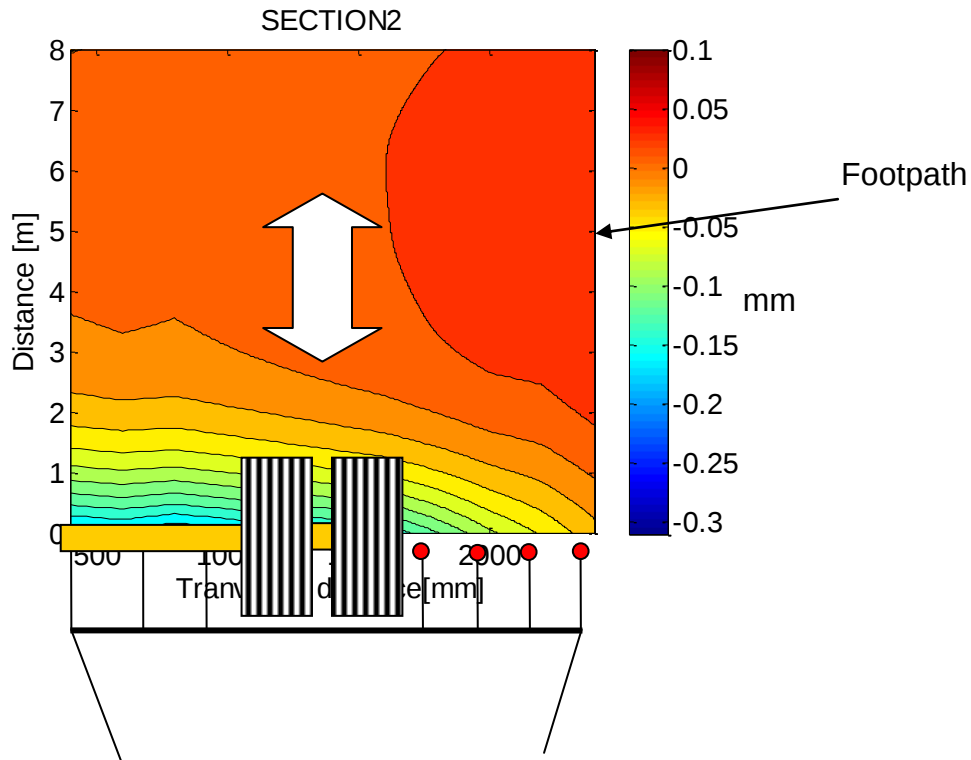


Abb. 6-39: ETH Delta Positionierung auf der Teststrecke in Bellinzona

Das "ETH Delta" Testgerät wurde senkrecht zum Belastungspfad gestellt und die Einsenkungsmulde wurde während Ent- und Belastung gemessen (Abb. 6-39).

Die während der Entlastung durchgeführten Messungen wurden für das Rückanalyseverfahren angewendet: Nur die rückfedernden Deflectionen wurden berücksichtigt. Die Fahrbahnen wurden zur selben Zeit gebaut durch denselben Auftragnehmer. Es wurden aber Unterschiede im Belag beobachtet, die nicht erklärt werden konnten. Insbesondere war der Abschnitt 2 Richtung Lumino in einem schlechteren Zustand. Deflectionsmessungen wurden dann auf beiden Fahrbahnen durchgeführt, um die Ursachen dieser Unterschiede zu verstehen.

6.5.2 Vorwärtsanalyse

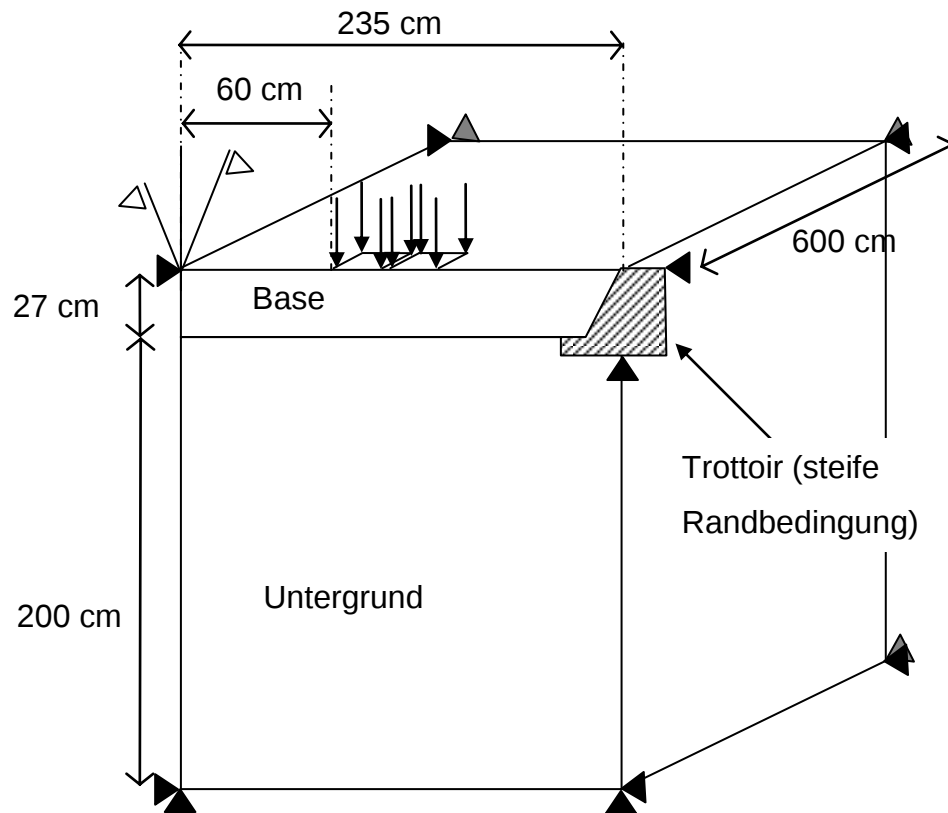


Abb. 6-40: Randbedingungsproblem für das Bellinzona Testfeld

Wie in den anderen Fällen in Hinwil und EPFL, ist das Randbedingungsproblem mit einem Viertel des Versuchsfeldes definiert worden (Abb. 6-40).

Um das Trottoir zu simulieren, wurden die vertikalen Bewegungen am Rand auf einer Seite verhindert. Es wurden zwei Schichten modelliert: eine dicke Asphaltdecke (27 cm) und der Untergrund (200 cm).

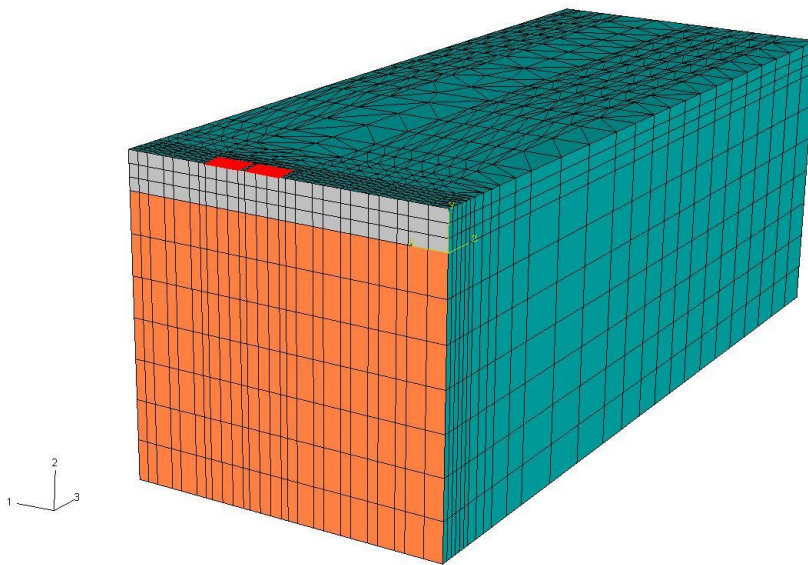


Abb. 6-41: Mesh model für das Randbedingungsproblem in Bellinzona, die zwei Farben stellen die zwei Schichten dar.

Es wurden 6-knoten linear dreieckige hybride Prismen mit konstantem Druck (7476) gewählt (C3D6H), (Abb. 6-41).

Die Radaufstandsfläche wurde auf dem Feld gemessen und im Modell mit einer äquivalenten viereckigen Form und gleichmässig verteiltem Druck nachgebildet. Das „Interface“ zwischen Asphaltschichten und Untergrund wurde mit dem Mohr Coulomb Versagensmechanismus modelliert: Kohäsion $c = 20 \text{ kPa}$ und Reibungswinkel $\phi = 38^\circ$. Das hyperelastische Stoffgesetz aus den Gleichungen 6- 2 und 6-3 wurde angewendet, um die mechanischen Eigenschaften der eingebauten Materialien zu beschreiben.

6.5.3 Rückanalyse

Die Rückanalyse wurde mit den LM und MADS Algorithmen durchgeführt. Die Lösung konvergierte nach 10 (LM) und 32 (MADS) Iterationsschritten für Abschnitt 1 Richtung Bellinzona, und 10 (LM9 und 31 (MADS) für Abschnitt 2 Richtung Lumino. Wie auf den Bilder 6-42 bis zu 6-45 ersichtlich ist, wurde eine sehr gute Übereinstimmung zwischen berechneten und gemessenen

Einsenkungen errungen. In Tab. 6-8 sind die rückgerechneten Werte für das hyperelastische Stoffgesetz zusammengefasst.

Tab. 6-8: Rückgerechnete hyperelastische Parameterwerte

Schicht	Abschnitt 1			Abschnitt 2		
Tragschicht	<i>G</i>	$2.905 \cdot 10^5$	[kPa]	<i>G</i>	$1.80 \cdot 10^5$	[kPa]
	<i>K</i>	$10.61 \cdot 10^6$	[kPa]	<i>K</i>	$4.8 \cdot 10^6$	[kPa]
	<i>m</i>	3.02	[-]	<i>m</i>	3.21	[-]
Untergrund	<i>G</i>	$2.54 \cdot 10^4$	[kPa]	<i>G</i>	$1.9 \cdot 10^4$	[kPa]
	<i>K</i>	$3.8 \cdot 10^4$	[kPa]	<i>K</i>	$6.45 \cdot 10^4$	[kPa]
	<i>m</i>	1	[-]	<i>m</i>	1.58	[-]

Die Rückanalyse wurde auch mit dem linear elastischen Stoffgesetz durchgeführt, was aber unrealistische Werte (Poissonzahl) ergeben hat (Tab. 6-9).

Tab. 6-9: Rückgerechnete linear elastische Parameterwerte

Schicht	Abschnitt 1			Abschnitt 2		
Tragschicht	<i>G</i>	$7 \cdot 10^5$	[kPa]	<i>G</i>	$1.422 \cdot 10^5$	[kPa]
	ν	0.46	[-]	ν	0.499	[-]
Untergrund	<i>G</i>	$5.68 \cdot 10^4$	[kPa]	<i>G</i>	$3.11 \cdot 10^4$	[kPa]
	ν	0.035	[-]	ν	0.39	[-]

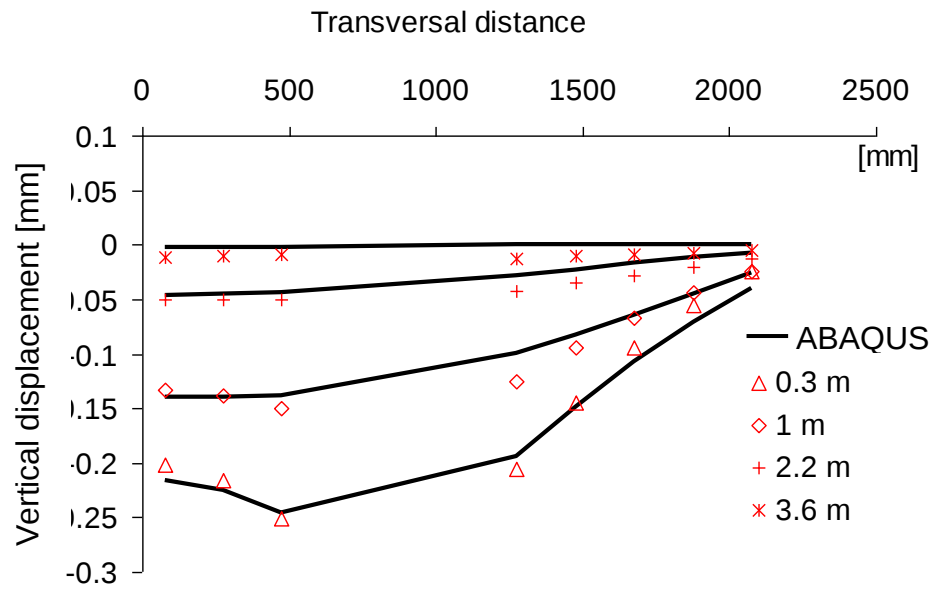


Abb. 6-42: Querabschnitt Fahrbahn 1, berechnete (Linie) und gemessene Einsenkungsmulde bei unterschiedlichen Abständen zum Belastungspunkt

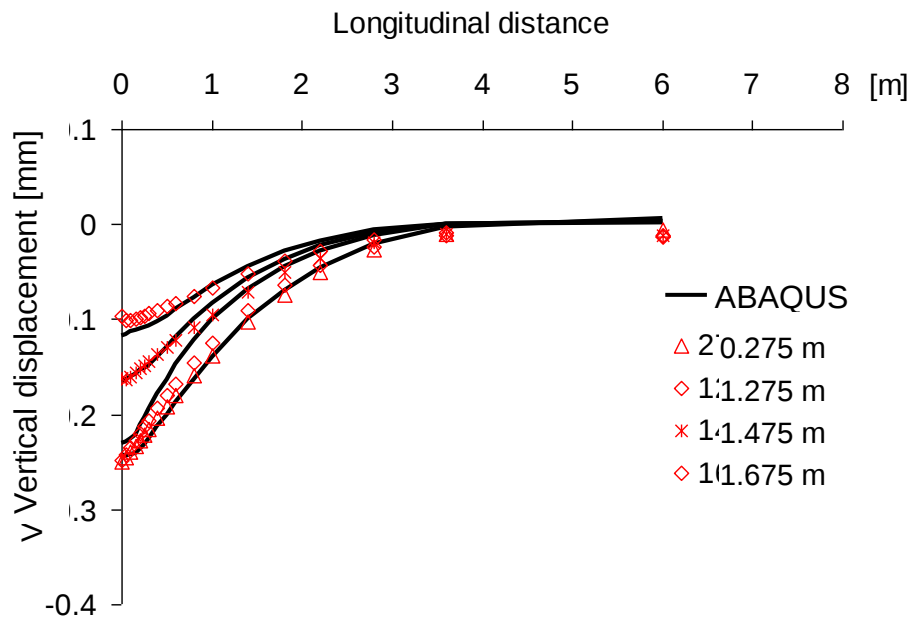


Abb. 6-43: Längsabschnitt Fahrbahn 1, berechnete (Linie) und gemessene Einsenkungsmulde bei unterschiedlichen Abständen zum Belastungspunkt

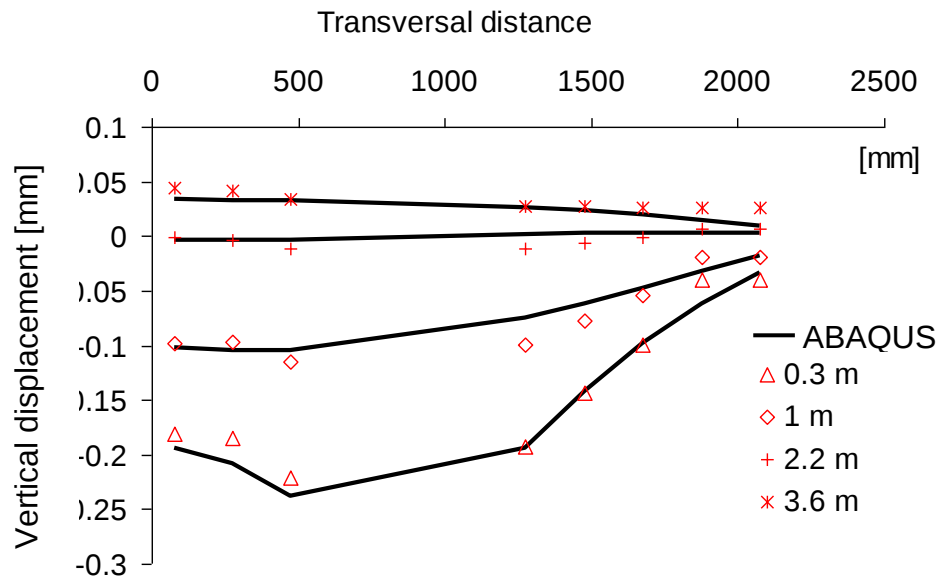


Abb. 6-44: Querabschnitt Fahrbahn 2, berechnete (Linie) und gemessene Einsenkungsmulde bei unterschiedlichen Abständen zum Belastungspunkt

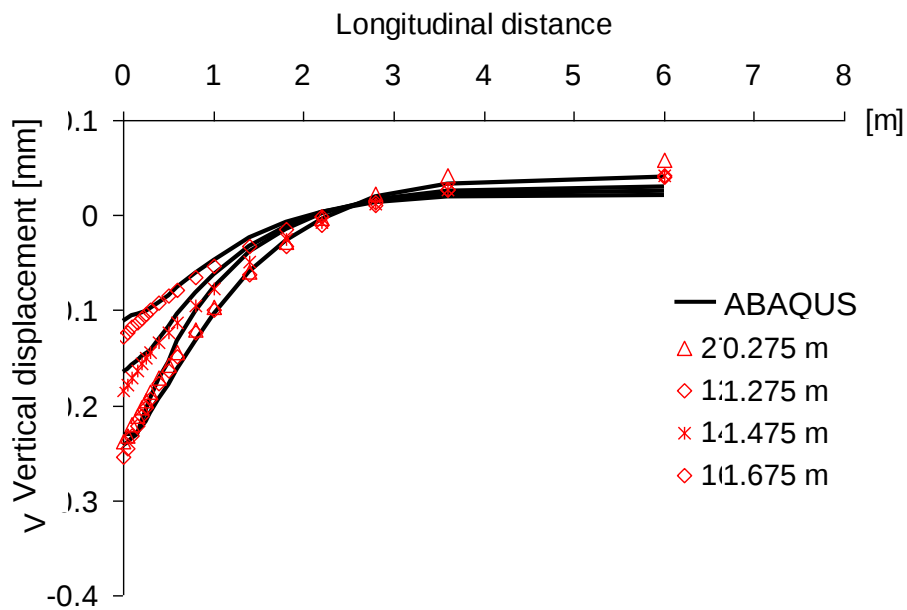


Abb. 6-45: Längsabschnitt Fahrbahn 2, berechnete (Linie) und gemessene Einsenkungsmulde bei unterschiedlichen Abständen zum Belastungspunkt

6.5.3.1 Präzision

Die Präzision der Werte, die mit dem LM und MADS Optimierungsalgorithmen erworben wurden, ist in Tab. 6-10 zusammengefasst.

Wie bei den anderen Fällen ist die Präzision mit einem Vertrauensintervall definiert, das aus einem maximalen und einem minimalen Wert bei ähnlichen Werten der SSE Funktion besteht.

Tab. 6-10: Präzision

Schicht	Vertrauen	Abschnitt 1			Abschnitt 2		
		G [kPa]	K [kPa]	m [-]	G [kPa]	K [kPa]	m [-]
Tragschicht	Min	$2.5 \cdot 10^5$	$7 \cdot 10^6$	2.2	$1.8 \cdot 10^5$	$3 \cdot 10^6$	3
	Max	$4.0 \cdot 10^5$	$1.2 \cdot 10^7$	3	$1.8 \cdot 10^5$	$1 \cdot 10^7$	4
Subgrade	Min	$1.5 \cdot 10^4$	$3 \cdot 10^4$	1	$2.0 \cdot 10^4$	$5 \cdot 10^4$	1.6
	Max	$2.6 \cdot 10^4$	$7 \cdot 10^4$	1.1	$2.5 \cdot 10^4$	$7 \cdot 10^4$	2.4

Das Vertrauensintervall der Parameterwerte ist, mit der Ausnahme des Kompressionsmoduls, klein. Die Steifigkeiten des Untergrundes sind relativ ähnlich. Abb. 6-46 bis 6-57 zeigen den Lösungspfad der beiden angewendeten Lösungsalgorithmen.

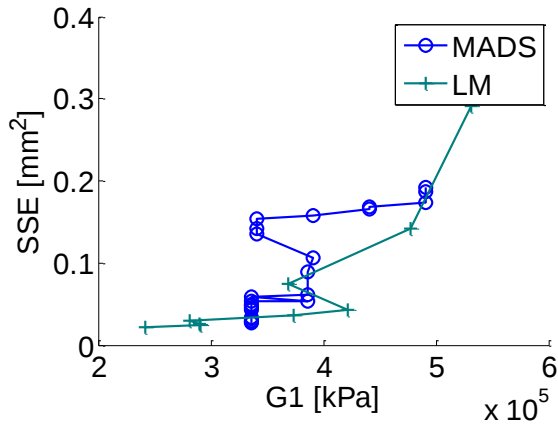


Abb. 6-46: Abschnitt 1, Präzision des Schermoduls, Tragschicht

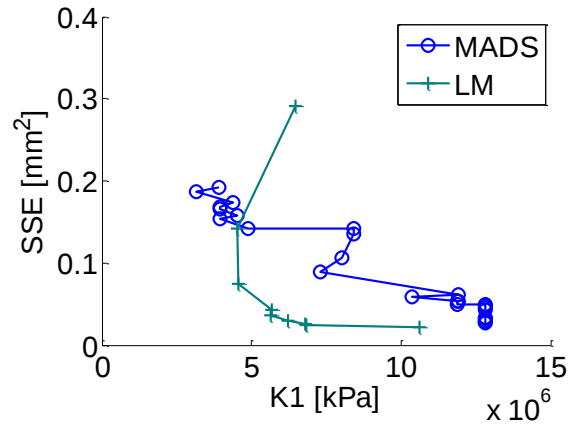


Abb. 6-47: Abschnitt 1, Präzision des Kompressionsmoduls, Tragschicht

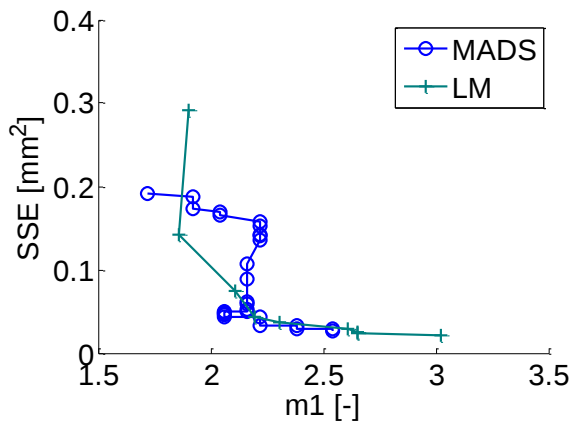


Abb. 6-48: Abschnitt 1, Präzision des nicht linearen Parameters, Tragschicht

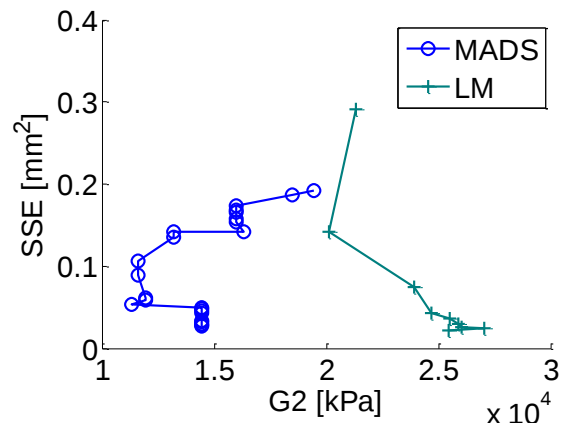


Abb. 6-49: Abschnitt 1, Präzision des Schermoduls, Untergrund

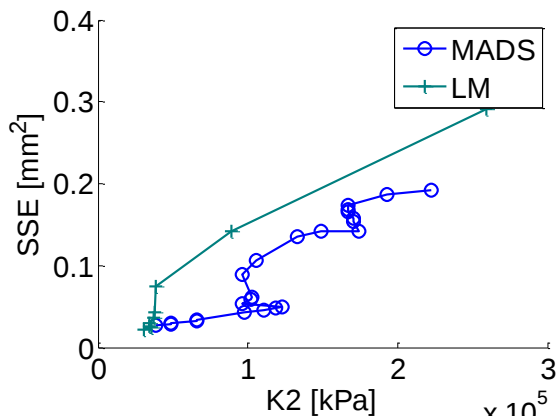


Abb. 6-50: Abschnitt 1, Präzision des Kompressionsmoduls, Untergrund

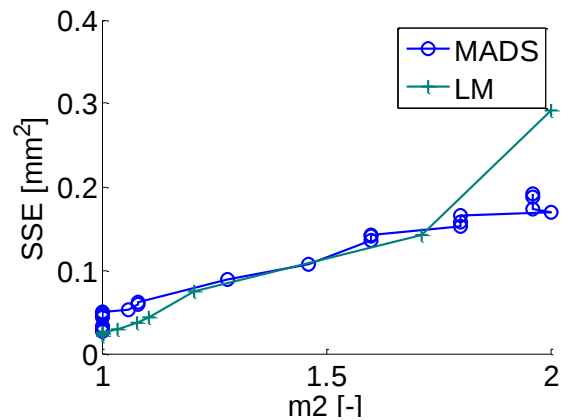


Abb. 6-51: Abschnitt 1, Präzision des nicht linearen Parameters, Untergrund

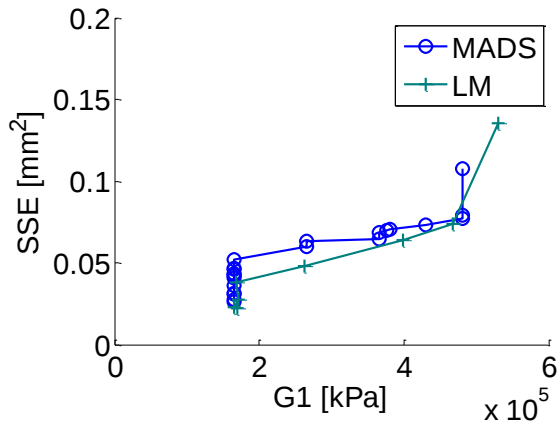


Abb. 6-52: Abschnitt 2, Präzision des Schermoduls, Tragschicht

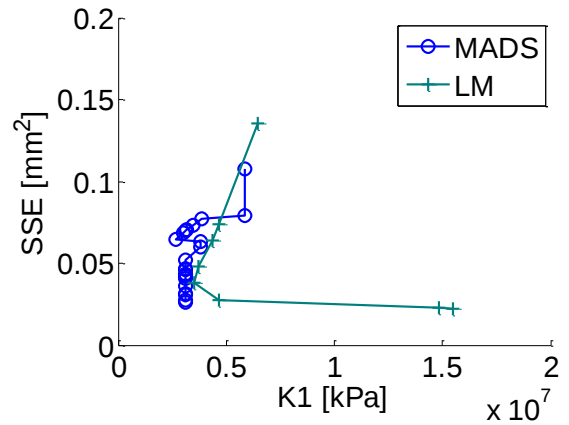


Abb. 6-53: Abschnitt 2, Präzision des Kompressionsmoduls, Tragschicht

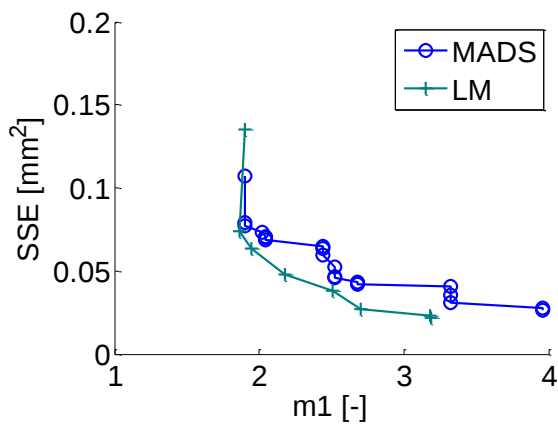


Abb. 6-54: Abschnitt 2, Präzision des nicht linearen Parameters, Tragschicht

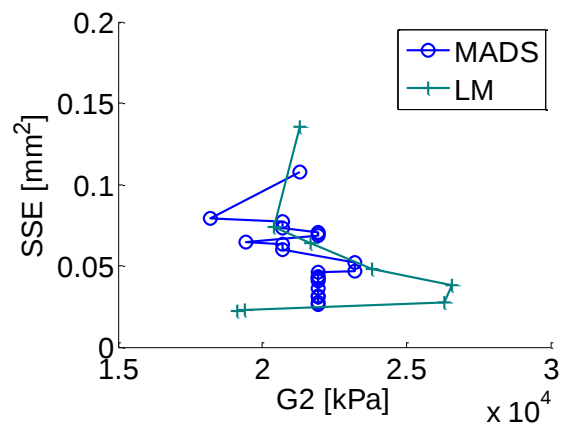


Abb. 6-55: Abschnitt 2, Präzision des Schermoduls, Untergrund

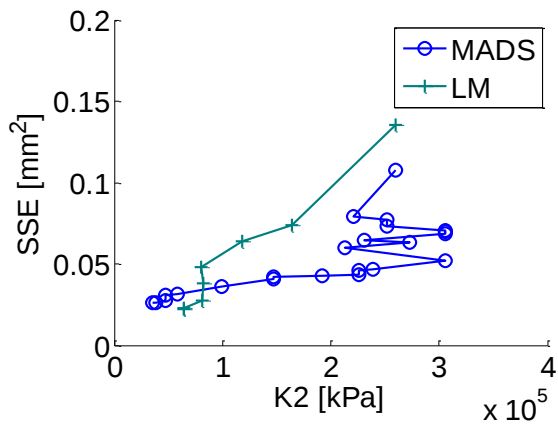


Abb. 6-56: Abschnitt 2, Präzision des Kompressionsmoduls, Untergrund

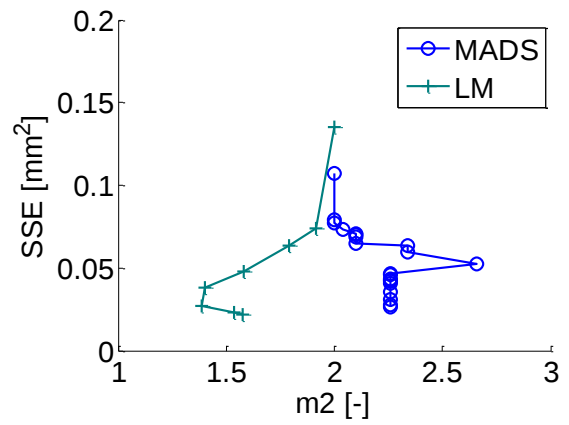


Abb. 6-57: Abschnitt 2, Präzision des nicht linearen Parameters, Untergrund

6.5.3.2 Genauigkeit

Die rückgerechneten Parameterwerte und die aus den Laborversuchen werden in Tab 6-11 verglichen. Die rückgerechneten Parameterwerte sind ähnlich zu den (statischen) Endwerten der Moduli aus den Laborversuchen. Das Material auf dem Feld zeigt sich fast inkompressibel, wie es aus den hohen Werten des Kompressionsmoduls und nicht linearen Parameter m herleitbar ist.

Tab. 6-11: Genauigkeit: I = Rückanalyse, T = Laborversuche (Einaxiale Druckversuche) (Abschnitt 2).

Schicht	Vertrauen	Feldversuch (Abs. 2)			Lab. Vers. (Abs. 2)		
		G^I [kPa]	K^I [kPa]	m^I [-]	G^T [kPa]	K^T [kPa]	m^T [-]
Trag- schicht	Min(*)	$1.8 \cdot 10^5$	$3 \cdot 10^6$	3	$2.5 \cdot 10^5$	$3.5 \cdot 10^5$	1.34
	Max(*)	$1.8 \cdot 10^5$	$1 \cdot 10^7$	4	$10.8 \cdot 10^5$	$12.7 \cdot 10^5$	1.34

(*) minimale und maximale Werte bei den Laborversuche sind Mittelwerte.

6.5.4 Beurteilung

Die Rückanalyse der Testergebnissen aus dem Versuchsfeld in Bellinzona zeigt die Notwendigkeit der Anwendung eines nichtlinearen Stoffgesetzes für die eingebauten Materialien: Insbesondere hat die Rückrechnung, die mit linear elastischem Stoffgesetz durchgeführt wurde, deutlich langsamer und zu einem schlechteren SSE Endwert konvergiert (Abb. 6-58, 6-59).

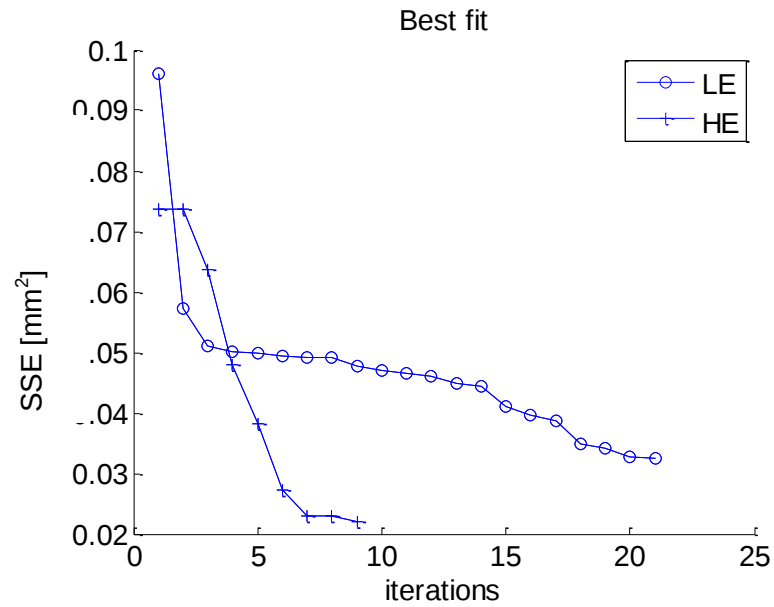


Abb. 6-58: Abschnitt 1: Konvergenzanalyse mit linear elastischen und hyperelastischen Stoffgesetzen.

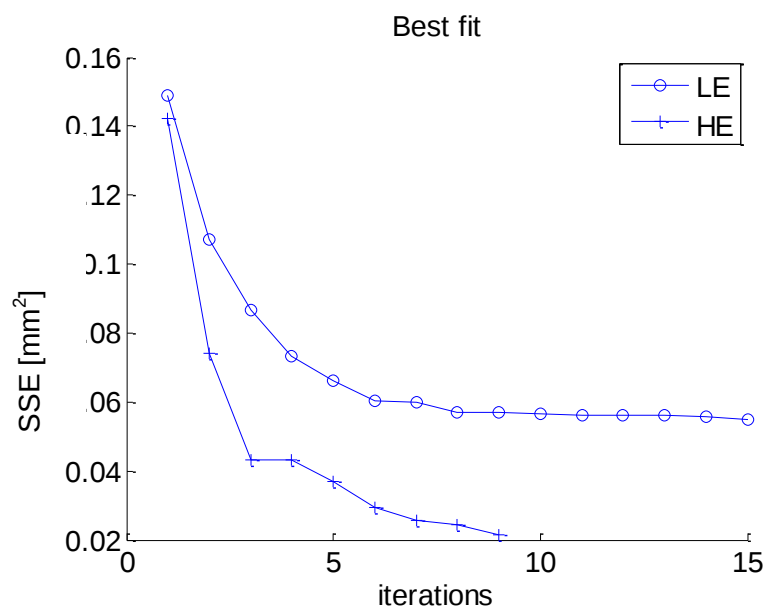


Abb. 6-59: Abschnitt 2: Konvergenzanalyse mit linear elastischen und hyperelastischen Stoffgesetzen.

Der Vergleich zwischen den mechanischen Eigenschaften der zwei untersuchten Feldern zeigt, dass:

- Die Nichtlinearität (bezüglich der Zusammendruckbarkeit) des Untergrundes im Feld 2 grösser als im Feld 1 ist.
- Der Schermodul der Tragschicht im Feld 1 grösser als im Feld 2 ist.

Diese Ergebnisse könnten die unterschiedlichen oberflächigen Zustände (Längsebenheit) der zwei Felder erklären: Es kann sein, dass der Untergrund unterschiedlich verdichtet wurde (unterschiedliche Nichtlinearität) und die Tragschicht im Abschnitt 2 über eine geringere Schersteifigkeit verfügt.

6.6 Falling Weight Deflectometer (FWD)

Im April 2009 wurden Vergleichsrechnungen mit dem Falling Weight Deflectometer (FWD) an derselben Stelle durchgeführt, wo auch die Deflektionsmessungen mit dem ETH Delta stattgefunden haben. Die Elastizitätsmoduli, die aus der Rückrechnung der FWD Deflektionen gewonnen wurden, sind je nach Messort extrem unterschiedlich. Die Palette der Ergebnisse aus den FWD-Messungen ist mit einer sehr grossen Streuung behaftet. Diese Streuung lässt, nach Meinung der Autoren, keine aussagekräftige Analyse zu. (Siehe Tabelle 6-12).

Tab. 6-12: E-Moduli aus der Rückrechnung von FWD Messungen für die Tragschicht und den Untergrund. Die Werte weisen eine erhebliche Streuung auf, und können daher nur als „Index-Werte“ beurteilt werden.

Kilometrierung	Station ID	Drop ID	T _{BB}	E1	E2
[km]	[-]	[-]	[°C]	[MPa]	[MPa]
0.000	1	1	21.2	5259	158
0.000	1	2	21.2	4753	191
0.000	1	3	21.2	5280	171
0.005	2	4	20.8	7425	56
0.005	2	5	20.8	7541	62
0.005	2	6	20.8	7616	63
0.028	3	7	21.1	743	45
0.028	3	8	21.1	1082	38
0.028	3	9	21.1	1050	39
0.040	4	10	21.3	1701	73
0.040	4	11	21.3	1748	72
0.040	4	12	21.3	1799	71
0.058	5	13	21.2	2110	86
0.058	5	14	21.2	2215	86
0.058	5	15	21.2	2305	85
0.067	6	16	21.2	1845	99
0.067	6	17	21.2	1926	94
0.067	6	18	21.2	1807	102
0.000	7	19	20.8	2616	141
0.000	7	20	20.8	2826	144
0.000	7	21	20.8	2828	144
0.013	8	22	21.2	2086	123
0.013	8	23	21.2	2106	128
0.013	8	24	21.2	2131	129
0.032	9	25	21.2	2221	130
0.032	9	26	21.2	1666	183
0.032	9	27	21.2	2152	150
0.052	10	28	21.1	4548	64
0.052	10	29	21.1	4737	65
0.052	10	30	21.1	4842	67
0.076	11	31	21.0	6540	64
0.076	11	32	21.0	6606	66
0.076	11	33	21.0	6459	69

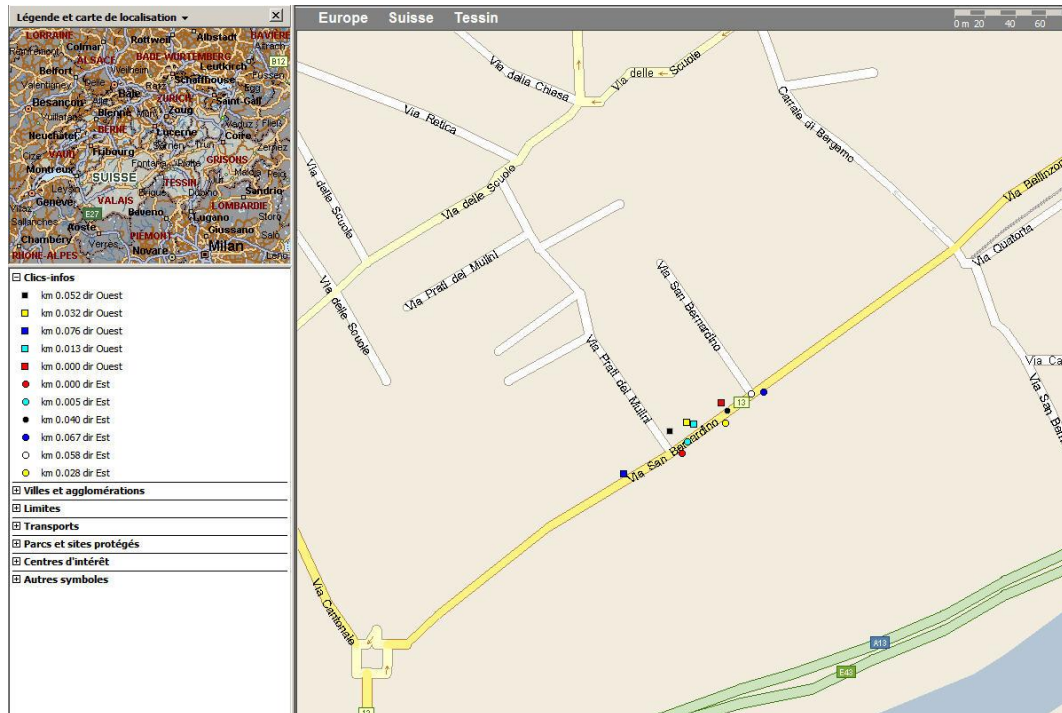


Abb. 6-60: Lage und Positionierung der Messorte

6.7 Schlussfolgerungen

Die Ergebnisse aus der Rückanalyse zeigen, dass das vorgeschlagene Verfahren in der Lage ist, eine beachtliche Anzahl (8) und genaue Parameter rückzurechnen. Es wurden zwei Algorithmen unterschiedlicher Art angewendet, und die damit errungenen Resultate werden durch eine Genauigkeits- und Präzisionsanalyse gestützt.

Die Genauigkeit wird mittels Vergleiches der Labor- und Feldversuchsergebnisse geschätzt. Natürlich weder die einen noch die anderen können für die Charakterisierung des Materialsverhaltens als absolut „richtig“ gehalten werden. Falls eine gute Übereinstimmung erzielt wurde, gibt es eine hohe Wahrscheinlichkeit, dass sie zuverlässig berechnet wurden. Andernfalls sollte man aufgrund der nähren realen Belastungs- und Randbedingungseigenschaften die Feldergebnisse als zuverlässiger erachten.

Die Präzision ist definiert durch ein Vertrauensintervall, nämlich der minimale und maximale Parameterwert bei ähnlichen Werten der SSE Zielfunktion. Das Vertrauensintervall ist zwingend, da die Genauigkeit der Messungen nicht absolut ist, und es könnte sein, dass infolgedessen ein schlechterer Wert der Zielfunktion in der Realität präzisere Parameterwerte ergibt. Im Allgemeinen gilt:

- Die Präzision der Parameter hängt von der Dicke und der Tiefe der Schichten ab.
- Die Werte der Poissonzahl haben eine geringere Präzision als die anderen.
- Nichtlineare Stoffgesetze sind nicht immer erforderlich um eine bessere Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Ergebnissen zu erhalten. Aber sie können nützlich sein um realistische Parameterwerte zu bekommen.

Die Sensitivität der Parameterwerte, insbesondere deren Bedeutung in der Bildung der Deflektionsmulde, wurde auch zusätzlich überprüft.

Die Ergebnisse, welche die aus der Präzisionsstudie ergänzen, können so zusammengefasst werden:

- Die Dicke der bituminös gebundenen Schichten muss mindestens 10 cm betragen, damit die Parameter eine bedeutende Rolle spielen.
- Parameter aus den unteren Schichten haben normalerweise mehr Gewicht für die Grösse der Einsenkung.
- Die Interface Parameter zwischen allen betrachteten Schichten haben, ausser mit der unrealistischen Annahme einer vollen Haftung, einen eher geringen Einfluss.

Kapitel 7: Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

7.1 Zusammenfassung

Ein Überblick über die meist angewendeten Rückanalysen hat gezeigt, dass sie noch in vielen Aspekten verbesserungsbedürftig sind.

Es wurde festgestellt, dass diese Techniken klar definierte Lasten und Randbedingungen auf dem Feld nachzubilden versuchen. Das war in der Vergangenheit, infolge der limitierten Rechenleistungen, besonders wichtig, da damit eine vereinfachte Interpretation der Ergebnisse möglich wurde.

Heutzutage stehen FE Programme mit grosser Anzahl Elemente und fortschrittlichen Stoffgesetzen zur Berechnung komplexer Randbedingungsprobleme zur Verfügung.

Eine mögliche Ungenauigkeit der heute noch verwendeten Methoden besteht darin, dass die verursachten dynamischen Deflektionen häufig mit einer quasi statischen Analyse, mit der Vernachlässigung dynamischer Phänomene wie die Wellenausbreitung in dem Boden, untersucht werden. Einerseits ist diese Annahme nicht immer berechtigt, andererseits sind die rückgerechneten Eigenschaften von der Frequenz der Lastanbringung abhängig.

Daher wurde im Rahmen dieses Forschungsprojektes eine neuartige Testmethodik entwickelt, die auf der Messung der statischen dreidimensionalen Form der Deflektionsmulde basiert. Die quasi statische Analyse der Messergebnisse ist damit voll berechtigt. Simulationen des Testverfahrens wurden während der Entwicklung des Testgerätes durchgeführt, um die Messpunkte zu bestimmen, die die grösste Anzahl Parameter mit einer konvergenten Lösung zu finden erlauben. Es wurde festgestellt, dass eine gewisse Anzahl Messsensoren nicht nur eine

schnellere Konvergenz der Lösung herbeiführt, sondern auch die Effekte der Messauflösung auf die Genauigkeit der Parameter minimiert.

Das Design des ETH Delta wurde dann diesen Erkenntnissen entsprechend durchgeführt. Zusätzlich wurden Massnahmen getroffen, damit eine hohe Rahmensteifigkeit für die stabile Halterung der Messsensoren geschaffen werden konnte. Ein Kalibrierungsverfahren des Testgerätes ist vor jeder Messung vorgesehen.

Drei Haupttests wurden auf unterschiedlichen Teststrecken durchgeführt: Die EPFL Teststrecke in der Halle Fosse (APT), ein halbsteifer Oberbautyp in Hinwil und eine flexible Bauweise in Bellinzona. Damit konnte die Machbarkeit der vorgeschlagenen Rückanalyse beurteilt werden. Es wurde sofort festgestellt, dass die effektive Ausbreitung der Deflektionsmulde in Längsrichtung, weit über die bisher mit dem Benkelmanversuchungsverfahren angenommene Grenze geht.

Die Form und die Breite der Deflektionsmulde hängen nicht nur von der Dicke und Steifigkeit der Schichtmaterialien, sondern auch von Rissen in den steiferen Schichten ab. Die gemessenen statischen und dynamischen (mit dem Verkehrsimulator MLS10) Deflektionsmulden stimmen erstaunlicherweise sehr gut überein, was aber auf die geringe Lastanbringungsgeschwindigkeit, tiefen Temperaturen und den Abstand der Messpunkte zum Belastungsstandort zurückzuführen ist.

Zeitabhängige zunehmende oder langsam rückfedernde Deflektionen wurden nur in einem einzigen Fall gemessen. Es sollten daher zusätzliche Messungen durchgeführt werden, um eine Rückanalyse der viskosen Eigenschaften der Asphaltmischungen zu ermöglichen. Eine andere wichtige Erkenntnis aus den Messungen ist der markante Einfluss von steifen Randbedingungen, wie Trottoirs, auf die Bildung und Form der Deflektionsmulde. Mindestens bei der statischen Belastung, welche in unserem Fall aufgebracht wurde trifft dies zu. Der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit ist nicht untersucht worden.

Laborversuche wurden auf den im Feld getesteten Materialien durchgeführt, um das mechanische Verhalten der eingebauten Materialien zu untersuchen, bzw. das richtige Stoffgesetz für die Rückanalyse zu wählen.

Es wurden einaxiale Druckversuche auf zylindrischen Proben durchgeführt, die aus Bohrkernen hergestellt wurden. Die getesteten Materialien kamen aus den Teststrecken in Bellinzona und Hinwil.

Besondere Aufmerksamkeit wurde der Charakterisierung im Kleindehnungsbereich des mechanischen Verhaltens der Materialien geschenkt, so wie sie auch während der Feldversuche vorkommt.

Dehnmessstreifen wurden in Längs- und Querrichtung auf die Proben geklebt, damit die lokalen Verformungen aufgenommen werden konnten.

Die Messungen aus den Messstreifen wurden mittels eines Vergleiches mit denen aus LVDT, die auch lokal montiert wurden, validiert.

Ein bedeutender Fortschritt zu konventionellen Messmethoden war die damit sehr genaue Messung der horizontalen Dehnungen.

Dank diesen genauen Messungen konnte man feststellen dass die getesteten Materialien unterschiedliche Kompressions- und Scherverhalten haben.

Ein zeitabhängiges Verhalten (Kriechen) konnte beim Asphalt auch bei tiefen (6°C) Temperaturen bewiesen werden. Plastische Dehnungen sind bei allen getesteten Materialien relativ klein, und treten beim Asphalt nur bei maximalen Werten grösser als 200 microstrains auf.

Ein konsistentes thermodynamisches Framework wurde zur Ableitung einer Familie von nichtlinearelastischen hyperviskoelastischen Stoffgesetzen entwickelt. Während der Entwicklung dieser Theorie wurde festgestellt, dass einige bestehende hyperviskoelastische Stoffgesetze die Gesetze der Thermodynamik verletzen. Es wurde dann ein spezifisches hyperviskoelastische Stoffgesetz für Asphalt entwickelt, und gegenüber Laborversuchen validiert. Ein hyperelastischähnliches Stoffgesetz wurde für Proben aus stabilisiertem Kiessand angewendet, und lieferte eine sehr gute Übereinstimmung zwischen berechneten und modellierten Resultaten. Die Reibungseffekte auf die Grösse der gemessenen Dehnungen zwischen Belastungsstempel und Probe wurden mittels einer FE Analyse untersucht.

Die Rückanalyse der Feldversuche an der EPFL zeigte, dass linear elastische Stoffgesetze eine optimale Übereinstimmung erlauben. Das ist aber den besonderen Randbedingungen dieser Teststrecke zu verdanken. Die rückgerechneten Parameterwerte hatten eine sehr gute Genauigkeit (den Laborresultaten gegenüber) und Präzision. Die Versuchsergebnisse aus dem Feldversuch in Hinwil stellten verschiedenen Schwierigkeiten für die FE Analyse dar. Insbesondere mussten Annahmen über den Schadensmechanismus getroffen werden, damit die Form der Einflussmulde nachgebildet werden konnte. Es wurden Parameterwerte rückgerechnet, die deutlich höher als die aus den Laborversuchen sind: Es wurde infolgedessen rückgeschlossen, dass die Bildung oder die schon vorhandenen Rissen im stabilisierten Material einen grossen Einfluss auf die Gesamtsteifigkeit der Schichten haben. Diese kann nicht mittels Laborversuchen auf intakten Probekörpern gemessen werden.

Die Rückanalyse der Messergebnisse aus dem Feldversuch im Bellinzona zeigte die Notwendigkeit der Anwendung von nichtlinearelastischen Stoffgesetzen für die eingebauten Materialien, da die für die linear elastischen Stoffgesetze erworbenen Parameterwerte unrealistisch sind. Die Genauigkeitsanalyse zeigte, dass die rückgerechneten Parameter ähnlich wie die Langzeitwerte aus den Laborversuchen sind. Eine andere wichtige Erkenntnis kam aus dem Vergleich zwischen den Parameterwerten aus den beiden Fahrbahnen, die deren unterschiedlichen Gebrauchszustände erklären konnten.

7.2 Schlussfolgerungen

- Das neue ETH Delta Testgerät kann für die Messung von dreidimensionalen Deflektionsmulden unter einem Lastwagen erfolgreich eingesetzt werden.

- Eine Rückanalyse für die Gewinnung zahlreicher Parameterwerte kann, aufgrund der mit dem ETH Delta gemessenen Deflektionsmulde, erfolgreich durchgeführt werden.
- Die erworbenen Parameterwerte nähern sich den Langzeitwerten aus den Laborversuchen (einaxiale Druckversuche).

Literatur

AASHTO interim Guide for the Design of Rigid and Flexible Pavements (1961). American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

AASHTO guide for design of pavement structures (1993). American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

AASHTO Pavement Design Guide (2002). American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

ABAQUS User's Manual - Standard version 6.6. Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc.; 2006.

Abramson M. A. and Audet C. (2005). Second-order convergence of mesh adaptive direct search.. Technical Report TR05-09, Department of Computational and Applied Mathematics, Rice University, Houston Texas.

ASTM D2166 - 06. Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil.

ASTM D4694 2003

Audet C. and Dennis JE Jr. (2004). A pattern search filter approach for nonlinear programming without derivatives. SIAM J. Optim. 14, 4, 980-1010.

Audet C. and Dennis JE Jr. (2006). Mesh adaptive direct search algorithms for constrained optimization. SIAM J. Optim., 17, 1, 188-217.

Audet C. and Orban D. (2006). Finding optimal algorithmic parameters using the mesh adaptive direct search algorithm. SIAM J. Optim., 17, 3, 642-664.

Bardet, J.P. (1992). A viscoelastic model for the dynamic behavior of saturated poroelastic soils. Transactions of the Asme 59, No. 1, 128-135.

Beligni, M., Horat., M., Caprez., M. (1995). Heiss- und Kaltmischfundationsschichten aus recyceltem Ausbauasphalt (Rundlaufversuch Nr. 5). Schlussbericht zu Forschungsauftrag 14/91, Bundesamt für Strassenbau, Nr. 351, Bern.

Biot, M. (1962). Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media. J. of Applied Physics 33, No. 4, 1482-1498.

Bisar PC User Manual, Shell International Petroleum Company Limited, Shell Centre London, 1987.

Bueche, N., Vanelstraete, A. (2006). Development, assessment, and application of innovations for interurban infrastructures. Technical report, NR2C, work package 2.

Bueche, N., Vanelstraete, A. (2006). Development, assessment, and application of innovations for interurban infrastructures. Technical report, NR2C, work package 2.

Bueche, N., Vanelstraete, A. (2006). Development, assessment, and application of innovations for interurban infrastructures. Technical report, NR2C, work package 2.

Burmister, D.M, (1945). The general theory of stresses and displacements in layered systems. J. Appl. Phys., 16, pp. 89-94.

Chang, D-W; Kang, Y V; Roesset, J M; Stokoe II, K H. (1991). Effect of depth of bedrock on deflection basins obtained with dynaflect and FWD tests. Transportation Research Record, 1355, pp. 8-17.

Chatti, K. and Kim T. (2000). Effect of frequency-dependent asphalt concrete layer moduli on pavement response. Nondestructive testing of Pavements and Backcalculation of Moduli (Third Volume), ASTM STP 1375, pp. 365-382.

Cuccovillo, T., and Coop, M. R. (1997). The measurement of local axial strains in triaxial tests using LVDTs. Geotechnique, 47, 1, 167-171.

De Vos, E.R., Hugo, F., Strauss, P., Prozzi, J.A., Fults, K.W. and Tayob, H. (2007). .Comparative scaled MMLS3 tests vs. full-Scale MLS10 tests in Mozambique. CD ROM Proceedings of the 86th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, DC.

Di Benedetto, H. and Tatsuoka, F. (1997). Small strain behaviour of geomaterials: modelling of strain rate effects. Soils and Foundations 37, No. 2, 127-138.

Di Benedetto, H., Tatsuoka, F., and Masanori, I. (2002). Time-dependent shear deformation characteristics of sand and their constitutive modelling. Soils and Foundations 42, No. 2, 1-22.

Drapaca, C.S., Sivaloganathan, S., Tenti G. (2006b). Non linear constitutive laws in viscoelasticity. *Mathematics and Mechanics of Solids* 12, No. 5, 475-501.

Drapaca, C.S., Tenti G., Rohlf, K., Sivaloganathan, S. (2006a). A quasi-linear constitutive equation for the brain: application to hydrocephalus. *J. Elasticity* 85, No. 1, 65-83.

EN 12697-26 Test methods for hot mix asphalt - Part26: Stiffness.

Fan, J. and Yuan, Y. (2005). On the quadratic convergence of the Levenberg Marquardt method without nonsingularity assumption. *Computing*, 74, 23-39.

Franklin, J. A. and Hoek, E. (1970). Developments in triaxial testing technique. *Rock Mechanics*, 2, 223-228.

Fung, Y. C. (1993). *Biomechanics, mechanical properties of living tissues*. Springer, New York, second edition, 568p.

Hadley, W. O., (1994). SHRP_LTPP Data Analysis Studies: Five-Year Report. SHRP-P-688 technical report, Washington D.C.

Hiel, C. (1984). The nonlinear viscoelastic response of resin matrix composite laminates. Ph.D. Thesis, Free University of Brussels (VUB).

Horat, M., Scazziga, I., Caprez, M. (1994). Untersuchung des Verhaltens von Recycling- und teilweise gebrochenen Materialien für die Foundationsschicht. (Rundlaufversuch Nr. 4) Schlussbericht zu Forschungsauftrag 7/85, Bundesamt für Strassenbau, Nr. 311, Bern.

Houlsby, G.T. and Puzrin, A.M. (2002). Rate-dependent plasticity models derived from potential functions. *J.Rheol.* 46, No. 1, 113-126.

Houlsby, G.T. and Puzrin, A.M. (2006). Principles of Hyperplasticity. Springer-Verlag, London, 351p.

Hutter, K. (1977). The foundations of thermodynamics, its basic postulates and implications. A review of modern thermodynamics. Acta Mechanica 27, No. 1-4, 1-54.

Jacot, A. and Scazziga, I. (1985). Langzeitverhalten und Dimensionierung von Zementstabilisierungen (Rundlaufversuch Nr. 2). Schlussbericht zu Forschungsauftrag 8/83, Forschungsberichte des Eidg. Departementes des Innern, Nr.113, Bern.

Jardine, R. J., Symes, M. J., Burland, J. B. (1984). The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus. Geotechnique, 34, 3, 323 – 340

Jovicic, V. and Coop, M. R. (1997). Stiffness of coarse grained soils at small strains. Geotechnique, 47, 3, 545-561.

Kohandel, M., Sivaloganathan, S., Tenti, G., Drake, J.M. (2006). The constitutive properties of the brain parenchyma Part 1. Strain energy approach. Medical Engineering & Physics 28, No. 5, 449-454.

Kwon, Y. and Leonov, A.I. (1993). On Hadamard-type stability of single-integral constitutive equations for viscoelastic liquids. Journal Non-Newtonian Fluid Mechanics 47, 77-91.

Kwon, Y. and Soo Cho, K. (2001). Time-strain nonseparability in viscoelastic constitutive equations. J.Rheol. 45, No. 6, 1441-1452.

Lagarias, J. C., Reeds J. A., Wright M. H., and. Wright P. E. (1998). Convergence properties of the Nelder-Mead simplex method in low dimensions, SIAM Journal on Optimization. 9, 112-147.

Levenberg, K. (1944). A method for the solution of certain problems in least squares. Quarterly Journal on Applied Mathematics, 2, 164-168.

Mamlouk, S. M., Witczak, M. W. (2002). Effect of anisotropy on compressive and tensile properties of asphalt mixtures. Journal of Testing and Evaluation, JTEVA, 30, 5, 2002.

Marquardt, D. (1963). An Algorithm for Least-Squares Estimation of Nonlinear Parameters. SIAM Journal on Applied Mathematics, 11, 431-441.

MATLAB v. 7.3 (2007) © 1994-2008 The MathWorks, Inc.

Meier, RW., Rix GJ. (1994). Backcalculation of flexible pavement moduli using artificial neural networks. Transportation research record 1448, TRB. Washington, DC: National Research Council; 1994, 75-82.

Miller, K., Chinzei, K. (1997). Constitutive modelling of brain tissue: experiment and theory. Journal of Biomechanics 30, No. 11, 1115-1121.

Miller, K., Chinzei, K. (2002). Mechanical properties of brain tissue in tension. Journal of Biomechanics 35, No. 4, 483-490.

Moré, J.J. (1978). The Levenberg-Marquardt algorithm: implementation and theory. Lecture Notes in Mathematics 630: Numerical analysis (Watson, G.A. ed.), 105-116. Springer, Berlin.

Nazarian, S. and Desai, M. (1993). Automated Surface Wave Testing: Field Testing. Journal of Geotechnical Engineering, 119, pp. 1094-1112.

Nazarian, S., Baker, M.R., Krain, K. (1993). Development and testing of a seismic pavement analyzer. Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington D.C. 1993, SHRP-H-375 technical report.

Nocedal, J. and Wright, S.J. (2006). Numerical Optimization. Springer, New York, 664 p.

Oekzul, O., Horat., M., Caprez, M., Yang., F.L., Reuter, H. (1999). Zementstabilisierte Foundationsschichten aus Asphaltgranulat und Kiessand unter dünnen bituminösen Deckschichten (Rundlaufversuch Nr. 6). Schlussbericht zu Forschungsauftrag 08/95, Bundesamt für Strassenbau, Nr. 451, Bern.

Oza, A.L., Vanderby, R., Lakes, R.S. (2006). Creep and relaxation in ligament: theory, methods and experiment. Mechanics of Biological Tissue, Springer Berlin Heidelberg, 379-397.

Ozan, C., (2008). Mechanical modeling of brain and breast tissue. PHD thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta.

Perret, J., (2003). Déformations des couches bitumineuses au passage d'une charge de traffic. EPFL, Lausanne.

Puzrin, A.M. and Burland, J.B. (1998). Non-linear model of small-strain behaviour of soils. Geotechnique 48, No. 2, 217-233.

Puzrin, A.M. and Houlsby, G.T. (2003). Rate dependent hyperplasticity with internal functions. Proc. ASCE, J.Eng.Mech.Div. 129, No. 3, 252-263.

Rabaiotti, C. and Caprez, M. (2007). Unterhalt 2000, Forschungspaket 4: Dauerhafte Beläge (Rundlaufversuch Nr. 7). Schlussbericht zum Forschungsauftrag 2000/422, Bundesamt für Strassenbau, Nr. 1182, Bern.

Rabaiotti, C., Partl, M. N., Caprez, M. and Puzrin, A.M. (2008). APT device evaluation for road research in Switzerland: test campaign on a Swiss Highway with the MLS10. CD ROM Proceedings of the APT 2008 conference, Madrid.

Reddy M. A., Reddy K.S., and Paddey B.B. (2004). Selection of genetic algorithm parameters for backcalculation of pavement moduli. The international journal of pavement engineering, 5, 2, 81-90.

Romanoschi, S.A. and Metcalf, J.B. (2002). Errors in pavement layer moduli backcalculation due to improper modeling of the layer interface condition. Paper No. 03–3559 presented at the 82nd Transportation Research Board Annual Meeting, Washington, DC.

Rossner, H.P. and Scazziga, I., (1982). Verhalten des Strassenoberbaus unter wiederholter Belastung (Rundlaufversuch Nr. 1). Schlussbericht zu Forschungsauftrag 13/77 und 34/80, Forschungsberichte des Eidg. Departementes des Innern, Nr. 50; Bern.

Scazziga, I., (1994). Vergleich von Oberbauvarianten für Kantons- und Gemeindestrassen (Rundlaufversuch Nr. 3). Schlussbericht zu Forschungsauftrag 35/80 und 17/85, Bundesamt für Strassenbau, Nr. 316, Bern.

Schapery, R.A. (1969). On the characterization of nonlinear viscoelastic materials. J. Polym. Eng. Sci. 9, No. 4, 295-310.

Schapery, R.A. (2000). Nonlinear viscoelastic solids. International journal of solids and structures 37, No. 1, 359-366(8).

SN 670 317b

SN 670 330b

SN 671 969c

The SUPERPAVE Mix Design System Manual of Specifications, Test Methods, and Practices (1994). Report No. SHRP-A-379, National Research Council (Strategic Highway Research Program), Washington, D.C.

Torczon, V. (1997). On the Convergence of Pattern Search Algorithms. SIAM Journal on Optimization, 7, 1, 1-25.

Uzan, J. (2003). Characterization of asphalt concrete materials for pavement deformation. International Journal of Pavement Engineering 4, No. 2, 77-86.

Uzan, J. (1994a). Advanced backcalculation techniques. Nondestructive testing of Pavements and Backcalculation of Moduli (Second Volume), ASTM, STP 1198, pp. 3-37.

Uzan, J. (1994b). Dynamic linear back calculation of pavement material parameters. Journal of Transportation Engineering, 120, 1. pp. 109-126.

Uzan, J. (2004). Linear and nonlinear backcalculation for site 1 in Hanover, new Hampshire. Transportation Research Record, 1869, pp. 88-96.

Van Bang, D.P., Di Benedetto H., Duttine, A., Ezaoui, A. (2007). Viscous behaviour of dry sand. Int. J. for Numer. and Anal. Meth. in Geomech. 31, No. 15, 1631-1658.

VESYS, Users Manual, (1978) Federal Highway Administration, 133 p.

Vgenopoulou, I. and Beskos, D.E. (1992). Dynamic behavior of saturated poroviscoelastic media. Acta Mechanica 95, No. 1-4, 185-195.

Ziegler, H. (1977,1983). An introduction to thermomechanics. North Holland, Amsterdam (2nd ed. 1983).

FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK ARAMIS SBT**Formular Nr. 3: Projektabschluss**

erstellt / geändert am: 25. Januar 2010

Grunddaten

Projekt-Nr.: VSS 2005 – 501

Projekttitel: Inverse Analysis in Road Geotechnics

Enddatum: 29. Januar 2010

Projektleiter

Name: Puzrin, Alexander , Prof.

Vorname: Alexander

Amt, Firma, Institut: ETH Zürich, Institut für Geotechnik

Strasse, Nr.: Wolfgang-Pauli-Strasse 15

PLZ: CH-8093

Email: alexander.puzrin@igt.baug.ethz.ch

Ort: Zürich

Telefon: +41 44 633 21 80

Kanton, Land: Zürich, Schweiz

Fax: +41 44 633 14 29

Texte:Zusammenfassung
der Projektergebnisse:

1.) Erstellen einer neuen einfachen Deflektionsmess-Methode. Diese soll einerseits die komplexen, dynamischen, mechanischen Antworten der Oberbaustruktur unter dynamischen Belastungen und andererseits die Messung der viskosen und plastischen Deformationen unter einer Standard-Achslast ermöglichen. Zusätzlich soll die hier entwickelte Methode auf direkten Einsenkungsmessungen basieren und so indirekte Methoden umgehen können. Der ETH Delta ist ein neues von den Autoren entwickeltes Messgerät, das das Ziel des Forschungsprojektes anstrebt: Es handelt sich im Wesentlichen um eine Weiterentwicklung des Benkelmanbalkens mit zwölf Messpunkten welche senkrecht zum Belastungspunkt angeordnet sind, anstelle von nur einem Messpunkt zwischen den Zwillingenrädern wie beim Benkelmanbalken. Die Messmethode ist ähnlich wie mit dem Benkelmanbalken. Dank der zwölf Messpunkte kann die 3-dimensionale Form der rückfedernden Einsenkung gemessen

		werden. Die viskose und plastische Verformung wird bei den zwölf Messpunkten auch gemessen. 2.) Erarbeiten einer Methode zur Rückrechnung der mechanischen Eigenschaften der im Oberbau eingebauten Materialien. Die Grundlagen für die Rückrechnung sind die mit dem ETH-Delta gemessenen Einsenkungsmulden. Die Methode basiert auf der Finite Elemente Methode (Forward Modeling) gekoppelt mit einem Optimierungsalgorithmus. Die mit der Finite Elemente Methode generierten Einsenkungswerte werden mit denen mit dem ETH-Delta gemessenen verglichen und die Modelleingabewerte der Materialparameter von dem Algorithmus optimiert, bis die Standard Abweichung zwischen den verglichenen Grössen minimiert wird.
Zielerreichung:		Das Ziel wurde erreicht.
Folgerungen Empfehlungen:	und	Die Forschungsarbeit enthält Empfehlungen im Hinblick auf die Einführung einer neuen Dimensionierungsmethode, welche auf mechanistischen, analytischen Grundlagen basiert, und neue Materialeigenschaften berücksichtigen kann. Die gewonnenen Erkenntnisse bieten auch das Potenzial, Aussagen über die Tragfähigkeit bestehender Aufbauten zu machen, beispielsweise auch im Hinblick auf Verstärkungs- oder Erhaltungsmaßnahmen.
Publikationen:		Rabaiotti Carlo, Caprez Markus, Puzrin Alexander: APT device evaluation for road research in Switzerland: test campaign on a Swiss Highway with the MLS10; APT 2008 3rd international Conference, Madrid, Spain.; Rabaiotti Carlo, Caprez Markus, Puzrin Alexander: Inverse analysis in Road Geotechnics: ETH Delta; 19th European Young Geotechnical Engineers' Conference, Győr, Hungary, Jan. 2008

Beurteilung der Begleitkommission:

Diese Beurteilung der Begleitkommission ersetzt die bisherige separate fachliche Auswertung.

Beurteilung:	Die Begleitkommission schätzt den Wert der erarbeiteten Resultate als hoch ein. Die gewonnenen Erkenntnisse und das entwickelte Messgerät zur Messung von Deflektionen (ETD-Delta) ist von grossem Nutzen für zukünftige Dimensionierungsmethoden und für die Analyse des aktuellen Tragfähigkeitszustandes von Oberbaustrukturen.
Umsetzung:	Die Umsetzung der gewonnenen Resultate in die Praxis geschieht anhand von Publikationen und Vorträgen. Im Rahmen der Evaluation des APT (MLS10) der EMPA/IGT-ETH wurde die Methodik erfolgreich angewandt.

weitergehender
Forschungsbedarf:

Es besteht kein unmittelbarer Forschungsbedarf. Mittelfristig ist der Aufbau einer Dimensionierungsmethode auf den gewonnenen Erkenntnissen anzustreben. Dazu müsste noch Forschungsbedarf angemeldet werden.

Einfluss auf
Normenwerk:

Noch keinen unmittelbaren, mittelbar wird die Arbeit auf die Normierungstätigkeit wirksam werden. Bei der Revision der Norm über Deflektionen wird darüber beraten.

Präsident Begleitkommission:

Name:

Horat, Präsident EK 5.03

Vorname:

Martin

Amt, Firma, Institut:

Stadt Zürich Tiefbauamt

Strasse, Nr.:

Amtshaus V, Postfach

PLZ:

CH-8023

Email:

martin.horat@zuerich.ch

Ort:

Zürich

Telefon:

+41 44 412 22 70

Kanton, Land:

Zürich, Schweiz

Fax:

+41 44 212 07 37

Unterschrift Präsident Begleitkommission:

Martin Horat, dipl.Ing.ETH