

Setzungsarme Bauweisen im Hinterfüllbereich von Brückenwiderlagern

Von der Fakultät für Geowissenschaften, Geotechnik und Bergbau der
Technischen Universität Bergakademie Freiberg
genehmigte

DISSERTATION

zur Erlangung des akademischen Grades
Doktor-Ingenieur
(Dr.-Ing.)

vorgelegt

von Dipl.-Ing. Dipl.-Geol. Sebastian Szczyrba

geboren am 01.09.1974 in Leipzig

Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Wolfram Kudla, Freiberg
Prof. Dr.-Ing. Lutz Wichter, Cottbus

Tag der Verleihung: 28.06.2013

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Bergbau und Spezialtiefbau der TU Bergakademie Freiberg im Rahmen der Forschungsvorhaben FE 05.143 „Möglichkeiten der Setzungsreduzierung im Hinterfüllbereich von Widerlagern“ und FE 05.163 „Erddruck- und Verformungsmessungen an Widerlagerhinterfüllungen“, die beide durch das Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung BMVBS, vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen BAST, gefördert wurden. In diesem Zusammenhang danke ich dem Autobahnamt Sachsen und der Hessischen Straßen- und Verkehrsverwaltung dafür, dass die verschiedenen Hinterfüllungsvarianten an zwei Autobahnbrücken ausgeführt und über mehrere Jahre beobachtet werden konnten. Den Mitarbeitern der Autobahnmeistereien sei für die Sicherung während der Messkampagnen gedankt.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Wolfram Kudla, auf dessen Anregung hin diese Arbeit entstand, für die vielen angeregten Diskussionen und wertvollen Hinweise während der Bearbeitung des Themas.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Lutz Wichter danke ich für die Übernahme des Koreferates und die wichtigen Hinweise während der Ausführung der Messungen und der Anfertigung der Arbeit.

Für die sorgsame Ausführung der Messungen danke ich insbesondere Herrn Dipl.-Ing. Martin Hofmann und den anderen Mitarbeitern des Instituts, die mich bei der Projektbearbeitung umfangreich unterstützt haben. Herrn Dr.-Ing. Thomas Martienßen und seinen Mitarbeitern gilt mein Dank für die Durchführung und Auswertung der Vermessungsleistungen an den Bauwerken.

Weiterhin möchte ich mich bei den Mitgliedern der Betreuungsgruppe des Forschungsvorhabens und bei den Mitgliedern des Arbeitsausschusses Grundbau der FGSV für die fachlichen Anregungen und Diskussionen bedanken.

Meiner Familie danke ich für die Unterstützung und Geduld.

Inhaltsverzeichnis

1	EINLEITUNG	1
1.1	Problemstellung.....	1
1.2	Zielstellung.....	3
1.3	Vorgehensweise	3
2	STAND DER WISSENSCHAFT UND TECHNIK	4
2.1	Nationales Regelwerk	4
2.1.1	Straßenbau.....	4
2.1.2	Bahnbau	5
2.2	Internationales Regelwerk	6
2.3	Literaturauswertung und Erfahrungssammlung	8
2.3.1	Erfahrungen aus dem Bereich Straßenbau.....	8
2.3.2	Leichtbauweisen bei setzungsempfindlichem Untergrund und Tiefgründung	9
2.3.3	Sonderkonstruktionen für Widerlager.....	10
2.3.4	Untersuchungen im Bereich Bahnbau	12
2.4	Integrale Brücken	18
2.4.1	Allgemeines.....	18
2.4.2	Bemessungsverfahren und Entwurf	21
2.4.3	Ausführung der Hinterfüllungen und des Übergangs zwischen Brücke und Fahrbahn	25
2.4.4	Modellversuche ENGLAND (2000)	29
2.4.5	Feldmessungen an semi-integraler Brücke durch HOPPE (1996)	30
2.4.6	Feldmessungen an semi-integraler Brücke mit elastischer Zwischenschicht (HOPPE (2005))	31
2.4.7	Feldmessungen an schiefwinkliger semi-integraler Brücke HOPPE (2008).....	33
2.5	Ansätze für die Erddruckmobilisierung	34
2.5.1	Ansatz nach VOGT (1984).....	34
2.5.2	Ansatz nach BESLER (1998)	35
2.5.3	Ansatz nach BARTL (2004)	35
2.6	Vergleich verschiedener Ansätze	36
3	FORSCHUNGSBAUWERK BW 37	39
3.1	Überblick	39
3.2	Bauwerksbeschreibung und Lage	40
3.3	Untergrund	40
3.4	Bauablauf	41
3.5	Hinterfüllungen	42
3.5.1	Einbaumaterialien.....	42
3.5.2	Einbau und Prüfungen.....	45
3.6	Oberbau	47

4	MESSTECHNIK AM BW 37	48
4.1	Neigungsmessrohre	50
4.2	Streckenmessrohre und Streckenmesssonde	50
4.3	Vertikalmessstellen	50
5	FEHLERBETRACHTUNG STRECKENMESSSONDE	52
5.1	Zufällige Messabweichung	52
5.2	Systematische Messabweichungen	55
6	MESSERGEBNISSE AM BW 37	57
6.1	Durchgeführte Messungen	57
6.2	Ergebnisse der FWD-Messungen.....	58
6.3	Verkehrsbelastung am BW 37	59
6.4	Setzungen Brückenbauwerk.....	60
6.5	Setzungen Fahrbahnoberfläche	61
6.5.1	Setzungen Fahrbahnoberfläche RiFa Chemnitz	61
6.5.2	Setzungen Fahrbahnoberfläche RiFa Hof.....	63
6.6	Ergebnisse Horizontalmessstellen	65
6.6.1	Widerlager Chemnitz, Bereich 1 und 2.....	65
6.6.2	Widerlager Hof, Bereich 3 und 4	67
6.7	Ergebnisse der Vertikalmessstellen	69
7	BEWERTUNG DER VERFORMUNGSMESSUNGEN AM BAUWERK 37	71
7.1	Setzungen zwischen den Längsmessrohren innerhalb der Hinterfüllung	71
7.2	Setzungen der Fahrbahnoberfläche über den Hinterfüllungen	72
7.3	Schlussfolgerungen aus den Verformungsmessungen am Bauwerk 37	74
8	FORSCHUNGSBAUWERK BW 15	75
8.1	Überblick.....	75
8.2	Bauwerksbeschreibung und Lage	76
8.3	Untergrund	76
8.4	Bauablauf.....	77
8.5	Hinterfüllungen	78
8.5.1	Einbaumaterialien	78
8.5.2	Einbau und Prüfungen.....	81
8.6	Oberbau	87

9	MESSTECHNIK AM BW 15	88
9.1	Horizontalmessstellen	88
9.2	Erddruckgeber	89
9.3	Temperaturgeber	91
9.4	Extensometer	91
9.5	Messeinrichtungen für Lage- und Höhenmessungen	92
10	MESSERGEBNISSE AM BW 15	93
10.1	Durchgeführte Messungen am BW 15	93
10.2	Verkehrsbelastung am BW 15	94
10.3	Setzungen Brückenbauwerk	95
10.4	Setzungen der Fahrbahnoberfläche	96
10.4.1	Setzungen der Fahrbahnoberfläche RiFa Wiesbaden	96
10.4.2	Setzungen der Fahrbahnoberfläche RiFa Frankfurt	97
10.5	Ergebnisse Horizontalmessstellen	99
10.5.1	Setzungen im Hinterfüllbereich 1	99
10.5.2	Setzungen im Hinterfüllbereich 2	100
10.5.3	Setzungen im Hinterfüllbereich 3 und 4	100
10.5.4	Horizontalverformungen	102
10.6	Messergebnisse Lagemessung	104
10.7	Messergebnisse der elektrischen Sensoren	106
10.7.1	Ergebnisse Temperaturmessung	106
10.7.2	Ergebnisse Extensometermessung	108
10.7.3	Ergebnisse Erddruckmessung	111
11	AUSWERTUNG DER MESSUNGEN AM BW 15	116
11.1	Auswertung Setzungsmessungen	116
11.1.1	Setzungen zwischen den Längsmessrohren innerhalb der Hinterfüllung	116
11.1.2	Setzungen der Fahrbahnoberfläche über den Hinterfüllungen	117
11.1.3	Schlussfolgerungen aus den Setzungsmessungen am Bauwerk 15	118
11.2	Auswertung Temperaturmessungen	119
11.3	Auswertung Extensometer- und Lagemessungen	120
11.3.1	Ermittlung Temperaturkoeffizient	121
11.3.2	Ermittlung Schwinddehnungen	121
11.3.3	Ermittlung Starrkörperverschiebung des Bauwerkes	122
11.3.4	Vergleich zwischen Lagemessung und Extensometermessungen	123
11.3.5	Temperaturabhängigkeit der Extensometermesswerte	126
11.4	Auswertung Erddruckmessungen	127
11.4.1	Hinterfüllung HF 1 mit Sand/Kies-Gemisch	127
11.4.2	Hinterfüllung HF 3 mit qualifizierter Bodenverbesserung und vertikaler EPS-Schicht	137

12	NUMERISCHE BERECHNUNGEN	141
12.1	Verwendete Stoffgesetze und Modellerstellung	141
12.2	Berechnungsschritte	144
12.3	Berechnungsergebnisse 2D-Modelle	146
12.3.1	BW15, Setzungen Fahrbahn	146
12.3.2	BW37, Setzungen Fahrbahn	150
12.4	Berechnungsergebnisse 3D-Modell BW 37, HF 1	153
12.5	Berechnungsergebnisse 3D-Modell BW 15, HF 1	154
12.6	FE-Berechnungen zum Erddruckverlauf am BW 15	156
13	KOSTENVERGLEICH	159
14	ABWEICHUNGEN ZWISCHEN SOLL- UND IST-HÖHE	160
15	FAHRBAHNEBENHEIT IM LÄNGSPROFIL	164
15.1	Ebenheitserfassung und -bewertung nach ZTV ZEB-StB	164
15.1.1	Messverfahren	164
15.1.2	Auswertungen	165
15.1.3	Grenzwerte	167
15.2	Auswertung Fahrbahnnivellement	167
15.2.1	Vergleich der Unebenheiten in den verschiedenen Teilbereichen	169
15.2.2	Vergleich der Unebenheiten vor und nach Verkehrsbelastung	170
15.3	Auswertung Messfahrten	171
15.4	Vergleich der Fahrbahnebenheit im gesamten Autobahnabschnitt	173
15.4.1	A72 zwischen Hof und Chemnitz	173
15.4.2	A66 zwischen Frankfurt und Wiesbaden	177
15.4.3	Gesamtbewertung Ebenheit	181
16	ZUSAMMENFASSUNG	182
16.1	Untersuchte Hinterfüllungsvarianten	182
16.2	Messprogramm	183
16.3	Setzungen infolge der Verkehrsbelastung	183
16.4	Längsebenheit vor und nach Verkehrsbelastung	186
16.5	Temperaturverformungen beim Bauwerk 15	187
16.6	Erddruck beim Bauwerk 15	187
17	SCHLUSSFOLGERUNGEN	188
	LITERATURVERZEICHNIS	190
	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	200

TABELLENVERZEICHNIS	207
ABKÜRZUNGS- UND SYMBOLVERZEICHNIS	209
ANLAGENVERZEICHNIS.....	211

Anlagenverzeichnis

<u>Anlage 1:</u>	BW 37, Zeichnungen
Seite 1:	BW 37, Lageplan
Seite 2:	BW 37, Hinterfüllbereiche, Schnitte
Seite 3:	BW 37, Hinterfüllbereiche, Messprogramm
<u>Anlage 2:</u>	BW 37, Fotodokumentation
Seite 1 bis 8	
<u>Anlage 3:</u>	BW 37, Ergebnisse Horizontalmessstellen
Seite 1 bis 20:	
<u>Anlage 4:</u>	BW 37, Ergebnisse Vertikalmessstellen
Seite 1 bis 4:	
<u>Anlage 5:</u>	BW 37, Ergebnisse Nivellement Fahrbahnoberfläche
Seite 1 bis 4:	
<u>Anlage 6:</u>	BW 15, Zeichnungen
Seite 1:	BW 15, Lageplan
Seite 2:	BW 15, Hinterfüllbereiche, Schnitte
Seite 3:	BW 15, Messprogramm, Schnitte Widerlager
<u>Anlage 7:</u>	BW 15, Fotodokumentation
Seite 1 bis 10	
<u>Anlage 8:</u>	BW 15, Ergebnisse Horizontalmessstellen
Seite 1 bis 16:	
<u>Anlage 9:</u>	BW 15, Ergebnisse Nivellement Fahrbahnoberfläche
Seite 1 bis 4:	
<u>Anlage 10:</u>	BW 15, Messergebnisse der elektrischen Sensoren
Seite 1 bis 8:	
<u>Anlage 11:</u>	BW 15, Ergebnisse Lagemessung
Seite 1 bis 6:	
<u>Anlage 12:</u>	Ergebnisse der FE-Berechnungen
Seite 1 bis 39:	

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Bei ausreichend tragfähigem Untergrund werden in Deutschland die meisten Brückenwiderlager mit Flachgründungen ausgeführt. Die Baugruben, die für die Herstellung der Widerlager benötigt werden, müssen anschließend wieder lagenweise verfüllt werden. Entsprechend dem derzeit gültigen Regelwerk im Straßenbau (ZTV E-StB 09) sollen für den Hinterfüllbereich grobkörnige Böden oder gemischtkörnige Böden mit einem Feinkornanteil kleiner 15 % oder geeignete Recyclingbaustoffe verwendet werden, die auf mindestens 100 % der einfachen Proctordichte zu verdichten sind.

Der aufmerksame Autofahrer erkennt jedoch häufige Ausbesserungsarbeiten im Übergangsbereich zwischen Brücke und angrenzender Strecke. Noch stärker spürbar sind die Störstellen am Fahrbahnübergang. Bei einer Vielzahl von Brückenbauwerken treten somit über den Hinterfüllungen Unebenheiten im Längsprofil auf, die größer sind als in den angrenzenden Streckenbereichen. Die erhöhten Unebenheiten im Übergangsbereich zwischen Brücke und Hinterfüllungen beeinträchtigen den Fahrkomfort und führen zu einer erhöhten Beanspruchung der Fahrbahn, der Fahrbahnübergänge, des Fahrzeuges und des Ladegutes sowie der Fahrzeuginsassen. Eine schematische Darstellung der erhöhten Fahrbahnunebenheiten über dem Hinterfüllbereich enthält Bild 1-1.

Die Unebenheiten können durch eine oder eine Kombination der folgenden Ursachen entstanden sein:

1. Abweichungen von der Sollhöhe der Deckschicht beim Einbau des Asphaltoberbaus,
2. Verformungen innerhalb des Oberbaus unter der Verkehrsbelastung,
3. Setzungen innerhalb der Hinterfüllung unter Verkehrsbelastung,
4. ungleichmäßige Setzungen des Untergrundes zwischen Brücke und Hinterfüllung.

Die erhöhten Fahrbahnunebenheiten über den Hinterfüllungen werden meist erst nach einer mehr oder weniger langen Verkehrsbelastung festgestellt, wobei dann eine eindeutige Identifizierung einer Hauptursache ausgesprochen schwierig ist, da Messungen der Fahrbahnoberfläche über den Hinterfüllungen in einem ausreichend engen Raster vor Verkehrsfreigabe häufig nicht vorliegen. Von mehreren Autoren, z.B. GROßMANN (2001) oder VOGEL (2003), wurden daher Setzungen innerhalb der Hinterfüllung als mögliche Hauptursachen für die beobachteten Fahrbahnunebenheiten vermutet und modifizierte Bauweisen vorgeschlagen. Da systematische Felduntersuchungen zu den Fahrbahnsetzungen bei unterschiedlichen Hinterfüllungsvarianten bisher nicht vorlagen, wurden in einem mehrjährigen Forschungsvorhaben an zwei Autobahnbrücken acht unterschiedliche Hinterfüllungen ausgeführt und unter mehrjähriger Verkehrsbelastung beobachtet.

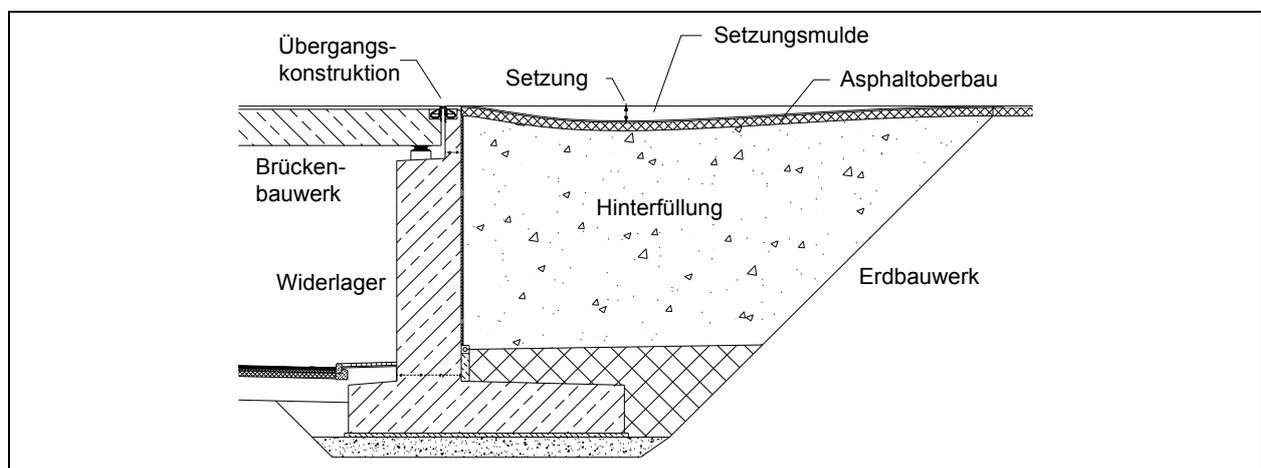


Bild 1-1: Schematische Darstellung einer Fahrbahnunebenheit im Längsprofil über dem Hinterfüllbereich



Bild 1-2: Setzungsmulde über Hinterfüllung an der BAB A72, Asphaltdeckschicht bereits abgefräst.

Bild 1-3: Wiederherstellung des Asphaltoberbaus nach erfolgter Nachverdichtung der Hinterfüllung.

Bei einer Zunahme der Setzungen unter Verkehrseinwirkungen können die Längsunebenheiten so groß werden, dass aufwändige Sanierungsarbeiten erforderlich werden. Bild 1-2 zeigt einen Schadensfall an der BAB A72, der hauptsächlich durch Setzungen im Übergangsbereich zwischen Hinterfüllung und ehemaliger Baugrubenböschung verursacht wurde. Die entstandene Setzungsmulde mit Setzungsbeträgen von über 10 cm ist auch an der Leitplanke und am Seitenbord erkennbar. Der gesamte Asphaltoberbau musste ausgefräst werden. Danach wurden die Hinterfüllung und Teile des Untergrundes mit einer Rütteldruckverdichtung über Tiefenrüttler nachverdichtet und anschließend der Oberbau wieder hergestellt (Bild 1-3).

Am Übergang vom Brückenbauwerk zum Hinterfüllbereich können weiterhin Unstetigkeiten an Fugen und Fahrbahnübergängen auftreten, die beim Überfahren häufig als kurze, mehr oder weniger starke Schläge oder Stöße wahrgenommen werden. Übergangskonstruktionen werden erforderlich, wenn der Überbau zum Ausgleich von Längenänderungen infolge von Temperaturunterschieden verschieblich gelagert wird. Die Konstruktion und Ausführung der Fahrbahnübergänge wird u.a. von HOLST (2004) ausführlich beschrieben. Vorrangig mit dem Ziel der Lärminderung wurden Fahrbahnübergänge aus Asphalt entwickelt und in der Praxis erfolgreich eingesetzt, wie die Untersuchungen von KRIEGER (1997) und WRUCK (2002) ergaben. Die Übergangskonstruktionen sind, wie Bild 1-1 zeigt, Bestandteil der Brückenkonstruktion und können somit von der Hinterfüllung getrennt betrachtet werden. Verschiedene Vorschläge für die Gewährleistung eines bündigen Anschlusses zwischen Übergang und Fahrbahndecke können [U20] entnommen werden.

Bei Rahmenbrücken werden die Widerlager und Stützen monolithisch mit dem Überbau verbunden, so dass auf den Einbau von Lagern und Dehnfugen verzichtet werden kann. Dafür treten bei Temperaturschwankungen Zwangsbeanspruchungen im Tragwerk auf, die bei Entwurf und Bemessung zu berücksichtigen sind. Die jahreszeitlichen Temperaturunterschiede und auch die Tagesschwankungen der Umgebungstemperatur führen zu Längenänderungen im Brückenüberbau, die auf die Widerlager übertragen werden. Die dadurch entstehenden Verschiebungen zwischen Widerlager und angrenzender Hinterfüllung bewirken Änderungen beim Erddruck, der auf die Widerlager einwirkt. Zusätzlich können die wiederholten Widerlagerbewegungen nach ENGELSMANN (1998) sowie ENGLAND (2001) zu einer weiteren Verdichtung und einer damit verbundenen Setzungszunahme im Hinterfüllbereich führen.

Eine der untersuchten Brücke wurde als Rahmenbauwerk ausgeführt. Um den Erddruckansatz bei integralen Brücken zu überprüfen und die Auswirkungen der verschiedenen Hinterfüllungsvarianten auf den Erddruck aufzuzeigen, wurden an dieser Brücke zusätzlich zu den Setzungsmessungen auch der Erddruck und die Verformungen des Widerlagers erfasst.

1.2 Zielstellung

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit sollen die Setzungen innerhalb der Hinterfüllungen unter realer Verkehrsbelastung bei unterschiedlichen Hinterfüllungsvarianten an zwei Autobahnbrücken mit Flachgründung untersucht werden. Gleichzeitig wird auch die Ebenheit bei Verkehrsfreigabe, d. h. der Einbauzustand betrachtet. Dafür wurden die Verformungen an den beiden Brücken mit einem intensiven Messprogramm erfasst, so dass die Bauweisen hinsichtlich ihrer Verformungen quantitativ bewertet werden können.

Um die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf andere Bauvorhaben zu gewährleisten, werden die ermittelten Verformungen mit 2D- und 3D-FE-Berechnungen abgebildet. Dabei beziehen sich die Untersuchungen nur auf flach gegründete Bauwerke. Wesentliche Erkenntnisse können jedoch auch auf Brücken mit Tiefgründung übertragen werden. Als zusätzliche Komponente wären in diesen Fällen die baugrundbedingten Setzungsunterschiede zwischen Brücke und Hinterfüllung intensiver zu betrachten. Für die Längsebenheit sind großräumige Setzungsmulden mit großen Ausrundungsradien, die sowohl das Brückenbauwerk als auch die Hinterfüllungen erfassen, als unkritisch zu bewerten.

In einem zweiten Teil der Arbeit werden die zyklischen Erddruckschwankungen in zwei Hinterfüllungen an der untersuchten Rahmenbrücke über einen Zeitraum von ca. 4 Jahren ermittelt und ausgewertet. Die gemessenen Erddruckverläufe werden dem gängigen Berechnungsansatz gegenübergestellt, so dass die Berechnungsannahmen konkretisiert werden können.

1.3 Vorgehensweise

Die hier vorgestellten Untersuchungen fanden im Rahmen eines vom BMVBS geförderten Forschungsvorhabens [U21] unter der fachlichen Betreuung der BAST statt. Dank der Unterstützung durch das Autobahnamt Sachsen und der Hessischen Straßen- und Verkehrsverwaltung war es möglich, am Bauwerk 37 an der Autobahn BAB A 72 und beim Bauwerk 15 an der BAB A 66 insgesamt acht unterschiedliche Hinterfüllungsvarianten auszuführen.

Die Hinterfüllungsvarianten wurden an der TU Bergakademie Freiberg entwickelt und im Rahmen der Ausschreibungen in den Bauwerksentwurf aufgenommen. Bereits vor Beginn der Baumaßnahmen fanden Abstimmungen mit den ausführenden Baufirmen statt. Während des Baus wurden umfangreiche Prüfungen und Probenentnahmen durchgeführt. In die Hinterfüllungen wurden in verschiedenen Ebenen Messrohre für Neigungs- und Streckenmessungen angeordnet, mit denen später die Setzungen ermittelt werden konnten. Die Verformungen an der Fahrbahnoberfläche wurden mit Nivellements erfasst. Aufgrund der unterschiedlichen Fertigstellungstermine der Brücken ergaben sich unterschiedlich lange Beobachtungszeiträume von bis zu vier Jahren.

Im Abschnitt 2 der vorliegenden Arbeit wird der Stand der Technik und Wissenschaft an Hand einer Auswertung von Vorschriften im In- und Ausland und der Fachliteratur dargestellt. Dabei liegt ein Schwerpunkt bei der integralen Bauweise, da hier in den letzten Jahren verstärkt Untersuchungen durchgeführt wurden.

Aufgrund der zeitlichen Abfolge der Bauarbeiten wird in den folgenden Abschnitten 3 bis 7 das Bauwerk 37 mit der installierten Messtechnik und den erzielten Ergebnissen beschrieben, während in den Abschnitten 8 bis 11 das Bauwerk 15 behandelt wird. Die numerischen Berechnungen für beide Bauwerke sind im Abschnitt 12 enthalten. Nach einem Kostenvergleich im Abschnitt 13 wird in den Abschnitten 14 und 15 die Fahrbahnebenheit im Längsprofil vor Verkehrsfreigabe und nach mehrjähriger Verkehrsbelastung untersucht.

2 Stand der Wissenschaft und Technik

2.1 Nationales Regelwerk

2.1.1 Straßenbau

Die Ausbildung der Hinterfüllbereiche wird für den Straßenbau in den ZTVE-StB 09 [R1] und im „Merkblatt über den Einfluß der Hinterfüllung auf Bauwerke“ [R7] geregelt. Die Anforderungen werden in der Richtzeichnung Was 7 [R13] umgesetzt (vgl. Bild 2-1).

Bei nachträglicher Hinterfüllung in Dammlage wird der Hinterfüllbereich durch eine nicht steiler als 1:2 geneigte Grenzlinie vom anschließenden Dammbereich abgegrenzt. Bei Einschnitten und gleichzeitig mit der Dammschüttung ausgeführten Hinterfüllungen besitzt diese Grenzlinie eine Neigung von 1:1 (ZTVE, Abschnitt 10.1.2).

Nach Abschnitt 10.2.4 der ZTVE-StB 09 sind für den Hinterfüllbereich folgende Baustoffe geeignet:

- grobkörnige Böden der Gruppen SW, SI, SE, GW, GI, GE nach DIN 18196,
- gemischtkörnige Böden der Gruppen SU, ST, GU, GT (Feinkornanteil $\leq 15\%$),
- gemischtkörnige Böden der Gruppen SU*, ST*, GU*, GT* und feinkörnige Böden der Gruppen TL, TM, UM, UL in Verbindung mit einer qualifizierten Bodenverbesserung,
- Böden und Baustoffe nach den TL BuB E-StB [R6], mit einem Feinkornanteil von maximal 15 %.

Die unter dem dritten Anstrich aufgeführte qualifizierte Bodenverbesserung mit gemischt- und feinkörnigen Böden mit einem Feinkornanteil über 15 % wurde in die ZTVE-StB 09 neu aufgenommen und war in der vorhergehenden Fassung 94/97 noch nicht enthalten.

Der tief liegende Teil der Hinterfüllung, der nicht mehr in eine Vorflut entwässert werden kann, ist nach Abschnitt 10.2.2 der ZTVE mit einem Baustoff zu verfüllen, in dem sich kein Wasser ansammeln kann (schwer durchlässiges Material). In der Regel ist dafür Aushubmaterial des anstehenden Bodens einzusetzen. Alternativ kann dieser Bereich mit einem Boden-Bindemittelgemisch oder mit Beton verfüllt werden, wenn der Bodenaushub für eine Rückverfüllung ungeeignet ist.

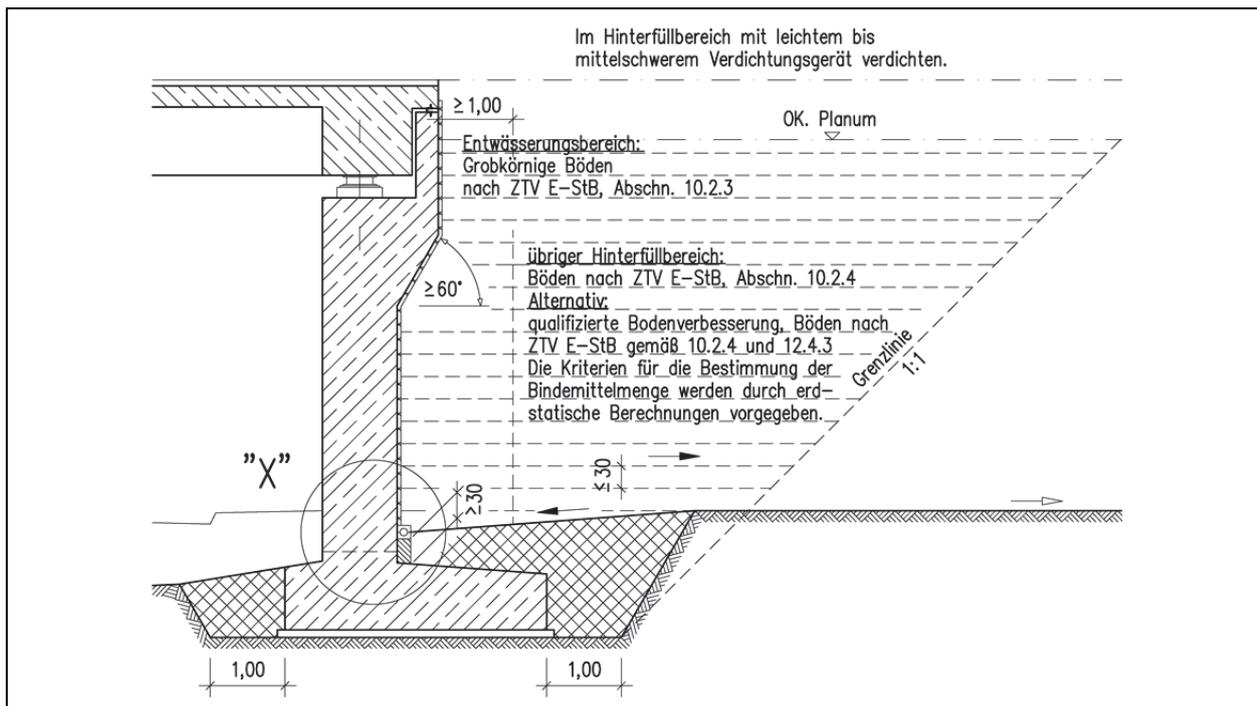


Bild 2-1: Hinterfüllbereich nach RiZ Was 7

Beim Einsatz von gemischtkörnigen Böden im Hinterfüllbereich ist an den Rückwänden der angrenzenden Bauteile eine 1,0 m breite, filterstabile Entwässerungsschicht aus grobkörnigem Boden herzustellen (Entwässerungsbereich).

Die Baustoffe sind im gesamten Hinterfüllbereich gleichmäßig in Lagen von höchstens 30 cm Dicke einzubauen und auf einen Verdichtungsgrad D_{Pr} von 100 % zu verdichten (Anforderung an das 10 %-Mindestquantil nach ZTVE, Abschnitt 10.3). Der Anschluss an die Baugrubenböschung ist dabei stufenförmig verzahnt auszubilden. An schwer zugänglichen Stellen, die nicht ausreichend verdichtet werden können, muss Beton oder ein Boden-Bindemittel-Gemisch eingesetzt werden.

Bei den Prüfungen kommt aufgrund der beengten Platzverhältnisse im Hinterfüllbereich bevorzugt die Methode M3, Vorgehensweise zur Überwachung des Arbeitsverfahrens, zum Einsatz. Vom Auftragnehmer ist dafür eine Arbeitsanweisung anzufertigen, die sich auf Probeverdichtungen oder einschlägige, nachweisbare Erfahrungen stützt. Die Mindestanzahl der Eigenüberwachungsprüfungen wird auf eine Messung des Verdichtungsgrades in jeder dritten Schüttlage je 200 m² Schüttlagenfläche festgelegt (ZTVE, Abschnitt 14.6).

Demgegenüber wird in der ZTV-ING [R12] vom Auftragnehmer ein Nachweis des Verdichtungsgrades mindestens einmal je 50 m² für jeden Meter Schütthöhe gefordert (ZTV-ING, Teil 2 Grundbau, Abschnitt 1 Baugruben, Pkt. 7 in Verbindung mit Pkt. 5.1. und 5.2). Die Forderung der ZTV-ING führt zu einer erheblich größeren Mindestanzahl an Prüfungen als die Forderungen der ZTVE-StB 09 (etwa Faktor 4).

2.1.2 Bahnbau

Im Regelwerk der Deutschen Bahn AG werden die Hinterfüllbereiche im Modul 0504 der Ril 836 [R16] behandelt. Für Feste Fahrbahnen gelten darüber hinaus die Festlegungen im Anforderungskatalog Feste Fahrbahn [R17].

Die Übergänge zwischen Kunstbauwerk und Erdkörper sind nach Ril 836.0504, Abs. 2 (3) in Abhängigkeit von der örtlichen Situation und der Streckenbelastung so auszubilden, dass Setzungen am Übergang

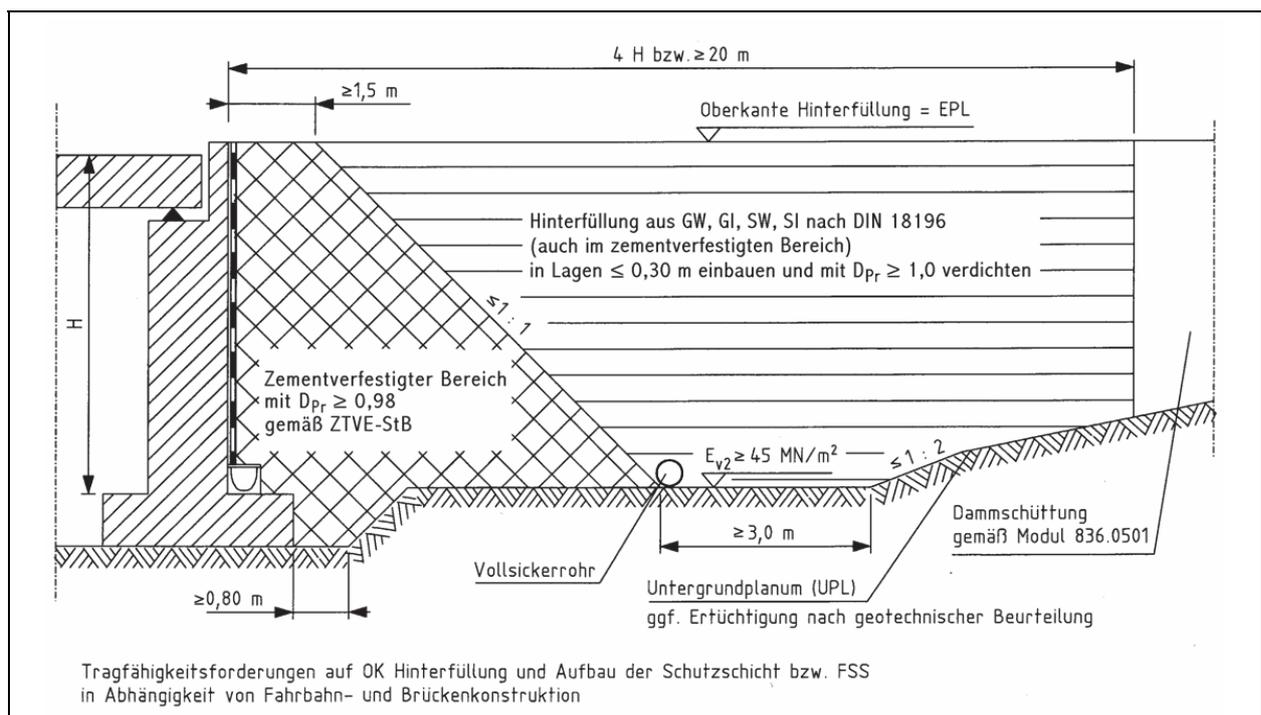


Bild 2-2: Beispiel für die Hinterfüllung bei Neubau von Hauptstrecken P230, M230 und P 300 nach Ril 836.0504.

infolge Konsolidierung des Untergrundes, Eigenverformung der Hinterfüllung und Verkehr minimiert und zulässige Gesamtrestsetzungen nicht überschritten werden.

Die zulässigen Gesamtrestsetzungen s_r ergeben sich nach Modul 836.3001, Abs. 4 (2) für die Feste Fahrbahn, wie folgt:

- Gesamtrestsetzung nach Einbau der Fahrbahn s_r nicht mehr als 1/500 der Bezugslänge (planerische $s_r \leq 15 \text{ mm}$)
- Setzungsmulden mit $s_r \leq 60 \text{ mm}$ in Ausnahmefällen sind zulässig, wenn diese durch Abrundung der Gradienten ausgeglichen werden können, mit Abrundungsradius $R_a \geq 0,4 (v_e)^2$ ($v_e \dots$ Entwurfsgeschwindigkeit),
- Differenz der Restsetzungen zwischen Widerlager und Erdkörper bis zu einer Entfernung von 30 m nicht mehr als 2 cm.

Bei Strecken mit Schotteroberbau sind langfristig die doppelten Werte für die Gesamtrestsetzungen s_r zulässig, dabei gelten für die Gesamtrestsetzungen s_r innerhalb eines Instandhaltungszyklus von i.d.R. 6 Jahren die gleichen Anforderungen, die auch an die Feste Fahrbahn gestellt werden (Ril 836.3001, Abs. 2 (3)).

Für den Hinterfüllbereich werden zementverfestigte Keile und der Einsatz von gut verdichtbaren grobkörnigen Böden der Bodengruppen SW, SI, GW, GI empfohlen (vgl. Bild 2-2). Die Länge des Übergangsbereiches soll der vierfachen Bauwerkshöhe entsprechen, mindestens jedoch 20 m betragen. Die nicht verfestigten Hinterfüllmaterialien sind auf einen Verdichtungsgrad D_{Pr} von 100 % zu verdichten und in Lagen mit einer Höhe von 30 cm einzubauen.

Die geforderte Qualität ist durch einen erhöhten Prüfumfang sicherzustellen. Dazu sollen im Rahmen der Eigenüberwachungsprüfungen mindestens in jeder zweiten Lage Verformungs- und Dichtemessungen durchgeführt werden (836.0504, Abs. 2 (7)). Der Prüfumfang in Hinterfüllungen beträgt dabei 3 Prüfungen je 500 m^3 (836.0501, Abs. 7 (8)).

Beim Schotteroberbau können Verformungen im Zuge der Oberbauinstandhaltung in gewissen Grenzen ausgeglichen werden. Da diese Möglichkeit beim Bau der Feste Fahrbahn nicht gegeben ist, werden an die Übergänge bei Fester Fahrbahn erhöhte Anforderungen gestellt, ggf. sind Schlepplatten oder elastisch-plastische Zwischenlagen mit 50 mm dicken Hartschaumplatten auf dem Brückenbauwerk auszuführen.

2.2 Internationales Regelwerk

Die Regelungen für die Ausführung der Hinterfüllbereiche wurden in sieben europäischen Staaten (Schweiz, Österreich, Frankreich, Großbritannien, Schweden, Norwegen, Russland) und zwei nordamerikanischen Staaten (USA, Washington Department of Transportation und Kanada, Provinz Nova Scotia) im Schussbericht [U21] mit folgendem Ergebnis untersucht:

In jedem der untersuchten Regelwerke waren Vorgaben für die Hinterfüllbereiche enthalten, die von eher allgemein formulierten Anforderungen bis zu konkreten Angaben an einzuhaltende Parameter reichten.

Verbreitet wird Material mit geringem Feinkornanteil eingesetzt (zulässiger Feinkornanteil ca. 10 bis 15 % bei unterschiedlichem Korndurchmesser von 0,06 bis 0,10 mm). Teilweise sind Körnungsbänder vorgegeben. Die Regelungen zum zulässigen Größtkorn sind sehr unterschiedlich und liegen bei den meisten Regelwerken zwischen 50 bis 100 mm. Ausnahmen bilden hier Norwegen und Schweden mit einem zulässigen Größtkorn bis zu 700 mm.

In Frankreich und Großbritannien erfolgt eine sehr feine Klasseneinteilung der Böden, mit Angabe der in Hinterfüllungen zulässigen Klassen. Für jede Klasse und Unterklasse enthält das Regelwerk genaue Ausführungsvorschriften.

Die maximale Höhe der einzelnen Lagen wird in fünf der neun betrachteten Vorschriften vorgegeben und liegt zwischen 15 und 50 cm. Dabei enthalten fast alle Vorschriften Hinweise darauf, dass die Schütthöhe abhängig von der Bodenart und vom Verdichtungsgerät zu wählen ist. In den meisten Vorschriften wird zusätzlich gefordert, dass in einem direkt an das Widerlager angrenzenden Bereich, der häufig mit 2 m Breite angegeben wird, leichteres Verdichtungsgerät einzusetzen ist. Das zulässige Gesamtgewicht wird in Großbritannien mit 1,0 t und in Norwegen mit 1,5 t vorgegeben.

Etwa bei der Hälfte der betrachteten Länder gelten im Hinterfüllbereich die gleichen Verdichtungsanforderungen wie für Dammschüttungen (häufig 95 % der einfachen Proctordichte, mit Schleppplatten am Übergang bei zwei Ländern). In den übrigen Ländern gelten erhöhte Verdichtungsanforderungen. Anforderungen an die Tragfähigkeit bzw. an abgeleitete Größen aus dem statischen Lastplattenversuch werden in der Schweiz und in Schweden gestellt.

In Österreich, Norwegen und den USA (WSDOT) sind im Regelfall Schleppplatten auszuführen, die über Dübel oder Anker gelenkig mit dem Widerlager verbunden sind. Die Länge der Schleppplatten schwankt zwischen 3,0 und 7,6 m. In Österreich und den USA werden die Schleppplatten direkt befahren. Wie im Bereich des Brückenüberbaus werden die Schutz- und Deckschichten in diesen Ländern direkt auf der Oberkante der Schleppplatten aufgebracht. In Norwegen liegt die Oberkante der Schleppplatte dagegen ca. 1,0 m unter der Fahrbahnoberkante, so dass der gesamte Oberbau, wie im Streckenbereich, bis an das Bauwerk herangeführt werden kann.

Für den Bahnbau wurde vom Internationalen Eisenbahnverband der UIC-Kodex 719 „Erdbauwerke und Tragschichten für Eisenbahnstrecken“ [R19] herausgegeben. Im Abschnitt 2.3.5 „Übergang von Erdbauwerken auf Kunstbauwerke“ wird ausgeführt, dass geeignete Maßnahmen getroffen werden sollen, um einen möglichst kleinen Setzungsunterschied mit einem allmählichen Übergang des Bettungsmoduls zu erreichen. Dazu werden verschiedene bewährte Beispiele aus unterschiedlichen Eisenbahngesellschaften vorgestellt. Das Beispiel der französischen SNCF zeigt Bild 2-3.

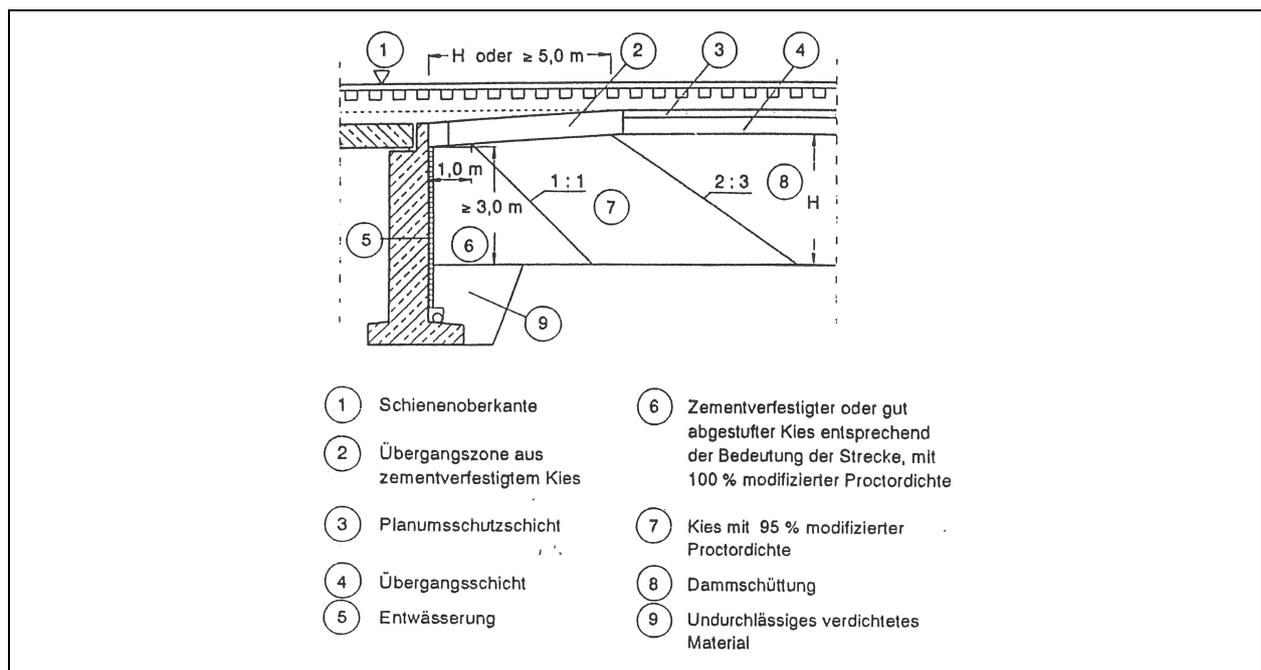


Bild 2-3: Hinterfüllung einer Eisenbahnbrücke bei der Ausführung vor der Dammschüttung, Beispiel der SNCF aus [R19]

2.3 Literaturlauswertung und Erfahrungssammlung

Im Rahmen einer Literaturlauswertung und einer Erfahrungssammlung im Kontakt mit Behörden, Planern, Bauüberwachern und Bauausführenden konnten die folgenden grundlegenden Aussagen erzielt werden:

- Der Übergangsbereich wurde übereinstimmend als problematische Zone eingeschätzt.
- Im Straßenbau wurden an konventionellen Brücken mit verschieblich gelagertem Überbau keine systematischen Untersuchungen zu den Setzungen im Hinterfüllbereich durchgeführt.
- Als Hauptursache für Setzungen im Hinterfüllbereich wurde eine mangelhafte Bauausführung mit zu geringer Verdichtung vermutet.
- Bindemittelstabilisierte Hinterfüllbereiche wurden mehrfach ausgeführt.
- Das Verformungsverhalten der Hinterfüllungen bei integralen Brücken wurde insbesondere in den USA und in Großbritannien intensiv untersucht.
- Im Bereich der Deutschen Bahn AG wurden mehrfach systematische Untersuchungen zur Minimierung der Setzungen im Hinterfüllbereich durchgeführt. Dazu liegen sowohl Laborergebnisse auch als Feldmessungen vor.

Auffallend war, dass vielfach von Problemen am Übergang berichtet wurde, bei denen es sich jedoch nur um qualitative Einschätzungen handelte, die nicht durch Messungen belegt wurden.

In den folgenden Abschnitten werden zunächst die wenigen Angaben aus dem Bereich des Straßenbaus zu Setzungen bei Hinterfüllungen konventioneller Brücken vorgestellt. Etwas umfangreicher ist die Literatur zu Sonderlösungen bei Untergrund mit geringer Tragfähigkeit, die nur anhand einiger Beispiele behandelt wird. Auch auf Sonderkonstruktionen wie Widerlager aus Bewehrter Erde wird nur relativ knapp verwiesen, da im Rahmen dieser Arbeit vorrangig auf die Hinterfüllungen von flach gegründeten Brücken eingegangen wird. Im Abschnitt 2.3.4 werden die Ergebnisse der Labor- und Felduntersuchungen aus dem Bereich des Bahnbaus vorgestellt, sofern sie auf den Straßenbau übertragbar sind. Die meisten Untersuchungen wurden im Zusammenhang mit integralen Brücken vorgenommen, die ausführlich dargestellt werden.

2.3.1 Erfahrungen aus dem Bereich Straßenbau

In den 1970er Jahren wurden in Deutschland nach KLUNKER (1973) bei Betonfahrbahndecken die Betonplatten im Normalfall noch bis an die Widerlager herangeführt. Dabei traten wiederholt Schäden durch unterschiedliche Setzungen auf. KLUNKER (1973) empfiehlt daher, die direkt befahrenen Platten als doppelt bewehrte Schlepplatten auszuführen und mit dem Widerlager über eine Konsole gelenkig zu verbinden. Mit den Schlepplatten können Bereiche mit stärkeren Setzungen direkt am Widerlager überbrückt werden. Die Platten sind daher auf den Verlust der Bettung zu bemessen.

Bei schiefwinkligen Brücken wurden mehrere Platten mit einer allmählichen Zunahme des Fugenwinkels auf 90° zur Fahrbahnrichtung hergestellt. Bei dieser Bauweise können zusätzliche Horizontallasten aus der Betondecke in die Widerlager eingeleitet werden. Daher wurde nach KLUNKER von einigen Straßenbauverwaltungen dazu übergegangen, den an das Widerlager angrenzenden Oberbau auf einer Länge von ca. 20 m in Asphaltbauweise herzustellen. Diese Bauweise ist inzwischen zur Regelbauweise erhoben worden. Weiterhin verweist KLUNKER auf Verfestigungen mit Zement im gesamten Hinterfüllbereich.

Ein Nachteil von Schlepplatten liegt darin, dass eine Inspektion der möglichen Hohlräume und ggf. einer Rissbildung an der Unterseite bei Überlastung nicht möglich ist. Die Sanierung gebrochener Platten oder von Platten mit zu großem Versatz gestaltet sich schwierig. HETTLER (1986) berichtet zudem von einer Verschiebung des Setzungsproblems an das Plattenende. Daher werden hochliegende Schlepplatten in Deutschland nur noch vereinzelt ausgeführt.

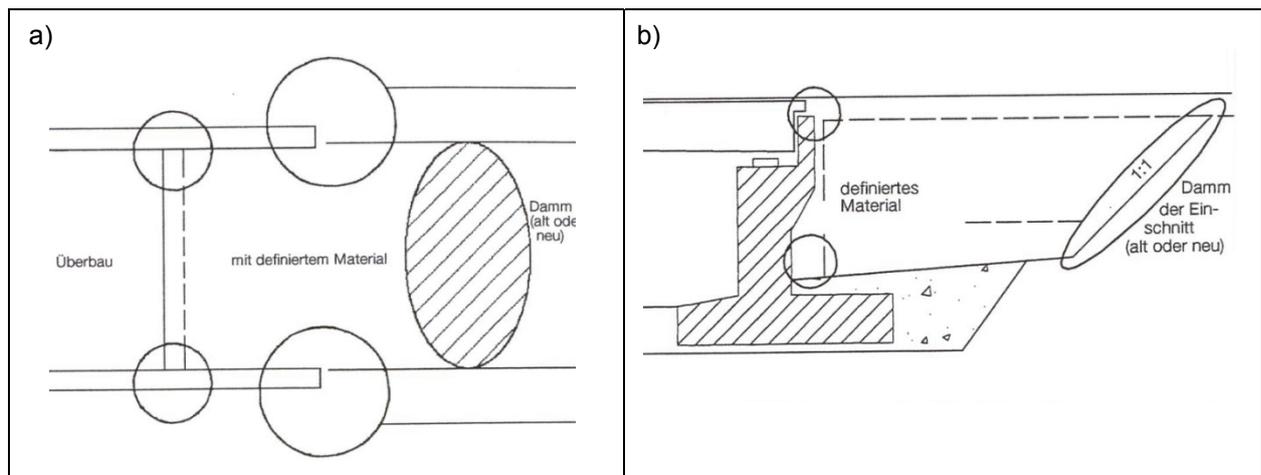


Bild 2-4: Kritische Bereiche bei der Hinterfüllung von Bauwerken nach GROßMANN (2001).

Voss (1994) weist in diesem Zusammenhang daraufhin, dass die erheblichen Mehraufwendungen für Schleppplatten häufig deutlich über den Kosten für eine nachträgliche Sanierung der Setzungsdifferenzen über bituminöse Anrampungen liegen. Daher sollten immer die „Lebenskosten“ einer Maßnahme überprüft werden.

Beim 37. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau stellte GROßMANN (2001) den Problembereich Bauwerkshinterfüllung vor. Als Hauptursache für die Setzungen am Übergang wurden neben den Steifigkeitsunterschieden Bereiche mit schlechter Zugänglichkeit in den Ecken des Widerlagers und bei den Flügeln angegeben (Bild 2-4a). Auch der Übergangsbereich zum Damm oder Einschnitt wurde als kritisch bewertet (Bild 2-4b). GROßMANN verwies auf eine Vielzahl von Nachbesserungen im Übergangsbereich, die bei der Herstellung durchgehender Betondecken über die Bauwerke hinweg deutlich schwieriger auszuführen sind. Bei durchgehenden Betondecken wurde daher von GROßMANN empfohlen, im gesamten Hinterfüllbereich eine Bodenverfestigung auszuführen. GROßMANN berichtete von mehreren Bauvorhaben im Zuge des sechsstreifigen Ausbaus der BAB A 4 in Thüringen, bei denen das Material im Hinterfüllbereich verfestigt wurde. Die geforderte einaxiale Druckfestigkeit betrug mindestens $1,3 \text{ MN/m}^2$ nach 28 Tagen Feuchtraumlagerung bei einem Verdichtungsgrad $D_{Pr} \geq 0,98$. Weiterhin wurde eine Modifizierung der Richtzeichnung RiZ Was 7 [R13] mit Darstellung der Verzahnung und unterschiedlichen Neigungen der Grenzlinie zwischen Hinterfüllung und Dammbereich angeregt. Vom Thüringer Landesamt für Straßenwesen wurde in diesem Zusammenhang eine Richtlinie „Präzisierung der Anforderungen für verfestigte Bauwerks-Hinterfüllungsbereiche“ [U3] erarbeitet. Die Verfestigung der Hinterfüllbereiche liegt hinsichtlich der Anforderungen an die einaxiale Druckfestigkeit zwischen einer Bodenverbesserung und einer Bodenverfestigung nach ZTVE (qualifizierte Bodenverbesserung). Die benötigte Bindemittelmenge ist im Rahmen der Eignungsprüfungen festzulegen. Dafür enthält die Richtlinie [U3] in Abhängigkeit von der Bodenart Mindestwerte für die einaxiale Druckfestigkeit, die zwischen $2,5 \text{ MN/m}^2$ für grobkörnigen Boden und $1,4 \text{ MN/m}^2$ für feinkörnigen Boden liegen.

2.3.2 Leichtbauweisen bei setzungsempfindlichem Untergrund und Tiefgründung

Bei setzungsempfindlichem Untergrund müssen die Brückenlasten über Tiefgründungen in tiefer liegende Schichten mit ausreichender Tragfähigkeit eingeleitet werden. Die Setzungen des Brückenbauwerks unter Verkehrsbelastung werden durch diese Maßnahmen auf ein Minimum reduziert. Für die angrenzenden Dammschüttungen sind verschiedene Bauverfahren möglich, die im „Merkblatt über Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund“ [R39] ausführlich vorgestellt werden. Beim Bau auf setzungsempfindlichem Untergrund können nach HILLMANN (2004) jahrzehntelang Sekundärsetzungen auftreten, die zu Setzungsdifferenzen zwischen Brücke und Hinterfüllung führen können. Fahrkomfort und Fahrsicherheit

werden dadurch erheblich beeinträchtigt, so dass Sanierungsarbeiten mit einem Höhenangleich durch Asphaltbau erforderlich werden. HILLMANN (2004) berichtet von einem Brückenbauwerk an der Westumfahrung Emden, bei dem im Laufe von mehreren Jahren Ausgleichsschichten mit einer Gesamtdicke von über 1,5 m aufgebracht wurden. Um einen solch hohen Unterhaltungsaufwand zu verhindern, sind am Übergang zwischen tiefgegründeter Brücke und Hinterfüllung besondere Maßnahmen erforderlich, um die Setzungsdifferenzen zu vermeiden oder zumindest soweit zu reduzieren, dass sie im Rahmen der normalen Unterhaltung instand gesetzt werden können.

Eine Möglichkeit besteht darin, das Eigengewicht der Hinterfüllung und angrenzender Dammabschnitte durch den Einsatz von Leichtbaustoffen zu reduzieren. Eine solche Baumaßnahme an der Westumfahrung Emden, bei der EPS-Blöcke eingesetzt wurden, wird in HILLMANN (2004) ausführlich vorgestellt. Um das Setzungsverhalten zu untersuchen, wurden an einer Brücke der BAB A 31 über das „Larrelter Tief“ die Anrampungen unterschiedlich ausgeführt. Zunächst wurde im gesamten Bereich eine Vorbelastungsschüttung aufgebracht. Die Überschütthöhe über die spätere Fahrbahnoberkante betrug dabei ca. 2,5 m bei einer Gesamtschütthöhe von 6,2 m. Nach einer Liegezeit von über zwei Jahren wurden die Großbohrpfähle für die Brücken Gründung hergestellt und die Brücke anschließend gebaut. Im Bereich der Nordrampe wurde die Überschüttung bis auf die Planumshöhe abgetragen. Hingegen erfolgte im Bereich der Südrampe ein Massenabtrag bis etwa in die Höhe des ursprünglichen Geländes. Danach wurden EPS-Blöcke in 5 Lagen mit einer Höhe von jeweils 0,5 m eingebaut und bis zum Planum mit ca. 1,20 m Sand überschüttet. Der Oberbau wurde einheitlich über beiden Rampen hergestellt. Die Setzungen der Fahrbahnoberfläche wurden nach HILLMANN (2004) über einen Zeitraum von 5 Jahren nach Verkehrsfreigabe erfasst. Über dem Bereich mit EPS lagen die Setzungen in der Größenordnung von 3 cm. Im Bereich der Nordrampe ohne Gewichtsreduktion waren die Setzungen mit ca. 6 cm etwa doppelt so groß, so dass hier Sanierungsarbeiten erforderlich wurden. Somit konnte durch HILLMANN nachgewiesen werden, dass die Setzungen an der Fahrbahnoberfläche bei wenig tragfähigem Baugrund durch den Einsatz von Leichtbauweisen in Kombination mit einer Vorbelastungsschüttung deutlich reduziert werden können.

Direkt am Widerlager wurden die EPS-Blöcke auf der ca. 4 m breiten Pfahlkopfplatte verlegt, so dass die Untergrundsetzungen in diesem Bereich keinen Einfluss auf die Setzungen an der Fahrbahnoberfläche besitzen. Hier zeigten sich bei beiden Anrampungen gleich große Setzungen von etwa 0,5 cm. Die Eigensetzungen innerhalb der Hinterfüllung konnten mit der Leichtbauweise somit nicht reduziert werden (im Vergleich zu mineralischen Schüttungen mit hohem Verdichtungsgrad).

Die Bauweise hat sich nach HEYM (2005) auch bei zwei Brücken an der Ortsumgehung Frankfurt (Oder) bewährt. Im Anschluss an die über Bohrpfähle tief gegründeten Brücken waren bis zu 11 m hohe Dämme herzustellen. Im Untergrund stehen Bändertone mit geringer Tragfähigkeit an, für die erste Berechnungen lang andauernde Kriechsetzungen ergaben. Es wurden daher EPS-Lagen mit einer Gesamthöhe von bis zu 6 m eingebaut, um die Belastung des Baugrundes zu reduzieren. An den Seitenflächen des EPS-Kernes wurden geokunststoffbewehrte Steilböschungen mit mineralischen Baustoffen hergestellt, bei denen die Geogitterlagen zum Teil bis zwischen die EPS-Blöcke geführt wurden.

2.3.3 Sonderkonstruktionen für Widerlager

Weitere Möglichkeiten die Setzungsdifferenzen zwischen Brücke und angrenzendem Streckenabschnitt zu reduzieren, bestehen darin, den Brückenüberbau nicht auf Widerlager aus Stahlbeton sondern auf Konstruktionen aus bewehrter Erde aufzulagern. Dabei können zwar höhere Setzungen des Auflagers auftreten, dafür werden die Setzungsdifferenzen minimiert. Weltweit sind unterschiedliche Konstruktionen erfolgreich im Einsatz. Der Hinterfüllkörper wird mit Stahlbändern oder Geokunststoffen bewehrt. Ein Materialentzug wird über Frontelemente verhindert. Die Bauweise wurde nach BRÜGGEMANN (2010) in den 60er Jahren des vorigen Jahrhunderts in Frankreich entwickelt. Als Bewehrung werden Stahlbänder

verwendet, die an Frontelemente aus Stahlbeton angeschlossen und dann lagenweise in der Hinterfüllung entsprechend dem Baufortschritt eingebettet werden. Hinweise zur Bemessung können dem „Merkblatt für den Entwurf und die Bemessung von Stützkonstruktionen aus stahlbewehrten Erdkörpern“ [R35] entnommen werden. BRÜGGEMANN berichtet von Widerlagerhöhen über 20 m bei Spannweiten von 35 m und einem erfolgreichen Einsatz insbesondere in Frankreich, den USA, den Niederlanden, in Australien und in Polen.

Als Bewehrungselemente können auch Geokunststoffe eingesetzt werden (ABU-HEJLEH (2008), HEROLD (2008), WATANABE (2006), WU (2006)). Empfehlungen für den Entwurf und die Nachweisführung sind im Abschnitt 7 der EBGEO [R38] enthalten. Als Beispiel wird hier nach ABU-HEJLEH (2002) die Founders/Meadows-Brücke in der Nähe von Denver vorgestellt, bei der das komplette Widerlager mit geokunststoffbewehrter Erde (geosynthetic-reinforced soil GRS) hergestellt wurde. Einen Schnitt durch das Widerlager zeigt Bild 2-5. Bei einer Gesamtlänge von 69 m besitzt die Zweifeldbrücke eine Breite von 34,5 m. Die Gesamthöhe des Widerlagers aus geokunststoffbewehrter Erde betrug ca. 9,0 m. Als Bewehrungselement wurde ein einaxiales Geogitter UX6 der Fa. Tensar mit einer Bemessungszugfestigkeit von 27 kN/m eingesetzt. Die Länge der untersten Bewehrungslage betrug 8,0 m bei einem Abstand der einzelnen Geogitterlagen von 0,40 m. Mit steigender Widerlagerhöhe nahm auch die Länge der einzelnen Geogitterlagen zu. Die Frontverkleidung bestand aus Betonfertigteilen, die über Steckverbindungen mit den Geogittern verbunden wurden.

Der Brückenüberbau wurde über ein 2,0 m hohes Widerlager aus Stahlbeton mit einem 3,81 m breiten Streifenfundament auf die geokunststoffbewehrte Erde aufgelagert. Um eine Kraftverteilung innerhalb der bewehrten Erde zu ermöglichen, wurde zwischen der Frontverkleidung und der Vorderkante des Streifenfundamentes ein Abstand von 1,35 m eingehalten. An der Fahrbahnoberfläche wurden nach ABU-HEJLEH (2002) keine Setzungsunterschiede während der fast dreijährigen Beobachtungszeit nach Verkehrsfreigabe festgestellt.

Durch den Aufbau der Widerlager aus geokunststoffbewehrter Erde konnten nach ABU-HEJLEH (2002) erhebliche Kosteneinsparungen gegenüber einer Ausführung der Widerlager mit Stahlbeton erzielt werden. TATSUOKA (2008) verweist auf den erfolgreichen Einsatz dieser Bauweise in Japan, die auch von HEROLD (2008) anhand mehrerer ausgeführter Konstruktionen in Deutschland vorgestellt wird.

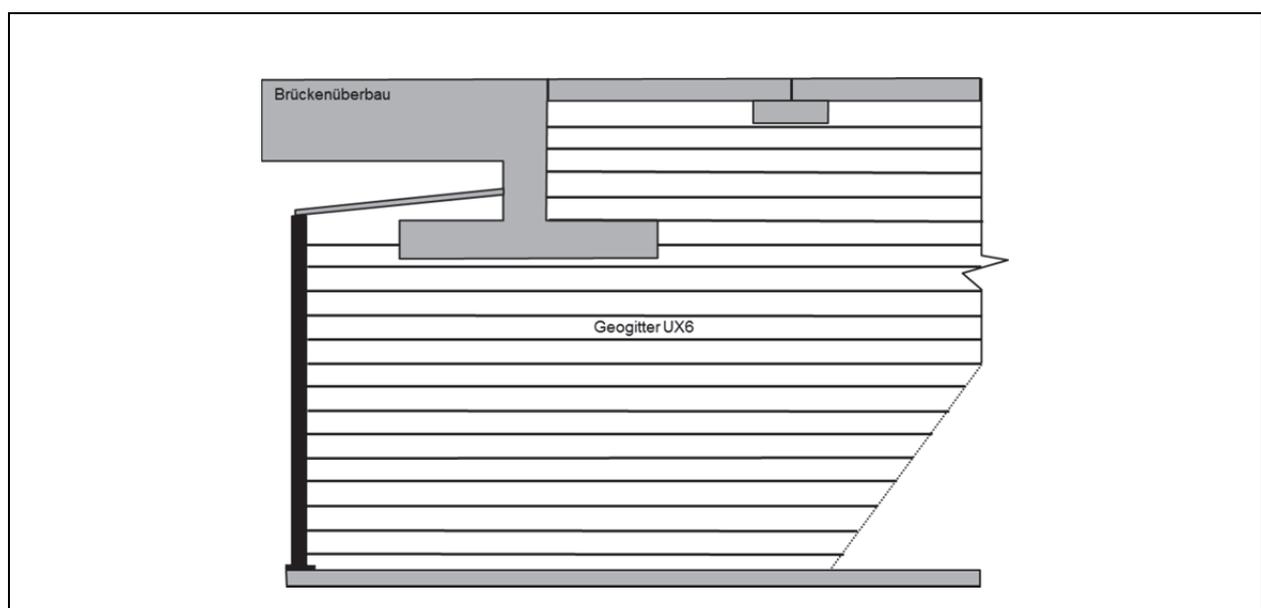


Bild 2-5: Schnitt durch ein Widerlager aus geokunststoffbewehrter Erde bei der Founders/Meadows Brücke bei Denver nach ABU-HEJLEH (2002).

2.3.4 Untersuchungen im Bereich Bahnbau

Beim spurgebundenen Bahnverkehr werden die Verkehrslasten zunächst in die Schiene eingetragen und dann an den einzelnen Stützstellen der Schwellen ortsfest in den Schotteroberbau abgetragen. Die einzelnen Überrollungen finden damit immer an der gleichen Stelle statt. Eine leichte Verschiebung der einzelnen Fahrspuren wie im Straßenverkehr tritt nicht auf. Zusätzlich sind die mittleren Achslasten im Bahnverkehr deutlich höher als im Straßenverkehr. Als Lastmodelle für Brücken wird für eine Lok im Lastbild UIC 71 eine Achslast von 250 kN vorgegeben. In der gleichen Größenordnung liegen bei Straßenbrücken die Achslasten für das Schwerlastfahrzeug, die nach DIN FB 101 mit 240 kN anzusetzen ist. Die Flächenlasten mit denen die Belastungen durch die Wagons berücksichtigt werden, liegen nach RIL 836 bei 30,8 kN/m² (Linienlast von 80 kN/m verteilt auf Schwellenbreite von 2,60 m). Die nach den gültigen Vorschriften einzuhaltenden Achslasten betragen für den Straßenverkehr 11,5 t (StVZO, § 34) und für den Bahnverkehr 18 t (EBO, § 19).

Um einen hohen Fahrkomfort zu gewährleisten und den Unterhaltungsaufwand zu reduzieren, werden die Schienen auch über Brücken lückenlos geschweißt (SEIDEL 2000). Nur bei langen Brücken mit großen Dehnwegen an den Übergängen sind Fahrbahnauszüge anzuordnen. Durch das durchlaufende lückenlose Gleis ergeben sich bei Eisenbahnbrücken deutliche Unterschiede im Vergleich zu den Straßenbrücken. Im Straßenverkehr entstehen bei Setzungsunterschieden zwischen Brücke und angrenzender Hinterfüllung im ungünstigsten Fall Versatzsprünge am Übergang. Bei durchgehenden Gleisen kann an der Schienenoberkante kein Versatz eintreten, dafür werden Schwellenhohllagen beobachtet, an denen bei Zugüberfahrten relativ große Vertikalverformungen eintreten (EISENMANN 1977). Bei unbelastetem Gleis reicht die Biegesteifigkeit der Schiene aus, um Setzungsdifferenzen direkt am Übergang zu überbrücken, die ersten Schwellen auf der Hinterfüllung werden leicht aus dem Schotterbett gehoben. Bei Zugüberfahrten treten stoßartige Belastungen an diesen Schwellen auf, da große elastische Durchbiegungen der Schiene an diesen hohl liegenden Schwellen auftreten. Bei der Überfahrt wird schlagartig der Kontakt zum Bettungsschotter hergestellt. Dadurch kann nach SEIDEL (2000) ein erheblicher Verschleiß am Schotterkorn eintreten. RUMP (1996) gibt für Übergänge mit ungleichmäßiger Schwellenlagerung eine lokale Zunahme von bis 50 % bei der gemessenen Schwinggeschwindigkeit im Schotter unterhalb der Schwellen an. Die Gleislage verschlechtert sich dadurch zunehmend und ist durch häufige Stopfvorgänge auszugleichen (während im Straßenbau bei der Sanierung Asphaltkeile aufgebracht werden).

Um die gewünschte Lastverteilung auf mehrere Schwellen während der Überfahrt zu erreichen, ist eine Durchbiegung der Schiene unter dem Einzelrad erforderlich. Berechnungen dazu können nach dem Bettungsmodulverfahren durchgeführt werden. Der Übergang zwischen Brücke und Hinterfüllung ist dabei mit einem deutlichen Steifigkeitssprung verbunden, der von EISENMANN (1977) etwa mit dem Faktor 4 abgeschätzt wird ($C_{\text{Brücke}} \approx 4C_{\text{Strecke}}$). Eisenmann empfiehlt daher den Einsatz von elastischen Matten im Brückenbereich um die Steifigkeit anzugleichen. Nach Möglichkeit soll das Schotterbett in voller Höhe durchlaufen.

HETTLER (1986) führte dazu Modellversuche im Maßstab 1:3 in einer Prüfgrube mit einem Ausschnitt von 8 Schwellen durch (Länge 1,4 m), bei dem unter zwei Schwellen ein Widerlager gesetzt wurde (Schwellen 7 und 8, siehe Bild 2-6). Untersucht wurden verschiedene Varianten der Übergangsgestaltung, die in Bild 2-6 dargestellt sind (mit und ohne durchgehendes Schotterbett, mit Zwischenmatten und mit keilförmigen Verfestigungen). Der Gleisrost wurde dem Modellmaßstab entsprechend verkleinert und mit drei Belastungszylindern zyklisch belastet um die Überfahrten abzubilden. Die gewählte Last von 7 kN entsprach dabei etwa einer 18 t Achse. Es wurden ca. 1 Mio. Lastwechsel aufgebracht.

Bei den Versuchen ohne durchgehendes Schotterbett nahmen die Setzungen mit steigendem Abstand zum Widerlager linear auf ca. 13 mm nach 1.000.000 Lastzyklen (Überfahrten) zu. Während der Überfahrt zeigte sich eine starke Bildung von Hohllagen, so traten bei den Schwellen 5 und 6 vor dem Widerlager etwa um den Faktor 3 erhöhte Einsenkungen auf (ca. 2 mm sonst ca. 0,7 mm). Mit durchgehendem

Schotterbett konnten wesentlich gleichmäßigere Einsenkungen während der Überfahrt auch nach 1 Mio. Lastzyklen erreicht werden. Die beobachteten gleichmäßigen Setzungen traten größtenteils innerhalb des durchgehenden Schotterbettes ein.

Bei den Versuchen mit elastischen Zwischenlagen waren die Einsenkungen wieder etwas ungleichmäßiger, da es sich nach HETTLER (1986) als ausgesprochen schwierig erwies, die genaue Steifigkeit des ersetzten Schotterbettes abzubilden. Die von HETTLER durchgeführten Versuche zeigten, dass Hohllagen trotz hoher Verdichtung der Hinterfüllung durch Steifigkeitsunterschiede der Schwellenauflagerung am Übergang entstehen können und bestätigten damit die Ausführungen von EISENMANN (1977).

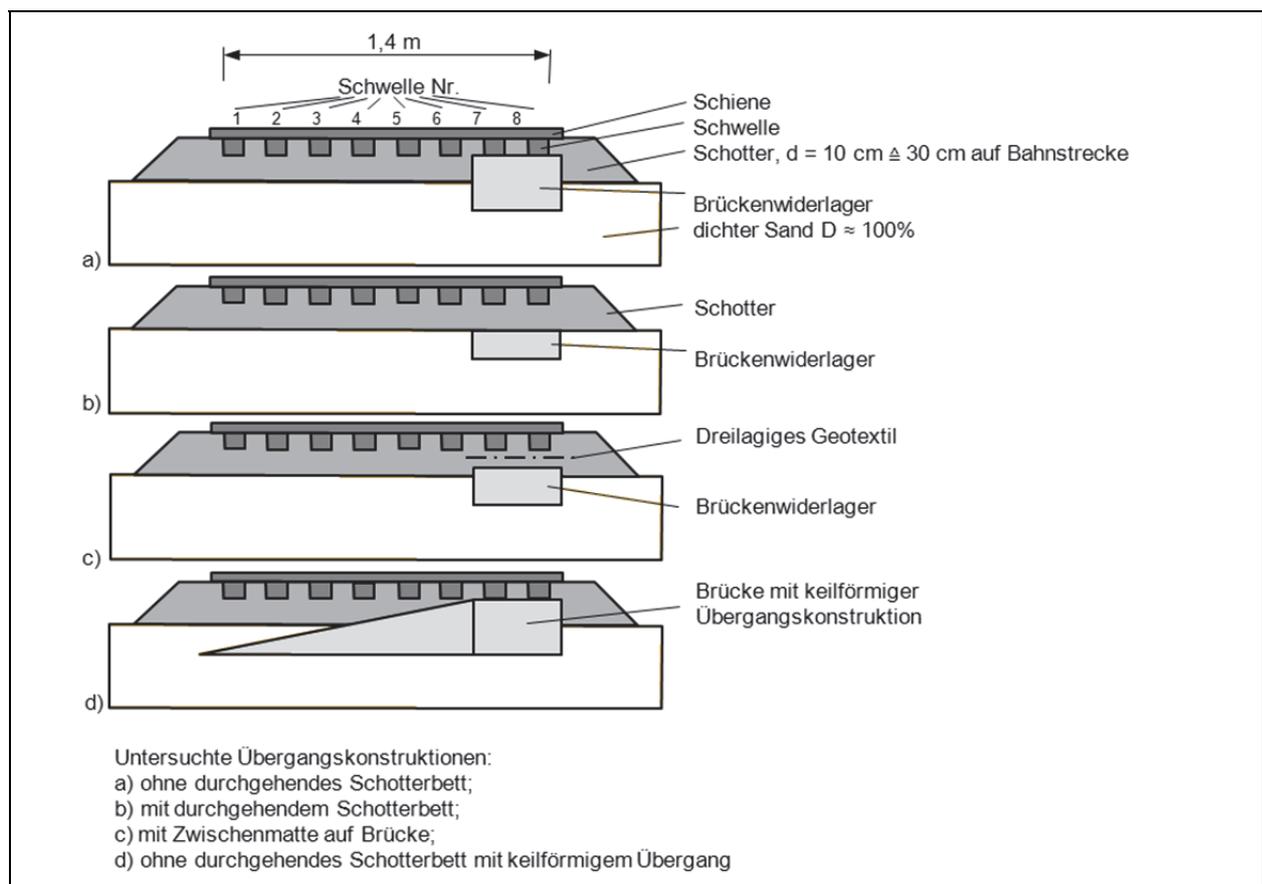


Bild 2-6: Untersuchte Übergangskonstruktionen nach HETTLER (1986).

Ebenfalls gute Ergebnisse konnten mit einer keilförmigen Übergangskonstruktion erzielt werden. Die Unterkante verlief horizontal in gleicher Höhe wie das Widerlager. Die Oberkante stieg von der ersten Schwelle aus kontinuierlich an und erreichte am Widerlager die gleiche Höhe, wie die Oberkante des Widerlagers. Die bleibenden Setzungen und die Einsenkungen unter der Überfahrt nahmen kontinuierlich mit zunehmender Keilhöhe ab. Hohllagen konnten vermieden werden. HETTLER (1986) empfiehlt daher diese Lösung zur Überprüfung in der Praxis, die in etwas abgewandelter Form auch zur Vorzugsvariante nach RIL 836 wurde (vgl. Abschnitt 2.1).

Auch die Verdrehung an Brückenenden bei der Zugüberfahrt ist bei Bahnbrücken stärker als bei Straßenbrücken zu untersuchen, da hier nach EISENMANN (1998) stark wechselnde Beanspruchungen an den ersten Schwellen vor bzw. hinter dem Brückenüberbau auftreten können. Dieses Problem kann nach GENTZ (2003) durch spezielle Ausgleichsplatten gelöst werden, auf denen wenige Schwellen aufgelagert werden.

Beim Schotteroberbau kann die Gleislage bei Setzungen der Hinterfüllung durch Stopfvorgänge korrigiert werden. Diese Möglichkeit der Lagekorrektur ist bei der Festen Fahrbahn nicht mehr gegeben. Zusätzlich stiegen die Anforderungen an die Ebenheit durch die deutlich höheren Geschwindigkeiten. HILLIG (1996) stellt daher fest, dass beim Bau von Hochgeschwindigkeitsstrecken mit der Bauweise Feste Fahrbahn geotechnische Maßnahmen allein nicht ausreichend sind, um die erforderlichen sehr geringen Setzungsunterschiede am Übergang zwischen Brücke und Hinterfüllung zu gewährleisten. HILLIG (1994) empfiehlt daher ergänzende konstruktive Lösungen wie Schleppplatten oder keilförmige zementverfestigte Bereiche mit einer Oberflächenneigung von $\leq 1:1$.

Bindemittelstabilisierte Hinterfüllbereiche auf der NBS Erfurt – Leipzig/Halle und Köln-Rhein/Main wurden auch von DÜRRWANG (1999) vorgestellt. Da hier auch die Dammschüttung teilweise mit stabilisierten Dammbaustoffen hergestellt wurde, erfolgte eine kontinuierliche Erhöhung der Steifigkeit im Übergang zu den Brückenbauwerken durch entsprechend erhöhte Bindemittelanteile. Messungen an einer dieser Brücken in [U5] ergaben, dass in den Hinterfüllungen im Untersuchungszeitraum von Juni 1999 bis September 2002 keine signifikanten Verformungen eintraten.

REHFELD (2000) berichtet von weiteren Setzungsmessungen an mehreren Brücken der Hochgeschwindigkeitsstrecke Hannover – Berlin, bei denen die Feste Fahrbahn in Kombination mit einem verfestigten Keil (Oberflächenneigung 1:1) und einem Übergangsbereich zum Damm aus gut abgestuftem Kies-Sand-Gemisch ausgeführt wurde. Nach einer Verkehrsbelastung von ca. 1,5 Jahren wurden Setzungen an der Schienenoberkante von weniger als 1 cm ermittelt. Die Setzungsdifferenzen zwischen Brücke und Hinterfüllung waren gering. Da die Eigen- und Baugrundsetzungen zu Beginn der Messungen noch nicht vollständig abgeklungen waren, gibt REHFELD den Setzungsanteil aus Verkehr im Beobachtungszeitraum mit unter 5 mm an und weist darauf hin, dass sich die Regellösung mit verfestigtem Keil bewährt hat.

Umfangreiche Untersuchungen zum Einfluss verschiedener Randbedingungen auf die Setzungen und zu verschiedenen Ausbildungen der Hinterfüllung wurden von JAUP (1999) mit groß- und kleinmaßstäblichen Modellversuchen durchgeführt (Modellmaßstab 1:4, 1:20 und 1:35). Mit 75 Grundlagenversuchen im Maßstab 1:20 wurden der Einfluss der Zyklenzahl N und der Achslast P ermittelt. Bei den Grundlagenversuchen wurde als Referenzfall ein 6 m hohes Widerlager modelliert. Dazu wurde ein 30 cm hohes Holzbrett unverschieblich gelagert, hinter dem auf einer Länge von 1,0 m Sand eingebaut wurde, um die Hinterfüllung abzubilden. Als Versuchsmaterial wurde ein trockener, eng gestufter Mittelsand verwendet, der aus verschiedenen Höhen eingerieselt wurde, um unterschiedliche Lagerungsdichten zu erzielen. Die Feste Fahrbahn wurde über eine Holzplatte modelliert, deren Biegesteifigkeit entsprechend des Modellmaßstabes festgelegt worden war. Die Belastung wurde über Räder aufgebracht, die an einer Kette geführt und mit unterschiedlichen Gewichten belastet wurden. Da damit die dynamischen Einwirkungen bei einer Zugüberfahrt nicht berücksichtigt werden konnten, verwendete JAUP bei der Auswertung einen zusätzlichen Faktor $k_{\text{dyn}} = 1,3$, um diesen Einfluss abzuschätzen.

Bei den Grundlagenversuchen veränderte JAUP jeweils einen Parameter, während die anderen konstant gehalten wurden. Die Setzungen wurden mit 6 Wegaufnehmern aufgezeichnet. Die maximalen Setzungen s_N traten bei allen Grundlagenversuchen beim Aufnehmer 4 mit einem Abstand von 0,5 m zum Widerlager ein. Im Ergebnis entwickelte JAUP die Gleichung (2-1), deren einzelne dimensionslose Terme in Tab. 2-1 erläutert werden.

$$\frac{s_N}{b} = \frac{s_1}{b} + \frac{c \cdot \ln(N)}{1 + d \cdot \ln(N)} \cdot \left(\frac{P}{\gamma \cdot b^3} \right)^{0,6} \cdot \left(\frac{EI}{\gamma \cdot b^5} \right)^{-0,2} \cdot \frac{0,5 \cdot h}{1 + 0,34 \cdot h} \cdot f(D) \quad (2-1)$$

s_N ... maximale Setzung
weitere Erläuterungen in Tab. 2-1

Erfasster Parameter	Term	Bemerkungen
Plastische Setzungen nach 1. Belastung S_1	$\frac{s_1}{b}$	Die plastischen Setzungen nach der ersten Belastung wiesen bei den durchgeführten Versuchen einbaubedingt größere Streuungen auf und wurden daher von JAUP in einem separaten Summanden abgespalten.
Anzahl der Lastwechsel N	$\frac{c \cdot \ln(N)}{1 + d \cdot \ln(N)}$	c Parameter für den Einfluss der Steigung während der ersten Lastwechsel d Parameter für den Einfluss der Krümmung der Hyperbel Bei den Versuchen nahm die Setzungsrate mit wachsender Lastwechselzahl deutlich ab. Als Ansatzfunktion wählte JAUP eine Hyperbel in der halblogarithmischen Darstellung. Die Funktionsparameter gibt JAUP für einzelne Versuche mit c zwischen 0,04 und 0,1 und d von ca. -0,046 an.
Größe der Belastung (Achslast) P	$\left(\frac{P}{\gamma \cdot b^3}\right)^{0,6}$	Den Einfluss der Belastung erfasst Jaup mit einem Potenzansatz. Eine Verdoppelung der Belastung führt demnach zu einem Anstieg der Setzungen um ca. 52% ($2^{0,6}=1,52$).
Steifigkeit des Oberbaus EI	$\left(\frac{EI}{\gamma \cdot b^5}\right)^{-0,2}$	Mit zunehmender Steifigkeit des Oberbaus der Festen Fahrbahn nahmen die Setzungen aufgrund der größeren Spannungsverteilung ab. Eine Verdoppelung der Steifigkeit führt nach dem von JAUP angegebenen Zusammenhang zu einer Abnahme der Setzungen um ca. 13 % ($2^{-0,2}=0,87$).
Widerlagerhöhe h	$\frac{0,5 \cdot h}{1 + 0,34 \cdot h}$	Mit Wandhöhen, die im Versuch zwischen 0,10 und 0,32 m lagen, ermittelte JAUP einen hyperbolischen Einfluss der Widerlagerhöhe, der einem Grenzwert von ca. 1,5 zustrebt. Damit hat die Widerlagerhöhe einen relativ geringen Einfluss auf die Setzungen. Eine Verdopplung der Widerlagerhöhe von 5 auf 10 m führt nach diesem Ansatz beispielsweise zu einer Zunahme der Setzungen durch die Verkehrsbelastung um 23 %.
Lagerungsdichte der Hinterfüllung D	$f(D)$	Im Textteil seiner Arbeit verweist JAUP auf einen Hyperbelansatz, um den Einfluss der Lagerungsdichte zu erfassen. Parameter für eine solche Funktion werden jedoch nicht angegeben. Aus den Grafiken ist etwa eine Verdopplung der Setzungen zwischen den Versuchen bei sehr dichter Lagerung $D=0,81$ und einer Lagerungsdichte von $D=0,32$ im Grenzbereich locker/mitteldicht erkennbar.
allg. Faktoren		b Breite des Oberbaus γ Wichte der Hinterfüllung

Tab. 2-1: Erläuterungen zu den von JAUP (1999) untersuchten Einflussparametern auf die maximale Setzung über Hinterfüllungen.

Den Verlauf der Setzungsmulde bildete JAUP (1999) mit einer Biegelinie für einen Ersatz-Einfeldträger ab, dessen eingespanntes Ende um den Betrag s_{\max} verschoben wird (Bild 2-7). Am Widerlager liegt beim Ersatzsystem eine Teileinspannung vor. Als Grenzfälle wurden von JAUP eine gelenkige Lagerung und eine volle Einspannung betrachtet (Bild 2-7c und d), wobei mit der vollen Einspannung eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen erzielt werden konnte. Der Vergleich mit einer Biegelinie ist bei der Festen Fahrbahn gerechtfertigt, da die Verbundkonstruktion aus Gleisrost und Tragplatte vereinfacht als Platte unter Biegung wirkt (bei den üblichen Annahmen der Festigkeitslehre und linearem Materialverhalten). Die Tragplatte wird bis auf die Kammerwand geführt und besitzt keine Fuge an der Rückseite des Widerlagers.

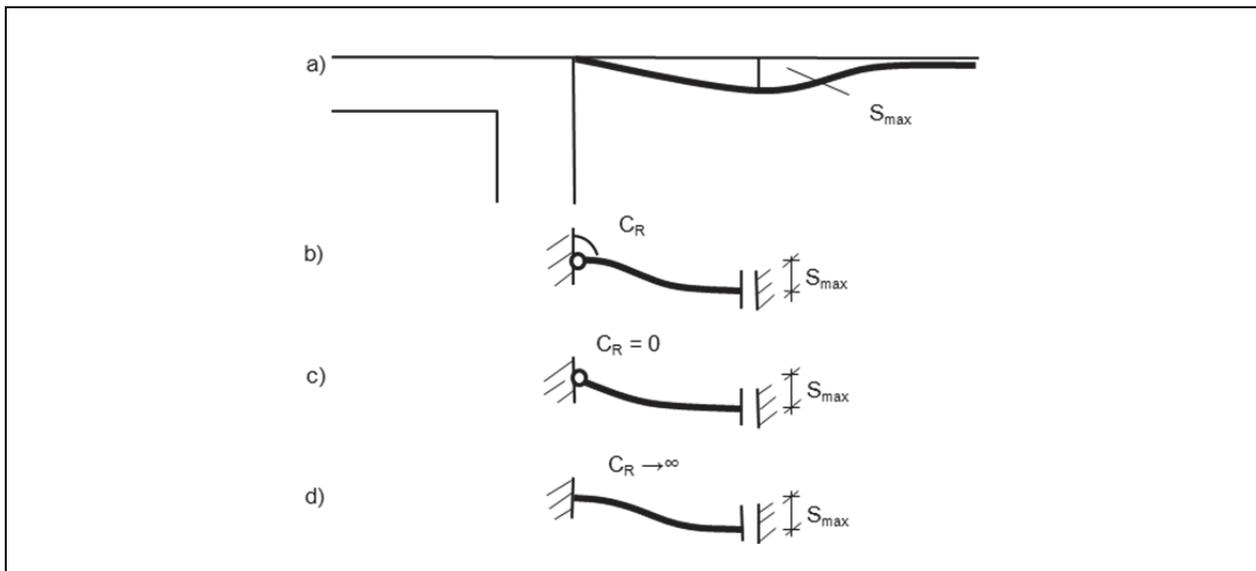


Bild 2-7: Abbildung der Setzungsmulde als Biegelinie eines Ersatzträgers nach JAUP (1999).

Bei der Übertragung der Ergebnisse auf den Straßenbau ist daher zu beachten, dass hier der Oberbau nicht durchläuft und eine Fuge über der Rückseite der Widerlager angeordnet wird. Weiterhin ist die Biegesteifigkeit eines Asphaltoberbaus geringer als bei der Festen Fahrbahn (insbesondere aufgrund des vergleichsweise geringen E-Moduls des Asphalt bei hohen Sommertemperaturen). Auch die beim Asphaltoberbau gewünschte Spannungsabnahme durch Relaxation tritt bei den bewehrten Betontragplatten der Festen Fahrbahn nicht auf. Damit sind bei der Festen Fahrbahn die im Versuch gemessenen Setzungsmulden gleichmäßiger ausgebildet.

Mit weiteren Versuchen im Maßstab 1:4 und Maßstab 1:35 untersuchte JAUP (1999) das Verformungsverhalten der Festen Fahrbahn bei den folgenden unterschiedlichen Hinterfüllungsvarianten:

1. Regellösung mit zementverfestigtem Keil nach RIL 836,
2. Schleppplatte auf Konsole am Widerlager aufgelagert,
3. horizontale zementverfestigte Bodenschichten im oberen Hinterfüllbereich,
4. vertikale zementverfestigte Bodenblöcke hinter dem Widerlager.

Bei den Versuchen im Maßstab 1:4 erfolgte die Belastung nicht rollend sondern ortsfest. Der Verlauf der Setzungsmulde war vorab durch kleinmaßstäbige Versuche ermittelt worden, so dass die ortsfeste Belastungseinrichtung in den Bereich der maximalen Einsenkung platziert werden konnte.

Bei den Versuchen mit Schleppplatte konnten die Setzungen insgesamt im Vergleich zur Regellösung reduziert werden. Sie nahmen jedoch direkt hinter der Platte deutlich zu, so dass in diesem Bereich niedrige Ausrundungsradien zu verzeichnen waren. Als günstiger erwies sich ein umgekehrter zementverfestigter Keil, bei dem die Unterseite geneigt ist. Aus den Ergebnissen der Modellversuche prognostiziert JAUP Setzungsmulden für unterschiedliche zementverfestigte Keile (Bild 2-8). Bei der Regellösung waren demnach Setzungen bis 17 mm im Abstand von ca. 12 m zum Widerlager zu erwarten, während beim umgekehrten Keil mit einer Neigung an der Unterseite von 1:3 nur ca. 12 mm prognostiziert wurden, die zudem in einem wesentlich größerem Abstand von 35 zum Widerlager erwartet wurden (Bild 2-8). Daher wurde von JAUP (1999) und KEMPFERT (2000) empfohlen, umgekehrt zementverfestigte Keile auszuführen, die weiter in den Dammbereich hinein reichen.

In den Versuchen von JAUP wurden keine Untergrundsetzungen betrachtet. Nach VOGEL (2003) besteht bei Untergrundsetzungen (oder bei Setzungen im Dammmaterial auf dem der Keil ggf. aufliegt) die Ge-

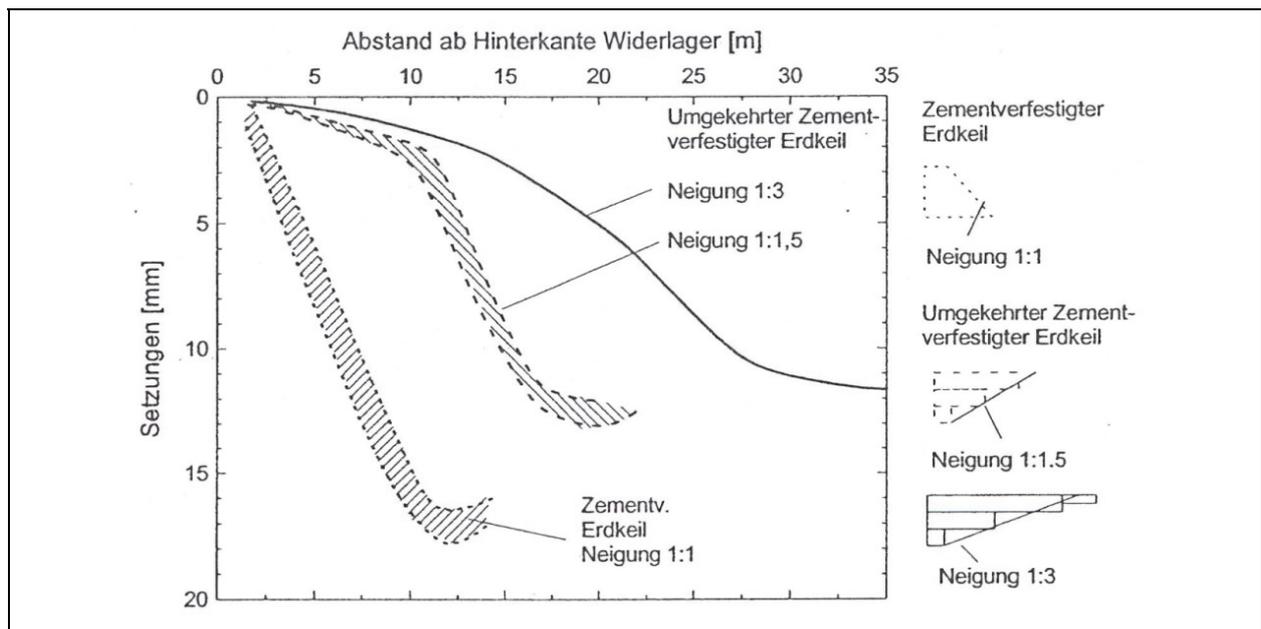


Bild 2-8: Prognose für extrapolierte Setzungsmulden für unterschiedliche zementverfestigte Erdkeile (aus JAUP (1999)).

fahr, dass eine Kippverformung des starren Keils zu einer Fugenbildung zwischen Widerlager und Keil führt. VOGEL (2003) empfiehlt daher, den umgekehrten verfestigten Keil nur bei Felsuntergrund anzuwenden.

Eine zusammenfassende Darstellung der Maßnahmen zur Setzungsverminderung an Brückenübergängen im Eisenbahnbereich gibt VOGEL (2003). Insbesondere wird darauf hingewiesen, dass die Setzungen unter Verkehrsbelastung weder auf der freien Strecke noch in Übergangsbereichen rechnerisch ausreichend genau bestimmt werden können. Daher sind konstruktive Vorgaben zur Ausführung erforderlich. Diese sind weitgehend empirisch begründet. Zur Vermeidung von Eigensetzungen in dem Hinterfüllungsbereich, der unmittelbar an das Widerlager angrenzt, wurde daher der zementverfestigte Keil an der Widerlagerrückwand als Regellösung im Bereich der Deutschen Bahn festgelegt.

2.4 Integrale Brücken

2.4.1 Allgemeines

Eine „integrale“ Stahlbetonbrücke ist dadurch gekennzeichnet, dass die einzelnen Bauteile, wie Pfeiler, Widerlager und Überbau monolithisch mit einander verbunden sind und nicht durch Lager und Dehnfugen voneinander getrennt werden (Bild 2-9). Gleichbedeutend werden daher die Begriffe „fugenlose Brücke“ PÖTZL (1996) oder „monolithische Brücke“ ENGELSMANN (1998) verwendet. In Deutschland wurden in den letzten Jahrzehnten nach ENGELSMANN (1999) vorrangig Einfeldträger oder Durchlaufträger hergestellt, bei denen der Überbau verschieblich gelagert wurde, so dass die Temperaturdehnungen des Brückenüberbaus nicht behindert waren. Diese Bauweise wird im Folgenden auch als „konventionelle Bauweise“ bezeichnet. Seit den 80er Jahren des vorangegangenen Jahrhunderts wurden vorrangig in den USA und in Großbritannien verstärkt integrale Brücken mit dem Ziel der Kosteneinsparung ausgeführt. In mehreren Bundesstaaten der USA sowie in Großbritannien wurden integrale Brücken für Brückenlängen bis 60 m zur Regelbauweise erhoben (LOCK (2002)). Integrale Brücken werden bevorzugt in Stahl- und Spannbeton hergestellt. Verschiedene Autoren berichten jedoch auch davon, dass zunehmend Stahlverbundkonstruktionen ausgeführt werden (z.B. BRAUN (2006)). Als Gründung können sowohl Flach- als auch Tiefgründungen in Abhängigkeit von der Baugrundsituation vorgenommen werden.

Brücken, bei denen zwar die Pfeiler mit dem Überbau monolithisch verbunden sind, aber nicht die Widerlager, werden als semi-integral bezeichnet (Bild 2-10).



Bild 2-9: Integrale Brücke als Rahmenbauwerk ohne Lager (BAB A 66, Krielteler Dreieck).



Bild 2-10: Semi-integrale Brücke, Pfeiler monolithisch mit Überbau verbunden, Lager und Fahrbahnübergänge an den Widerlagern (B 101 bei Freiberg).

Die integrale Bauweise bietet nach verschiedenen Literaturangaben wie z.B. ENGELSMANN (1999), PÖTZL (1996) oder BRAUN (2006) eine Reihe von Vorteilen. Durch den monolithischen Verbund zwischen Widerlager und Brückenüberbau können Eckmomente übertragen und somit das Feldmoment deutlich verringert werden. Bei gleicher Stützweite kann der Überbau dadurch deutlich schlanker ausgeführt werden. Durch die geringere Überbauhöhe werden bei einem einzuhaltenden Lichtraumprofil damit auch erhebliche Einsparungen von Erdbewegungen im Bereich der Anrampungen des Brückenbauwerks erreicht. Am Beispiel einer 40 m langen Straßenbrücke, deren Überbauhöhe von 2,0 m auf 1,5 m reduziert werden konnte, gibt ENGELSMANN (1999) eine Masseneinsparung von insgesamt 5200 m³ für beide Anrampungen an. Dies allein entspricht einer Kosteneinsparung von ca. 100.000 € bei einem Einheitspreis von 19 €/m³ für das Liefern und Einbauen des Bodens.

Die höhere Schlankheit, die beim Überbau von integralen Brücken erreicht werden kann, führt gleichzeitig dazu, dass die Belastungen durch das Eigengewicht der Konstruktion abnehmen. Ein Teil des auf die Widerlager an beiden Seiten einwirkenden Erddrucks wird über Normalkräfte im Brückenüberbau aufgenommen. Dadurch verringern sich im Allgemeinen die Beanspruchungen in der Gründungsebene im Vergleich zu konventionellen Brücken, so dass die Abmessungen reduziert werden können, da die Widerlager nicht mehr als vom Überbau getrennte Kragträger ausgebildet werden. Auch bei Tiefgründungen sind Einsparungen möglich, da häufig nur einreihige Pfahlreihen angeordnet werden. Neben der Kosteneinsparung durch Verminderung der Anzahl der Bohrpfähle entfallen die Kosten für die Herstellung der Kopfplatten. Mehrere Beispiele dazu sind in BRAUN (2006) dargestellt.

Durch die Einsparung der Übergangskonstruktionen und Lager ist auch eine Reduzierung der Unterhaltungskosten möglich. Nach Untersuchungen von KÖNIG (1986) liegt der Anteil für den Unterhalt der Lager und Übergangskonstruktionen bei ca. 12 % der gesamten Unterhaltungskosten. Der höhengenaue Einbau der Übergangskonstruktion ist schwierig, so dass an den Dehnfugen erhöhte Lärmemissionen entstehen. Nach ENGELSMANN (1999) sind die Fugenkonstruktionen häufig Ursache von Schäden, wenn die Abdichtung nicht mehr voll funktionstüchtig ist und korrosionsanfällige Bauteile durch den Zutritt von Feuchtigkeit und chloridhaltigem Wasser gefährdet werden. Da keine Lager mehr kontrolliert werden müssen, können auch die Kontrollgänge in großen Widerlagern und die Stellflächen für Pressen beim Lagerwechsel entfallen. Die Lastübertragung zwischen Überbau und Widerlager erfolgt nach ENGELSMANN (1999) wesentlich gleichmäßiger, da Spannungskonzentrationen an den Lagern entfallen. Allerdings sollten die Übergänge ausgerundet werden, um Spannungsspitzen an den einspringenden Ecken zu vermeiden.

Bei gleicher Höhe des Überbaus können mit integralen Brücken höhere Spannweiten erreicht werden. Wenn Autobahnen überquert werden, kann dadurch z.B. auf Mittelstützen verzichtet werden. Neben der geringen Beeinträchtigung des Verkehrs während der Bauzeit führt dies auch zu einer Erhöhung der Sicherheit bei Unfällen. BRAUN (2006) zeigt die Einsparmöglichkeiten anhand eines Vergleichs zwischen einem Ausschreibungsentwurf in konventioneller Bauweise und einem Nebenangebot als Rahmenbauwerk, mit dem 16 % der Baukosten eingespart werden konnten.

Auch in Erdbebenregionen bietet die integrale Bauweise nach BRAUN (2006) Vorteile, da horizontale Lasten über die Bettung der Widerlager direkt in den Baugrund eingeleitet werden können und keine Festhaltekonstruktionen für den Überbau erforderlich sind. Ein Abrutschen von den Lagern ist durch den monolithischen Verbund nicht möglich. Weitere Tragsicherheitsreserven entstehen durch die statische Unbestimmtheit mit der Möglichkeit der Lastumlagerung, solange eine ausreichende Duktilität des Bauwerks vorhanden ist.

Den aufgeführten Vorteilen steht auch eine Reihe von Nachteilen der integralen Bauweise gegenüber. Durch die Behinderung der Temperaturverformungen entstehen im Brückenbauwerk Zwangsbeanspruchungen, die bei der Bemessung zu berücksichtigen sind und ggf. zu einer Erhöhung des Bewehrungsgrades führen. Bei Bauwerken mit Spannbeton wird nach SCHIEFER (2006) ein Teil der aufgebrachtene Vorspannkraft über die Widerlager in den Baugrund eingeleitet, so dass die Zugkraft in den Spanngliedern höher ist, als die Vorspannkraft im Betonquerschnitt des Brückenüberbaus.

Wenn bereits während der Bauzeit ein vorgegebenes Lichtraumprofil einzuhalten ist, so kann bei der konventionellen Brückenbauweise der Brückenüberbau in einer höheren Lage hergestellt werden. Dadurch kann die Schalung so hergestellt werden, dass das Lichtraumprofil frei gehalten wird. Nach dem Ausschalen wird der Brückenüberbau auf die Lager abgesenkt. Wenn eine integrale Brücke hergestellt wird, kann während der Bauzeit nicht verhindert werden, dass die Schalung das spätere Lichtraumprofil einschränkt, da die Möglichkeit des Absenkens durch die monolithische Bauweise nicht besteht. Wenn auch während der Bauzeit das Lichtraumprofil nicht eingeschränkt werden darf, so kann jedoch eine integrale Brücke als Stahlverbundkonstruktion ausgeführt werden.

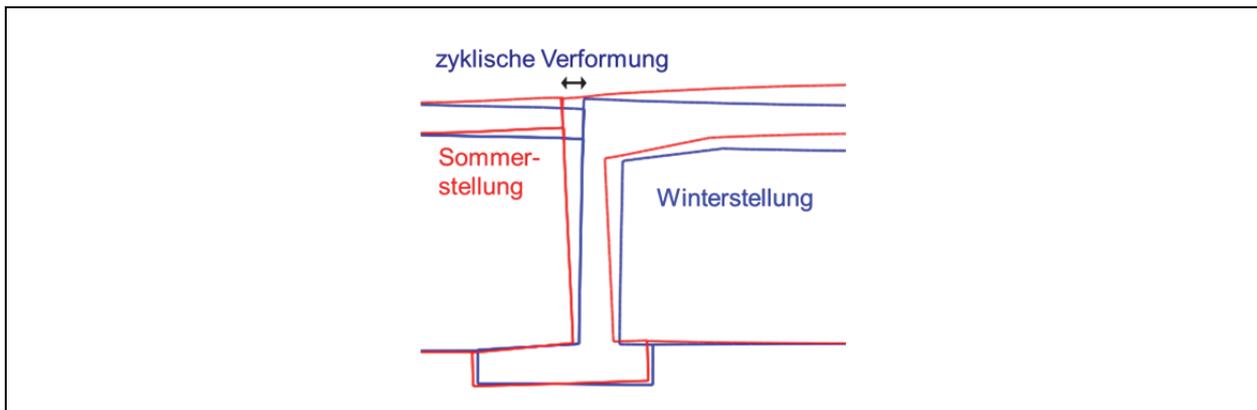


Bild 2-11: Zyklische Verformung des Widerlagers bei Rahmenbrücken.

Als weiterer Nachteil ist eine aufwändigere Bemessung bei integralen Brücken zu nennen, da Baugrund, Hinterfüllungen und Brückenbauwerk nach PELKE (2003) als Gesamtsystem mit ihren gegenseitigen Wechselwirkungen zu betrachten sind. Darauf wird im folgenden Abschnitt 2.4.2 näher eingegangen. Verschiedene Möglichkeiten für die Gestaltung des Übergangs zwischen integraler Brücke und anschließendem Fahrbahn enthält Abschnitt 2.4.3.

Bei integralen Brücken führen die jahreszeitlichen Temperaturschwankungen zu zyklischen Verschiebungen der Widerlagerwände bzw. Rahmenstiele (Bild 2-11), die nach ENGLAND (2001) eine zunehmende Verdichtung der Hinterfüllung bewirken können. Dadurch können zusätzliche Setzungen im Bereich der Bauwerkshinterfüllung entstehen. Auch Hebungen in der Sommerstellung sind möglich. Auf Laborversuche und Feldmessungen zu den Verformungen und zur wechselnden Erddruckbeanspruchung infolge der zyklischen Wandbewegungen wird ausführlich in den Abschnitten 2.4.4 bis 2.4.8 eingegangen.

Die integrale Bauweise erfreut sich in Deutschland zunehmender Beliebtheit. In einer Vielzahl von Beiträgen wurde von Besonderheiten beim Entwurf oder bei der Ausführung berichtet. Ohne Anspruch auf Vollständigkeit wären hier beispielsweise SCHLAICH (2004), SCHÜLLER (2004), SCHIEFER (2006), FUCHS (2007), KEUSER (2008), GEIER (2010) zu nennen. In der Regel wurden die Beiträge kurz nach Fertigstellung der Bauwerke, teilweise auch bereits in der Planungsphase veröffentlicht. Dadurch konnten keine Aussagen zum Verhalten unter Verkehrsbelastung getroffen werden. Übereinstimmend wird die Bauweise als kostengünstig für kleinere Spannweiten bis zu 30 m empfohlen. In Verbundbauweise wurden auch Stützweiten bis zu 50 m erreicht. Durchlaufträger mit Gesamtlängen über 100 m können als semi-integrale Bauwerke mit Lagern und Fahrbahnübergängen an den Widerlagern hergestellt werden.

Auch Talbrücken für den Hochgeschwindigkeitsverkehr wurden im Rahmen von Sondervorschlägen als integrale oder semi-integrale Bauwerke ausgeführt. Beispielsweise sind hier die Gänsebachtalbrücke oder die Scherkondeltalbrücke zu nennen. Die integrale Gänsebachtalbrücke wird von SCHENKEL (2010) vorgestellt und hat eine Gesamtlänge von über 1000 m. Die Gleise verlaufen durchgehend ohne Schienenauszüge, obwohl die Brücke in 112 m lange Abschnitte unterteilt wurde. Die Brücke besteht somit vereinfachend aus 10 einzelnen Brücken, die hintereinander angeordnet wurden. Ein anderer Lösungsansatz wurde nach MARX (2010) bei der Scherkondeltalbrücke besprochen, bei der ein 572 m langer Durchlaufträger mit 14 Brückenfeldern errichtet wurde. Bei diesem semi-integralen Bauwerk sind die Pfeiler und das westliche Widerlager monolithisch mit dem Überbau verbunden, während am Widerlager Ost Lager und ein Schienenauszug angeordnet wurden. Im Bereich des Straßenwesens wird die maximale Länge von semi-integralen Brücken nach SCHIEFER (2006) durch die zulässigen Dehnwege der Übergangskonstruktionen begrenzt. Längen über 100 m sind möglich und wurden auch ausgeführt.

Weitere Bauwerke und insbesondere Brücken mit dokumentierten Messergebnissen zu den Verformungen oder zum Erddruck werden in den folgenden Abschnitten näher vorgestellt.

2.4.2 Bemessungsverfahren und Entwurf

Die Grundlagen für den Entwurf und die Bemessung von integralen Betonbrücken sind in PÖTZL (1996), ENGELSMANN (1999), PELKE (2003) und GEBERT (2004) ausführlich dargestellt. Im Vergleich zur konventionellen Bauweise ist bei integralen Brücken die Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Boden intensiver zu untersuchen, da die Beanspruchungen und auch die Gebrauchstauglichkeit von den Steifigkeiten und den Verformungen der Teilsysteme abhängen. Neben der räumlichen Struktur sind auch zeitabhängige Einflüsse zu berücksichtigen, zu denen der Einfluss des Kriechens und Schwindens im Beton sowie die Auswirkungen der unterschiedlichen Umgebungstemperaturen zählen. In dem statisch mehrfach unbestimmten System sind neben den äußeren Lasten somit auch die Zwangsbeanspruchungen aus Temperatur, Schwinden, Kriechen und möglichen Baugrundbewegungen zu berücksichtigen (GEBERT (2004)).

In Deutschland werden bei ausreichend tragfähigem Boden i.d.R. Flachgründungen ausgeführt (MAHLO (2008)), in den USA vorrangig Tiefgründungen. Dazu können umfangreiche Angaben z.B. in DICLELI (2000) und KIM (2010a) gefunden werden. Unabhängig von der Gründungsart werden nach ENGELSMANN (1999) bei ebener Betrachtung die Verformungsfreiheitsgrade der Gründung über eine vertikale und eine horizontale Feder sowie über eine Drehfeder abgebildet (Bild 2-12). Die Verträglichkeit zwischen den berechneten horizontalen und vertikalen Bodenpressungen und den Tragwerksverformungen ist für die jeweilige Baugrundsituation zu überprüfen (KIM (2010b)). Dadurch können mehrere Iterationsschritte erforderlich werden.

Beim Lastabtrag der Vertikallasten sind keine wesentlichen Unterschiede zur Bemessung konventioneller Brücken vorhanden. Jedoch ist die Interaktion in horizontaler Richtung eine Besonderheit der integralen Brücken, wobei ENGELSMANN (1999) auf eine Vergleichbarkeit mit den Untersuchungen an Schleusen von VOGT (1984) und HILMER (1976) hinweist, auf die im Abschnitt 2.5 näher eingegangen wird.

Nach ENGELSMANN (1999) sind die Bodenwiderstände i.d.R. nicht groß genug, um die Temperaturdehnungen im Überbau wesentlich zu behindern. Damit stellen sich an der Oberkante der Widerlager Horizontalverformungen in der gleichen Größenordnung ein, wie bei frei gelagerten Überbauten. Dadurch sind auch die Zwangsbeanspruchungen deutlich kleiner als bei voller Dehnungsbehinderung und liegen in der Größenordnung von ca. 20% der vollen Zwangskräfte.

Es ist jedoch nach ENGELSMANN (1999) auch möglich, die Verformungen durch entsprechende Gründungskonstruktionen, wie Wandscheiben in Brückenlängsrichtung oder Pfahlgruppen mit Bodenplatten

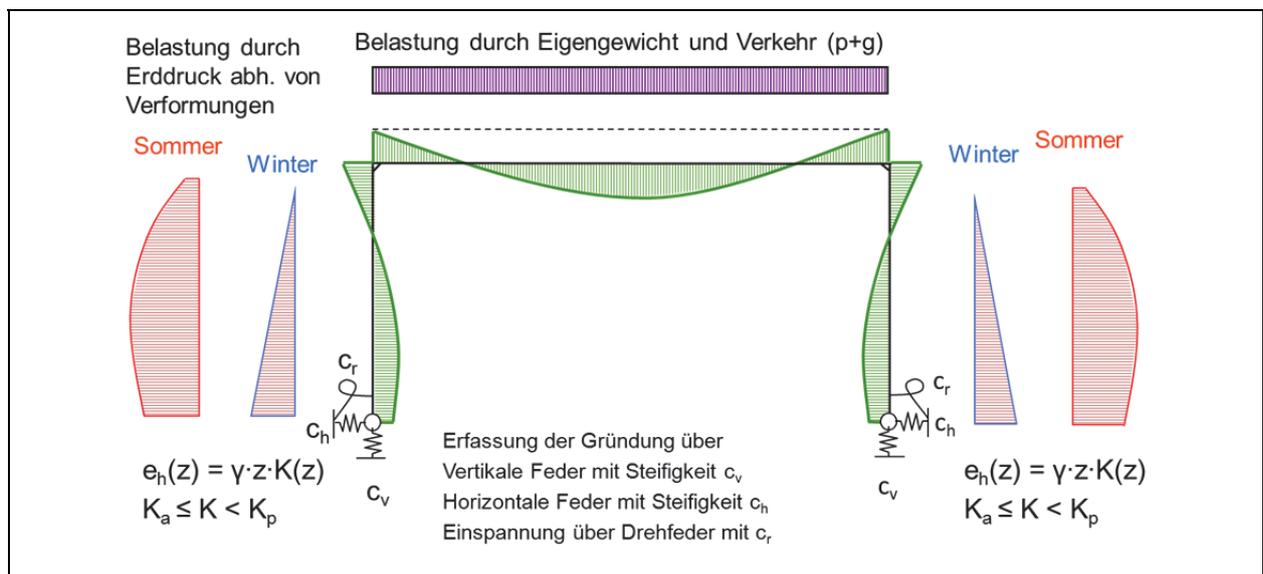


Bild 2-12: Prinzipdarstellung zum Momentenverlauf an einer Rahmenbrücke und zu den Einwirkungen aus wechselndem Erddruck (beim Momentenverlauf nicht berücksichtigt).

stark zu behindern und damit die Widerlagerverformungen zu begrenzen. In diesen Fällen entstehen jedoch sehr hohe Zwangsbeanspruchungen. Dafür ist der Übergang zum Fahrweg einfach zu gestalten. Auch beim direkten Übergang von Tunnel zu Brücke können die Verschiebungen durch einen Anschluss an den Tunnelausbau vollständig verhindert werden. Die Tunnelnische ist dann so zu bemessen, dass die Zwangskräfte aus der Brücke sicher aufgenommen werden können.

Eine Prinzipdarstellung des Momentenverlaufs an einem einfachen Rahmenbauwerk mit Flachgründung zeigt Bild 2-12. Das für das Tragverhalten günstige Eckmoment wird im Wesentlichen durch Horizontalkräfte in der Gründung erzeugt. Die bei der Berechnung über Horizontalfedern abgebildet werden können. MAHLO (2008) entwickelt dafür ein Verfahren zur Ermittlung der Federsteifigkeit c_h über eine Erfassung der horizontalen Fundamentverschiebungen in Abhängigkeit von der einwirkenden Horizontalkraft. Bei diesem Ansatz wird sowohl die Abhängigkeit der Sohlreibung als auch der Mobilisierung des Erdwiderstandes in Abhängigkeit von den Horizontalverformungen berücksichtigt.

Die Bettung der Widerlagerwände durch die angrenzende Hinterfüllung hat einen geringeren Einfluss auf das Eckmoment. Allerdings werden die Zwangskräfte im Brückenüberbau in hohem Maße durch die Steifigkeit der Hinterfüllung beeinflusst. Bei der Bemessung kann die Hinterfüllung über Federn abgebildet werden. Dann sollten nichtlineare Federkennlinien verwendet werden. Eine andere Möglichkeit besteht darin, den Erddruck aus der Hinterfüllung als Einwirkung zu berücksichtigen (SCHIEFER (2006)).

Von GEBERT (2004) werden Musterentwürfe für Rahmenbrücken in Verbundbauweise vorgestellt, mit denen Autobahnquerschnitte Q27 ohne Mittelstütze unterführt werden können. GEBERT unterscheidet drei Varianten, die in Bild 2-13 dargestellt sind. Bei Variante 1 wird der Brückenüberbau in die Widerlager eingespannt. Das für die Rahmenwirkung erforderliche Eckmoment wird über Horizontalkräfte in der

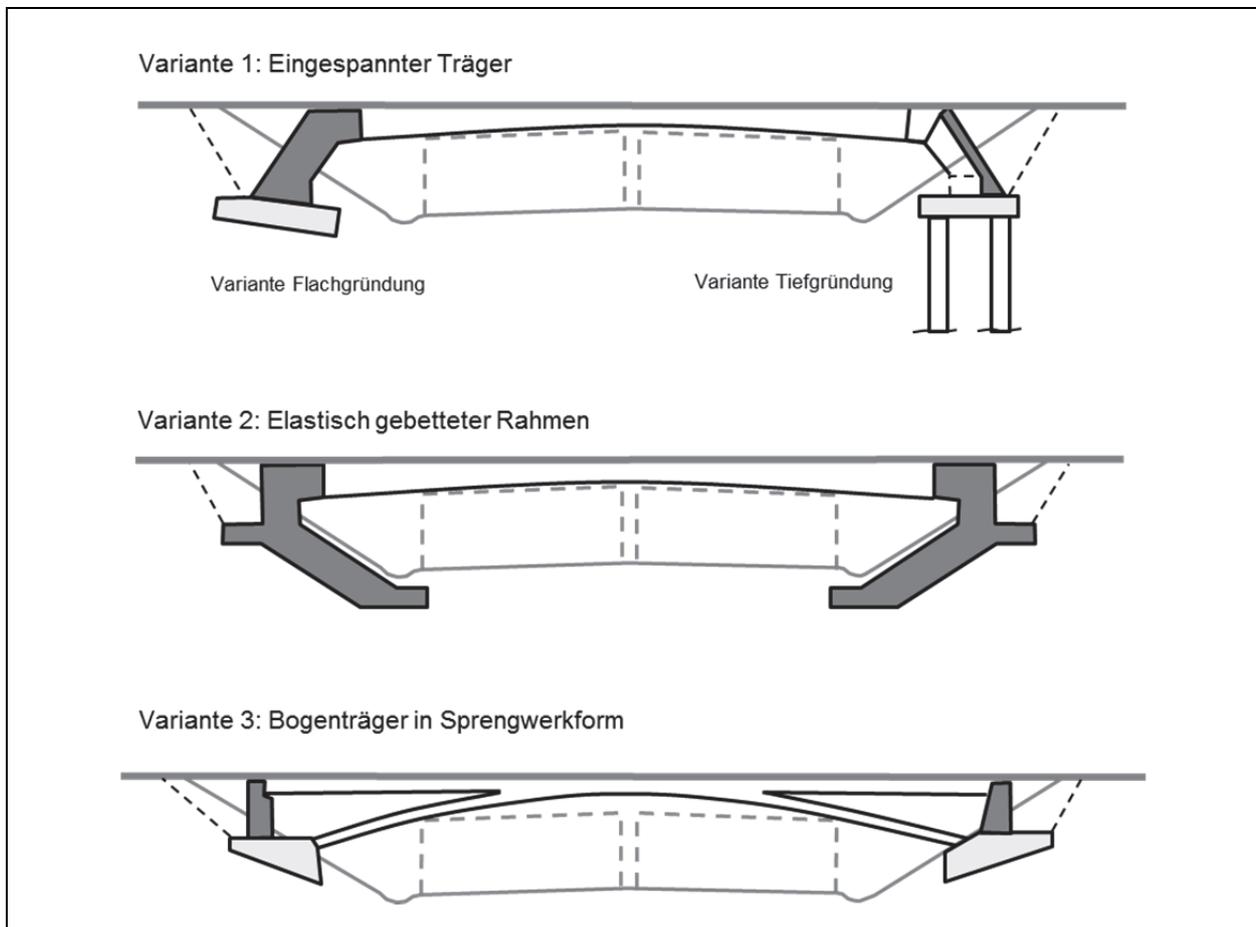


Bild 2-13: Musterentwürfe für Rahmenbrücken in Verbundbauweise nach GEBERT (2004).

Gründungssohle erzeugt. Im Fall der Flachgründung müssen dafür Reibungskräfte in der Sohlfuge mobilisiert werden. Bei der Tiefgründung wird die Horizontalkraft über die Bettung der Pfähle abgetragen. Zusätzlich wird die Rotation des Widerlagers durch die zweireihige Anordnung der Pfähle wesentlich stärker als bei der Flachgründung behindert. Damit wird ein Teil des Eckmomentes über ein Kräftepaar in den beiden Pfahlreihen aufgenommen. Bei der Variante 2 nach Bild 2-13 wird die Rahmenwirkung durch die großflächige Bettung der Widerlager erzeugt. Durch die unter die Brücke vorgezogenen, direkt im Baugrund eingebetteten Widerlager weist die Resultierende einen deutlichen Hebelarm zur Rahmenecke auf, in der damit ein entsprechendes Moment erzeugt wird. Die Musterentwürfe haben sich nach GEBERT (2004) bei 12 Brücken an der A71 nördlich von Erfurt bewährt, wobei überwiegend die Variante 1 nach Bild 2-13 zur Ausführung kam. Die Stützweiten betragen zwischen 39 und 49 m. Von Verformungs- oder Erddruckmessungen an diesen Brücken wird nicht berichtet.

Zusammenfassende Entwurfshilfen für integrale Stahlbetonbrücken mit einer Gesamtlänge von bis zu 75 m wurden im Auftrag des Hessischen Landesamtes für Straßen- und Verkehrswesen erstellt (PELKE (2003)). Die Entwurfshilfen wurden für den häufig vorkommenden Querschnitt RQ 10,5 ausgerichtet und durch Bemessungsbeispiele ergänzt. Bei integralen Brücken sind zwei demnach im Normalfall getrennte Berechnungen des Gesamtsystems mit oberen und unteren Grenzwerten für die Bodenkennwerte in der Gründung durchzuführen.

2.4.2.1 Temperatureinwirkungen auf den Brückenüberbau

Brücken aus Stahlbeton zeigen im Allgemeinen einen nichtlinearen Temperaturverlauf über die Höhe des Überbaus. Insbesondere bei starker Sonneneinstrahlung auf den dunklen Brückenbelag treten starke Tagesschwankungen an der Betonoberseite auf, die größer sind als die Tagesschwankungen an der Unterseite des Überbaus. Aufgrund der großen Wärmekapazität des Querschnittes entstehen im Tagesverlauf unterschiedlich verteilte Temperaturgradienten über die Querschnittshöhe. Für die Bemessung wird der nicht lineare Temperaturverlauf nach DIN FB 101 vereinfacht über einen konstanten Temperaturanteil ΔT_N und einen linear veränderlichen Anteil ΔT_{Mz} angesetzt. Die nicht linearen Anteile werden bei der Bemessung in der Regel vernachlässigt. Bei einem Einfeldträger, der an beiden Seiten gelenkig aber unverschieblich gelagert ist, würde der konstante Temperaturanteil eine Normalkraft und der linear veränderliche Anteil ein Biegemoment erzeugen (konstanter Anteil erzeugt Dehnung; linear veränderlicher Anteil Krümmungen). Nach PELKE (2003) sind in Verbindung mit den Vorgaben des DIN FB 101 bei der Bemessung von integralen Brücken insgesamt acht Kombinationen zwischen konstantem und linear veränderlichem Temperaturanteil zu berücksichtigen.

Für Betonbrücken in Deutschland können nach DIN FB 101 für den konstanten Temperaturanteil (Temperatur in Brückenmitte) die Extremwerte $T_{e,min} = -17^\circ\text{C}$ und $T_{e,max} = 37^\circ\text{C}$ angenommen werden. Damit sind maximale Schwankungen von 54 K den Berechnungen zu Grunde zu legen. Der linear veränderliche Anteil ist von der Art des Brückenüberbaus abhängig. Nach DIN FB 101 können z.B. für Betonüberbauten mit Betonplatten für den positiven Temperaturunterschied (oben wärmer) 15 K und für den negativen Temperaturunterschied (oben kälter) -8 K angesetzt werden.

Die Aufstelltemperatur T_0 wird im Normalfall mit 10°C angenommen. Damit ergeben sich in Bezug auf die Ausgangsstellung Temperaturunterschiede von $\Delta T_{N,pos} = T_{e,max} - T_0 = 17\text{ K}$ (bzw. $\Delta T_{N,pos} = -17\text{ K}$). In den Berechnungen werden die resultierenden Spannungen und Verformungen i.d.R. in Bezug auf die Aufstelltemperatur ermittelt.

2.4.2.2 Längenänderungen des Brückenüberbaus

Die Längenänderung des Brückenüberbaus infolge Temperaturänderungen können nach Gleichung (2-2) in Bezug auf die Aufstelltemperatur ermittelt werden. Bei den Berechnungen der Widerlagerverformungen ist die Lage des Verformungsruhepunktes zu berücksichtigen, die von der Geometrie und der Steifigkeitsverteilung beeinflusst wird. Bei symmetrischen Tragwerken mit gleicher Steifigkeit in der Gründung und in der Hinterfüllung liegt der Verformungsruhepunkt in Brückenmitte, so dass an beiden Widerlagern mit Verformungen in der Größe von $\Delta L/2$ zu rechnen ist.

$$\Delta L = \alpha_T \cdot \Delta T_N \cdot L \quad (2-2)$$

ΔL	...	Längenänderung durch Temperaturänderungen
L	...	Länge des Brückenüberbaus
ΔT_N	...	Differenz des konstanten Temperaturanteils
α_T	...	Temperaturdehnungskoeffizient (für Stahlbeton 1E-5)

Neben den zyklischen Längenänderungen durch die wechselnde Temperatur sind zusätzlich die monotonen Längenänderungen durch das Kriechen und Schwinden im Beton zu berücksichtigen (BERGER (2004)).

2.4.2.3 Erddruck

Da der einwirkende Erddruck von den Widerlagerverformungen abhängt, sind bei der Bemessung die Grenzzustände mit maximalem und minimalem Erddruck zu berücksichtigen, die während der Nutzungsdauer des Bauwerkes eintreten können. Der Erddruck in ungünstigster Sommer- und Winterstellung ist daher getrennt zu betrachten. In der Winterstellung kann nach PELKE (2003) vereinfacht der aktive Erddruck angesetzt werden. In der Sommerstellung werden Teile des passiven Erddruckes mobilisiert und es treten Erddrücke auf, die deutlich oberhalb des Erdruhedruckes liegen. Der in der Tiefe z in Abhängigkeit von den Verformungen mobilisierte, horizontale Erddruck $e_{h.mob}(z)$ wird im Normalfall über einen Beiwert für den mobilisierten Erddruck $K_{mob}(z)$ und die Vertikalspannungen $\sigma_v(z)$ in der Tiefe z nach Gleichung 2-3a ermittelt. Vereinfacht wird die Vertikalspannung über die Tiefenlage und die Wichte der Hinterfüllung bestimmt (Gleichung 2-3b).

$$e_{h.mob}(z) = K_{mob}(z) \cdot \sigma_v(z) \quad (2-3a)$$

$$e_{h.mob}(z) = K_{mob}(z) \cdot \gamma \cdot z \quad (2-3b)$$

$e_{h.mob}(z)$...	horizontaler Erddruck in der Tiefe z
$K_{mob}(z)$...	Erddruckbeiwert in Abhängigkeit von den Verformungen in der Tiefe z
$\sigma_v(z)$...	Vertikalspannung in der Tiefe z
γ	...	Wichte des Hinterfüllmaterials (ggf. mittlere Wichte unter Berücksichtigung des Oberbaus)

Zur Ermittlung des Beiwertes für den Erddruck $K_{mob}(z, v_h)$, der in Abhängigkeit von den Verformungen v_h mobilisiert wird, gibt es verschiedene Ansätze, die im Abschnitt 2.5 erläutert werden. Für die Bemessung integraler Brücken in Deutschland hat sich nach BERGER (2004) der Ansatz nach VOGT (1984) durchgesetzt, der mit den in dieser Arbeit durchgeführten Feldmessungen überprüft werden soll.

2.4.3 Ausführung der Hinterfüllungen und des Übergangs zwischen Brücke und Fahrbahn

Von verschiedenen Autoren wurden Untersuchungen über das Interaktionsverhalten mit unterschiedlichen Hinterfüllungen durchgeführt und verschiedene Möglichkeiten zur konstruktiven Durchbildung des Übergangs zwischen Brücke und Hinterfüllung entwickelt, die in diesem Abschnitt vorgestellt werden.

Die verschiedenen Lösungsvorschläge für die Hinterfüllungen integraler Brücken lassen sich grundsätzlich in drei Gruppen einteilen:

- 1) Hinterfüllung mit nichtbindigem Boden ohne besondere Maßnahmen bei geringen Horizontalverformungen,
- 2) Hinterfüllung mit nichtbindigem Boden und Überdeckung mit Übergangs- oder Schleppplatten,
- 3) Standfeste Hinterfüllungen mit elastischer Zwischenlage zwischen Hinterfüllung und Widerlager.

Entsprechend der überwiegenden Anzahl der untersuchten Publikationen sollte die Hinterfüllung auch bei integralen Brücken mit gut tragfähigem nichtbindigen Böden erfolgen, die genau wie bei der konventionellen Bauweise lagenweise mit einem Verdichtungsgrad von 100 % eingebaut werden. In Abhängigkeit von den Gesamtbeträgen der zu erwartenden Verschiebungen wurden von PELKE (2003) verschiedene Vorschläge für die Ausbildung des Übergangs Bauwerk – Hinterfüllung entwickelt (Bild 2-14). Die Hinterfüllung wird dabei gemäß der RiZ Was 7 [R13] ausgeführt. Bei Horizontalverformungen bis zu 10 mm kann der Fahrbahnübergang ohne besondere Maßnahmen mit durchgehend hergestellter Deckschicht sowie eingeschnittener und vergossener Fuge nach RiZ Abs 4 ausgeführt werden. Ein Übergang aus Asphalt nach ZTV-ING, 8.2 [R12] auf einem zusätzlichen Auflagerbalken wird bei Horizontalverformungen bis zu 20 mm erforderlich. Bei größeren Horizontalverformungen sollen mögliche Setzungen mit einer tief liegenden Schleppplatte überbrückt werden (Bild 2-14). Die Länge der Schleppplatte wird nach BERGER

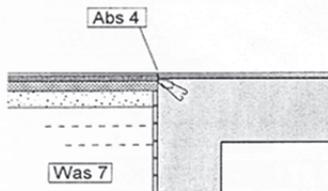
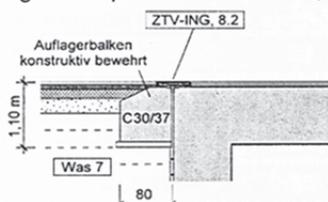
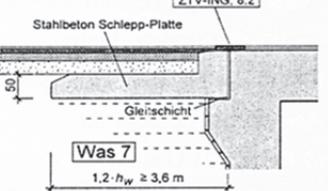
Übergang Bauwerk – Hinterfüllung	Bauwerkslänge		
	Dehnmweg [mm]	Spannbeton [m]	Stahlbeton [m]
nach RiZ Abs 4 ohne bes. Maßnahmen 	≤ 10	≤15	≤18
Übergang aus Asphalt nach ZTV-ING, 8.2 	≤ 20	≤30	≤35
Übergang aus Asphalt mit Schlepp-Platte 	$-12,5 \leq s_h \leq 25$	≤50	≤60

Bild 2-14: Übergänge zwischen integralen Brücken und Hinterfüllung für unterschiedliche Dehnmwege (Ausschnitt aus RiZ He-Int 01 [R14]).

(2004) über die Höhe der setzungswirksamen Hinterfüllung bestimmt. Die vorgestellten Ausbildungen des Übergangs wurden in der RiZ He-Int 01 [R14] umgesetzt, die inzwischen allerdings zur Überarbeitung zurückgezogen wurde.

Von der Ausführung einer solchen tief liegenden Schleppplatte berichtet WEIZENEGGER (2003). Im Zuge eines Nebenangebotes wurde für die B 181 eine integrale Brücke über die Saale in Merseburg in Verbundbauweise hergestellt, da damit gegenüber dem Amtsentwurf eine Kosteneinsparung und ein Verkürzung der Bauzeit erreicht werden konnten. Die Brücke besitzt eine Länge von 53,5 m. Die Widerlager wurden mit jeweils einer Pfahlreihe tief gegründet. Der Übergang zu den Hinterfüllungen wurde mit einer tief liegenden Schleppplatte sichergestellt, die an einer Seite auf einer Konsole an der Widerlagerwand aufliegt. Die andere Seite der ca. 7 m langen Platte liegt frei auf der Hinterfüllung auf, so dass Setzungen ausgeglichen werden können. Die Oberkante der Schleppplatte schließt mit dem Planum ab, so dass der Straßenoberbau wie bei der konventionellen Bauweise bis an das Widerlager herangeführt wurde. Die Schleppplatte ist über Schubdübel mit dem Widerlager gelenkig verbunden (zweiwertiges Auflager, Übertrag von Vertikal- und Horizontallasten). Durch die Schubdübel werden die Widerlagerverformungen auf die Schleppplatte übertragen, die sich damit horizontal gegen den Oberbau und die Hinterfüllung verschiebt. Damit soll erreicht werden, dass Horizontalverformungen zwischen Sommer und Winter im Oberbau über einen größeren Bereich verteilt werden, da zwischen Oberbau und der Oberkante Schleppplatte Relativverschiebungen eintreten können (kleinere Dehnungen im Oberbau). Nach WEIZENEGGER (2003) kann davon ausgegangen werden, dass die Stauchungen und Dehnungen aufgrund der Dicke des Oberbaus von ca. 90 cm gering und harmlos sind. Die Brücke wurde im Februar 2003 für den Verkehr freigegeben. Messergebnisse oder Zustandsbeschreibungen liegen nicht vor.

In den USA werden bei integralen Brücken in Normalfall Schleppplatten eingesetzt (Bild 2-15), die hoch liegend angeordnet sind und direkt befahren werden (HOPPE (1999), DICLELI (2010)). Die Schleppplatten liegen an der Brücke auf Konsolen auf. GREIMANN (2008) stellt verschiedene konstruktive Lösungen vor, mit denen die Schleppplatten in den einzelnen Bundesstaaten der USA mit den Widerlagern verbunden werden. In den meisten Bundesstaaten werden die Schleppplatten über Dübel oder durchgehende Längsbewehrung unverschieblich mit dem Brückenüberbau verbunden. Dadurch werden die Horizontalverformungen im vollen Umfang auf die Schleppplatten übertragen, so dass am Ende der Schleppplatten teilweise Übergangskonstruktionen zur Aufnahme der Dehnungen angeordnet werden. Aus den Staaten Iowa und Washington stellt GREIMANN (2008) Konstruktionen vor, bei denen die Schleppplatten auf der Konsole gegenüber dem Brückenüberbau verschieblich gelagert werden. Bei beiden Lösungen wird von

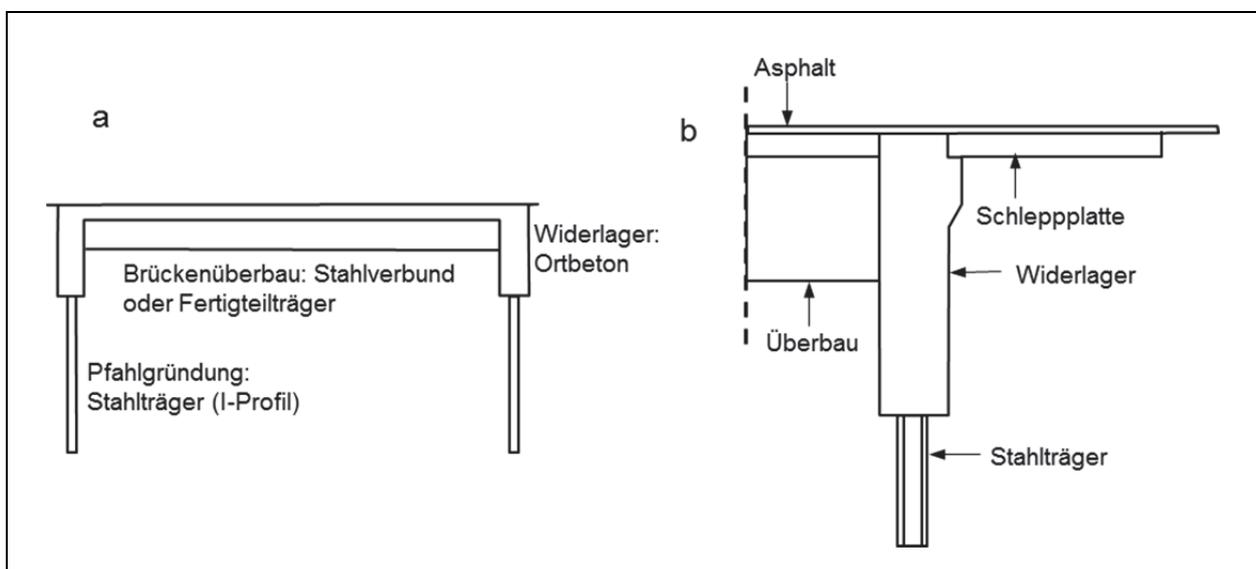


Bild 2-15: Schleppplatten an integralen Brücken in den USA nach DICLELI (2010); a: Überblick, b: Detail.

starken Setzungen des auf der Hinterfüllung aufliegenden Plattenendes und auch von Plattenbrüchen berichtet (HOPPE (1999), ARSOY (1999), WHITE (2007), GREIMANN (2008)).

Um Setzungen der Fahrbahn direkt hinter den Widerlagern zu vermeiden, empfiehlt ENGELSMANN (1999) auskragende Übergangsplatten, die monolithisch mit dem Bauwerk verbunden sind (Bild 2-16). Die Übergangsplatten sind auf Verlust der Bettung zu dimensionieren, so dass Setzungen der Hinterfüllung unterhalb der Platte überbrückt werden können. Da die Übergangsplatten als Kragträger an die Widerlager angeschlossen werden, müssen Rotationsbewegungen der Widerlager ausgeschlossen werden, da ansonsten am Ende der Platten Vertikalverformungen entstehen. Auch Setzungen im angrenzenden Boden können im Unterschied zu den Schlepplatten, die gelenkig gelagert sind, nicht ausgeglichen werden.

ENGELSMANN schlägt vor, die Übergangsplatten keilförmig auszubilden. Damit soll die Kontaktfläche zwischen Oberbau und Plattenende, an der die Horizontalverformungen der Brücke auftreten, minimiert werden. Damit keine Risse an der Fahrbahnoberfläche in diesem Bereich entstehen, soll die Asphaltdeckschicht bewehrt werden (ROMEIJN (2006)). Um die Zugspannungen zu reduzieren, empfiehlt ENGELSMANN, die Dehnungen über einen größeren Bereich zu verteilen. Dafür soll eine Zwischenlage innerhalb des Asphaltoberbaus hergestellt werden, um den Verbund in einem Bereich von mehreren Metern gezielt zu schwächen. Dieser Vorschlag wird als problematisch bewertet, da die Horizontallasten aus Bremsen und Anfahren auch in diesem Bereich übertragen werden müssen.

Die Konstruktion mit monolithischer Übergangplatte wurde nach SCHLAICH (2004) an den Widerlagern der 115 m langen Auerbachbrücke in Stuttgart ausgeführt (Bild 2-17). Diese Brücke besitzt einen leicht S-förmigen Grundriss und ist 12,50 m breit. Die Horizontalverformungen sollen über den keilförmig auf der Deckplatte auslaufenden Straßenoberbau aufgenommen werden. Messergebnisse zu den Verformungen nach Verkehrsfreigabe im Jahr 2004 oder Angaben zum Hinterfüllmaterial liegen nicht vor.

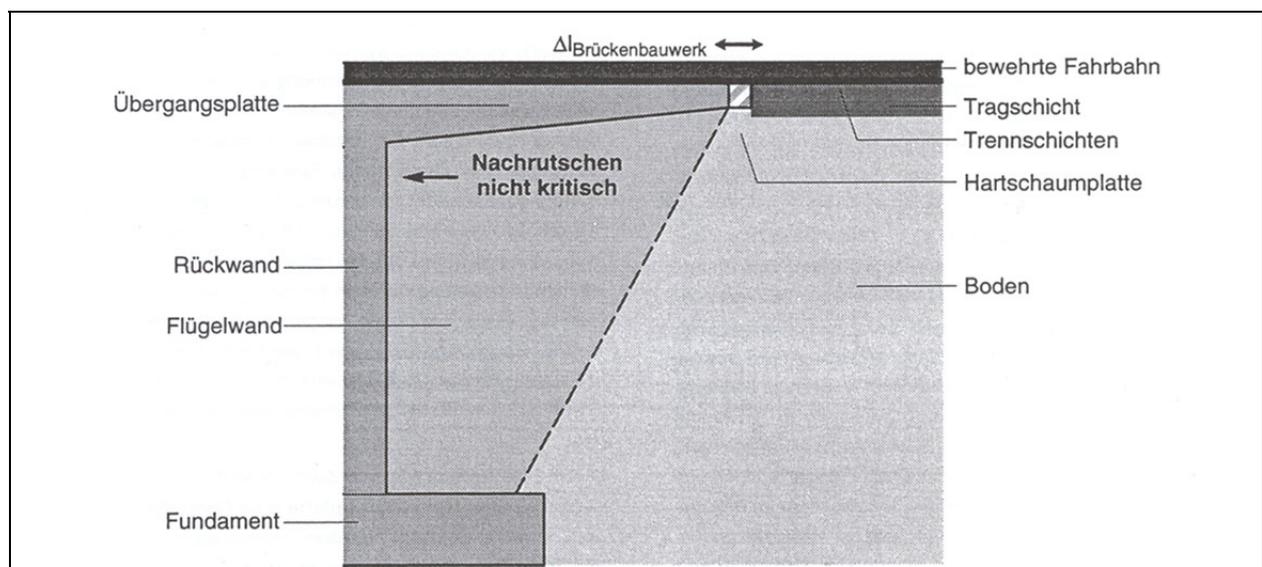


Bild 2-16: Übergang Brücke – Verkehrsweg mit Übergangplatte nach ENGELSMANN (1999).

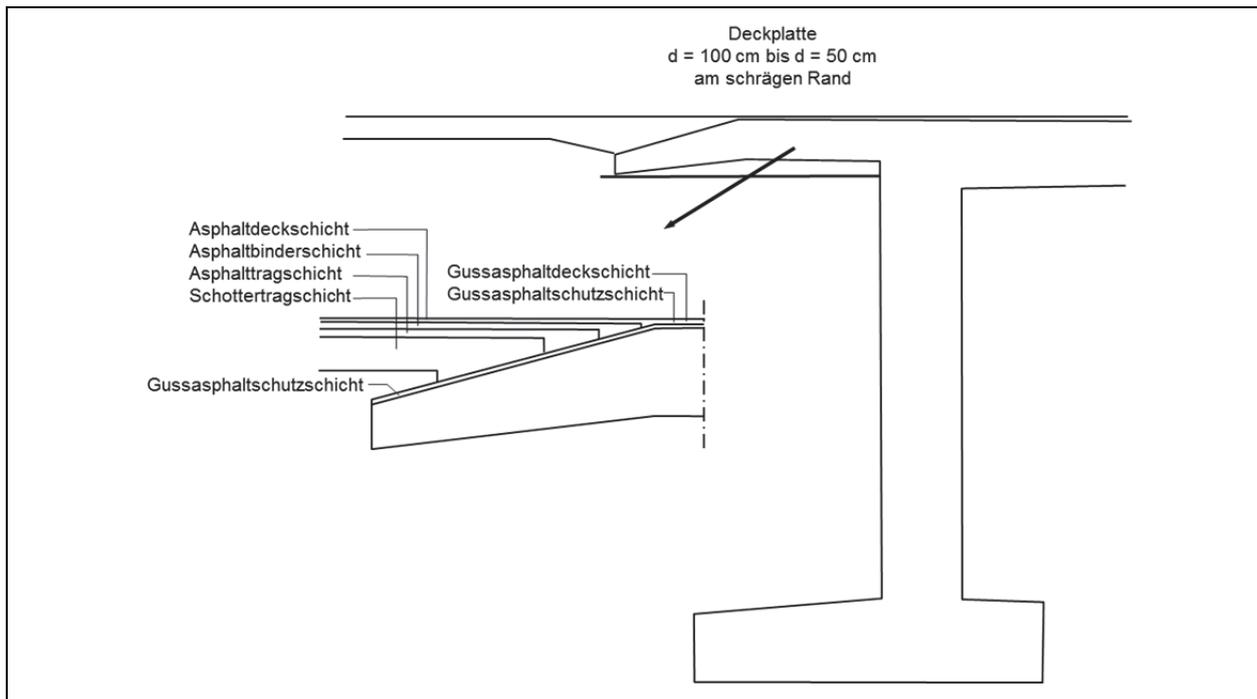


Bild 2-17: Übergangsplatte nach SCHLAICH (2004).

Bei den bisher vorgestellten Hinterfüllungsvarianten wird i.d.R. grobkörniger Boden eingesetzt, der durch das Widerlager gestützt wird. Von mehreren Autoren wird jedoch ein anderer Ansatz verfolgt, bei dem standfeste Hinterfüllkörper ausgeführt werden. Die temperaturbedingten Widerlagerverformungen werden in einer elastischen Schicht mit geringer Steifigkeit aufgenommen, die vertikal zwischen Widerlager und Hinterfüllkörper angeordnet wird. So können die Verformungen zwischen Widerlager und Hinterfüllung weitgehend entkoppelt werden (PÖTZL (2005)).

Eine solche modifizierte Hinterfüllung wurde von PÖTZL (2005) untersucht. Der standfeste Hinterfüllkörper wurde, wie bei einer Polsterwand, durch lagenweise Bewehrung eines grobkörnigen Bodens mit Geokunststoffen und Rückumschlag an der Frontseite errichtet (Bild 2-18). Zwischen der Hinterfüllung und der Widerlagerwand wurden dabei EPS-Blöcke mit einer Dicke im Dezimeterbereich angeordnet.

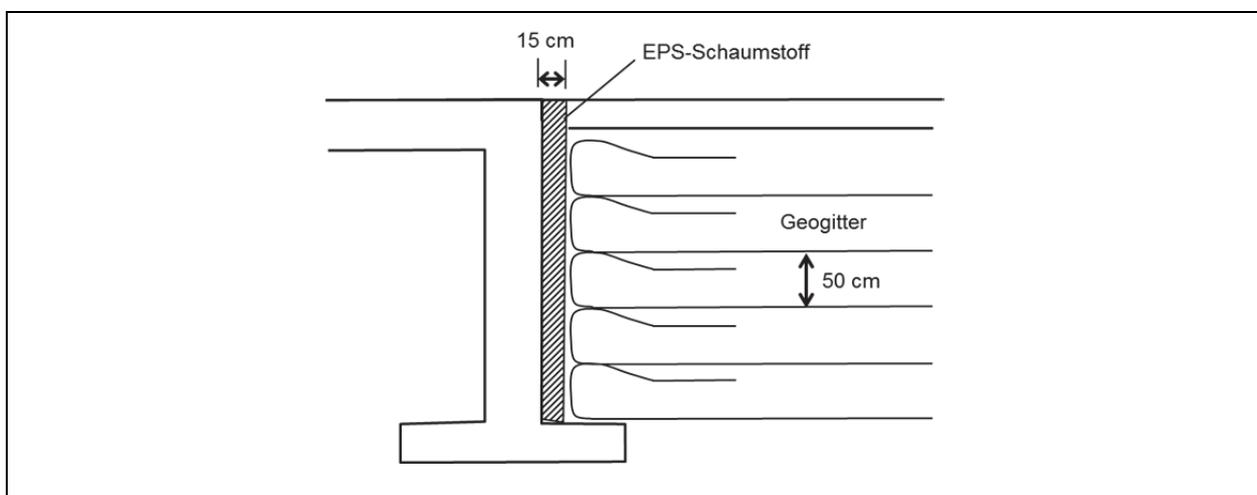


Bild 2-18: Prinzip der modifizierten Hinterfüllung nach PÖTZL (2005).

Bei der Landesgewerbeanstalt Bayern wurde ein Großversuch in einer 6 m tiefen Prüfgrube mit dieser modifizierten Hinterfüllung durchgeführt. Über eine gelenkig gelagerte Belastungswand, mit der das Widerlager abgebildet wurde, wurden mehrere Verformungszyklen aufgebracht. Die Kopfpunktverschiebungen wurden dabei von anfänglich 15 mm auf 200 mm gesteigert. PÖTZL (2005) berichtet davon, dass merkliche vertikale Verformungen an der Oberfläche des Hinterfüllkörpers erst ab horizontalen Wandverschiebungen von 120 mm gemessen wurden. In einem Bereich bis 2,0 m hinter der Widerlagerwand traten Hebungen von maximal 10 mm auf. Mit diesen großen Wandverschiebungen sollten im Versuch das Verhalten bei übermäßigen Stauchungen innerhalb der 150 mm dicken EPS-Schicht untersucht werden (Die Kopfverschiebung von 120 mm entspricht einer Stauchung von 80 % in der EPS-Schicht). Für den Einsatz in der Praxis empfiehlt PÖTZL, elastifiziertes Polystyrol zu verwenden und die Dicke dieser Schicht so zu wählen, dass eine maximale Stauchung von 20 % auftritt.

Bei der Kopfpunktverschiebung von 15 mm trat ein resultierender Erddruck von 52,3 kN/m über die Gesamthöhe auf, der nur 1,5 % des vollen Erdwiderstandes entsprachen. Somit konnte gezeigt werden, dass die Erddrücke mit einer EPS-Schicht erheblich gesenkt werden konnten (auf 7 % im Vergleich zu einer Standardhinterfüllung mit grobkörnigem Boden mit einem berechneten resultierendem Erddruck von 715 kN/m).

2.4.4 Modellversuche ENGLAND (2000)

Um die Interaktion zwischen den zyklischen Widerlagerverschiebungen und den resultierenden Erddrücken sowie die Verformungen in der Hinterfüllung zu untersuchen, führte ENGLAND (2000) umfangreiche Laboruntersuchungen und numerische Berechnungen durch. Die verwendete Versuchsanordnung hatte eine Länge von 114 cm, eine Höhe von 60 cm und wurde mit trockenem Leighton-Buzzard-Sand in mitteldichter Lagerung gefüllt. Der Straßenoberbau und eine Verkehrslast wurden bei den Untersuchungen nicht berücksichtigt.

Bei den Versuchen wurden bis zu 300 Rotationen einer am Fußpunkt drehbar gelagerten Wand aufgebracht. Dabei wurden die Verschiebungen am Kopfpunkt so variiert, dass sie den zu erwartenden Verschiebungen bei 60 m, 120 m und 160 m langen Brücken mit Betonüberbau entsprachen (Amplitude $\pm 0,125$ %, $\pm 0,25$ % und $\pm 0,35$ % der Widerlagerhöhe H).

Bei einer Rotation der Wand um $\pm 0,25$ % der Widerlagerhöhe zeigten sich im Laborversuch direkt hinter der 600 mm hohen Wand bereits nach 20 Zyklen deutliche Setzungen von ca. 8 mm, die nach 180 Zyklen bis auf 27 mm zunahm. In einem Abstand von ca. 30 cm traten in diesem Versuch Hebungen der Oberfläche ein. Mit zunehmender Amplitude (zunehmender Brückenlänge) stiegen auch die maximalen Setzungen annähernd linear an. Die Setzungen verstärkten sich, wenn neben den Jahreszyklen auch die Tageszyklen bei den Verschiebungen berücksichtigt wurden. Dafür wurde eine Wandverschiebung mit der Amplitude von $\pm 0,125$ % mit 60 Verschiebungszyklen mit einer Amplitude von 0,042 % überlagert.

Neben den Verformungen wurde auch der über die Wandhöhe wirkende Erddruck mit 9 Druckaufnehmern aufgezeichnet. England stellte fest, dass bei allen Versuchen bereits bei den ersten ca. 10 Zyklen ein starker Anstieg des maximalen Erddruckes erfolgte. Danach stieg der Erddruck zwar weniger stark an. Zunahmen wurden jedoch auch noch nach mehr als 100 Zyklen beobachtet. Unabhängig von der Größe der Verschiebungen traten die maximalen Erddrücke etwa in einer Tiefe von 30 cm auf, was ca. der halben Widerlagerhöhe entspricht. Beim ersten Verschiebungszyklus wurden bei allen Versuchen im oberen Bereich Verhältnisswerte von ca. $K_{mob}(z) = 3$ ermittelt, die jedoch bei den Versuchen mit größerer Auslenkung in größere Tiefen reichten. Bei Versuchsende nach 180 Zyklen lag K_{mob} zwischen 6 und 8,5 (entspricht Sommerstellung einer 60 m und einer 160 m langen Brücke). Bei der maximalen Auslenkung weg von der Hinterfüllung traten schwankende Erddrücke auf, die mit Werten von $K_{mob} = 0,2$ bis auf den aktiven Erddruck zurückgingen.

2.4.5 Feldmessungen an semi-integraler Brücke durch HOPPE (1996)

Über einen Zeitraum von 2,5 Jahren wurden von HOPPE (1996) Feldmessungen an einer 98 m langen, semi-integralen Zweifeld-Stahlverbundbrücke in Virginia, USA ausgeführt (Route 257 über I-81). Erfasst wurden die Lufttemperatur, der Erddruck mit 4 Druckgebern, die Spannungen im Untergurt von zwei Stahlträgern mit 4 Dehnungsgebern und die Verformungen der Fahrbahnoberfläche (anschließende Fahrbahnbereiche auf einer Länge von 9 m). Die 10 Längsträger der Stahlverbundkonstruktion wurden mit einer Wandscheibe verbunden, die horizontal verschieblich auf einem Kopfbalken der Pfahl-tiefgründung aufliegt (Bild 2-19). Damit wurde an dieser Brücke keine Rahmenwirkung erzeugt. Die Widerlager einschließlich der aufgelagerten Wandscheibe wurden mit einem Splitt der Körnung 2 bis 12 mm hinterfüllt. Eine Schleppplatte oder eine Übergangskonstruktion wurde nicht vorgesehen. HOPPE (1996) führte für diese semi-integrale Konstruktionsweise den Begriff „integral backwall bridge“ ein.

In HOPPE (1996) werden nur einzelne Temperaturmesswerte angegeben. Demnach lag die Lufttemperatur im Januar 1994 bei -22°C und im August 1994 bei 33°C . Die Längenänderungen der 98 m langen Brücke wurden nicht direkt gemessen, konnten jedoch mit diesen Angaben überschlägig zu 54 mm abgeschätzt werden. Der Verformungsruhepunkt lag im Bereich des Mittelpfeilers, so dass die Widerlagerverformungen zwischen Sommer und Winter ca. 27 mm auf jeder Brückenseite betragen.

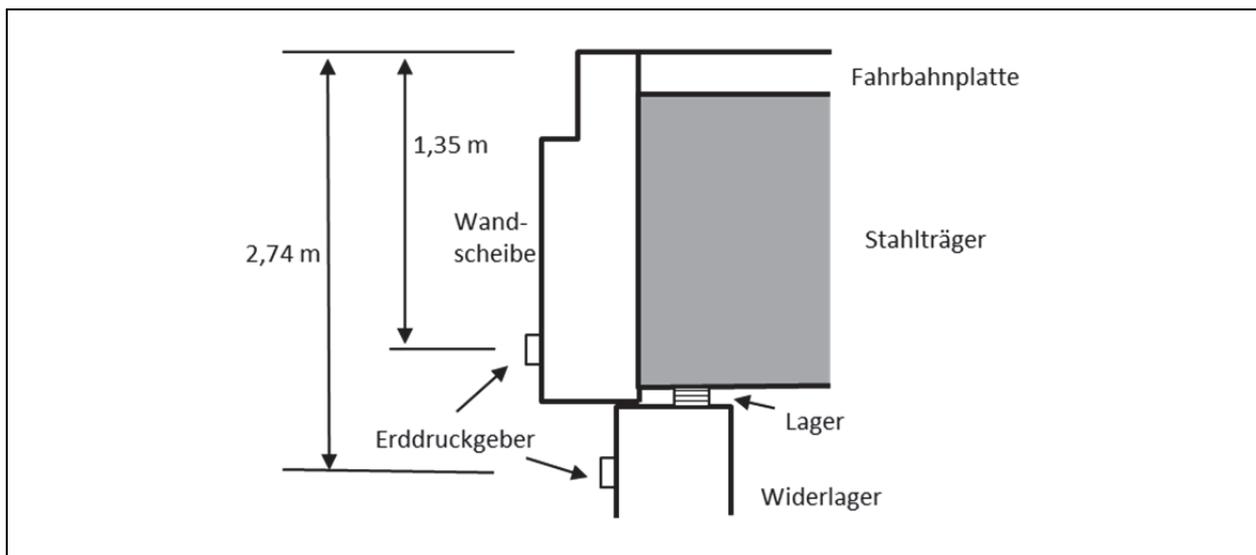


Bild 2-19: Widerlager A, der semi-integrale, 98 m langen Stahlverbundbrücke nach HOPPE (1996)

HOPPE gibt über einen Zeitraum von einer Woche gemittelte Werte an. Der maximale wöchentliche Erddruck wurde demnach im Sommer des zweiten Beobachtungsjahres mit ca. 200 kN/m^2 bei dem Geber in einer Tiefe von nur 1,35 m aufgezeichnet. Die Vertikalspannung infolge des Eigengewichtes liegt bei diesem Geber etwa bei 25 kN/m^2 , so dass im Sommer ein Erddruckbeiwert von $K_{\text{mob}} = 8,2$ auftrat. HOPPE führt aus, dass damit der volle passive Erddruck annähernd erreicht wurde. Im Winter fiel der Erddruck bei diesem Geber im Wochendurchschnitt bis auf ca. 30 kN/m^2 ab ($K_{\text{mob}} = 1,2$). Bei der Betrachtung einzelner Tage zeigten sich sehr hohe Tagesschwankungen von bis zu 60 kN/m^2 . In den frühen Morgenstunden trat teilweise kein Erddruck auf, mit den steigenden Tagestemperaturen wurden am späten Nachmittag die Tagesspitzenwerte mit Erddrücken von 60 kN/m^2 erreicht. Damit schwankt der mobilisierte Erddruck im Verhältnis zur Vertikalspannung zwischen $K_{\text{mob}} = 0$ bis 2,5 an einem Tag. Über den gesamten Beobachtungszeitraum von 2,5 Jahren wurde ein deutlicher Anstieg der maximalen Erddruckwerte beobachtet (1. Jahr: $e_{\text{max}} = 120 \text{ kN/m}^2$).

Aufgrund der hohen Verformungsbeträge traten erhebliche Setzungen der Fahrbahnoberfläche im Anschluss an die Brücke ein, die wiederholt durch den Einbau von Asphaltanrampungen ausgeglichen wurden. Die dadurch entstandenen Kosten gibt HOPPE mit ca. 10.000 \$ an. Aufgrund der Ausbesserungsarbeiten konnten die Setzungen nur für relativ kurze Zeitabstände ermittelt werden. So traten zwischen Juni und November 1994 Setzungen der Fahrbahnoberfläche in einem Abstand von 1,5 m zum Widerlager B in der Größenordnung von 15 mm auf. Auch bei einem Abstand von 9 m lagen die Setzungen in diesem Zeitraum noch bei ca. 10 mm.

An dieser Stelle sei noch einmal darauf hingewiesen, dass bei dieser Brücke trotz Horizontalverformungen von ca. 27 mm (Parallelverschiebung der Wandscheibe mit einer Höhe von ca. 1,5 m) keinerlei Übergangskonstruktionen eingesetzt wurden. Aufgrund der großen Verschiebungen traten über die Wandhöhe von 1,5 m annähernd der volle passive Erddruck sowie deutliche Setzungen der Fahrbahnoberfläche auf. Es ist jedoch bemerkenswert, dass HOPPE auf Setzungen hinweist, von Hebungen, die bei der Aktivierung des passiven Erddruckes zu erwarten wären, wird nicht berichtet.

2.4.6 Feldmessungen an semi-integraler Brücke mit elastischer Zwischenschicht (HOPPE (2005))

Um die Beanspruchung der Hinterfüllungen und damit die Verformungen an der Fahrbahnoberfläche zu reduzieren, wurde die im vorangegangenen Abschnitt vorgestellte Konstruktionsweise durch eine elastische Zwischenschicht ergänzt und auch an einer solchen Brücke von HOPPE (2005) Feldmessungen über einen Zeitraum von 5 Jahren vorgenommen (Route 60 über Jackson River).

Die untersuchte Brücke wies nach HOPPE eine Länge von 100 m mit insgesamt drei Feldern auf. Die Widerlager wurden tief gegründet. Die Längsträger lagen horizontal verschieblich auf tief gegründeten Widerlagern auf (Bild 2-20). Den Abschluss zwischen Längsträgern und Hinterfüllung bildete wieder eine ca. 1,8 m hohe Wandscheibe, die sich aufgrund der Temperaturdehnungen der Stahlverbundkonstruktion um ca. 23 mm horizontal gegen die Hinterfüllung verschob (integral backwall bridge). Hinterfüllt wurde mit einem weit gestuften Kies-Sand-Gemisch (Ungleichförmigkeitszahl C_U ca. 25). Im unteren Bereich der Wandscheibe wurde eine vertikale Schicht aus EPS mit einer Dicke von 25 cm und einer Höhe von ca. 1 m eingebaut. Die Oberkante der EPS-Schicht lag 0,76 m unter der Fahrbahnoberkante und wurde direkt mit dem Kies-Sand-Gemisch überschüttet.

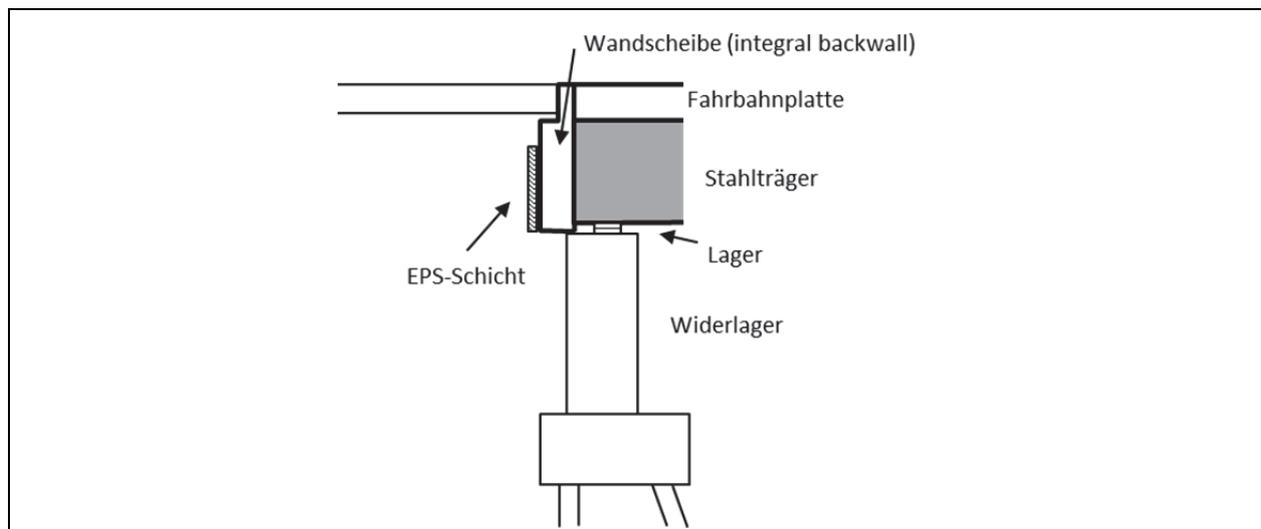


Bild 2-20: Widerlager mit elastischer Zwischenschicht zwischen Wandscheibe und Hinterfüllung nach HOPPE (2005)

Das Messprogramm bestand wieder aus Erddruckgebern, Dehnungsmessung an den Stahlträgern und Setzungsmessungen an der Fahrbahnoberfläche. Zusätzlich wurden die Horizontalverformungen innerhalb der vertikalen EPS-Schicht erfasst. An jedem Widerlager wurden zwei Erddruckgeber zwischen EPS-Schicht und Wandscheibe angeordnet (1,60 m und 1,12 m unter Fahrbahnoberkante). Ein weiterer Erddruckgeber lag in einer Tiefe von 0,63 m zwischen der Wandscheibe und dem Kies-Sand-Gemisch.

Die Stauchungen in der EPS-Schicht lagen direkt nach dem Einbau im November 1999 bei 11 Prozent. In Abhängigkeit von der Temperatur schwankten die Stauchungen nach HOPPE (2005) zwischen 4 Prozent bei -5 °C und 13 Prozent bei 30 °C .

Bei dem Erddruckgeber in einer Tiefe von 0,63 m, der im oberen Bereich ohne EPS-Schicht lag, wurden extreme Schwankungen des Erddruckes zwischen 0 kN/m^2 und maximal 418 kN/m^2 registriert. Am 18.04.2004 trat innerhalb von 10 Stunden ein Spannungsanstieg von 18 kN/m^2 auf 418 kN/m^2 auf, der bei generell ansteigenden Temperaturen mit Tageschwankungen der Lufttemperatur von 10 K verbunden war. Der nur 0,5 m tiefer liegende Erddruckgeber zwischen EPS-Schicht und Wandscheibe wies im gleichen Zeitraum lediglich einen Anstieg von $2,4\text{ kN/m}^2$ auf $10,3\text{ kN/m}^2$ auf. Über den gesamten Beobachtungszeitraum traten bei den Gebern im Bereich der EPS-Schicht maximale Spannungen von 23 kN/m^2 auf, wobei zeitweise die Messwerte bei allen Gebern bis auf 0 kN/m^2 zurückgingen (bei abnehmenden Temperaturen). Die hohen Messwerte bei dem oberen Sensor, die nur als einzelne Tagesspitzen auftraten, führt Hoppe auf ein bruchartiges Überwinden des Widerstandes innerhalb der Hinterfüllung zurück. Aufgrund der geringen Tiefenlage des Gebers ist jedoch auch eine Kraftübertragung in den Asphaltüberbau wahrscheinlich, die bei weiter ansteigenden Temperaturen durch Relaxation im Asphalt abgebaut wurde.

An der Fahrbahnoberfläche traten relativ gleichmäßige Setzungen von ca. 10 mm auf. Beim ersten Messpunkt mit einem Abstand von 0,4 m zur Wandkante waren die Verformungen deutlich größer, so dass in diesem Bereich Ausbesserungsarbeiten durchgeführt wurden (einmal im Untersuchungszeitraum Einbau eines Asphaltstreifens mit einer Breite von ca. 0,6 m). Die verstärkten Setzungen direkt am Widerlager können auch dadurch entstanden sein, dass Material vertikal von oben in die EPS-Schicht eingedrückt wurde, da keine Abdeckung mit einem Vorsprung o.ä. erfolgte.

Insgesamt konnten mit dem Einbau der vertikalen EPS-Schicht die Erddruckbeanspruchung und die Setzungen am Übergang deutlich reduziert werden.

2.4.7 Feldmessungen an schiefwinkliger semi-integraler Brücke HOPPE (2008)

Weitere Messungen wurden von HOPPE (2008) zwischen Oktober 2006 und März 2008 an einer schiefwinkligen semi-integralen Brücke vorgenommen (Rotue 18 über Blue Spring Run). Die Konstruktionsweise war ähnlich wie bei der Brücke, die im vorangegangenen Abschnitt beschrieben wurde. Bei der hier untersuchten Brücke wurden die Widerlager jedoch nicht senkrecht zur Brückenachse ausgebildet sondern mit einem Winkel von ca. 45° . Bei einer Spannweite von 33,5 m wurde die Brücke als Einfeldträger ausgebildet, wobei die Stahlträger der Verbundkonstruktion horizontal verschieblich auf den Widerlagern angeordnet wurden (semi-integrale Brücke). Eine separate Wandscheibe mit einer Höhe von 1,40 m verbindet die Trägerenden und bildet den Abschluss zur Hinterfüllung. Um die Längenänderungen des Brückenüberbaus aufzunehmen, wurde am Widerlager A eine 38 cm dicke EPS-Schicht zwischen dieser Wandscheibe und dem angrenzenden weit gestuften Kies-Sand-Gemisch eingebaut. Am Widerlager B wurde auf die EPS-Schicht verzichtet. Einer Rotation des Brückenüberbaus wurde mit zwei seitlichen Stützwänden an den Widerlagern entgegengewirkt.

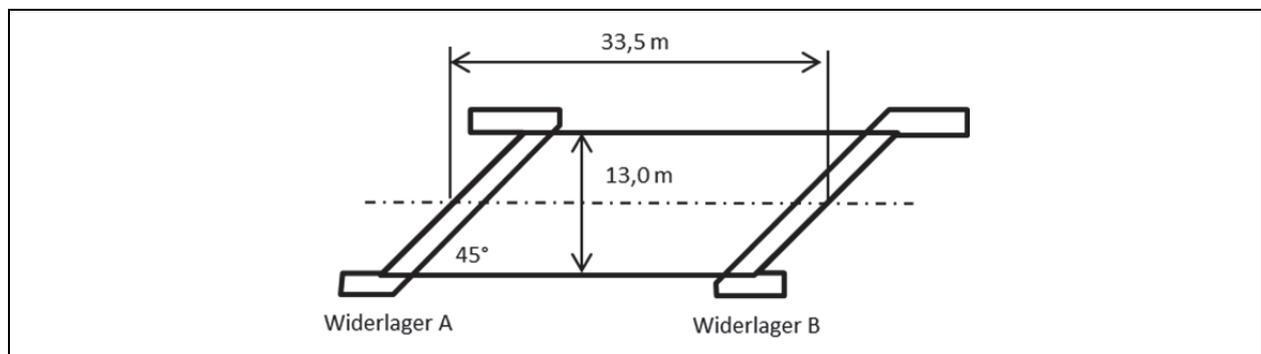


Bild 2-21: Lageplan der schiefwinkligen Brücke nach HOPPE (2008)

Insgesamt wurden an jedem Widerlager 8 Erddruckgeber eingebaut (2 in spitzwinkliger Ecke, 2 in Mitte, 2 in stumpfwinkliger Ecke und an seitlicher Stützwand).

Im Untersuchungszeitraum von 17 Monaten schwankte die Lufttemperatur zwischen -10°C und 28°C . Bei den Ecken der langen Diagonale traten Horizontalverschiebungen von 10,4 mm bzw. 6,3 mm auf, die auch entlang dieser Diagonale orientiert waren. Die Verformungen in den Ecken der kürzeren Diagonale waren erwartungsgemäß mit 3,2 mm bzw. 1,3 mm deutlich niedriger. Im Sommer 2007 wurden an den seitlichen Stützwänden maximale Horizontalkräfte von 142 kN an beiden Widerlagern registriert (senkrecht zur Brückenachse).

An der Abschlusswand A mit EPS-Schicht waren die maximalen Erddruckspannungen relativ gleichförmig verteilt und lagen zwischen 2 und 10 kN/m^2 . Demgegenüber traten an der Abschlusswand B ohne EPS-Schicht starke Unterschiede zwischen den Ecken auf. In der stumpfwinkligen Ecke der Hinterfüllung (lange Diagonale des Brückenfeldes) war der maximale Erddruck mit 169 kN/m^2 doppelt so groß wie in der spitzwinkligen Ecke der Hinterfüllung mit 89 kN/m^2 . Beide Geber lagen in einer Tiefe von 0,8 m unter Fahrbahnoberkante (Vertikalspannung ca. 16 kN/m^2 , Erddruckbeiwerte K_{mob} von 10 bzw. 5,5). Auffällig war, dass bei den tiefer liegenden Gebern (1,2 m) geringere Erddrücke ermittelt wurden. Dies steht im Zusammenhang mit der geringen Höhe der Abschlusswand von nur 1,4 m, über die sich eine nichtlineare Erddruckverteilung einstellte.

Die Verformungen an der Fahrbahnoberfläche waren sehr gering. Auch an dieser Brücke konnte gezeigt werden, dass mit einer EPS-Schicht die Erddruckbelastung reduziert und vergleichmäßigt werden kann.

Bei der direkten Hinterfüllung der Abschlusswand mit grobkörnigem Boden wurden erhebliche Unterschiede zwischen spitz- und stumpfwinkliger Ecke festgestellt. Ohne die Lagesicherung durch die seitlichen Stützwände wären an der Brücke erhebliche Rotationsbewegungen eingetreten. Die erforderlichen haltenden Kräfte lagen bei 142 kN.

2.5 Ansätze für die Erddruckmobilisierung

Aus der umfangreichen Literatur zur Erfassung des Erddruckes in Abhängigkeit von den Verformungen wird in diesem Abschnitt nur auf die Ansätze von VOGT (1984), BESLER (1998) und BARTL (2004) eingegangen, die in ihren Arbeiten auch weitere Literaturquellen ausführlich vorstellen.

2.5.1 Ansatz nach VOGT (1984)

Aufbauend auf den Arbeiten von HILMER (1976) führt VOGT (1984) weitere Messungen an zwei Schleusen, umfangreiche Laborversuche und numerische Berechnungen durch. Weiterhin wurden großmaßstäbliche Modellversuche mit einer 4 m hohen und 9 m langen Wand ausgeführt, die zyklisch gegen eine Hinterfüllung mit lagenweise eingebautem und verdichteten, erdfeuchten Sand bewegt wurde (Fußpunkt-drehung). Hinzu kamen kleinmaßstäbliche Modellversuche mit einer mit Kohlestäbchen hinterfüllten Wand, die eine Höhe von 50 cm hatte.

Im Ergebnis entwickelt VOGT einen hyperbolischen Ansatz für die Mobilisierung des Erddruckes in Abhängigkeit von den Horizontalverschiebungen $s_h(z)$ in der jeweiligen Tiefe z (Gleichung 2-4).

$$K_{ph,mob}(z) = K_0 + (K_{ph} - K_0) \cdot \frac{s_h(z)/z}{a + s_h(z)/z} \quad (2-4)$$

$K_{mob}(z)$...	mobilisierter Erddruckbeiwert in der Tiefe z
K_0	...	Beiwert für Erdruhedruck
K_{ph}	...	Beiwert für den passiven Erddruck
$s_h(z)$...	horizontale Verschiebung in der Tiefe z
z	...	Tiefe
a	...	Beiwert

Der Vorteil dieses Ansatzes liegt darin, dass für jede Verformungsfigur einer Wand die resultierende Erddruckeinwirkung über die Tiefe z ermittelt werden kann. Damit können, z.B. die Biegelinien aus einer statischen Berechnung direkt für die Ermittlung des Erddruckes verwendet werden. (Dafür ist es nicht direkt möglich, den resultierenden Erddruck über die gesamte Wandhöhe bei angenommenen einfachen Verschiebungsfiguren, z.B. Fußpunkt-drehung, ohne Zwischenschritte zu berechnen.)

Nach VOGT konnten die großmaßstäblichen Modellversuche am besten mit einem Beiwert a von 0,03 erfasst werden. Für lockeren Sand wird ein Beiwert a von 0,11 angegeben. Im „Merkblatt über den Einfluß der Hinterfüllungen auf Bauwerke“ [R7] wird ein Beiwert a von 0,01 für dichten Sand empfohlen.

2.5.2 Ansatz nach BESLER (1998)

Um die Mobilisierung des Erdwiderstandes vor dem einbindenden Wandabschnitt und die Verformungen von Baugrubenwänden wirklichkeitsnah zu erfassen, führt BESLER Modellversuche mit trockenem Sand bei unterschiedlichen Lagerungsdichten aus und leitet aus den Ergebnissen einen nichtlinearen Bettungsansatz ab (Gleichung 2-5).

Im Unterschied zu VOGT wird nur der resultierende Erddruck über die gesamte Wandhöhe betrachtet. Für die Verteilung werden in Abhängigkeit von der Wandbewegungsart verschiedene Ansätze vorgeschlagen. Der über die gesamte Wandhöhe mobilisierte Erddruck kann nach BESLER mit Gleichung (2-6) berechnet werden. Für die aus dem Eigengewicht resultierende Vertikalspannung wird dabei eine dreiecksförmige Verteilung über die Höhe h angenommen.

$$K_{ph,mob} \left(\frac{s_h}{s_B} \right) = A + \frac{B}{C + \frac{s_h}{s_B}} \quad (2-5)$$

$$E_{ph,mob} \left(\frac{s_h}{s_B} \right) = \frac{1}{2} \cdot K_{ph,mob} \left(\frac{s_h}{s_B} \right) \cdot \gamma \cdot h^2 \quad (2-6)$$

$K_{ph,mob}$... mobilisierter Erddruckbeiwert über die gesamte Wandhöhe
$E_{ph,mob}$... mobilisierter Erddruck über die gesamte Wandhöhe
s_h	... horizontale Verschiebung an der Wandoberkante
s_B	... horizontale Verschiebung an der Wandoberkante im Bruchzustand
A, B, C	... Parameter in Abhängigkeit von der Verschiebung beim halben Grenzwiderstand und weiterer Faktoren
h	... Wandhöhe
γ	... Wichte der Hinterfüllung

Die Parameter A, B und C werden in Abhängigkeit von der Wandverschiebung beim Erreichen des halben Grenzwiderstandes ermittelt, wobei über weitere Faktoren die Lagerungsdichte, die Wandreibung, der Einfluss des Grundwassers und die Art der Wandbewegung berücksichtigt werden.

2.5.3 Ansatz nach BARTL (2004)

BARTL (2004) führt 1g-Laborversuche in einem 1,8 m langen Versuchskasten mit einer 1,0 m breiten und 0,56 m hohen Versuchswand durch, bei denen ein trockener, eng gestufter Sand mit unterschiedlichen Lagerungsdichten verwendet wurde. Durch eine entsprechende Konstruktion war es möglich, Kopf- und Fußpunktdrehungen der Wand sowie Parallelverschiebungen aufzubringen. Ergänzt wurden die 1g-Versuche durch Zentrifugenversuche.

Bei den Versuchen mit Parallelverschiebung lag die Resultierende des gemessenen Erddruckes etwa bei $z = 0,6 h$, während bei der Fußpunktdrehung die Resultierende zunächst nach oben wanderte bis auf $z = 0,35 h$ und anschließend wieder nach unten verschoben wurde. Es wurden deutliche Gleitflächenaustrittskanten beobachtet, die zunächst nahe bei der Versuchswand austraten und dann immer weiter nach hinten wanderten.

Für den mobilisierten Erddruck stellt BARTL einen hyperbolischen Ansatz nach Gleichung 2-7 vor.

$$E_{ph,mob} = E_0 + (E_{ph} - E_0) \left(1 - \left(1 - \frac{s_h}{s_B} \right)^b \right)^c \quad (2-7)$$

$E_{ph,mob}$... mobilisierter Erddruck über die gesamte Wandhöhe
E_0	... Erdruchdruck über die gesamte Wandhöhe
E_{ph}	... Passiver Erddruck über die gesamte Wandhöhe
s_h	... horizontale Verschiebung an der Wandoberkante
s_B	... horizontale Verschiebung an der Wandoberkante im Bruchzustand
b, c	... Parameter in Abhängigkeit von der Art der Wandverschiebung $c = 0,7$; Fußpunktdrehung: $b = 1,06$; Parallelverschiebung: $b = 1,45$

2.6 Vergleich verschiedener Ansätze

Für ein Beispiel wurden in Bild 2-22 der Beiwert für den mobilisierten Erddruck über die gesamte Wandhöhe K_{mob} mit den drei vorgestellten Ansätzen für eine Fußpunktdrehung ermittelt. Dafür wurden die folgenden Eingangswerte verwendet:

- Reibungswinkel des Hinterfüllbodens $\varphi = 35^\circ$
- Beiwert Erdruchdruck $K_0 = 0,426$
- Beiwert für passiven Erddruck $K_{ph} = 9,15$
- Grenzverschiebung für passiven Erddruck $s_B = 0,64 \text{ m}$

Die Ansätze von BARTL (2004) und BESLER (1998) wurden vorrangig für die Mobilisierung des stützenden Erdwiderstandes im Fußbereich von Baugrubenwänden aufgestellt, bei denen Verformungen auftreten, die bei integralen Brücken nur bei hohen Spannweiten erreicht werden. Die verschiedenen Ansätze unterscheiden sich besonders im Bereich kleiner Verschiebungen relativ stark. In diesem Bereich liefert der Ansatz nach VOGT (1984) die höchsten Werte. Bei den Verformungen, die bei integralen Brücken auftreten, können daher mit diesem Ansatz die Einwirkungen aus dem Erddruck auf der sicheren Seite liegend ermittelt werden (Einwirkungen infolge Erddrucks größer im Vergleich zu den Ansätzen nach BARTL und BESLER).

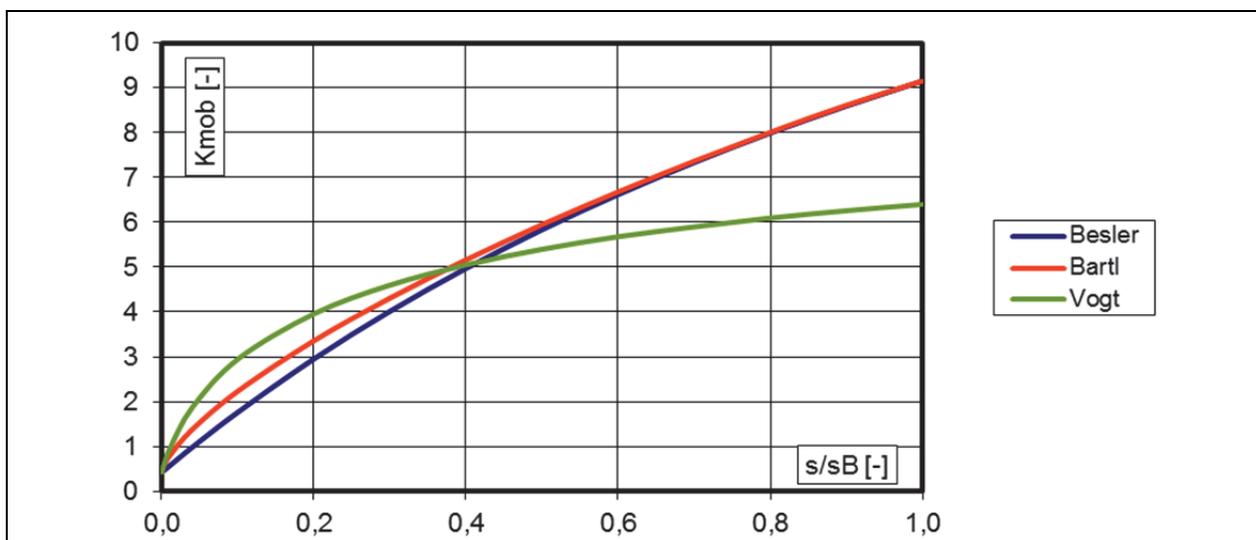


Bild 2-22: Vergleich verschiedener Ansätze für den mobilisierten Erddruckbeiwert K_{mob} in Abhängigkeit von der Kopfverschiebung s zur Verschiebung im Bruchzustand s/s_B für eine Fußpunktdrehung.

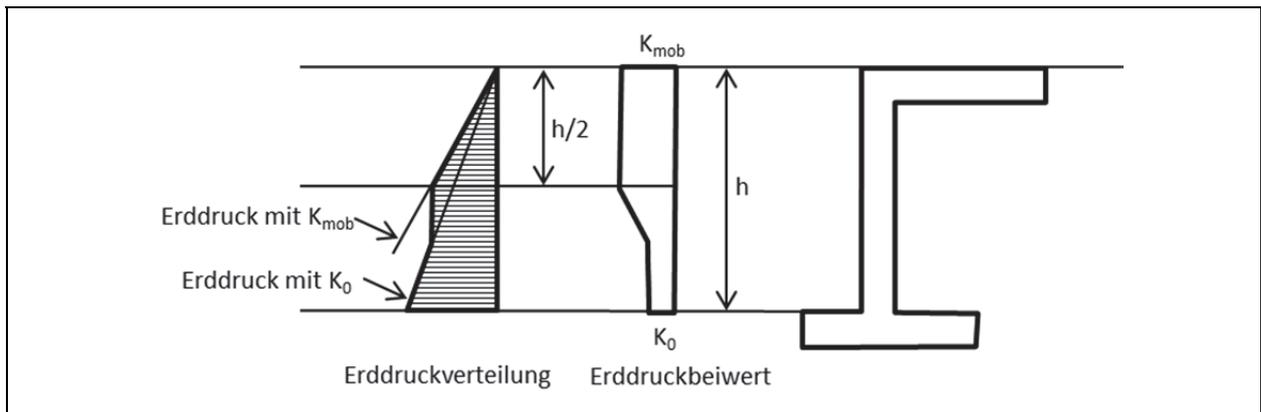


Bild 2-23: Erddruckansatz in Großbritannien nach BA 42/96.

Wie in Abschnitt 2.4 dargestellt, werden in den USA die Widerlager integraler und semi-integraler Brücken häufig in den Dammbereich zurückgesetzt. Dort werden die Stahlträger mit Wandscheiben geringer Höhe verbunden, die über Pfähle tief gegründet sind. Aufgrund der geringen Widerlagerhöhe wird in diesen Fällen häufig auf den vollen passiven Erddruck bemessen. In Großbritannien werden, wie in Deutschland, auch Widerlager in voller Höhe des Lichtraums ausgeführt, die in Großbritannien nach BA 42/96 bemessen werden. Demnach wird bis in eine Tiefe, die der halben Widerlagerhöhe entspricht, der Erddruck mit einem Beiwert K_{mob} nach Gleichung 2-8 ermittelt und anschließend konstant gehalten, bis der Erdruhedruck erreicht wird (Bild 2-23).

$$K_{mob} = K_0 + (s_h / 0,03h)^{0,6} K_{ph} \tag{2-8}$$

- K_{mob} ... Beiwert für den mobilisierten Erddruck über die gesamte Wandhöhe
- K_0 ... Beiwert für den Erdruhedruck
- K_{ph} ... Beiwert für den passiven Erddruck
- s_h ... horizontale Verschiebung an der Wandoberkante
- h ... Wandhöhe

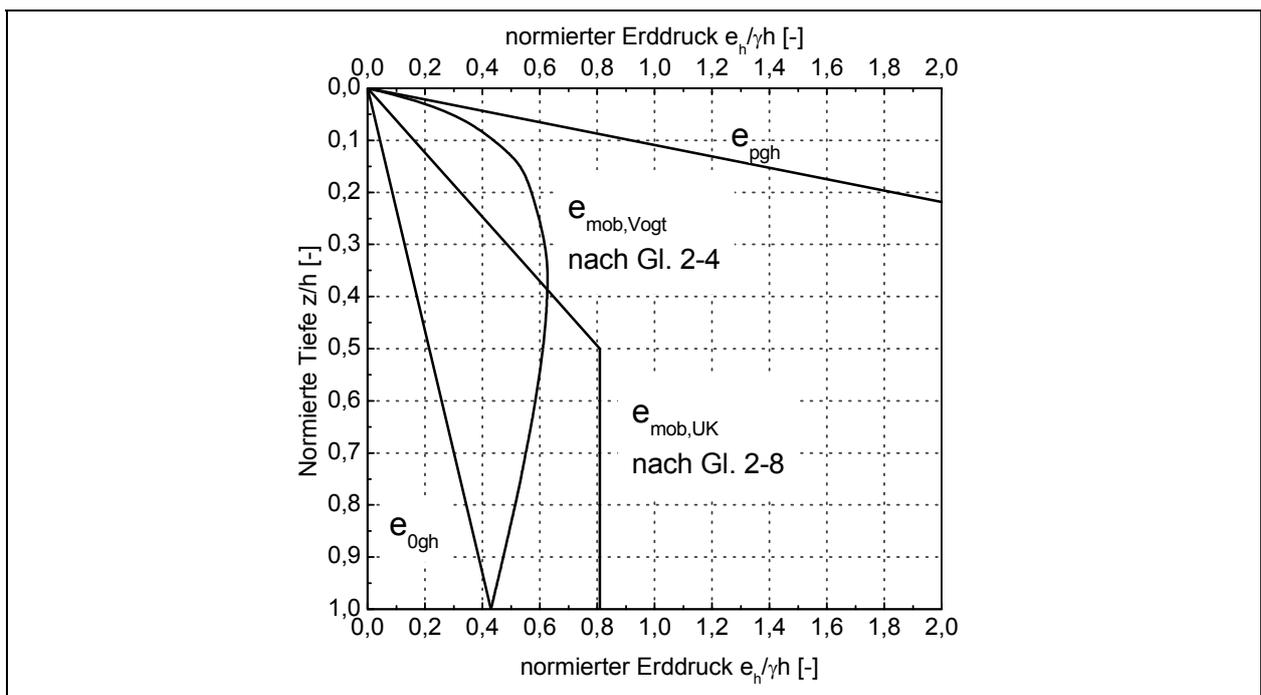


Bild 2-24: Beispielhafte Verteilung des normierten Erddruckes $e_h(z)/\gamma h$ über die Wandhöhe für eine Fußpunktdrehung mit $s_h/h = 0,01$, mit den Ansätzen für den mobilisierten Erddruck nach VOGT und nach BA 42/96 (UK), $K_0 = 0,43$, $K_{ph} = 9,15$

Die Unterschiede zwischen der Erddruckverteilung nach BA 42/96 und dem Ansatz nach VOGT zeigt Bild 2-24 für eine Fußpunktdrehung von $s_r/h = 0,1$ (7 mm bei einem 7 m hohen Widerlager).

Bei der Fußpunktdrehung geht der nach VOGT ermittelte Erddruck am Fußpunkt der Wand auf den Erdrudruck zurück, während der Ansatz nach BA 42/96 in diesem Bereich für das gewählte Beispiel deutlich höhere Werte aufweist. Im oberen Teil der Wand bis in eine Tiefe z von $0,4 h$ tritt ein gegenläufiger Trend ein. Hier liegen die Werte nach VOGT über den Werten nach BA 42/96.

Im Beispiel in Bild 2-24 wurde nach BA 42/96 ein etwas höherer einwirkender Erddruck ermittelt, als mit dem Ansatz nach VOGT. Deutlicher waren die Unterschiede bei der Lage der Resultierenden, die beim Ansatz nach BA 42/96 tiefer lag.

3 Forschungsbauwerk BW 37

3.1 Überblick

An der BAB A 72 Chemnitz – Hof wurde im Zeitraum von November 2005 bis Dezember 2007 zwischen den Anschlussstellen Stollberg-West und Zwickau-West die Fahrbahn auf einer Länge von 14,6 km komplett erneuert. Im Zusammenhang mit dieser Baumaßnahme wurde durch das Autobahnamt Sachsen das Bauwerk 37 an der Abfahrt Hartenstein für das Forschungsvorhaben zur Verfügung gestellt.

An diesem Bauwerk konnten die in der folgenden Tab. 3-1 und in Bild 3-1 dargestellten vier verschiedenen Hinterfüllbereiche ausgebildet werden.

Lage	Ausbildung	Anforderung
Bereich 1, Achse 10 RiFa Chemnitz	Hinterfüllung nach ZTVE-StB 94/97 Recyclingmaterial	Verdichtungsgrad $D_{Pr} \geq 100\%$
Bereich 2, Achse 10 RiFa Hof	Hinterfüllung mit Schotter 0/45 nach ZTVT-StB 95/02	Verformungsmodul $E_{V2} \geq 150 \text{ MN/m}^2$ Verhältnis $E_{V1}/E_{V2} \leq 2,5$ Verdichtungsgrad $D_{Pr} \geq 100\%$
Bereich 3 Achse 20 RiFa Hof	„Kurzer Betonkeil“ Hinterfüllung mit Magerbeton Neigung Oberkante 1 : 2 Neigung Unterkante 1 : 1	Magerbeton C 8/10 steife Konsistenz oberhalb Keil: Hinterfüllung nach ZTV E-StB Verdichtungsgrad $D_{Pr} \geq 100\%$ Verformungsmodul $E_{V2} \geq 100 \text{ MN/m}^2$
Bereich 4 Achse 20 RiFa Chemnitz	„Langer Betonkeil“ Hinterfüllung mit Magerbeton Neigung Oberkante 1 : 10 Neigung Unterkante 1 : 3	Magerbeton C 8/10 steife Konsistenz oberhalb Keil: Hinterfüllung nach ZTV E-StB Verdichtungsgrad $D_{Pr} \geq 100\%$ Verformungsmodul $E_{V2} \geq 100 \text{ MN/m}^2$

Tab. 3-1: Hinterfüllungen am Bauwerk 37.

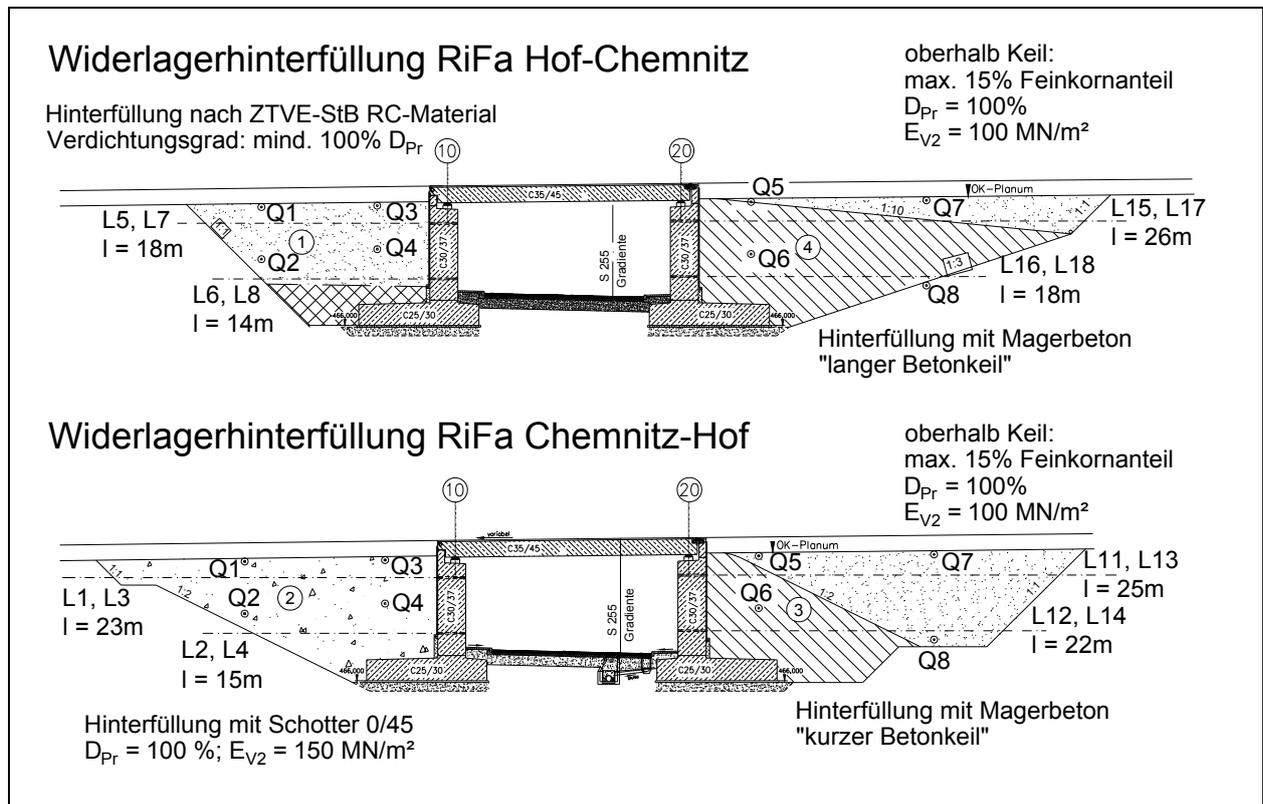


Bild 3-1: Querschnitt Bauwerk BW 37 mit Hinterfüllungen und Messtechnik.

3.2 Bauwerksbeschreibung und Lage

Das Brückenbauwerk BW 37 wurde zur Unterführung der Staatsstraße S 255 an der Anschlussstelle Hartenstein als Ersatzneubau errichtet. Ein Lageplan sowie Querschnitte zu den Hinterfüllungen und zur Messtechnik befindet sich in Anlage 1. Einen Eindruck von der Baustelle vermittelt die Fotodokumentation in Anlage 2.

Im Bereich der Brücke steigt das Gelände leicht nach Norden an. Dabei verläuft die Autobahn in Ost-West-Richtung annähernd geländegleich. Die Staatsstraße S 255 wird im Einschnitt geführt. Der Kreuzungswinkel zwischen den Achsen beträgt 92 gon.

Die Autobahn besitzt einen Regelquerschnitt RQ 29,5 mit Ein- und Ausgliederungsstreifen für die Anschlussstelle AS Hartenstein. Die Gesamtbreite des Brückenbauwerkes beträgt einschließlich der Kappen 32,2 m (nutzbare Breite 31,5 m). Die Stützweite des Einfeldträgers in der Achse liegt bei 13,31 m. Das entspricht einer lichten Weite zwischen den Widerlagern von 12,00 m.

Die ca. 7 m hohen Widerlager und Flügel wurden als Kastenwiderlager flach gegründet. Die Wanddicken betragen für die Widerlager 1,60 m und für die Flügel 1,20 m. Der Überbau wurde am Widerlager Chemnitz fest und am Widerlager Hof beweglich gelagert. Der Übergang zum Brückenbauwerk erfolgte am Widerlager Hof daher mit einer wasserdichten Übergangskonstruktion analog RiZ Übe 1.

3.3 Untergrund

Der Untergrund des Brückenbauwerkes wird von Schichten des Unteren Rotliegenden gebildet, die eine tiefgreifende Verwitterung aufweisen. Es handelt sich dabei um eine Wechsellagerung von Tonstein- und Sandsteinlagen, in die Konglomerate lagenweise eingeschaltet sind. Aufgrund der Verwitterung besitzt das Gestein eine relativ geringe Festigkeit, so dass Lockergesteinseigenschaften überwiegen.

Bei den durchgeführten Abnahmen der Gründungssohlen wurde eine mit ca. 20° bis 30° nach Nordwesten einfallende Wechsellagerung aus stark sandigem Ton in halbfester bis fester Konsistenz sowie Sand mit wechselnden Kies- und Tonanteilen angetroffen. Der ursprüngliche Schichtverband des Rotliegenden war noch zu erkennen (vgl. Anlage 2, Blatt 2). Es handelt sich um eine Wechsellagerung aus Böden der Bodengruppen TM, TL und ST*. Auch bei den Bohrungen für die Vertikalinklinometer wurde der gleiche Schichtenaufbau bis zu den Endteufen der Bohrungen von 28 m unter Fahrbahnoberkante der BAB angetroffen. An mehreren Proben aus dem Untergrund wurden Laborversuche zur Klassifikation und zur Bestimmung der Scherfestigkeit und des Verformungsverhaltens durchgeführt, die im Schlussbericht zum Forschungsvorhaben [U21] dokumentiert sind.

Während der Gründungsarbeiten musste aufgrund des über der Baugrubensohle liegenden Grundwasserspiegels eine offene Wasserhaltung betrieben werden. Während der Erkundungsbohrungen im April 1994 und bei den Bohrungen für die Vertikalmessstellen wurde der Grundwasserspiegel in einer Höhe von ca. 167 m NN angetroffen (Gründungssohle 166 m NN).

3.4 Bauablauf

Generell erfolgte die komplette Erneuerung der Fahrbahn zwischen den AS Stollberg-West und Zwickau-West in zwei Bauabschnitten:

- **Bauabschnitt 1** ab November 2005
Rückbau und Erneuerung der Richtungsfahrbahn (RiFa) Hof-Chemnitz,
4+0 Verkehrsführung auf der RiFa Chemnitz-Hof (alt),
- **Bauabschnitt 2** ab November 2006
Rückbau und Erneuerung der Richtungsfahrbahn Chemnitz-Hof,
4+0 Verkehrsführung auf der RiFa Hof-Chemnitz (neu).

Am Bauwerk 37 wurde neben dem bestehenden Brückenbauwerk im ersten Bauabschnitt eine Hilfsbrücke errichtet, über die der gesamte Autobahnverkehr verlief. Das Bauwerk 37 wurde daher bereits im ersten Bauabschnitt komplett fertig gestellt.

Nach dem Rückbau des bestehenden Brückenbauwerks und dem Baugrubenaushub wurde zunächst das Widerlager Chemnitz, Achse 10 errichtet. Es folgte das Widerlager Hof, Achse 20. Dem entsprechend begannen auch die Hinterfüllarbeiten zunächst am Widerlager Achse 10 (Hinterfüllbereich 1 und 2) und wurden anschließend am Widerlager Achse 20 mit den Hinterfüllbereichen 3 und 4 fortgesetzt (Magerbetonkeile). Die Hinterfüllarbeiten konnten im Wesentlichen bis Ende Juni 2006 abgeschlossen werden.

Der Oberbau über den Hinterfüllungen der RiFa Hof-Chemnitz wurde im Juli 2006 bis einschließlich Binderschicht eingebaut. Der Einbau der Decke erfolgte am 06.10.2006. Die Richtungsfahrbahn Hof-Chemnitz wurde am 15.11.2006 für den Verkehr freigegeben. Ab 30.11.2006 verlief die 4+0 Verkehrsführung über die RiFa Hof-Chemnitz.

Zeitraum	Vorgang
03.12.2005 bis 24.01.2006	Abbruch altes Brückenbauwerk
23.01.2006 bis 14.03.2006	Baugrubenaushub
01.02.2006 bis 20.03.2006	Herstellung Fundamente, Widerlager und Flügel; Achse 10
15.03.2006 bis 24.04.2006	Herstellung Fundamente, Widerlager und Flügel; Achse 20
27.03.2006 bis 12.05.2006	Teilhinterfüllung, Achse 10
15.05.2006 bis 09.06.2006	Teilhinterfüllung, Achse 20
24.04.2006 bis 26.05.2006	Herstellung Überbau RiFa Hof-Chemnitz
30.05.2006 bis 27.06.2006	Herstellung Überbau RiFa Chemnitz-Hof
29.05.2006 bis 18.07.2006	vollständige Hinterfüllung in beiden Fahrbahnen
10.07.2006 bis 13.07.2006	Herstellung Oberbau RiFa Hof-Chemnitz (außer Decke)
06.10.2006	Deckeneinbau RiFa Hof-Chemnitz
15.11.2006	Verkehrsfreigabe RiFa Hof-Chemnitz
30.11.2006	Aufnahme der 4+0 Verkehrsführung auf der RiFa Hof-Chemnitz
Dezember 2006	Rückbau Hilfsbrücke am BW 37
Januar bis November 2007	Streckenbau RiFa Chemnitz Hof
Juni 2007	Herstellung Asphaltoberbau RiFa Chemnitz-Hof im Bereich BW 37
05.11.2007	Verkehrsfreigabe RiFa Chemnitz-Hof (Ende 4+0 Verkehrsführung)

Tab. 3-2: Bauablauf, Bauwerk 37.

Im 2. Bauabschnitt wurde die Richtungsfahrbahn Chemnitz-Hof bis November 2007 vollständig erneuert. Da das Bauwerk 37 komplett im 1. BA fertig gestellt wurde, waren während des 2. Bauabschnitts nur Arbeiten im Umfeld vorzunehmen (Rückbau Hilfsbrücke, Böschungsprofilierung). Die Herstellung des Asphaltoberbaus im Bereich der Hinterfüllungen des BW 37 erfolgte im Juni 2007.

Die Verkehrsfreigabe auf der RiFa Chemnitz-Hof mit Aufnahme der 2+2 Verkehrsführung fand im November 2007 statt. Einen Überblick zum Bauablauf gibt die Tab. 3-2. Mehrere Aufnahmen aus der Bauzeit sind in Anlage 2 dokumentiert.

3.5 Hinterfüllungen

3.5.1 Einbaumaterialien

3.5.1.1 Schwer durchlässiges Material

Im Hinterfüllbereich 1 wurde als Referenzfall eine Hinterfüllung nach ZTVE ausgeführt. Dementsprechend war unterhalb des über ein Dränrohr entwässerbaren Bereiches ein schwer durchlässiges Material einzubauen. Aufgrund des hohen Feinkornanteils wurde dafür vom Auftragnehmer der Boden verwendet, der beim Aushub der Baugruben angefallen war.

Einen Überblick über die Ergebnisse der Laborversuche enthält Tab. 3-3. Die ausführliche Darstellung der einzelnen Versuche kann dem Forschungsbericht [U21] entnommen werden.

Bodengruppe nach DIN 18196:		ST*, SU*
Kornanteil $a_{\leq 0,063 \text{ mm}}$		25 bis 31 %
Kornanteil $a_{\leq 2,0 \text{ mm}}$		70 bis 73 %
Ungleichförmigkeitszahl	C_U	145 bis 197
Krümmungszahl	C_C	0,7 bis 2,1
Proctordichte	ρ_{Pr}	2,06 bis 2,08 g/cm ³
opt. Wassergehalt	W_{Pr}	8,9 bis 9,3 %

Tab. 3-3: Ergebnisse der Laborversuche, schwer durchlässiges Material.

3.5.1.2 Recyclingmaterial

Beim Rückbau des alten Brückenbauwerks wurde neben dem Brückenbeton auch ein Teil der Hinterfüllung und des anstehenden Bodens mit aufgenommen. Das Gemenge wurde vor Ort mit einer mobilen Brecheranlage zerkleinert. Bei dem so entstandenen Recyclingmaterial handelte es sich also um kein reines Betonrecycling. Im Ergebnis der durchgeführten Nasssiebungen wurde der Bodenanteil zu ca. 10 % bis 25 % geschätzt. Zusätzlich enthielt das Material geringe Beimengungen an Asphaltrecycling.

Der Kiesanteil (Boden und Recyclingmaterial) lag bei ca. 45 % bis 70 %, wobei zusätzlich ein Anteil an Steinen mit einer Korngröße über 63 mm bis zu 23 % auftrat. Nach DIN 18196 handelte es sich bei dem RC-Material um einen Kies der Bodengruppen GI und GW bzw. um einen schluffigen Kies der Bodengruppe GU. Das einhüllende Körnungsband kann Bild 3-3 entnommen werden.

Das Recyclingmaterial wurde vom Auftragnehmer im Hinterfüllbereich 1 und oberhalb der Magerbetonkeile in den Hinterfüllbereichen 3 und 4 eingesetzt.

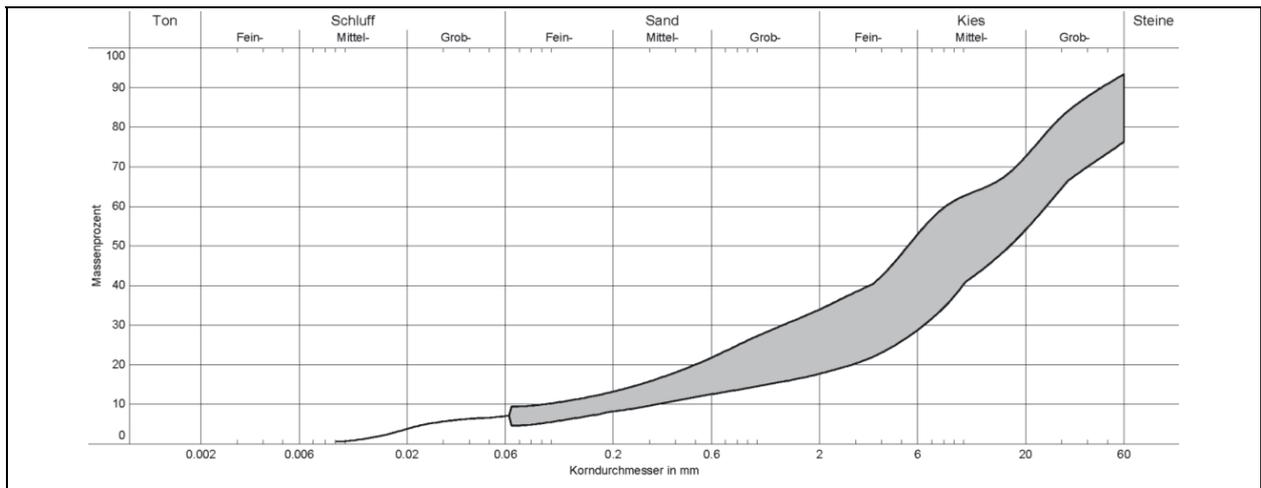


Bild 3-3: Körnungsband RC-Material.

Am RC-Material wurde eine mögliche Nachverfestigung untersucht. Dafür wurden Prüfkörper im Proctor-topf mit einem Durchmesser von 150 mm hergestellt und unterschiedlich lange im Feuchtraum gelagert. Mit jeweils 3 Prüfkörpern wurde die mittlere einaxiale Druckfestigkeit σ_m ermittelt. Direkt nach der Probekörperherstellung betrug die mittlere Druckfestigkeit $\sigma_m = 0,32 \text{ N/mm}^2$ und stieg nach 180 Tagen Feuchtraumlagerung auf $\sigma_m = 0,53 \text{ N/mm}^2$ an.

Aufgrund des hohen Grobkies- und Steinanteils erwies sich die Bestimmung der Scherfestigkeit und des Steifemoduls als ausgesprochen schwierig. Der Kornanteil über 31,5 mm wurde entfernt. Anschließend konnte das Material im Großscherkasten und Großödometer der TU Bergakademie Freiberg untersucht werden (Großscherkasten: Länge und Breite 450 mm, Probenhöhe 200 mm; Großödometer: Durchmesser 250 mm, Probenhöhe 50 mm). Die Ergebnisse sind in Tab. 3-4 dargestellt.

3.5.1.3 Schotter 0/45

Im Hinterfüllbereich 2 war gemäß der Ausschreibung Schotter 0/45 nach ZTV T-StB 95/02 einzubauen (inzwischen ersetzt durch ZTV SoB-StB 04), der aus dem Steinbruch Leukersdorf geliefert wurde. Nach dem Prüfzeugnis der Eignungsprüfung handelte es sich dabei um einen dunkelroten Porphyrtuff mit feinkörniger Struktur. Das mit den durchgeführten Siebungen ermittelte Körnungsband wurde in Bild 3-2 dargestellt.

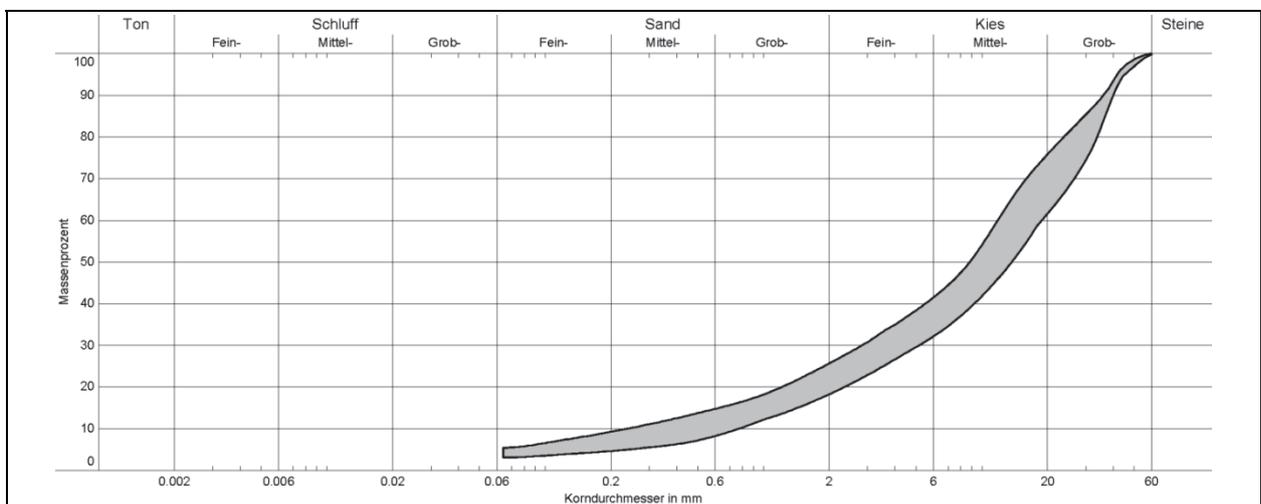


Bild 3-2: Körnungsband Schotter 0/45

Material		Recyclingmaterial RC-Material	Schotter 0/45
Bodengruppe nach DIN 18196:		GI, GW, GU	GW, GU
Kornanteil mm	$a_{\leq 0,063}$	4 bis 9 %	3,1 bis 5,4 %
Kornanteil	$a_{\leq 2,0 \text{ mm}}$	17 bis 34 %	18,3 bis 25,7 %
Ungleichförmigkeitszahl	C_U	47 bis 172	31 bis 50
Krümmungszahl	C_C	0,5 bis 6,1	1,0 bis 2,9
Proctordichte	ρ_{Pr}	2,01 bis 2,06 g/cm ³	1,89 bis 1,91 g/cm ³
opt. Wassergehalt	w_{Pr}	10,5 bis 9,1 %	10,7 bis 12,9 %
Reibungswinkel	φ'	41,8°	49,1°
Kohäsion	c'	48,9 kN/m ²	--
Steifemodul Erstbelastung Spannungsbereich 100-200 kN/m ²	E_{s1}	19 MN/m ²	21 MN/m ²
Steifemodul Wiederbelastung Spannungsbereich 100-200 kN/m ²		303 MN/m ²	129 MN/m ²
Einaxiale Druckfestigkeit	q_u	0,53 N/mm ² (nach 180 Tagen)	--

Tab. 3-4: Ergebnisse der Laborversuche am RC-Material und am Schotter 0/45.

Einen Überblick über weitere Laborversuchsergebnisse gibt Tab. 3-4. Bei der Ermittlung der Scherfestigkeit im Großscherkasten traten erhebliche Hebungen des Scherkastens durch die starke Dilatanz des Materials beim Schervorgang auf. Während des Schervorgangs kam es zu Kornbrüchen, die durch laute Geräusche auch akustisch in Erscheinung traten. Zusätzlich wurde das Verformungsverhalten im Großödometer untersucht.

3.5.1.4 Magerbeton C 8/10

Für die Magerbetonkeile in den Hinterfüllbereichen 3 und 4 wurde ein rieselfähiger Magerbeton C 8/10 mit einem Größtkorn von 32 mm in steifer Konsistenz eingesetzt. Nach den Unterlagen der Eignungsprüfung betrug der Zementgehalt 135 kg/m³ CEM II 32,5 R bei einem w/z-Wert von 0,9. Bei den Kontrollprüfungen und bei Prüfungen an Kernproben wurden wesentlich höhere Druckfestigkeiten bis zu 29 N/mm² festgestellt.

3.5.2 Einbau und Prüfungen

Für die Verdichtungsarbeiten wurden folgende Geräte eingesetzt:

- Walzenzug, Typ Bomag BW 172 D-2, Betriebsgewicht 6690 kg,
- Grabenwalze, Typ Wacker RT, Betriebsgewicht 1345 kg,
- schwere Rüttelplatte, Typ Wacker DPU 100-70, Betriebsgewicht 710 kg,
- leichte Rüttelplatte und Vibrationsstampfer.

Das Material wurde mit einer Lagendicke von 30 cm eingebaut. Die Verdichtung erfolgte mit mindestens zwei Übergängen mit dem Walzenzug und mindestens zwei Übergängen mit der Rüttelplatte, wobei die einzelnen Fahrspuren überlappten. In den Randbereichen an den Widerlagern, Flügeln und an den Schächten sowie im Bereich der Inklinometer kamen leichte Verdichtungsgeräte zum Einsatz. Beispielhafte Aufnahmen von den Verdichtungsarbeiten können der Fotodokumentation in Anlage 2, Blatt 3 entnommen werden.

Der Prüfumfang der Eigenüberwachung und der Umfang der Kontrollprüfungen wurden erhöht, so dass im Regelfall mehrere Prüfungen in jeder zweiten Lage erfolgten. Aufgrund des hohen Grobkies- und Steinanteils in den Hinterfüllmaterialien war eine Kontrolle der gleichmäßigen Verdichtung mit Rammsondierungen nicht sinnvoll.

3.5.2.1 Hinterfüllbereich 1 (RC-Material)

Im Hinterfüllbereich 1 wurden keine über die ZTVE-StB hinausgehenden Anforderungen gestellt. Somit war im gesamten Hinterfüllbereich ein Verdichtungsgrad von 100 % der einfachen Proctordichte nachzuweisen.

Unterhalb der Entwässerungsebene wurde das in Abschnitt 3.5.1.1 beschriebene schwer durchlässige Material eingebaut. Darüber erfolgte die Hinterfüllung mit dem RC-Material nach Abschnitt 3.5.1.2. Direkt am Widerlager und an den Flügeln wurde als Entwässerungsbereich nach Was 7 ein Normkies 2/32 in einer Breite von 1,0 m eingefügt.

Die einzelnen Ergebnisse der Eigenüberwachungs- und Kontrollprüfungen sind im Forschungsbericht [U21] dargestellt. Einen Überblick geben die Tab. 3-5 und Tab. 3-6.

Innerhalb der Hinterfüllung im Bereich 1 wurden an den Verformungsmodul E_{V2} keine Anforderungen gestellt. Für Vergleichszwecke wurde der Verformungsmodul mit 6 Plattendruckversuchen bestimmt. Dabei war eine Messung als Ausreißer zu bewerten und wurde bei den weiteren Auswertungen nicht berücksichtigt. Aus den verbleibenden 5 Messungen ergab sich ein mittlerer Verformungsmodul E_{V2} von 116 MN/m² (vgl. Tab. 3-6).

	schwer durchl. Material	RC-Material
Mindestanforderung	100 %	100 %
Anzahl	5	18
Mittelwert	101,3 %	101,3 %
Minimalwert	100,0 %	100,0 %
Maximalwert	102,9 %	103,1 %
Standardabweichung	1,26 %	0,78 %

Tab. 3-5: Verdichtungsgrad D_{Pr} im Hinterfüllbereich 1, Ergebnisse der Eigenüberwachungs- und Kontrollprüfungen

	RC-Mat. innerhalb Hinterfüllung	Planum
Mindestanforderung	--	45 MN/m ² (da teilw. Frostempfindl.kl. F2)
Anzahl	5	4
Mittelwert	116 MN/m ²	181 MN/m ²
Minimalwert	98 MN/m ²	138 MN/m ²
Maximalwert	143 MN/m ²	217 MN/m ²
Standardabweichung	18 MN/m ²	--
Anmerkungen	ohne Berücksichtigung des Einzelwertes v. 38,1 MN/m ² (Ausreißer)	Starke Unterschiede zwischen Ergebnissen der KP und EÜ aufgrund des unterschiedlichen Prüftermins

Tab. 3-6: Verformungsmodul E_{V2} im Hinterfüllbereich 1, Ergebnisse der Eigenüberwachungs- und Kontrollprüfungen

Da das Recyclingmaterial teilweise der Frostempfindlichkeitsklasse F2 zuzuordnen war, wurde für das Planum ein Anforderungswert für den Verformungsmodul E_{V2} von 45 MN/m² festgelegt. Die Auswertung der durchgeführten Plattendruckversuche auf dem Planum ergab deutlich höhere Werte für den E_{V2} -Modul von ca. 140 MN/m² bei den Eigenüberwachungsprüfungen und 217 MN/m² bei den Kontrollprüfungen. Die Kontrollprüfungen wurden auf Anforderung der Bauüberwachung am Tag der Abnahme und Übergabe an den Streckenbauer vier Tage nach den Eigenüberwachungsprüfungen durchgeführt. Die Unterschiede zwischen EÜ und KP ergaben sich durch eine starke Austrocknung des RC-Materials auch in Tiefen über 5 cm.

3.5.2.2 Hinterfüllbereich 2 (Schotter 0/45)

Beim Schotter 0/45 im Hinterfüllbereich 2 war ein Verformungsmodul von $E_{V2} \geq 150$ MN/m² ab der dritten Schüttlage zu erreichen. Da bei den ersten Prüfungen dieser Wert unterschritten wurde, musste die gesamte Schüttlage intensiv nachverdichtet werden. Im Anschluss konnte ein Verformungsmodul von $E_{V2} = 162$ MN/m² nachgewiesen werden.

Die Anzahl der Übergänge mit dem Walzenzug und der schweren Rüttelplatte wurde daraufhin auf mindestens 3 Übergänge erhöht. Einen Überblick über die durchgeführten Eigenüberwachungs- und Kontrollprüfungen gibt Tab. 3-7. Bei wenigen Prüfungen konnte der geforderte E_{V2} -Modul nicht erreicht werden. Die entsprechenden Prüflagen wurden daraufhin nachverdichtet. Bei den danach erneut durchgeführten Prüfungen wurden die Anforderungen erfüllt und ein mittlerer Verformungsmodul E_{V2} von 171 MN/m² erreicht. Die zusätzlich ausgeführten Versuche mit dem Leichten Fallgewichtsgerät ergaben einen mittleren dynamischen Verformungsmodul E_{Vd} von 44,2 MN/m². Der mittlere Verdichtungsgrad D_{Pr} lag bei 103,3 % (vgl. Tab. 3-7).

	Verdichtungsgrad D_{Pr}	Verformungsmodul E_{V2}	Verhältniswert E_{V2}/E_{V1}	dynamischer Verformungsmodul E_{Vd}
Anforderung	≥ 100 %	≥ 150 MN/m ²	$\leq 2,5$	--
Anzahl	13	12	12	28
Mittelwert	103,3 %	171,4 MN/m ²	2,05	44,2 MN/m ²
Minimalwert	100,5 %	147,3 MN/m ²	1,66	30,1 MN/m ²
Maximalwert	106,7 %	231,4 MN/m ²	2,50	58,1 MN/m ²
Standardabw.	2,50 %	22,3 MN/m ²	0,25	5,60 MN/m ²
Anmerkungen	Ohne Werte vor Nachverdichtung			

Tab. 3-7: Ergebnisse der Eigenüberwachungs- und Kontrollprüfungen, Schotter 0/45, Hinterfüllbereich 2

3.5.2.3 Hinterfüllbereiche 3 und 4 (Magerbetonkeile)

Der „kurze Betonkeil“ mit einer Neigung der Oberfläche von 1:2 wurde im Hinterfüllbereich 3 ausgeführt. Da der Brückenneubau im Vergleich zum alten Bauwerk geringfügig verschoben wurde, musste diese Baugrube für den Abriss des alten Bauwerkes vergrößert werden (vgl. Querschnitt in Anlage 1, Seite 2).

Im Hinterfüllbereich 4 wurde der „lange Betonkeil“ mit einer Oberflächenneigung von 1:10 und einer Neigung an der Unterseite von 1:3 hergestellt. Oberhalb der Keile kam das Recyclingmaterial nach Abschnitt 3.5.1.2 zum Einsatz. Der Übergang zwischen Magerbetonkeil und RC-Material wurde stufenförmig verzahnt ausgebildet. Eine Aufnahme der Arbeiten ist in Anlage 2, Seite 3 enthalten.

Bei den Kontrollprüfungen am Magerbeton wurden Druckfestigkeiten über 20,0 N/mm² ermittelt, die deutlich über den Anforderungen an einen Magerbeton C 8/10 lagen. Der Einbau verlief problemlos.

Die Ergebnisse der Kontrollprüfungen am RC-Material oberhalb der Magerbetonkeile sind in der folgenden Tab. 3-8 zusammengestellt. Bei einem Plattendruckversuch wurde nur ein Verformungsmodul von $E_{V2} = 92,2 \text{ MN/m}^2$ erreicht, so dass der entsprechende Teilbereich nachverdichtet werden musste.

	Verdichtungsgrad D_{Pr}	Verformungsmodul E_{V2}	Verhältniswert E_{V2}/E_{V1}
Anforderung	≥ 100 %	≥ 100 MN/m ²	--
Anzahl	17	16	16
Mittelwert	101,2 %	154,0 MN/m ²	2,32
Minimalwert	100,0 %	92,2 MN/m ²	1,56
Maximalwert	103,5 %	249,5 MN/m ²	3,19
Standardabw.	0,90 %	36,9 MN/m ²	0,52

Tab. 3-8: Ergebnisse der Eigenüberwachungs- und Kontrollprüfungen, RC-Material über Keilen, Hinterfüllungen 3 und 4

3.6 Oberbau

Der Streckenabschnitt wurde generell in Betonbauweise ausgeführt. Im unmittelbaren Anschluss zum Bauwerk 37 kam jedoch der nachfolgend dargestellte Asphaltoberbau zum Einsatz (Oberbau gem. RStO 01, Tafel 1, Zeile 3, Bauklasse SV):

- 4 cm Splittmastixasphalt 0/11S, B50/70,
- 8 cm Asphaltbinder 0/22S, PmB 45A,
- 18 cm Asphalttragschicht 0/32, Mischgutart CS, B 50/70,
- 15 cm Schottertragschicht 0/45, $E_{V2} \geq 150 \text{ MN/m}^2$,
- 40 cm Frostschuttschicht 0/45, $E_{V2} \geq 120 \text{ MN/m}^2$.

In Richtung Hof besitzt der Asphaltbereich eine Länge von ca. 25 m. In Richtung Chemnitz wurde der Asphaltoberbau aufgrund des Ausgliederungstreifens auf ca. 41 m verlängert.

Wie in der Fotodokumentation in Anlage 2, Seite 4 zu erkennen ist, wurde insbesondere im Anschlussbereich zum Brückenbauwerk auf eine intensive Verdichtung des Mischgutes geachtet. Die Verdichtung erfolgte in diesem Bereich quer zur Einbaurichtung mit Tandemwalzen unterschiedlicher Größe (Hamm HD 10, Gewicht 2450 kg; Hamm DV 90, Gewicht 9410 kg).

4 Messtechnik am BW 37

Am Bauwerk 37 wurde die folgende Messtechnik installiert, die im Lageplan und in den Schnitten in Anlage 1 dargestellt ist:

- 8 Neigungsmessrohre quer zur Fahrbahn, horizontal in zwei Ebenen (Querinklinometer),
- 8 Neigungsmessrohre längs zur Fahrbahn, horizontal untere Ebene (Längsinklinometer),
- 8 Streckenmessrohre längs zur Fahrbahn, obere Ebene,
- 10 Streckenmessrohre vertikal (Vertikalmessstellen),
- Messpunkte auf der Straßenoberfläche,
- Messpunkte am Widerlager und an den Flügeln zur Setzungskontrolle,
- Messpunkte am Widerlager zur Erfassung von Horizontalverformungen,
- Temperatursensoren.

Die horizontalen Messrohre wurden in zwei Ebenen angeordnet. Die untere Ebene lag so tief wie möglich, die obere so hoch wie möglich, damit die Setzungen innerhalb der Hinterfüllung von den Untergrundsetzungen getrennt werden konnten.

Im Zusammenspiel mit den vertikalen Messstellen und mit den geodätischen Messungen im Fahrbahnbereich ergab sich somit ein sich mehrfach überschneidendes System unterschiedlicher Messebenen.

Alle eingebauten Messrohre sind mit ihrer Lage, der Tiefe unter Fahrbahnoberkante, der Länge und dem Einbaudatum in den Tabellen 4-1 bis 4-3 aufgeführt.

Messrohr	Typ	Hinterfüllbereich, Achse, RiFa	Lage (unter Fahrstreifen)	Abstand zur OK Fahrbahn	Länge	Einbau
L1	Streckenmessr.	Bereich 2, Achse 10, RiFa Hof	u. Fahrstr. 1	2,14 m	23 m	05.07.06
L2	Inklinometer		u. Fahrstr. 1	5,34 m	15 m	27.04.06
L3	Streckenmessr.		u. Fahrstr. 2	2,17 m	23 m	05.07.06
L4	Inklinometer		u. Fahrstr. 2	5,36 m	15 m	27.04.06
L5	Streckenmessr.	Bereich 1, Achse 10, RiFa Chemnitz	u. Fahrstr. 2	2,20 m	18 m	31.05.06
L6	Inklinometer		u. Fahrstr. 2	5,40 m	14 m	27.04.06
L7	Streckenmessr.		u. Fahrstr. 1	2,20 m	18 m	31.05.06
L8	Inklinometer		u. Fahrstr. 1	5,39 m	16 m	27.04.06
L11	Streckenmessr.	Bereich 3, Achse 20, RiFa Hof	u. Fahrstr. 1	2,17 m	25 m	05.07.06
L12	Inklinometer		u. Fahrstr. 1	5,37 m	22 m	23.05.06
L13	Streckenmessr.		u. Fahrstr. 2	2,18 m	25 m	05.07.06
L14	Inklinometer		u. Fahrstr. 2	5,37 m	22 m	23.05.06
L15	Streckenmessr.	Bereich 4, Achse 20, RiFa Chemnitz	u. Fahrstr. 2	2,24 m	26 m	07.06.06
L16	Inklinometer		u. Fahrstr. 2	5,44 m	18 m	23.05.06
L17	Streckenmessr.		u. Fahrstr. 1	2,25 m	26 m	07.06.06
L18	Inklinometer		u. Fahrstr. 1	5,45 m	18 m	23.05.06

Tab. 4-1: Messrohre längs zur Fahrbahn

Messrohr	Hinterfüllbereich, Achse	Abstand zum Widerlager	Abstand zur OK Fahrbahn	Länge	Einbau
Q1	Bereich 1 und 2 A 10	10,0 m	1,0 bis 1,3 m	32 m	18.07.06
Q2			3,9 bis 4,2 m	32 m	05.05.06
Q3		3,0 m	1,0 bis 1,3 m	29 m	18.07.06
Q4			3,5 bis 3,8 m	29 m	05.05.06
Q5	Bereich 3 und 4 A 20	3,0 m	1,0 bis 1,3 m	29 m	18.07.06
Q6			4,0 bis 4,3 m	29 m	31.05.06
Q7		13,0 m	1,0 bis 1,3 m	33 m	18.07.06
Q8			6,0 bis 6,3 m	33 m	22.05.06

Tab. 4-2: Messrohre quer zur Fahrbahn

Messrohr	Typ	Hinterfüllbereich, Achse	Abstand zum Widerlager	Abstand zum Fahrbahnrand	Tiefe	Einbau
V5	Streckenmessr.	Bereich 1, Achse 10	10,0 m	1,7 m	20 m	30.10.06
V6	Streckenmessr.		2,0 m	1,7 m	24 m	24.10.06
V14	Streckenmessr.	Bereich 4, Achse 20	1,7 m	1,7 m	28 m	17.10.06
V15	Streckenmessr.		8,7 m	1,7 m	28 m	13.10.06
V16	Streckenmessr.		17,7 m	1,7 m	20 m	20.10.06
V1	Streckenmessr.	Bereich 2, Achse 10	16,1 m	1,7 m	24 m	12.09.07
V2	Streckenmessr.		8,2 m	1,7 m	24 m	14.09.07
V3	Streckenmessr.		2,5 m	1,7 m	28 m	17.09.07
V11	Streckenmessr.	Bereich 3, Achse 20	4,0 m	1,7 m	28 m	19.09.07
V12	Streckenmessr.		8,0 m	1,7 m	24 m	20.09.07

Tab. 4-3: Vertikalmessstellen

4.1 Neigungsmessrohre

Mit den horizontalen Neigungsmessrohren können die Vertikalverformungen senkrecht zur Rohrachse ermittelt werden. Für alle Querinklinometer und für die untere Lage der Längsinklinometer wurden Neigungsmessrohre vom Typ PVC 60 mit einem Innendurchmesser von 60 mm und eingefrästen Führungsnuten eingesetzt. Der Fußpunkt der Längsinklinometer wurde mindestens 2,50 m in den anstehenden Boden in der Baugrubenböschung eingebettet. Die Kopfpunkte wurden durch die Widerlager bzw. die Flügel hindurchgeführt. Dafür waren im Widerlager Futterrohre vorhanden, in denen die Kopfpunkte über die Dichtungseinsätze fixiert wurden (Anlage 2, Blatt 6).

Die Querinklinometer wurden parallel zur Widerlagerwand über die gesamte Breite der Hinterfüllung eingebaut (quer zur Fahrbahn der BAB). Die Kopfpunkte der Querinklinometer Q3 bis Q6 liegen im Bereich der Bauwerksflügel. Für die weiter vom Brückenbauwerk entfernten Querinklinometer Q1, Q2, Q7 und Q8 wurden zwei Messschächte errichtet, in die die Kopfpunkte einbinden. Die Fußpunkte befinden sich innerhalb der Hinterfüllung kurz vor dem gegenüberliegenden Flügel und sind nicht zugänglich (Anlage 2, Blatt 6).

4.2 Streckenmessrohre und Streckenmesssonde

Für die Messungen am Bauwerk 37 wurde eine Streckenmesssonde der Fa. Glötzl GmbH eingesetzt, mit der es möglich ist, sowohl Neigungen als auch Längenänderungen zu erfassen. Die Sonde ist wie eine konventionelle Inklinometersonde mit drei Neigungssensoren für den vertikalen und horizontalen Einsatz bei der Neigungsmessung ausgerüstet. Zusätzlich besitzt die Sonde ein Extensometermodul, mit dem Verschiebungen längs zum Rohrstrang gemessen werden können. Das Fußteil der Sonde kann dafür gegenüber dem Sondenkorpus in der Längsachse verschoben werden. Die Verschiebungen werden über einen Wegaufnehmer erfasst. Einen Überblick zur Streckenmesssonde geben Bild 4-1 und Bild 4-2. (vgl. auch GLÖTZL (1994) und HABERLAND (2006))

Für die Messungen sind spezielle Messrohre erforderlich, die aus einem Grundrohr mit vier Führungsrollen sowie einer Muffe bestehen. An den Rohrenden befinden sich Messanschlätze aus Messing. Innerhalb der Muffen können sich die Rohre um maximal ± 25 mm gegeneinander verschieben. Zwei Nieten verhindern ein unbeabsichtigtes Zusammenschieben der Rohre während des Einbaus.

Während der Messungen schlagen zunächst die hinteren bzw. unteren Führungsrollen am Messanschlag des ersten Rohres an und halten den Fußteil der Sonde in dieser Lage fest. Die Sonde wird anschließend vorsichtig weitergeführt, bis die vorderen bzw. oberen Führungsrollen den Messanschlag des Folgerohres erreichen. Die dabei zurückgelegte Wegstrecke wird über den Wegaufnehmer erfasst und im Anzeigegerät gespeichert. Die Verschiebungen am Messrohr ergeben sich durch den Vergleich mit den Messwerten der Nullmessung.

Der Einbau erfolgte wie bei den Inklinometerrohren in Gräben mit einem Sandbett zum Schutz der Rohre. Die Rohre binden mindestens 2,50 m in den anstehenden Baugrund in der Baugrubenböschung ein. In den Magerbetonkeilen wurden die Gräben direkt mit Magerbeton verfüllt. Die Verdichtung erfolgte vorsichtig mit leichten Verdichtungsgeräten.

4.3 Vertikalmessstellen

Die Vertikalmessstellen liegen im Bereich des Aus- bzw. Eingliederungstreifens. Von der fertig gestellten Asphaltdecke wurden dafür Kernbohrungen bis in eine Tiefe von 28,5 m ausgeführt. Durch den Einsatz von Streckenmessrohren konnte der Setzungsverlauf über die gesamte Höhe der Hinterfüllung und im

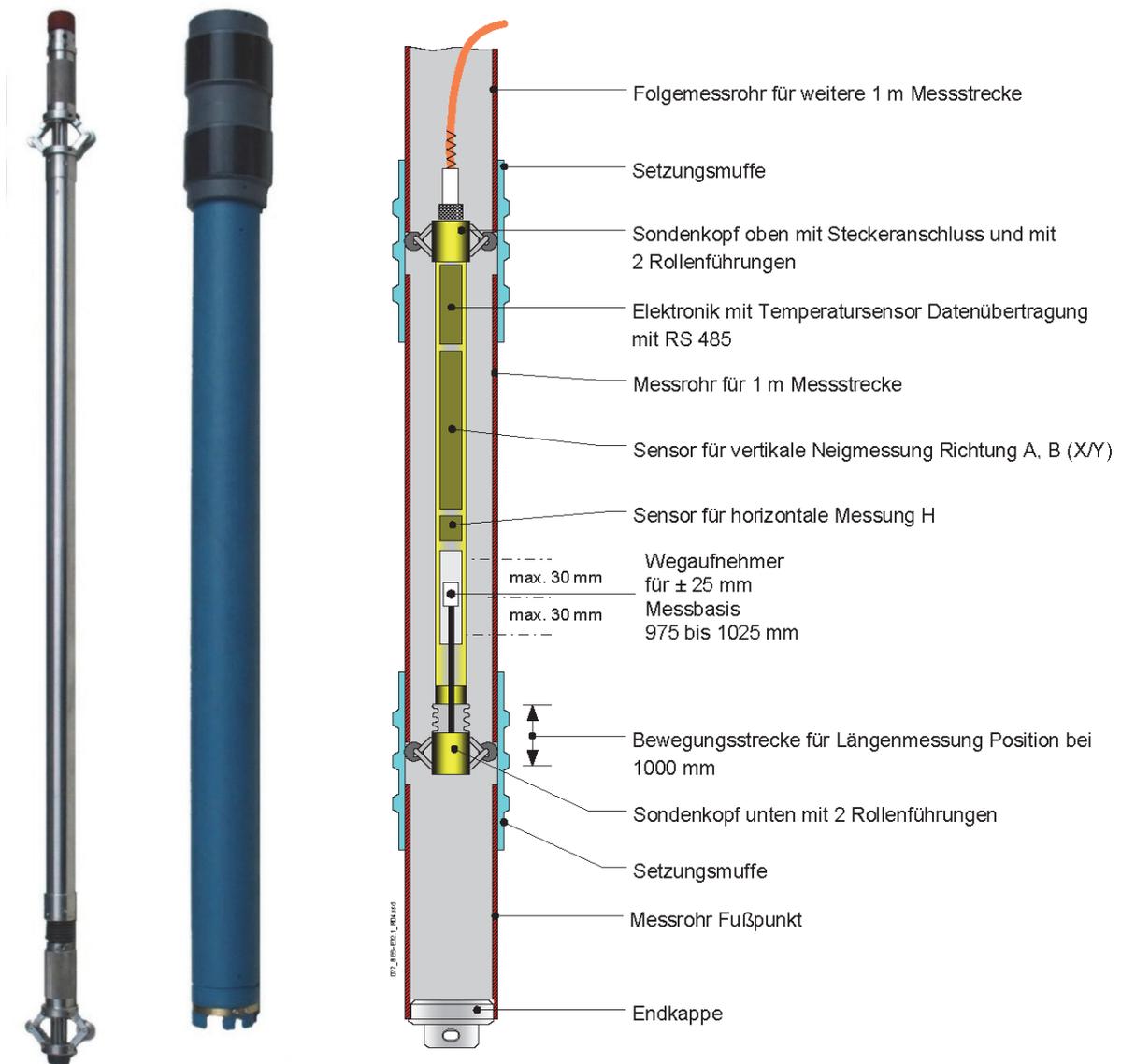


Bild 4-1: Streckenmesssonde und Streckenmessrohr

Bild 4-2: Streckenmesssonde mit Ausstattung in Messposition (nach Firmenprospekt der Fa. Glözl GmbH)

darunter liegenden Baugrund ermittelt werden. Die wesentlichen Daten zum Einbau sind in Tab. 4-3 auf Seite 49 dargestellt.

Der Fußpunkt der tiefsten Messstelle liegt ca. 20,0 m unterhalb der Gründungssohle und damit deutlich unterhalb der zweifachen Fundamentbreite von 13,7 m. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass in dieser Tiefe keine Setzungen auftreten.

Der Ringraum zwischen Bohrlochwandung und Messrohr wurde mit Dämmen über einen Verpressschlauch verfüllt. Dabei wurde die im oberen Bereich eingesetzte Verrohrung gezogen. Den oberen Abschluss im Fahrbahnbereich bildet eine Schachtabdeckung Klasse D 400 mit einer lichten Weite von 300 mm (vgl. Anlage 2, Blatt 8).

5 Fehlerbetrachtung Streckenmesssonde

Für die eingesetzte Streckenmesssonde lagen noch wenige Erfahrungen über den Messeinsatz insbesondere bei horizontalen Messungen vor. In den Hinterfüllungen am Bauwerk 37 wurden zudem nur relativ geringe Verformungen erwartet, die hohe Anforderungen an die Messgenauigkeit bedingten. Von Anfang an wurde daher eine intensive Analyse möglicher Messabweichungen durchgeführt.

5.1 Zufällige Messabweichung

Nach DIN 1319-1 sind zufällige Messabweichungen Abweichungen des unberichtigten Messergebnisses vom Erwartungswert. Zur Abschätzung dieser Abweichungen wurden an mehreren Messstellen unmittelbar hintereinander Wiederholungsmessungen unter gleichen Randbedingungen bei konstanter Sonden-temperatur durchgeführt.

An der 23 m tiefen Vertikalmessstelle V6 wurden acht Wiederholungsmessungen am gleichen Tag und von der gleichen Person ausgeführt, deren Ergebnisse in Bild 5-1 dargestellt sind. Dabei wurden Standardabweichungen zwischen 0,012 und 0,079 mm pro Messschritt für die Streckenmessung, d. h. für die Abstandsmessung zwischen jeweils zwei Messansschlägen, ermittelt. Die maximale Abweichung zwischen den einzelnen Messreihen betrug 0,65 mm am Kopfpunkt der Messstelle. Mit zunehmender Tiefe nahmen die Standardabweichungen tendenziell zu, wobei deutliche Schwankungen der Standardabweichungen an einzelnen Messansschlägen zu verzeichnen waren. Unter Berücksichtigung der Fehlerfortpflanzung nach Gauss mit Gleichung (5-1) lag bei dieser Messstelle die mittlere Standardabweichung unter Wiederholbedingungen bei 0,041 mm pro Messschritt.

Ein ähnliches Verhalten wurde auch bei den Horizontalmessstellen beobachtet und hier beispielhaft für acht unmittelbar hintereinander ausgeführte Messungen an der Messstelle L5 in Bild 5-2 dargestellt. Die Standardabweichung unter Wiederholbedingungen bei der Streckenmessung zeigte Schwankungen zwischen 0,014 und 0,067 mm pro Messschritt (Bild 5-2, links). Mit Schwankungen zwischen 0,021 und

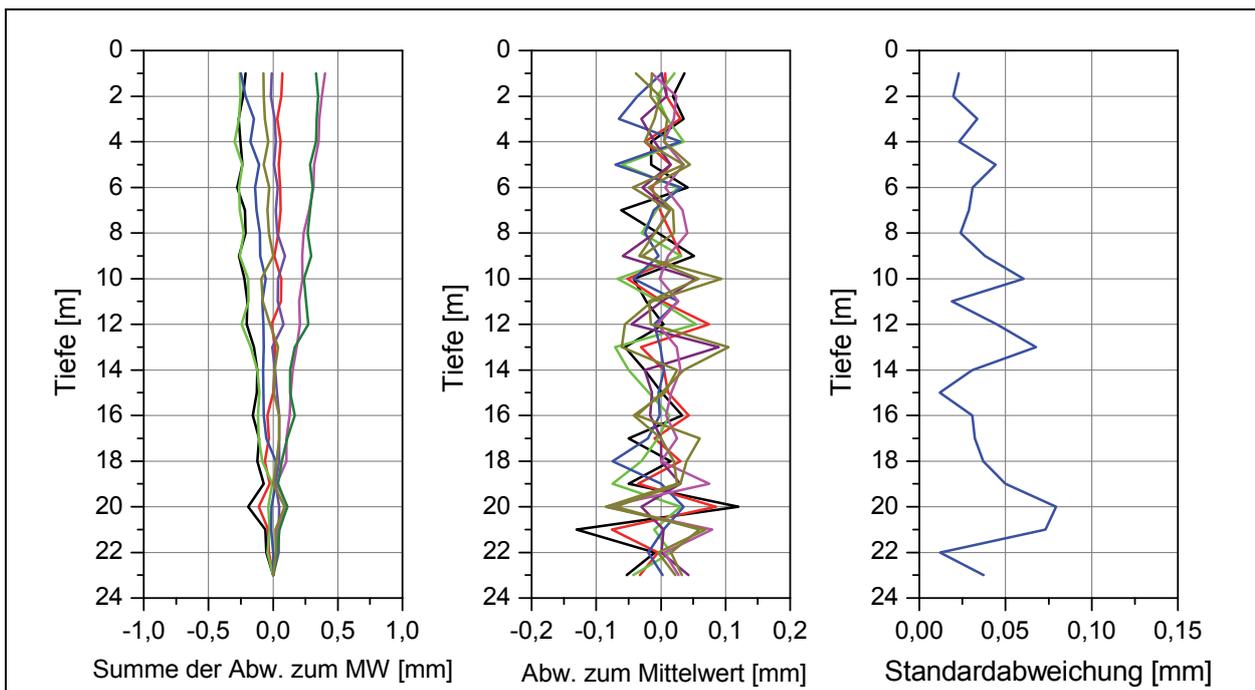


Bild 5-1: Abweichung der Streckenmessung von acht unmittelbar hintereinander ausgeführten Wiederholungsmessungen zum Mittelwert und zugehörige Standardabweichungen für die Streckenmessung.

0,070 mm pro Messschritt traten bei der Neigungsmessung mit dem H-Sensor etwas größere Standardabweichungen auf (Bild 5-2, rechts).

$$s_m = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n s_i^2} \tag{5-1}$$

n ... Anzahl der Messschritte
 s_i ... Standardabweichung des jeweiligen Messschrittes

Beim Einbau der Messrohre für die Horizontalmessstellen wurde streng auf eine ebene Lage der Messrohre ohne stärkere Krümmungen und Neigungen geachtet. Der gespeicherte Sinus-Wert des H-Sensors mit einer Messwertauflösung von 0,00001 kann somit direkt in die Höhendifferenz zwischen vorderer und hinterer Führungsrolle umgerechnet werden und wird daher hier in mm pro Messschritt angegeben (Sondelänge 1 m).

Bei den Messungen zeigte sich, dass die Sonde möglichst langsam mit geringer und gleichmäßiger Zugkraft an die Messanschlüsse herangeführt werden muss. Bei den Vertikalpegeln erleichtert ein Messaufsatz mit Kraftanzeige das Heranziehen an die Messanschlüsse. Trotz sorgfältigen Einbaus der Mess-

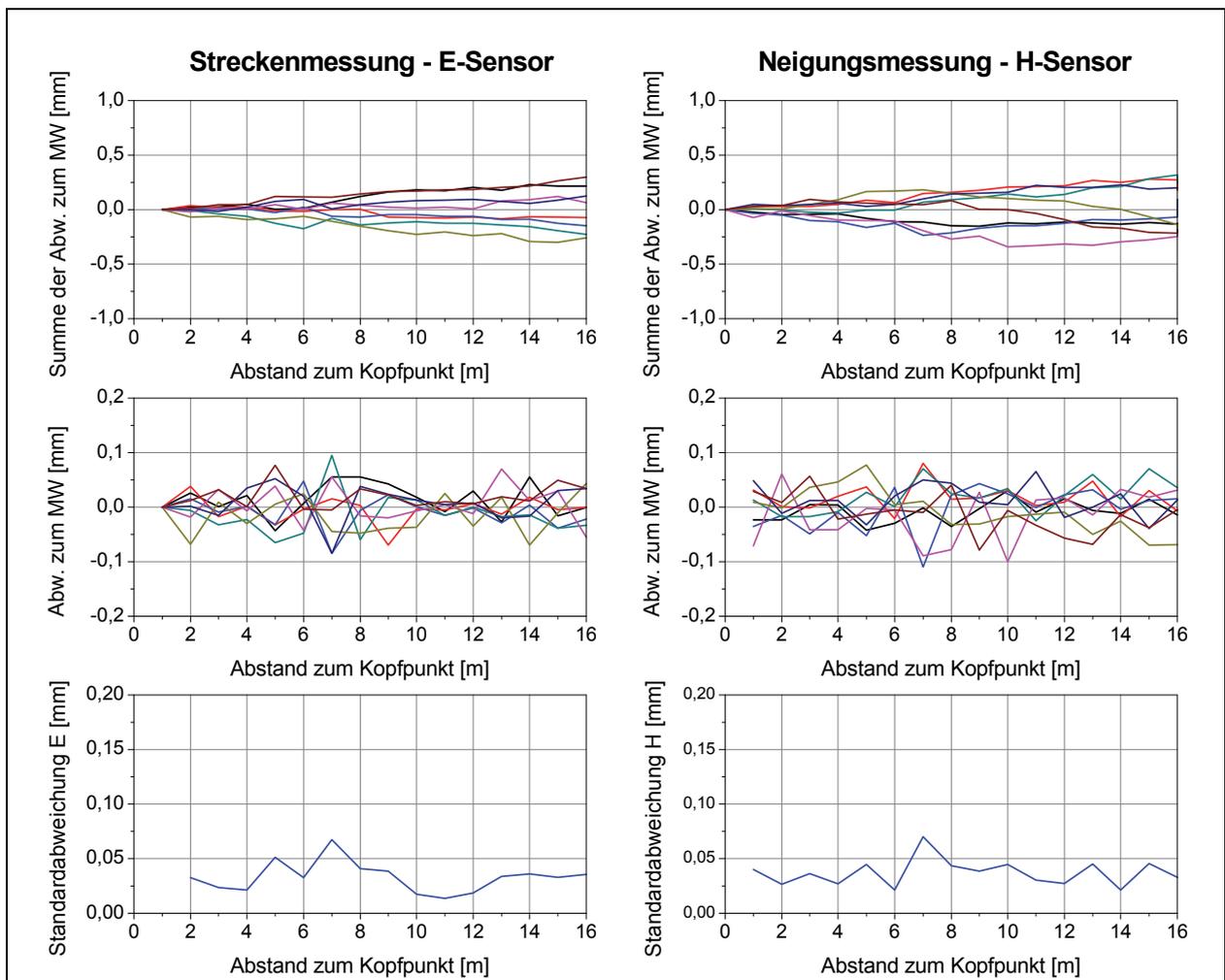


Bild 5-2: Abweichung von acht Wiederholungsmessungen zum Mittelwert sowie Ermittlung der Standardabweichung unter Wiederholbedingungen für die Streckenmessung und für die Neigungsmessung bei einer Horizontalmessstelle.

rohre traten an einzelnen Messansschlägen wiederholt größere Abweichungen der Messwerte auf (z. Bsp. Messanschlag bei 7 m in Bild 5-2). An solchen Messansschlägen wurden bei anderen Messstellen auch Standardabweichungen von über 0,1 mm/Messschritt sowohl für die Strecken- als auch für die Neigungsmessung festgestellt.

Um die zufälligen Messabweichungen zu minimieren, wurden alle Messungen mehrfach, sehr sorgsam, von nur zwei Bearbeitern ausgeführt. Traten bei den Erstauswertungen noch auf der Baustelle größere Abweichungen auf, wurden zusätzliche Messungen vorgenommen. Bei der Auswertung kamen zusätzlich Ausreißertests nach dem Merkblatt über die statistische Auswertung von Prüfergebnissen, Teil 2 [R9] zur Anwendung.

Im Normalfall wurde folgender Messablauf realisiert:

Messreihe A:

1. Teilmessreihe beim Hineinschieben der Sonde,
2. Teilmessreihe beim Herausziehen der Sonde,

Messreihe B:

3. Teilmessreihe beim Hineinschieben der Sonde,
4. Teilmessreihe beim Herausziehen der Sonde,

Messreihe C:

bei größeren Abweichungen zwischen A und B.

Für die Auswertungen standen somit mindestens 4 Teilmessreihen zur Verfügung, die nach erfolgtem Ausreißertest über Mittelwertbildung zusammengefasst wurden.

Bei vier Teilmessreihen unter Wiederholbedingungen ergab sich unter diesen Voraussetzungen für eine 20 m lange Messstelle eine Messunsicherheit u^* von $\pm 0,3$ mm, die nach DIN 1319-1 unter Berücksichtigung der Fehlerfortpflanzung nach Gauss mit Gleichung (5-2) ermittelt wurde.

$$u_{(n)}^* = \sqrt{n} \cdot t \cdot \frac{s_m}{\sqrt{m}} \quad (5-2)$$

- | | | |
|-------|-----|--|
| n | ... | Anzahl der Messschritte |
| s_m | ... | mittlere Standardabweichung nach (1) |
| m | ... | Anzahl der Einzelmessungen pro Messschritt |
| t | ... | Studentfaktor (Vertrauensniveau 95 %) |

5.2 Systematische Messabweichungen

Systematische Messabweichungen sind nach DIN 1319-1 Abweichungen des Erwartungswertes vom wahren Wert. Bei der Streckenmesssonde können systematische Messabweichungen hauptsächlich durch einen Temperatureinfluss und durch eine Nullpunktverschiebung des jeweiligen Sensors auftreten.

Während der Messungen tritt eine allmähliche Erwärmung der Sonde ein, die durch den geringen Energieverbrauch der Sensoren verursacht wird und die einen Einfluss auf das Messergebnis besitzt. Die Temperaturabhängigkeit der verschiedenen Sensoren wurde sowohl im Kalibrierrohr als auch im Kalibrierstand untersucht. Dafür wurde der Raum über ca. 12 Stunden allmählich erwärmt und im Abstand von fünf Minuten ein Messwert für alle Sensoren gespeichert. Für die Erfassung der Sondentemperatur ist die Streckenmesssonde mit einem zusätzlichen Temperatursensor ausgerüstet. Es zeigte sich, dass die Sondentemperatur den stärksten Einfluss auf die horizontale Neigungsmessung mit dem H-Sensor besitzt. Wie aus Bild 5-3 ersichtlich, besteht ein linearer Zusammenhang zwischen Sondentemperatur und dem Messwert des H-Sensors. Die Raumtemperatur wurde von 17 °C zu Beginn der Messungen auf 23 °C zum Ende der Messungen erhöht, was zu einem Anstieg der Sondentemperatur von 19,5 °C auf 28,5 °C führte. Durch lineare Regression konnte ein Temperaturfaktor von 0,02 mm/m/K abgeleitet werden, der bei der Auswertung der Messreihen genutzt wurde.

Ein Messergebnis für die 28 m lange Horizontalmessstelle Q6 zeigt Bild 5-4. Im oberen Diagramm sind die Abweichungen von vier Messreihen, die unmittelbar hintereinander ausgeführt worden, zum Mittelwert der vier Messreihen dargestellt. Nach einer Arbeitspause, während der die Sonde abgeschaltet wurde, war in diesem Fall die Sonde direkt ohne Wartezeit für die weiteren Messungen eingesetzt worden. Die allmähliche Erwärmung während der ca. 1,5 stündigen Messungen führte zu einem Anstieg der mittleren Sondentemperatur pro Teilmessung von 18,5 °C auf 23,5 °C.

Bei der Auswertung ergaben sich systematische Messabweichungen am Fußpunkt der Messstelle von ca. 2,5 mm zwischen der ersten und letzten Teilmessung. Nach erfolgter Temperaturkorrektur zeigte sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den vier Teilmessreihen mit einer gegenseitigen Abweichung von maximal 0,5 mm (Bild 5-4, unten). Mit einer Wartezeit von 30 Minuten vor Beginn der Messungen zur Stabilisierung der Messwerte und zur Temperaturanpassung konnten die systematischen Abweichungen

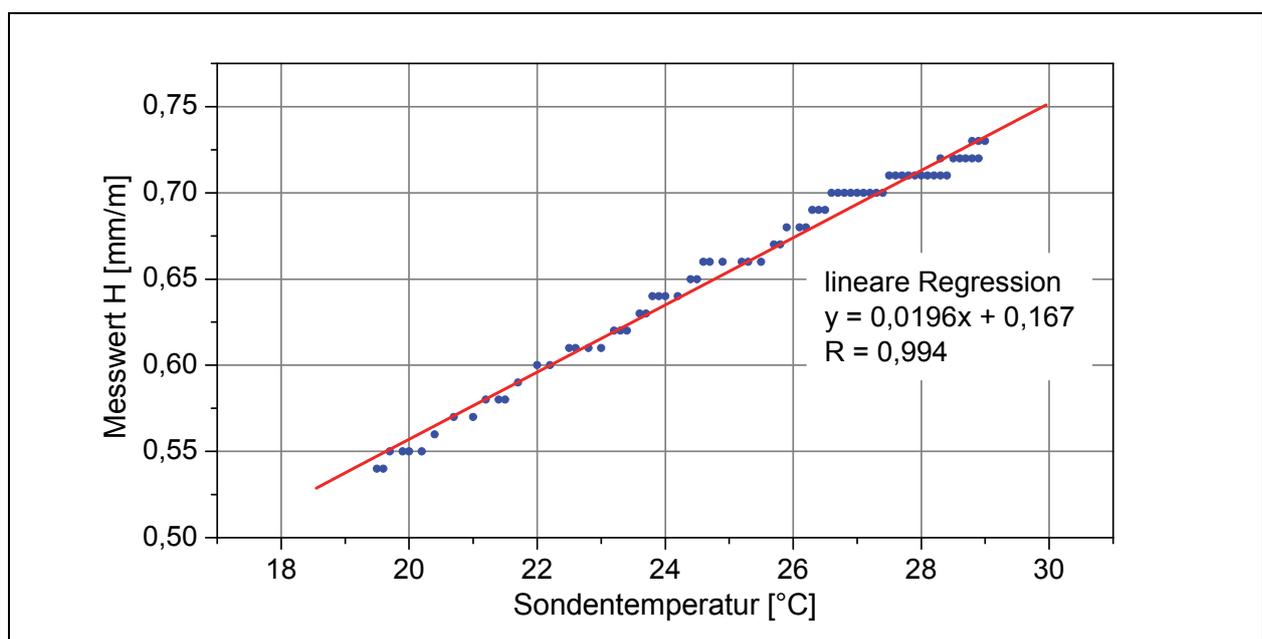


Bild 5-3: Einfluss der Sondentemperatur auf die Neigungsmesswerte (H-Sensor)

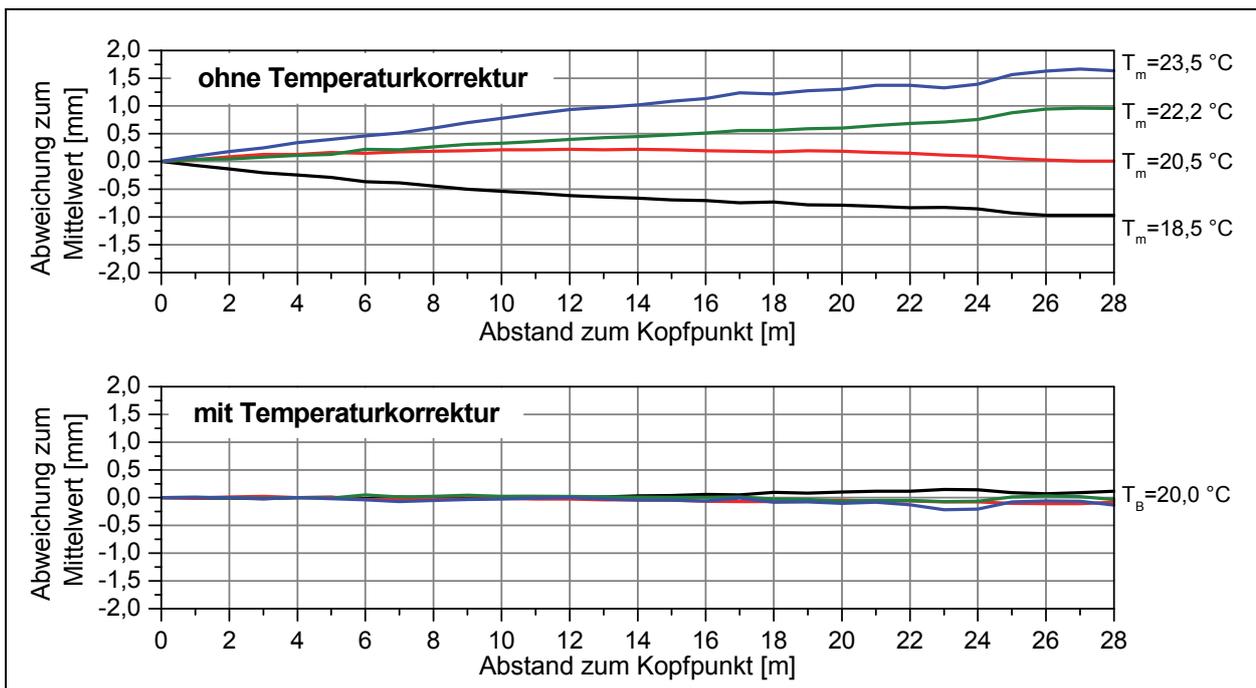


Bild 5-4: Temperatureinfluss auf die Neigungsmessung der Streckenmesssonde, oben: keine Temperaturkorrektur der Messwerte bei Schwankungen der mittleren Temperatur T_m zwischen 18,5 °C und 23,5 °C, unten: Temperaturkorrektur mit einem Faktor von 0,02 mm/K pro Messschritt und einer Bezugstemperatur T_B von 20 °C.

zwischen den Teilmessreihen deutlich reduziert werden.

Als weitere systematische Messabweichungen wurden Nullpunktverschiebungen der Sensoren untersucht, die durch eine Langzeitdrift des Sensors, durch Verschleiß der Führungsrollen bzw. durch den Wechsel der Führungsrollen verursacht werden können. Vor jeder Messkampagne war daher eine Bestimmung der Nullpunktabweichung im Kalibriermessstand bzw. in der Kalibrierlehre erforderlich. Die ermittelten Nullwerte wurden bei der Auswertung der Messergebnisse berücksichtigt.

Eine weitere Kontrollmöglichkeit für die Messergebnisse bestand durch die überkreuzte Anordnung der Quer- und Längsmessrohre am Bauwerk 37.

6 Messergebnisse am BW 37

6.1 Durchgeführte Messungen

Die ersten Messungen der Inklinometer- und Streckenmessrohre wurden wenige Tage nach dem Einbau durchgeführt, sobald die Rohre durch die nächsten Schüttlagen ausreichend überdeckt waren. Dabei mussten jedoch die Randbedingungen aus dem Bauablauf berücksichtigt werden. Mehrere Messrohre waren aufgrund der folgenden Ursachen teilweise über größere Zeitabschnitte nicht zugänglich:

- Behinderung durch die Rüstung für den Fahrbahnüberbau vor den Widerlagern,
- Behinderung durch Verkehrssicherungsmaßnahmen, die eine Messung oder das Aufstellen des notwendigen Fahrgerüsts nicht ermöglichten (siehe Bild 6-1),
- Arbeiten an den Böschungen im Flügelbereich, die ebenfalls das Aufstellen des Fahrgerüsts verhinderten.

Die Messungen wurden immer doppelt ausgeführt und direkt auf der Baustelle einer ersten Auswertung unterzogen. Bei größeren Abweichungen zwischen den Einzelmessreihen wurden weitere Messdurchgänge ausgeführt.

Einen Überblick über die am Bauwerk 37 durchgeführten Messkampagnen gibt Tab. 6-1.



Bild 6-1: Verkehrssicherungsmaßnahme für Straßenbauarbeiten; Messrohre Widerlager Hof dadurch nicht zugänglich. Bei den unteren Messrohren kann das Gestänge nicht eingeführt werden. Für die Messung der oberen Messrohre kann das Fahrgerüst nicht aufgebaut werden..



Bild 6-2: Messung der oberen Längsmessstellen am Widerlager Hof mit Fahrgerüst auf Fußweg nach Abschluss der Straßenbauarbeiten

Zeitraum	Messreihe	
Mai bis Juli 2006	MR 00	Erstmessung aller bis dahin installierten Messstellen, sofern zugänglich,
August 2006	MR 05	Zweite Messung der bis dahin installierten und zugänglichen Inclinometerrohre
Okt./Nov. 2006	MR 10	Messung aller installierten Messstellen vor Verkehrsfreigabe RiFa Hof-Chemnitz, Ausführung von FWD-Versuchen durch die BAST
April/Mai 2007	MR 11	Erste Wiederholungsmessung unter Verkehrsbelastung RiFa Chemnitz Vermessungen der Fahrbahn RiFa Chemnitz mittels Laserscanner
Sept./Okt. 2007	MR 12	Messung aller Messstellen vor Verkehrsfreigabe RiFa Hof, Ausführung von FWD-Versuchen durch die BAST Zweite Wiederholungsmessung unter Verkehrsbelastung RiFa Chemnitz, Messungen der gesamten Fahrbahn mittels Laserscanner Nivellement Fahrbahnoberfläche RiFa Hof, Nivellement Fahrbahnoberfläche RiFa Chemnitz am 08.01.2008, da vorher keine Sperrung möglich war.
Mai 2008	MR 13	Dritte Wiederholungsmessung unter Verkehrsbelastung RiFa Chemnitz, Erste Wiederholungsmessung unter Verkehrsbelastung RiFa Hof.
August 2008	MR 14	Vierte Wiederholungsmessung unter Verkehrsbelastung RiFa Chemnitz, Zweite Wiederholungsmessung unter Verkehrsbelastung RiFa Hof.
Jan./Feb. 2009	MR 15	Fünfte Wiederholungsmessung unter Verkehrsbelastung RiFa Chemnitz, Dritte Wiederholungsmessung unter Verkehrsbelastung RiFa Hof
Juli 2009	MR 16	6. Wiederholungsmessung unter Verkehrsbelastung RiFa Chemnitz, 4. Wiederholungsmessung unter Verkehrsbelastung RiFa Hof
Jan bis Mrz. 2010	MR 17	7. Wiederholungsmessung unter Verkehrsbelastung RiFa Chemnitz, 5. Wiederholungsmessung unter Verkehrsbelastung RiFa Hof Sperrung Aus- und Eingliederungstreifen aufgrund Wetterlage erst im März möglich

Tab. 6-1: Überblick über die am BW 37 durchgeführten Messkampagnen.

6.2 Ergebnisse der FWD-Messungen

Durch Mitarbeiter der BAST wurden FWD-Messungen jeweils vor Verkehrsfreigabe auf dem fertig gestellten Oberbau im Oktober 2006 in der RiFa Chemnitz und im September 2007 in der RiFa Hof ausgeführt und ausgewertet. Die Ergebnisse wurden im Bericht [U14] dokumentiert.

	HF 1 Recyclingmaterial	HF 2 Schotter 0/45	HF 3 kurzer Betonkeil	HF 4 langer Betonkeil
Deflexion im Lastzentrum über Hinterfüllungen	114 μm $\pm 6,6$ μm	148 μm $\pm 8,5$ μm	102 μm $\pm 9,5$ μm	89 μm $\pm 8,7$ μm
Deflexion im Lastzentrum im anschließenden Streckenbereich	126 μm $\pm 9,1$ μm	120 μm $\pm 6,5$ μm	120 μm $\pm 8,5$ μm	--

Tab. 6-2: FWD-Messungen am Bauwerk 37, Einsenkungen im Lastzentrum über den verschiedenen Hinterfüllbereichen und in den anschließenden Streckenbereichen (vgl. [U14]).

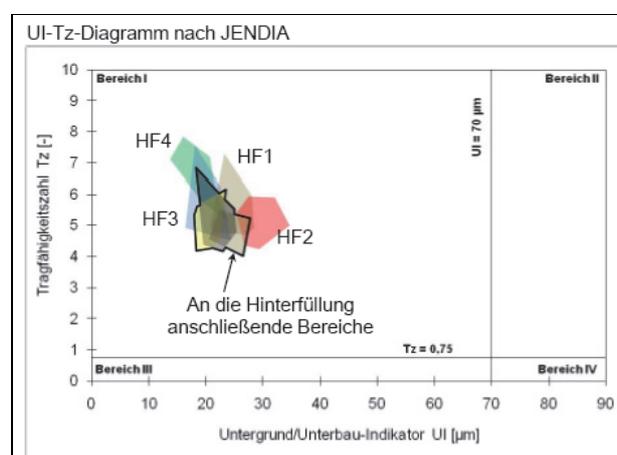


Bild 6-3: UI-Tz Diagramm mit den Ergebnissen der FWD-Messungen am BW 37 aus [U14].

In Folge der stoßartigen Belastungen während der FWD-Messungen entstehen kurzfristig Einsenkungsmulden, die bei den verschiedenen Hinterfüllungsvarianten deutlich unterschiedlich große Einsenkungen (Deflexionen) im Lastzentrum zeigten, die in Tab. 6-2 wiedergegeben wurden. Die geringsten Einsenkungen traten mit 89 µm über dem Hinterfüllbereich 4 mit dem langen Betonkeil auf (höchste Tragfähigkeit). Die größten Einsenkungen mit 148 µm wurden über dem Hinterfüllbereich 2 mit Schotter ermittelt, die sogar deutlich über den Einsenkungen in den angrenzenden Streckenbereichen mit ca. 120 µm lagen.

Aus den Messergebnissen wurde in [U14] die Tragfähigkeitszahl und der Untergrund/Unterbau-Indikator abgeleitet, mit denen der Straßenzustand bewertet werden kann. Wie für einen Neubau zu erwarten, lagen alle Messwerte im Bereich 1, womit eine ausreichende Tragfähigkeit nachgewiesen wurde (Bild 6-3).

6.3 Verkehrsbelastung am BW 37

Für das Forschungsvorhaben standen die Ergebnisse der Dauerzählstellen Leukersdorf und Hirschfeld an der BAB A 72 zur Verfügung, bei denen jeweils 8 Fahrzeugklassen automatisch erfasst werden. Die Zählstelle Leukersdorf befindet sich 11 km vom BW 37 entfernt in Richtung Chemnitz, die Zählstelle Hirschfeld 17 km entfernt in Richtung Hof. Im Mittel lag die durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke bei 22500 Fahrzeugen (DTV-Kfz) für jede Richtungsfahrbahn mit einem Anteil der Fahrzeuge des Schwerverkehrs von ca. 14 Prozent.

Aufgrund des Bauablaufes wurde die Richtungsfahrbahn Chemnitz bereits im November 2006 für den Verkehr freigegeben und diente bis November 2007 für den gesamten 4+0 Verkehr in beiden Fahrrichtungen, womit für den Beobachtungszeitraum eine stark unterschiedliche Verkehrsbelastung der Brückenseiten verbunden war. In Tab. 6-3 sind die jeweiligen Überrollungen für die Brückenseite mit der RiFa Chemnitz bzw. mit der RiFa Hof dargestellt, wobei die Gesamtzahlen der Überrollungen bis zu den jeweiligen Messkampagnen ermittelt wurden. Bis zur abschließenden Messung im März 2010 wurde die Brückenseite mit der Richtungsfahrbahn Chemnitz demnach von 35,6 Mio. Kfz überquert, was ca. 5,7 Mio. Überrollungen mit einer äquivalenten 10-t-Achse entspricht. Die Brückenseite mit der Richtungsfahrbahn Hof wurde bis März 2010 demgegenüber nur von 19,1 Mio. Kfz genutzt (2,9 Mio. Übergänge mit einer äquivalenten 10-t-Achse).

Zeitraum - Messreihe	Überrollungen am BW 37					
	RiFa Hof-Chemnitz Verkehrsfreigabe November 2006 4+0 Verkehr bis November 2007			RiFa Chemnitz-Hof Verkehrsfreigabe November 2007		
	Kfz	SV	äquiv.10-t- Achsüberg.	Kfz	SV	äquiv.10-t- Achsüberg.
bis Mai 2007 - MR 11	7,62 Mio.	1,13 Mio.	1,27 Mio.	4+0 auf RiFa Hof-Chemnitz		
bis Okt. 2007 - MR 12	15,00 Mio.	2,18 Mio.	2,45 Mio.			
bis Mai 2008 - MR 13	20,35 Mio.	3,03 Mio.	3,40 Mio.	3,90 Mio.	0,60 Mio.	0,68 Mio.
bis August 2008 - MR 14	23,18 Mio.	3,42 Mio.	3,84 Mio.	6,75 Mio.	0,99 Mio.	1,12 Mio.
bis Januar 2009 - MR 15	26,73 Mio.	3,92 Mio.	4,41 Mio.	10,23 Mio.	1,46 Mio.	1,66 Mio.
bis Juli 2009 - MR 16	30,84 Mio.	4,46 Mio.	5,01 Mio.	14,33 Mio.	1,96 Mio.	2,22 Mio.
bis März 2010 - MR 17	35,56 Mio.	5,08 Mio.	5,70 Mio.	19,05 Mio.	2,56 Mio.	2,90 Mio.

Tab. 6-3: Überrollungen am Bauwerk 37 seit Verkehrsfreigabe der jeweiligen Brückenseiten.

6.4 Setzungen Brückenbauwerk

Während der Bauausführung wurden mehrere Feinnivellements der Brückenbolzen und der Bolzen neben den Köpfen der Messrohre durchgeführt, deren Höhe auch bei den weiteren Messkampagnen ermittelt wurde. Das Ergebnis der Messungen am Widerlager Chemnitz, Achse 10 zeigt das Bild 6-4. Die beiden äußeren Höhenbolzen wiesen Setzungsbeträge von ca. 16 mm auf. Die beiden inneren Höhenbolzen zeigten mit ca. 18 mm etwas größere Setzungen. Am Widerlager Achse 20 wurden mit bis zu 24 mm bei den innen liegenden Bolzen an der Fuge in Brückenmitte noch etwas höhere Setzungen gemessen (vgl. Bild 6-5).

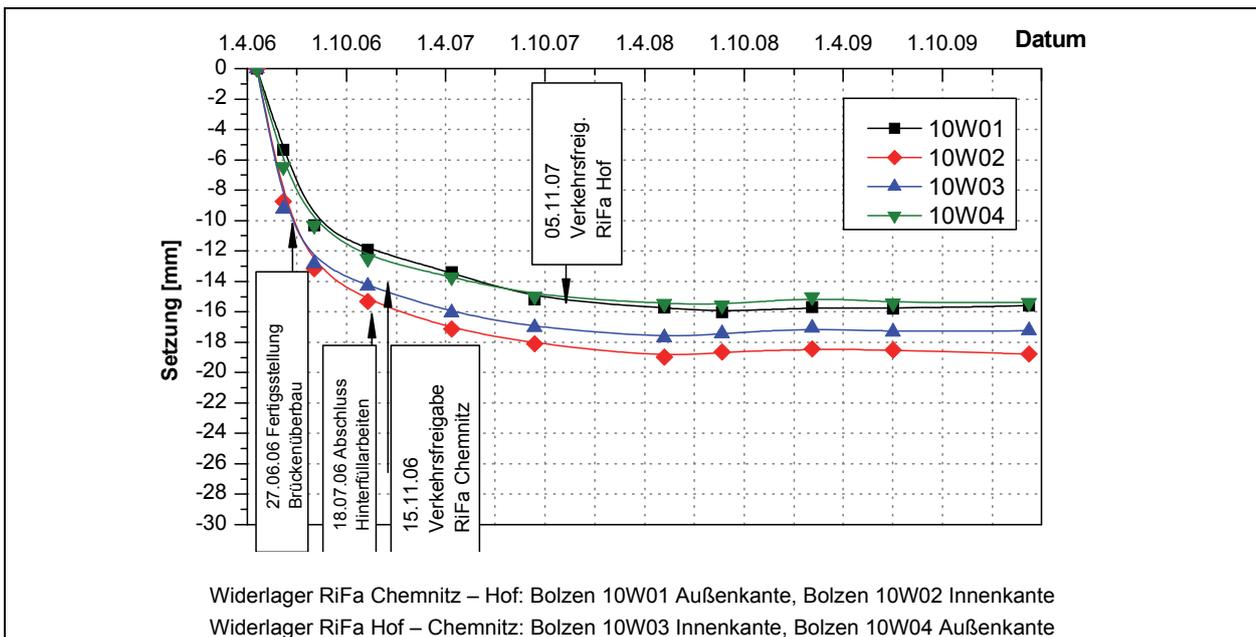


Bild 6-4: Setzungen der Brückenbolzen Widerlager Chemnitz, Achse 10

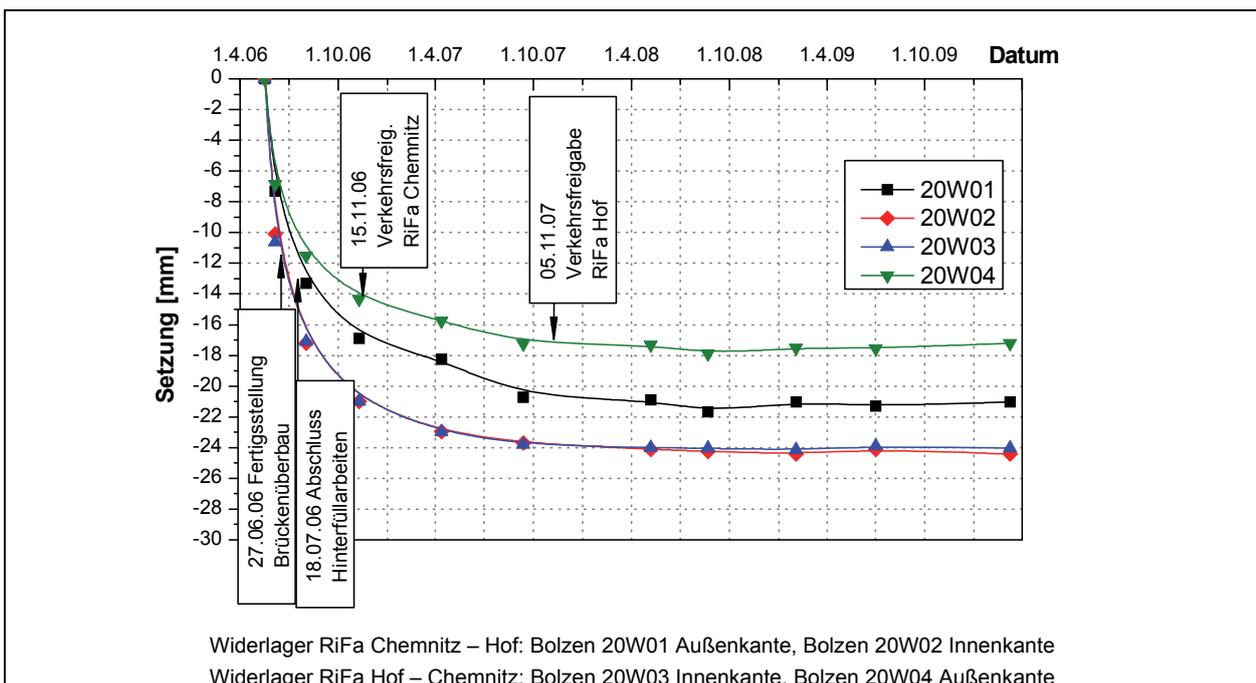


Bild 6-5: Setzungen der Brückenbolzen Widerlager Hof, Achse 20

Die Setzungsbeträge sind relativ hoch, obwohl die Brücke im Wesentlichen im vorbelasteten Bereich des alten Brückenbauwerks gegründet wurde. Die Inklinometerköpfe haben sich einheitlich mit dem Widerlager gesetzt.

Der Hauptanteil der Setzungen trat noch während der Bauzeit ein, so dass bis zur Verkehrsfreigabe der RiFa Chemnitz im November 2006 ca. 80 % der beobachteten Gesamtsetzungen bereits abgeklungen waren (Setzungen seit Verkehrsfreigabe 3,1 bis 4,8 mm). Die Verkehrsbelastung hatte keinen Einfluss auf die Setzungsgeschwindigkeit, die weiterhin abnahm. Nach der Verkehrsfreigabe für die RiFa Hof wurden nur noch sehr geringe Setzungen von im Mittel 0,6 mm beobachtet. Seit Mai 2008 traten keine weiteren Setzungen auf.

6.5 Setzungen Fahrbahnoberfläche

Auf der Fahrbahnoberfläche wurden Längs- und Querprofile über den Längs- bzw. Quermessstellen vor den Verkehrsfreigaben mittels Nivellement aufgenommen. Ein weiteres Längsprofil wurde im Ausgliederungstreifen angelegt, bei dem die Messlatte direkt auf den Asphalt aufgesetzt wurde. Die Messunsicherheit liegt dadurch bei ca. ± 1 mm. Zusätzlich wurden Messmarken im Asphalt des Ausgliederungstreifens über den Hinterfüllungen eingebaut, die in der RiFa Chemnitz durch den Winterdienst zerstört wurden und bei der Messung am 17.04.2006 erneuert werden mussten.

Die Nivellements wurden mit einem Digitalnivellier DiNi 10 der Fa. Zeiss mit mehreren geschlossenen Schleifen zweifach ausgeführt. Der Abstand der Nivellementspunkte betrug maximal 2 m und wurde im Bereich des Übergangs zwischen Hinterfüllung und Brückenbauwerk auf bis zu 0,25 m reduziert, um in diesem kritischen Bereich eine höhere Messdichte zu erreichen. Für die Wiederholungsmessungen mussten der Aus- bzw. Eingliederungstreifen der Abfahrt Hartenstein verkürzt werden.

Da der Ausgliederungstreifen in der RiFa Chemnitz während der 4+0 Verkehrsführung als Fahrstreifen genutzt wurde, konnte das Nivellement der Fahrbahnoberfläche in diesem Bereich für die Messkampagne im Herbst 2007 erst am 08.01.2008 ausgeführt werden. Die ermittelten Setzungen sind in Anlage 5 sowohl für die direkten Messungen der Fahrbahnoberfläche als auch für die Messungen der ca. 2 mm unter die Fahrbahnoberfläche versenkten Messbolzen dargestellt.

6.5.1 Setzungen Fahrbahnoberfläche RiFa Chemnitz

Nivellements wurden im Bereich der Fahrbahnoberfläche der RiFa Chemnitz an den folgenden Tagen durchgeführt:

- Bezugsmessung vor Verkehrsfreigabe: 26.10.2006,
- 1. Wiederholung: 17.04.2007,
- 2. Wiederholung: 08.01.2008,
- 3. Wiederholung: 07.05.2008,
- 4. Wiederholung: 22.08.2008,
- 5. Wiederholung: 04.02.2009,
- 6. Wiederholung: 01.07.2009,
- 7. Wiederholung: 09.03.2010.

Die Ergebnisse für das durchgehende Nivellement der Asphaltoberfläche zeigt Bild 6-6. Durch das direkte Aufsetzen der Messlatte auf die Fahrbahn unterliegen die einzelnen Messwerte einer Streuung, die durch eine gleitende Mittelwertbildung über jeweils 5 Messpunkte in Bild 6-6 ausgeglichen wurde.

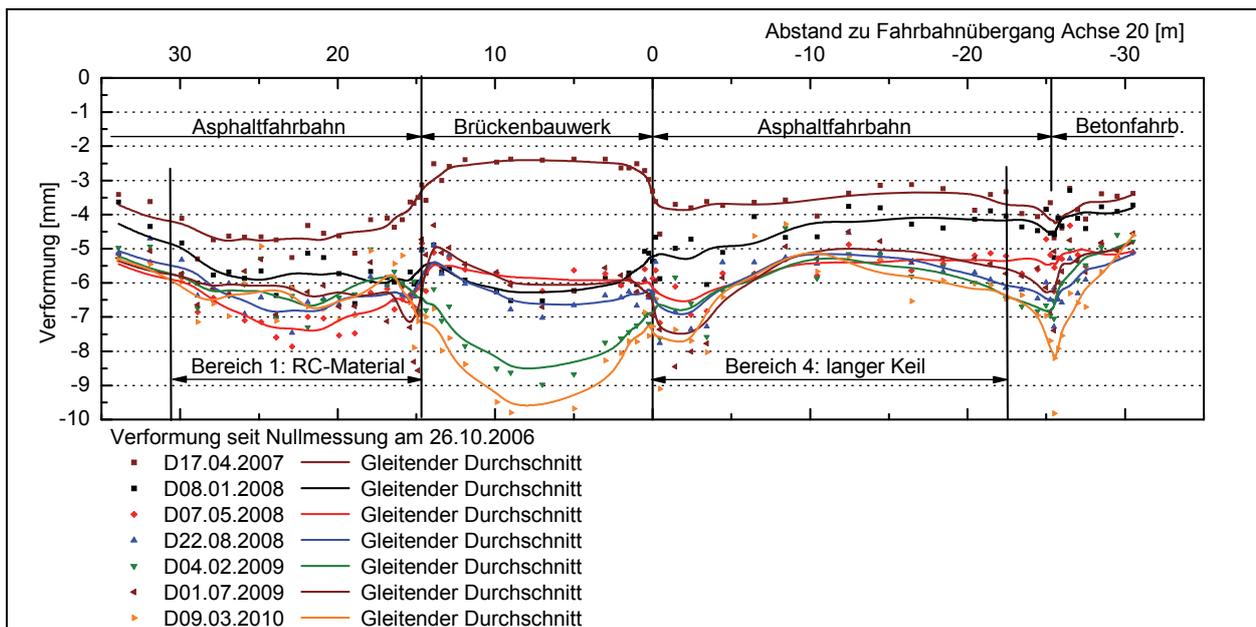


Bild 6-6: Nivellement der Fahrbahnoberfläche Ausgliederungstreifen RiFa Hof-Chemnitz, Setzungen seit Nullmessung am 26.10.2006

Die untergrundbedingten Setzungen der Brückenwiderlager betragen seit Herbst 2006 ca. 4 mm. Die Fahrbahnoberfläche zeigte im Bereich der Widerlager Setzungen von ca. 7 mm und somit zusätzliche Verformungen von ca. 3 mm. Insgesamt entstand eine lang gezogene Setzungsmulde mit gleichmäßigen Setzungen von ca. 6 mm, die das Brückenbauwerk einschließlich der beiden Hinterfüllbereiche umfasste und bis in den angrenzenden Fahrbahnbereich hineinreichte.

Ab der dritten Wiederholungsmessung im Mai 2008 nahmen die Setzungen über den Hinterfüllungen nicht mehr zu. Bei den folgenden Nivellements ergaben sich ähnliche Höhen der Fahrbahnoberfläche, bei denen in größeren Abschnitten Unterschiede nur noch im Bereich der Messgenauigkeit von ca. $\pm 0,3$ mm auftraten. Die Setzungen der Fahrbahn auf der Brücke lagen im Vergleich zur Nullmessung bei ca. 6 mm. Mit 5 bis 7 mm waren die Setzungen über dem langen Betonkeil im Hinterfüllbereich 4 in etwa gleich groß. Allerdings waren die maximalen Setzungen hier direkt im Anschluss an das Brückenbauwerk zu beobachten, so dass in einem Abstand bis zu 4 m zum Fahrbahnübergang Relativverformungen zur Fahrbahn auf der Brücke von etwa 1 mm auftraten. Die größten Setzungen mit ca. 7 mm wurden über dem Hinterfüllbereich 1 mit Recyclingmaterial in einem Abstand von ca. 7 m zum Brückenwiderlager ermittelt. Die Relativverformungen im Vergleich zur Fahrbahnoberfläche auf der Brücke und im anschließenden Streckenbereich lagen bei ca. 2 mm.

Ab 2008 wurden die Messungen im Sommer und Winter ausgeführt, dabei traten deutliche jahreszeitliche Unterschiede insbesondere im Bereich des Brückenüberbaus auf. Bedingt durch Kriechverformungen im Beton nahm der Durchhang in Brückenmitte um ca. 2 mm zu. Bei den Sommermessungen kam es durch die stärkere Erwärmung der Brückenoberseite zu einem ungleichmäßigen Temperaturverlauf im Brückenüberbau, der zu einem Rückgang des Brückendurchhanges führte. In Brückenmitte betragen die Differenzen zwischen Sommer- und Wintermessung ca. 2 mm. Dabei wurden die Sommermessungen der Jahre 2008 und 2009 bei sonnigem Wetter und über 20 °C Lufttemperatur ausgeführt, während die Wintermessungen 2009 und 2010 nach längeren Frostperioden bei Temperaturen nur knapp über dem Gefrierpunkt vorgenommen wurden.

Auch über dem Hinterfüllbereich 1 mit Recyclingmaterial zeigten sich Unterschiede zwischen Sommer und Wintermessung, wobei hier die Fahrbahnoberfläche im Winter Frosthebungen von weniger als 1 mm im Vergleich zu den Sommermessungen 2008 und 2009 aufwies.

Über dem langen Betonkeil ergaben sich keine Unterschiede zwischen Sommer und Wintermessung. Eine Setzungszunahme war jedoch am Übergang zwischen Asphalt- und Betonfahrbahn zu beobachten, an dem die Setzungen bis auf 8 mm anstiegen. Dies wird auf die höhere dynamische Beanspruchung aufgrund der erhöhten Fahrbahnebenheit an diesem Übergang zurückgeführt (vgl. Anlage 5, Seite 3).

Bei einem Vergleich der Fahrbahnhöhen, die bei der Nullmessung am 26.10.2006 noch vor Verkehrsfreigabe ermittelt wurden, mit den geplanten Soll-Höhen wurden Abweichungen bis zu 20 mm festgestellt, die auf Ungenauigkeiten beim Einbau zurückgeführt werden können, da das Nivellement nur wenige Tage nach dem Einbau der Deckschicht ausgeführt wurde (vgl. Anlage 5, Seite 3). Das Ebenheitskriterium nach ZTV Asphalt-StB 07 [R5] von maximal 4 mm auf einer 4 m langen Messstrecke wurde jedoch eingehalten. Auf die Abweichungen zur Sollhöhe wird ausführlich im Abschnitt 14 eingegangen.

6.5.2 Setzungen Fahrbahnoberfläche RiFa Hof

An der Fahrbahnoberfläche im Eingliederungstreifen der RiFa Hof wurden die folgenden Nivellements durchgeführt:

- Bezugsmessung vor Verkehrsfreigabe: 27.09.2007,
- 1. Wiederholung: 07.05.2008,
- 2. Wiederholung: 23.08.2008,
- 3. Wiederholung: 03.02.2009,
- 4. Wiederholung: 02.07.2009,
- 5. Wiederholung: 08.03.2010.

An der Fahrbahnoberfläche der RiFa Hof sind bis März 2010 relativ einheitliche Setzungen von ca. ein bis zwei Millimeter eingetreten, wobei die maximalen Verformungen mit bis zu 5 mm in Brückenmitte zu verzeichnen waren. In Bild 6-7 wurde wiederum aus jeweils fünf Messpunkten über gleitende Mittelwertbildung ein Ausgleichsgraph gebildet. Die weiteren Messergebnisse mit den Verformungen der in die Fahrbahn eingelassenen Messbolzen sind in Anlage 5 enthalten.

Die Messbolzen in den Widerlagern der RiFa Hof zeigten seit der Nullmessung Setzungen von ca. 0,8 mm, die durch Untergrundsetzungen verursacht wurden (vgl. Abschnitt 6.4). An der Fahrbahnoberflä-

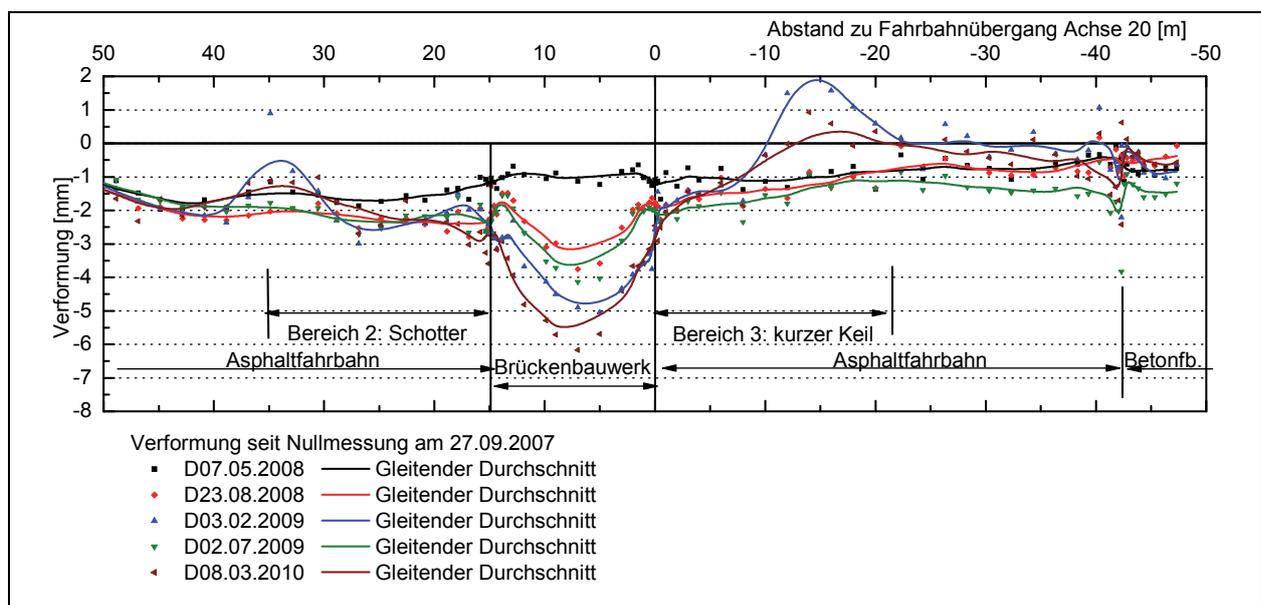


Bild 6-7: Nivellement der Fahrbahnoberfläche Eingliederungstreifen RiFa Chemnitz-Hof, Setzungen seit Nullmessung am 27.09.2007

che über den Widerlagern traten jedoch Setzungen von ca. 2 mm auf. Der Differenzbetrag von ca. 1,2 mm ist auf Verformungen innerhalb der Deckschichten und in den Brückenlagern zurückzuführen. Der höhere Durchhang in Brückenmitte wurde durch Kriech- und Schwindvorgänge im Beton verursacht, wobei auch hier deutliche jahreszeitliche Unterschiede zu verzeichnen waren.

Beim Übergang zum Hinterfüllbereich 3 mit dem kurzen Betonkeil zeigte sich ein kontinuierlicher Setzungsverlauf mit Setzungsbeträgen, die am Übergang auf die Betonfahrbahn auf ca. 1 mm abnehmen. Über dem Hinterfüllbereich 2 mit Schotter waren die Setzungen mit bis zu 2,5 mm etwas größer. Deutliche Differenzsetzungen am Übergang zwischen Brückenbauwerk und Hinterfüllung 2 waren jedoch nicht zu beobachten.

Die sehr geringen Setzungen sind darauf zurückzuführen, dass die RiFa Hof im zweiten Bauabschnitt als Baustraße genutzt wurde, so dass eine erhebliche Vorbelastung der Hinterfüllungen entstand.

Auffällig waren Hebungen der Fahrbahnoberfläche bei den Wintermessungen etwa im Endbereich der Flügel, die bei der Messung vom 03.02.2009 bis zu 3 mm betragen und bei der folgenden Sommermessung am 02.07.2009 wieder vollständig zurückgegangen waren. Bei der abschließenden Wintermessung am 08.03.2010 wurden wieder Hebungen verzeichnet, die jedoch etwas geringer waren. Die Hebungen werden auf Frosteinwirkungen zurückgeführt. Das Gelände neben der RiFa Hof steigt leicht an und war am 03.02.09 mit stehendem Wasser bedeckt (Bild 6-8). Zwei Vertikalmesstellen waren bei dieser Messkampagne in einer Tiefe von ca. 0,50 m zugefroren. Da das Nivellement im Eingliederungsstreifen 1,70 m neben dem Fahrbahnrand ausgeführt wurde, hat ein seitlicher Feuchtigkeitzutritt zu Hebungen in der Frostschutzschicht und in den oberen Dezimetern der Hinterfüllung geführt. Bei den Messungen der 0,50 m unterhalb des Planums verlaufenden Quermessrohre traten keine Hebungen auf.

Die einbaubedingten Abweichungen der Fahrbahnoberfläche von der Soll-Gradienten, die durch Vergleich mit dem Nivellement vor Verkehrsfreigabe ermittelt wurden, waren auch bei den Hinterfüllbereichen der RiFa Hof mit bis zu 50 mm erheblich größer als die späteren Setzungen (vgl. Anlage 5, Seite 4). Eine ausführliche Bewertung der Fahrbahnebenheit erfolgt in Abschnitt 15.



Bild 6-8: Auf dem an die RiFa Hof anschließendem Gelände stehendes Wasser am 03.02.09, Ende des Bauwerksflügels am linken Bildrand.

6.6 Ergebnisse Horizontalmessstellen

Die Ergebnisse der Messungen der Horizontalmessstellen sind in Anlage 3 zusammengestellt, wobei jeweils die übereinander liegenden Messrohre auf einer Seite ausgewertet wurden. Nach jeweils einer schematischen Zeichnung zur Lage der jeweiligen Messstellen folgt ein Überblick über die Gesamtsetzungen der unteren Messstellen, bei denen durch den zeitigeren Einbau zusätzliche Messreihen ausgeführt wurden. Auf den folgenden Seiten wurden die Setzungsverläufe der oberen und unteren Messreihe unter Bezug auf die Messung vor Verkehrsfreigabe der jeweiligen Richtungsfahrbahn dargestellt. Die Setzungen des Hinterfüllmaterials zwischen den beiden Messrohren ergaben sich aus den Relativverformungen zwischen oberem und unterem Messrohr, die ebenfalls in Anlage 3 enthalten sind.

Generell lässt sich feststellen, dass die Verformungen des Untergrundes wesentlich größer waren, als die Eigenverformungen der Hinterfüllungen. Dies zeigt sich an den Gesamtsetzungen des Brückenbauwerkes mit bis zu 24 mm und an den Setzungen der unteren Horizontalmessstellen. Die Hinterfüllungen haben sich weitgehend als Ganzes mit dem Brückenbauwerk gesetzt. Es hat sich eine lang gestreckte Setzungsmulde gebildet, die über den Hinterfüllbereich hinausreicht und die Einbindestrecken der Längsinklinometer in den anstehenden Baugrund ebenfalls erfasst. Die Kopfpunkte der Inklinometerrohre sind in die Widerlager eingebunden und vollziehen daher die Setzungsbewegung der Widerlager in vollem Umfang mit. Diese wiesen somit Setzungsbeträge von ca. 8 bis 14 mm zwischen Juni 2006 und Februar 2010 auf.

6.6.1 Widerlager Chemnitz, Bereich 1 und 2

Bei allen unteren Längsmessstellen im Widerlager Chemnitz traten am Fußpunkt deutlich kleinere Setzungen als am Kopfpunkt auf (vgl. Anlage 3, Seite 1 bis 10). Die Abnahme der Setzungen zum Fußpunkt hin verlief relativ konstant, wobei teilweise ein etwas wellenförmiger Verlauf auftrat, der im Zusammenhang mit der unter einem Neigungswinkel von ca. 25° ausstreichenden Schichtung des Untergrundes steht.

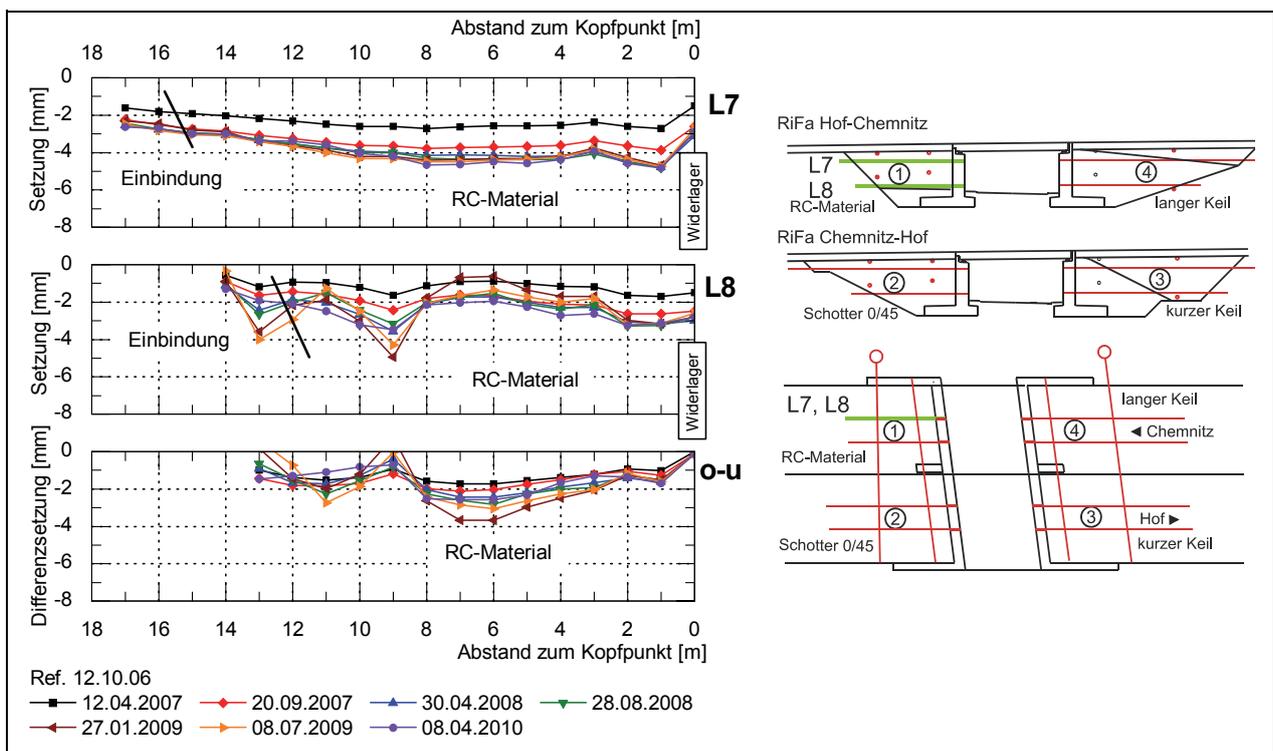


Bild 6-9: Setzungen der Messrohre L7 und L8 im Hinterfüllbereich 1 unter Bezug auf die Messung vor Verkehrsfreigabe RiFa Chemnitz (Messrohre in Skizzen grün hervorgehoben).

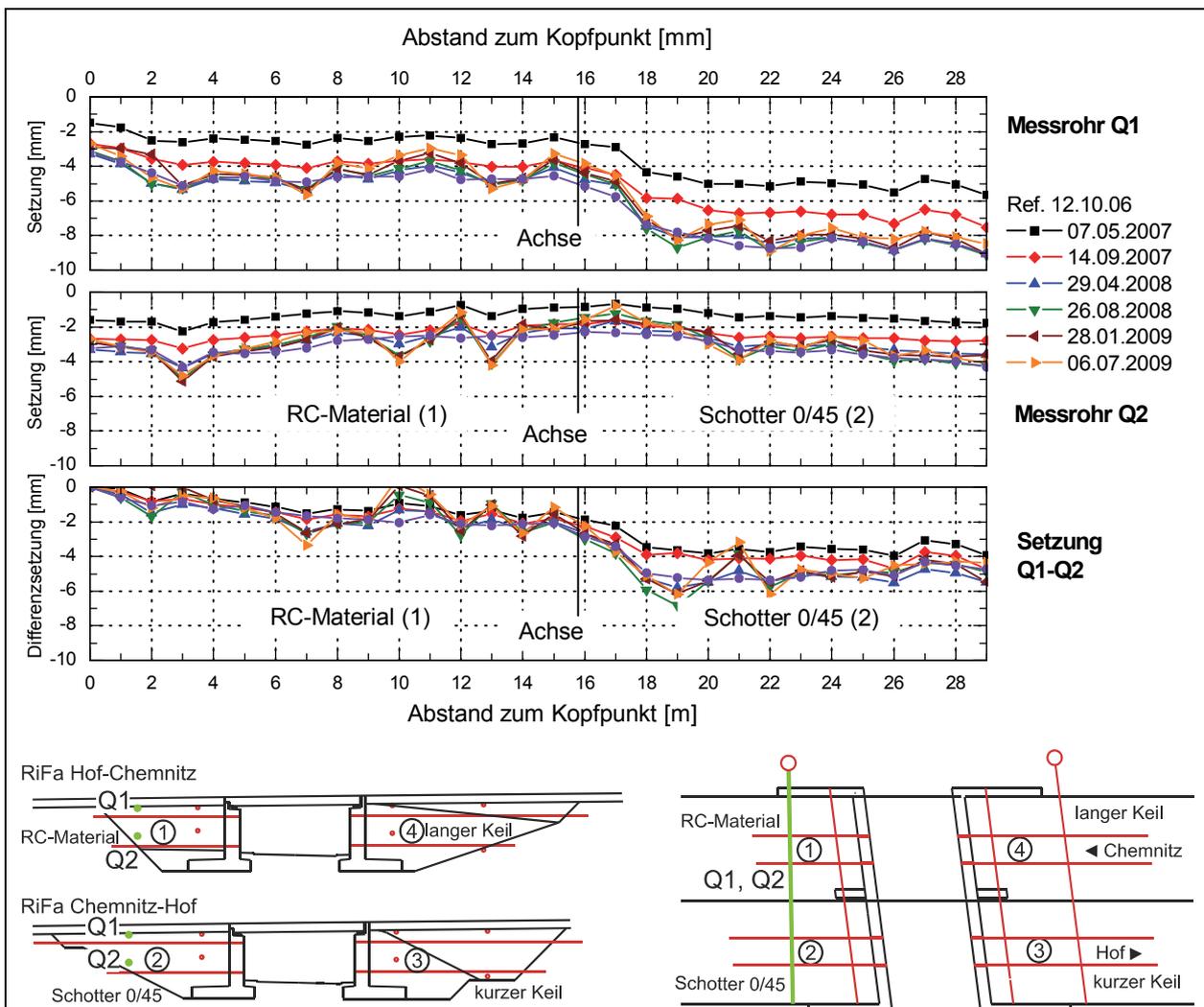


Bild 6-10: Setzungen der Messrohre Q1 und Q2 im Hinterfüllbereich 1 und 2 unter Bezug auf die Messung vor Verkehrsfreigabe RiFa Chemnitz (Baustellenverkehr über Bereich 2 zwischen November 2006 und November 2007).

Im Recyclingmaterial des Hinterfüllbereichs 1 haben sich seit Verkehrsfreigabe an den oberen Längsmessstellen deutliche Setzungssprünge von ca. 1,5 bis 2,0 mm am Übergang zwischen Widerlager und Hinterfüllung ausgebildet (vgl. Bild 6-9). Im Recyclingmaterial zeigten die oberen Längsmessrohre einen sehr gleichmäßigen Verlauf mit Setzungen von 3,0 bis 5,0 mm, die zum Fußpunkt hin etwas abnahmen. An den unteren Messstellen traten seit Verkehrsfreigabe relativ gleichmäßige Setzungen von ca. 3,0 mm ein, die nur im Bereich der Einbindung auf ca. 2,0 mm zurückgingen. Somit sind im Recyclingmaterial zwischen oberem und unterem Messrohr seit Verkehrsfreigabe Setzungen von ein bis drei Millimetern eingetreten (vgl. Bild 6-9 und Bild 6-10 sowie Anlage 3, Seiten 2 und 4).

Auch bei den Längsmessrohren im Hinterfüllbereich 2 mit Schotter 0/45 zeigte sich ein Setzungssprung an der Rückseite der Widerlager beim Übergang in die Hinterfüllung von ca. 1,5 mm, der hier allerdings bereits während der Nutzung als Baustraße im zweiten Bauabschnitt eintrat und unter Verkehrsbelastung nur noch geringfügig zunahm. Der Oberbau wurde im Hinterfüllbereich 2 erst im Juni 2007 hergestellt. Bis zu diesem Zeitpunkt lief der gesamte Baustellenverkehr für die Arbeiten an der RiFa Chemnitz-Hof über das Planum des Hinterfüllbereichs 2 und 3. Die deutlichen Setzungen der oberen Messrohre im Hinterfüllbereich 2 sind somit auf den Baustellenverkehr bei gleichzeitig geringerer Überdeckung der Messrohre zurückzuführen.

Für die Messstellen der Richtungsfahrbahn Hof wurden daher zusätzliche Auswertungen unter Bezug auf die Messung vor Verkehrsfreigabe dieser Richtungsfahrbahn in Anlage 3 wiedergegeben, um auch für diese Messstellen die Setzungen unter Verkehrsbelastung von den Setzungen während der Bauzeit und damit vor Einbau der Deckschichten trennen zu können (Anlage 3, Seiten 7 und 10).

Die Setzungen zwischen dem oberen und unteren Längsmessrohr lagen im Schotter bei 1,0 bis 1,5 mm während der Bauzeit. Nach der Verkehrsfreigabe zeigten sich nur sehr geringe Setzungen zwischen den Messrohren von bis zu 1,0 mm.

Die mit den Quermessrohren Q1 und Q2 für die Hinterfüllbereiche 1 und 2 mit RC-Material und Schotter ermittelten Verformungen sind beispielhaft in Bild 6-10 dargestellt. Das untere Messrohr Q2 quert die Hinterfüllbereiche ca. 1,0 m über der Grenzfläche zwischen Hinterfüllung und anstehendem Boden. Mit diesem Messrohr wurden somit hauptsächlich die Setzungen des Untergrundes erfasst, die seit der Bezugsmessung vom 12.10.2006 bei ca. 3 mm lagen. Im Gegensatz dazu traten beim oberen Messrohr Q1 deutlich stärkere Setzungen von bis zu 9 mm im Hinterfüllbereich 2 mit Schotter auf, während im Hinterfüllbereich 1 mit Recyclingmaterial Setzungen bis zu 5 mm beobachtet wurden.

Seit der Verkehrsfreigabe für die Richtungsfahrbahn Hof-Chemnitz traten im RC-Material zwischen oberem und unterem Quermessrohr Setzungen von ca. 2 mm auf. Im gleichen Zeitraum waren innerhalb des Schotters Setzungen von 5 mm zwischen oberem und unterem Quermessrohr zu verzeichnen. Hier zeigte sich deutlich der Einfluss des Baustellenverkehrs im zweiten Bauabschnitt, der über die bereits komplett einschließlich der Hinterfüllungen im ersten Bauabschnitt fertig gestellte Brücke abgewickelt wurde. Das obere Messrohr Q1 lag nur ca. 0,50 m unterhalb des Planums, das direkt als Baustraße genutzt wurde. Nach Einbau des Oberbaus und erfolgter Verkehrsfreigabe für die RiFa Chemnitz-Hof im November 2007 traten im Beobachtungszeitraum Setzungen von ca. 1 mm im Schotter zwischen oberem und unterem Quermessrohr auf.

6.6.2 Widerlager Hof, Bereich 3 und 4

Für die Hinterfüllbereiche 3 und 4 mit dem kurzen und langen Betonkeil sind die Ergebnisse der durchgeführten Messungen auf den Seiten 11 bis 20 der Anlage 3 dargestellt.

Die Magerbetonkeile haben sich im Wesentlichen als Block mit dem Brückenbauwerk gesetzt. Dabei ist eine geringfügige Kippbewegung zu verzeichnen. Die unteren Längsmessstellen im Hinterfüllbereich 4 mit dem langen Betonkeil zeigten am Kopfpunkt einheitlich mit dem Widerlager Setzungen in der Größenordnung von 12 mm seit der Nullmessung am 13.06.06, die mit zunehmendem Abstand zum Widerlager allmählich auf 11 mm abnahmen.

Im Bereich der Einbindung in den anstehenden Baugrund verringerten sich die Setzungen deutlich auf ca. 9 mm am Endpunkt der Messstelle (Anlage 3, Seite 17). Bild 6-12 zeigt die Setzungen der Messstellen L15 und L16, die hier zur besseren Vergleichbarkeit beide auf die Messungen vor Verkehrsfreigabe der RiFa Chemnitz bezogen wurden. Innerhalb des Magerbetonkeils traten keine Setzungen ein, so dass das untere und obere Messrohr mit ca. 3 mm die gleichen Setzungsbeträge aufwiesen, die aus Verformungen des Baugrundes resultierten und auch das gesamte Brückenbauwerk erfassten. Das obere Messrohr verläuft bis zu einem Abstand von 16 m zum Kopfpunkt im Magerbeton und anschließend im Recyclingmaterial über dem Keil. Ab einem Abstand von 21 m zum Kopfpunkt war eine geringfügige Abnahme der Setzungen auf 2 mm am Fußpunkt der Messstelle zu beobachten. Unter Verkehrsbelastung wurden mit den Längsmessstellen im Recyclingmaterial über dem langen Keil keine zusätzlichen Setzungen ermittelt.

Die Baugrube musste im Hinterfüllbereich 3 gegenüber der ursprünglichen Planung aufgrund der Abrissarbeiten für den Flügel des alten Brückenbauwerkes vergrößert werden. Der Bereich hinter dem kurzen

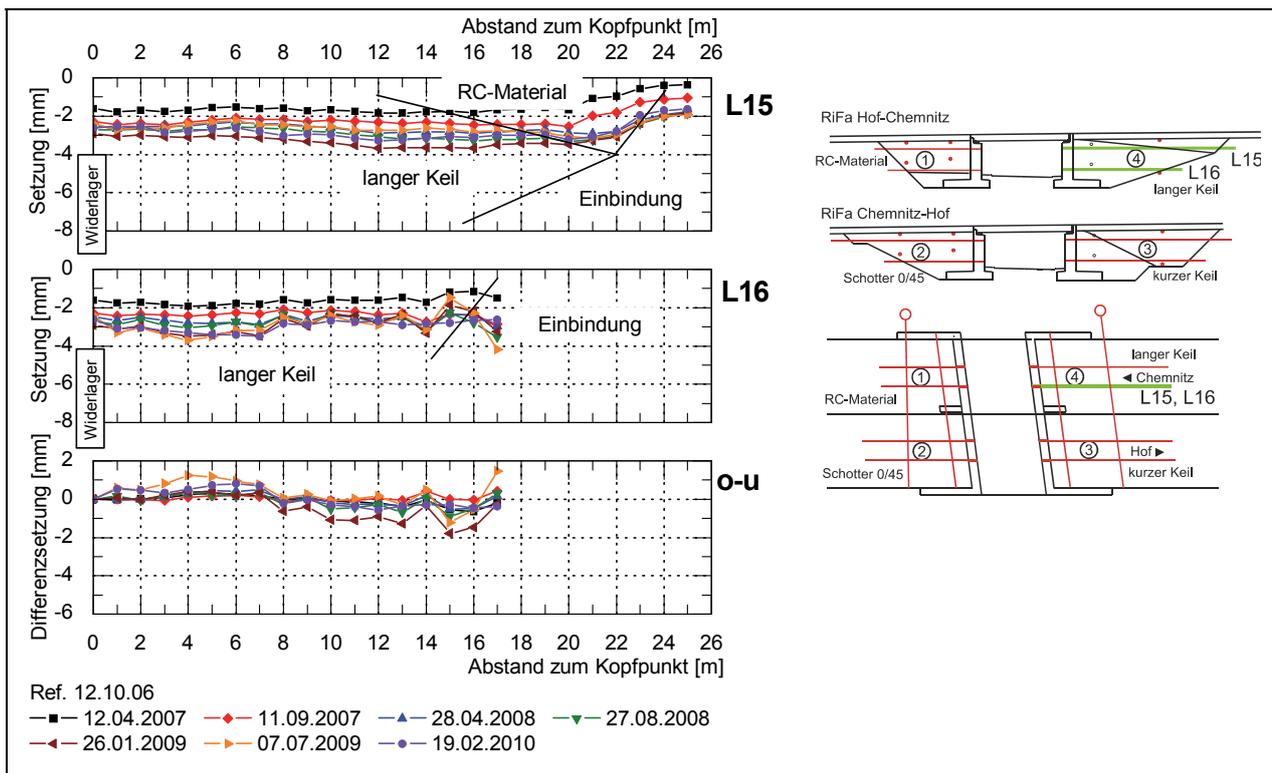


Bild 6-11: Setzungen der Messrohre L15 und L16 im Hinterfüllbereich 4 unter Bezug auf die Messung vor Verkehrsfreigabe RiFa Chernitz am 18.10.2006 (Messrohre in Skizzen grün hervorgehoben).

Magerbetonkeil wurde mit RC-Material verfüllt. Die unteren Längsmessstellen verlaufen hinter dem Keil in der zweiten Einbaulage des RC-Materials und zeigen somit weitestgehend die Baugrundverformungen in diesem Bereich an.

Innerhalb des Magerbetonkeils traten keine Verformungen zwischen oberem und unterem Messrohr auf. Ab dem Übergang des oberen Messrohres L11 in das RC-Material hinter dem Keil nahmen die Relativverformungen zwischen oberem und unterem Rohr hier auf bis zu 4,0 mm zu (Anlage 3, Seite 12). Bei den Messrohren L13/L14 traten Setzungen des RC-Materials zwischen den Rohren erst ab einem Abstand von 13 m zum Kopfpunkt auf und waren auch nicht so stark ausgeprägt. Auffällig sind beim Messrohr L11 außerdem starke Verformungen im Fußbereich innerhalb der Einbindung in das anstehende Material. Als Ursache kommt eine ungenügende Verdichtung des Verfüllmaterials im Graben für die Einbindung in Betracht. Nach der Verkehrsfreigabe für die Richtungsfahrbahn Hof traten Setzungen im RC-Material zwischen den oberen und unteren Längsmessrohren von weniger als 1 mm ein.

Durch den Baustellenverkehr während des 2. BA mit den Arbeiten an der Richtungsfahrbahn Chernitz-Hof wurden im RC-Material Setzungen von bis zu 3 mm verursacht, die nach der Verkehrsbelastung nochmals um ca. 1,5 mm zunahm. Die deutlichen Setzungen des oberen Messrohres Q5 in Bild 6-12 im Bereich des Fußpunktes mit einem Abstand von 25 bis 28 m zum Kopfpunkt sind auf Arbeiten im Zusammenhang mit dem Verlegen einer Entwässerungsleitung zurückzuführen.

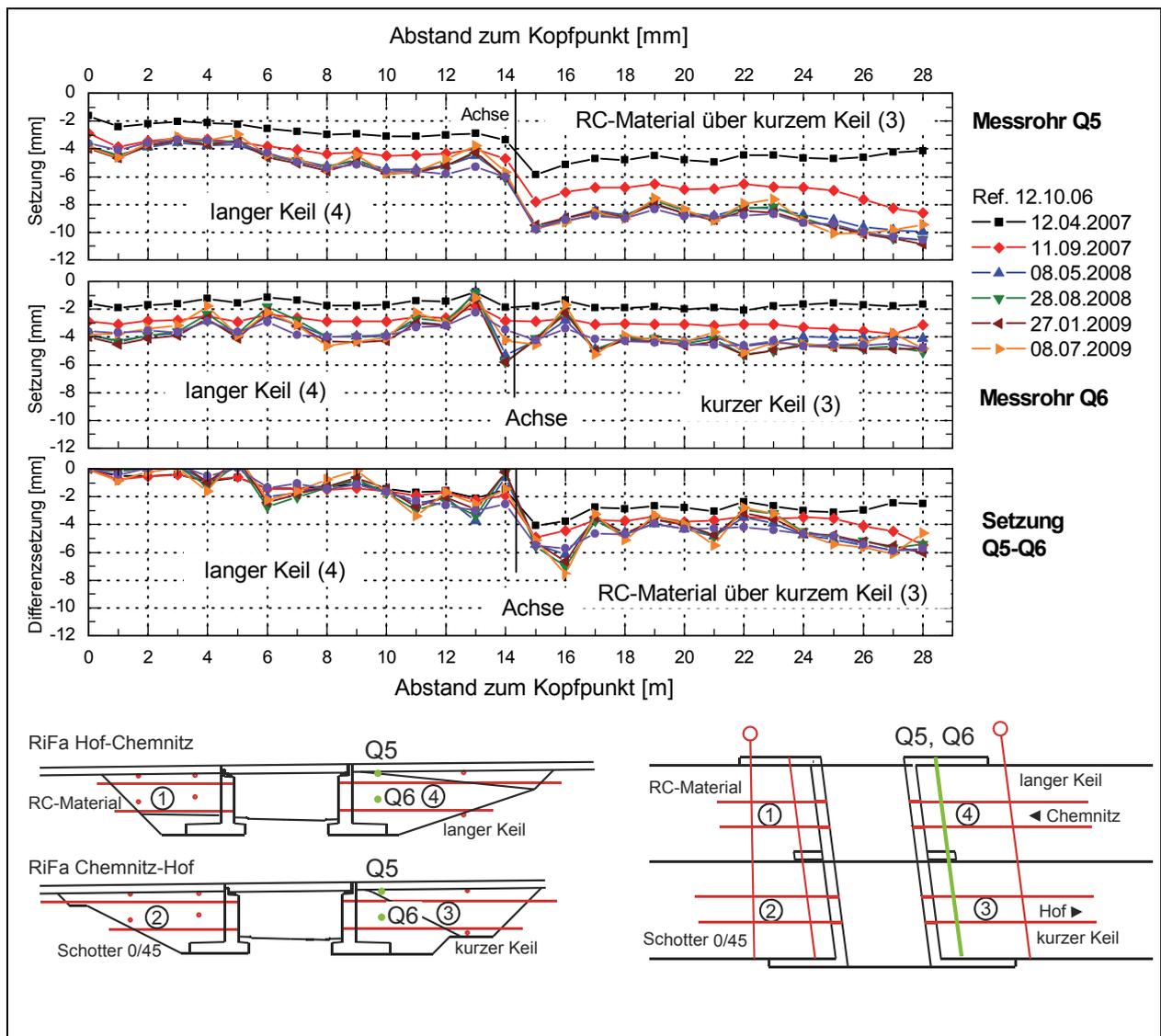


Bild 6-12: Setzungen der Messrohre Q5 und Q6 im Hinterfüllbereich 3 und 4 seit Nullmessung vom 11.06.2006 bzw. vom 07.11.2006 (Messrohre in Skizzen grün hervorgehoben).

6.7 Ergebnisse der Vertikalmesstellen

Mit den Vertikalmesstellen im Bereich des Aus- bzw. Eingliederungstreifens der Anschlussstelle, die mit Streckenmessrohren ausgerüstet wurden, war es möglich, den Setzungsverlauf über die Tiefe zu ermitteln. Allerdings konnten die Vertikalmesstellen erst nach dem Einbau des Asphaltoberbaus hergestellt werden, so dass die Vertikalmesstellen für Setzungsmessungen während der Bauzeit noch nicht zur Verfügung standen. Die Nullmessungen der Messstellen erfolgten vor Verkehrsfreigabe der jeweiligen Richtungsfahrbahn. Der obere Anschlagpunkt für die Streckenmessung lag einbaubedingt ca. 0,60 m unter der Fahrhahnoberkante. Die an den insgesamt 10 Vertikalmesstellen ermittelten Setzungsverläufe sind in Anlage 4 zusammengestellt.

Die Setzungen innerhalb des Hinterfüllbereichs 1 mit Recyclingmaterial lagen bei ca. 1,5 mm und bestätigten somit die im Abschnitt 6.6.1 ermittelten Relativverformungen. Die beobachteten Untergrundsetzungen waren mit lediglich ca. 1,2 mm am Vertikalpegel V5 gegenüber den Ergebnissen der Nivellements und Horizontalinklinometermessungen zu gering. Als Ursache wird eine zu hohe Steifigkeit der Ringraumverfüllung gegenüber dem umgebenden Rotliegenden angesehen, die zu einer Verschiebung der

Messstelle gegenüber dem Baugrund geführt hat. Die bei der Auswertung getroffene Annahme eines unverschieblichen Fußpunktes ist in diesem Fall unzutreffend. Bei der Herstellung der Vertikalmessstellen in der RiFa Chemnitz-Hof wurde das Verfüllmaterial daher modifiziert.

Auch die Vertikalmessstellen im Eingliederungsstreifen der RiFa Hof konnten erst nach Herstellung des Oberbaus über den Hinterfüllbereichen eingebaut werden, so dass die Nullmessung für die in Bild 6-13 dargestellten Vertikalmessstellen V1 bis V3 erst am 01.10.2007 und damit ca. einen Monat vor der Verkehrsfreigabe für die Richtungsfahrbahn Chemnitz – Hof ausgeführt wurden.

An der Fahrbahnoberfläche RiFa Hof traten Setzungen über dem Hinterfüllbereich 2 mit Schotter von ca. 1,5 bis 2,5 mm auf, die mittels Nivellement der Fahrbahn ermittelt wurden. In der gleichen Größenordnung lagen die Setzungen am Kopfpunkt der Vertikalmessstellen V1 bis V3 (Bild 6-13). Unterhalb einer Tiefe von ca. 14 m waren keine Setzungen im Baugrund mehr zu verzeichnen. Die Baugrundverformungen im darüber liegenden Bereich bis zum Übergang in die Gründungssohle bzw. in die Hinterfüllung lagen bei ca. 0,5 bis 1,0 mm. Die restlichen Verformungen von ca. 1,0 mm traten innerhalb der Hinterfüllung mit Schotter 0/45 ein.

Bei den Vertikalmessstellen V11 und V12 im Hinterfüllbereich 3 wurden Setzungen im Recyclingmaterial oberhalb des Keils von ca. 0,5 mm ermittelt. Im Keil selbst traten keine Verformungen in Erscheinung. Die Setzungen des Untergrundes konnten bis in eine Tiefe von 10 bis 12 m in der Größenordnung von ebenfalls ca. 0,5 mm beobachtet werden (vgl. Anlage 4, Seite 4).

Deutlich in Erscheinung traten die Setzungen des Untergrundes auch bei den Vertikalmessstellen im Hinterfüllbereich 4 mit dem langen Betonkeil (Anlage 4, Seite 2). Im Gründungsbereich des Bauwerks reichten die Untergrundsetzungen bis in eine Tiefe von ca. 4 m unterhalb der Gründungssohle (Vertikalmessstelle V14). Bei den Vertikalmessstellen V 15 und V 16 wurde eine Beeinflussung des Untergrundes bis in Tiefen von ca. 2 bis 3 m unterhalb des Keils festgestellt. Insgesamt sind die Setzungen von 1,0 bis 1,5 mm jedoch geringer, als die mit dem Nivellement und den Horizontalmessstellen ermittelten Untergrundsetzungen von ca. 3 mm. Dies wird, wie bereits ausgeführt, auf eine nicht vollständige Übertragung der Verformungen auf die Messanschläge zurückgeführt.

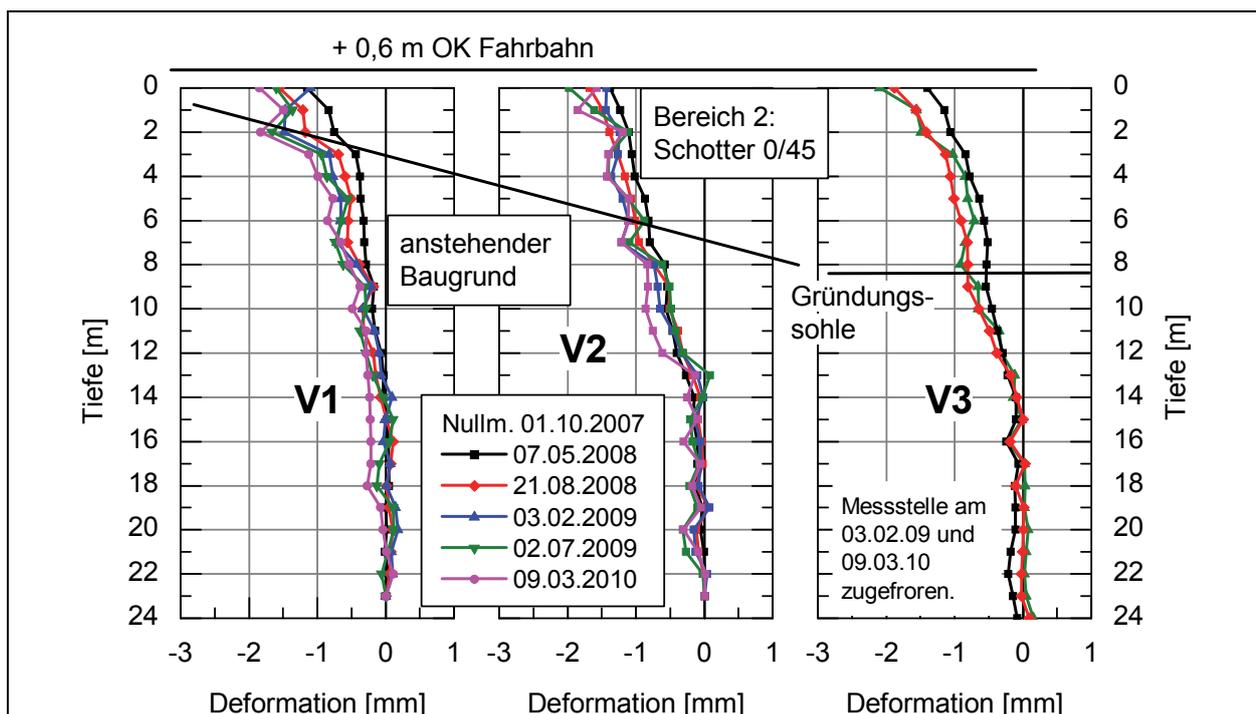


Bild 6-13: Setzungen an der Vertikalmessstelle V1, V2 und V3 im Hinterfüllbereich 2 seit Nullmessung am 01.10.07.

7 Bewertung der Verformungsmessungen am Bauwerk 37

Die durchgeführten Messungen am Bauwerk 37 erfolgten unter der Zielstellung, die Setzungen innerhalb der verschiedenen Hinterfüllungsvarianten zu vergleichen. Obwohl die Setzungen nach Verkehrsfreigabe bei allen vier Hinterfüllungen sehr gering waren, werden in diesem Abschnitt zunächst die bezogenen Setzungen zwischen oberem und unterem Längsmessrohr innerhalb der Hinterfüllungen ermittelt und gegenübergestellt. Danach folgt eine vergleichende Auswertung zu den Setzungen der Fahrbahnoberfläche über den vier Hinterfüllbereichen.

7.1 Setzungen zwischen den Längsmessrohren innerhalb der Hinterfüllung

In jedem der vier Hinterfüllungen am Bauwerk 37 verlaufen zwei Paare mit übereinander angeordneten Längsmessrohren, die einen vertikalen Abstand von 3,2 m aufweisen (vgl. Tab. 4-1). In Anlage 3 wurden die Setzungen zwischen oberem und unterem Messrohr ausgewertet. Darauf aufbauend wurden die mittleren Setzungen für den Zeitraum zwischen Oktober 2006 und Februar 2010 innerhalb der Hinterfüllungen ermittelt und in Tab. 7-2 zusammengestellt. Die Kopfpunkte der Längsmessrohre liegen im Widerlager und die Fußpunkte der Messrohre binden mindestens 2,5 m in die Baugrubenböschung ein. Ausgewertet wurden daher nur die Setzungen an den Messanschlüssen innerhalb der Hinterfüllung ohne Kopfpunkt und Einbindung. Wie in Abschnitt 6.6.2 erläutert, wurde die RiFa Hof im 2. BA als Baustraße genutzt, so dass nach Verkehrsfreigabe nur noch geringe Setzungen innerhalb der Hinterfüllungen auftraten. Als Bezugsmessung wurde daher für alle vier Hinterfüllungen die Messung vom 26.10.2006 verwendet. Damit enthalten die Werte in Tab. 7-2 für den Hinterfüllbereich 2 und 3 die Setzungen durch Baustellenverkehr und anschließender Verkehrsbelastung.

Die höchsten mittleren Setzungen traten innerhalb des Recyclingmaterials im Hinterfüllbereich 1 auf. Der Wert war jedoch mit 1,58 mm relativ gering. Der vertikale Abstand der Messrohre beträgt 3,20 m. Damit lag die bezogene Setzung zwischen oberem und unterem Messrohr im Hinterfüllbereich 1 nur bei ca. 0,5 ‰. Im Hinterfüllbereich 2 mit Schotter 0/45 wurden geringfügig kleinere Werte ermittelt. Die Setzungen im Hinterfüllbereich 3 entstanden größtenteils im Recyclingmaterial hinter dem kurzen Magerbetonkeil. Im Magerbeton des langen Keiles ergaben sich keine Setzungen zwischen oberem und unterem Längsmessrohr.

	HF 1	HF 2	HF 3	HF 4
	Recycling-material	Schotter 0/45	kurzer Betonkeil oberhalb RC-Mat.	langer Betonkeil oberhalb RC-Mat.
Zeitraum	10.2006-02.2010	10.2006-02.2010 mit Baustellenverkehr	10.2006-02.2010 mit Baustellenverkehr	10.2006-02.2010
Setzung zwischen oberem und unterem Längsmessrohr (Mittelwert über Hinterfüllung)	1,6 mm	1,4 mm	0,6 mm	keine
Mittlere bezogene Setzung zwischen oberem und unterem Längsmessrohr (Höhenabstand 3,20 m)	0,49 ‰	0,44 ‰	0,19 ‰	keine

Tab. 7-1: Vergleich der Setzungen innerhalb der Hinterfüllungen am Bauwerk 37.

7.2 Setzungen der Fahrbahnoberfläche über den Hinterfüllungen

Wie in Abschnitt 6.5 dargestellt, erfolgte das Nivellement der Fahrbahnoberfläche auf einer Länge von ca. 70 m im Aus- bzw. Eingliederungsstreifen der Anschlussstelle Hartenstein. Neben den Setzungen über den Hinterfüllungen wurden auch die Verformungen im Bereich des Brückenbauwerks und der beidseitig anschließenden Streckenabschnitte erfasst. Für den Verkehr sind gleichförmige, großräumige Setzungen im gesamten Bereich als unkritisch zu bewerten. So hatte sich beispielsweise die gesamte Fahrbahnoberfläche der RiFa Chemnitz um ca. 5 bis 6 mm gesetzt. Um den Setzungsanteil über den Hinterfüllungen zu ermitteln, der für die Ebenheit im Längsprofil maßgebend ist, wurden daher zunächst Bezugsgeraden über den Hinterfüllungen festgelegt und anschließend die Relativverformungen auf diese Bezugsgeraden berechnet. Wie Bild 7-1 zeigt, verlaufen die Bezugsgeraden jeweils zwischen dem Bezugspunkt BP 1 über dem Brückenwiderlager und dem Bezugspunkt BP 2, der ca. 3,0 m hinter dem Ende des Hinterfüllbereichs im angrenzenden Streckenbereich festgelegt wurde. Für jeden der Bezugspunkte wurden die Setzungen der Fahrbahnoberfläche bis zum Juli 2007 in Tab. 7-2 zusammengestellt. Im Bereich über den Hinterfüllungen bis in den angrenzenden Streckenbereich wurden Messbolzen in der Fahrbahn angeordnet, um die Messunsicherheit gegenüber dem direkten Aufsetzen der Messlatte zu verringern. In der RiFa Hof wurden die Setzungen dieser Messbolzen gegenüber der Bezugsgerade für die Auswertung herangezogen. In der RiFa Chemnitz wurden die Messbolzen jedoch im ersten Winter zerstört, daher wurden hier das Fahrhahnnivellement mit direktem Aufsetzen der Messlatte genutzt (gleitender Mittelwert, siehe Bild 7-1).

Die Setzungen, die gegenüber der Bezugsgerade ermittelt wurden, sind in Bild 7-2 für alle vier Hinterfüllbereiche gegenübergestellt. Tab. 7-2 enthält zusätzlich die maximalen Differenzen zur Bezugsgerade sowie die Mittelwerte über den gesamten Hinterfüllbereich. Die maximalen Setzungen gegen die Bezugsgerade traten über dem Hinterfüllbereich 1 mit RC-Material auf und erreichten bis zu 2,2 mm. Über den Hinterfüllungen 2 und 3 waren die maximalen Setzungen kleiner als 1,0 mm. Beim langen Magerbetonkeil im Hinterfüllbereich 4 traten Setzungen unmittelbar hinter dem Widerlager und im angrenzenden Streckenbereich ein. Daher ergaben sich teilweise positive Werte gegenüber der Bezugsgerade.

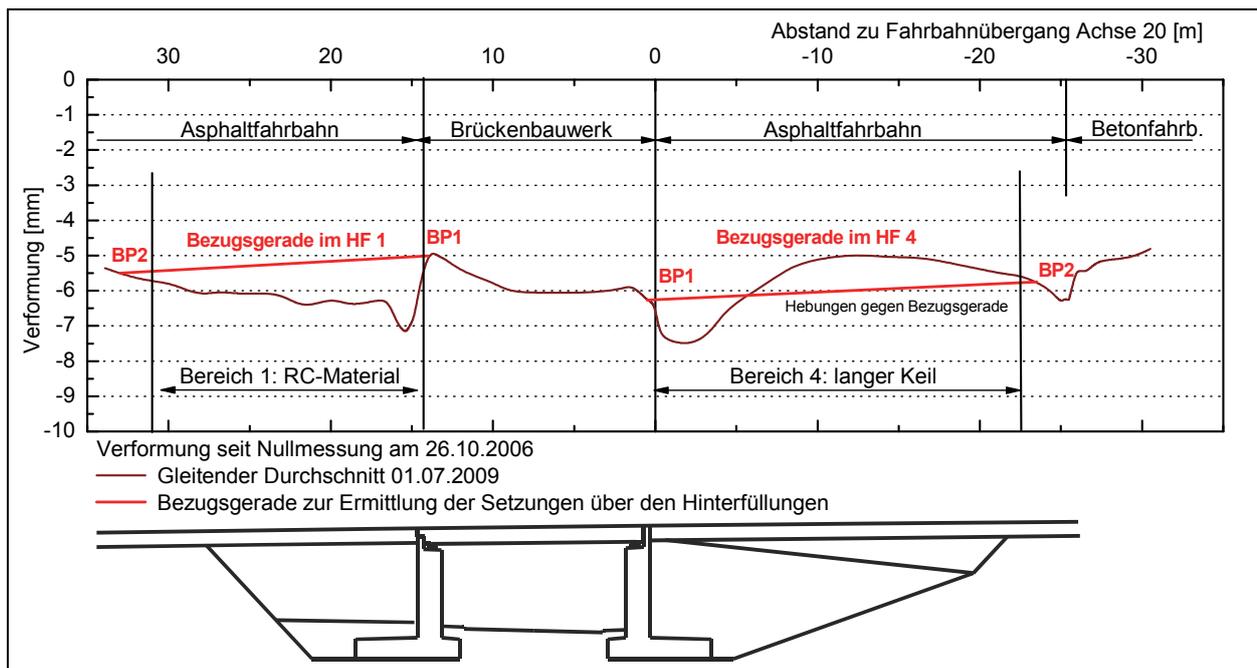


Bild 7-1: Nivellement der Fahrbahnoberfläche Eingliederungsstreifen RiFa Chemnitz, Setzungen zwischen 27.09.2007 und 01.07.2009, Darstellung der Bezugsgeraden zwischen Widerlager (Bezugspunkt BP 1) und Ende des Hinterfüllbereichs (Bezugspunkt BP2, 3 m hinter Hinterfüllungsende)

Datum	HF 1	HF 2	HF 3	HF 4
	Recyclingmaterial	Schotter 0/45	kurzer Betonkeil oberhalb RC-Mat.	langer Betonkeil oberhalb RC-Mat.
Setzung Fahrbahnoberfläche über Widerlager (Bezugspunkt BP 1)	5,0 mm	1,9 mm	2,0 mm	6,3 mm
Setzung Fahrbahnoberfläche 3 m hinter dem Ende der Hinterfüllung (Bezugspunkt BP 2)	5,5 mm	1,8 mm	1,0 mm	5,8 mm
Mittlere Setzung über Hinterfüllung auf Bezugsgerade zwischen Widerlager und Ende Hinterfüllung (BP 1 und BP 2)	0,9 mm	0,2 mm	0,1 mm	(-0,2) mm
Maximale Setzung über Hinterfüllung auf Bezugsgerade zwischen Widerlager und Ende Hinterfüllung (BP 1 und BP 2)	2,2 mm	0,5 mm	0,8 mm	1,3 mm

Tab. 7-2: Vergleich der Setzungen der Fahrbahnoberfläche über den Hinterfüllungen am Bauwerk 37 bis Juli 2009.

Die Setzungen werden insgesamt als unkritisch bewertet. Nach ZTV Asphalt gilt ein Abnahmewert von 4 mm maximaler Einsenkung auf einer 4 m langen Messstrecke, der beim Nivellement an keiner Stelle überschritten wurde. Auf die Fahrbahnebenheit im Längsprofil wird ausführlich im Abschnitt 15.2 eingegangen.

Beim Nivellement vor Verkehrsfreigabe wurden teilweise erhebliche Abweichung der Fahrbahnoberfläche zur vorgegebenen Soll-Höhe ermittelt, die in Abschnitt 14 betrachtet werden.

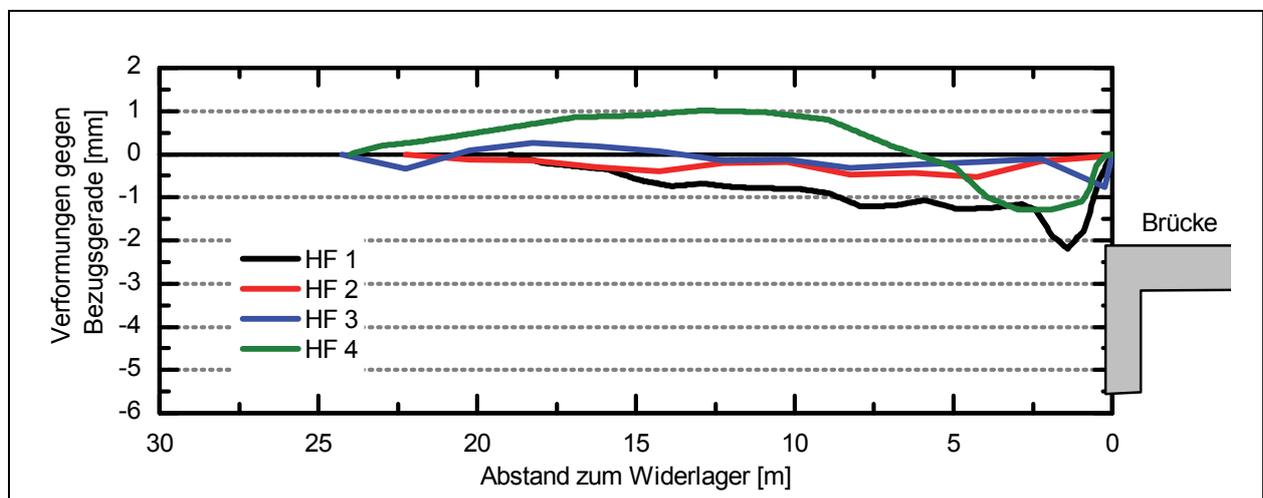


Bild 7-2: BW37, Setzungen gegen Bezugsgerade, die vom Widerlager hinter das Ende der Hinterfüllung verläuft; Vergleich der vier Hinterfüllungen am Bauwerk 37.

7.3 Schlussfolgerungen aus den Verformungsmessungen am Bauwerk 37

Bei allen vier Hinterfüllungen am Bauwerk 37 traten unter der Verkehrsbelastung nur sehr geringe Setzungen in der Größenordnung weniger Millimeter auf. Die Unterschiede zwischen den verschiedenen Hinterfüllungen waren nur schwach ausgeprägt. Eine deutliche Abnahme der Setzungen an der Fahrbahnoberfläche über dem langen Betonkeil im Vergleich zu den Hinterfüllungen mit Schotter und mit dem Recyclingmaterial konnte nicht aufgezeigt werden. Durch die erhöhte Anzahl der Kontrollprüfungen wurde etwa in jeder zweiten Einbaulage die qualitätsgerechte Herstellung der Hinterfüllung überprüft. Der vorgegebene Verdichtungsgrad von 100 % D_{Pr} wurde eingehalten. Mit allen eingesetzten Materialien konnte durch die gleichmäßige Verdichtung im gesamten Hinterfüllbereich eine setzungsarme Hinterfüllung hergestellt werden. Die Materialauswahl und die bauliche Durchbildung der Hinterfüllung kann demnach bei den vier am Bauwerk 37 untersuchten Hinterfüllungsvarianten allein unter dem Kostengesichtspunkt durchgeführt werden, da die Setzungen bei keiner dieser Varianten deutlich größer waren, als bei den anderen. Ein Vorteil der Magerbetonkeile besteht jedoch darin, dass der Einbau mit größerer Unabhängigkeit vom Wetter durchgeführt werden kann.

8 Forschungsbauwerk BW 15

8.1 Überblick

Im Zuge des sechsstreifigen Ausbaus der BAB A66 zwischen Frankfurt und Wiesbaden wurde am Krifteller Dreieck die Unterführung der Rampe 120 durch einen Neubau ersetzt. Dank freundlicher Unterstützung der Hessischen Straßen- und Verkehrsverwaltung konnte dieses Bauwerk, BW 15, in das Forschungsvorhaben einbezogen werden. Es wurden die in der Tab. 8-1 und in Bild 8-1 aufgelisteten vier Hinterfüllungsvarianten ausgeführt.

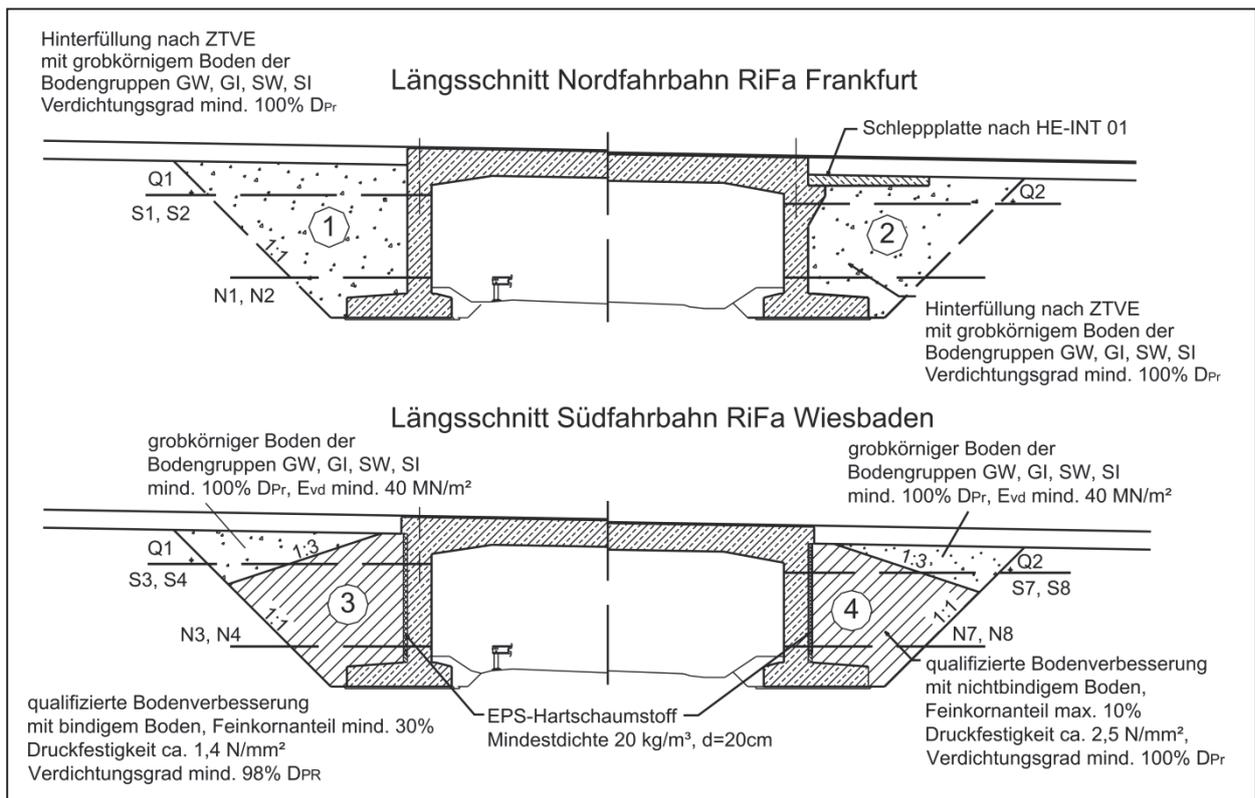


Bild 8-1: Querschnitt Bauwerk BW 37 mit Hinterfüllungen und Messtechnik.

Lage	Ausbildung	Anforderung
Bereich 1 RiFa Wiesbaden, WL Frankfurt	Hinterfüllung mit grobkörnigem Boden nach ZTVE bzw. WAS 7	GW, GI, SW oder SI nach DIN 18196 Verdichtungsgrad D _{Pr} ≥ 100 %
Bereich 2 RiFa Wiesbaden, WL Wiesbaden	Hinterfüllung mit grobkörnigem Boden nach ZTVE bzw. Was 7 Schleppplatte nach HE-INT 01	GW, GI, SW oder SI nach DIN 18196 Verdichtungsgrad D _{Pr} ≥ 100 %
Bereich 3 RiFa Frankfurt, WL Frankfurt	qualifizierte Bodenverbesserung mit einem bindigen Boden Neigung der Oberkante 1 : 3	Druckfestigkeit ca. 1,4 N/mm ² oberhalb: grobkörniger Boden Verdichtungsgrad D _{Pr} ≥ 100 % Verformungsmodul E _{vd} ≥ 40 MN/m ²
Bereich 4 RiFa Frankfurt, WL Wiesbaden	qualifizierte Bodenverbesserung mit einem nichtbindigen Boden Neigung der Oberkante 1 : 3	Druckfestigkeit ca. 2,5 N/mm ² oberhalb: grobkörniger Boden Verdichtungsgrad D _{Pr} ≥ 100 % Verformungsmodul E _{vd} ≥ 40 MN/m ²

Tab. 8-1: Hinterfüllungen am Bauwerk 15

Ein Lageplan sowie Querschnitte zu den Hinterfüllungen und zur Messtechnik befindet sich in Anlage 6. Einen Eindruck von der Baustelle vermittelt die Fotodokumentation in Anlage 7.

8.2 Bauwerksbeschreibung und Lage

Am BW 15 wurde die bestehende Rahmenbrücke in zwei Bauabschnitten abgerissen und durch einen Ersatzneubau ersetzt. Das Bauwerk dient zur Unterführung der Rampe 120, eines Zubringers der B40 zur A66, wobei die Autobahn in diesem Bereich in Dammlage verläuft und die unterführende Rampe 120 in einem ca. 2 m tiefen Einschnitt liegt.

Das Brückenbauwerk wurde als eingespannter Rahmen mit einer lichten Weite zwischen den Widerlagern von 17,50 m errichtet. Mit einem Kreuzungswinkel zwischen den Achsen von 52 gon weist das Bauwerk eine große Schiefe auf (ca. 45°).

Die BAB A 66 verläuft im Bauwerksbereich mit drei Fahrstreifen und einen Standstreifen (Querschnittsbreite 30 m). Die Gesamtbreite des Bauwerks liegt einschließlich der Kappen somit bei ca. 35 m. Da die Autobahn im Grundriss einen Radius von $R = 600$ m aufweist, besitzt das Brückenbauwerk eine Querneigung von 7,0 %. Die beiden Richtungsfahrbahnen sind gegeneinander versetzt (Sägezahnquerschnitt) und das Längsgefälle beträgt 1,9 %. Dadurch schwankt die Höhe der Widerlager zwischen 6,17 m und 8,11 m (OK Fundament bis OK Fahrbahn).

Die Widerlager und Flügel wurden flach gegründet und besitzen Wanddicken von 1,20 m. Der Brückenüberbau hat eine Dicke von 1,30 m, die sich durch Vouten am Übergang zu den Widerlagern auf 1,80 m erhöht.

8.3 Untergrund

Nach dem Baugrundgutachten [U8] werden die Untergrundverhältnisse im Bereich des Brückenbauwerks von pleistozänen Terrassenablagerungen des Mains in Form von Sanden und Kiesen geprägt. Mit den Baugrunderkundungen wurden im Untergrund Sande und Kiese festgestellt, die teilweise Gerölle enthielten. Grundwasser wurde während der Aufschlussarbeiten nicht angetroffen.

Nach den Aushubarbeiten für den Bauabschnitt 1 standen im Bereich der gesamten Gründungssohle stark sandige, steinige Kiese der Bodengruppen GW und GI an (Schicht 1), die in der Baugrubenböschung bis etwa zur Oberkante der Fundamente an reichten. Sie wurden von einer ca. 2,0 m dicken Schicht aus sandigen Schluffen der Bodengruppe UL bzw. TL in steifer Konsistenz überlagert (Schicht 2). Oberhalb dieser Schicht folgte die Dammschüttung in Form von aufgefüllten Sanden mit wechselnden Kies- und Schluffanteilen (Schicht 3). Einen Überblick gibt die Fotodokumentation in Anlage 7, Blatt 2 und 3.

8.4 Bauablauf

Das Brückenbauwerk wurde unter laufendem Verkehr in zwei Bauabschnitten errichtet:

- Bauabschnitt BA 1, August 07 bis März 08
Herstellung RiFa Wiesbaden, 4+0 Verkehrsführung auf RiFa Frankfurt alt,
- Bauabschnitt BA 2, April 08 bis Dez. 08
Herstellung RiFa Frankfurt, 4+0 Verkehrsführung auf RiFa Wiesbaden neu.

Einen Überblick über wesentliche Bauzustände gibt Tab. 8-2.

Zeitraum	Vorgang
01.08.2007 bis 07.03.2008	Erster Bauabschnitt, Herstellung RiFa Wiesbaden
29.08.2007 bis 08.09.2007	Abbruch Bauwerk 1. BA
10.09.2007 bis 14.09.2007	Baugrubenaushub
17.09.2007 bis 01.11.2007	Herstellen Fundamente, Widerlager und Flügel; Achse 10
01.10.2007 bis 05.12.2007	Herstellen Fundamente, Widerlager und Flügel; Achse 20
13.12.2007 bis 07.01.2008	Teilhinterfüllung, Achse 20, HF 2, bis in Höhe der oberen Messrohre
20.12.2008 bis 11.01.2008	Teilhinterfüllung, Achse 10, HF 1, bis in Höhe der unteren Messrohre
29.01.2008	Betonage Brückenüberbau
31.01.2008 bis 15.02.2008	vollständige Hinterfüllung, Achse 20 und Herstellung Schlepplatte
05.02.2008 bis 16.02.2008	vollständige Hinterfüllung, Achse 10, Hinterfüllbereich 1
25.02.2008 bis 07.03.2008	Herstellung Oberbau
09.03.2008	Verkehrsfreigabe RiFa Wiesbaden, 4+0 Verkehrsführung
02.04.2008 bis 08.12.2008	Zweiter Bauabschnitt, Herstellung RiFa Frankfurt
02.05.2008 bis 08.05.2008	Abbruch Bauwerk 2. BA
09.05.2008 bis 16.05.2008	Baugrubenaushub
23.05.2008 bis 05.08.2008	Herstellen Fundamente, Widerlager und Flügel; Achse 10
30.05.2008 bis 05.09.2008	Herstellen Fundamente, Widerlager und Flügel; Achse 20
08.09.2008 bis 25.09.2008	Teilhinterfüllung, Achse 10 und 20, Hinterfüllbereiche 3 und 4 bis in Höhe der oberen Messrohre
29.08.2008 bis 04.11.2008	Herstellung Brückenüberbau
16.10.2008	Betonage Brückenüberbau
29.10.2008 bis 13.11.2008	Fertigstellung der Hinterfüllung, Achse 10 und 20, HF 3 und 4
17.11.2008 bis 28.11.2008	Herstellung Oberbau
08.12.2008	Verkehrsfreigabe RiFa Frankfurt

Tab. 8-2: Bauablauf, Bauwerk 15

8.5 Hinterfüllungen

8.5.1 Einbaumaterialien

8.5.1.1 Grobkörniger Boden

Am Bauwerk 37 war in der Hinterfüllung nach ZTVE ein gebrochenes Recyclingmaterial mit Bodenanteilen eingesetzt worden. Da bei vielen Bauvorhaben je nach vorhandenem Material auch natürliche Böden mit Rundkorn in den Hinterfüllungen eingebaut werden, solange sie den Vorgaben der ZTVE entsprechen, sollte am Bauwerk 15 als Referenzfall nach ZTVE auch ein solcher Boden in die Betrachtungen einbezogen werden. Im Hinterfüllbereich 1 war daher ein natürlicher, grobkörniger Boden der Bodengruppen SW, GW, SI oder GI ohne Brechkorn einzusetzen, dessen Beschaffung für das konkrete Bauvorhaben sich nach Angaben des Auftragnehmers als schwierig erwies. Das Material wurde aus einer Kiesgrube in der Nähe des Frankfurter Flughafens angeliefert.

Das aus den Kornverteilungen ermittelte Körnungsband zeigt Bild 8-2. Bei dem Material handelte es sich um stark kiesige Sande, bei denen die Körnungslinie häufig einen intermittierenden, teilweise auch weit gestuften Verlauf zeigten. Der Kiesanteil lag zwischen 32 und 42 Prozent, so dass das Material nach DIN 18196 im Grenzbereich der Bodengruppen SI/GI bzw. SW/GW einzuordnen ist. Bei wenigen Proben aus der verdichteten Einbaulage wurde mit maximal 5,6 % der geforderte Feinkornanteil von höchstens 5,0 Prozent geringfügig überschritten. Im ersten Bauabschnitt dominierten in der Sandfraktion die Mittel- bis Grobsande mit insgesamt ca. 50 % Kornanteil. Hingegen war bei dem Material, das im zweiten Bauabschnitt über den Keilen mit qualifizierter Bodenverbesserung eingesetzt wurde, eine Zunahme des Feinsandanteils auf ca. 30 % zu beobachten.

Auch bei den Ergebnissen der Proctorversuche zeigten sich Unterschiede zwischen dem im 1. und 2. Bauabschnitt eingesetzten Material. So lag die Proctordichte im 1. BA zwischen 1,96 und 1,99 g/cm³. Im 2. BA wurden höhere Proctordichten zwischen 2,05 und 2,08 g/cm³ festgestellt, die bei den letzten Einbaulagen im HF 3 wieder auf 1,99 g/cm³ absanken (vgl. Tab. 8-3).

Da der Kiesanteil bei ca. 40 Prozent liegt, wurde die Scherfestigkeit im Großscherkasten der TU Bergakademie Freiberg mittels Mehrstufenversuch untersucht und ein Reibungswinkel im Bruchzustand von 35,4° ermittelt. Die Mohr-Coulombschen-Bruchgerade ist als Anpassungsfunktion für die Versuchsergebnisse nur bedingt geeignet, da die nichtlineare Spannungsabhängigkeit der Scherfestigkeit nicht berücksichtigt wird und somit eine zu große Kohäsion ermittelt wurde.

Der Steifemodul wurde im Großödometer mit einem Durchmesser von 250 mm und 50 mm Probenhöhe bestimmt, wobei sieben Lastzyklen im Spannungsbereich zwischen 50 und 400 kN/m² ausgeführt wurden (Tab. 8-3).

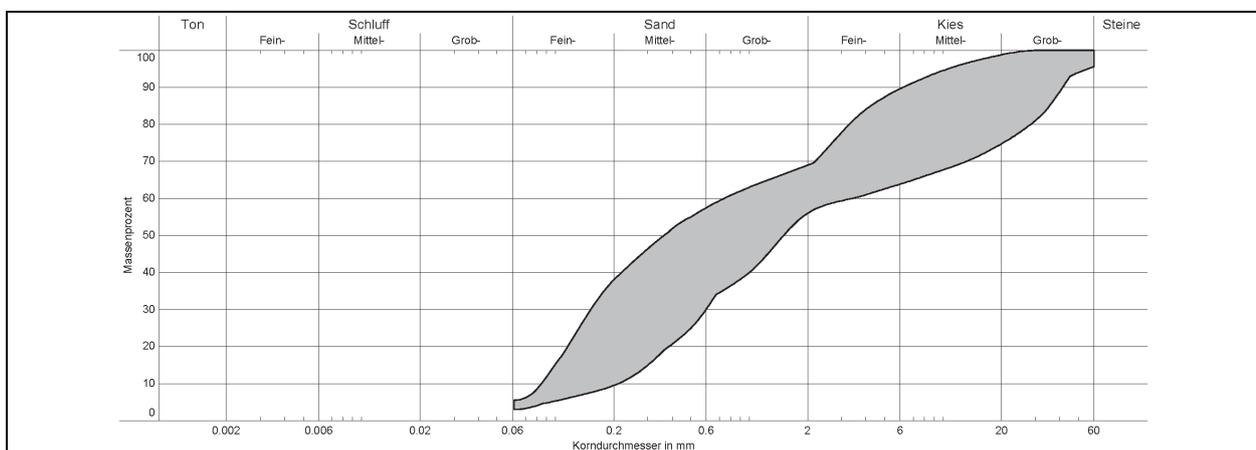


Bild 8-2: Körnungsband grobkörniger Boden

Bodengruppe nach DIN 18196:		SI, GI, SW, GW, (SU)
Frostempfindlichkeitsklasse nach ZTVE		F1
Kornanteil	$a_{\leq 0,063 \text{ mm}}$	4,0 bis 5,6 %
Kornanteil	$a_{\leq 2,0 \text{ mm}}$	58 bis 68 %
Ungleichförmigkeitszahl	C_U	10 bis 32
Krümmungszahl	C_C	0,1 bis 1,1
Proctordichte	ρ_{Pr}	1. BA: 1,96 bis 1,99 2. BA: 2,05 bis 2,08 (1,99) g/cm ³
opt. Wassergehalt	w_{Pr}	6,6 bis 10,3 %
Reibungswinkel	φ'	35,4°
Kohäsion	c'	14 kN/m ²
Steifemodul Erstbelastung Spannungsbereich 100-200 kN/m ²	E_{s1}	31 MN/m ²
Steifemodul Wiederbelastung Spannungsbereich 100-200 kN/m ²	E_{sw}	127 MN/m ²

Tab. 8-3: Ergebnisse der Laborversuche, grobkörniges Material.

8.5.1.2 Ausgangsmaterial für qualifizierte Bodenverbesserungen

Im zweiten Bauabschnitt wurden in den Hinterfüllungen 3 und 4 zwei Keile mit qualifizierten Bodenverbesserungen in Anlehnung an das „Merkblatt über Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen mit Bindemitteln“ [R10] hergestellt, deren Ausgangsmaterial im Bereich 3 aus einem bindigen Boden und im Bereich 4 aus einem nichtbindigen Boden bestand.

8.5.1.2.1 Ausgangsmaterial für qualifizierte Bodenverbesserung im Hinterfüllbereich 3

Im Hinterfüllbereich 3 war für die Herstellung der qualifizierten Bodenverbesserung ein bindiges Ausgangsmaterial zu verwenden, das einen Feinkornanteil von mindestens 30 % aufweist. Das bei der Herstellung der Baugrube ausgehobene Material erfüllte diese Anforderung nicht und wurde daher mit angeliefertem feinkörnigem Material im Verhältnis 1:1 durch wechselnde Beaufschlagung einer Siebanlage bei gleichzeitiger Abtrennung des Steinanteils gemischt. Das Körnungsband des bindigen Ausgangsmaterials ist in Bild 8-3 dargestellt. Bei einer Eigenüberwachungs- und einer Kontrollprüfung am Material für die ersten Einbaulagen wurde der geforderte Feinkornanteil von mindestens 30 % geringfügig unterschritten (Einzelwerte 29,4 % und 26,5 % Feinkornanteil). Die Zugabe des feinkörnigen Bodens wurde daraufhin erhöht, so dass bei allen weiteren Prüfungen der Feinkornanteil zwischen 32,5 % und 42,5 % lag. Der hohe Kiesanteil von bis zu 38 % führt zu einer hohen Ungleichförmigkeitszahl C_U von 140 bis 190 (vgl. Tab. 8-4). Das Material war nach DIN 18196 den Bodengruppen SU* und UL zuzuordnen.

Ausgangsmaterial für		qualifizierte Bodenverbesserung im HF 3	qualifizierte Bodenverbesserung im HF 4
Bodengruppe nach DIN 18196:		SU*, UL	GU (SE)
Kornanteil	$a_{\leq 0,063 \text{ mm}}$	26,5 bis 42,5 %	4,1 bis 12,7 %
Kornanteil	$a_{\leq 2,0 \text{ mm}}$	62,7 bis 81,5 %	44,6 bis 68,3 %
Ungleichförmigkeitszahl	C_U	140 bis 190	46 bis 91 (4,1)
Krümmungszahl	C_C	0,2 bis 1,3	0,3 bis 1,3

Tab. 8-4: Ergebnisse der Laborversuche am Ausgangsmaterial für die qualifizierte Bodenverbesserung im HF 3.

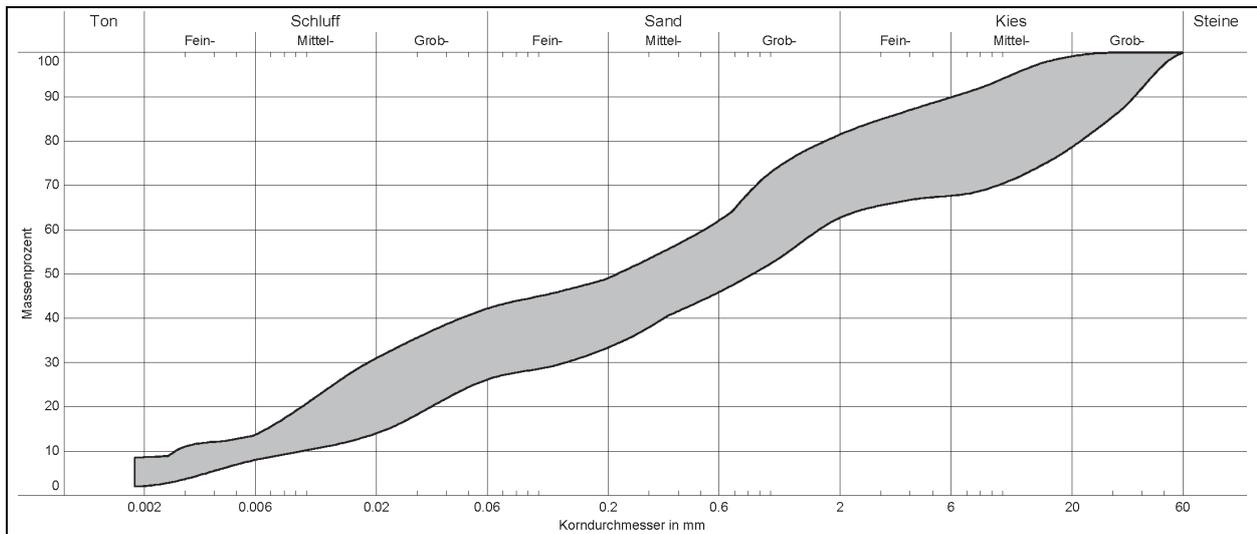


Bild 8-3: Körnungsband, bindiges Ausgangsmaterial für qualifizierte Bodenverbesserung im HF 3

8.5.1.2.2 Ausgangsmaterial für qualifizierte Bodenverbesserung im Hinterfüllbereich 4

Die qualifizierte Bodenverbesserung im Hinterfüllbereich 4 sollte mit einem nichtbindigen Ausgangsmaterial mit maximal 10 % Feinkornanteil hergestellt werden. Da diese Anforderung von dem im Zuge der Herstellung der Baugrube ausgehobenen Boden erfüllt wurde, konnte dieser nach Abtrennung des Steinanteils mit einer Siebanlage als Ausgangsmaterial genutzt werden. Das Aushubmaterial war mit einem Kiesanteil von bis zu 68 Prozent bei gleichzeitig hoher Ungleichförmigkeitszahl der Bodengruppe GU zuzuordnen. Bei einer Prüfung wurde mit 12,7 % der geforderte Feinkornanteil etwas überschritten. Da diese Überschreitung um 2,7 % nur bei einer Prüfung auftrat und das Ziel der Untersuchungen, die Unterschiede zwischen einer qualifizierten Bodenverbesserung mit bindigem und nichtbindigem Ausgangsmaterial zu ermitteln, auch mit diesem etwas erhöhten Feinkornanteil erreicht werden konnte, konnte das Material im Hinterfüllbereich verbleiben. Die Ergebnisse der Siebanalysen sind in Tab. 8-4 dargestellt. Beim Material für die oberen drei Einbaulagen wurden bei den Kontrollprüfungen geringere Kiesanteile ermittelt, so dass als Ausgangsmaterial stark untergeordnet auch ein enggestufter Sand der Bodengruppe SE eingesetzt wurde.

8.5.2 Einbau und Prüfungen

Die Hinterfüllarbeiten wurden mit Arbeitsanweisungen durchgeführt, die auf Grundlage von Prüfungen an einem Probefeld durch den Auftragnehmer aufgestellt wurden.

Die Hinterfüllungen erfolgten lagenweise unter Einsatz der folgenden Geräte:

- Walzenzug, Typ Bomag BW 177 D-3, Betriebsgewicht 7400 kg,
- schwere Rüttelplatte, Typ Weber CR 8, Betriebsgewicht 700 kg,
- leichte Rüttelplatte und Vibrationsstamper.

Nach Auswertung der Probefelder wurden mindestens 6 Verdichtungsübergänge festgelegt. Der Prüfumfang der Eigenüberwachung und der Umfang der Kontrollprüfungen wurden gegenüber den Anforderungen der ZTVE für die Prüfmethode M3 erhöht.

8.5.2.1 Hinterfüllbereich 1 (Hinterfüllung nach ZTVE, Referenzfall)

Im Hinterfüllbereich 1 sollte ein üblicher Sand bzw. Kies mit Rundkorn als Referenzfall für das Forschungsvorhaben untersucht werden, so dass im gesamten Hinterfüllbereich gemäß ZTVE ein Verdichtungsgrad D_{Pr} von 100 % gefordert wurde. Es kam der grobkörnige Boden nach Abschnitt 8.5.1.1 zum Einsatz.

Im Rahmen der Kontrollprüfungen wurden insgesamt 25 Prüfungen zur Bestimmung des Verdichtungsgrades ausgeführt, die im Mittel einen Verdichtungsgrad von 101,6 % ergaben. Mit einer Standardabweichung von 1,2 % konnte eine hohe Gleichmäßigkeit der erzielten Verdichtung nachgewiesen werden (Tab. 8-5). Die mittlere Trockendichte betrug $2,01 \text{ g/cm}^3$ (Feuchtdichte $2,15 \text{ g/cm}^3$). Zusätzlich wurde der dynamische Verformungsmodul mit dem Leichten Fallgewichtsgesetz an 29 Prüfpunkten bestimmt. Hier zeigten sich etwas stärker um den Mittelwert von 42 MN/m^2 schwankende. Bei zwei statischen Plattendruckversuchen innerhalb der Hinterfüllung wurden Verformungsmoduln E_{V2} von 99,8 und $83,0 \text{ MN/m}^2$ ermittelt, die im Planum auf $105,8$ bzw. $113,5 \text{ MN/m}^2$ anstiegen. Die Einzelergebnisse können dem Forschungsbericht [U21] entnommen werden.

8.5.2.2 Hinterfüllbereich 2 (Hinterfüllung mit grobkörnigem Boden und Schleppplatte)

Wie im Hinterfüllbereich 1 wurde auch im Hinterfüllbereich 2 das in Abschnitt 8.5.1.1 beschriebene grobkörnige Material eingesetzt. Der geforderte Verdichtungsgrad D_{Pr} von mindestens 100 % wurde bei allen Prüfungen erreicht.

	Hinterfüllbereich 1		Hinterfüllbereich 2	
	Verdichtungsgrad D_{Pr}	dynamischer Verformungsmodul E_{Vd}	Verdichtungsgrad D_{Pr}	dynamischer Verformungsmodul E_{Vd}
Anforderung	$\geq 100 \%$	--	$\geq 100 \%$	--
Anzahl	25	29	29	60
Mittelwert	101,6 %	$42,1 \text{ MN/m}^2$	101,6 %	$42,6 \text{ MN/m}^2$
Minimalwert	100,0 %	$25,9 \text{ MN/m}^2$	100,0 %	$26,5 \text{ MN/m}^2$
Maximalwert	104,6 %	$54,9 \text{ MN/m}^2$	104,7 %	$65,6 \text{ MN/m}^2$
Standardabw.	1,2 %	$7,53 \text{ MN/m}^2$	1,3 %	$10,46 \text{ MN/m}^2$

Tab. 8-5: Ergebnisse der Eigenüberwachungs- und Kontrollprüfungen, grobkörniges Material, Hinterfüllbereiche 1 und 2.

Bei der Ermittlung des dynamischen Verformungsmoduls mit dem Leichten Fallgewichtsgerät zeigte sich eine deutlich größere Streuung der Messwerte (Standardabweichung aller 60 Messwerte $10,5 \text{ MN/m}^2$, Tab. 8-5). Bei den Prüfungen innerhalb jeweils einer Lage ergaben sich geringere Standardabweichungen von $1,6$ bis $9,0 \text{ MN/m}^2$. Als Ursache werden die unterschiedlichen zeitlichen Abstände zum Ende der Verdichtung und die unterschiedlichen Witterungsverhältnisse angesehen. Mit den statischen Plattendruckversuchen auf dem Planum wurden Verformungsmoduln E_{V2} von $122,9$ und $148,9 \text{ MN/m}^2$ ermittelt.

Am Übergang zwischen Brückenbauwerk und Hinterfüllung wurde im Hinterfüllbereich 2 zusätzlich eine tief liegende Schleppplatte nach RIZ HE-INT 01, Zeile 3 eingebaut, deren Oberfläche mit dem Planum abschloss. (Die Ergänzungen zu den Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten Hessen [R14], in denen die Richtzeichnung HE-INT 01 enthalten war, wurden zwischenzeitlich zur Überarbeitung zurückgezogen.)

Wie aus Bild 8-4 ersichtlich ist, war als Auflager für die Schleppplatte am Widerlager eine $0,85 \text{ m}$ breite Konsole aus Stahlbeton vorgesehen. Die Schleppplatte aus Stahlbeton C 35/45 erstreckt sich parallel zum Widerlager mit einer Breite von $6,00 \text{ m}$. Die mittlere Dicke der Platte beträgt $0,50 \text{ m}$. Da die Oberfläche der Platte dem Planum in diesem Bereich entspricht, liegt die Querneigung bei $7,0 \%$ und das Längsgefälle der Plattenoberfläche bei $1,9 \%$.

In der Kontaktfläche zwischen Schleppplatte und Konsole wurde als Gleitschicht eine Bitumen-Schweißbahn und an der Kante auf einer Breite von 20 cm eine 1 cm dicke Platte aus EPS-Hartschaum angeordnet. Die 20 mm breite Fuge zwischen Brückenüberbau und Schleppplatte wurde mit einer EPS-Hartschaumplatte ausgefüllt und im oberen Bereich mit Fugenvergussmasse verschlossen. Die Abdichtung der Plattenoberfläche erfolgte nach ZTV-ING Teil 7 mit einem Dichtungsaufstrich und einer Bitumenschweißbahn.

Die Schleppplatte wurde als Einfeldsystem ohne Bettung durch die Hinterfüllung bemessen, wobei die verbleibende Auflagerbreite im Boden mit $1,50 \text{ m}$ angesetzt wurde.

In Bild 8-5 sind die Bewehrungsarbeiten für die Schleppplatte dargestellt. Weitere Aufnahmen von der Herstellung können der Fotodokumentation in Anlage 7 entnommen werden.

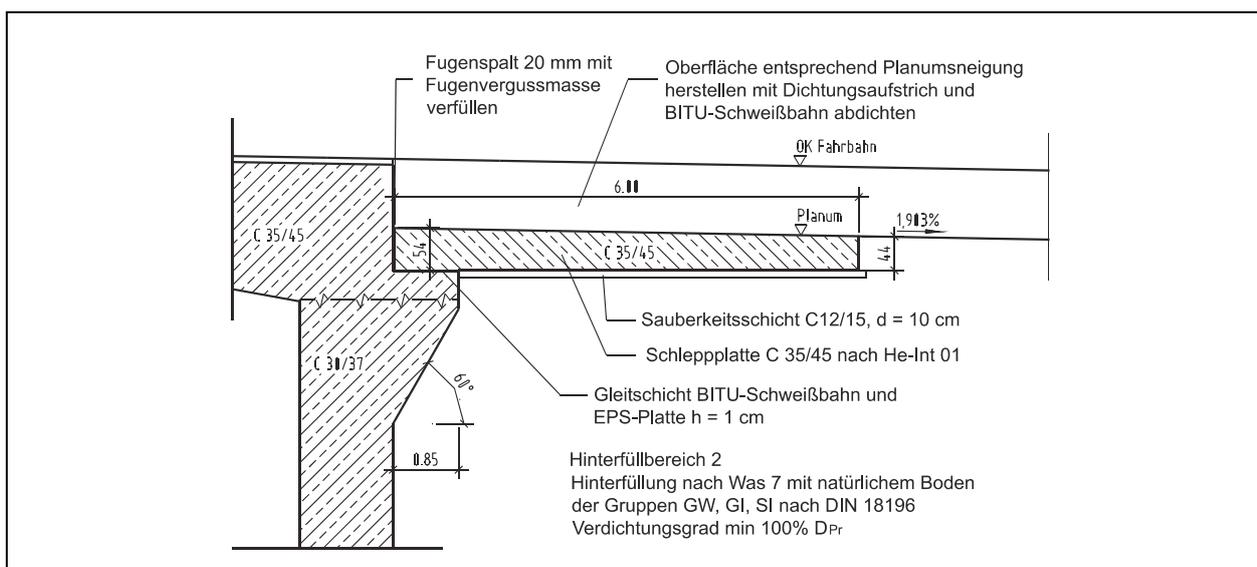


Bild 8-4: Schleppplatte auf Konsole über Hinterfüllbereich 2.



Bild 8-5: Bewehrungsarbeiten an der Schleppplatte im Hinterfüllbereich 2.

8.5.2.3 Hinterfüllbereich 3 (Hinterfüllung mit qualifizierter Bodenverbesserung mit bindigem Ausgangsmaterial)

Im Hinterfüllbereich 3 kam eine qualifizierte Bodenverbesserung zur Ausführung, bei der das bindige Ausgangsmaterial, das in Abschnitt 0 beschrieben wurde, durch die Zugabe von hydraulischen Bindemitteln verbessert wurde. Um einen gleitenden Übergang zwischen Brückenbauwerk und anschließendem Dammbereich zu erzielen, wurde das Material keilförmig mit einer Oberflächenneigung von 1:3 eingebaut, wobei am Widerlager ein 1,0 m breiter Streifen in Höhe Planum herzustellen war. Oberhalb des Keils kam wieder das grobkörnige Material nach 8.5.1.1 zum Einsatz, das sowohl mit der qualifizierten Bodenverbesserung als auch mit dem Dammmaterial stufenförmig verzahnt wurde.

Um erhöhte Zwangsbeanspruchung des Brückenrahmens aufgrund der wesentlich höheren Scherfestigkeit und des höheren Verformungswiderstandes der qualifizierten Bodenverbesserung zu vermeiden, wurde an der Widerlagerwand eine 20 cm dicke, vertikale Schicht aus EPS-Hartschaumstoff eingebaut, deren oberer Abschluss ein 30 cm breiter Vorsprung des Brückenüberbaus bildet (vgl. Anlage 6, Seite 2).

Wider Erwarten in den Übergangsbereich zwischen Hinterfüllung und Widerlager eindringendes Wasser kann über eine oberhalb der EPS-Schicht angeordnete geotextile Drainmatte und über ein Grundrohr DN 100 mit seitlichem Austritt durch die Flügel nach WAS 7 entwässern.

Im Zuge der Ausschreibung wurde als Anforderung an das Ausgangsmaterial ein Feinkornanteil von mindestens 30 % festgelegt und in Anlehnung an [U3] eine einaxiale Druckfestigkeit von 1,4 N/mm² für das verbesserte Material nach 28 Tagen Feuchtraumlagerung sowie ein Verdichtungsgrad D_{Pr} von mindestens 98 % gefordert. Die Bindemittelmenge und -art war im Rahmen der Eignungsprüfungen durch den Auftragnehmer zu ermitteln bzw. festzulegen. Für das Forschungsvorhaben wurde die Druckfestigkeit auch nach oben begrenzt, um den Einbau von Bodenverbesserungen mit ähnlichen Druckfestigkeiten in den Hinterfüllbereichen 3 und 4 zu vermeiden. Im Rahmen der Eignungsuntersuchung war die Bindemittelmenge daher so festzulegen, dass eine einaxiale Druckfestigkeit nach 28 Tagen zwischen 1,26 und 1,68 N/mm² erreicht wird, was einer Unterschreitung um 10 % und eine Überschreitung um 20 % des Bezugswertes von 1,40 N/mm² entspricht. Im Ergebnis der Eignungsprüfungen [U10] wurde eine Zugabe von 1,2 M.-% Zement CEM I 32,5 R festgelegt.



Bild 8-6: Einfräsen des Bindemittels.



Bild 8-7: Einbau des Boden-Bindemittelgemisches.

Das Boden-Bindemittel-Gemisch wurde im Baumischverfahren auf einem separaten Mischfeld mit den folgenden Arbeitsschritten hergestellt (Bild 8-6 und Bild 8-7, siehe auch Anlage 7, Blatt 5ff.):

- Ausbreiten des vorgeseibten Materials und Homogenisieren durch Fräsen,
- Wassergehaltsbestimmung im Schnellversuch und ggf. Wasserzugabe,
- erneutes Fräsen,
- Verdichtungsübergang und Verdichtung auf mindestens 97 % D_{Pr} ,
- Ausstreuen des Bindemittels und Kontrolle der Ausstreuenge (1,2 M.-%),
- Einmischen des Bindemittels mit mindestens zwei Fräsdurchgängen,
- lagenweiser Einbau in Hinterfüllung mittels Radlader und Bagger,
- Verdichtung mit Plattenrüttler und Walze (mindestens 4 Übergänge),
- Verdichtungskontrollen (mind. 98 % D_{Pr}),
- Einbau weiterer Lagen.

Als Anforderungen für die Kontrollprüfungen wurde die Ausstreuenge des Bindemittels und der Verdichtungsgrad unmittelbar nach dem Abschluss der Verdichtungsarbeiten festgelegt, da gemäß ZTVE-StB eine Überprüfung der einaxialen Druckfestigkeit an Probekörpern nicht vorgesehen und aufgrund der langen Prüfdauer von 28 Tagen im Hinblick auf den Bauablaufplan auch nicht praktikabel ist, da eine Verzögerung des Bauablaufes allein aufgrund des Forschungsvorhabens zu vermeiden war.

Die Ergebnisse der Verdichtungskontrollen sind in Tab. 8-6 zusammengefasst. Nur bei einer Kontrollprüfung wurde der geforderte Verdichtungsgrad D_{Pr} von 98 % um 0,2 % unterschritten. Der Mittelwert des Verdichtungsgrades lag bei 100 % und damit deutlich oberhalb des geforderten Wertes.

In verschiedenen zeitlichen Abständen wurden auf den Einbaulagen Versuche mit dem Leichten Fallge-

	Verdichtungsgrad D_{Pr}
Anforderung	≥ 98 %
Anzahl	28
Mittelwert	100,0 %
Minimalwert	97,8 %
Maximalwert	103,4 %
Standardabweichung	1,37 %

Tab. 8-6: Verdichtungsgrad der qualifizierten Bodenverbesserung im Hinterfüllbereich 3.

	dynamischer Verformungsmodul E_{vd}	statischer Verformungsmodul E_{v2}
Anforderung	--	--
19. Lage 28 Tage nach Einbau	115 MN/m ² (6 Messwerte)	184,3 MN/m ² (Einzelwert)
22. Lage 7 Tage nach Einbau	104 MN/m ² (6 Messwerte)	142,2 MN/m ² ; 127,8 MN/m ²

Tab. 8-7: Hinterfüllbereich 3, Gegenüberstellung von statischem und dynamischem Verformungsmodul.

	einaxiale Druckfestigkeit	einaxialer Elastizitätsmodul E
Zielbereich	1,26 bis 1,68 MN/m ²	--
Material für 3. Lage	1,34 MN/m ² (3 Messwerte)	114,4 MN/m ²
Material für 22. Lage	1,12 MN/m ² (4 Messwerte)	91,5 MN/m ²

Tab. 8-8: Hinterfüllbereich 3, Ergebnisse der einaxialen Druckversuche.

wichtsgesamt durchgeführt. Beim Beginn der Hinterfüllarbeiten wurde zunächst der Arbeitsraum hinter den Fundamenten verfüllt, hier traten die niedrigsten dynamischen Verformungsmoduln mit einem Mittelwert von 54,0 MN/m² auf, wobei die Messungen ca. 14 Stunden nach dem Einbau ausgeführt wurden. Bei weiteren Einbaulagen wurden unmittelbar nach dem Abschluss der Verdichtung Werte etwa im Bereich von 60 bis 85 MN/m² ermittelt. Da somit der obere Anwendungsbereich des LFG überschritten wurde, dienen die angegebenen Werte nur zur Orientierung. Aufgrund einer längeren Arbeitsunterbrechung, in der der Brückenüberbau hergestellt wurde, konnten auf der 19. Lage Messungen im Abstand von 28 Tagen zum Einbau ausgeführt werden, die mittlere E_{vd} -Werte von 115 MN/m² ergaben. Im Planum wurde vier Stunden nach dem Einbau ein mittlerer E_{vd} -Wert von 66 MN/m² festgestellt, der nach sieben Tagen auf 104 MN/m² anstieg. In Tab. 8-7 sind zusätzlich die Ergebnisse von drei statischen Plattendruckversuchen aufgeführt, die ebenfalls auf der Oberkante der 19. bzw. 22. Lage ausgeführt wurden.

Um die beim Einbau erreichten Druckfestigkeiten zu ermitteln, wurden Prüfzylinder hergestellt, indem unmittelbar nach dem Abschließen des Fräsvorgangs Material mit dem Proctorhammer in Probenzylinder lagenweise eingebaut wurde. Eine Entnahme mit Ausstechzylindern aus den Einbaulagen im Hinterfüllbereich war aufgrund des hohen Kiesanteils nicht möglich. An den Prüfzylindern wurde nach 28 Tage die einaxiale Druckfestigkeit und der E-Modul gemäß [R11] ermittelt. Bei der ersten Prüfserie wurde mit einer mittleren Druckfestigkeit von 1,34 MN/m² der vorgegebene Zielbereich erreicht. Hingegen wurde bei der zweiten Prüfserie mit Material für die 22. Einbaulage nur eine mittlere Druckfestigkeit von 1,12 MN/m² erreicht. Aufgrund des hohen statischen Verformungsmoduls und des erreichten Verdichtungsgrades D_{Pr} von über 98 % ist diese Unterschreitung des Zielbereiches jedoch akzeptabel, zumal die nach [U3] für Verfestigungen mit feinkörnigen Böden vorgeschlagenen Abnahmewerte von 1,0 N/mm² erreicht wurden.

8.5.2.4 Hinterfüllbereich 4 (Hinterfüllung mit qualifizierter Bodenverbesserung mit nichtbindigem Ausgangsmaterial)

Bis auf die folgenden Abweichungen wurde der Bereich 4 in gleicher Art und Weise ausgeführt, wie der Hinterfüllbereich 3 (siehe Abschnitt 0).

Als Ausgangsmaterial für die qualifizierte Bodenverbesserung wurde im Hinterfüllbereich 4 ein natürlicher Boden (Rundkorn) mit einem Feinkornanteil von weniger als 10 Gew.-% verwendet, der in Abschnitt 8.5.1.2.2 beschrieben wurde.

In Anlehnung an [U3] wurde eine einaxiale Druckfestigkeit von 2,5 N/mm² für das verbesserte Material nach 28 Tagen Feuchtraumlagerung gefordert, wobei eine Unterschreitung um 10 % und einer Überschreitung um 20 % zulässig war (Zielbereich 2,25 bis 3,00 N/mm²). Der zu erbringende Verdichtungsgrad D_{Pr} wurde auf mindestens 100 % festgelegt.

Bei den Eignungsuntersuchungen [U11] durch den Auftragnehmer, in deren Rahmen die Bindemittelmenge und -art zu ermitteln war, wurde eine Zugabe von 1,7 M.-% Zement CEM I 32,5 R festgelegt.

Das Boden-Bindemittel-Gemisch wurde ebenfalls im Baumischverfahren mit den im vorangegangenen Abschnitt 0 beschriebenen Arbeitsschritten hergestellt.

	Verdichtungsgrad D_{Pr}
Anforderung	$\geq 100 \%$
Anzahl	24
Mittelwert	100,9 %
Minimalwert	100,1 %
Maximalwert	103,0 %
Standardabweichung	0,80 %

Tab. 8-9: Verdichtungsgrad der qualifizierten Bodenverbesserung im Hinterfüllbereich 4.

	einaxiale Druckfestigkeit	einaxialer Elastizitätsmodul E
Zielbereich	2,25 bis 3,00 MN/m ²	--
Material für 2. Lage	2,89 MN/m ² (3 Messwerte)	533 MN/m ²
Material für 22. Lage	2,48 MN/m ² (3 Messwerte)	378 MN/m ²

Tab. 8-10: Hinterfüllbereich 4, Ergebnisse der einaxialen Druckversuche.

Tab. 8-9 gibt einen Überblick über die durchgeführten Verdichtungskontrollen. Der geforderte Verdichtungsgrad D_{Pr} von 100 % wurde bei allen Prüfungen erreicht.

Um einen Vergleich mit den anderen Hinterfüllungen zu ermöglichen, wurden auch bei der qualifizierten Bodenverbesserung im Hinterfüllbereich 4 Versuche mit dem Leichten Fallgewichtsgesetz zur Bestimmung des dynamischen Verformungsmoduls E_{vd} durchgeführt. Die obere Anwendungsgrenze von 70 MN/m² wurde dabei weit überschritten, so dass das Messverfahren eine starke Streuung aufweist und die in Tab. 8-11 angegebenen Werte nur der Orientierung dienen sollen. Unmittelbar nach dem Einbau wurden dynamische Verformungsmoduln von ca. 95 MN/m² ermittelt, der 26 Tage nach dem Einbau bis auf ca. 270 MN/m² anstieg.

Auf der Oberkante der 17. Lage und im Planum (21. Lage) konnten aufgrund von Arbeitsunterbrechungen statische und dynamische Plattendruckversuche im Abstand von 26 bzw. 6 Tagen zum Einbau durchgeführt werden, deren Ergebnisse Tab. 8-11 zeigt. Dabei wurden sehr hohe statische Verformungsmoduln E_{v2} von 610 MN/m² bzw. ca. 445 MN/m² ermittelt.

Die einaxiale Druckfestigkeit wurde mit zwei Prüferien an Probekörpern bestimmt. Dafür wurde direkt nach dem Mischen Material aus dem Fräsfeld entnommen und wie beim Proctorversuch lagenweise in Prüfzylinder eingebaut, so dass die gleiche Verdichtung wie in den Hinterfüllungen erreicht wurde. Die ermittelten Werte für die einaxiale Druckfestigkeit sind in Tab. 8-10 dargestellt und lagen mit 2,9 MN/m² und 2,5 MN/m² im vorgesehenen Zielbereich.

8.5.2.5 Hinterfüllbereiche 3 und 4 grobkörniges Material über Keilen

Oberhalb der Keile mit qualifizierter Bodenverbesserung wurde wieder der grobkörnige Boden nach Abschnitt 8.5.1.1 eingebaut, der auf einen Verdichtungsgrad D_{Pr} von mindestens 100 % zu verdichten war.

Die Ergebnisse der Eigenüberwachungs- und Kontrollprüfungen sind in Tab. 8-12 dargestellt. Die geforderten Verdichtungsgrade wurden bei allen Prüfungen erreicht.

Bei den Bestimmungen des dynamischen Verformungsmoduls mit dem Leichten Fallgewichtsgesetz zeigte sich ein starker Einfluss des eingesetzten Verdichtungsgerätes. Trotz zusätzlicher Verdichtungsübergän-

	dynamischer Verformungsmodul E_{vd}	statischer Verformungsmodul E_{v2}
Anforderung	--	--
17. Lage 26 Tage nach Einbau	220 MN/m ² (4 Messwerte)	609,2 MN/m ² (Einzelwert)
21. Lage 6 Tage nach Einbau	163 MN/m ² (7 Messwerte)	430,2 MN/m ² ; 463,5 MN/m ²

Tab. 8-11: Hinterfüllbereich 4, Gegenüberstellung von statischem und dynamischem Verformungsmodul.

	Verdichtungsgrad D_{Pr}	statischer Verformungsmodul E_{V2}	dynamischer Verformungsmodul E_{vd}
Anforderung	$\geq 100 \%$	80 MN/m ²	40 MN/m ²
Anzahl	23	6	52
Mittelwert	101,7 %	86,3 MN/m ²	46,8 MN/m ²
Minimalwert	100,0 %	81,1 MN/m ²	36,3 MN/m ²
Maximalwert	104,9 %	91,4 MN/m ²	64,5 MN/m ²
Standardabweichung	1,3 %	4,1 MN/m ²	7,4 MN/m ²

Tab. 8-12: Ergebnisse der Eigenüberwachungs- und Kontrollprüfungen, grobkörniges Material über qualifizierter Bodenverbesserung, Hinterfüllbereiche 3 und 4.

ge mit der Walze, die teilweise ohne Vibration ausgeführt wurden, konnten dynamischen Verformungsmoduln E_{vd} von 50 MN/m² nur bei einigen Prüfpunkten erreicht werden, da die oberen Zentimeter wieder aufgelockert wurden. Die daraufhin ausgeführten statischen Plattendruckversuche ergaben ausreichend hohe Verformungsmoduln E_{V2} größer 80 MN/m². E_{vd} -Werte größer 50 MN/m² konnten nur in den Bereichen erzielt werden, die zusätzlich mit dem Plattenrüttler verdichtet wurden (Planum und 2 m Streifen am Widerlager).

8.6 Oberbau

Der Streckenabschnitt wurde in Asphaltbauweise mit folgendem Oberbau ausgeführt (Oberbau gem. RStO 01, Tafel 1, Zeile 1, Bauklasse SV):

- 3,5 cm Gussasphalt 0/11S (Splittmastixasphalt 0/11S im Standstreifen),
- 8,5 cm Asphaltbinder,
- 22 cm Asphalttragschicht,
- 31 cm Frostschuttschicht 0/45.

Auf der Oberkante der Frostschuttschicht mit Betonrecycling 0/45 wurden im Rahmen der Kontrollprüfungen mit zwei statischen Plattendruckversuchen Verformungsmoduln E_{V2} zwischen 126 und 157 MN/m² nachgewiesen.

Der Einbau der Deckschichten erfolgte durchgehend über das Brückenbauwerk hinweg, wobei im Bereich der Fahrstreifen Gussasphalt 0/11S und im Bereich des Standstreifens Splittmastixasphalt 0/11S eingesetzt wurde. Am Übergang zwischen Hinterfüllung und Brückenbauwerk wurden abschließend Fugen nach RiZ ABS 4 eingeschnitten und mit dauerelastischer Vergussmasse verfüllt.

9 Messtechnik am BW 15

Am Bauwerk 15 wurde folgende Messtechnik eingesetzt (vgl. Anlage 6):

- 8 Neigungsmessrohre horizontal, längs zur Fahrbahn, untere Lage, N1 bis N8,
- 2 Neigungsmessrohre horizontal, quer zur Fahrbahn, Q1 und Q2,
- 8 Streckenmessrohre horizontal, längs zur Fahrbahn, obere Lage, S1 bis S8,
- 2 Dreifach-Extensometer senkrecht zum Widerlager, E1 bis E6,
- 24 Erddruckgeber an der Widerlagerrückseite, D01 bis D24,
- 12 Temperaturregeber, T01 bis T12,
- automatische Feldmessstation,
- 8 Festpunktpfeiler,
- 24 Zielmarken für geodätische Anbindung,
- 60 Höhenbolzen im Standstreifen und neben Kopfpunkten der Messrohre.

9.1 Horizontalmessstellen

Die horizontalen Messrohre wurden in zwei Ebenen eingebaut. Die untere Ebene mit den Neigungsmessrohren N1 bis N8 lag so tief wie möglich (0,80 m über Fundamentoberkante). Die obere Ebene mit den Streckenmessrohren S1 bis S8 wurde so hoch wie möglich angeordnet (2,40 m unter Fahrbahnoberkante), damit die Setzungen innerhalb der Hinterfüllung von den Untergrundsetzungen getrennt werden konnten.

Die Messrohre verlaufen längs zur Fahrbahn jeweils paarweise pro Hinterfüllbereich unter der Mitte des 1. und 3. Fahrstreifens. Die Kopfpunkte liegen in Leerrohren im Widerlager, die bereits bei der Herstellung der Widerlager in die Schalung eingebaut wurden. In den Rohrdurchführungen wurden die Längsmessrohre mit Dichtungseinsätzen fest mit dem Widerlager verbunden und die Bereiche hinter den Dichtungen vollständig mit Montageschaum verfüllt. Die Längsmessrohre wurden über die Hinterfüllbereiche hinaus eingebaut und binden ca. 3,0 m im anstehenden Material hinter der Baugrubenböschung ein. Alle Messrohre wurden in ca. 50 cm tiefen Gräben verlegt, um Beschädigungen beim Einbau der folgenden Schüttlagen zu vermeiden.

Die Neigungsmessrohre Q1 und Q2 verlaufen im Bereich der Baugrubenböschung parallel zu den Widerlagern und damit in einem Winkel von ca. 45° quer zur Fahrbahn über die gesamte Fahrbahnbreite. Die Kopfpunkte liegen im Bereich der Dammböschung. Einen Überblick über die eingebauten Messrohre gibt Tab. 9-1.

Messrohr	Typ	Hinterfüllbereich, Achse, RiFa	Lage (unter Fahrstreifen)	Abstand zur OK Fahrbahn	Länge	Einbau
N1	Neigungsmessr.	Bereich 1, Achse 10, RiFa Wiesbaden	u. Fahrstr. 1	6,25 m	13 m	06.02.08
N2	Neigungsmessr.		u. Fahrstr. 3	6,85 m	13 m	06.02.08
S1	Streckenmessr.		u. Fahrstr. 1	2,40 m	22 m	14.02.08
S2	Streckenmessr.		u. Fahrstr. 3	2,40 m	22 m	14.02.08
Q1	Neigungsmessr.		quer	2,00-3,00 m	30 m	14.02.08
N5	Neigungsmessr.	Bereich 2, Achse 20, RiFa Wiesbaden	u. Fahrstr. 1	5,80 m	20 m	17.12.07
N6	Neigungsmessr.		u. Fahrstr. 3	6,40 m	14 m	17.12.07
S5	Streckenmessr.		u. Fahrstr. 1	2,40 m	23 m	01.02.08
S6	Streckenmessr.		u. Fahrstr. 3	2,40 m	21 m	01.02.08
Q2	Neigungsmessr.		quer	2,10-3,20 m	27 m	01.02.08
N3	Neigungsmessr.	Bereich 3, Achse 10, RiFa Frankfurt	u. Fahrstr. 3	6,40 m	12 m	10.09.08
N4	Neigungsmessr.		u. Fahrstr. 1	6,95 m	12 m	10.09.08
S3	Streckenmessr.		u. Fahrstr. 3	2,40 m	21 m	03.11.08
S4	Streckenmessr.		u. Fahrstr. 1	2,40 m	21 m	03.11.08
Q3	Neigungsmessr.		quer	1,90-3,10 m	30 m	03.11.08
N7	Neigungsmessr.	Bereich 4, Achse 20, RiFa Frankfurt	u. Fahrstr. 3	5,95 m	15 m	10.09.08
N8	Neigungsmessr.		u. Fahrstr. 1	6,50 m	17 m	10.09.08
S7	Streckenmessr.		u. Fahrstr. 3	2,40 m	22 m	04.11.08
S8	Streckenmessr.		u. Fahrstr. 1	2,40 m	25 m	04.11.08
Q4	Neigungsmessr.		quer	2,00-3,20 m	33 m	04.11.08
Q1 und Q3 bilden durchgängiges Quermessrohr, Gesamtlänge 57 m						
Q2 und Q4 bilden durchgängiges Quermessrohr, Gesamtlänge 63 m						

Tab. 9-1: Horizontalmessrohre am Bauwerk BW 15

9.2 Erddruckgeber

Das Bauwerk 15 wurde als schiefwinkliger Rahmen hergestellt. Die Temperaturverformungen des Überbaus führen zu zyklischen Verformungen der Widerlager. Das Messprogramm wurde daher um die in Anlage 6 auf Seite 3 dargestellten Erddruckgeber und Extensometer ergänzt.

In den Hinterfüllbereichen 1 und 3 wurde in Fahrbahnachse ein Profil mit jeweils acht Erddruckgebern in unterschiedlichen Höhenlagen angelegt. Die Geber wurden in jedem Profil jeweils paarweise angeordnet, um die Messwerte paarweise zu verifizieren und eine redundante Messanordnung zu erreichen.

Um auch Unterschiede im Erddruck in der stumpf- und spitzwinkligen Ecke des Rahmenbauwerkes erfassen zu können, wurden in einer Tiefe von 2,3 m zusätzliche Geber angeordnet. Einen Überblick gibt Tab. 9-2. Es wurden elektrische Erddruckgeber Typ Glötzl EEK 20/30 K5 B Z4 mit den folgenden Eigenschaften eingesetzt:

- Hydraulisches Druckkissen mit Ölfüllung und elektrischem Druckaufnehmer.
- Druckkissengröße 20 cm x 30 cm (Breite x Länge).
- Piezoelektrischer Drucksensor mit 4-Leiter-System.

Tiefe unter OK Fahrbahn	Vertikalspannung (bei Feuchtwichte $\gamma_f = 21,5 \text{ kN/m}^3$)	Erddruckgeber im Hinterfüllbereich 1	Erddruckgeber im Hinterfüllbereich 3
1,3 m	28,0	D07, D08	D19, D20
2,3 m	49,5	D05, D06, D09, D10, D11, D12	D17, D18, D21, D22, D23, D24
4,3 m	92,5	D03, D04	D15, D16
6,4 m	137,6	D01, D02	--
6,7 m	144,1	--	D13, D14

Tab. 9-2: Erddruckgeber am Bauwerk BW 15.

- Belastungsbereich 0 bis 2 bar.

Acht Erddruckgeber wurden zusätzlich mit einem hydraulischen Kompensationsventil Typ Glötzl VHD für pneumatische Messung mittels Luftmengenregler ausgerüstet.

Im Hinterfüllbereich 1 wurden die Erddruckgeber direkt an der Widerlagerwand befestigt (Bild 9-1). Beim folgenden Einbau der jeweiligen Schüttlage wurde im direkten Kontaktbereich des Gebers Sand 0/2 eingebaut und das Material vorsichtig mit einem Stampfer verdichtet. Im Gegensatz dazu erfolgte der Einbau der Erddruckgeber im Hinterfüllbereich 3 mit der qualifizierten Bodenverbesserung zwischen EPS-Schicht und Widerlager, indem passgenaue Aussparungen in der EPS-Schicht hergestellt wurden (Bild 9-2). Die Aussparung wurde abschließend mit dem herausgeschnittenen und an das Druckkissen angepassten EPS-Stück verschlossen. Weitere Aufnahmen vom Einbau der Geber enthält die Fotodokumentation in Anlage 7 auf den Seiten 9 und 10. Die elektrischen Druckaufnehmer wurden an eine automatische Feldmesstation angeschlossen, mit der ein Messwert pro Stunde erfasst wird.

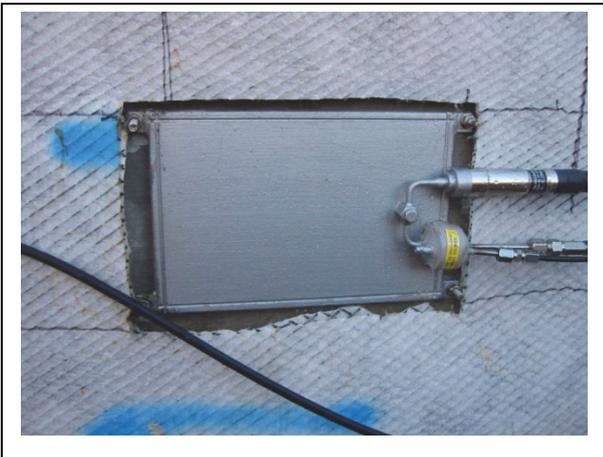


Bild 9-1: Einbau Erddruckgeber Hinterfüllbereich 1.



Bild 9-2: Einbau Erddruckgeber Hinterfüllbereich 3.

9.3 Temperaturgeber

Um den Temperaturverlauf am Bauwerk 15 zu erfassen, wurden insgesamt 12 Temperaturgeber mit Sensor PT 100 eingebaut und an die Feldmessstation angeschlossen. Ihre Lage ist in Anlage 6, Seite 3 dargestellt. Einen Überblick gibt Tab. 9-3.

erfasste Temperatur	Temperaturgeber
Lufttemperatur unter dem Brückenbauwerk	T10
Betonoberflächentemperatur Brückenbauwerk, Luftseite	T05, T06, T12
Oberflächentemperatur Widerlagerbeton, Erdseite	T01 bis T04, T07, T11
Betontemperatur im Brückenüberbau	T08, T09

Tab. 9-3: Temperaturgeber am Bauwerk BW 15.

9.4 Extensometer

Die Relativverformungen zwischen Widerlager und Hinterfüllung können mit zwei dreifach-Kunststoffstangen-Extensometern mit elektrischen Wegaufnehmern vom Typ Glötzl GWLG 22 erfasst werden, die in Leerrohren senkrecht zum Widerlager eingebaut wurden.

Das Dreifach-Extensometer im Hinterfüllbereich 1 besteht aus drei Kunststoffstangen-Extensometern Typ Glötzl GKTE 16 einschließlich versenkbarem Messkopf und Ankerplatten. Die einzelnen Längen betragen $E1 = 5,00$ m, $E2 = 2,50$ m und $E3 = 1,20$ m (Abstand zwischen Abschlussdeckel und Ankerpunkt). Mit dem Extensometer E3 werden die Verformungen des Widerlagers in Folge von Schwinden und Temperatureinwirkungen erfasst. Die Differenz zu den Messwerten der Extensometer E1 und E2 ergibt die Relativverschiebung zwischen Hinterfüllung und Widerlager. Beim Extensometer E1 trat zu Beginn der Messungen eine Funktionsstörung ein, die am 12.05.08 behoben wurde.

Beim Dreifach-Extensometer im Hinterfüllbereich 3, das im zweiten Bauabschnitt eingebaut wurde, wurden die Längen der einzelnen Extensometerstangen aufgrund der hohen Festigkeit der qualifizierten Bodenverbesserung verringert ($E4 = 3,00$ m, $E5 = 1,60$ m, $E6 = 1,20$ m). Das Extensometer E6 diente wieder zur Erfassung der Auswirkungen von Schwinden und Temperatur auf den Widerlagerbeton.

Die elektrischen Wegaufnehmer wurden dem Baufortschritt folgend an die Messstation angeschlossen, so dass stündlich ein Messwert erfasst werden konnte.

9.5 Messeinrichtungen für Lage- und Höhenmessungen

Für die Anbindung der Höhe wurden neben den Kopfpunkten der Neigungs- und Streckenmessrohre horizontale Messbolzen im Widerlager und in den L-Elementen der Quermessrohre eingebaut, die bei jeder Messkampagne eingemessen wurden.

Über jedem Hinterfüllbereich wurden in der Fahrbahn des Randstreifens jeweils 13 Messbolzen aus Messingguss mit Zentrierung eingebaut, so dass der Kopf ca. 3 mm unter der Fahrbahnoberkante lag. Jeweils ein Messbolzen wurde über dem Brückenwiderlager angeordnet (vgl. Lageplan in Anlage 6, Seite 1). Durch die Verwendung einer Invarlatte mit Spitze konnten somit die Verformungen der Fahrbahn im Randstreifen über den Hinterfüllungen ermittelt werden.

Für Lagemessungen der Brückenwiderlager wurden insgesamt 24 Messingplatten mit Zielmarken an den Widerlagern befestigt (Bild 9-3). Als Bezugspunkte für die Lagemessungen dienten acht Beobachtungspfeiler, die frostfrei gegründet wurden.

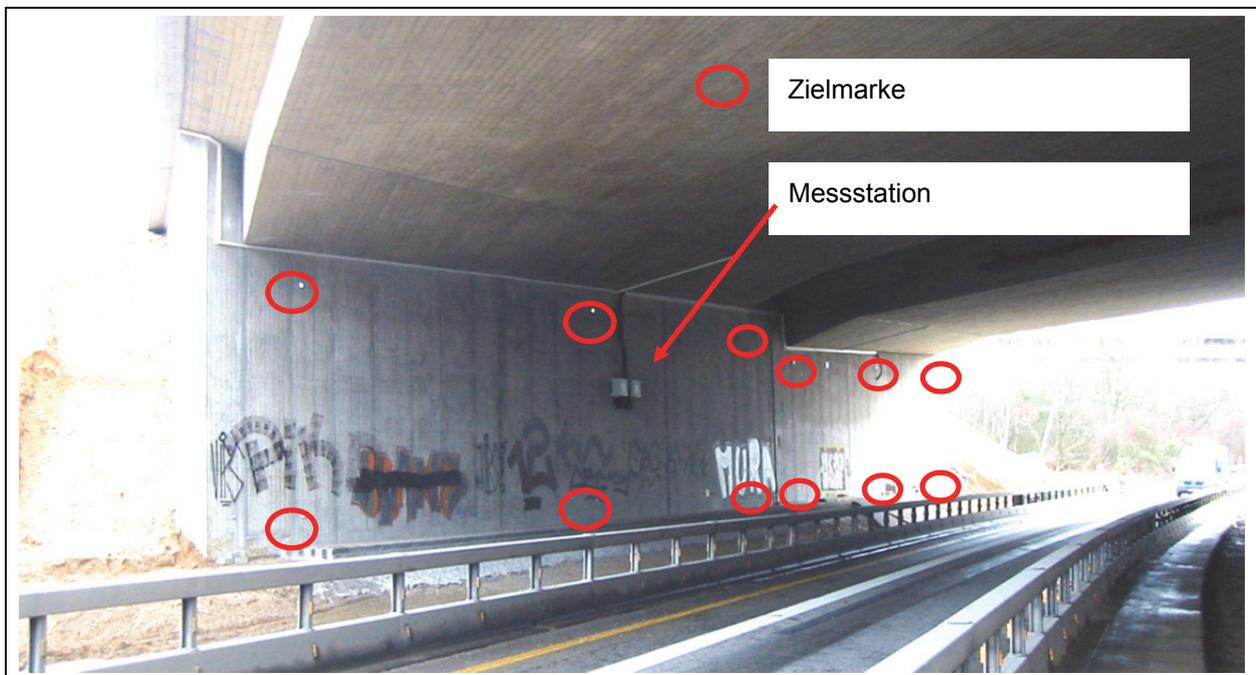


Bild 9-3: Widerlager Frankfurt mit insgesamt 12 Zielmarken für Lagemessung und automatischer Messstation.

10 Messergebnisse am BW 15

10.1 Durchgeführte Messungen am BW 15

Die Setzungen der Brückenwiderlager wurden über mehrere Nivellements der Höhenbolzen an den Brückenwiderlagern bereits während der Bauzeit erfasst.

Erste Messungen der unteren Längsmessrohre wurden ca. 14 Tage nach dem Einbau ausgeführt. Die Kopfpunkte der oberen Messrohre liegen nur 50 cm unter der Unterkante des Brückenüberbaus. Aufgrund der Höhe des Traggerüstes, das für die Herstellung des Brückenüberbaus erforderlich war, waren die oberen Messrohre erst nach Ausbau des Traggerüstes für Messungen mit der Streckenmesssonde zugänglich, so dass die oberen Messrohre erst während der Messkampagnen vor der Verkehrsfreigabe zum ersten Mal mit der Sonde befahren werden konnten.

Wenige Tage nach dem Einbau der Asphaltdeckschichten folgte das Nivellement der Fahrbahnoberfläche mit jeweils drei Messlinien (Standstreifen, 1. Fahrstreifen und 3. Fahrstreifen). Zusätzlich wurde die Fahrbahnoberfläche mit einem Laserscan jeweils vor Verkehrsfreigabe erfasst. Die Lagemessungen der sechs Messmarken pro Widerlager wurden ausgehend von den acht Festpunktpfeilern bei den Messungen vor Verkehrsfreigabe und bei allen Folgemessungen ausgeführt.

Einen Überblick über die am BW 15 vorgenommenen Messkampagnen enthält Tab. 10-1. Bis Juli 2010 wurden vollständige Messkampagnen etwa halbjährlich durchgeführt. Bei diesen Messkampagnen wurden alle Horizontalmessstellen eingemessen, Nivellements der Brückenpunkte und der Fahrbahnoberfläche im Standstreifen durchgeführt sowie Lagemessungen der Zieltafeln an den Brückenwiderlagern vorgenommen. Vier weitere Lagemessungen wurden 2011 und 2012 jeweils im Sommer und im Winter ausgeführt. Die Setzungen im Standstreifen ca. 4 Jahre nach Verkehrsfreigabe wurden mit einem erneuten Nivellement im September 2012 ermittelt.

Zeitraum	Messreihe	
Februar 2008	MR 00	Erstmessung aller bis dahin installierten Messstellen, sofern zugänglich,
März 2008	MR 05	Messung aller im 1. BA eingebauten Messrohre vor Verkehrsfreigabe der RiFa Wiesbaden, Lagemessung der Widerlager, Nivellement Fahrbahnoberfläche RiFa Wiesbaden, Erfassung Fahrbahnoberfläche RiFa Wiesbaden mit Laserscanner.
Dezember 2008	MR 10	1. Wiederholungsmessung der Messrohre RiFa Wiesbaden, Messung aller im 2. BA eingebauten Messrohre vor Verkehrsfreigabe RiFa Frankfurt, Lagemessung der Widerlager, Nivellement Fahrbahnoberfläche RiFa Frankfurt und Wiesbaden, Erfassung Fahrbahn RiFa Frankfurt mit Laserscanner, Ausführung von FWD-Versuchen durch die BAST.
Juni 2009	MR 11	Zweite Wiederholungsmessung unter Verkehrsbelastung RiFa Wiesbaden, Erste Wiederholungsmessung unter Verkehrsbelastung RiFa Frankfurt.
Januar 2010	MR 12	3. Wiederholungsmessung unter Verkehrsbelastung RiFa Wiesbaden, 2. Wiederholungsmessung unter Verkehrsbelastung RiFa Frankfurt.
Juli 2010	MR 13	4. Wiederholungsmessung unter Verkehrsbelastung RiFa Wiesbaden, 3. Wiederholungsmessung unter Verkehrsbelastung RiFa Frankfurt.
September 2012		Fahrbahnnivellement (keine Messung der Horizontalmessstellen) 5. Wiederholungsmessung unter Verkehrsbelastung RiFa Wiesbaden, 4. Wiederholungsmessung unter Verkehrsbelastung RiFa Frankfurt.

Tab. 10-1: Überblick über die am BW 15 durchgeführten Messkampagnen.

10.2 Verkehrsbelastung am BW 15

Im Bereich des Krifteler Dreiecks werden an einer Vielzahl von Zählstellen die Verkehrsmengendaten kontinuierlich erfasst, wobei eine Einteilung in zwei Fahrzeugklassen erfolgt. Für das Forschungsvorhaben wurden durch die Verkehrszentrale Hessen freundlicherweise die Daten von insgesamt 10 Zählstellen zur Verfügung gestellt, so dass die Verkehrsbelastung am untersuchten Brückenbauwerk bestimmt werden konnte.

In jeder Richtungsfahrbahn lag die durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke DTV-Kfz bei ca. 43000 Kraftfahrzeugen bei einem Anteil des Schwerverkehrs von 5,4% (DTV-SV ca. 2200). Aufgrund der 4+0 Verkehrsführung über die RiFa Wiesbaden im 2. Bauabschnitt ergaben sich für die beiden Richtungsfahrbahnen unterschiedliche Überrollungen bis zu den jeweiligen Messkampagnen, die in Tab. 10-2 enthalten sind. Während der 4+0 Verkehrsführung überquerten insgesamt ca. 23 Mio. Kraftfahrzeuge das BW 15 über die Brückenhälfte der RiFa Wiesbaden. Bis zur Messung im September 2012 waren es ca. 81 Mio. Fahrzeuge, wobei der Anteil der Fahrzeuge des Schwerverkehrs bei 4,3 Mio. Fahrzeugen lag. Die Umrechnung in äquivalente 10-t-Achsübergänge ergab für diese Richtungsfahrbahn ca. 4,7 Mio. Überrollungen bis September 2012.

Die Überrollungen des Brückenbauwerks in der Richtungsfahrbahn Frankfurt waren bis September 2012 etwas kleiner und lagen bei insgesamt 62 Mio. Fahrzeugen, davon 3,2 Mio. Fahrzeuge des Schwerverkehrs. Dies entspricht einer Belastung von ca. 3,5 Mio. Übergängen mit einer äquivalenten 10-t-Achse.

Zeitraum Messreihe	Überrollungen am BW 15					
	RiFa Wiesbaden Verkehrsfreigabe März 2008 4+0 Verkehr bis Dezember 2008			RiFa Frankfurt Verkehrsfreigabe Dezember 2008		
	Kfz	SV	äquiv.10-t- Achzüberg.	Kfz	SV	äquiv.10-t- Achzüberg.
bis Dezember 2008 MR 11	23,06 Mio.	1,33 Mio.	1,45 Mio.	4+0 Verkehr auf RiFa Wiesbaden		
bis Juni 2009 MR 12	32,02 Mio.	1,76 Mio.	1,92 Mio.	9,00 Mio.	0,46 Mio.	0,50 Mio.
bis Januar 2010 MR 13	40,81 Mio.	2,19 Mio.	2,39 Mio.	18,51 Mio.	0,95 Mio.	1,03 Mio.
bis Juli 2010 MR 13	48,23 Mio.	2,59 Mio.	2,83 Mio.	26,78 Mio.	1,41 Mio.	1,53 Mio.
bis Sept. 2012	81,30 Mio.	4,32 Mio.	4,72 Mio.	62,04 Mio.	3,23 Mio.	3,53 Mio.

Tab. 10-2: Überrollungen am Bauwerk 15 seit Verkehrsfreigabe der jeweiligen Brückenseiten.

10.3 Setzungen Brückenbauwerk

Die Setzungen der Messbolzen an den Widerlagern des Brückenbauwerks sind in Bild 10-1 und Bild 10-2 dargestellt. Im ersten Bauabschnitt traten während der Bauarbeiten bis zur Verkehrsfreigabe der Richtungsfahrbahn Wiesbaden im März 2008 Setzungen von ca. 4 mm an beiden Widerlagern ein. Nach der Verkehrsfreigabe am 09.03.08 zeigte sich eine deutliche Abnahme der Setzungsgeschwindigkeit an den Widerlagern der RiFa Wiesbaden. Bis zum Dezember 2008 wurde an den äußeren Bolzen A1 und A5 noch eine Setzungszunahme von ca. 1 mm ermittelt. Bei den inneren Bolzen A2 und A6 war die Setzungszunahme mit ca. 2 mm deutlich größer.

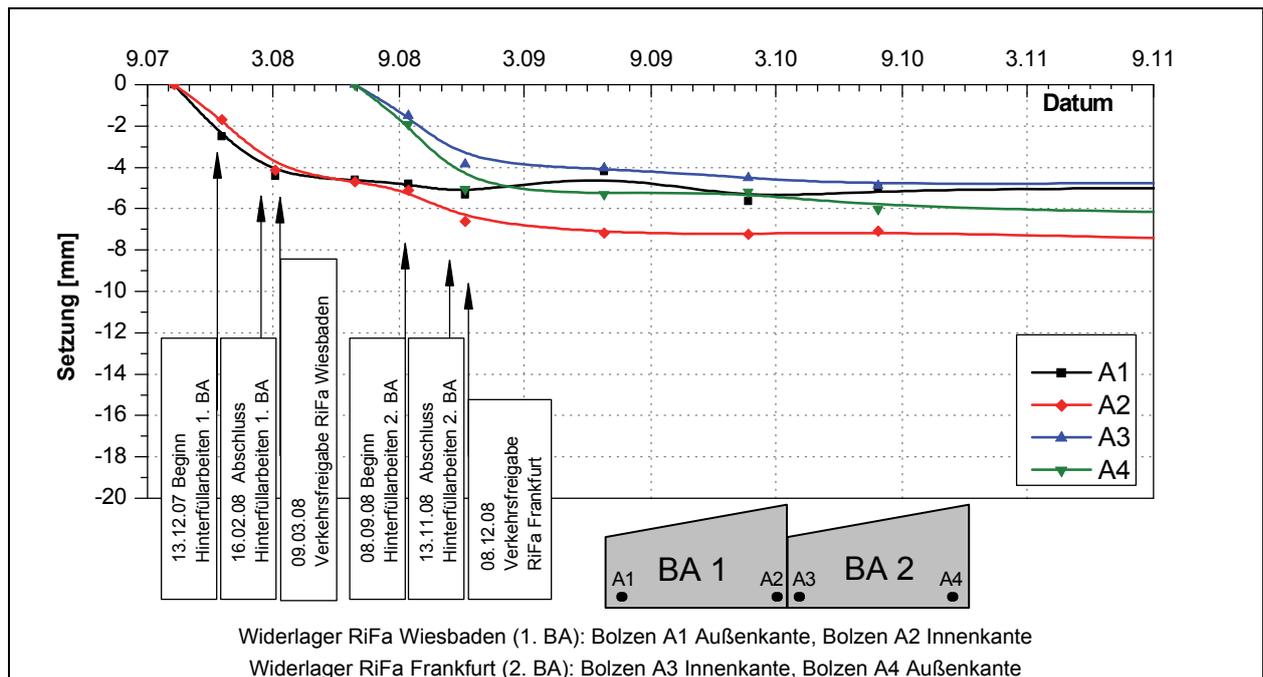


Bild 10-1: Setzungen der Brückenbolzen Widerlager Frankfurt, Achse 10

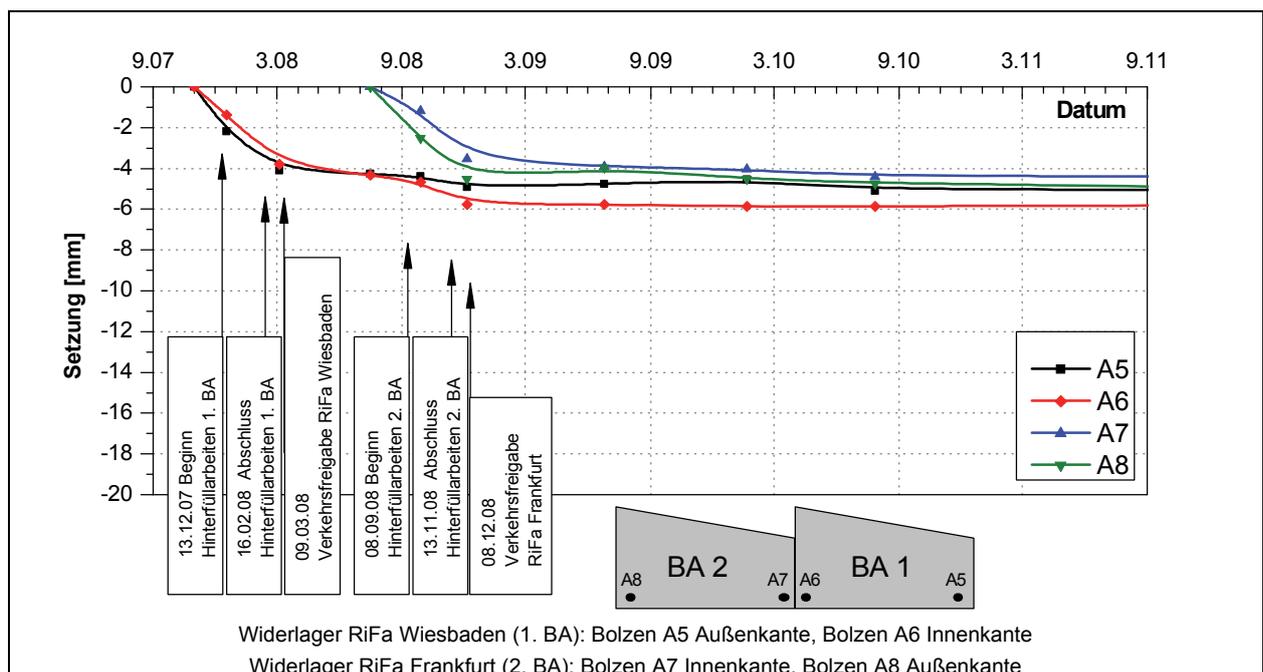


Bild 10-2: Setzungen der Brückenbolzen Widerlager Wiesbaden, Achse 20

Die stärkere Setzung der inneren Bolzen A2 und A6 steht im Zusammenhang mit der Herstellung des Brückenbauwerks für die RiFa Frankfurt im zweiten Bauabschnitt, da insbesondere mit dem Beginn der Hinterfüllarbeiten im Hinterfüllbereich 3 und 4 eine deutliche Zunahme der Setzungsgeschwindigkeit an diesen Messbolzen verbunden war.

Die Setzungsbeträge an den Widerlagern der Richtungsfahrbahn Frankfurt (Bolzen A3, A4, A7, A8) lagen während der Bauausführung mit 3,5 bis maximal 5,0 mm in der Größenordnung der Setzungen, die während der Bauzeit im ersten Bauabschnitt an den Widerlagern der RiFa Wiesbaden eingetreten waren (Bolzen A1, A2, A5, A6).

Bei den weiteren Nivellements der Brückenbolzen ab 2009 bis zur letzten Messung im September 2012 wurde keine signifikante Setzungszunahme am Widerlager verzeichnet. Mit maximal 7 mm waren die Setzungen am Bauwerk 15 somit deutlich geringer als die Setzungen am Bauwerk 37 mit bis zu 24 mm. Die Ursache liegt in der hohen Tragfähigkeit des am Bauwerk 15 im Untergrund anstehenden Mainschotter, bei dem aufgrund des hohen Steifemoduls wesentlich geringere Entlastungshebungen durch den Abriss der alten Brücke und des Baugrubenaushubs als am Bauwerk 37 eintraten.

10.4 Setzungen der Fahrbahnoberfläche

10.4.1 Setzungen der Fahrbahnoberfläche RiFa Wiesbaden

Wenige Tage nach Einbau der Deckschichten vor Freigabe der Richtungsfahrbahn Wiesbaden für den 4+0-Verkehr wurde ein Nivellement der in die Fahrbahndecke versenkt eingebauten Messbolzen und zusätzlich ein Nivellement mit direktem Aufsetzen der Messlatte im späteren Standstreifen ausgeführt. Nach der Verkehrsumlegung am 08.12.2008 konnte am 22.12.2008 die erste Wiederholungsmessung vorgenommen werden. Insgesamt wurden an der Fahrbahnoberfläche der RiFa Wiesbaden die folgenden Nivellements ausgeführt:

- Bezugsmessung vor Verkehrsfreigabe: 05.03.2008,
- 1. Wiederholung: 22.12.2008,
- 2. Wiederholung: 25.06.2009,
- 3. Wiederholung: 21.01.2010,
- 4. Wiederholung: 28.07.2010,
- 5. Wiederholung: 13.09.2012.

Die Verformungen der Fahrbahnoberfläche seit der Nullmessung vom 05.03.2008 zeigt Bild 10-3 für die Nivellementszüge, bei denen die Messlatte direkt auf die Asphaltoberfläche aufgesetzt wurde. Die Setzungen der versenkten Messbolzen, die im Wesentlichen mit der Darstellung in Bild 10-3 übereinstimmen, können Anlage 9, Seite 1 entnommen werden.

Sowohl über den an die Hinterfüllungen anschließenden Dammbereichen als auch direkt über den Brückenwiderlagern hat sich die Fahrbahnoberfläche um ca. 2 bis 3 mm gesetzt. Die größten Verformungen traten in Brückenmitte mit bis zu 8 mm auf, was einem Durchhang des Brückenüberbaus von ca. 5 mm bei der Wintermessung 2010 entspricht. Es zeigten sich im Bereich des Brückenfeldes deutliche Unterschiede zwischen Sommer- und Wintermessung. Die vertikalen Verformungen betragen in Brückenmitte zwischen Sommer und Winter bis zu 4 mm und waren somit größer, als die Setzungen über den Hinterfüllungen.

Über dem Hinterfüllbereich 1 mit grobkörnigem Boden lagen die Setzungen bereits im Winter 2010 bei ca. 4 mm, wobei bei den Sommermessungen leichte Hebungen von ca. 1,5 mm im Vergleich zu den Wintermessungen zu beobachten waren. Direkt am Übergang Brücke/Hinterfüllung zeigte sich ein Setzungssprung von ca. 1 mm, der auch am Übergang zwischen Brücke und Fahrbahn oberhalb der

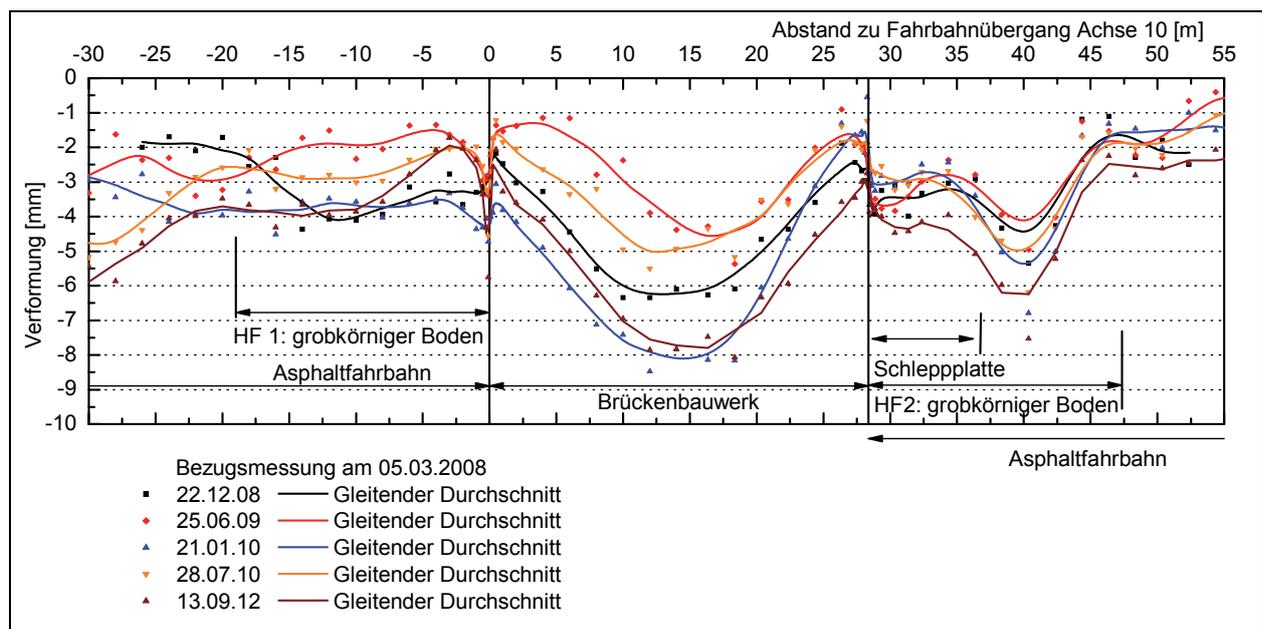


Bild 10-3: Nivellement der Fahrbahnoberfläche im Standstreifen der RiFa Wiesbaden, die während BA 2 für den 4+0 Verkehr genutzt wurde, Setzungen seit Nullmessung am 05.03.2008.

Schleppplatte auftrat. Bei der Messung im September 2012, die 4,5 Jahre nach Verkehrsfreigabe vorgenommen wurde, war über der Hinterfüllung 1 mit dem grobkörnigen Referenzmaterial keine Zunahme bei den Setzungen zu verzeichnen. Die Setzungen blieben in der Größenordnung von ca. 4 mm, sowohl beim direkten Nivellement der Fahrbahnoberfläche als auch beim Nivellement der versenkten Messmarken. Nur im anschließenden Streckenbereich nahmen die Setzungen auf maximal 6 mm zu.

Oberhalb der Schleppplatte im Hinterfüllbereich 2 blieben die Setzungen der Fahrbahnoberfläche bis zum Juli 2010 annähernd konstant bei ca. 3 mm, so dass auch hier ein Sprung von ca. 1,0 mm direkt am Übergang eintrat. Allerdings zeigte sich hinter der Schleppplatte eine deutliche Zunahme der Setzungen auf ca. 5 mm, die im anschließenden Dammbereich wieder auf 2 mm abnahmen. Bei der Messung am 19.09.2012 hatte sich die Fahrbahn über der Schleppplatte um ca. 1 mm gesetzt. Die Setzungen lagen nun bei ca. 4 mm. Auch die Mulde hinter der Schleppplatte hatte sich um 1 mm auf ca. 6 mm vertieft.

Die Setzungen der Fahrbahnoberfläche werden in Abschnitt 11.1 bewertet.

10.4.2 Setzungen der Fahrbahnoberfläche RiFa Frankfurt

Die RiFa Wiesbaden wurde am 08.12.2008 für den Verkehr freigegeben. Das Nivellement der Fahrbahnoberfläche erfolgte kurz vorher, am 05.12.2008, wenige Tage nach dem Einbau der Asphaltdeckschicht. Es wurden die folgenden Nivellements vorgenommen:

- Bezugsmessung vor Verkehrsfreigabe: 05.12.2008,
- 1. Wiederholung: 25.06.2009,
- 2. Wiederholung: 21.01.2010,
- 3. Wiederholung: 28.07.2010,
- 4. Wiederholung: 13.09.2012.

In Anlage 9, Seite 2 sind die Ergebnisse des Nivellements der versenkten Höhenbolzen und des Nivellements mit direktem Aufsetzen der Messlatte auf die Fahrbahnoberfläche dargestellt. Aus Gründen der Übersichtlichkeit enthält Bild 10-4 nur die Auswertung für das Nivellement mit direktem Aufsetzen der Messlatte, da dafür ein durchgehender Nivellementszug zur Verfügung steht. Wie bereits bei der Auswer-

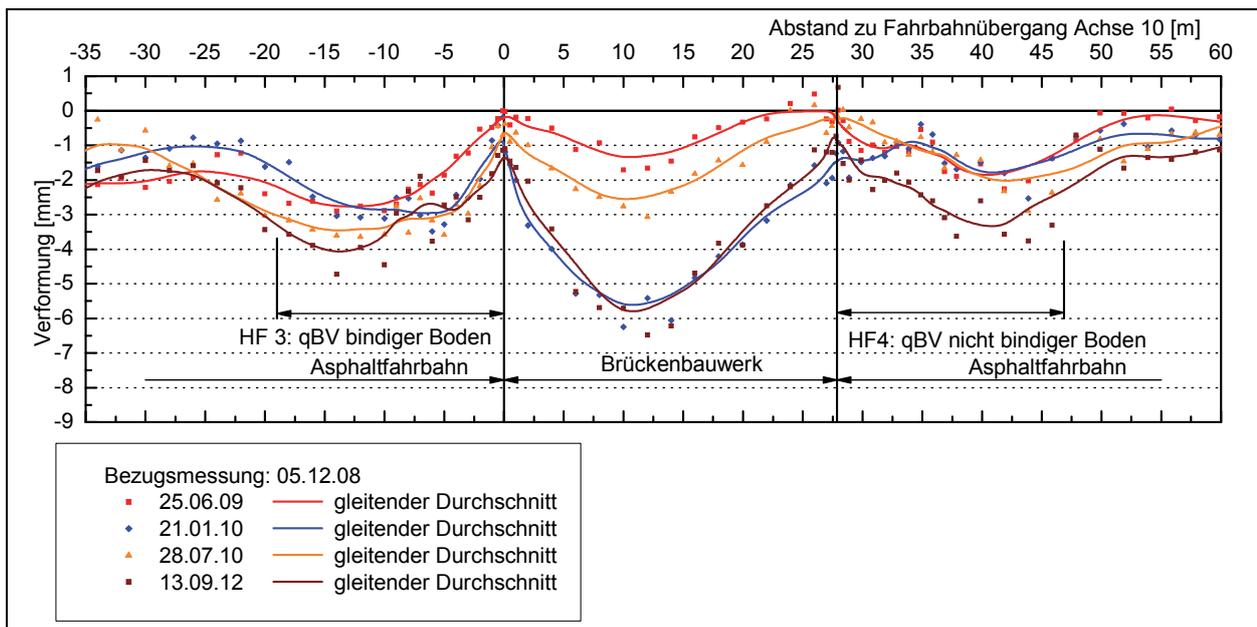


Bild 10-4: Nivellement der Fahrbahnoberfläche im Standstreifen der RiFa Frankfurt, Setzungen seit Nullmessung am 05.12.2008.

Für die RiFa Frankfurt ist festzustellen, dass die größten Verformungen in der Mitte des Brückenüberbaus eintraten. Hier wurden gleichzeitig auch die stärksten Differenzen zwischen Sommer- und Wintermessung ermittelt, die bis zu 5 mm betragen.

Beim Übergang zum Hinterfüllbereich 3 nahmen die Setzungen in den ersten fünf Metern um ca. 2 mm auf insgesamt 3 mm zu. Der Übergang zwischen Brückenbauwerk und Hinterfüllbereich 4 erfolgte ohne Sprünge bei konstant ca. 1 mm Setzung. Erst in einem Abstand von ca. 10 m zum Widerlager nahmen die Setzungen auf 3 mm zu.

Die Setzungen der Fahrbahnoberfläche waren über dem Hinterfüllbereich 3 mit der qualifizierten Bodenverbesserung unter Verwendung eines bindigen Ausgangsmaterials mit bis zu 4,5 mm größer, als über dem Hinterfüllbereich 4 mit bis zu 3,5 mm.

Die bisher eingetretenen Setzungen waren auch in der RiFa Frankfurt kleiner, als die in Anlage 9, Seite 4 dokumentierten Abweichungen zur Soll-Höhe, die in weiten Bereichen ± 10 mm betragen.

Weitere Bewertungen werden in Abschnitt 11.1 vorgenommen.

10.5 Ergebnisse Horizontalmessstellen

Die Ergebnisse der Messungen der Horizontalmessstellen am BW 15 sind in Anlage 8 zusammenfassend dargestellt. Für die unteren Längsmessstellen (Nx) erfolgte eine Auswertung in Bezug auf die Nullmessung während der Bauausführung und zusätzlich unter Bezug auf die Messung vor Verkehrsfreigabe der RiFa Wiesbaden, um Vergleiche mit den Setzungen der oberen Längsmessstellen (Sx) sowie die Bestimmung der Relativverformung zwischen oberem und unterem Messrohr zu ermöglichen.

10.5.1 Setzungen im Hinterfüllbereich 1

Seit der Nullmessung am 7.2.2008 traten am Kopfpunkt der Messrohre Setzungen bis zu 3 mm auf. Die Setzungen am Kopfpunkt entsprachen den Setzungen des Widerlagers, da der Kopfpunkt fest in das Widerlager eingebunden ist. Beim Übergang in die Hinterfüllung nahmen die Setzungen während der Bauzeit sprunghaft um ca. 1 mm zu, wobei die maximalen Setzungen mit bis zu 5 mm in einem Abstand von ca. 7 m zum Kopfpunkt ermittelt wurden. Nach der Verkehrsfreigabe zeigten die unteren Messrohre relativ einheitliche Setzungen von ein bis zwei Millimetern (Bild 10-5).

Bei den oberen Messrohren zeigten sich am Übergang zwischen Widerlager und Hinterfüllung ebenfalls Relativverformungen von ein bis zwei Millimetern. Beim Messrohr S1 wurden ab einem Abstand von 4 m zum Kopfpunkt gleich bleibende Setzungsbeträge von 3,0 bis 3,5 mm ermittelt, die auch im Bereich der Einbindung in das anstehende Dammmaterial konstant blieben. Die Relativverformungen zwischen oberem und unterem Messrohr und damit die Setzungen des grobkörnigen Materials zwischen den Rohren lagen hier bei ca. 2 mm (Bild 10-5 und Anlage 8, Seite 2).

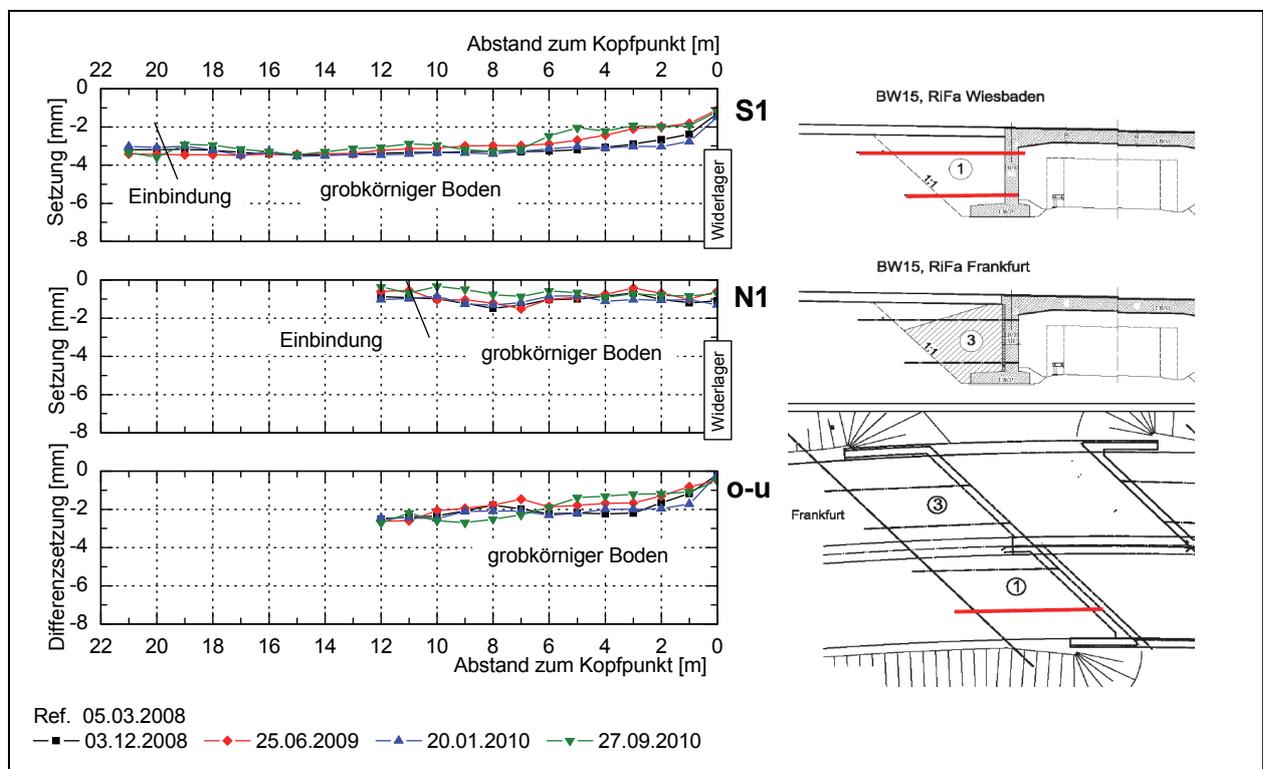


Bild 10-5: Setzungen der Messrohre S1 und N1 im Hinterfüllbereich 1 unter Bezug auf die Messung vor Verkehrsfreigabe (Messrohre in Skizzen rot hervorgehoben).

10.5.2 Setzungen im Hinterfüllbereich 2

Im Hinterfüllbereich 2 mit dem grobkörnigen Boden und der Schleppplatte in Höhe Planum zeigten sich bei den unteren Messrohren N5 und N6 seit der Nullmessung relativ konstante Setzungen von ca. 2 bis 3 mm, die im Bereich der Einbindung in das anstehende Material auf ca. 1,5 mm abnahmen (Anlage 8, Seite 5).

Nach der Verkehrsfreigabe wiesen die oberen und unteren Messrohre fast gleiche Setzungsbeträge von ca. 1,5 bis 2,0 mm auf, die mit den Setzungen der Widerlager übereinstimmen und durch Setzungen im Baugrund verursacht wurden (vgl. Bild 10-6).

Die oberen Messrohre verlaufen bis zu einem Abstand von 10 m zum Kopfpunkt ca. 0,9 m unterhalb der Schleppplatte. In diesem Bereich lagen die Setzungen der oberen Messrohre S5 und S6 bei ca. 2mm. Im Bereich hinter der Schleppplatte nahmen die Setzungen geringfügig auf maximal 3 mm zu. Die Setzungen innerhalb des grobkörnigen Bodens lagen bei maximal 1,5 mm zwischen den oberen und unteren Messrohren (Anlage 8, Seite 6).

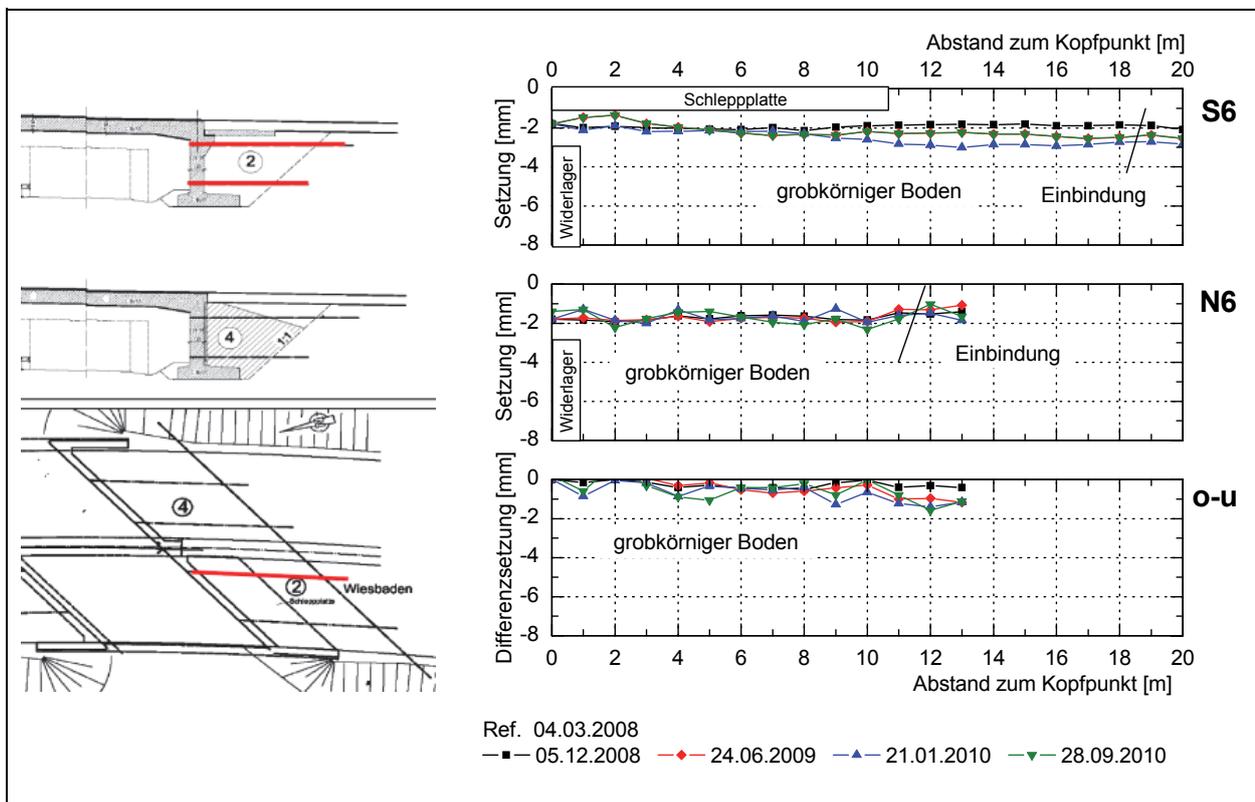


Bild 10-6: Setzungen der Messrohre S6 und N6 im Hinterfüllbereich 2 unter Bezug auf die Messung vor Verkehrsfreigabe (Messrohre in Skizzen rot hervorgehoben).

10.5.3 Setzungen im Hinterfüllbereich 3 und 4

Die Verformungen der Messrohre in den Hinterfüllbereichen 3 und 4, die im zweiten Bauabschnitt mit qualifizierten Bodenverbesserungen ausgeführt wurden, sind in Anlage 8 ab Seite 9 angegeben. Die unteren Messrohre N3, N4, N7 und N8 verlaufen hinter dem Widerlager durchgehend innerhalb des mit Zement verbesserten Materials bis zur Einbindung der letzten 2,5 m bis 3 m in den anstehenden Boden.

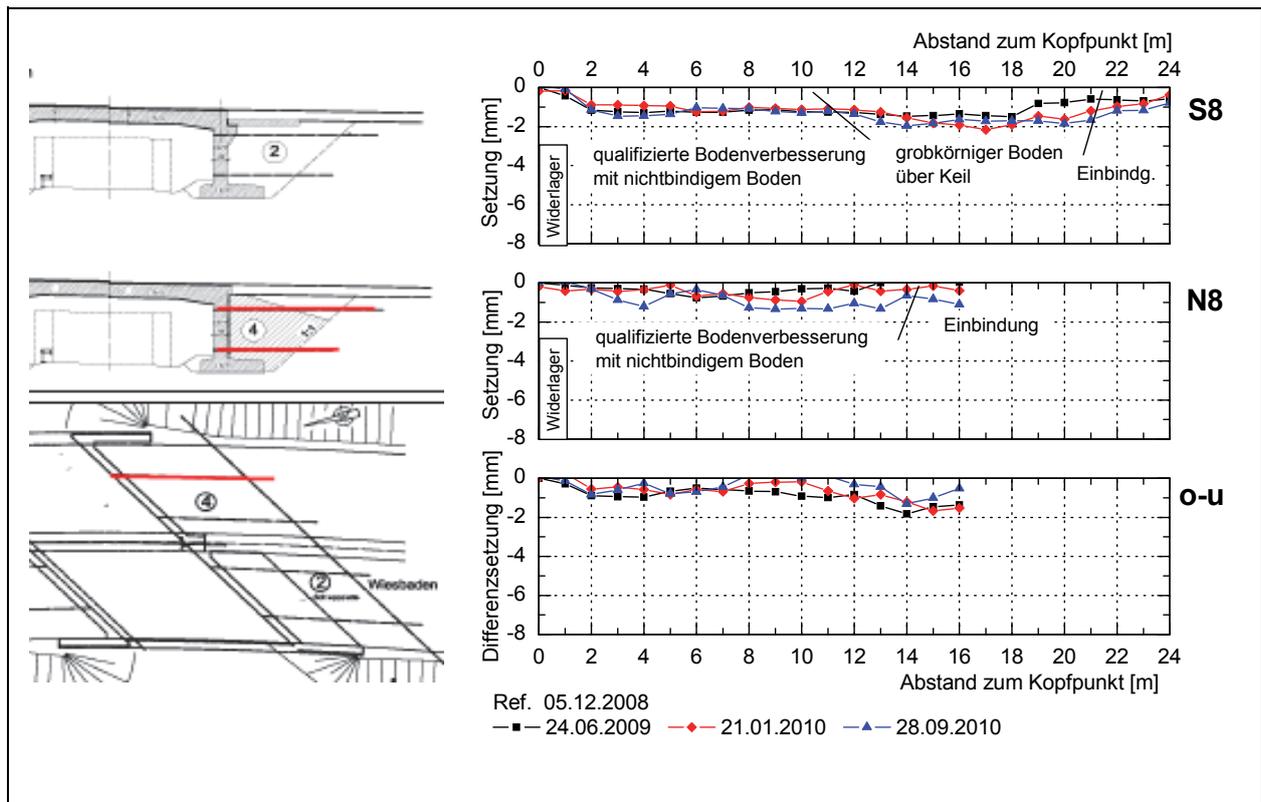


Bild 10-7: Setzungen der Messrohre S8 und N8 im Hinterfüllbereich 4 unter Bezug auf die Messung vor Verkehrsfreigabe (Messrohre in Skizzen rot hervorgehoben).

Während der Bauzeit zeigten die unteren Messrohre Setzungen von 2 bis 4 mm die über die Länge der Messrohre relativ gleichmäßig verteilt waren (gleiche Setzungen des gesamten Widerlagers, der Hinterfüllung und der Einbindung).

Die Setzungen der Messrohre unter Verkehrsbelastung verliefen in beiden Hinterfüllbereichen ähnlich und sind in Bild 10-7 am Beispiel der Messrohre N8 und S8 dargestellt. Die oberen Messrohre liegen bis ca. 11 m innerhalb der qualifizierten Bodenverbesserungen. Aufgrund der Oberflächenneigung des verbesserten Keils von 1:3 verlaufen sie anschließend im grobkörnigen Boden, der oberhalb des Keils eingebaut wurde, und binden ca. 3 m in den anstehenden Boden ein.

Trotz des Wechsels im umgebenden Material zeigten die oberen Messrohre im Hinterfüllbereich 4 annähernd konstante Setzungen von 1,0 bis 1,5 mm, die nur beim Messrohr S8 ab einem Kopfpunktabstand von 15 m leicht auf 2,0 mm zunahm (Bild 10-7).

Im Hinterfüllbereich 3, in dem die qualifizierte Bodenverbesserung mit einem bindigen Ausgangsmaterial ausgeführt wurde, ergaben sich bei den abschließenden Messungen im Juli 2010 Setzungszunahmen in einem Bereich mit einem Abstand von ca. 6 bis 18 m zum Kopfpunkt um ca. 1 mm im Vergleich zum Vorjahr (Anlage 8, Seiten 10 und 12).

Die Setzungen der unteren Messrohre waren in beiden Hinterfüllungen mit 0,5 bis 1,0 mm noch kleiner als bei den oberen Rohren. Entsprechend betragen die Relativverformungen zwischen oberem und unterem Messrohr und damit die Setzungen innerhalb der Hinterfüllung nur 0,5 bis 1,5 mm.

10.5.4 Horizontalverformungen

Mit den Streckenmessrohren konnten am BW 15 die Horizontalverschiebungen innerhalb der Hinterfüllungen und die Verschiebung zwischen Widerlager und Hinterfüllung bestimmt werden. Die ermittelten Verschiebungen für die in den stumpfen Ecken der Hinterfüllung liegenden Messrohre sind in Bild 10-8 und Bild 10-9 dargestellt.

Die Messrohre S2 und S5 wurden im ersten Bauabschnitt eingerichtet und befinden sich im Hinterfüllbereich 1 bzw. 2 (Bild 10-8). Bei der ersten Wiederholungsmessung am 01.12.2008 zeigten beide Widerlager eine von der Hinterfüllung weg gerichtete Verformung, die durch Verformungen des Brückenüberbaus infolge Temperatureinwirkungen und Schwinden verursacht wurde. Die Verschiebungsbeträge lagen bei diesen Messrohren bei ca. 1,5 mm. Die Bewegungsrichtung der Widerlager kehrte sich bis zur folgenden Sommermessung am 23.06.09 um (Verschiebung der Widerlager zur Hinterfüllung aufgrund der Temperaturdehnung im Brückenüberbau). Es verblieb jedoch eine Längenzunahme von 0,5 mm am Kopfpunkt der Messstellen. Nach erneutem Wechsel der Bewegungsrichtung wurden bei der Messung am 19.01.2010 Verschiebungen von 2,7 mm bzw. 1,7 mm zur Luftseite der Widerlager hin registriert, die somit deutlich über den Verformungen bei der Wintermessung des Vorjahres lagen. Bei der letzten Messung im Sommer 2010 wurde wieder die gleiche Position wie im Sommer 2009 erreicht.

Im Hinterfüllbereich 1 wurde die Muffe mit einem Abstand von 1 m zum Kopfpunkt des Messrohres genau am Übergang zwischen Hinterfüllung und Widerlager angeordnet. Beim Messrohr S5 liegt der Übergang zwischen Widerlager und Hinterfüllung aufgrund der Konsole für die Schleppplatte bei der 2 m Messmarke. An diesen Stellen traten die größten Verschiebungen auf. Die Verformungen nahmen im anschließenden Bereich der Hinterfüllung deutlich ab. Ab einem Abstand von ca. 5 m zum Kopfpunkt wurden keine signifikanten Verformungen mehr ermittelt. Die in den spitzen Ecken der Hinterfüllung liegenden

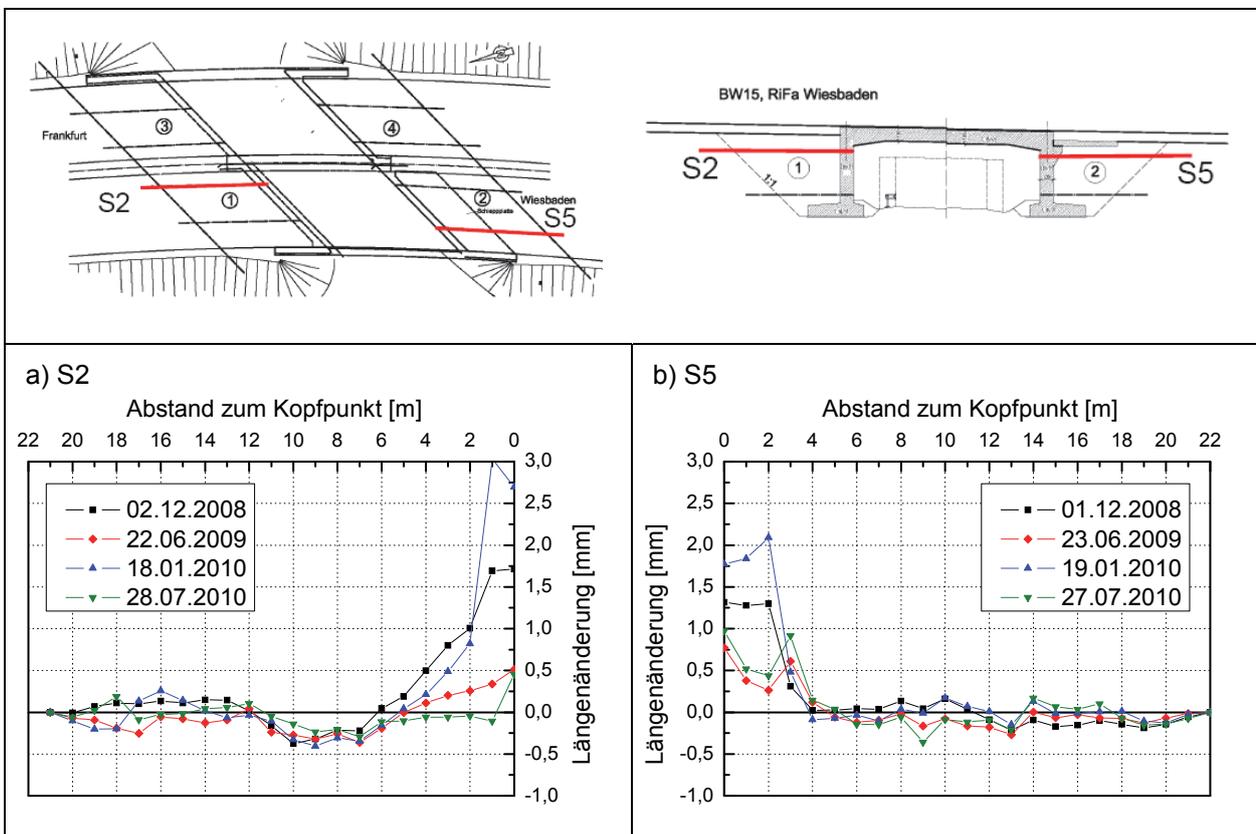


Bild 10-8: Horizontalverformungen an den Streckenmessrohren a) S2 und b) S5 seit Bezugsmessung am 04.03.2008 (Dehnung positiv).

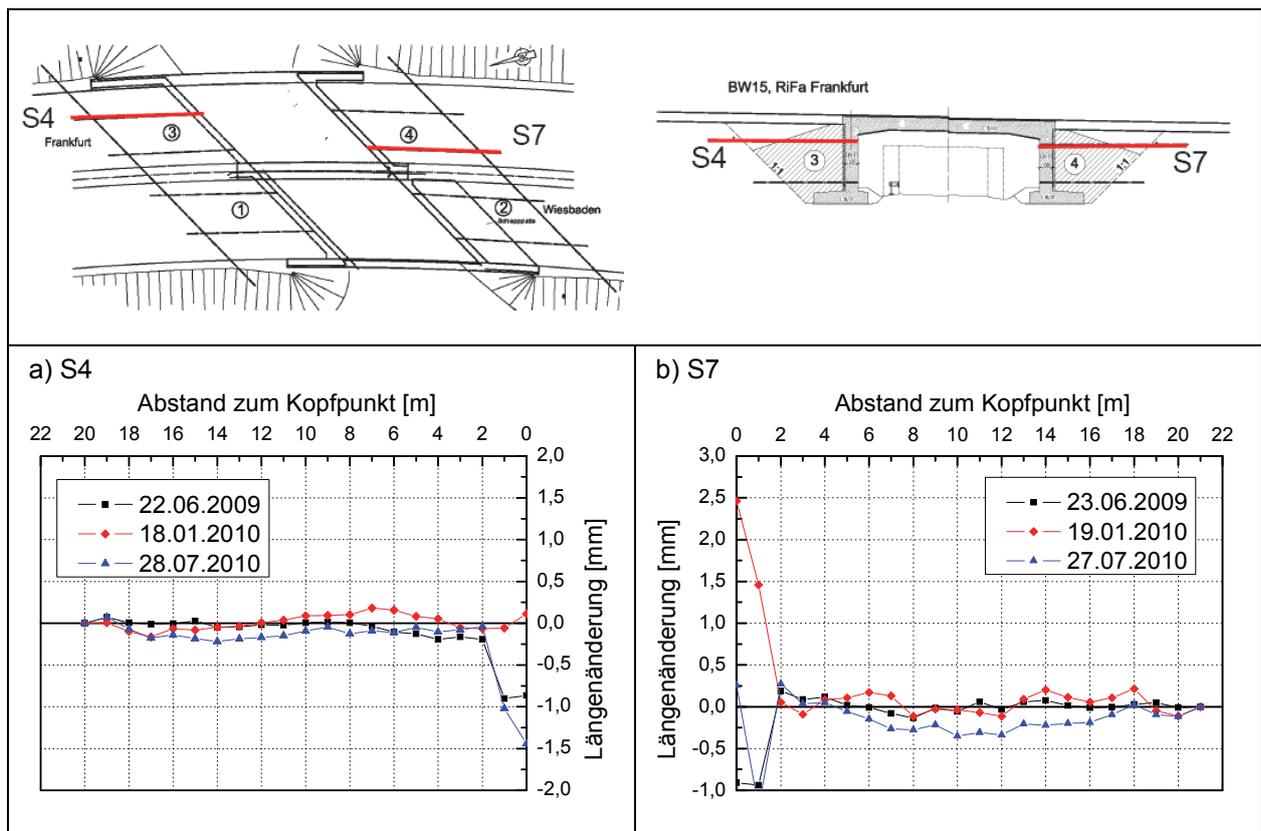


Bild 10-9: Horizontalverformungen an den Streckenmessrohren a) S4 und b) S7 seit Bezugsmessung am 03.12.2008 (Dehnung positiv).

Messstellen S1 und S4 zeigten insgesamt deutlich geringere Verformungen.

Im Hinterfüllbereich 3 und 4 wurde im zweiten Bauabschnitt zwischen der qualifizierten Bodenverbesserung und dem Brückenwiderlager eine 20 cm dicke, vertikale EPS-Schicht angeordnet. Die 1 m Muffe der Messrohre liegt genau am Übergang zwischen Widerlager und EPS-Schicht. Wie aus Bild 10-9 hervorgeht, traten Verformungen nur innerhalb der EPS-Schicht auf. Die maximalen Verschiebungsbeträge zwischen Sommer- und Wintermessung betrugen 3,5 mm beim Messrohr S7. Bei der Sommermessung vom 23.06.09 war eine Stauchung der Messrohre, d.h. eine Verschiebung der Widerlager in Richtung Hinterfüllung zu beobachten. Bei der folgenden Wintermessung am 19.01.10 wurde eine Dehnung der Messrohre und damit eine Verschiebung der Widerlager in Richtung Luftseite registriert, die bei den einzelnen Messrohren unterschiedliche Beträge zwischen 0,3 mm und 3,3 mm beim Messrohr S7 aufwiesen. Mit der Temperaturzunahme im Brückenüberbau kehrten sich die Verformungen bis zum Sommer 2010 wieder um, so dass bei den Messungen am 27.07.2010 wieder etwa die Position aus dem Sommer 2009 erreicht wurde. Eine Ausnahme bildete hier das Messrohr S4 in der stumpfen äußeren Ecke, bei dem eine um 0,4 mm größere Verschiebung in Richtung der Hinterfüllung gemessen wurde.

10.6 Messergebnisse Lagemessung

Die Verformungen der Brückenwiderlager wurden im Rahmen der durchgeführten Messkampagnen über geodätische Lagemessungen von insgesamt 24 Zielmarken in Bezug auf acht Festpunktpfeiler ermittelt (vgl. Abschnitt 9.5). Die Ergebnisse sind in Anlage 11 dargestellt. Die oberen Zielmarken lagen in Höhe der oberen Messrohre ca. 2,30 m unter Fahrbahnoberkante (0,5 m unter UK Brückenüberbau). Die Nullmessungen wurden kurz vor den Verkehrsfreigaben durchgeführt und lagen damit ca. zwei Monate nach der Betonage des jeweiligen Brückenüberbaus. Die weiteren Lagemessungen folgten im Abstand von ca. sechs Monaten jeweils im Sommer und im Winter (Tab. 10-3).

Datum	Temperatur im Brückenüberbau (Tagesmittelwert T09)	RiFa Wiesbaden Bauabschnitt 1 (BA 1)	RiFa Frankfurt Bauabschnitt 2 (BA 2)
06.03.2006	5,0 °C	Nullmessung	--
02.12.2008	2,6 °C	1. Folgemessung	Nullmessung
24.06.2009	20,2 °C	2. Folgemessung	1. Folgemessung
20.01.2010	1,0 °C	3. Folgemessung	2. Folgemessung
27.07.2010	23,2 °C	4. Folgemessung	3. Folgemessung
10.02.2011	5,1 °C	5. Folgemessung	4. Folgemessung
11.08.2011	20,5 °C	6. Folgemessung	5. Folgemessung
15.02.2012	0,3 °C	7. Folgemessung	6. Folgemessung
13.09.2012	19,6 °C	8. Folgemessung	7. Folgemessung

Tab. 10-3: Überblick über die am BW 15 durchgeführten Lagemessungen.

Bild 10-10 zeigt die Lage der oberen Zielmarken an den Widerlagern der RiFa Wiesbaden, wobei zusätzlich die Konturen der Brücke aufgenommen wurden. Das Widerlager Frankfurt mit der angrenzenden Hinterfüllung 1 befindet sich im oberen Bildteil mit den Messmarken R1, R3 und R5. Entsprechend liegt das Widerlager Wiesbaden im unteren Bildteil und zeigt die Verformungen der Messmarken L1, L3 und L5. Die Kantenlänge der im Bild eingetragenen Quadrate entspricht Verformungen von 1 mm. Da die lichte Weite zwischen den Widerlagern bei ca. 18 m liegt, wurden die Verformungen in Bild 10-10 mit einem Faktor von 2000 verstärkt dargestellt, um Verformungen der sechs Zielmarken in einer Darstellung sichtbar zu machen.

Für die RiFa Frankfurt wurden die Widerlagerverformungen in Bild 10-11 dargestellt, wobei wieder die sechs oberen Zielmarken R7, R9, R11, L7, L9 und L11 ausgewählt wurden.

Die maximalen Verformungsbeträge zwischen Sommer und Winter betragen in den spitzen Ecken der Teilbrücken zwischen 3,0 mm und 5,2 mm und waren damit deutlich größer als in den stumpfen Ecken mit maximalen Verformungsbeträgen zwischen 2,3 mm und 2,6 mm. Die Verformungsvektoren sind zur Mitte des jeweiligen Brückenfeldes hin ausgerichtet (vgl. auch Anlage 11, Seite 6). Damit stehen die Vektoren der jahreszeitlichen Widerlagerverformungen zwischen den stumpfen und spitzen Ecken etwa senkrecht aufeinander.

Die Temperaturen im Brückenüberbau bei den Messungen im Sommer lagen zwischen 20 und 23 °C. Die Spannweite bei den Messungen im Winter war mit 0 bis 5 °C etwas größer. Aufgrund der erforderlichen Vorbereitungszeit war es nicht möglich, die Lagemessungen genau zum Zeitpunkt der höchsten Tempe-

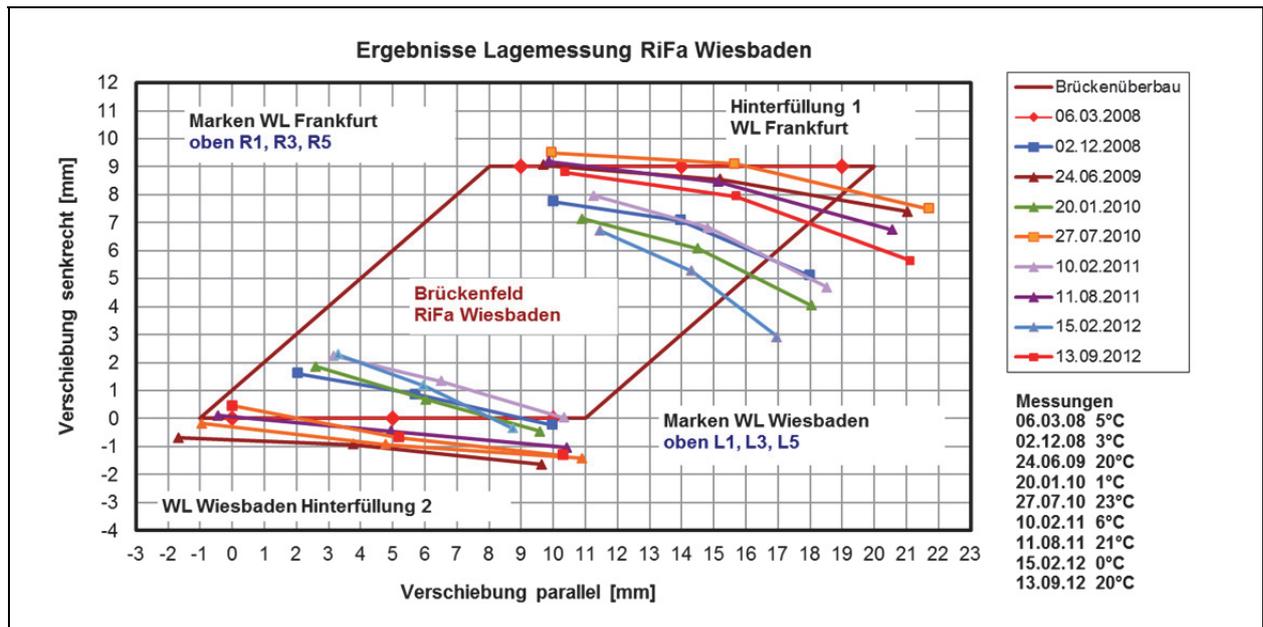


Bild 10-10: Ergebnisse der Lagemessung an den oberen Messmarken der Widerlager RiFa Wiesbaden (BA 1) Die Kantenlänge der im Bild eingetragenen Quadrate entspricht Verschiebungen von 1 mm senkrecht bzw. parallel zur Ansichtsfläche der Widerlager.

aturen im Sommer und der niedrigsten Temperaturen im Winter auszuführen. Die Winter- und Sommerstellungen der Widerlager sind in Bild 10-10 und in Bild 10-11 jedoch deutlich erkennbar.

Bis auf das Widerlager Frankfurt der RiFa Wiesbaden lagen die Zielmarken bei der Nullmessung zwischen den Sommer- und Winterstellungen der folgenden Messungen. Auch ist in Bild 10-10 im Vergleich zum Bild 10-11 eine Verschiebung bzw. Rotation des Brückenbauwerkes zu erkennen, auf die in Abschnitt 11.3.3 ausführlich eingegangen wird.

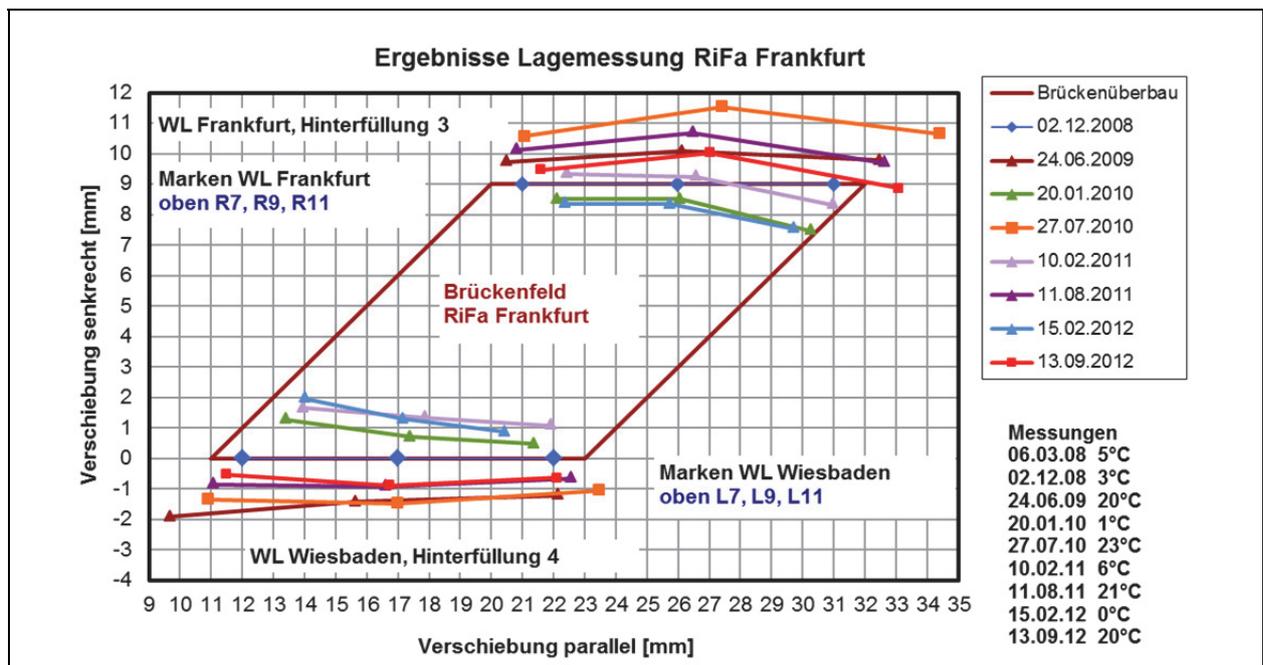


Bild 10-11: Ergebnisse der Lagemessung an den oberen Messmarken der Widerlager RiFa Frankfurt (BA 2) Die Kantenlänge der im Bild eingetragenen Quadrate entspricht Verschiebungen von 1 mm senkrecht bzw. parallel zur Ansichtsfläche der Widerlager.

Die unteren Zielmarken lagen etwa 0,80 m über Fundamentoberkante und zeigten Verformungsbeträge, die in der Größenordnung von 50 bis 80 Prozent der jeweils darüber liegenden oberen Zielmarken lagen, wobei die Verformungsrichtungen weitgehend übereinstimmten. Die einzelnen Verschiebungsbeträge können Anlage 11 entnommen werden.

10.7 Messergebnisse der elektrischen Sensoren

10.7.1 Ergebnisse Temperaturmessung

Die Ergebnisse der stündlichen Temperaturmessung am Bauwerk 15 sind in Anlage 10 ab Seite 2 dargestellt und in Tab. 10-4 zusammengefasst (siehe auch Bild 10-12, zur Lage der Geber siehe Bild 10-13).

Der Untersuchungszeitraum reicht von März 2008 bis Oktober 2012. In den ersten drei Sommern 2008, 2009 und 2010 wurden mit ca. 32 °C gleich große maximale Lufttemperaturen erreicht (Geber T10). Der Sommer im Jahr 2011 war mit einer maximalen Lufttemperatur von 30,4 °C etwas kühler, während im Sommer 2012 wieder 32 °C erreicht wurden.

Die minimale Lufttemperatur lag im Winter 08/09 und im Winter 09/10 mit ca. -11 °C in der gleichen Größenordnung. Der Winter 2010/11 war etwas milder, so dass die minimale Lufttemperatur bei -7,7 °C lag. Eine Kältephase Anfang Februar 2012 führte bei allen Gebern zu den niedrigsten bisher gemessenen Werten. In diesem Zeitraum sank die Lufttemperatur unterhalb des Bauwerkes beispielsweise auf -12,3 °C und der Brückenüberbau kühlte auf -7 °C ab.

Die Schwankungen der Lufttemperatur führten an der luftseitigen Betonoberfläche der Widerlager und des Brückenüberbaus zu Temperaturen zwischen -8°C und 31 °C bei maximalen Tagesschwankungen von 7 K (Geber T05, T06 und T12).

Im zweiten Bauabschnitt wurden die Temperaturgeber T08 und T09 im Beton des Brückenüberbaus mit einem Abstand von 0,30 m bzw. 0,80 m zur Fahrbahnoberkante eingebaut, die Temperaturen zwischen

Lage	Geber	Sommer (Maximalwert) [°C]					Winter (Minimalwert) [°C]				Mittelwert [°C]	Max. Tagesschwankung [K]
		2008	2009	2010	2011	2012	08/09	09/10	10/11	11/12		
Lufttemp.	T10	32,1	32,7	32,5	30,4	31,9	-11,7	-11,3	-7,7	-12,3	10,9	16,5
Betonoberfläche Erdseite HF 1	T01	19,6	18,3	17,9	17,8	18,5	4,6	4,3	5,1	-1,4	11,6	0,7
	T02	20,9	19,9	19,9	19,1	20,2	2,5	2,4	3,2	1,1	11,5	0,8
	T03	24,5	23,6	25,4	22,4	24,2	-0,5	0,7	0,9	-0,9	12,6	1,0
	T04	22,3	21,5	22,2	20,4	21,8	1,2	1,6	2,0	0,6	11,9	0,7
Erdseite HF 3	T07	--	22,8	24,8	21,7	23,4	-1,2	0,5	0,7	-1,5	10,8	1,2
	T11	--	23,7	25,9	22,4	24,1	-2,2	-0,3	-0,3	-2,6	10,4	1,2
Betonoberfläche Luftseite	T05	28,1	27,7	28,5	25,9	27,4	-5,9	-4,3	-3,1	-6,7	11,5	6,7
	T06	29,5	28,7	30,1	26,9	28,5	-7,9	-5,7	-3,9	-8,1	11,6	7,1
	T12	--	29,5	31,0	27,5	29,3	-8,1	-5,4	-4,0	-8,2	9,9	6,4
Brückenüberbau	T08	--	31,3	34,3	29,1	31,4	-6,9	-5,5	-2,6	-7,2	11,4	4,2
	T09	--	28,0	30,8	25,8	28,2	-6,2	-4,0	-2,2	-6,3	10,8	2,3

Tab. 10-4: Ergebnisse der Temperaturmessung am BW 15 mit Maximalwerten im Sommer und Minimalwerten im Winter im Beobachtungszeitraum von März 2008 bis September 2012.

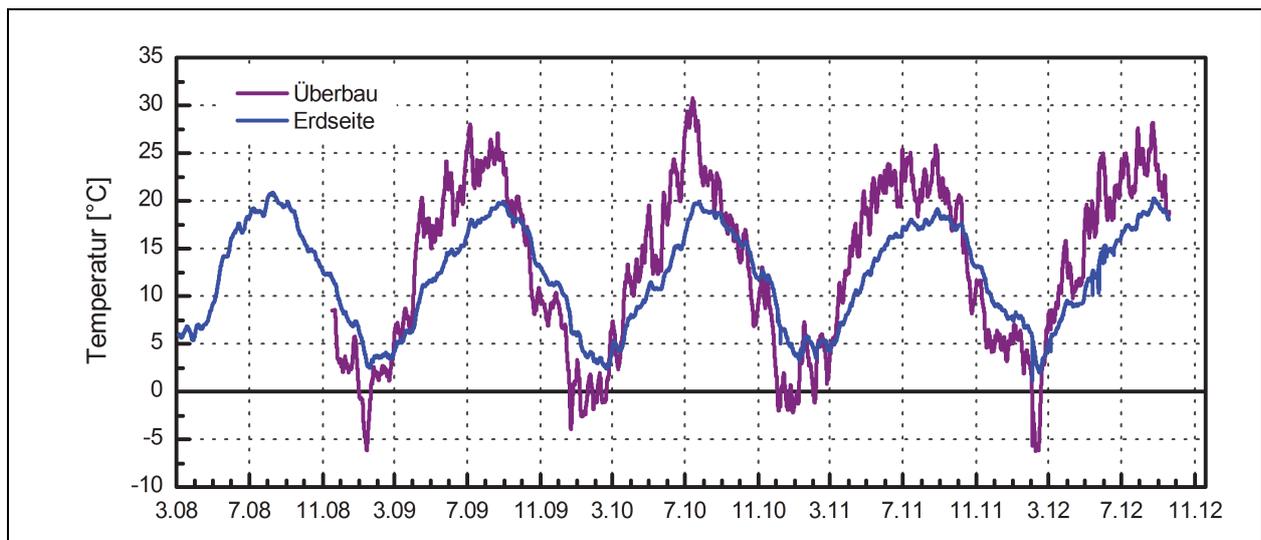


Bild 10-12: Temperaturverlauf im Brückenüberbau und an der Erdseite des Widerlagers im HF 1 (Geber T09 und T02).

34,3 °C im Sommer 2010 und -7,2 °C im Februar 2012 anzeigten. Der Temperaturverlauf, der mit dem Geber T09 in der Mitte des Überbaus erfasst wurde, ist in Bild 10-12 dargestellt. Der darüber liegende Geber T08 zeigte aufgrund des geringeren Abstandes zur Fahrbahn stärker ausgeprägte Temperaturschwankungen. Die Temperaturegeber im Brückenüberbau wiesen deutliche Tagesschwankungen von maximal 4,2 K auf, die etwa halb so groß waren, wie die Schwankungen an der Luftseite.

Wie zu erwarten, traten mit Temperaturen zwischen -2,6 und 25,9 °C die gleichmäßigsten Temperaturverläufe an der Erdseite der Widerlager auf. Beispielhaft wurde in Bild 10-12 der Temperaturverlauf am Geber T02 dargestellt, der im Hinterfüllbereich 1 in einer Tiefe von 4,30 m unter Fahrbahnoberkante an der Erdseite des Widerlagers angeordnet wurde.

Am Widerlager 3 waren durch die Dämmung aufgrund der vertikalen EPS-Schicht etwas größere jahreszeitliche Temperaturschwankungen als am Widerlager 1 zu verzeichnen. In der Folge lagen die Temperaturen am Widerlager 3 im Winter 2011/12 mit minimal -2,6 °C etwa 1,5 K tiefer als am Widerlager 1 (Geber T03 -0,9 °C).

10.7.2 Ergebnisse Extensometermessung

Die Relativverschiebung zwischen Widerlager und Hinterfüllung wurden am Bauwerk 15 mit zwei 3-fach Extensometern erfasst, deren Lage aus Bild 10-13 ersichtlich ist. Die Messwerte der elektrischen Wegaufnehmer wurden im Abstand von einer Stunde aufgezeichnet. Damit lagen Informationen über die Verschiebungen zwischen Widerlager und Hinterfüllung an jeweils einer Stelle der Teilbrücken für die RiFa Wiesbaden und Frankfurt kontinuierlich über den Messzeitraum von 4,5 Jahren vor. Die Verformungen des gesamten Bauwerkes wurden ergänzend dazu mit Lagemessungen von insgesamt 24 Zielmarken im Abstand von ca. 6 Monaten ermittelt (vgl. Abschnitt 10.6). Zur Erfassung der Bauwerksverformungen diente vorwiegend die Lagemessungen, während die Extensometermessungen im Hinblick auf den verformungsabhängigen Erddruck ausgeführt wurden

Mit den Extensometern E3 und E6 wurden die Verformungen im Widerlagerbeton infolge Schwinden und Temperatureinwirkungen erfasst. Der Geber E3 zeigte seit Beginn der Messwerterfassung am 04.03.08 eine Verkürzung um maximal 0,4 mm, die von den Messwerten der Geber E1 und E2 abzuziehen war, um die Relativverschiebung zwischen der Erdseite des Widerlagers und den Fußpunkten dieser Extensometer zu ermitteln (vgl. Tab. 10-4 und Anlage 10, Seite 3).

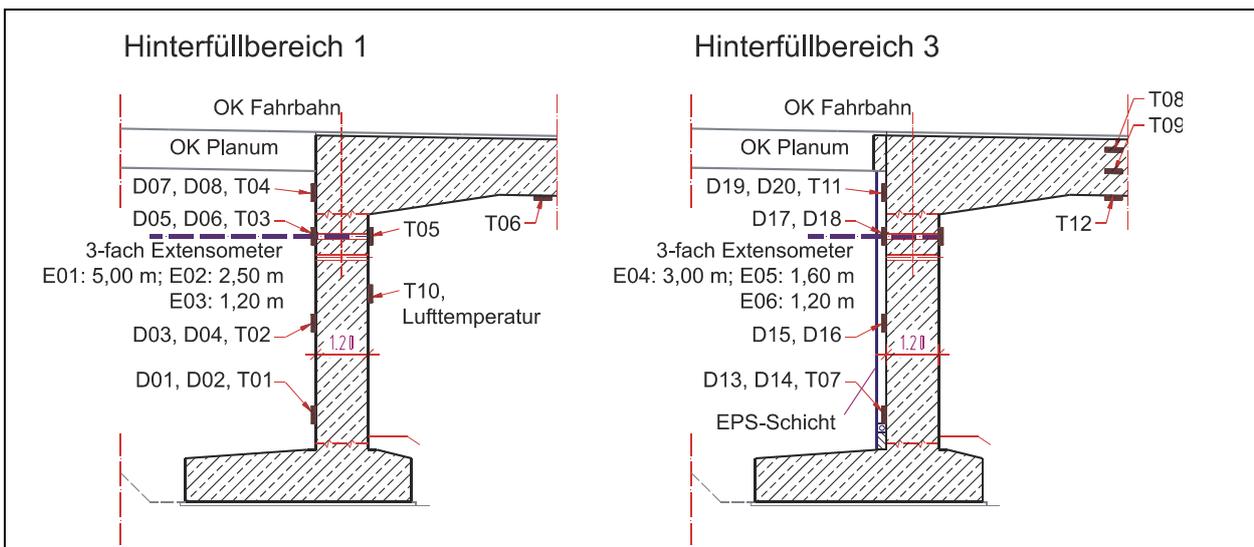


Bild 10-13: BW15, Schnitte mit Lage der Temperaturgeber T, Extensometer E und Erddruckgeber D (vgl. Anlage 6).

Lage	Geber	Länge	Beginn Messwerterfassung	Maximalwert [mm]	Minimalwert [mm]	Spannweite (max-min) [mm]	Maximale Tages-schwankung [mm]
HF 1	E1	5,0 m	04.03.08	3,04	-0,63	3,67	0,54
	E2	2,5 m	04.03.08	2,06	-0,46	2,52	0,43
	E3	1,2 m	04.03.08	-0,13	-0,40	0,27	0,03
HF 3	E4	2,5 m	05.11.08	1,66	-1,05	2,71	0,39
	E5	1,6 m	05.11.08	1,45	-1,17	2,62	0,41
	E6	1,2 m	05.11.08	0,16	-0,03	0,19	0,03

Tab. 10-5: Ergebnisse der Extensometermessung am BW 15 im Beobachtungszeitraum von März 2008 bis September 2012.

10.7.2.1 Extensometermessung im Hinterfüllbereich 1 (grobkörniger Boden)

In Bild 10-14 ist zusätzlich zur Relativverschiebung zwischen Widerlager und Hinterfüllung der Temperaturverlauf an der Erd- und Luftseite des Widerlagers dargestellt. Mit den steigenden Temperaturen an der Betonoberfläche an der Luftseite des Widerlagers (T05) verschob sich das Widerlager zunächst bis Anfang August 2008 in Richtung Hinterfüllung, wobei die Verformungsbeträge mit maximal 0,4 mm relativ gering waren. Ab Mitte August fielen die Temperaturen am BW 15 mit gewissen Schwankungen allmählich ab und erreichten im Januar 2009 mit -6 °C an der luftseitigen Betonoberfläche ein Minimum. Durch die Verkürzung des Brückenüberbaus bewegte sich das Widerlager im gleichen Zeitraum um 2,7 mm weg von der Hinterfüllung auf 2,38 mm im Vergleich zum Beginn der Messung (Dehnung der Extensometer E1 und E2).

Mit den steigenden Temperaturen kehrte sich die Bewegungsrichtung ab Mitte Januar 2009 um. Trotz gleich hoher Sommertemperaturen im August 2009 blieben die absoluten Verschiebungen zur Hinterfüllung etwas unter dem Betrag des Vorjahres (2008: $-0,4\text{ mm}$; 2009: $-0,2\text{ mm}$; 2012: $+0,24\text{ mm}$ in Bezug auf Ausgangslage). Der Trend setzte sich auch in den folgenden Jahren fort. Die Differenz ist auf Schwindverformungen im Brückenbeton und eine Starrkörperverdrehung des gesamten Brückenbauwerkes zurückzuführen, die in Abschnitt 11.3 erläutert wird.

Die direkte Abhängigkeit der Widerlagerverschiebung von der Betontemperatur wird besonders anhand der übereinstimmenden Messwertänderungen bei den Tiefsttemperaturen im Winter deutlich, die im Sommer nicht in gleichem Maße ausgeprägt war (Bild 10-14).

Die größten Verschiebungen zur Luftseite traten bei der Kälteperiode Anfang Februar 2012 auf. Beim 5 m langen Extensometer E1 wurde am 07.02.2012 eine Längenänderung von 3,4 mm in Bezug auf den Ausgangswert ermittelt. Aussagekräftiger sind die Verformungsbeträge zwischen Sommer- und Winterstellung. Diese lagen für die acht Richtungswechsel im gesamten Beobachtungszeitraum für das Extensometer E1 im Mittel bei 2,76 mm. Der kleinste Verformungsbetrag von 2,3 mm trat bei der zur

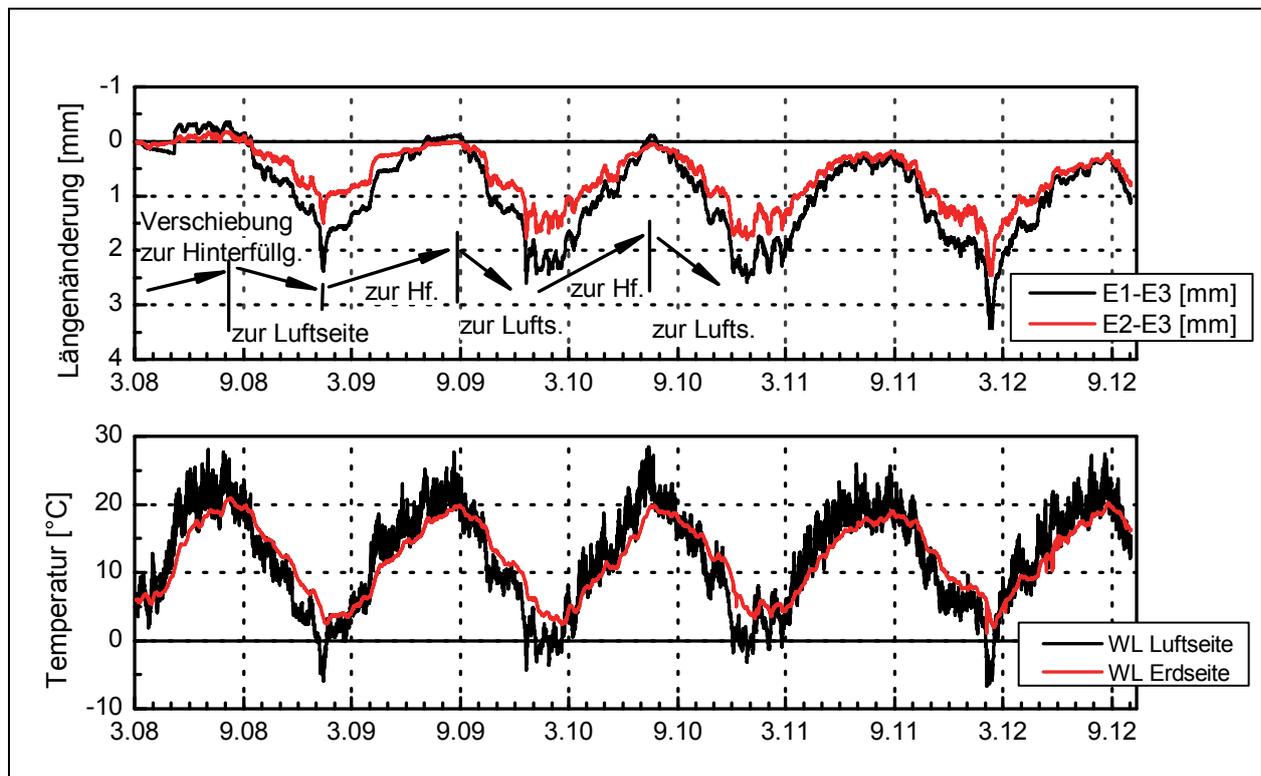


Bild 10-14: BW15, Relativverschiebung zwischen Erdseite der Widerlager und Fußpunkten der Extensometer E1 und E2 sowie Temperaturverlauf an der Erd- und Luftseite des Widerlagers (T04 und T05).

Hinterfüllung gerichteten Bewegung zwischen Winter 2010/11 und Sommer 2011 auf. Der maximale Verschiebungsbetrag von 3,2 mm wurde sowohl bei der zur Luftseite gerichteten Bewegung zwischen Sommer 2011 und Winter 2011/12 als auch bei der anschließenden Bewegung bis zum Sommer 2012 erreicht (gleiche Sommerstellung 2011 und 2012).

10.7.2.2 Extensometermessung im Hinterfüllbereich 3 (qualifizierte Bodenverbesserung)

Im Hinterfüllbereich 3 wurden die Extensometer E4 bis E6 am 05.11.08 wenige Stunden nach dem Einbau an die Messanlage angeschlossen. Die Messwerte sind in Anlage 10, Seite 6 und in Bild 10-15 dokumentiert.

Aus der Ausgangsstellung zu Beginn der Messwerterfassung bewegte sich das Widerlager bis Anfang Januar 2009 aufgrund des Temperaturrückgangs um ca. 1 mm weg von der Hinterfüllung. Wie im Hinterfüllbereich 1 traten ab Mitte Januar 2009 mit den steigenden Temperaturen Verschiebungen zur Hinterfüllung ein, die insgesamt ca. 2 mm bis August 2009 betragen und damit etwas geringer waren als im Hinterfüllbereich 1. Dies trifft auch zu, wenn die Absolutbeträge der Verschiebungen zwischen Sommer- und Winterstellung verglichen werden, die beim Extensometer E4 im Mittel bei 2,4 mm lagen und somit um 0,3 mm kleiner waren als im Hinterfüllbereich 1.

Die Extensometer E4 und E5 verliefen synchron mit einem geringen Versatzbetrag von ca. 0,1 mm. Das 1,60 m lange Extensometer E5 bindet nur 20 cm in die Hinterfüllung ein und zeigt somit im Wesentlichen die Verformungen innerhalb der EPS-Schicht an, in der somit nahezu die gesamte Widerlagerverformung aufgenommen wurde.

In den vier Sommern des Beobachtungszeitraumes traten etwa gleich große Verformungen auf. Anfang Februar 2012 wurde auch im Hinterfüllbereich 3 die bisher größten Verformungen zur Luftseite hin aufgezeichnet. Die Verformungsbeträge zwischen Sommer und Winterstellung lagen zwischen 2,0 mm und 2,8 mm.

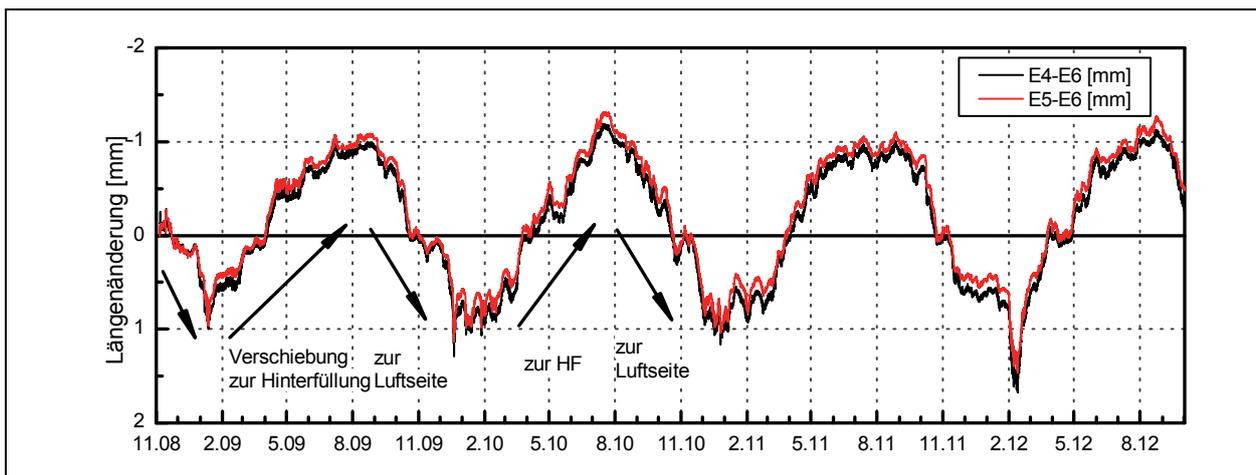


Bild 10-15: BW15, Relativverschiebung zwischen Erdseite der Widerlager und Fußpunkten der Extensometer E4 und E6 im Hinterfüllbereich 3.

10.7.3 Ergebnisse Erddruckmessung

10.7.3.1 Erddruckmessung im Hinterfüllbereich 1

Am Ende des ersten Bauabschnittes wurden die bis dahin eingebauten elektrischen Erddruckgeber an die Messanlage angeschlossen, so dass am 04.03.08 mit der kontinuierlichen Messwerterfassung begonnen werden konnte. Die Hinterfüllungen und der Straßenoberbau waren zu diesem Zeitpunkt bereits fertig gestellt.

Um einen Eindruck von der Schwankungsbreite der gemessenen Erddrücke zu vermitteln, wurden in Bild 10-16 die Ergebnisse für die Geber D01 bis D08 für das Jahr 2010 wieder gegeben (stündliche Messwerte). Die vollständigen Verläufe der einzelnen Erddruckgeberpaare wurden in Anlage 10, Seite 4 f. zusammengestellt. Die Extremwerte im jahreszeitlichen Verlauf enthält Tab. 10-6. Dabei wurden die fünf Sommer und vier Winter, die im Untersuchungszeitraum lagen, getrennt ausgewertet.

Die unteren Erddruckgeber **D01 und D02** wiesen zu Beginn der Messungen einen Erddruck von ca. 70 kN/m² auf, der etwas über dem berechneten Erdruchdruck von 60 kN/m² lag. Im folgenden Beobachtungszeitraum zeigten die unteren Druckgeber D01 und D02 einen relativ gleichmäßigen Verlauf mit jahreszeitlichen Schwankungen zwischen 75 kN/m² im Sommer und ca. 40 kN/m² im Winter. Bis zum Frühjahr 2010 ergab sich ein abnehmender Trend (ca. -5 kN/m² pro Jahr). Danach zeigten die jahreszeitlichen Schwankungen einen ähnlichen Verlauf ohne größere Veränderungen beim Jahresmittelwert. Auffallend war bei diesen Gebern, dass die Maximalwerte im Sommer meist erst im September mit zeitlichem Versatz zu den maximalen Temperaturen und zu den Maximalwerten an den anderen Erddruckgebern auftraten (Bild 10-16).

Bei den Erddruckgebern **D03 und D04** in einer Tiefe von 4,30 m unter Fahrbahnoberkante wurden wesentlich größere jahreszeitliche Erddruckschwankungen ermittelt. Die Ausgangswerte im März 2008 lagen ebenfalls bei ca. 70 kN/m². In den Sommermonaten wurden bei diesen Gebern Maximalwerte zwischen 113 kN/m² und 130 kN/m² erreicht, die bei den fünf Sommern im Beobachtungszeitraum etwa gleich groß blieben (größte Werte im Sommer 2012). Wie in Kapitel 9.7 dargestellt, führten die abnehmenden Temperaturen jeweils im Herbst zu Widerlagerverformungen, die zur Luftseite der Widerlager

Geber	Tiefe unter OK Fahrbahn	Sommer (Maximalwert) [kN/m ²]					Winter (Min.) [kN/m ²]				Max. Tages-schwankung [kN/m ²]
		2008	2009	2010	2011	2012	08/09	09/10	10/11	11/12	
D01	6,40 m	75	64	65	70	72	46	42	44	46	6
D02		82	74	71	73	74	45	38	38	39	10
D03	4,30 m	114	114	119	115	124	10	3	-4	-9	20
D04		113	122	121	121	130	38	34	31	29	18
D05	2,30 m	45	60	64	40	56	4	3	2	1	17
D06		52	67	79	48	68	3	0	-2	-2	23
D07	1,30 m	41	44	51	40	40	-1	0	-2	-3	12
D08		40	50	57	48	56	-1	-1	-4	-5	9
D09	2,30 m spitze Ecke	42	45	50	44	48	3	0	-2	-2	7
D10		27	28	31	28	34	6	2	1	2	4
D11	2,30 m stumpfe Ecke	37	35	40	36	41	0	-1	-2	-2	12
D12		68	76	95	88	94	0	-1	-2	-2	25

Tab. 10-6: Ergebnisse der Erddruckmessung im HF 1 am BW 15 im Beobachtungszeitraum von März 2008 bis Oktober 2012.

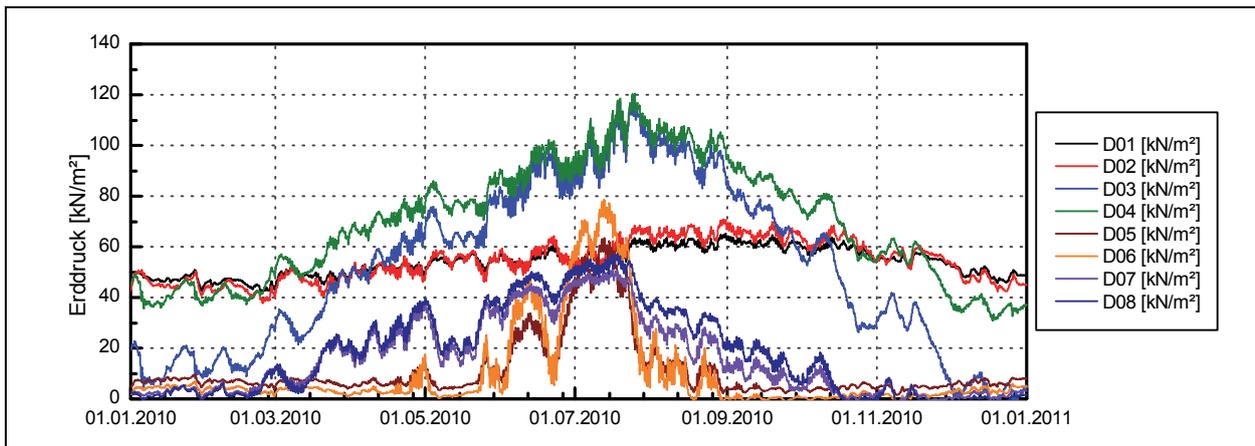


Bild 10-17: Erddruckverlauf an den Gebern D01 bis D08 im Hinterfüllbereich 1 für das Jahr 2010.

gerichtet waren. In der Folge war eine deutliche Abnahme des Erddruckes an den Gebern D03 und D04 zu beobachten (vgl. Dehnungszunahme der Extensometer in Bild 10-14). Zusätzlich zeigten sich zunehmend Unterschiede zwischen dem Druckgeberpaar D03 und D04, die auch aus Bild 10-16 ersichtlich sind. Im zweiten Beobachtungsjahr nahmen die Unterschiede zwischen den Ergebnissen der Geber D03 und D04 nochmals zu. Im Dezember 2009 waren Minimalwerte von 3 kN/m² beim Geber D03 und 34 kN/m² beim Geber D04 zu verzeichnen. Mit den steigenden Temperaturen im Frühjahr 2010 nahm der Abstand zwischen den Messwerten wieder deutlich ab. Die Ursache der Messwertdifferenzen liegt somit nicht in einer Drift des Messgebers sondern vermutlich bei Unterschieden in der Einbettung. Der Kissen- druck des Erddruckgebers D04 kann zusätzlich pneumatisch über einen Luftmengenregler erfasst werden und wird so während der Messkampagnen am Bauwerk kontrolliert. Bei den Kontrollen konnte eine hohe Übereinstimmung zwischen elektrischem Messwertaufnehmer und Luftmengenregler festgestellt werden (maximale Differenz 1,6 kN/m²). Eine Funktionsstörung am Geber D04 kann somit ausgeschlossen werden.

Die Schwankungen des Erddruckes am Geber D04 zwischen Sommer und Winter sind mit bis zu 101 kN/m² sehr hoch. In Bezug auf das Maximum im Sommer von 130 kN/m² fällt der Erddruck im Winter auf 22 Prozent ab. Die jahreszeitlichen Schwankungen wurden von Tagesschwankungen überlagert, die bei diesen Gebern bis zu 20 kN/m² betragen. Die Abhängigkeit des Erddruckverlaufs am Geber D04 von der Temperatur im Brückenüberbau zeigt Bild 10-16. Die Temperatur im Brückenüberbau wird mit dem Gebern T09 im Beton des Überbaus der RiFa Frankfurt bestimmt. Auffallend war, dass besonders im Sommer bei den Druckmesswerten höhere Tagesschwankungen auftraten und die Verläufe teilweise phasenversetzt waren.

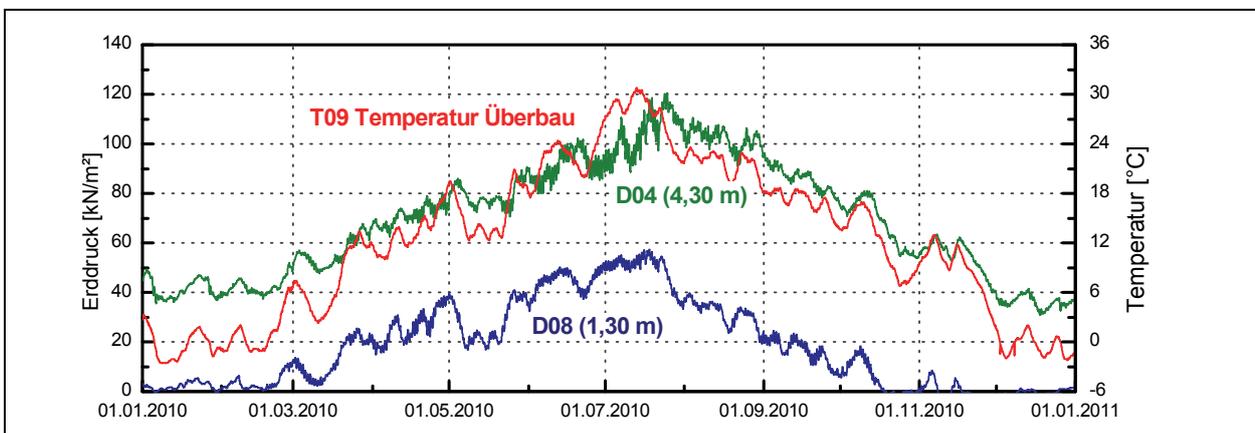


Bild 10-16: Erddruckverlauf an den Gebern D04 und D08 im Hinterfüllbereich 1 im Vergleich zum Temperaturverlauf im Brückenüberbau (Geber T09) für das Jahr 2010.

Bei den Gebern **D05 und D06** in einer Tiefe von 2,30 m unter Fahrbahnoberkante wurde ein Erddruck über 10 kN/m^2 nur zwischen Mai bis Ende August gemessen, wobei der Erddruck zwischenzeitlich auch in diesen Zeiträumen mit starken Schwankungen auf bis zu 10 kN/m^2 zurückging. Im Zeitraum von September bis April lieferten die Geber D05 und D06 annähernd konstante Messwerte von ca. 7 kN/m^2 . In diesem Zeitraum lag die Temperatur im Brückenüberbau durchgängig unter $18 \text{ }^\circ\text{C}$ und die Relativverschiebung zwischen Widerlager und Hinterfüllung bei ca. $+0,5 \text{ mm}$ im Vergleich zum Ausgangswert (vgl. Bild 10-14 Extensometer E1-E3). In den Sommermonaten traten bei diesen Erddruckgebern sehr große Tagesschwankungen von bis zu 23 kN/m^2 auf. Im ersten Sommer 2008 lag der maximal erreichte Erddruck am Geber D06 bei 52 kN/m^2 , im zweiten Sommer 2009 bei 67 kN/m^2 und im dritten Sommer 2010 wurde ein Erddruck von 79 kN/m^2 erreicht. In Bezug auf den maximalen Erddruck im ersten Sommer war dies eine Zunahme um 50 Prozent, bei ähnlich hohen Temperaturen und fast gleicher Widerlagerverschiebung. In den folgenden Jahren gingen die Maximalwerte wieder deutlich auf 48 kN/m^2 im Sommer 2011 und 68 kN/m^2 im Sommer 2012 zurück.

Auch bei den in einer Tiefe von 1,30 m angeordneten Gebern **D07 und D08** wurde bis zum Sommer 2010 eine deutliche Zunahme des maximalen Erddrucks im Vergleich zum Vorjahr ermittelt. Die Maximalwerte stiegen hier von 40 kN/m^2 im Sommer 2008 auf ca. 54 kN/m^2 im Sommer 2010 (Zunahme um ca. 35 Prozent). Der Erddruckbeiwert nahm bis auf 2,0 zu (Tiefe 1,30 m, Vertikalspannungen aus Eigengewicht 28 kN/m^2). In den Jahren 2011 und 2012 setzte sich dieser Trend nicht fort. Die maximalen Erddrücke waren in diesen Jahren niedriger als im Sommer 2010. Bei diesen Gebern wurde etwa im Zeitraum zwischen Oktober und März keine wesentliche Erddruckeinwirkung auf das Widerlager mehr ermittelt. Der Erddruck nahm auf schwankende Werte zwischen 0 und 10 kN/m^2 ab und stieg erst im März bei Überbautemperaturen von über $10 \text{ }^\circ\text{C}$ wieder an (vgl. Bild 10-16 für D08).

In der spitzwinkligen Ecke der Hinterfüllung traten bei den 2,30 m tief liegenden Gebern **D09 und D10** geringerer Druckschwankungen auf, als bei den Gebern **D11 und D12** in der stumpfwinkligen Ecke der Hinterfüllung (Bild 10-19 für das Jahr 2010). Beim Geber D12 in der spitzen Ecke trat im Sommer 2010 ein maximaler Erddruckbeiwert von 1,9 auf (Tiefe 2,3 m, Vertikalspannung aus Eigengewicht $49,5 \text{ kN/m}^2$).

Insgesamt ist festzustellen, dass bei allen Gebern in einer Tiefe bis 2,3 m (D05 bis D12) im Winter fast kein Erddruck auf das Widerlager einwirkt. Die Maximalwerte im Sommer stiegen bei der Mehrzahl der Geber bis zum Sommer 2010 an, wobei die Zunahme bei den einzelnen Gebern unterschiedlich groß war und zwischen 10 Prozent und 50 Prozent lag.

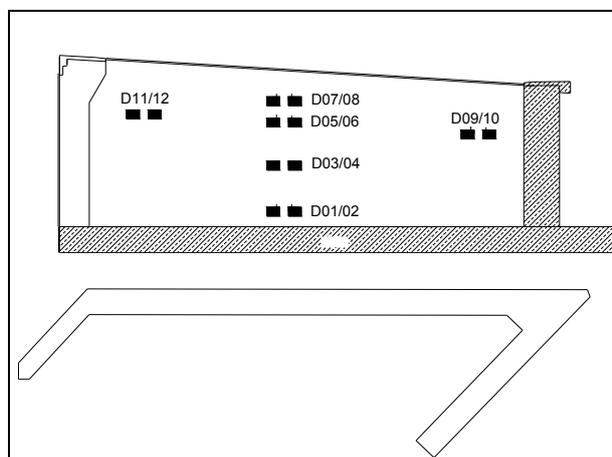


Bild 10-18: Prinzipdarstellung zur Lage der Erddruckgeber im Hinterfüllbereich 1.

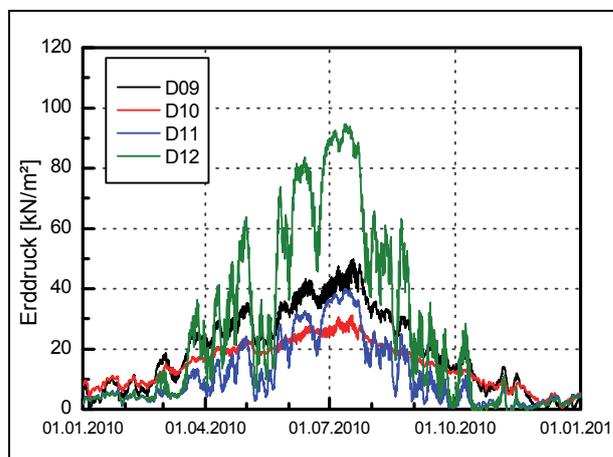


Bild 10-19: Erddruckverlauf an den Gebern D09 bis D12 im Hinterfüllbereich 1.

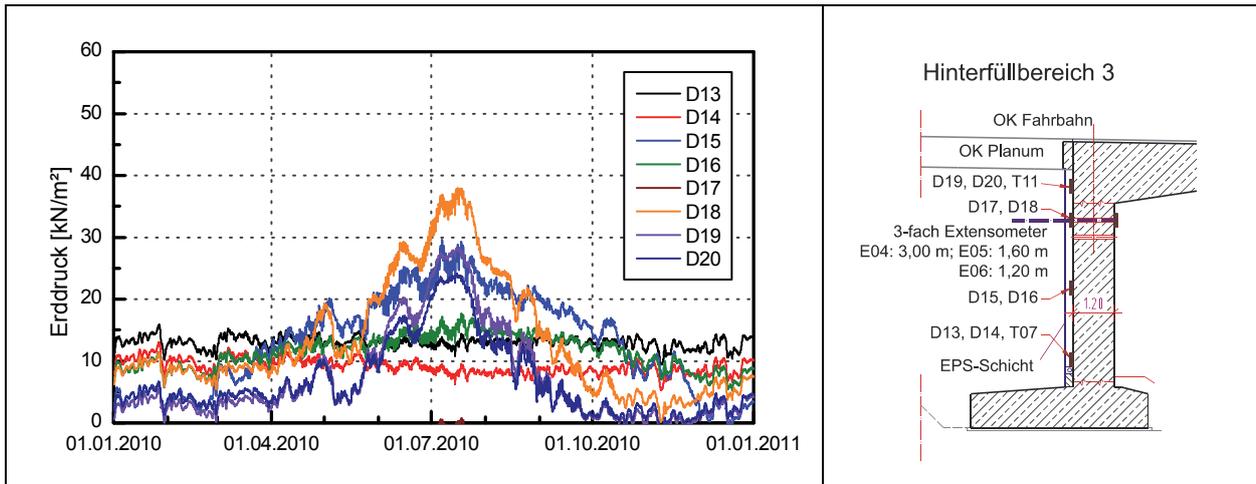


Bild 10-20: Erddruckverlauf im Hinterfüllbereich 3 für das Jahr 2010.

10.7.3.2 Erddruckmessung im Hinterfüllbereich 3

Im Hinterfüllbereich 3 wurden die Erddruckgeber, wie in Abschnitt 0 dargestellt, zwischen Widerlager und EPS-Schicht angeordnet. Einen Überblick über die Messergebnisse im Jahr 2010 zeigt Bild 10-20. Eine detailliertere Darstellung kann der Anlage 10 auf den Seiten 7 und 8 entnommen werden. Tab. 10-7 enthält die Extremwerte und Mittelwerte für die einzelnen Geber.

Die unteren Geber D13 bis D16 wurden am 10.09.08 eingebaut und an die Messanlage angeschlossen. Mit dem Einbau der folgenden Schüttlagen stieg der Erddruck auf ca. 10 bis 15 kN/m² an. Bei einer Überdeckung der Geber D15 und D16 von ca. 2 m wurden die Hinterfüllarbeiten bis Anfang November unterbrochen. Mit der Wiederaufnahme der Hinterfüllarbeiten am 04.11.08 stieg der Erddruck der unteren Geber nochmals auf maximal 23 kN/m² an. Anschließend zeigten die vier unteren Geber D13 bis D16 einen relativ konstanten Erddruckverlauf von ca. 14 kN/m² mit Schwankungen von +/- 5 kN/m². Beim Geber D15 stiegen die Messwerte im Sommer 2009 und 2010 auf maximal 30 kN/m² an. Dieser Geber

Geber	Tiefe unter OK Fahrbahn	Beginn kont. Messwertfassung	Erddruck			
			Maximalwert [kN/m²]	Minimalwert [kN/m²]	Mittelwert [kN/m²]	Max. Tageschwankung [kN/m²]
D13	6,70 m	10.09.2008	18	8	13,7	3
D14		10.09.2008	16	4	10,4	3
D15	4,30 m	10.09.2008	38	-1	15,8	20
D16		10.09.2008	19	3	12,4	11
D17	2,30 m	04.11.2008	11	(-21)	(-3,8)	10
D18		04.11.2008	43	-2	17,4	18
D19	1,30 m	05.11.2008	29	-3	9,1	16
D20		05.11.2008	24	-3	8,3	15
D21	2,30 m spitze Ecke	05.11.2008	12	-2	5,5	11
D22		05.11.2008	11	-3	3,9	6
D23	2,30 m stumpfe Ecke	05.11.2008	11	-1	5,4	3
D24		05.11.2008	25	-2	9,1	14

Tab. 10-7: Ergebnisse der Erddruckmessung im HF 3 am BW 15 bis zum Oktober 2012.

zeigte insgesamt stärker ausgeprägte jahreszeitliche Schwankungen als der benachbarte Geber D16.

Bei den oberen Erddruckgebern D17 bis D24 wurden in der Sommerstellung maximale Erddrücke von ca. 30 kN/m² ermittelt. (maximaler Erddruckbeiwert 1,0). Zwischen Oktober und Mai nahm der Erddruck im oberen Bereich des Widerlagers auf Werte zwischen 0 und 5 kN/m² ab. Der Geber D17 verläuft seit September 2009 im negativen Bereich, dies kann nur darauf zurückgeführt werden, dass der Kissendruck im Ausgangszustand vor dem Einbau fehlerhaft bestimmt wurde.

11 Auswertung der Messungen am BW 15

In diesem Abschnitt werden die am Bauwerk 15 erzielten Messergebnisse weiter ausgewertet. Zunächst werden die Setzungen bei den verschiedenen Hinterfüllungsvarianten gegenübergestellt, wobei wie beim Bauwerk 37 vorgegangen wurde (vgl. Abschnitt 7).

In den darauf folgenden Abschnitten wird auf die Widerlagerverformungen und die resultierenden Veränderungen beim Erddruck eingegangen, der auf die Widerlager im Hinterfüllbereich 1 und 3 einwirkt.

11.1 Auswertung Setzungsmessungen

11.1.1 Setzungen zwischen den Längsmessrohren innerhalb der Hinterfüllung

Die Setzungen innerhalb der Hinterfüllungen wurden auch am Bauwerk 15 durch die Setzungsdifferenzen zwischen den zwei übereinanderliegenden Messrohren ermittelt. Die entsprechenden Auswertungen enthält Anlage 8. Um die verschiedenen Hinterfüllungsvarianten zu vergleichen, wurden die mittleren Verformungen zwischen oberem und unterem Messrohr im bestimmt und in Tab. 11-1 zusammengestellt. Für den Hinterfüllbereich 1 und 2 in der RiFa Wiesbaden wurde der Zeitraum zwischen März 2008 und der letzten Messung im Juli 2010 ausgewertet. Durch die spätere Verkehrsfreigabe in der RiFa Frankfurt wurde hier der Zeitraum zwischen Dezember 2008 und Juli 2010 betrachtet. Die oberen Messrohre liegen 2,4 m unter Fahrbahnoberkante, die unteren 0,80 m über Fundamentoberkante. Durch die starke Quer- und Längsneigung der Fahrbahn beträgt die Höhe des Hinterfüllmaterials zwischen den Messrohren zwischen 3,40 m und 4,55 m. Die mittleren Verformungen zwischen oberem und unterem Messrohr lagen im Bereich von 0,6 mm bis 1,7 mm, so dass die bezogenen Setzungen (Stauchung des Materials zwischen den Messrohren) zwischen 0,16 ‰ und 0,40 ‰ betragen.

Die bezogenen Setzungen waren in der Referenzverfüllung mit grobkörnigem Material im Bereich 1 und in der Hinterfüllungen 3 mit qualifizierter Bodenverbesserung mit bindigem Ausgangsmaterial etwa gleich groß. Geringfügig kleinere Werte wurden in der Hinterfüllung 4 erzielt, in der die qualifizierte Bodenverbesserung mit nicht bindigem Ausgangsmaterial vorgenommen wurde. Demgegenüber waren die bezogenen Setzungen im Hinterfüllbereich 2 deutlich geringer. Die äußere Kante der Schleppplatte befindet sich in dieser Hinterfüllung etwa über der Einbindung der unteren Messrohre in den anstehenden Boden. Dadurch konnten die bezogenen Setzungen nur für das Hinterfüllmaterial unterhalb der Schleppplatte ermittelt werden.

	HF 1	HF 2	HF 3	HF 4
	Grobkörniges Material	Grobkörniges Material und Schleppplatte	Qualifizierte Bodenverbesserung mit bindigem Boden	Qualifizierte Bodenverb. mit nicht bindigem Boden
Zeitraum	03.2008-07.2010	03.2008-07.2010	12.2008-07.2010	12.2008-07.2010
Setzung zwischen oberem und unterem Längsmessrohr (Mittelwert über Hinterfüllung)	1,60 mm	0,59 mm	1,73 mm	1,35 mm
Mittlere bezogene Setzung zwischen oberem und unterem Längsmessrohr (Höhenabstand 3,4 m bis 4,5 m)	0,39 ‰	0,16 ‰	0,40 ‰	0,35 ‰

Tab. 11-1: Vergleich der Setzungen innerhalb der Hinterfüllungen am Bauwerk 15.

11.1.2 Setzungen der Fahrbahnoberfläche über den Hinterfüllungen

Im Standstreifen wurden über den Hinterfüllungen versenkte Höhenbolzen angeordnet, mit denen die Setzungen der Fahrbahnoberfläche bestimmt werden konnten (vgl. Abschnitt 10.4 und Anlage 9). Um nur den Setzungsanteil über den Hinterfüllungen zu erfassen, wurde für jede Hinterfüllung eine Bezugsgerade ermittelt, die am Höhenbolzen über dem Brückenwiderlager beginnt und ca. 3 m über den Hinterfüllbereich hinausgeht. Anschließend wurden die Setzungen gegenüber dieser Bezugsgerade berechnet. Tab. 11-1 enthält die ermittelten Setzungen an den Bezugspunkten. Das Vorgehen wird in Bild 11-1 am Beispiel des Hinterfüllbereichs 3 verdeutlicht, während Bild 11-2 die Verformungen gegen die Bezugsgerade für alle vier Hinterfüllungen am Bauwerk 15 zeigt.

Datum	HF 1	HF 2	HF 3	HF 4
	Grobkörniges Material	Grobkörniges Material und Schleppplatte	Qualifizierte Bodenverbesserung mit bindigem Boden	Qualifizierte Bodenverb. mit nicht bindigem Boden
Setzung Fahrbahnoberfläche über Widerlager (Bezugspunkt BP 1)	2,42 mm	1,47 mm	1,00 mm	0,63 mm
Setzung Fahrbahnoberfläche 3 m hinter dem Ende der Hinterfüllung (Bezugspunkt BP 2)	3,26 mm	1,24 mm	2,92 mm	1,58 mm
Mittlere Setzung über Hinterfüllung auf Bezugsgerade zwischen Widerlager und Ende Hinterfüllung (BP 1 und BP 2)	0,91 mm	2,36 mm	0,84 mm	0,58 mm
Maximale Setzung über Hinterfüllung auf Bezugsgerade zwischen Widerlager und Ende Hinterfüllung (BP 1 und BP 2)	1,45 mm	6,26 mm	1,78 mm	1,66 mm

Tab. 11-2: Vergleich der Setzungen der Fahrbahnoberfläche über den Hinterfüllungen am Bauwerk 15 bis September 2012.

Bei den Hinterfüllungen 1, 3 und 4 zeigten sich nur geringe Unterschiede bei den Setzungen gegenüber den Bezugsgeraden. Die maximalen Setzungen zur Bezugsgerade waren mit ca. 1,5 mm sehr gering. Ab einem Abstand von ca. 10 m zum Widerlager verliefen die Kurven fast gleich. Gewisse Unterschiede zeigten sich innerhalb der ersten 10 m. So waren die Setzungen direkt am Übergang vom Widerlager zur

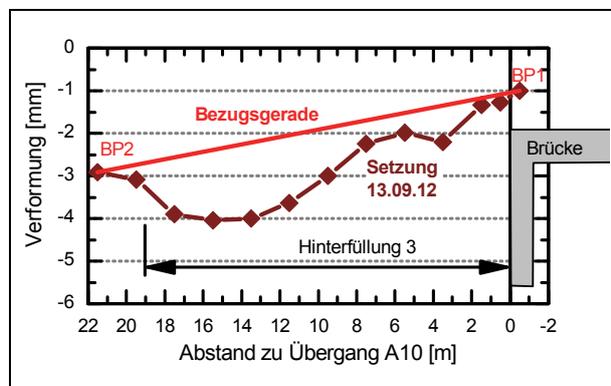


Bild 11-1: Nivellierung der Höhenbolzen in der Fahrbahn über dem Bereich 3, Setzungen zwischen 05.12.2008 und 13.09.2012, Darstellung der Bezugsgeraden zwischen Widerlager (Bezugspunkt BP 1) und Ende des Hinterfüllbereichs (Bezugspunkt BP2).

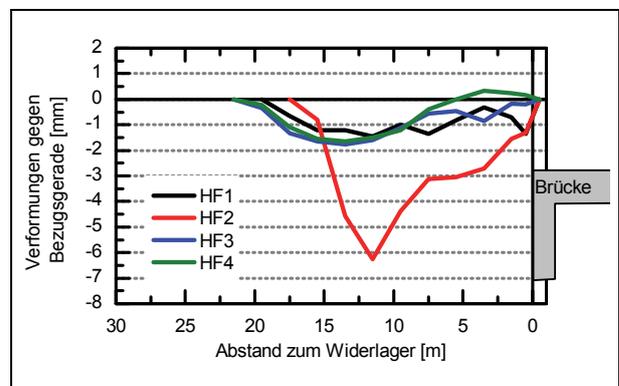


Bild 11-2: BW15, Setzungen gegen Bezugsgerade, die vom Widerlager hinter das Ende der Hinterfüllung verläuft; Vergleich der vier Hinterfüllungen am Bauwerk 15.

Hinterfüllung über dem Hinterfüllbereich 1 um ca. 1 mm höher als bei den Hinterfüllungen 3 und 4, bei denen am Übergang fast keine Setzungsunterschiede gegenüber dem Widerlager auftraten. Demgegenüber waren die Setzungen gegen die Bezugsgerade beim Hinterfüllbereich 2 mit der Schleppplatte deutlich höher. Die Schleppplatte verläuft parallel zum Widerlager und besitzt eine Breite von 6 m. Durch die Schiefe des Brückenbauwerkes von annähernd 45° liegen die Messpunkte bis zu einem Abstand von 8,5 m zum Widerlager oberhalb der Schleppplatte. Am Übergang zum Widerlager betrugen die Setzungen zur Bezugsgerade 1,3 mm und nahmen anschließend bis zum Ende der Schleppplatte auf ca. 3,5 mm zu, um danach nochmals deutlich auf maximal 6,3 mm anzusteigen (Abstand 11,5 m zum Widerlager). Die größten Setzungen gegen die Bezugsgerade traten somit hinter der Schleppplatte über dem Hinterfüllbereich 2 auf (max. 6,3 mm auf einer 18 m langen Bezugsstrecke). Um die Größe der ermittelten Setzungen einzuordnen, wurden als Vergleich auch noch andere Bezugsgeraden gewählt. Die größten Setzungen traten zwischen den Messmarken bei 7,5 m und 15,5 m auf. Bezogen auf eine 8 m lange Gerade zwischen den Setzungen an diesen beiden Punkten lag der Stich bzw. die maximale Einsenkung bei 4,3 mm. Gegenüber einer 4 m langen Bezugsgeraden wurden maximale Einsenkungen von 1,8 mm ermittelt. Im Vergleich zum Ebenheitskriterium von 4 mm maximaler Einsenkung auf einer 4 m langen Messstrecke nach ZTV Asphalt sind somit auch die Setzungen im Bereich 2 als gering zu bewerten. Auf die Fahrbahnebenheit im Längsprofil wird ausführlich im Abschnitt 15.2 eingegangen.

11.1.3 Schlussfolgerungen aus den Setzungsmessungen am Bauwerk 15

Insgesamt sind die eingetretenen Setzungen der Fahrbahnoberfläche über allen vier Hinterfüllungen am Bauwerk 15 als unkritisch zu bewerten. Die Darstellung in Bild 11-2 ist sehr stark überhöht. Das Ebenheitskriterium von 4 mm auf einer 4 m langen Messstrecke wurde durchgehend eingehalten.

Bereits die Setzungen über der Referenzhinterfüllung nach ZTV E-StB mit grobkörnigem Boden lagen in Bezug auf eine Gerade zwischen Widerlager und dem Ende der Hinterfüllung unter 2,0 mm. Mit den qualifizierten Bodenverbesserungen im Hinterfüllbereich 3 und 4 wurden ähnliche Setzungen der Fahrbahnoberfläche erreicht. Die höhere Steifigkeit der qualifizierten Bodenverbesserungen führte nur im unmittelbaren Übergangsbereich zum Widerlager zu geringeren Setzungen der Fahrbahnoberfläche.

Die in Bild 10-3 und Bild 11-2 hinter der Schleppplatte erkennbare Einmuldung zeigte einen Stich (Setzungsbetrag) von ca. 4 mm bei einer Länge von 8 m. Die Setzungen der Fahrbahnoberfläche konnten mit der Schleppplatte im Vergleich zur Standardhinterfüllung im Bereich 1 nicht reduziert werden. Wie bei anderen Untersuchungen, z.B. JAUP (1999), traten deutliche Setzungen der Fahrbahnoberfläche am Ende der Schleppplatte auf. Ab einer Tiefe von 2,40 m unterhalb der Fahrbahnoberfläche waren die Setzungen des Hinterfüllmaterials unterhalb der Schleppplatte jedoch geringer als bei der Referenzhinterfüllung.

Durch den erhöhten Kontrollumfang konnte über die gesamte Höhe der Hinterfüllung nachgewiesen werden, dass die Anforderungen an den Verdichtungsgrad und das Material eingehalten wurden. Bei allen Hinterfüllungen waren die Setzungen so gering, dass eine Entscheidung über die Hinterfüllungsvariante ausschließlich in Hinblick auf die Kosten erfolgen kann.

Wie bereits am Bauwerk 37 wurden auch am Bauwerk 15 beim Nivellement vor Verkehrsfreigabe erhebliche Abweichungen zur Soll-Höhe der Fahrbahnoberfläche festgestellt, die um ein Vielfaches höher waren, als die Setzungen unter Verkehrsbelastung. Die Abweichungen zwischen Soll- und Ist-Höhe werden daher im Abschnitt 14 näher untersucht.

11.2 Auswertung Temperaturmessungen

Im Beobachtungszeitraum von März 2008 bis Oktober 2012 (ca. 4,5 Jahre) traten im Beton in der Mitte des Brückenüberbaus am Geber T09 Temperaturen zwischen -6 °C und 31 °C auf, so dass die jahreszeitlichen Schwankungen zwischen Sommer und Winter bei maximal 37 K lagen. Im Abschnitt 2.4.2 wurden die Bemessungstemperaturen für Betonbrücken erläutert, die gemäß DIN FB 101 für den konstanten Temperaturanteil $T_{e,\min} = -17\text{ °C}$ und $T_{e,\max} = 37\text{ °C}$ betragen. Die am Bauwerk gemessenen Temperaturen im Brückenüberbau liegen innerhalb dieses Bereiches.

Die Erfassung der Temperaturen im Brückenüberbau, wie am Bauwerk 15 erfolgt, ist relativ aufwändig. Die Lufttemperaturen werden im Gegensatz dazu an einer Vielzahl von Wetterstationen erfasst. Für die Nachrechnung der Verformungen an bestehenden Bauwerken sind daher Ansätze nötig, mit denen die Temperatur im Brückenüberbau aus den großräumig erfassten Lufttemperaturen abgeleitet werden können. In diesem Abschnitt soll daher ein solcher Zusammenhang zwischen der gemessenen Lufttemperatur und der gemessenen Temperatur in der Mitte des Brückenüberbaus aufgestellt werden. Ausgewertet wurden dafür die Tagesmittelwerte an den Gebern T10 (Lufttemperatur) und T08 (Mitte Beton Brückenüberbau), die in Bild 11-3 für den Zeitraum vom 01.02.2011 bis 31.05.2011 dargestellt sind.

Durch die Bildung von Tagesmittelwerten wird der starke Tagesgang der Lufttemperatur bereits deutlich geglättet. Trotzdem verläuft die Temperatur in der Mitte des Brückenüberbaus mit noch geringeren Schwankungen, was durch die hohe Masse des $1,20\text{ m}$ hohen Brückenüberbaus bedingt ist. Neben dem gleichmäßigeren Verlauf ist aus Bild 11-3 der typische Phasenversatz der Überbautemperatur zur Lufttemperatur ersichtlich. Die Extremwerte in der Ganglinie der Überbautemperatur liegen zeitlich versetzt nachfolgend zu den Extremwerten der Lufttemperatur. Untersucht wurden daher Funktionsansätze mit linearer Abhängigkeit zwischen der Temperatur in Brückenmitte und gleitenden Mittelwerten über die Lufttemperatur der vorangegangenen Tage, wobei die Größe des Zeitfensters zwischen drei und sieben Tagen lag. Im Ergebnis ergab sich die höchste Korrelation wurde zum Mittelwert über die vorangegangenen sechs Tage (Gleichung 11-1, Bestimmtheitsmaß $R^2 = 0,99$).

Im Winter bei Temperaturen unter 0 °C entsprach die Temperatur in der Mitte des Brückenüberbaus direkt der mittleren Lufttemperatur der vorangegangenen sechs Tage. Bei Temperaturen über dem Nullpunkt wird der Überbau durch die Sonneneinstrahlung zusätzlich erwärmt, so dass die Temperaturen im Überbau 20% über den mittleren Lufttemperaturen der zurückliegenden sechs Tage lagen. In Bild 11-3

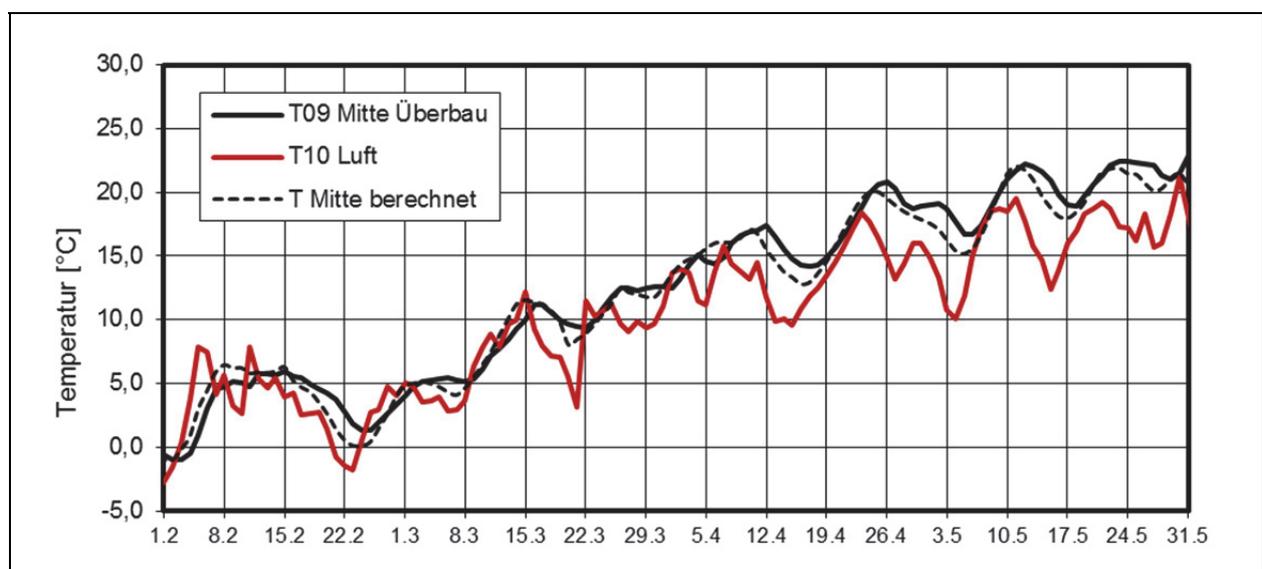


Bild 11-3: Lufttemperatur T10, gemessene Temperatur in der Mitte des Brückenüberbaus T09 und berechnete Temperatur (T Mitte berechnet) im Zeitraum 01.02.2011 bis 31.05.2011 (Tagesmittelwerte).

sind die höheren Durchschnittstemperaturen im Brückenüberbau etwa am dem 15.03.2011 deutlich zu erkennen. Zum Vergleich zwischen berechneter und gemessener Temperatur wurde in Bild 11-3 mit der gestrichelten schwarzen Linie, der nach Gleichung (11-1) berechnete Temperaturverlauf in Brückenmitte eingetragen. Die Abweichungen zwischen berechneten und gemessenen Temperaturen lagen bei maximal $\pm 2,4$ K im jahreszeitlichen Verlauf. Gemessen wurden Temperaturen am Geber T9 zwischen -6 °C und 31 °C, die berechneten Werte lagen zwischen -7 °C und 31 °C. Für Nachrechnungen ist der mit Gleichung 11-1 aufgestellte funktionale Zusammenhang somit ausreichend genau.

$$T_{\text{MitteÜberbau}} = \begin{cases} \bar{T}_{\text{Luft}}^{6d}(t) & \text{wenn } \bar{T}_{\text{Luft}}^{6d}(t) < 0^\circ\text{C} \\ 1,2 \cdot \bar{T}_{\text{Luft}}^{6d}(t) & \text{wenn } \bar{T}_{\text{Luft}}^{6d}(t) \geq 0^\circ\text{C} \end{cases} \quad (11-1)$$

$$\bar{T}_{\text{Luft}}^{6d}(t) = \frac{1}{6d} \sum_{t=-6d}^t \bar{T}_{\text{Luft}}^{1d}(t) \quad (11-2)$$

- $\bar{T}_{\text{Luft}}^{6d}(t)$... Mittelwert der gemessenen Lufttemperatur der vorangegangenen sechs Tage
- $\bar{T}_{\text{Luft}}^{1d}(t)$... Tagesmittelwert der gemessenen Lufttemperatur (Geber T10)
- $T_{\text{MitteÜberbau}}$... Temperatur in Brückenmitte (Geber T9)

Einen ähnlichen Zusammenhang gibt ENGLAND (2000) für Brücken in Großbritannien an, der sich auf Untersuchungen von EMMERSON (1977) bezieht. Dabei wird eine effektive Brückentemperatur (EBT) definiert, die für Stahlbetonbrücken stark mit der mittleren Lufttemperatur der vorangegangenen zwei Tage korreliert.

11.3 Auswertung Extensometer- und Lagemessungen

Die Verformungen der Brückenwiderlager werden durch die Lagemessungen der 24 Zielmarken im Abstand von ca. 6 Monaten erfasst (siehe Abschnitt 10.6). Die Ursache für die Widerlagerverformungen liegt in den Längenänderungen des Brückenüberbaus, die sich aus den in Gleichung (11-3) aufgeführten Anteilen zusammensetzen.

$$\varepsilon_{\text{tot}} = \varepsilon_Z + \varepsilon_T + \varepsilon_{cs} \quad (11-3)$$

- ε_{tot} ... gesamte Dehnung ($\Delta L/L$)
- ε_Z ... Dehnungsanteil infolge Zwangsbeanspruchung
- ε_T ... Temperaturdehnung
- ε_{cs} ... Dehnungsanteil infolge Kriechen und Schwinden

Die Zwangsbeanspruchung entsteht durch behinderte Dehnungen des Brückenüberbaus. Wie in Abschnitt 2.4.2 dargestellt, ist dieser Anteil i.d.R. gering und wird bei den vorliegenden Betrachtungen vernachlässigt. Die Dehnungsanteile infolge der Temperatureinwirkungen und des Schwindens im Beton sollen in diesem Abschnitt untersucht werden. Danach erfolgt ein Vergleich zwischen den Verformungen der Lagemessung und der Extensometer.

11.3.1 Ermittlung Temperaturkoeffizient

Nach Anhang B des DIN-Fachberichtes 101 [R36] kann für Normalbeton ein Temperatureausdehnungskoeffizient α_T von $1 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ angenommen werden. Dieser Wert soll anhand der Ergebnisse der Lagemessung überschlägig überprüft werden, wobei die folgenden Annahmen und Vereinfachungen getroffen wurden:

- Die Abstandsänderung der oberen Zielmarken an den gegenüberliegenden Widerlagern entsprechen den Dehnungen im Brückenüberbau,
- Vernachlässigung der Zwangsverformungen,
- Abstandänderungen werden wie für eine frei aufgelagerte Platte ausgewertet,
- Es wird nur der konstante Temperaturanteil berücksichtigt,
- Als Temperatur im Brückenüberbau wird der Tagesmittelwert des Gebers T09 in der Mitte des Brückenüberbaus der RiFa Frankfurt am Tag der Lagemessung angesetzt,
- Verkrümmungen werden vernachlässigt.

Mit den Koordinaten der Lagemessungen wurden zunächst die Abstände zwischen den oberen, gegenüberliegenden Zielmarken am Widerlager Frankfurt (Zielmarken R1, R3, R5, R7, R9 und R11) und am Widerlager Wiesbaden (Zielmarken L1, L3 ... L11) nach Gleichung 11-4 ermittelt (Abstände R1-L1, R3-L3 bis R11-L11). Die Lage der einzelnen Zielmarken und die gemessenen Verformungen enthält Anlage 11. Aufgrund der starken Schiefwinkligkeit der beiden Brückenbauwerke, waren die Verformungen in der spitzen Ecke des Brückenüberbaus deutlich größer als in der stumpfwinkligen Ecke. Daher wurden zusätzlich die Abstände zwischen den Marken R1-L5, R5-L1, R7-L11 und R11-L7 in die Betrachtung einbezogen. Für jede Lagemessung wurden anschließend die aus den unterschiedlichen Abständen resultierenden Dehnungsänderungen nach Gleichung 11-5 berechnet, die neben dem Temperaturanteil auch die Schwindverkürzungen enthielten. Im folgenden Abschnitt wird gezeigt, dass der Einfluss des Schwindens in den ersten Beobachtungsjahren am größten ist, danach sind die zusätzlichen Schwindverkürzungen gering. Zur Abschätzung des Temperaturdehnungskoeffizienten wurden daher jeweils die Längenänderungen zwischen den fünf Messungen im Sommer 2010, Winter 2010/11, Sommer 2011, Winter 2011/12 und Sommer 2012 bezogen auf die Temperatur am Tag der Lagemessung betrachtet. Im Ergebnis konnte für die 10 untersuchten Zielmarkenpaare ein mittlerer Temperaturdehnungskoeffizient von $\alpha_T = 0,95 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ ermittelt werden, der gut mit dem Ansatz nach DIN FB 101 übereinstimmt.

$$L_{ij}(t) = \sqrt{[x_i(t) - x_j(t)]^2 + [y_i(t) - y_j(t)]^2} \quad (11-4)$$

$$\varepsilon_{ij}(t) = \frac{L_{ij}(t)}{L_{ij}(0)} - 1 \quad (11-5)$$

$$\varepsilon_{ij}(t) = \varepsilon_{cs}(t) + \alpha_T \cdot T(t)$$

- x, y ... Koordinaten der Zielmarken i und j zum Messzeitpunkt t
 $L_{ij}(t)$... Abstand zwischen den Zielmarken i und j zum Messzeitpunkt t
 $\varepsilon_{ij}(t)$... Dehnung zum Zeitpunkt t bezogen auf den Abstand bei der Nullmessung

11.3.2 Ermittlung Schwinddehnungen

An der Teilbrücke der RiFa Wiesbaden, die im ersten Bauabschnitt errichtet wurde, betrug die Temperatur im Brückenüberbau bei der ersten Lagemessung $5,0 \text{ }^\circ\text{C}$. Die fünfte Folgemessung wurde am 10.02.2011 nach knapp 3 Jahren bei fast der gleichen Temperatur ausgeführt ($5,1 \text{ }^\circ\text{C}$). Durch den Vergleich zwischen diesen beiden Messungen konnten daher die Schwindverformungen sehr gut ermittelt werden, da Temperaturdehnungen aufgrund der gleichen Überbautemperatur nicht zu berücksichtigen waren. Der Abstand zwischen den gegenüberliegenden Zielmarken hatte sich in diesem Zeitraum um ca.

Im Sommer 2008 wurde die Teilbrücke der RiFa Frankfurt im zweiten Bauabschnitt errichtet. Die dafür nötige Baugrube wurde mit einem Trägerbohlwandverbau im Bereich des späteren Mittelstreifens der Autobahn hergestellt. Dieser Verbau war einfach rückverankert. Am Widerlager Wiesbaden wurde zwischen den Achsen des Verbaus und des Widerlagers ein spitzer Winkel von ca. 45° eingeschlossen. Die Einstabanker wurden daher senkrecht zur Verbauachse angeordnet und über Ankerplatten mit dem Widerlager Wiesbaden verspannt. Dadurch entstand ein Verbund zwischen Widerlager, Teilen der Hinterfüllung 2 und dem Verbau. Im Bereich des Widerlagers Frankfurt wurden die Einstabanker wieder senkrecht zur Verbauachse geführt und an eine separate Ankerwand angeschlossen, so dass hier kein Verbund mit dem Widerlager vorlag. Bei den Temperaturdehnungen des Brückenüberbaus im Sommer 2008 war der Widerstand für die Abtragung der Horizontalkräfte am Widerlager Frankfurt dadurch geringer als am Widerlager Wiesbaden. Dadurch ergab sich eine stärkere Verschiebung des Widerlagers Frankfurt und in der Folge ein Rotation des gesamten Bauwerks etwa um den Schwerpunkt des Widerlagers Wiesbaden (Bereich der Zielmarken L3 und L4). Die gegenüberliegende spitzwinklige Bauwerks-ecke hat sich um ca. 2,5 mm nach Südosten verschoben (obere Zielmarke R5). Bezogen auf die Zielmarke L3 betrug der Rotationswinkel ca. $8 \cdot 10^{-5}$. Die Verschiebungen der unteren Zielmarke R6 waren nur etwa halb so groß, wie die Verschiebungen der oberen Zielmarke R5. Dies deutet zusätzlich auf eine Torsion des gesamten Brückenbauwerkes hin, die sich auch in der stärkeren Setzung der inneren Höhenbolzen am Widerlager Frankfurt zeigte.

11.3.4 Vergleich zwischen Lagemessung und Extensometermessungen

Die geodätischen Lagemessungen wurden zweimal im Jahr zur Erfassung der Gesamtverschiebungen des Bauwerks durchgeführt. Die Zielmarken R3 und R9 liegen 50 cm neben den Köpfen der beiden 3-fach Extensometer, so dass ein Vergleich der Messwerte möglich wird. Zunächst war zu überprüfen, ob mit dem 5,0 m bzw. 3,0 m langen Extensometern die gesamten Verschiebungen zwischen Hinterfüllung und Widerlager erfasst werden konnten. In diesem Fall müsste die senkrechte Komponente der Lagemessung der Zielmarken R3 bzw. R9 mit den Messwerten der Extensometer E1 bzw. E4 am Tag der Lagemessung übereinstimmen. Für die Lagemessungen waren teilweise zwei Tage erforderlich. Für den Vergleich wurden daher die Tagesmittelwerte der Extensometer herangezogen. Im Ergebnis konnte festgestellt werden, dass insbesondere mit dem 3-fach Extensometer im Hinterfüllbereich 1 geringere Verschiebungen ermittelt wurden, als mit der benachbarten Zielmarke R3. Der Fußpunkt des längsten Extensometers E1 wurde somit von den Verschiebungen innerhalb der Hinterfüllung noch erfasst.

Die Lagemessungen erfolgten diskontinuierlich und nicht bei den Extremwerten der Temperatur im Brückenüberbau. Im Gegensatz dazu konnten mit den Extensometern die Verschiebungen kontinuierlich aufgezeichnet werden. Allerdings wurde dabei nicht die gesamte Verformung erfasst. In den folgenden Abschnitten wird daher eine Korrelation zwischen Lage- und Extensometermessungen aufgestellt, um die Gesamtverformungen zwischen Hinterfüllung und Widerlager in Höhe der Extensometer ermitteln zu können. Zusätzlich erfolgen Untersuchungen zu vereinfachten Verschiebungsansätzen der Widerlager, um später die Erddruckansätze zu vergleichen.

11.3.4.1 Auswertung Hinterfüllbereich 1 (RiFa Wiesbaden)

Im Hinterfüllbereich 1 mit dem grobkörnigen Boden wies das Extensometer E1 eine Länge von 5 m auf. Zwischen den Minimal- und Maximalwerten zum Zeitpunkt der Lagemessungen betrugen die Verformungen am Extensometer E1 2,7 mm. Die senkrechte Verschiebungskomponente der Zielmarke R3 zeigte maximale Verschiebungen von 3,8 mm im gleichen Zeitraum, wobei die Verformungen aufgrund der Rotation des Widerlagers stärker zu Luftseite ausgerichtet waren. Der Vergleich der Extensometermessungen mit den Ergebnissen der Lagemessung für die 7 Folgemessungen ergab, dass mit dem 5 m langen

Extensometer E1 ca. 75% der Gesamtverformungen ermittelt werden konnten. Die Verschiebungen zwischen dem Fußpunkt des 5 m langen Extensometers E1 und der Widerlagerrückseite wurden durch die Differenz zwischen den Extensometern E1-E3 ermittelt. Wie Bild 11-5 zeigt, besteht ein linearer Zusammenhang zwischen den Verformungen der Zielmarke R3 und dem Extensometerwert E1-E3. Die Gesamtverschiebung zwischen Widerlager und Hinterfüllung in Höhe des Extensometers konnte daher mit folgender Korrelation ermittelt werden:

$$s_{h_{2,3m}} = 1,35(E1 - E3) \quad (11-6)$$

$s_{h_{2,3m}}$... Verschiebung zwischen Widerlager und Hinterfüllung 2,3 m unter Fahrbahnoberkante
 E1 ... Messwert des 5 m langen Extensometers E1
 E3 ... Messwert des 1,2 m langen Extensometers E3 (Widerlagerbeton)

Die im Abschnitt 2.5 vorgestellten Ansätze für die Mobilisierung des Erddruckes können i.d.R. nur für vereinfachte Verschiebungsfiguren der Widerlager angewendet werden (Fußpunktdrehung und Parallelverschiebung). Bei den folgenden Betrachtungen wurden daher die Anteile aus der Biegelinie im Rahmenbauwerk vernachlässigt und die Verschiebungen der Zielmarken R3 und R4 linear extrapoliert. Das Ergebnis für einen Teil der Lagemessungen enthält Bild 11-6. In der Sommerstellung wurde etwa die Ausgangsposition bei der Nullmessung am 06.03.08 erreicht. Die Verkürzungen im Brückenüberbau bei den Wintermessungen führten zu Fußpunktdrehungen zur Luftseite, wobei der Drehpunkt etwa in Höhe der Fundamentunterkante lag. Zwischen zwei aufeinanderfolgenden Lagemessungen im Sommer bzw. Winter betragen die Drehwinkel zwischen 0,39 und 0,54 mm/m.

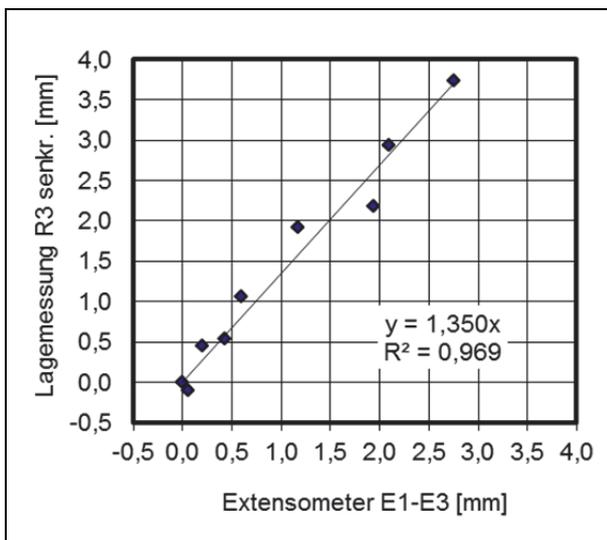


Bild 11-5: Korrelation zwischen den Ergebnissen der Lagemessung R3_senkr. und dem Extensometermesswert E1-E3.

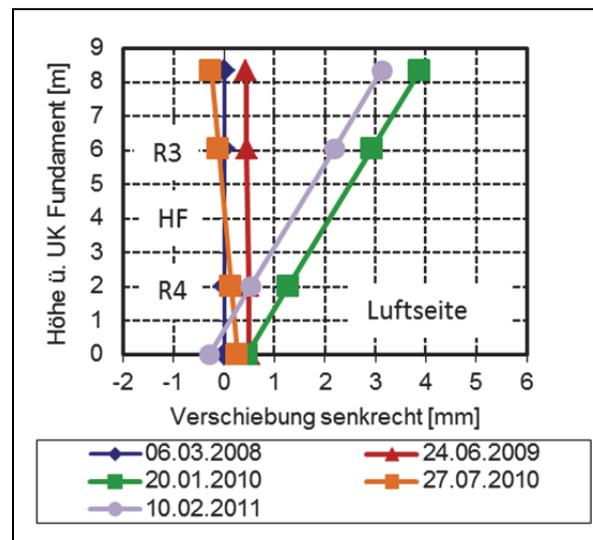


Bild 11-6: Verschiebung Widerlager Wiesbaden im Bereich der Messmarken R3 und R4 bei ausgewählten Lagemessungen.

Der Kopfpunkt des 3-fach Extensometers befindet sich im Widerlager Frankfurt in einer Höhe von 6,04 m über Fundamentoberkante. Unter der Annahme, dass der Drehpunkt in Höhe der Fundamentunterkante liegt, kann der Drehwinkel somit nach Gleichung (11-7) abgeschätzt werden. Dieser Ansatz wird im Abschnitt 11.4 genutzt, um Vergleichsbetrachtungen mit Literaturansätzen für den Erddruck durchführen zu können.

$$\frac{s_h}{h} = \frac{1,35(E1 - E3)}{6,04m} \quad (11-7)$$

s_h/h ... Drehwinkel Widerlager bei Fußpunktdrehung

11.3.4.2 Auswertung Hinterfüllbereich 3 (RiFa Frankfurt)

Im Hinterfüllbereich 3 mit der qualifizierten Bodenverbesserung und der vertikalen EPS-Schicht zur Erddruckreduktion wurde der Hauptanteil der Verformungen von der EPS-Schicht aufgenommen, so dass die Extensometer E4 und E5 annähernd gleiche Messwerte mit Verformungsbeträgen von ca. 1,4 bis 2,0 mm zwischen Winter und Sommer lieferten.

Auch im Hinterfüllbereich 3 zeigten sich jedoch Abweichungen zwischen dem Ergebnis der Lagemessung und den Extensometermesswerten. Zur Verdeutlichung wurden in Bild 11-5 die Verschiebungen an der Messmarke R9 und die Extensometermesswerte E4-E6 als Tagesmittelwerte zum Zeitpunkt der Lagemessung gegenübergestellt. Bei den Extensometern traten an den Tagen der Lagemessung maximale Tagesschwankungen zwischen 0,03 mm bis 0,08 mm auf. Der Fehler durch die Mittelwertbildung ist damit deutlich kleiner als die Messunsicherheit bei der Lagemessung, die in der Größenordnung von +/- 0,3 mm liegt.

Bis zur Lagemessung am 20.01.2010 waren die Differenzen zwischen Lage- und Extensometer mit maximal 0,4 mm vergleichsweise gering. Der Fußpunkt des 3 m langen Extensometers E4 hat sich in diesem Zeitpunkt somit nur geringfügig verschoben. An der unteren Zielmarke R10 traten keine signifikanten Verformungen auf. Der Drehpunkt für eine Kippbewegung des Widerlagers lag etwa in Höhe der unteren Zielmarke (0,8 m über Fundamentoberkante). Bei der nächsten Lagemessung im Sommer 2010 hatten sich untere und obere Zielmarke deutlich zur Hinterfüllung hin verschoben (unten R10: 1,3 mm, oben R9: 3,0 mm im Vergleich zur Wintermessung 2009/10). Von dieser Verschiebung des gesamten Widerlagers wurde auch der Fußpunkt des Extensometers E4 erfasst, so dass eine Differenz von 1,5 mm zwischen Extensometermesswert und senkrechter Verschiebung an der Zielmarke R9 entstand (vgl. Bild 11-6). In den folgenden zwei Jahren nahm die Differenz zwischen Extensometer- und Lagemessung im Hinterfüllbereich 3 kontinuierlich ab, bis bei der Lagemessung am 13.09.2012 die Messwerte im Bereich der Messgenauigkeit übereinstimmten (keine signifikanten Abweichungen).

Eine einfache Korrelation zwischen Lage- und Extensometermessung konnte für den Hinterfüllbereich 3 nicht aufgestellt werden. Die Differenzen sind durch die Verschiebungen zwischen Winter 2009/10 und Sommer 2010 geprägt und waren zum Ende des Untersuchungszeitraumes im September 2012 kleiner als die Messunsicherheit. Für Vergleichsbetrachtungen können die Differenzverformungen zwischen Sommer- und Wintermessung verwendet werden. Dabei ist der Sommer 2010 getrennt zu betrachten.

Vereinfachend wird für das Widerlager eine Starrkörperbewegung angenommen, bei der die Verformungen aus der Momentenbeanspruchung (Biegelinie) vernachlässigt werden. Für diesen Fall können die

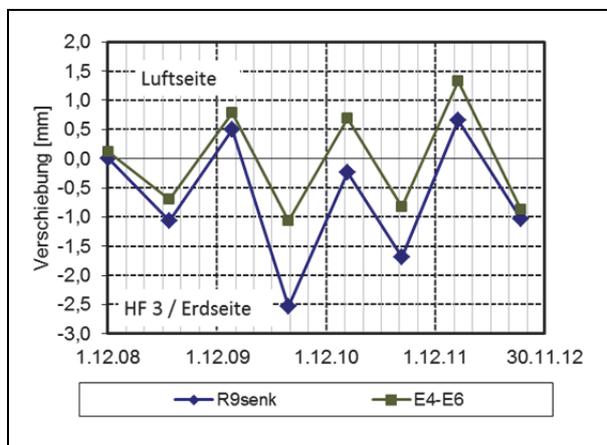


Bild 11-7: Vergleich der Lagemessung R9_senkrecht und dem Extensometerwert E4-E6 (Tagesmittelwert am Tag der Lagemessung).

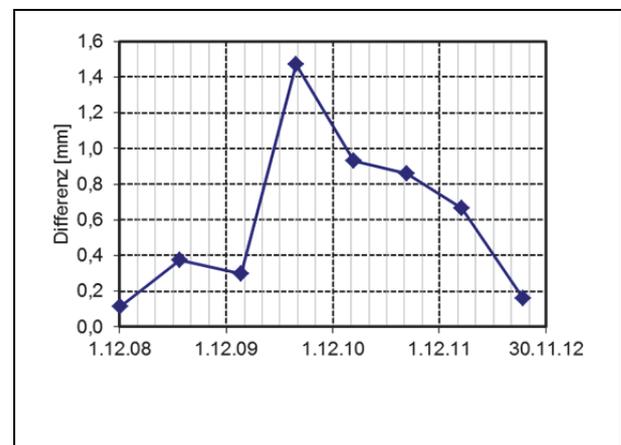


Bild 11-8: Differenz zwischen den Ergebnissen der Lagemessung R9_senkr. und dem Extensometermesswert E4-E6.

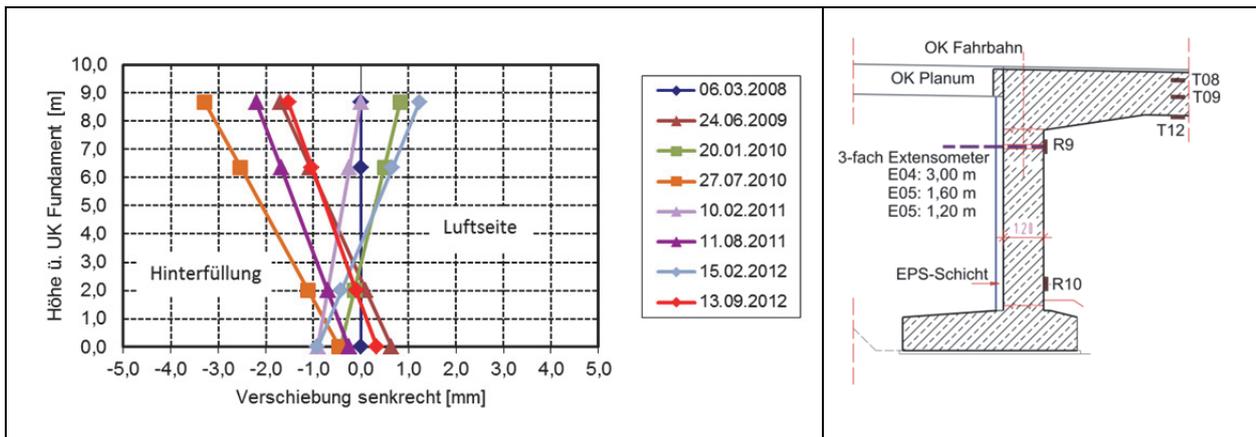


Bild 11-9: Verschiebung Widerlager Wiesbaden, HF 3, im Bereich der Messmarken R9 und R10.

Verschiebungen an der Fundamentunterkante und an der Oberkante des Widerlagers linear aus den Verschiebungen der Zielmarken R9 und R10 extrapoliert werden (Bild 11-9). Die Höhe des Drehpunktes für eine Kippbewegung kann aus dem Schnittpunkt der Linien für aufeinander folgende Messungen ermittelt werden. Der Drehpunkt lag bei 4 Kippbewegungen zwischen Sommer und Winter etwa in Höhe der unteren Zielmarke (0,8 m über Fundamentoberkante), bei 2 Kippbewegungen in Höhe der Fundamentoberkante und nur zwischen Januar 2010 und Juli 2010 in Höhe der Fundamentunterkante.

11.3.5 Temperaturabhängigkeit der Extensometermesswerte

Wie in Abschnitt 2.4 dargestellt, entstehen die zyklischen Widerlagerverformungen bei integralen Brücken durch Temperaturdehnungen im Brückenüberbau. Am Bauwerk 15 wurden insgesamt 12 Temperaturgeber angeordnet, die sich an unterschiedlichen Positionen des Bauwerks befinden (Luft- und Widerlagerseite des Widerlagerbetons, Brückenüberbau, Lufttemperatur).

Die Extensometermesswerte E1-E3 im Hinterfüllbereich 1 bzw. E4-E5 im Hinterfüllbereich 3 wurden für einen Zeitraum von 4 Jahren in Abhängigkeit von den Temperaturen an den Gebern T1 bis T12 ausgewertet, indem eine lineare Korrelation zwischen Temperatur- und Extensometermesswert aufgestellt wurde. Im Ergebnis ergab sich, wie erwartet, das höchste Bestimmtheitsmaß für die Korrelation zur Temperatur in der Mitte des Brückenüberbaus (Geber T9). Bild 11-10 zeigt das Ergebnis für den Hinter-

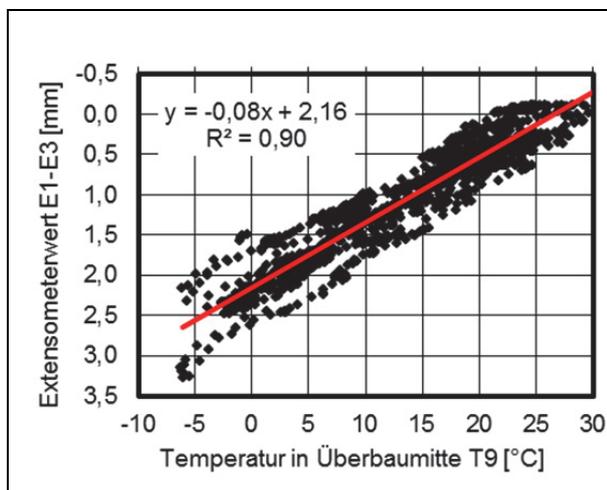


Bild 11-10: HF1, Extensometermesswert E1-E3 in Abhängigkeit von der Temperatur in Überbaumitte T9

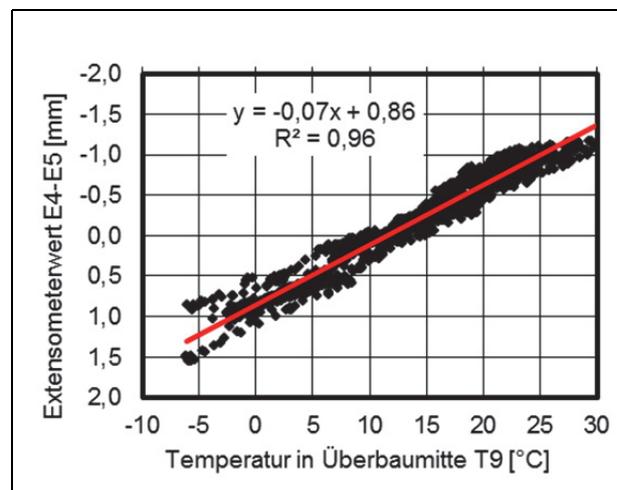


Bild 11-11: HF3, Extensometermesswert E4-E6 in Abhängigkeit von der Temperatur in Überbaumitte T9

füllbereich 1. Das Bestimmtheitsmaß war für den Beobachtungszeitraum von 4 Jahren im Hinterfüllbereich 1 mit $R^2_{HF1} = 0,90$ niedriger als im Hinterfüllbereich 3 mit $R^2_{HF3} = 0,96$ (Bild 11-11). Die Ursache dafür liegt in der höheren Rotation der gesamten Teilbrücke, die in Abschnitt 11.3.3 dargestellt wurde. Bei einer Auswertung für die einzelnen Jahre bzw. den Zeiträumen zwischen Temperaturminimum im Winter und Maximum im Sommer ergaben sich deutlich höhere Korrelationskoeffizienten, die hier jedoch nicht gesondert dargestellt wurden.

11.4 Auswertung Erddruckmessungen

11.4.1 Hinterfüllung HF 1 mit Sand/Kies-Gemisch

Im ersten Schritt der Auswertung wurden die Verhältniswerte $K_{mob}(z)$ aus gemessenem Erddruck $\sigma_h(z)$ und Vertikalspannung $\sigma_v(z)$ aus Bodeneigengewicht für die Extremwerte im Sommer bzw. Winter ermittelt und in der Tab. 11-3 dargestellt (Messwerte stündlich). Die Vertikalspannung wurde mit der mittleren Feuchtwichte des Hinterfüllmaterials von $21,5 \text{ kN/m}^3$ bestimmt (vgl. Abschnitt 8.5.2). Zusätzlich enthält Tab. 11-3 zum Vergleich Erddruckbeiwerte für den aktiven und passiven Erddruck sowie dem Erdruhedruck, die für einen Reibungswinkel von 35° für das Sand-Kies-Gemisch im Hinterfüllbereich 1 ermittelt wurden.

11.4.1.1 Minimalwerte im Winter

Im Winter wurde bei den oberen Erddruckgebern bis in eine Tiefe von 2,30 m unter Fahrbahnoberkante kein Erddruck gemessen. Der Verhältniswert E_{mob} lag bei diesen Gebern in den vier Wintern im Beobachtungszeitraum bei $K_{mob,Wi}(z \leq 2.3\text{m}) = 0$. Bei den Gebern D03 und D04, die sich in einer Tiefe von 4,30 m unter Fahrbahnoberkante befinden, wurden im Winterhalbjahr unterschiedliche Spannungen aufgezeich-

Geber	Tiefe z [m]	Vertikalspannung [kN/m ²]	Verhältniswert Erddruck / Vertikalspannung K_{mob}		Erddruckbeiwerte		
			Maximalwert im Sommer	Minimalwert im Winter	aktiv	Erdruhedruck	passiv (raue Wand)
D01	6,4	137,6	0,55 (2008)	0,31 (2009/10)	0,27	0,43	Coulomb 9,15 Krey 6,90
D02			0,59 (2008)	0,27 (2009/10)			
D03	4,3	92,5	1,34 (2012)	0 (-0,1)			
D04			1,40 (2012)	0,31			
D05	2,3	49,5	1,28 (2010)	0,02			
D06			1,59 (2010)	0 (-0,04)			
D07	1,3	28,0	1,82 (2010)	0 (-0,01)			
D08			2,05 (2010)	0 (-0,1)			
D09	2,3	49,5	1,01 (2010)	0 (-0,05)			
D10			0,68 (2012)	0,01			
D11	2,3	49,5	0,83 (2012)	0 (-0,04)			
D12			1,91 (2010)	0 (-0,04)			

Tab. 11-3: Verhältniswerte zwischen Erddruck und Vertikalspannung infolge Eigengewicht $K_{mob} = \sigma_h/\sigma_v$ sowie Erddruckbeiwerte für einen Reibungswinkel 35° .

net, obwohl die Geber benachbart sind. Der Mittelwert dieser beiden Geber erreichte im Winter 2011/12 sein bisheriges Minimum, das bei $K_{\text{mob,Wi}}(4.3\text{m}) = 0,15$ lag. Bei den noch tiefer liegenden Gebern D01 und D02 wurden die kleinsten Werte im Winter 2009/10 mit $K_{\text{mob,Wi}}(6.4\text{m}) \approx 0,29$ gemessen, die somit in der Größenordnung des aktiven Erddruckes lagen (ohne Berücksichtigung der Kohäsion).

11.4.1.2 Maximalwerte im Sommer

Der höchste Verhältniswert $K_{\text{mob,So}}$ wurde im Sommer 2010 am Geber D08 in einer Tiefe von 1,30 m unter Fahrbahnoberkante erreicht (max. $K_{\text{mob,So}}(1.3\text{m}) = 2,05$). Die Sommermaxima bei den oberen Gebern stiegen in den ersten drei Jahren deutlich an. Zur Verdeutlichung wurden in Bild 11-12 die Spannungsverhältnisse K_{mob} für die fünf Sommer von Beginn der Messungen im Jahr 2008 bis zum Sommer 2012 eingetragen. Dabei wurden jeweils die Mittelwerte aus den Geberpaaren gebildet. Das Geberpaar D07/D08 (schwarze Linie) liegt in einer Tiefe von 1,30 m unter Fahrbahnoberkante. Das Spannungsverhältnis K stieg bei diesem Geberpaar von $K_{\text{mob,So}}(1.30\text{m}) = 1,45$ im Sommer 2008 bis auf einen Wert von 1,94 im Sommer 2010 an. Ein ähnlicher Verlauf wurde für das 2,30 m tiefe Geberpaar D05/D06 ermittelt (grüne Linie). Bei diesem Geberpaar stieg der Verhältniswert K_{mob} von $K_{\text{mob,So}}(2.3\text{m}) = 0,98$ im Sommer 2008 auf $K_{\text{mob,So}}(2.3\text{m}) = 1,44$ im Sommer 2010. Bei den tiefer liegenden Gebern D01 bis D04 war ein solcher deutlicher Trend in den ersten drei Jahren nicht zu beobachten. Im weiteren Verlauf nahmen die maximalen Verhältniswerte auch bei den oberen Gebern wieder ab. Ein weiterer Anstieg wurde bisher nicht beobachtet.

Neben den Spannungsverhältniswerten enthält Bild 11-12 noch die maximalen Lufttemperaturen (Geber T10, rote Linie) und die maximale Temperatur in der Mitte des Brückenüberbaus (Geber T9, orange Linie). In den ersten drei Jahren war die maximale Lufttemperatur annähernd gleich hoch bei ca. 32,4 °C. Sie ging dann im Jahr 2011 auf 30,4 °C zurück um im Sommer 2012 auf 31,9 °C anzusteigen. Der Erddruck bei den oberen Gebern (D05 bis D08) korreliert jedoch stärker mit der Temperatur in der Mitte des Brückenüberbaus (Bild 11-12). Eine Ausnahme bildet hier der Sommer 2008 bei den oberen Gebern. Trotz höherer Überbautemperatur im Sommer 2008 war der Erddruck bei den oberen Gebern deutlich niedriger als im folgenden Sommer 2009.

Dies wird mit folgendem Ansatz erklärt: Die Hinterfüllarbeiten wurden im Februar 2008 abgeschlossen. Die Verkehrsfreigabe folgte im März 2008. Die zur Hinterfüllung gerichteten Verformungen waren bis zum

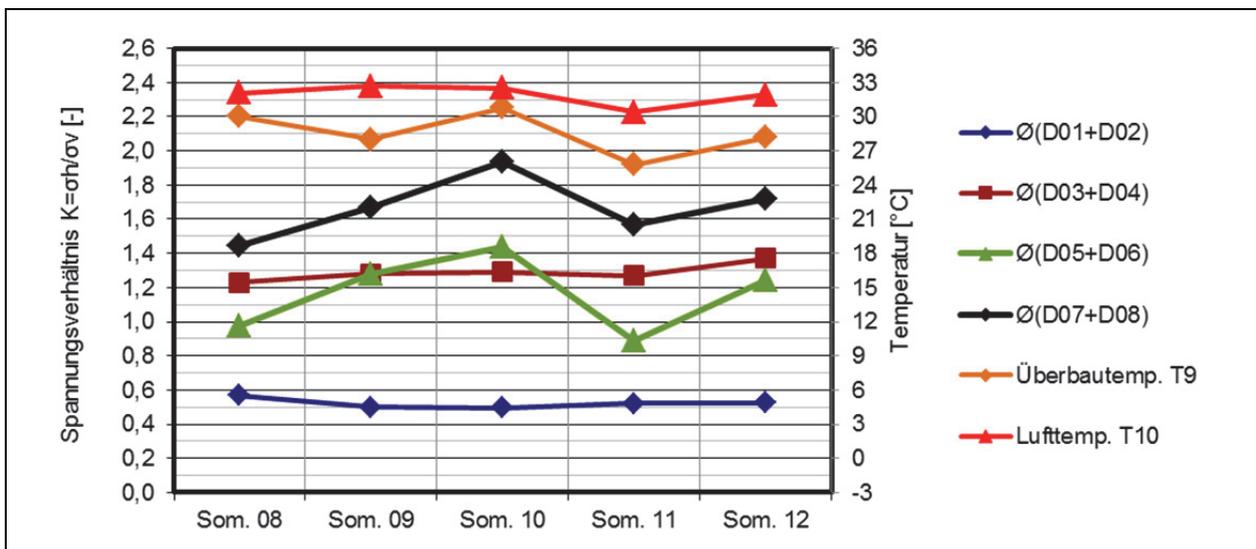


Bild 11-12: Maximalwerte im Sommer: Spannungsverhältnis $K = \sigma_h/\sigma_v$ als Mittelwert für die Geberpaare D01 bis D08 für die Lufttemperatur (Geber T10) und für die Temperatur in der Mitte des Brückenüberbaus (Geber T9).

Sommer 2008 mit maximal 0,4 mm in Höhe der Extensometer relativ gering. Im folgenden Winter 2008/09 wurde bei den oberen Erddruckgebern D05 bis D08 zeitweise keine Erddruckspannung aufgezeichnet, d.h. es gab keine Stützung der Hinterfüllung durch das Widerlager in diesem Zeitraum. Dadurch konnten Umlagerungen im Korngerüst stattfinden, die bei den folgenden Verschiebungen zur Hinterfüllung bis zum Sommer 2009 einen höheren Widerstand und damit höhere Erddruckspannungen verursachten. Das Maximum im ersten Sommer war somit in stärkerem Maße vom Einbauzustand der Hinterfüllungen geprägt. Nach dem ersten vollständigen Wechsel zwischen Winter- und Sommerstellung zeigte der Erddruck bei den oberen Gebern ab dem Sommer 2009 eine lineare Abhängigkeit von der Temperatur im Brückenüberbau (Bild 11-12).

11.4.1.3 Jahresverlauf in Abhängigkeit der Widerlagerverdrehung (Fußpunktdrehung)

Im Abschnitt 11.3.4.1 wurde aus der Lagemessung eine Kippbewegung des Widerlagers um einen Drehpunkt etwa in der Tiefe der Fundamentunterkante (8,4 m unter Fahrbahnoberkante) zwischen Sommer- und Winterstellung abgeleitet, für die der Drehwinkel nach Gleichung 11-7 ermittelt werden kann. Damit war es möglich, den gemessenen Erddruck in Abhängigkeit von den Widerlagerverdrehungen um den Fußpunkt darzustellen. Der jahreszeitliche Verlauf wird dabei von den Tagesschwankungen überlagert. Um eine stärker auf den Jahresverlauf orientierte Darstellung zu erzielen, wurden zunächst Tagesmittelwerte für die einzelnen Geber gebildet. Anschließend wurden die Tagesmittelwerte der benachbarten Erddruckgeber über erneute Mittelwertbildung zusammengefasst. Die Widerlagerverdrehungen wurden bezogen auf die Winterstellung ermittelt.

Bild 11-13 zeigt den jahreszeitlichen Verlauf des Erddruckes, der in einer Tiefe von 4,30 m auf das Widerlager einwirkt, für das Jahr 2010. In der Winterstellung lag der Erddruckbeiwert $K_{\text{mob,Wi}}(4.3\text{m})$ bei ca. 0,2. Durch die Dehnung im Brückenüberbau bei zunehmenden Temperaturen nahm die Widerlagerverdrehung bis zum Sommermaximum auf $s_{\text{h/h}} = 0,55 \text{ mm/m}$ zu. Gleichzeitig stieg der Erddruckbeiwert annähernd linear auf $K_{\text{mob,So}}(4.3\text{m}) = 1,25$. Die einzelnen Schleifen in Bild 11-13 sind eine Folge der Temperaturschwankungen beim allmählichen Temperaturanstieg bis zum Sommermaximum bzw. dem Temperaturrückgang bis zum Winterminimum der Überbautemperatur. Auch für die 6,4 m tiefen Geber D01 und D02 ergab sich ein ähnlicher Verlauf, bei dem der Anstieg jedoch deutlich geringer war (geringerer Verschiebungsbetrag, Geber 2,0 m über Fundamentunterkante = Drehpunkt). Die Bewegungsrichtung des Widerlagers hatte keinen deutlichen Einfluss auf die Veränderungen beim Erddruck. Der Erddruck bei den tieferen Gebern war annähernd linear von den Widerlagerverdrehungen abhängig.

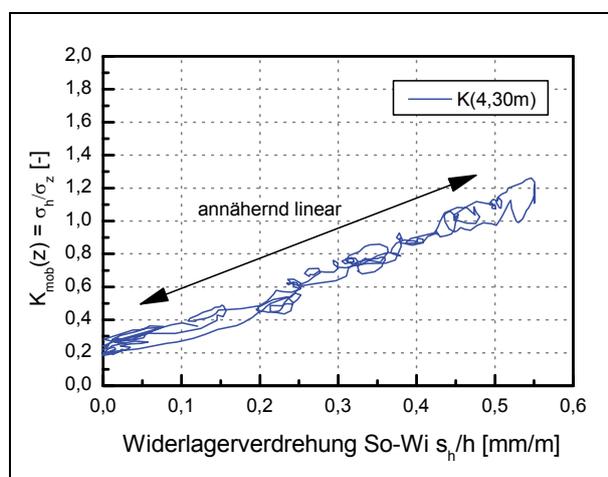


Bild 11-13: HF1, Mobilisierter Erddruck in einer Tiefe von 4,30 m unter Fahrbahnoberkante in Abhängigkeit von der Widerlagerverdrehung für das Jahr 2010.

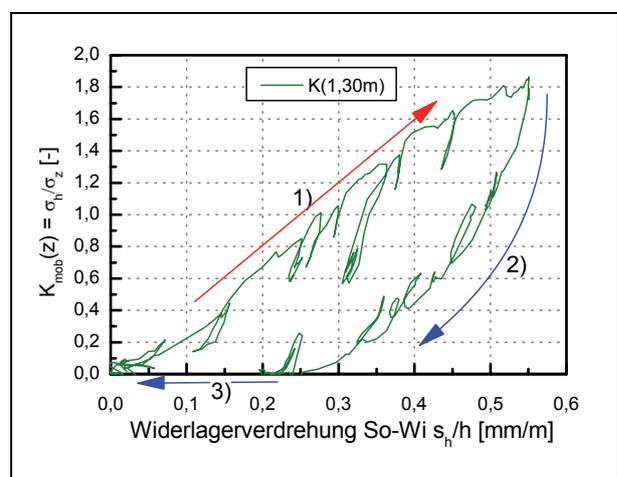


Bild 11-14: HF1, Mobilisierter Erddruck in einer Tiefe von 1,30 m unter Fahrbahnoberkante in Abhängigkeit von der Widerlagerverdrehung für das Jahr 2010.

Bei den oberen Gebern verlief der Erddruck, über ein Jahr betrachtet, im Gegensatz dazu deutlich abweichend, wie Bild 11-14 für den Erddruck in einer Tiefe von 1,30 m unter Fahrbahnoberkante bzw. 7,1 m über Fundamentunterkante zeigt. In der Winterstellung wirkte zunächst kein Erddruck auf das Widerlager ein. Mit der Widerlagerverdrehung zur Hinterfüllung stieg der Erddruck auch hier annähernd linear (Linie 1 in Bild 11-14). Bereits kleine Wechsel in der Bewegungsrichtung, die durch unterschiedlich lange Perioden mit niedrigeren Temperaturen verursacht wurden, führten dazu, dass der einwirkende Erddruck deutlich zurückging. Beim Sommermaximum wurde ein Erddruckbeiwert von $K_{\text{mob,So}}(1.3\text{m}) = 1,85$ erreicht. Nach dem Wechsel der Bewegungsrichtung wurde zunächst ein starker Rückgang beim einwirkenden Erddruck beobachtet, der sich anschließend verlangsamt (Linie 2 in Bild 11-14). Der Nullwert wurde bei einer Widerlagerverdrehung von ca. 0,25 mm/m im Vergleich zur Ausgangslage (Winterstellung zu Beginn des Jahreszyklus) Mitte Oktober erreicht. Die Temperatur in der Mitte des Brückenüberbaus betrug zu diesem Zeitpunkt ca. 12°C. Bis zum Temperaturminimum im Winter (Winterstellung) wirkte in dieser Tiefe kein Erddruck auf das Widerlager ein (Linie 3 in Bild 11-14).

Der Spannungs-Verformungsverlauf in Bild 11-14 stimmt gut mit den Ergebnissen von Ödometer- oder Plattendruckversuchen überein. Ausgehend von der Winterstellung entspricht der Kurvenverlauf tendenziell einer Erstbelastung, bei der jedoch keine Zunahme der Steifigkeit mit den steigenden Spannungen beobachtet wurde. Die Temperaturschwankungen und der Temperaturrückgang zum Winter hin führen zu Entlastungen und Wiederbelastung mit höherer Steifigkeit des Hinterfüllmaterials.

Die Hystereseschleifen der vier Jahre im Beobachtungszeitraum waren aufgrund der unterschiedlichen Extremwerte bei den Temperaturen etwas gegeneinander versetzt, aber in der Form gleich. Der Anstieg von der Winter- in die Sommerstellung war zwischen den einzelnen Jahren annähernd unverändert.

11.4.1.4 Einwirkender Erddruck im Hauptmessquerschnitt HF1

In diesem Abschnitt wird der Erddruck ermittelt, der im Hauptmessquerschnitt im Hinterfüllbereich 1 auf das Widerlager einwirkt. Dazu wurden zunächst in Bild 11-15 die Spannweiten der Tagesmittelwerte eingetragen, die für die einzelnen Erddruckgeberpaare ermittelt wurden. Wie bereits ausgeführt, wirkte im

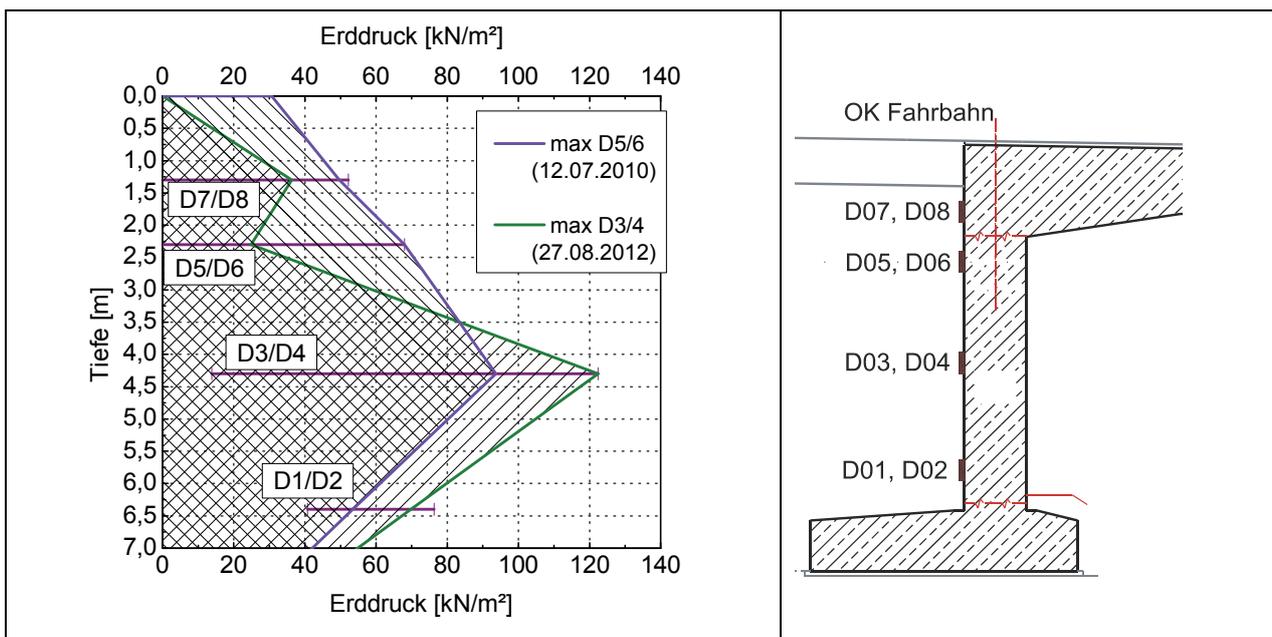


Bild 11-15: Spannbreiten des Erddrucks zwischen März 2008 und November 2012 für die Geberpaare D1/D2 bis D7/D8 (Tagesmittelwerte der Geberpaare) und inter- bzw. extrapolierte Erddruckverlauf für die Tage mit den Maximalwerten für das Geberpaar D5/D6 (12.07.2010) bzw. für das Geberpaar D3/D4 (27.08.2012).

Winterhalbjahr bis in eine Tiefe von 2,30 m unter Fahrbahnoberkante kein Erddruck auf das Widerlager ein. Bei dem 4,30 m tiefen Geberpaar D3/D4 wurde am 12.02.2012 ein minimaler Tagesmittelwert von 15 kN/m² erreicht, während am Geberpaar D1/D2 in einer Tiefe von 6,4 m unter Fahrbahnoberkante der bisherige minimale Tagesmittelwert von ca. 40 kN/m² am 23.02.2010 auftrat. Auch bei den Tagesmittelwerten im Sommer traten die Maximalwerte an den einzelnen Geberpaaren nicht zur gleichen Zeit auf. Bei den Geberpaaren in einer Tiefe von 1,3 m und 2,3 m unter Fahrbahnoberkante wurde der bisherige Maximalwert im Juli 2010 erreicht (Bild 11-15). Die höchsten Tagesmittelwerte in einer Tiefe von 4,3 m wurden am 27.08.2012 ermittelt (122 kN/m²). Für die 6,4 m tiefen Geber D1/D2 ergab sich der höchste Tagesmittelwert bereits im Juni 2008. Zur Verdeutlichung wurden in Bild 11-15 die Tagesmittelwerte an den Geberpaaren für den 12.07.2010 (Maximalwert am Geberpaar D5/D6) und 27.08.2012 (Maximalwert am Geberpaar D3/D4) eingetragen.

Mit den Erddruckgebern kann nur die horizontale Komponente des einwirkenden Erddruckes ermittelt werden. Der über die gesamte Widerlagerhöhe resultierende, horizontale Erddruck im Hauptmessquerschnitt wird nach Gleichung 11-8 berechnet. Zwischen den einzelnen Geberlagen wurden die Werte für den einwirkenden Erddruck linear interpoliert. Die Werte an der Widerlageroberkante wurden aus den Messwerten für die Erddruckgeber D7/D8 und D3/D4 linear extrapoliert. Auch die Werte an der Fundamentoberkante in einer Tiefe von 7,20 m unter Fahrbahnoberkante wurden linear extrapoliert, in dem die Tagesmittelwerte der Geberpaare D3/D4 und D1/D2 verwendet wurden. Für den 12.07.2010 und 27.08.2012 wurde die Erddruckverteilung, die aus der Inter- bzw. Extrapolation resultiert, beispielhaft in Bild 11-15 schraffiert dargestellt.

$$E_{res} = \int_{z=0}^h \sigma_h(z) dz \quad (11-8)$$

h ... Widerlagerhöhe 7,20 m

z ... Tiefe unter Fahrbahnoberkante (Widerlageroberkante)

$\sigma_h(z)$... einwirkende Horizontalspannung in der Tiefe z (inter-bzw. extrapoliert)

Für die 1700 Tage im Untersuchungszeitraum wurde der resultierende Erddruck ermittelt und in Bild 11-16 in Abhängigkeit von der Temperatur in der Mitte des Brückenüberbaus (Geber T9) dargestellt. Dabei wurden die Ergebnisse für das erste Untersuchungsjahr von März 2008 bis Ende Februar 2009 rot

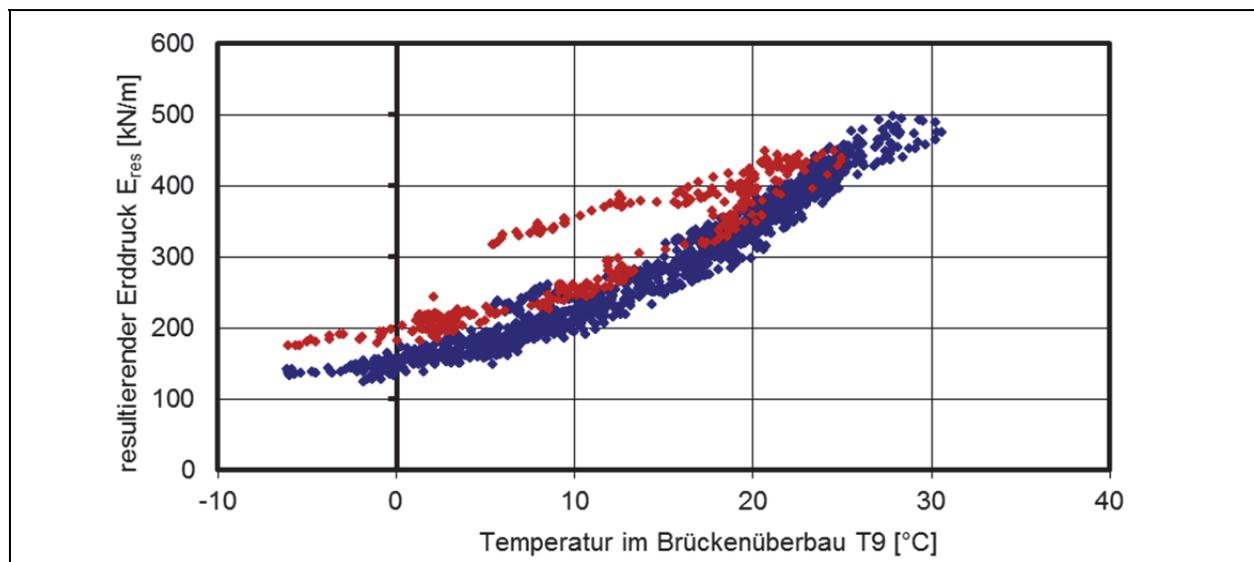


Bild 11-16: HF 1, resultierender, mobilisierter Erddruck E_{mob} in den Messquerschnitten in Abhängigkeit von der Temperatur; (rot Werte im ersten Jahr von März 2008 bis Februar 2009, blau Werte ab März 2009).

hervorgehoben, da der Verlauf im ersten Jahr deutliche Abweichungen zu den Folgejahren aufwies. Im Messquerschnitt im Hinterfüllbereich 1 mit dem grobkörnigen Boden lag der resultierende Erddruck im Sommer bei maximal 497 kN/m (23.08.2012, Tagesmittelwerte: Temperatur in Mitte Brückenüberbau 27,8 °C, Lufttemperatur 20,9 °C). Im Winter ging der resultierende Erddruck bis auf 124 kN/m² zurück (19.12.2010, Tagesmittelwerte: Temperatur in Mitte Brückenüberbau -1,8 °C, Lufttemperatur -1,0 °C).

11.4.1.5 Vergleich mit theoretischen Erddruckansätzen

Die Ergebnisse, die aus den Messwerten abgeleitet wurden, lassen sich in einer dimensionslosen Darstellung besser mit Literaturangaben oder Messergebnissen an anderen Bauwerken vergleichen. Als Bezugsgröße wurden die Resultierende E_{vertikal} gebildet, die mit einem hydrostatischen Ansatz der Vertikalspannungen infolge Eigengewicht über die gesamte Widerlagerhöhe nach Gleichung 11-9 berechnet wurde.

$$E_{\text{vertikal}} = \frac{1}{2} \gamma_f h^2 \quad (11-9)$$

- γ_f ... Feuchtwichte Hinterfüllmaterial (21,5 kN/m³)
 h ... Widerlagerhöhe im Messquerschnitt HF1 (7,20 m)

Die Kombination von Gleichung 11-8 und 11-9 führt zum resultierenden Erddruckbeiwert über die gesamte Widerlagerhöhe K_{res} nach Gleichung 11-10, der für alle Tagesmittelwerte berechnet wurde (Bild 11-17).

$$K_{\text{res}} = \frac{2 \int_{z=0}^h \sigma_h(z) dz}{\gamma_f h^2} \quad (11-10)$$

Im Beobachtungszeitraum von März 2008 bis November 2012 schwankte der resultierende Erddruckbeiwert zwischen den Extremwerten $K_{\text{res,min}} = 0,22$ im Winter und $K_{\text{res,max}} = 0,89$ im Sommer. Bezogen auf den Minimalwert wirkte im Sommer somit ein bis zu 4-fach höherer Erddruck auf das Widerlager ein. Der über die gesamte Widerlagerhöhe im Messprofil resultierende minimale Erddruckbeiwert $K_{\text{res,min}}$ war niedriger als der Beiwert für den aktiven Erddruck $K_{\text{agh}} = 0,27$ nach Gleichung 11-11 ohne Berücksichtigung der Kohäsion (Reibungswinkel 35°). Der maximale Erddruckbeiwert im Sommer war etwa doppelt so hoch wie der Beiwert für den Erdruhedruck $K_{\text{0gh}} = 0,43$ nach Gleichung 11-12.

Sonderfall $\alpha = \beta = \delta = 0$:

$$K_{\text{agh}} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{DIN 4085} \quad (11-11)$$

$$K_{\text{0gh}} = 1 - \sin \varphi \quad \text{DIN 4085} \quad (11-12)$$

- φ ... Reibungswinkel des Hinterfüllmaterials (35°)

Bild 11-16 zeigt den resultierenden Erddruck in Abhängigkeit von der Überbautemperatur. Zielführender ist es jedoch, die Abhängigkeit von den Widerlagerverformungen zu untersuchen und mit den Literatur-

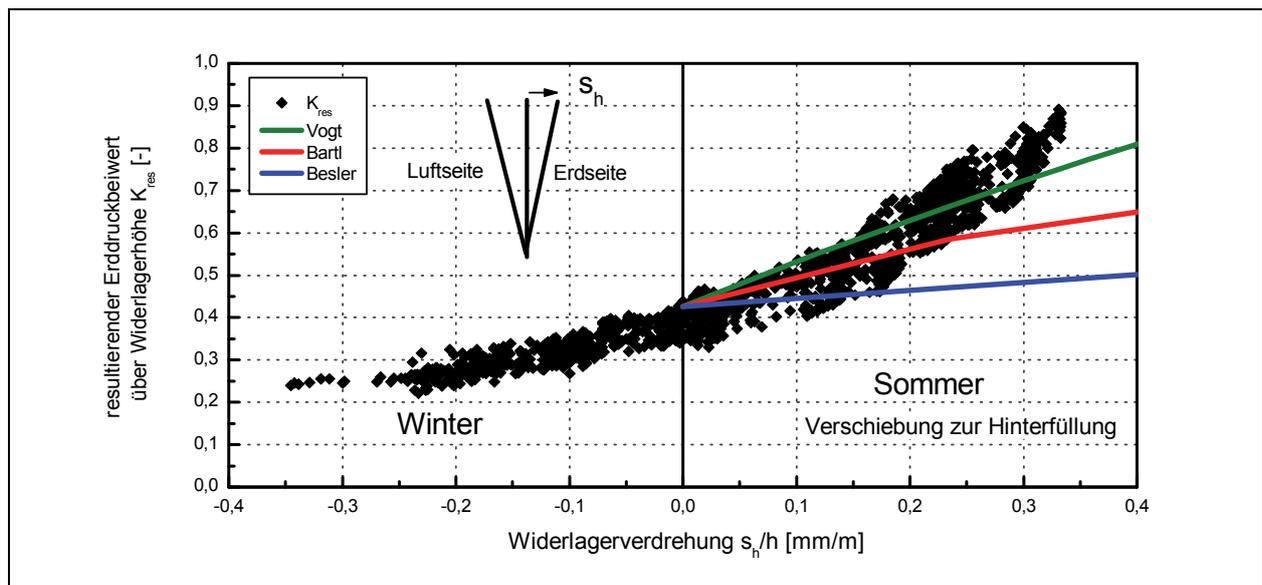


Bild 11-17: Resultierender, mobilisierter Erddruckbeiwert K_{mob} über die gesamte Widerlagerhöhe in Abhängigkeit von der Widerlagerverdrehung ab März 2009 und Vergleich mit den Ansätzen von BESLER, BARTL und VOGT.

ansätzen zu vergleichen. In Abschnitt 11.3.4 wurde gezeigt, dass der Hauptanteil der Verformungen zwischen Winter- und Sommerstellung durch eine Fußpunktdrehung abgebildet werden kann, wobei der Drehpunkt in Höhe der Fundamentunterkante 8,4 m unter Fahrhahnoberkante liegt. Die Drehwinkel können nach Abschnitt 11.3.4, Gleichung (11-7), aus den Extensometermesswerten ermittelt werden.

Im Abschnitt 2.5 wurden drei Ansätze für die Mobilisierung des Erdwiderstandes in Abhängigkeit von den Verformungen vorgestellt. Bei allen drei Ansätzen wird im verformungsfreien Ausgangszustand vom Erdrudruck nach Gleichung (11-12) ausgegangen. In Bild 11-17 wurden die resultierenden Erddruckbeiwerte über die Widerlagerhöhe im Messprofil K_{res} in Abhängigkeit von den Widerlagerverdrehungen s_h/h dargestellt. Der Nullpunkt für die Widerlagerverdrehungen wurde dabei nach folgender Vorgehensweise festgelegt:

- 1) Ermittlung des einwirkenden Erddruckes über die Höhe der Widerlagerwand für den Erdrudruck infolge Eigengewicht des Bodens ($E_0 = 238 \text{ kN/m}$)
- 2) Ermittlung des Zeitpunktes t_{E0} im Frühjahr, an dem der resultierende Erddruck E_{res} erstmalig dem Erdrudruck entspricht.
- 3) Bestimmung des Extensometermesswertes $(E1-E3)_{E0}$ zum Zeitpunkt t_{E0} .
- 4) Der Extensometermesswert $(E1-E3)_{E0}$ wurde als Bezugswert für die Ermittlung der Widerlagerverdrehung nach Gleichung (11-7) für das folgende Jahr verwendet.

Im Ergebnis ist in Bild 11-17 die Widerlagerverdrehung $s_h/h = 0$, wenn der resultierende Erddruckbeiwert K_{res} beim Übergang von der Winter- in die Sommerstellung dem Beiwert für den Erdrudruck entspricht ($s_h/h = 0$ wenn gilt $K_{\text{res}} = K_0$). Bild 11-17 enthält auch die Erddruckbeiwerte K_{res} bei der Abkühlung des Bauwerkes, d.h. beim Übergang von der Sommer- in die Winterstellung. Die resultierenden Erddruckbeiwerte nehmen nach der Bewegungsumkehr stark ab. Dadurch entspricht der einwirkende Erddruck dem Erdrudruck bereits bei Verformungen von ca. $s_h/h = 0,1 \text{ mm/m}$ (Sommer \rightarrow Winter).

Die höchsten Erddruckbeiwerte von ca. $K_{\text{res}} = 0,9$ wurden bei Widerlagerverdrehungen zur Hinterfüllung von knapp $0,35 \text{ mm/m}$ erreicht. Die Minimalwerte im Winter von ca. $K_{\text{res}} = 0,25$ waren mit Fußpunktdrehungen zur Luftseite von $-0,25$ bis $-0,35 \text{ mm/m}$ verbunden.

Nach DIN 4085 sind bei Fußpunktdrehung zum Erreichen des aktiven Erddrucks bei dicht gelagertem Boden Drehwinkel s_B/h zur Luftseite im Bereich von 1 bis 2 mm/m erforderlich. Im Vergleich dazu waren die Drehwinkel am Bauwerk deutlich niedriger.

Die Drehwinkel s_B/h , die bei einer Fußpunktdrehung nötig sind, damit der volle passive Erdwiderstand erreicht wird, können nach DIN 4085 zu ca. 50 bis 100 mm/m abgeschätzt werden. BESLER (1998) entwickelt einen Ansatz für eine genauere Ermittlung der Verdrehungen im Bruchzustand (siehe auch HETTLER 2004). Demnach können die Verformungen im Bruchzustand nach Gleichung 11-13 zu $s_B/h = 0,076$ bzw. 76 mm/m abgeschätzt werden.

$$s_B / h = f_B \cdot f_D \cdot f_\delta \cdot f_S \quad \text{BESLER (1998)} \quad (11-13)$$

s_B	... Verschiebung im Bruchzustand	
f_B	... Faktor für Wandverschiebung im Grundfall (Fußpunktdrehung 0,047)	
f_D	... Faktor für Lagerungsdichte (dicht 1,03)	
f_δ	... Faktor Wandreibung (Bruchzustand 1,57)	HETTLER (2004)
f_S	... Faktor Wasserstand (oberhalb Grundwasser 1,0)	

Zur Mobilisierung des Erdwiderstandes wurden die Ansätze von VOGT (1984), BESLER (1998) und BARTL (2004) im Abschnitt 2.5 vorgestellt. Im Abschnitt 2.6 wurde bereits ein Vergleich zwischen diesen Ansätzen vorgenommen. Die im Abschnitt 2.6 verwendeten Eingangswerte entsprechen bereits den Verhältnissen im Messquerschnitt im Hinterfüllbereich 1 mit grobkörnigem Boden. Für den Ansatz nach BESLER (1998) und BARTL (2004) wird die Verschiebung im Bruchzustand s_B benötigt. Da der Drehpunkt bei der Fundamentunterkante in einer Tiefe von $h = 8,4$ m liegt, kann die Verschiebung an der Widerlageroberkante im Bruchzustand zu $s_B = 0,64$ m ermittelt werden (nach Gleichung 11-13). Die berechneten Mobilisierungsfunktionen für die verschiedenen Ansätze wurden ebenfalls in Bild 11-17 eingetragen. **Die drei Kurven liegen deutlich unterhalb der am Bauwerk 15 gemessenen Maximalwerte bei Widerlagerverdrehungen s_h/h von 0,33 mm/m. Es war daher nicht möglich, eine ausreichende Prognose des einwirkenden Erddruckes mit diesen drei Ansätzen zu erreichen.** Der Ansatz von VOGT zeigte noch die beste Annäherung. Die Ansätze von BARTL und BESLER wurden für den verformungsabhängigen Erdwiderstand im Einspannbereich von Spundwänden entwickelt. Die dabei auftretenden Verformungen sind wesentlich höher als die Verformungen bei integralen Brücken wie dem untersuchten Bauwerk.

Bei den untersuchten Ansätzen wird, wie für grobkörnige Böden üblich, der Einfluss der Kapillarkohäsion vernachlässigt. Die Hinterfüllung im Bereich 1 wurde als Referenzfall mit einem grobkörnigen Boden ohne zusätzliche Anforderung ausgeführt. Bei den Scherversuchen ergab sich jedoch eine Kapillarkohäsion von $c = 14$ kN/m². Eine weitere Ursache für die geringe Übereinstimmung zwischen Mess- und Rechenwerten liegt in Kornumlagerungen durch die Verkehrsbelastung in der Winterstellung im oberen Bereich.

Nach PELKE (2003) kann der Erddruck, der bei integralen Brücken in der Sommerstellung auf das Widerlager einwirkt, nach dem Ansatz von VOGT (1984) gemäß Gleichung (11-14) berechnet werden.

$$K_{ph,mob}(z) = K_0 + (K_{ph} - K_0) \cdot \frac{s_h(z) / z}{a + s_h(z) / z} \quad \text{VOGT (1984)} \quad (11-14)$$

$K_{mob}(z)$... mobilisierter Erddruckbeiwert in der Tiefe z
K_0	... Beiwert für Erdruchdruck (0,43)
K_{ph}	... Beiwert für den passiven Erddruck (9,15)
$s_h(z)$... horizontale Verschiebung in der Tiefe z
z	... Tiefe
a	... Beiwert ($a = 0,01$)

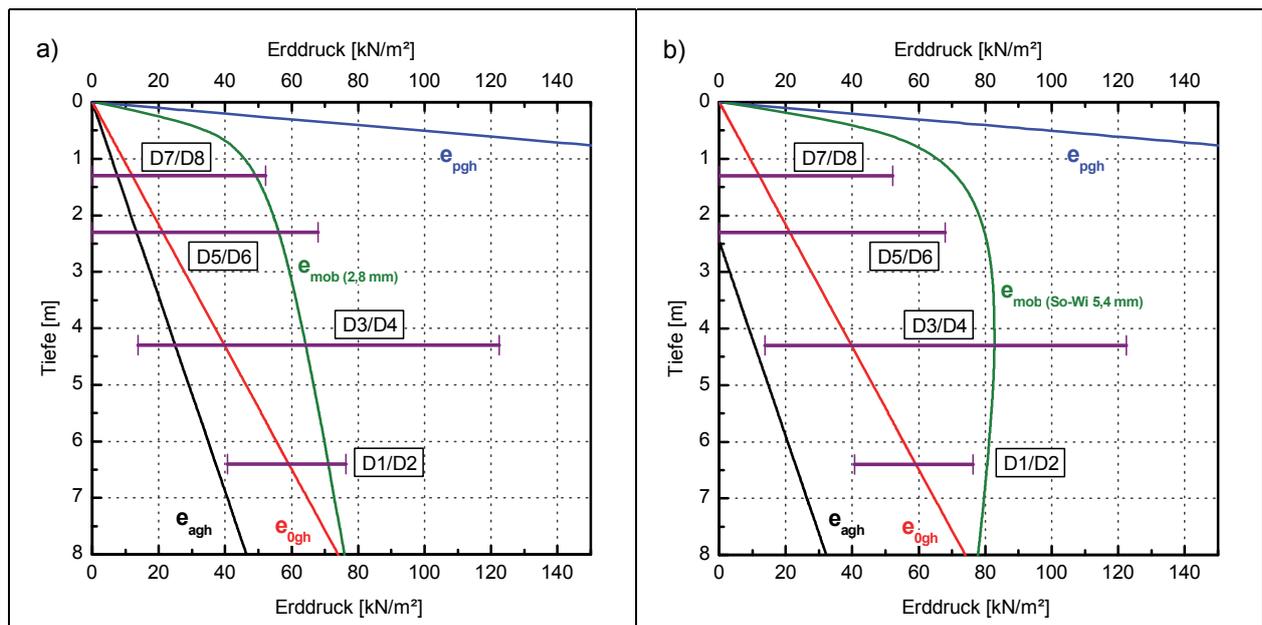


Bild 11-18: Spannweiten der zwischen 03.2008 und 11.2012 gemessenen Erddrücke im Hinterfüllbereich 1 (Tagesmittelwerte der Erddruckgeberpaare) im Vergleich zu theoretischen Erddruckverläufen

- e_{pgh} ... passiver Erddruck ($K_{pgh} = 9,15$)
 - e_{0gh} ... Erdruchdruck ($K_0 = 0,43$)
 - e_{agh} ... aktiver Erddruck ($K_{agh} = 0,27$)
 - e_{mob} ... mobilisierter Erddruck nach VOGT für eine Kopfverschiebung
- Bodenkennwerte Reibungswinkel $\varphi' = 35^\circ$; Wichte $\gamma = 21,5 \text{ kN/m}^3$

a) mobilisierter Erddruck nach VOGT für eine Kopfverschiebung von 2,77 mm, aktiver Erddruck ohne Kohäsion

b) mobilisierter Erddruck nach VOGT für eine Kopfverschiebung von 5,38 mm, aktiver Erddruck mit Kohäsion.

In der Winterstellung wird häufig vereinfachend der aktive Erddruck angesetzt (vgl. Abschnitt 2.4.2). Wie in Bild 11-17 dargestellt, trat im Hinterfüllbereich 1 der maximal einwirkende Erddruck im bisherigen Beobachtungszeitraum bei einem Drehwinkel s_n/h von 0,33 mm/m auf. Die Verschiebung an der Oberkante des Widerlagers betrug dabei $s_n = 2,77 \text{ mm}$ (Tiefe des Drehpunktes $h = 8,40 \text{ m}$). Mit dieser Verschiebung wurde der Verlauf des mobilisierten Erddruckes nach Gleichung 11-14 berechnet und in Bild 11-18a gemeinsam mit der Spannweite der Tagesmittelwerte im gesamten Messzeitraum eingetragen. In allen Tiefenlagen überstiegen die gemessenen Erddrücke die Werte, die nach dem Ansatz von VOGT für eine Kopfverschiebung von 2,8 mm berechnet wurden (Bild 11-18a). Der berechnete Erddruck nach VOGT über die gesamte Widerlagerhöhe ist mit $E_{res,2,77mm} = 420 \text{ kN/m}$ um 16 % kleiner, als der am Bauwerk einwirkende Erddruck von $E_{res,max} = 500 \text{ kN/m}$ (23.08.2012).

In einem zweiten Schritt wurde der mobilisierte Erddruck nach VOGT ermittelt, indem die Gesamtverschiebung zwischen Winter- und Sommerstellung angesetzt wurde. Der höchste einwirkende Erddruck trat im Sommer 2012 auf. Der Drehwinkel von der Winterstellung mit dem niedrigsten Erddruck im Winter 2011/12 bis zur Sommerstellung 2012 betrug $s_n/h = 0,64 \text{ mm/m}$ und ergab eine Kopfverschiebung von 5,4 mm. Mit dieser Kopfverschiebung wurde der Erddruckverlauf über die Widerlagerhöhe nach dem Ansatz von VOGT berechnet und in Bild 11-18b eingetragen. Der berechnete Erddruck verläuft im oberen Bereich über den Maximalwerten, die an den Erddruckgebern D5/6 und D7/8 gemessen wurden. Im Gegensatz war der maximale Messwert in einer Tiefe von 4,30 m unter Fahrbahnoberkante am Geberpaar D3/D4 deutlich höher als nach dem Ansatz von VOGT. Der über die Widerlagerhöhe berechnete Erddruck für eine Kopfverschiebung von 5,4 mm betrug $E_{res,5,4mm} = 540 \text{ kN/m}$ und war damit um 8 % höher als der resultierende Erddruck aus den Messungen am 23.08.2012.

Für eine Bemessung ist der Ansatz nach VOGT somit ausreichend genau, wenn als Eingangswerte die Verschiebungen zwischen Winter- und Sommerstellung angesetzt werden. Aufgrund der zyklischen Tagesschwankungen, die zusätzlich zu den jahreszeitlichen Schwankungen auftreten, ergeben sich im Korngerüst Umlagerungen, so dass sich der einwirkende Erddruck nach mehreren Jahren unabhängig von der Ausgangsstellung der Widerlager einstellt.

Bild 11-18 enthält neben den Spannweiten der Messwerte zum Vergleich auch die theoretischen Erddruckverläufe für den aktiven und passiven Erddruck sowie dem Erdruhedruck. Dabei wurde in Bild 11-18a der aktive Erddruck ohne Berücksichtigung der Kohäsion ermittelt, was den in der Praxis üblichen Annahmen entspricht. Im Gegensatz dazu wurde in Bild 11-18b bei der Ermittlung des aktiven Erddruckes (rote Linie) die Kohäsion von 14 kN/m² nach Gleichung 11-16 berücksichtigt, die für das grobkörnige Material im Großrahmenschwerversuch ermittelt worden war (vgl. Abschnitt 8.5.1).

Sonderfall $\alpha = \beta = \delta = 0$:

$$K_{ach} = \frac{2 \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad \text{DIN 4085} \quad (11-15)$$

$$e_{ach} = -c \cdot K_{ach} \quad \text{DIN 4085} \quad (11-16)$$

φ ... Reibungswinkel des Hinterfüllmaterials (35°)

c ... Kohäsion (Kapillarkohäsion im Scherversuch $c = 14 \text{ kN/m}^2$)

Aus Bild 11-18a ist ersichtlich, dass der gemessene Erddruck in der Winterstellung bis in eine Tiefe von ca. 2,5 m deutlich unter dem aktiven Erddruck ohne Kohäsion verlief. Im oberen Teil des Widerlagers trat im Winterhalbjahr kein Erddruck mehr auf (Geber in 1,30 m und 2,30 m Tiefe). Unter Berücksichtigung der Kohäsion tritt aktiver Erddruck erst ab einer Tiefe von 2,5 m auf, was gut mit den Messergebnissen übereinstimmt, wie Bild 11-18b zeigt. Bei den tiefer liegenden Gebern D1/D2 wurde der aktive Erddruck unter Berücksichtigung der Kohäsion nicht erreicht, da die Horizontalverschiebungen in dieser Tiefe (6,4 m) nicht groß genug waren, um eine Reduktion des Erddruckes bis auf den aktiven Erddruck zu bewirken.

Aus dem Vergleich der theoretischen Erddruckverläufe mit den gemessenen Erddrücken in Bild 11-18 lassen sich die folgenden Feststellungen ableiten:

- die aufgetretenen Minimalwerte liegen durchgängig unterhalb des Erdruhedruckes,
- beim Geberpaar D1/D2 erreicht der minimal gemessene Erddruck den aktiven Erddruck ohne Berücksichtigung der Kohäsion,
- bei den höher liegenden Gebern wird der aktive Erddruck ohne Berücksichtigung der Kohäsion unterschritten,
- im Winter wurde bei den oberen Gebern kein Erddruck mehr registriert,
- in der Winterstellung muss der Einfluss der Kapillarkohäsion daher auch bei grobkörnigen Böden berücksichtigt werden,
- die im Sommer gemessenen maximalen Erddrücke überschreiten deutlich den nach Gleichung (11-2) berechneten Verlauf für den mobilisierten Erddruck nach VOGT, wenn die Verschiebung zwischen Erdruhedruck und Maximalwert in der Sommerstellung zu Grunde gelegt wird (resultierende horizontale Verschiebung Kopfpunkt 2,8 mm),
- der mobilisierte Erddruck sollte daher unter Berücksichtigung des Verformungsbetrages zwischen Winter- und Sommerstellung ermittelt werden (Verschiebung Kopfpunkt 5,4 mm).

Bei dem untersuchten Rahmenbauwerk handelt es sich mit einer Stützweite von 17,5 m um ein relativ kleines integrales Bauwerk, an dem daher auch relativ geringe horizontalen Verschiebungen von ca. 5 mm an der Widerlageroberkante aufgrund der Temperaturverformungen zwischen Sommer und Winter auftraten. Trotzdem führten diese vergleichsweise geringen Verformungen zu sehr hohen jahreszeitlichen Schwankungen beim einwirkenden Erddruck. Der maximale Erddruck im Sommer war um das Vierfache höher als der minimale Erddruck im Winter.

11.4.2 Hinterfüllung HF 3 mit qualifizierter Bodenverbesserung und vertikaler EPS-Schicht

Im Hinterfüllbereich 3 wurde eine qualifizierte Bodenverbesserung mit einem bindigen Ausgangsboden ausgeführt. Die einaxiale Druckfestigkeit nach 28 Tagen lag nach Abschnitt 8.5.2 zwischen 1,12 und 1,34 MN/m². Zwischen Widerlager und Hinterfüllung wurde eine vertikale EPS-Schicht eingebaut, die eine Dicke von 20 cm aufwies, um den einwirkenden Erddruck zu reduzieren. Die Druckaufnehmer wurden zwischen Widerlagerbeton und EPS-Schicht angeordnet.

Eine Übersicht zu den Messwerten enthält Abschnitt 10.7.3.2. In Tab. 11-4 wurden die Verhältniswerte zwischen dem gemessenen Erddruck und der Vertikalspannung infolge Bodeneigengewicht für alle Erddruckgeber im Hinterfüllbereich 3 zusammengestellt.

Im Winter trat im Hinterfüllbereich 3 ein Erddruck nur bei den tiefen Erddruckgebern ab 4,3 m unter Fahrbahnoberkante auf. Der Verhältniswert $K_{\text{mob,Winter}}$ lag bei diesen Gebern bei ca. $K_{\text{mob,Winter}} \approx 0,04$.

Im Sommer wurden die höchsten Verhältniswerte $K_{\text{mob,Sommer}}$ bei den oberen Gebern in einer Tiefe von 1,3 m unter Fahrbahnoberkante gemessen. Der höchste Wert trat am Geber D19 mit $K_{\text{mob,Sommer,D19}} = 1,04$ auf.

Geber	Tiefe z [m]	Vertikalspannung [kN/m ²]	Verhältniswert Erddruck / Vertikalspannung $K_{\text{mob}}(z)$		Erddruckbeiwerte		
			Maximalwert im Sommer	Minimalwert im Winter	aktiv	Erdruehdruk	passiv (raue Wand)
D13	6,7	144,1	0,12 (2008)	0,06 (2011/12)	0,27	0,43	Coulomb 9,15 Krey 6,90
D14			0,11 (2008)	0,03 (2011/12)			
D15	4,3	92,5	0,40 (2012)	0			
D16			0,19 (2009)	0,04			
D17	2,3	49,5	0,22 (Störung)	Störung			
D18			0,85 (2009)	0			
D19	1,3	28,0	1,04 (2009)	0			
D20			0,86 (2009)	0			
D21	2,3	49,5	0,23 (2008)	0			
D22			0,21 (2009)	0			
D23	2,3	49,5	0,22 (2008)	0			
D24			0,49 (2009)	0			

Tab. 11-4: Hinterfüllbereich 3, Verhältniswerte zwischen Erddruck und Vertikalspannung infolge Eigengewicht $K_{\text{mob}} = \sigma_H/\sigma_V$ (Tagesmittelwerte) sowie Erddruckbeiwerte für einen Reibungswinkel 35°.

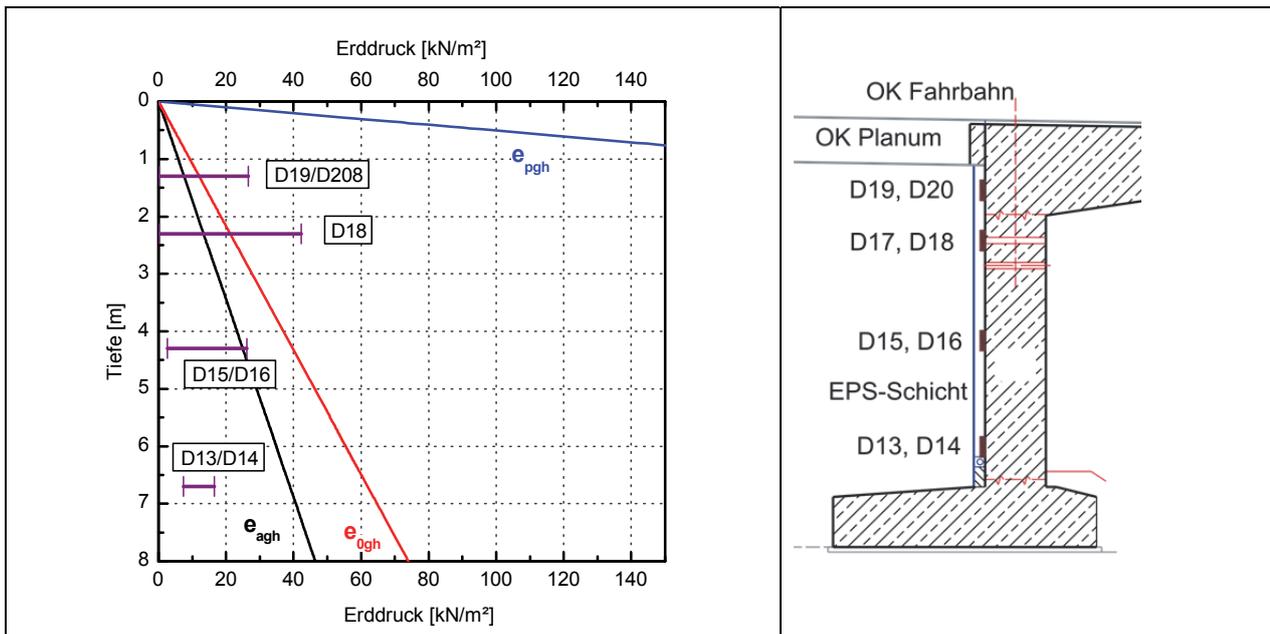


Bild 11-19: Spannwerten der gemessenen Erddrücke im Hinterfüllbereich 3 (Mittelwerte der Erddruckgeberpaare) im Vergleich zu theoretischen Erddruckverläufen ohne Berücksichtigung der Kohäsion

- e_{pgh} ... passiver Erddruck ($K_{pgh} = 9,15$)
 - e_{0gh} ... Erdruhedruck ($K_0 = 0,43$)
 - e_{agh} ... aktiver Erddruck ($K_{agh} = 0,27$)
- Bodenkennwerte Reibungswinkel $\phi' = 35^\circ$; Wichte $\gamma = 21,5 \text{ kN/m}^3$.

In Bild 11-19 wurden die aufgetretenen Schwankungswerten der Erddrücke im Hinterfüllbereich 3 als Mittelwerte der Geberpaare dargestellt. Um einen Vergleich mit den Erddruckschwankungen im Hinterfüllbereich 1 zu ermöglichen, wurden in Bild 11-19 trotz des unterschiedlichen Hinterfüllmaterials die gleichen theoretischen Erddruckverläufe wie in Bild 11-18 dargestellt (Reibungswinkel des Hinterfüllmaterials 35°).

Im Sommer wurde bei den oberen Gebern bis in eine Tiefe von 2,30 m der Erdruhedruck überschritten. Die Spannwerten der Erddruckgeber waren im Hinterfüllbereich 3 deutlich kleiner als im Hinterfüllbereich 1 mit dem grobkörnigen Boden. Ab einer Tiefe von ca. 4,0 m wurde im Hinterfüllbereich 3 auch im Sommer ein Erddruck von weniger als 30 kN/m^2 gemessen.

Am Geber D18 trat im Sommer 2009 ein maximaler Erddruck von $42,3 \text{ kN/m}^2$ auf, der deutlich über dem Erdruhedruck lag. Am Beispiel dieses Gebers soll untersucht werden, ob diese Spannungen allein durch die Stauchungen im EPS-Schaumstoff erklärt werden können.

Zwischen der Verkehrsfreigabe am 08.12.2008 und dem Maximum am Geber D18 am 27.05.2009 wurde eine Spannungsänderung von $\Delta\sigma_{\text{gemessen}} = 17,8 \text{ kN/m}^2$ beobachtet. Im gleichen Zeitraum wies das unmittelbar benachbarte Extensometer E4 eine Verschiebung von $\Delta s = 0,79 \text{ mm}$ in Richtung Hinterfüllung auf (Tab. 11-5). Im Abschnitt 11.3 wurde gezeigt, dass die Verschiebungen zwischen Hinterfüllung und Brückenbauwerk nahezu vollständig von der 20 cm dicken EPS-Schicht aufgenommen wurden. Die Stauchung in der EPS-Schicht betrug demzufolge $\Delta\varepsilon = \Delta s / d = 0,39\%$. Im Rahmen der Eignungsprüfung

Datum	Spannungsmesswert D18	Extensometermesswert E4
08.12.2008 (Verkehrsfreigabe)	$24,5 \text{ kN/m}^2$	0,18 mm
27.05.2009 (Maximum D18)	$42,3 \text{ kN/m}^2$	-0,61 mm (Verschiebung zur Hinterfüllung)
Differenz	$17,8 \text{ kN/m}^2$	-0,79 mm (Stauchung EPS)

Tab. 11-5: Ermittlung Spannungs- und Dehnungsänderungen an den Gebern D18 und E4 im Hinterfüllbereich HF3.

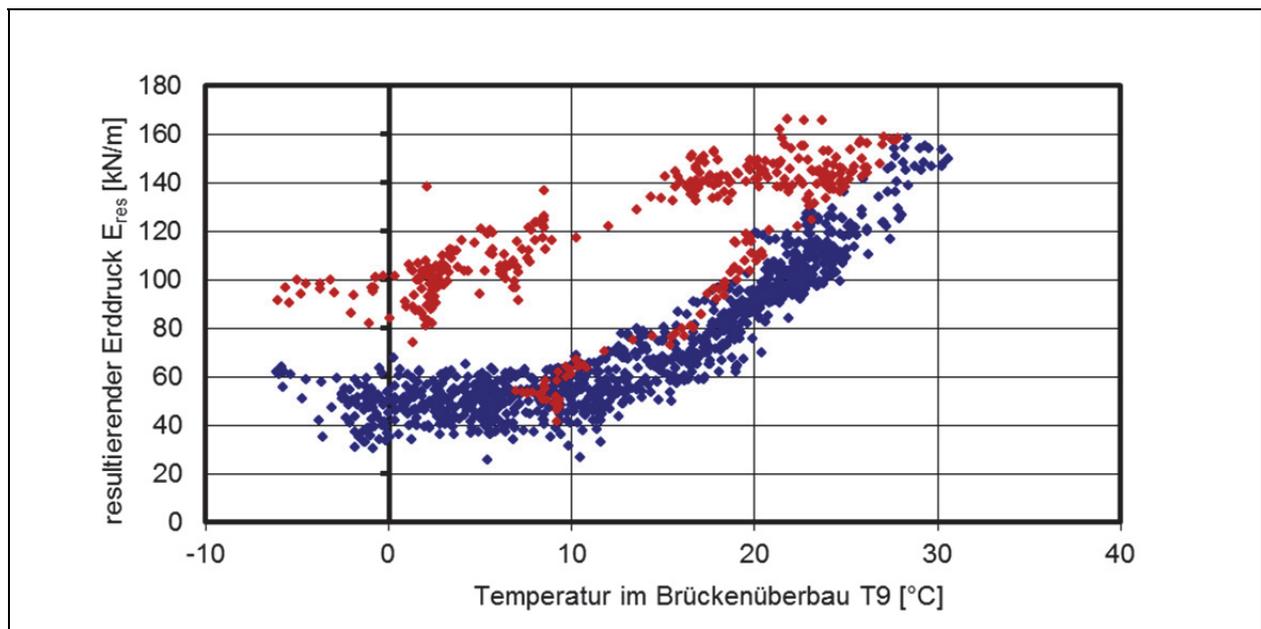


Bild 11-20: HF 3, resultierender, mobilisierter Erddruck E_{mob} in den Messquerschnitten in Abhängigkeit von der Temperatur; (rot Werte im ersten Jahr vom 16.11.08 bis zum 15.11.09, blau Werte ab 16.11.2009).

wurde für den verbauten EPS-Hartschaumstoff ein E-Modul von $E = 4,8 \text{ MN/m}^2$ ermittelt. Die Spannungsänderung infolge der Stauchung wird zu $\Delta\sigma_{\text{berechnet}} = \Delta\varepsilon E = 19,0 \text{ kN/m}^2$ berechnet und stimmt somit gut mit der gemessenen Spannungsänderung von $\Delta\sigma_{\text{gemessen}} = 17,8 \text{ kN/m}^2$ überein. Der etwas höhere Rechenwert kann dadurch erklärt werden, dass der E-Modul im Laborversuch bei einer wesentlich geringeren Belastungsdauer ermittelt wurde und am Bauwerk auch Kriechverformungen im EPS-Hartschaumstoff auftreten.

Für den Messquerschnitt im Hinterfüllbereich 3 wurde der horizontale Erddruck ermittelt, der über die gesamte Widerlagerhöhe einwirkt. Dafür wurden zwischen Oberkante Widerlager bis zur Fundamentoberkante Zwischenwerte für den horizontal einwirkenden Erddruck linear extra- bzw. interpoliert. Der resultierende horizontale Erddruck E_{res} wurde, wie im Hinterfüllbereich 1, nach Gleichung (11-8) ermittelt und in Bild 11-20 in Abhängigkeit von der Temperatur in der Mitte des Brückenüberbaus dargestellt (Tagesmittelwerte). Der resultierende Erddruck im ersten Jahr verlief deutlich abweichend, als in den folgenden Jahren und wurde daher in mit roten Symbolen hervorgehoben. Die Messwerte im Hinterfüllbereich 3 wurden ab Mitte November kontinuierlich aufgezeichnet (Beginn etwa mit dem Einbau des Oberbaus noch vor Verkehrsfreigabe). Im Vergleich zu den Folgejahren war der einwirkende Erddruck bis zum ersten Maximum im Sommer 2009 stark durch den Einbauzustand geprägt. Erst mit der allmählichen Abkühlung im Herbst 2009 und der damit verbunden Umkehr der Bewegungsrichtung der Widerlager verlief der Erddruck ähnlich wie in den folgenden Jahren.

In den vier Sommern, die im Beobachtungszeitraum lagen, wurde der höchste einwirkende Erddruck im Sommer 2009 mit $E_{\text{res,max}}(2009) = 166 \text{ kN/m}$ erreicht. Im Sommer 2011 stieg der einwirkende Erddruck nur bis auf $E_{\text{res,max}}(2011) = 118 \text{ kN/m}$. Außer im ersten Jahr zeigten die Maximalwerte im Sommer eine annähernd lineare Abhängigkeit von der maximalen Überbautemperatur in den jeweiligen Jahren.

Bei Temperaturen in der Mitte des Brückenüberbaus von weniger als 10 °C ging der einwirkende Erddruck E_{res} auf Werte zwischen ca. 30 und 60 kN/m zurück. Der Minimalwert wurde am 16.12.2011 mit $E_{\text{res,min}} = 25,8 \text{ kN/m}$ erreicht.

Auch für den einwirkenden Erddruck im Hinterfüllbereich 3 wurde der resultierende Erddruckbeiwert über die gesamte Widerlagerhöhe ermittelt. Dafür wurde Gleichung 11-10 mit einer Widerlagerhöhe h von 7,5 m verwendet. Der resultierende Erddruckbeiwert K_{res} lag zwischen 0,04 und 0,27. Bild 11-21 zeigt den

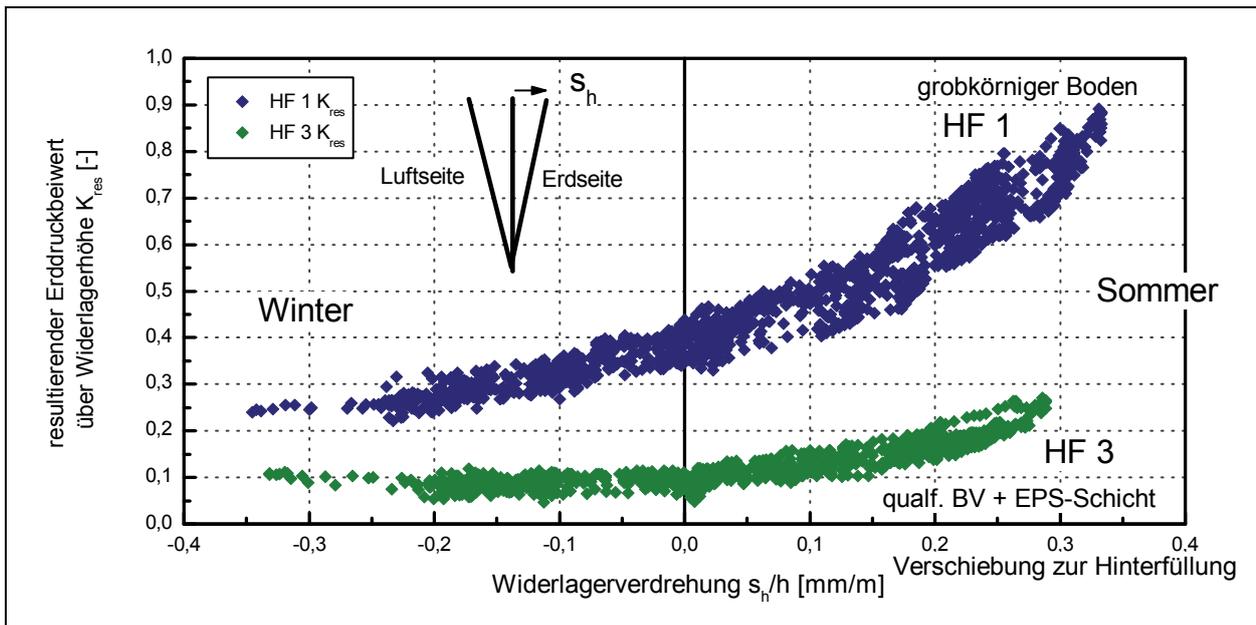


Bild 11-21: Resultierender, mobilisierter Erddruckbeiwert K_{mob} über die gesamte Widerlagerhöhe in Abhängigkeit von der Widerlagerverdrehung für den Hinterfüllbereich 1 mit grobkörnigem Boden und dem Hinterfüllbereich 3 mit qualifizierter Bodenverbesserung und vertikaler EPS-Schicht zur Erddruckreduktion (jeweils Tagesmittelwerte ohne erstes Jahr).

resultierenden Erddruckbeiwert in Abhängigkeit von den Widerlagerverdrehungen, die nach Gleichung (11-17) abgeschätzt wurden (Drehpunkt etwa in Höhe der unteren Zielmarke, 4,4 m unter dem 3-fach Extensometer, vgl. Abschnitt 11.3.4.2).

$$\frac{s_h}{h} = \frac{(E_4 - E_6)}{4,4m} \quad (11-17)$$

s_h/h ... Drehwinkel Widerlager bei Drehung in Höhe der unteren Zielmarken 6,7 m unter Oberkante

In Bild 11-21 wurde zum Vergleich auch der resultierende Erddruckbeiwert für den Hinterfüllbereich 1 mit dem grobkörnigen Boden eingetragen. Der Erddruck im Hinterfüllbereich 1 war um den Faktor 3-4 höher als der Erddruck im Hinterfüllbereich 3.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass sich im Hinterfüllbereich 3 durch die vergleichsweise hohe Druckfestigkeit der qualifizierten Bodenverbesserung von mindestens 1,1 N/mm² und der damit verbundenen hohen Kohäsion in Kombination mit dem Einbau einer vertikalen EPS-Schicht der einwirkende Erddruck E_{res} deutlich niedriger war als im Hinterfüllbereich 1 mit dem grobkörnigen Boden. Es konnte somit nachgewiesen werden, dass eine gezielte Reduktion des Erddruckes über die Anordnung einer vertikalen EPS-Schicht an der Widerlagerrückseite möglich ist.

12 Numerische Berechnungen

12.1 Verwendete Stoffgesetze und Modellerstellung

Ziel der numerischen Untersuchungen war die Nachrechnung der ermittelten Verformungen und Spannungen unter Verkehrsbelastung für die unterschiedlichen Hinterfüllungen. Für die Berechnungen wurde das Programmpaket ABAQUS gewählt, da damit 3D-Analysen auch unter Berücksichtigung des Temperatureinflusses durchgeführt werden können. Allerdings erwies sich die Modellerstellung als aufwändig, da das Programmpaket ABAQUS vorrangig im Maschinenbau eingesetzt wird und nicht speziell auf die Belange der Geotechnik ausgerichtet ist.

In einem ersten Schritt wurden mehrere Stoffgesetze im Hinblick auf die Eignung für die Verwendung zur Abschätzung der Verformungen untersucht:

- elastoplastisches Stoffgesetz mit der Fließbedingung nach Drucker-Prager (mit Verfestigung),
- hypoplastisches Stoffgesetz nach VON WOLFFERSDORFF (1996),
- hypoplastisches Stoffgesetz mit intergranularer Dehnung NIEMUNIS (1997).

Die Unterschiede sollen am Beispiel des Ödometersversuches am grobkörnigen Boden aus dem Hinterfüllbereich 1 beim Bauwerk 15 vorgestellt werden, bei dem 6 Zyklen im Spannungsbereich von 25 bis 400 kN ausgeführt wurden (siehe Bild 12-2).

Die erweiterte Grenzbedingung für das elastoplastische Stoffgesetz nach Drucker-Prager ist in Bild 12-1 dargestellt. Spannungsänderungen, bei denen die Grenzbedingung nicht überschritten wird, führen zu elastischen Verformungen. Die Grenzbedingung für das Scherversagen wird über den Achsabschnitt d und den Konuswinkel β definiert, die aus dem Reibungswinkel φ und der Kohäsion c abgeleitet werden können. Mit der Kappe wird der elastische Bereich auch in Richtung isotroper Belastungen begrenzt. Durch ein Aufweiten der Fließfläche im Kappenbereich beim Erreichen der Grenzbedingung kann Verfestigung berücksichtigt werden, die im Ödometersversuch beobachtet wird. Die plastischen Volumendehnungen $\varepsilon_{pl.vol}$ werden dafür in Abhängigkeit von der mittleren Hauptspannung p vorgegeben. Die Aufweitung der Fließfläche führt zu einer Vergrößerung des Spannungsbereichs mit elastischen Verformungen. Eine ausführliche Beschreibung kann HELWANY (2007) und dem Benutzerhandbuch ABAQUS (2010) entnommen werden.

Mit dem elastoplastischen Stoffgesetz mit der erweiterten Fließbedingung nach Drucker-Prager können die im Ödometersversuche erzielten Ergebnisse für Belastung und Entlastung relativ gut abgebildet werden, wie der Vergleich zwischen Versuchsergebnis und berechnetem Verlauf in Bild 12-3 zeigt. Es ist jedoch nicht möglich, mit diesem Stoffgesetz zunehmende Verformungen infolge zyklischer Belastungen abzubilden. Bei der Nachrechnung des Ödometersversuches wurde die Kappe unter Zunahme der plastischen Verformungen bei der Erstbelastung bis 400 kN/m² verschoben, die danach modellierten Lastzyk-

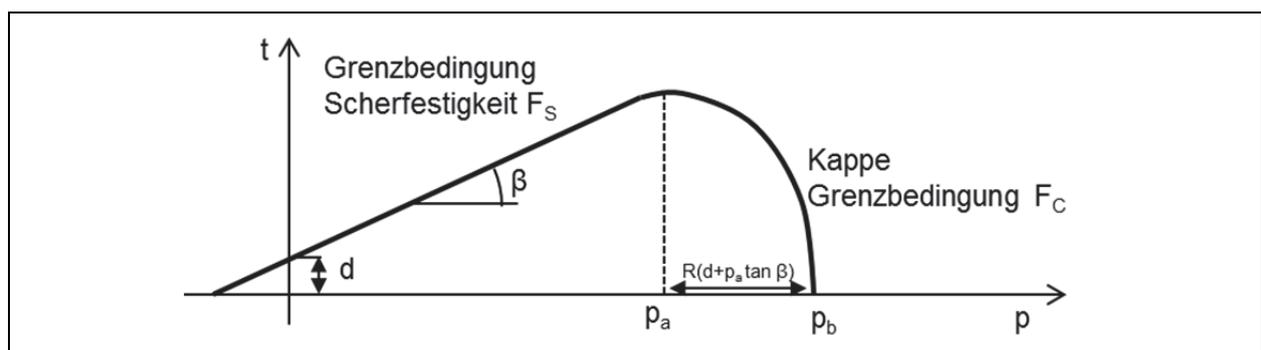


Bild 12-1: Grenzbedingung für das erweiterte Drucker-Prager Modell in der p - t -Ebene mit Kappe zur Berücksichtigung der Verfestigung nach ABAQUS (2010).

len führten zu elastischen Verformungen. Erneute plastische Verformungen traten erst nach dem Überschreiten der maximalen Spannung aus der Erstbelastung auf. Die Entlastung nach dem Erreichen der Maximalspannung von 1600 kN/m² erfolgte elastisch mit konstantem E-Modul und zeigte dabei deutliche Abweichungen zum Versuchsergebnis.

Hypoplastizität ist ein Stoffgesetz vom Ratentyp für kohäsionslose Böden, bei dem nicht zwischen elastischer und plastischer Verformung unterschieden wird. Die Spannungsänderungen werden dabei in Abhängigkeit vom Spannungszustand, der Dehnungsrate und der aktuellen Porenzahl ermittelt (HERLE

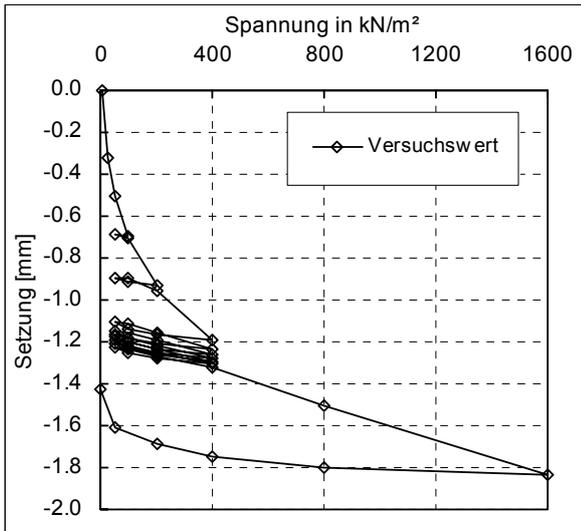


Bild 12-2: Ergebnis Ödometerversuch am grobkörnigen Boden, BW 15 mit 6 Zyklen im Spannungsbereich 25 bis 400 kN.

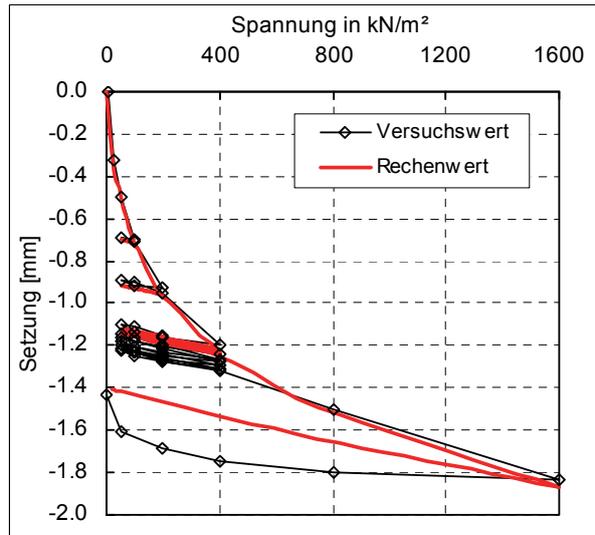


Bild 12-3: Gegenüberstellung zwischen Versuchs- und Rechenwert bei Verwendung des elastoplastischen Stoffgesetzes mit der erweiterten Fließbedingung nach Drucker-Prager.

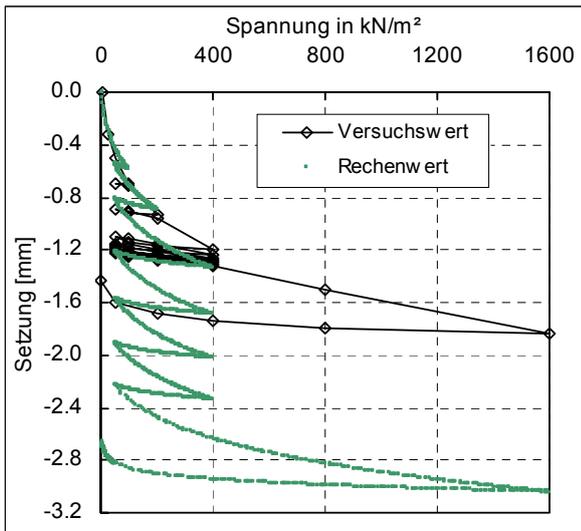


Bild 12-4: Gegenüberstellung zwischen Versuchs- und Rechenwert bei Verwendung des hypoplastischen Stoffgesetzes ohne intergranuläre Dehnung nach von Wolffersdorff VON WOLFFERSDORFF (1996).

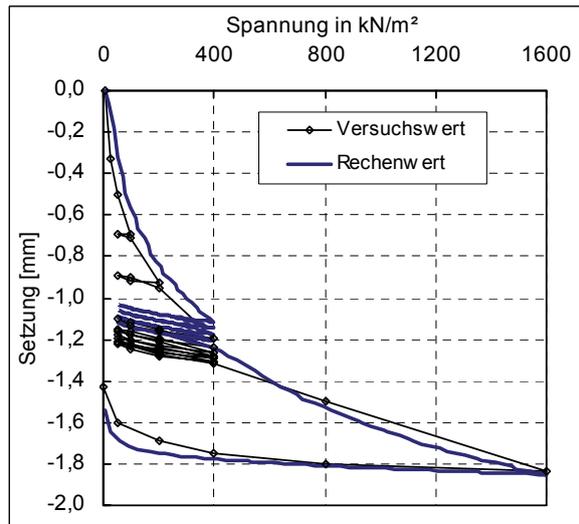


Bild 12-5: Gegenüberstellung zwischen Versuchs- und Rechenwert bei Verwendung des hypoplastischen Stoffgesetzes mit intergranulärer Dehnung nach Niemunis/Herle NIEMUNIS/HERLE (1997).

1997, VON WOLFFERSDORF 1996). Somit ist es möglich auch die Verformungen infolge zyklischer Belastungen zu ermitteln. In der Formulierung von VON WOLFFERSDORFF (1996) kann die Erstbelastung im Ödometerversuch und eine einzelne Entlastung mit diesem Stoffgesetz sehr gut abgebildet werden. Bei der Modellierung der zyklischen Belastung werden zu große Verformungen in den Be- und Entlastungsbereichen ermittelt (Bild 12-4). Mit der Erweiterung des Stoffmodells um die intergranulare Dehnung durch NIEMUNIS/HERLE (1997) können die Verformungen durch zyklische Belastungen prinzipiell gut abgebildet werden (Bild 12-5), wobei sich jedoch die Bestimmung der 13 Modellparameter teilweise als schwierig erweist. Auch der Einfluss der Kohäsion kann mit diesem Stoffgesetz nur bedingt abgebildet werden.

Die Berechnungen der Verformungen bei den verschiedenen Hinterfüllungsvarianten wurden zunächst an 2D-Modellen durchgeführt. Dabei wurde für den Boden und das Hinterfüllmaterial das elastoplastische Stoffgesetz nach Drucker-Prager mit den Parametern der Tab. 12-1 verwendet, die an Hand der durchgeführten Laborversuche bestimmt wurden. Bei allen Materialien wurde die Fließfläche als Kegel angesetzt. Für einen kontinuierlichen Übergang zwischen Kegelfläche und Kappenfläche wurde ein Übergangsfaktor α von 0,01 verwendet (vgl. Bild 12-1).

Die Verkehrslast wurde bei den Berechnungen in Anlehnung an DIN-Fachbericht 101 [R36] über eine statische Ersatzlast in Höhe von 9,0 kN/m² im ersten Fahrstreifen und von 2,5 kN/m² im 2. und 3. Fahrstreifen erfasst.

Brücke, Oberbau, Hinterfüllung und der anstehende Boden wurden als eigenständige Teilbereiche (Parts) mit eigenem Netz modelliert und teilweise in mehrere Sets unterteilt (Bild 12-6). Die Interaktion zwischen benachbarten Teilbereichen, wie z. B. Brücke und Hinterfüllung, erfolgte über Kontaktflächen, für die Kontaktbedingungen mit einem Reibungsansatz definiert wurden. Für Boden/Boden Kontakt wurde aufgrund der Verzahnung ein Reibungsbeiwert von 1 angesetzt. Für den Kontakt zwischen Brücke und Hinterfüllung wurde der Reibungsbeiwert auf 0,8 reduziert. Zusätzlich wird die maximal am Kontakt übertragbare Schubkraft durch die Scherfestigkeit des angrenzenden Bodens begrenzt.

Auf der Oberkante des Brückenüberbaus wurde der insgesamt 8 cm dicke Schichtaufbau aus Dichtung, Schutz- und Deckschicht vernachlässigt und über eine Erhöhung des Betonquerschnittes erfasst, so dass beim Berechnungsmodell die Gesamthöhe des Brückenüberbaus eingehalten wurde. Dadurch ergaben sich geringere Spannungen im Beton, die jedoch für die zu untersuchenden Verformungen nicht relevant waren und mit dem angesetzten elastischen Materialverhalten ohnehin nur näherungsweise erfasst werden.

Die 4 cm dicke Deckschicht wurde durchgehend in einem Arbeitsgang eingebaut, jedoch anschließend gemäß Richtzeichnung ABS 4 eingeschnitten und mit Fugenverguss verfüllt, um eine unkontrollierte

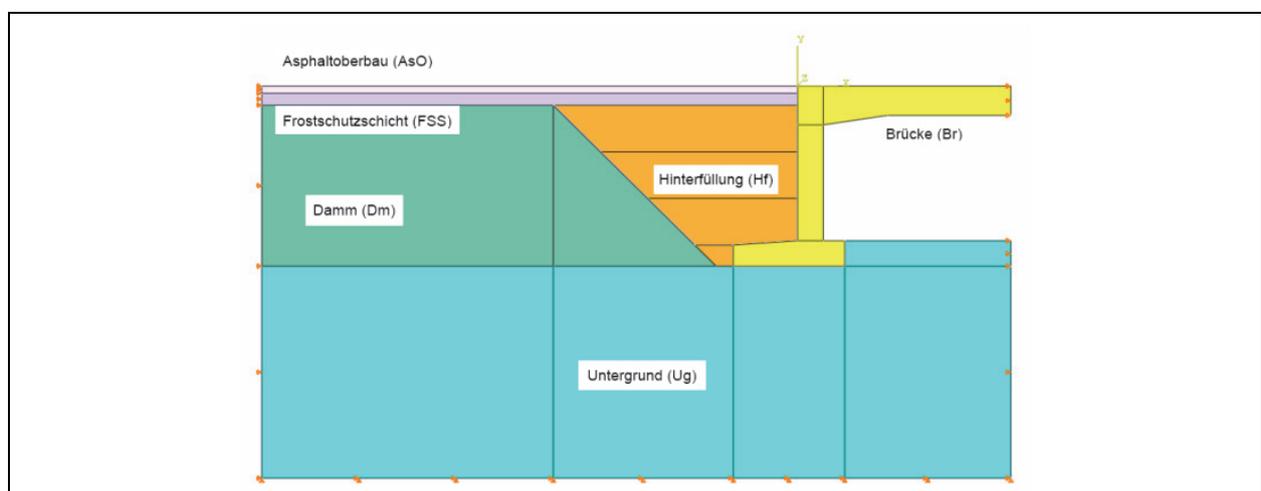


Bild 12-6: Bauwert 15, Hinterfüllbereich 1, FE-Modell mit Element- und Materialsets.

Material	Parameter für elastisches Verhalten			Parameter für plastisches Verhalten		
	E-Modul E [kN/m ²]	Querdehn- zahl ν [-]	Dichte [t/m ³]	Achsab- schnitt d [kN/m ²]	Konus- winkel β [°]	Kappen- formfaktor R [-]
Asphalt	200000	0,2	2,4	--		
Frostschuttschicht	151000	0,28	2,1	2,7	48,1	0,15
Stahlbeton Brücke	2,10E+07	0,2	2,5	--		
BW 37, RC-Material	216000	0,25	2,24	43,0	49,2	0,40
BW 37, Schotter 0/45	151000	0,22	2,12	9,1	52,6	0,25
BW 37, Magerbeton	1,10E+07	0,2	2,4	--		
BW 37, Damm	39520	0,35	2,23	41,3	39,1	0,60
BW 37, Untergrund	34800	0,35	2,27	41,3	39,1	0,60
BW 15, grobkörniges Material (Sand/Kies Ge- misch)	185000	0,3	2,16	14,5	43,3	0,30
BW 15, qualifizierte Bodenverbesserung HF 3	160000	0,3	2,18	510,0	43,6	0,50
BW 15, qualifizierte Bodenverbesserung HF 4	420000	0,25	2,21	1150,0	48,9	0,60
BW 15, Damm	65000	0,3	1,99	2,8	45,5	0,19
BW 15, Untergrund	174000	0,3	2,18	21,3	44,8	0,30
BW 15, EPS	4800	0,2	0,026	--		

Tab. 12-1: Materialparameter für elasto-plastisches Materialgesetz mit der Fließbedingung nach Drucker-Prager.

Rissbildung infolge der Temperaturverformungen zu verhindern. Somit besteht am Übergang keine durchgehende Deckschicht. Der Kontakt zwischen Oberbau und Brücke wurde daher ebenfalls über einen Reibungsansatz erfasst.

12.2 Berechnungsschritte

Die verschiedenen Bauzustände und Belastungen wurden mit den folgenden Berechnungsschritten modelliert:

- 0) Ausgangszustand Berechnung des Ausgangsspannungszustandes mit „altem“ Brückenbauwerk,
- 1) Aushub Baugrubenaushub und Abriss Brückenbauwerk,
- 2) Brückenbau 1 Neubau der Fundamente und Brückenwiderlager sowie Hinterfüllung Fundamente,
- 3) Hinterfüllung 1 Verfüllung bis ca. 2/3 der Widerlagerhöhe,
- 4) Brückenbau 2 Herstellung des Brückenüberbaus,
- 5) Hinterfüllung 2 Vollständige Hinterfüllung bis zum Planum,
- 6) Oberbau Herstellung des Oberbaus mit Frostschuttschicht und Asphaltüberbau,
- 7) Verkehr Verkehrsbelastung mit einer statischen Ersatzlast von 9 kN/m² im 1. Fahrstreifen und von 2,5 kN/m² in den weiteren Fahrstreifen.

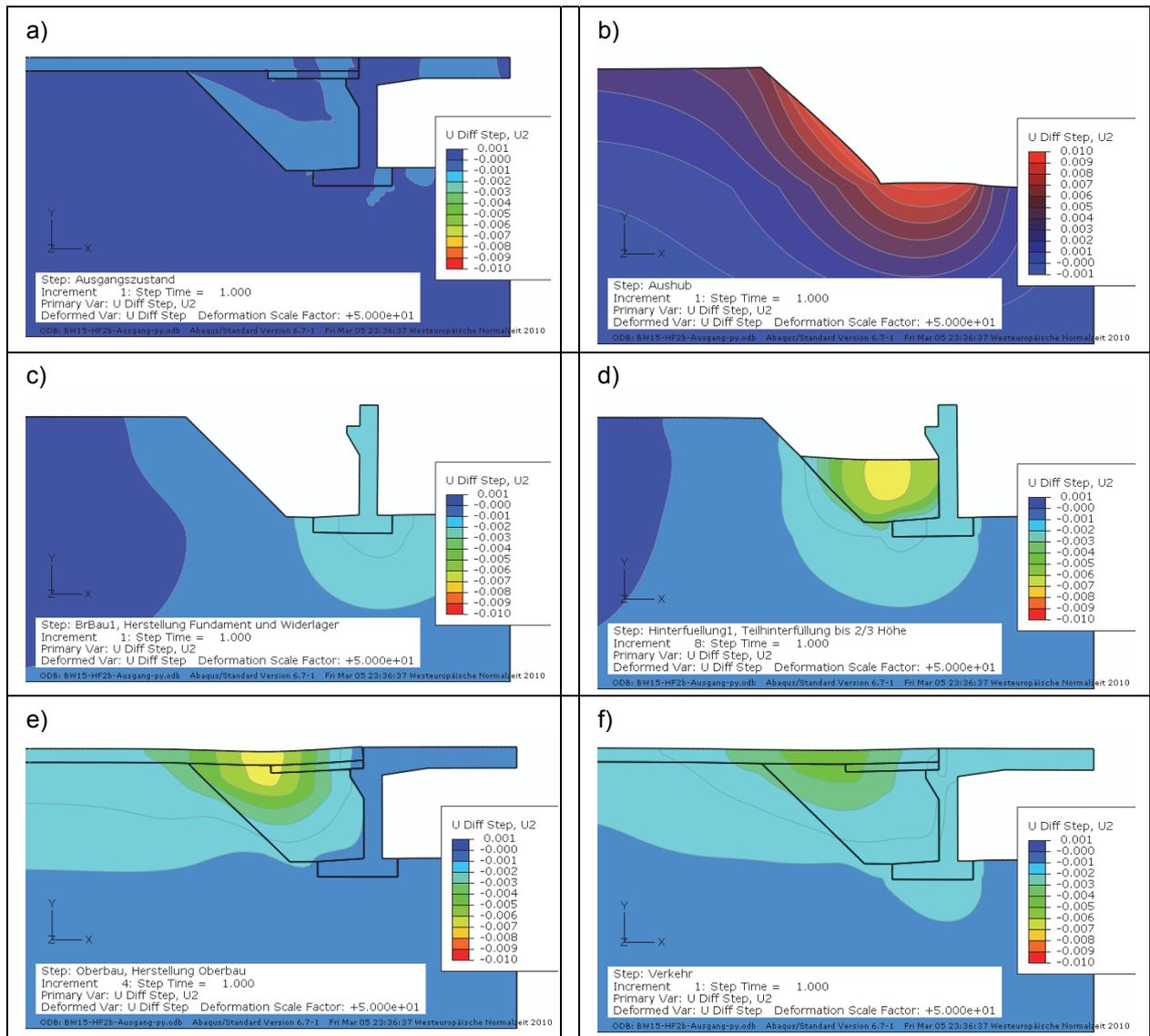


Bild 12-7: Modellausschnitt, BW 15, Hinterfüllbereich 2, Vertikalverformungen U_2 [m] innerhalb ausgewählter Berechnungsschritte a) Ausgang, b) Aushub, c) Brückenbau 1, d) Hinterfüllung 1, e) Herstellung Oberbau, f) Verkehrsbelastung.

Bei geotechnischen Berechnungen sind im Ausgangszustand in der Regel Spannungen vorhanden, während die damit verbundenen Verformungen bereits eingetreten sind und im Modell nicht mehr erfasst werden sollen. Eine analytische Ermittlung dieses Ausgangsspannungszustandes über eine tiefenabhängige Vertikalspannung und über die Querdehnzahl berechnete Horizontalspannungen (K0-Methode) ist nur bei horizontal verlaufender Geometrie möglich, die im vorliegenden Fall nicht gegeben war (Bild 12-6). Der Ausgangsspannungszustand wurde daher in einer separaten Berechnung ermittelt und für jeden Integrationspunkt zwischengespeichert. Bei unverändertem Modell wurden diese Spannungen dann im ersten Berechnungsschritt (Ausgangszustand) über die User-Subroutine sigini in das Modell eingelesen und eine Berechnung zur Gewährleistung des Gleichgewichtes zwischen inneren Spannungen und äußeren Belastungen durchgeführt (Bild 12-7a).

Der Aushub wurde durch eine Deaktivierung der Elementsets für die Brücke, des Oberbaus und der Hinterfüllung abgebildet (Bild 12-7b). Bei den folgenden Berechnungsschritten wurden die einzelnen Sets einschließlich der Kontaktbedingungen spannungsfrei aktiviert und im letzten Berechnungsschritt die Ersatzlast zur Berücksichtigung des Verkehrs aufgebracht (Bild 12-7c-e).

12.3 Berechnungsergebnisse 2D-Modelle

Für jede Hinterfüllungsvariante wurde ein 2D-Modell erstellt, bei dem die Ermittlungen der Setzungen der Fahrbahnoberfläche durch die Verkehrsbelastung im Vordergrund stand. In Brückenmitte wurde daher eine Symmetrieachse angeordnet, was zumindest am Bauwerk 15 aufgrund der Schiefwinkligkeit eine Vereinfachung darstellt. Bei den zusätzlich durchgeführten 3D Berechnungen wurde am Bauwerk 15 daher eine gesamte Richtungsfahrbahn modelliert.

In Anlage 12 sind die verwendeten Modelle und die Berechnungsergebnisse dokumentiert. Für jeden Berechnungsschritt wurden Isoliniendarstellungen zur Verteilung der Vertikalverschiebung U_2 und der Horizontalverschiebungen U_1 erstellt, wobei die Verschiebungen für jeden Berechnungsschritt getrennt ermittelt wurden. Die Ausgaben für die insgesamt je 16 Abbildungen erfolgten am verformten System mit einem Überhöhungsfaktor von 50, um die prinzipiellen Verformungsverläufe sichtbar zu machen.

Durch die Entlastung traten im Berechnungsmodell für das BW 15 Hebungen von maximal 10 mm auf. Im folgenden Berechnungsschritt Brückenbau 1, mit dem die Herstellung der Fundamente und Widerlager einschließlich der Fundamenthinterfüllung abgebildet wurde, lagen die Setzungen am Widerlager bei ca. 3 mm. Durch die Belastung im Verlauf der weiteren Berechnungsschritte stiegen die Setzungen des Widerlagers bis auf insgesamt ca. 10 mm am Ende des letzten Berechnungsschrittes (Verkehrsbelastung).

Im Untergrund und im Dammbereich ergaben sich zwischen Ausgangszustand und Endzustand (Verkehrsbelastung) nur geringe Differenzen im Spannungszustand. Entsprechend verlaufen auch die Spannungspfade an den Integrationspunkten der Elemente im elastischen Bereich, der durch die Fließbedingung nach Bild 12-1 begrenzt wird (Die mit der Verschiebung der Kappe einhergehende Verfestigung des Materials erfolgte im Ausgangszustand, beim Einlesen des Ausgangsspannungszustandes). Dadurch treten im Untergrund und im Dammbereich im Zuge der durchgeführten Berechnungen nur vernachlässigbar geringe plastische Verformungen auf. Die beim Aushub entstandenen Hebungen der Baugrubensohle entsprechen den anschließenden Setzungen bis zur Verkehrsbelastung. Ausnahmen bildeten hier die Hinterfüllungen mit Magerbeton, da durch die höhere Dichte des eingesetzten Materials Veränderungen im Spannungszustand zwischen Ausgangs- und Endzustand eingetreten sind, die plastische Verformungen im Untergrund bewirkten.

Die Höhenbolzen am Widerlager konnten erst nach dem Ausschalen angebracht werden. Die am Bauwerk gemessenen Setzungen der Widerlager entsprechen daher den berechneten Verformungen ab dem Berechnungsschritt 3, Hinterfüllung 1. Am Bauwerk 15 traten zwischen dem Schritt 3 und dem Schritt 7, Verkehr Setzungen von 7 mm auf, die sehr gut mit den Setzungen der Höhenbolzen im 1. Bauabschnitt übereinstimmen, die bei 5 bis 6 mm lagen.

Bei den Berechnungen für das Bauwerk 37 traten Sohlhebungen beim Aushub von maximal 34 mm auf. Zwischen Schritt 3, Hinterfüllung 1 und Schritt 7, Verkehr betragen die Setzungen des Widerlagers ca. 22 mm. Die gemessenen Setzungen am Widerlager schwankten zwischen 16 und 24 mm, so dass auch hier eine hohe Übereinstimmung zwischen Messung und Berechnung vorhanden war.

12.3.1 BW15, Setzungen Fahrbahn

In Bild 12-8 a-d wurden die berechneten plastischen Verformungen bzw. Setzungen unter einer Ersatzlast von $9,0 \text{ kN/m}^2$ für die Verkehrsbelastung für die vier am Bauwerk 15 untersuchten Hinterfüllungsvarianten zusammengestellt (vgl. auch Anlage 12). Einen direkten Vergleich der ermittelten Setzungen der Fahrbahnoberfläche ermöglicht Bild 12-9, in dem alle vier Berechnungsergebnisse zusammengefasst wurden.

Unterschiede waren bei den Berechnungen der verschiedenen Hinterfüllungsvarianten in der Größe und in der Verteilung der Setzungen an der Fahrbahnoberfläche und innerhalb der Hinterfüllungen zu verzeichnen. Bei allen Berechnungen traten im Dammbereich in einem Abstand von ca. 15 m zum Widerlager übereinstimmende Setzungen von ca. 1,5 mm auf, die mit zunehmendem Abstand zum Widerlager weiter auf ca. 0,5 mm abnahmen.

Unterschiede im berechneten Setzungsverlauf an der Fahrbahnoberfläche zeigten sich besonders am Übergang zwischen Hinterfüllung und Brückenbauwerk sowie im angrenzenden Hinterfüllbereich bis zu einem Abstand von ca. 10 m zum Widerlager, ab dem sich die Setzungsverläufe an der Fahrbahnoberfläche zunehmend angleichen.

Die größten Setzungen der Fahrbahnoberfläche mit maximal 3,7 mm ergaben sich bei der Berechnung der Hinterfüllungsvariante BW15-HF2 im Endbereich der Schleppplatte bei einem senkrechten Abstand zum Widerlager von 6,3 m. Dafür konnte mit der Schleppplatte der bei den anderen Berechnungen auftretende Sprung an der Fahrbahnoberfläche am Übergang zwischen Widerlager und Hinterfüllung vermieden werden. Mit 2,0 mm trat der größte Sprung am Übergang im Modell BW15-HF1 mit dem grobkörnigen Boden auf. Auch bei der qualifizierten Bodenverbesserung mit bindigem Ausgangsmaterial HF3 war der Sprung mit 1,8 mm nur geringfügig kleiner. Eine deutliche Reduktion konnte jedoch bei der qualifizierten Bodenverbesserung mit nicht bindigem Ausgangsmaterial im HF4 ermittelt werden, bei der der Sprung nur noch 0,4 mm betrug.

Beim HF1 waren die maximalen Setzungen mit 3,4 mm nur geringfügig kleiner, als bei der Schleppplatte im HF2. Diese traten jedoch in einem kleineren Abstand von 4,5 m zum Widerlager auf. Mit maximal 3,0 und 2,5 mm waren die maximalen Setzungen bei den Hinterfüllungen 3 und 4 etwas geringer und traten mit 7,8 und 8,4 m auch in größerem Abstand zum Widerlager auf (Bild 12-9). Die Isolinien Darstellungen der plastischen Verformungen in Bild 12-8 zeigen eine relativ gleichmäßige Verteilung der Setzungen innerhalb der Hinterfüllung beim HF1, die im HF 2 deutlich unterhalb des Schleppplattenendes kon-

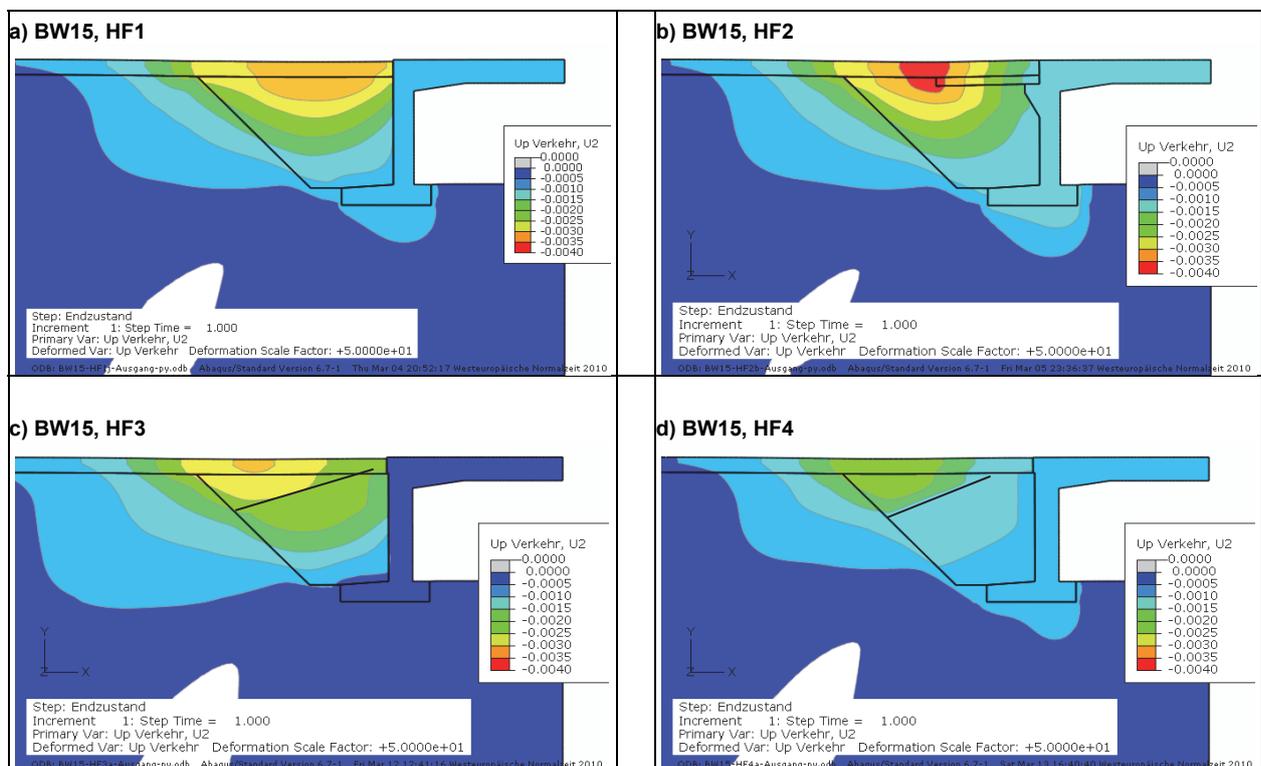


Bild 12-8: Modellausschnitt 2D-Berechnungen Bauwert 15, Hinterfüllbereich 1 bis 4, Plastische Verformung durch Verkehrslast Up_2 [m] a) HF 1, grobkörniges Mat., b) HF 2, Schleppplatte, c) HF 3 qualif. Bodenverb. bindiges Ausgangsmaterial, d) HF 4, qualif. Bodenverb. nicht bindiges Ausgangsmaterial.

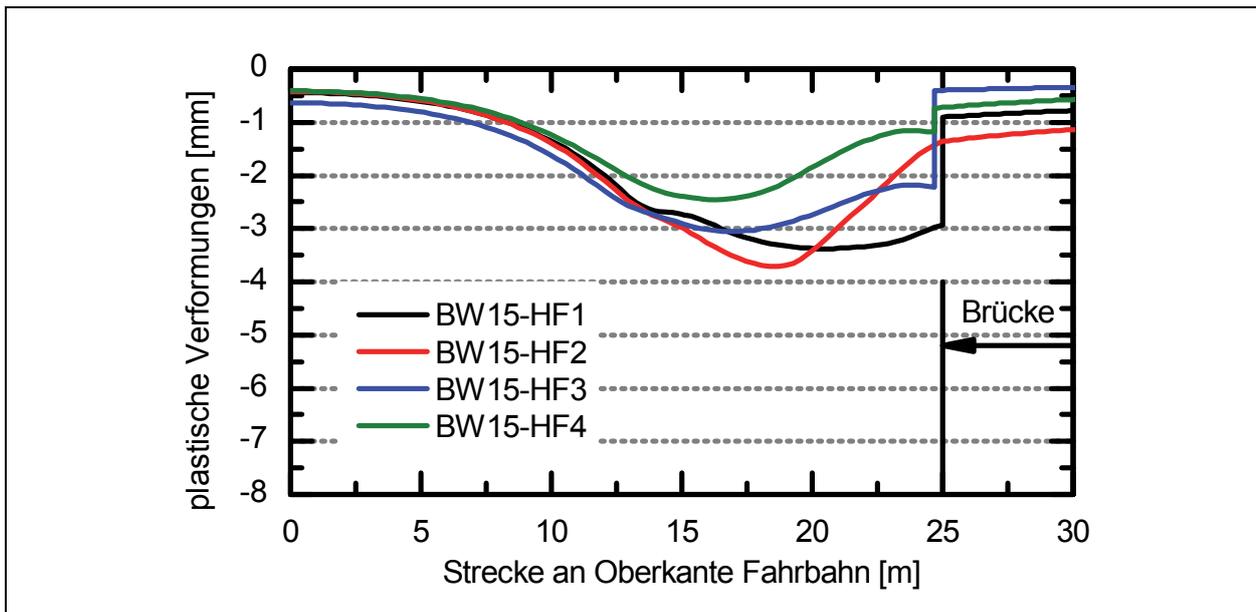


Bild 12-9: BW15, plastische Verformungen an Fahrbahnoberkante infolge der Verkehrsbelastung (2D-Berechn.).

zentriert sind. Besonders im Bild 12-8d wird deutlich, dass die Setzungen zum größten Teil im grobkörnigen Material über dem Keil mit qualifizierter Bodenverbesserung auftreten.

Um den Vergleich zwischen den gemessenen Setzungen und dem Berechnungsergebnissen zu ermöglichen, wurden in Bild 12-10 und Bild 12-11 die berechneten Setzungen in die Diagramme mit den Messergebnisse aus Abschnitt 10.4 eingetragen.

Beim Vergleich ist folgendes festzustellen:

- bei den Verformungen am Brückenbauwerk gibt es größere Abweichungen, da die Temperatur-, Kriech- und Schwindverformungen im FE-Modell nicht erfasst wurden (für Setzungen in der Hinterfüllung nicht relevant).
- die bei der Berechnung ermittelten Sprünge am Übergang zwischen Hinterfüllung und Brücke traten bei den Messungen nicht auf, bzw. waren über einen Bereich von ca. 2 m verteilt,
- im Hinterfüllbereich 2 traten hinter der Schleppplatte deutliche Setzungen auf, die im Berechnungsmodell über einen größeren Bereich verteilt waren,
- im Hinterfüllbereich 3 und 4 wurde eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Messung und Berechnung erzielt.

Insgesamt kann festgestellt werden, dass die Größenordnung der gemessenen Setzungen von wenigen Millimetern mit dem 2D-FE-Modell berechnet werden konnte. Bei der Verteilung traten jedoch teilweise Unterschiede insbesondere im Kontaktbereich zwischen Hinterfüllung und Brücke auf.

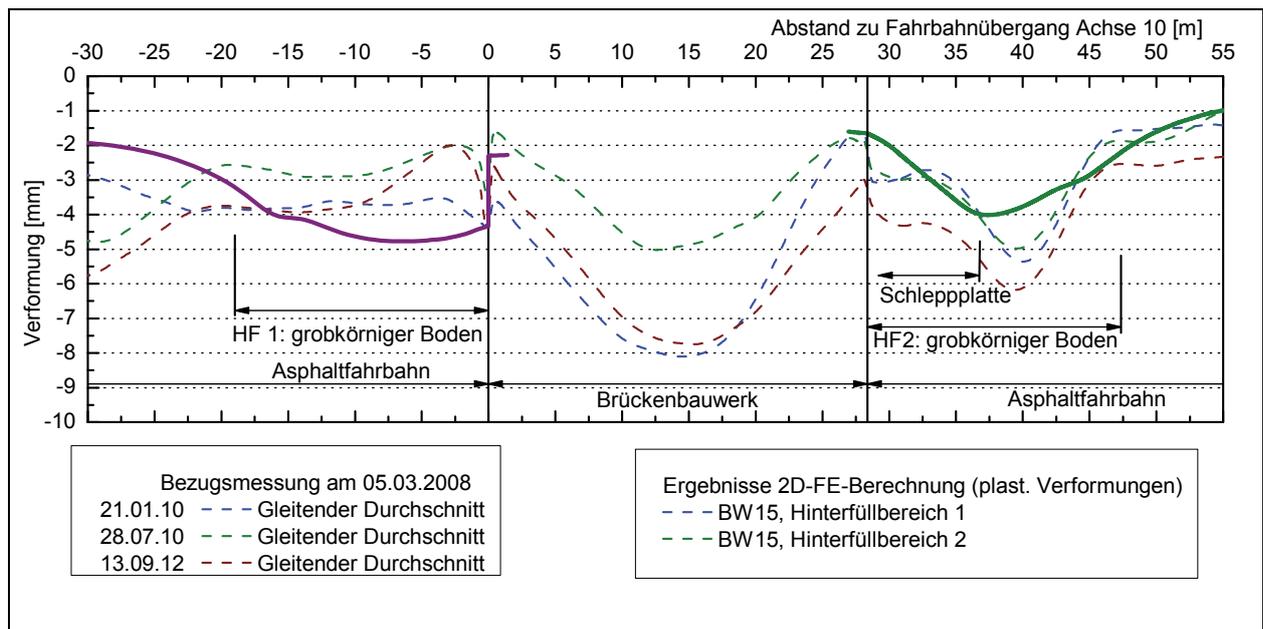


Bild 12-10: Nivellement der Fahrbahnoberfläche im Standstreifen der RiFa Wiesbaden, Setzungen seit Nullmessung am 05.03.2008 und Vergleich mit plastischen Verformungen der 2D-FE-Berechnungen.

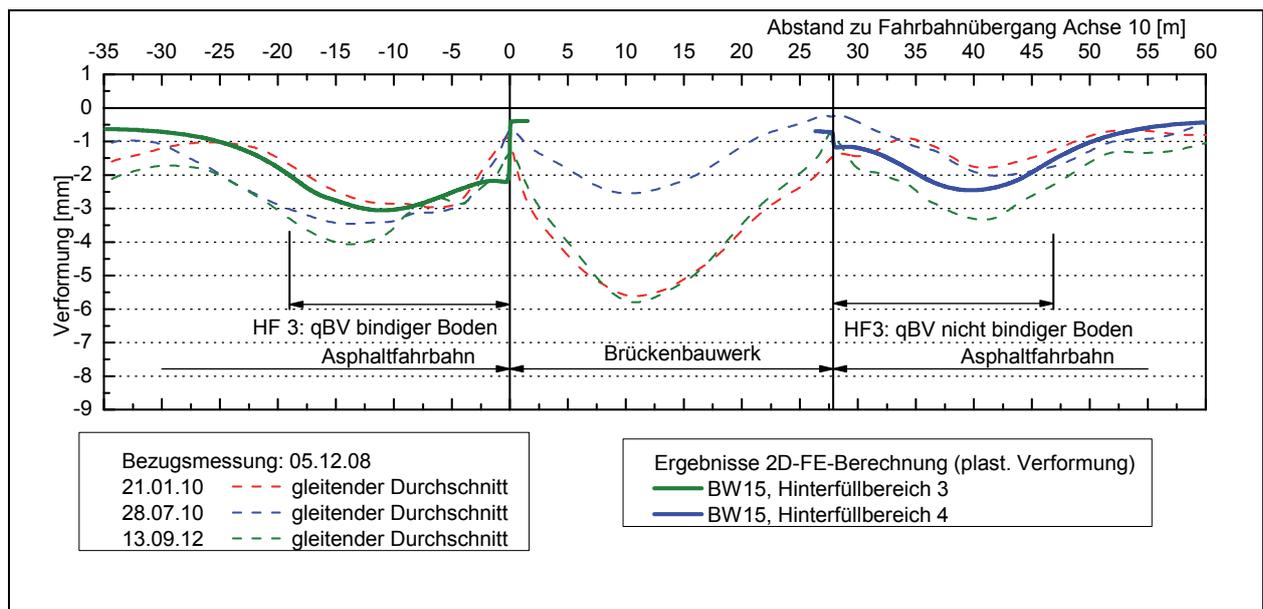


Bild 12-11: Nivellement der Fahrbahnoberfläche im Standstreifen der RiFa Frankfurt, Setzungen seit Nullmessung am 05.12.2008 und Vergleich mit plastischen Verformungen der 2D-FE-Berechnungen.

12.3.2 BW37, Setzungen Fahrbahn

Auch am Bauwerk 37 wurden die verschiedenen Hinterfüllungen mit 2D-FE-Modellen abgebildet. Die verwendeten Modelle und die Ergebnisse der Berechnungen sind in Anlage 12 ab Seite 33 zusammengestellt. Modellausschnitte mit den plastischen Verformungen infolge der Verkehrsbelastung zeigt Bild 12-12 für alle vier Hinterfüllungen.

In der Hinterfüllung 1 wurde im unteren Bereich ein schwer durchlässiger Boden eingebaut, der eine geringere Steifigkeit aufwies, als das darüber folgende Recyclingmaterial. Direkt über der Arbeitsraumverfüllung hinter dem Fundament wurden daher im unteren Bereich größere Setzungen berechnet als über dem Fundament (Bild 12-12a). Mit zunehmender Höhe der Hinterfüllung nahmen die berechneten Setzungen weiter zu, wobei gleichzeitig eine Vergleichmäßigung eintrat. In Höhe des Planums ergaben sich relativ gleichmäßige Setzungen von etwa 3 mm. Am Übergang zum angrenzenden Damm betrug die Setzungen ca. 2 mm, um dann mit steigendem Abstand zum Widerlager deutlich abzunehmen.

Innerhalb der Hinterfüllung HF 2 ergaben sich gleichmäßig über die Hinterfüllungshöhe zunehmende Setzungen im Schotter, die etwa in der Mitte der Hinterfüllung ihr Maximum einnahmen (Bild 12-12b). Aufgrund der geringeren Neigung der Grenzfläche zwischen Hinterfüllung und Damm von 1:2 waren die Setzungen im HF 2 über einen größeren Bereich verteilt, als beim HF 1.

Im Magerbeton treten aufgrund der hohen Steifigkeit in der Realität unter der Verkehrsbelastung keine plastischen Verformungen ein, so dass der Magerbeton mit einem elastischen Stoffgesetz modelliert werden konnte. Bei der Berechnung waren die Setzungen unter der Verkehrslast damit hauptsächlich im Recyclingmaterial oberhalb des Magerbetons zu verzeichnen und erfassten auch die angrenzenden Dammbereiche (Bild 12-12c,d).

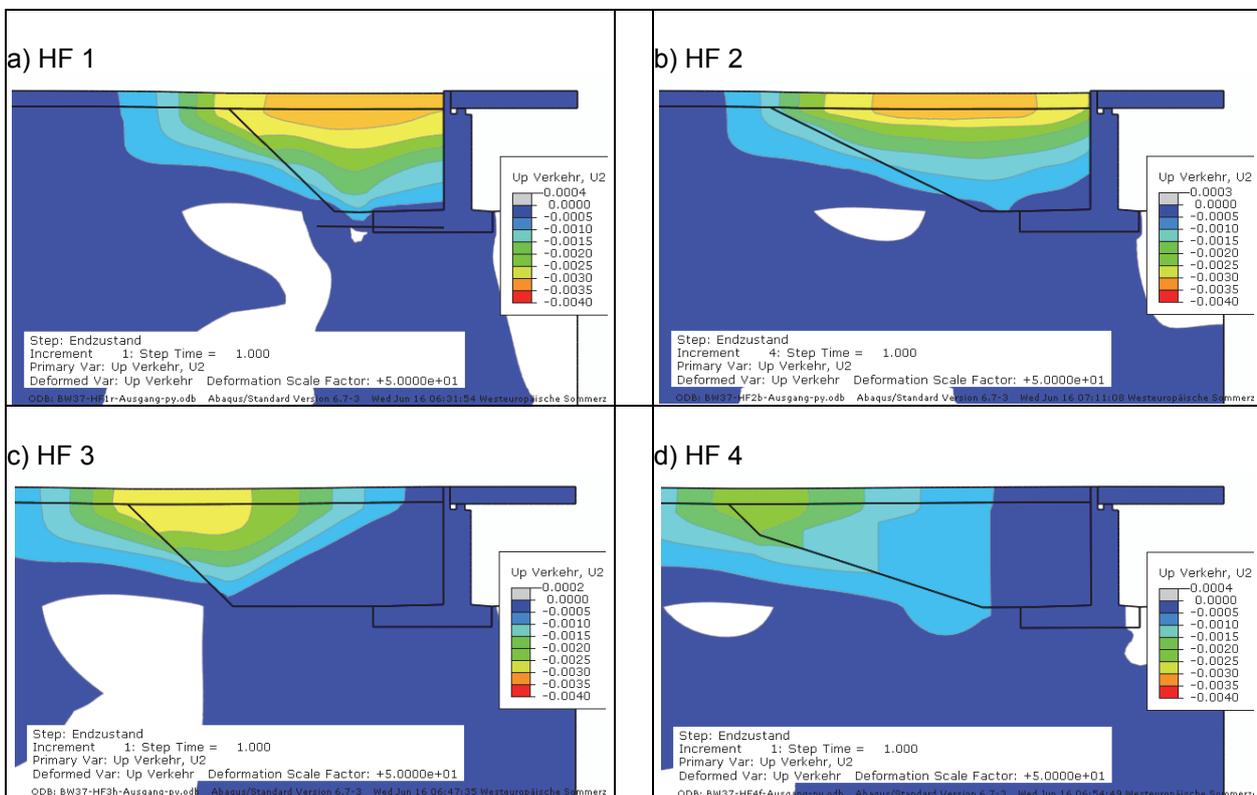


Bild 12-12: Modellausschnitt 2D-Berechnungen Bauwert 37 Hinterfüllbereich 1 bis 4, Plastische Verformung durch Verkehrslast Up2 [m] a) HF 1, Recyclingmaterial, b) HF 2, Schotter 0/45, c) HF 3 kurzer Betonkeil, d) HF 4, langer Betonkeil.

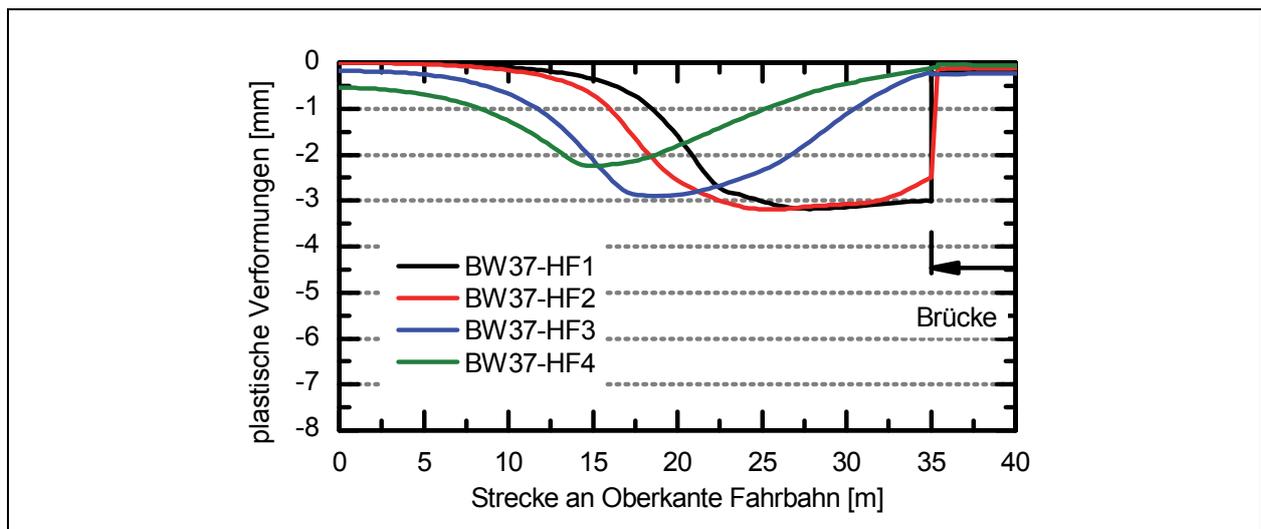


Bild 12-13: BW37, plastische Verformungen an Fahrbahnoberkante infolge der Verkehrsbelastung (2D-Berechn.).

Einen Vergleich der ermittelten Setzungsverläufe an der Fahrbahnoberkante ermöglicht Bild 12-13. Am Übergang zwischen Hinterfüllung und Widerlager traten Sprünge im Setzungsverlauf an der Fahrbahnoberkante auf, die mit ca. 2,6 mm bei der Hinterfüllung 1 und 2 mit RC-Material bzw. Schotter in der gleichen Größenordnung lagen. Bei den Magerbetonkeilen wurde ein nahezu kontinuierlicher Verlauf ermittelt.

Die maximalen Setzungen waren im Hinterfüllbereich 1 und 2 mit 3,2 mm annähernd gleich groß. Der Abstand des Setzungsmaximums zum Widerlager betrug jedoch im HF 1 7,20 m und im HF 2 9,90 m. Bei den Hinterfüllungen 3 und 4 mit den Magerbetonkeilen traten die maximalen Setzungen mit noch größerem Abstand zum Widerlager auf (16,8 m bzw. 20,0 m). Beim HF 3 betrug die maximalen Setzungen 2,9 mm und lagen. Kleinere Maximalsetzungen wurden am HF 4 mit 2,2 mm berechnet (Bild 12-13).

Allerdings wurde am Bauwerk 37 eine geringere Übereinstimmung der berechneten mit den gemessenen Fahrbahnverformungen erreicht, wie Bild 12-14 und Bild 12-15 zeigen. Dafür konnten die folgenden Ursachen ermittelt werden:

- Bei der Verkehrsfreigabe der RiFa Chemnitz waren die Untergrundsetzungen noch nicht vollständig abgeklungen, während bei den Berechnungen die gesamten Setzungen infolge der Belastung durch Eigengewicht eingetreten waren (um diesen Einfluss zu erfassen wurden die berechneten Setzungen in Bild 12-14 um 5 mm verschoben).
- Über die Hinterfüllungen 2 und 3 verlief der Baustellenverkehr während des 2. Bauabschnittes direkt auf der Oberkante der Hinterfüllung. Dadurch traten Setzungen in den Hinterfüllungen ein (Setzungen der oberen Quermessrohre ca. 5 mm durch Baustellenverkehr). Durch diese hohe Vorbelastung traten unter der anschließenden Verkehrsbelastung fast keine Setzungen ein.
- Bei der Modellierung wurde die Vorbelastung durch Baustellenverkehr nicht erfasst, um einen direkten Vergleich mit den Berechnungsergebnissen der anderen Hinterfüllungsvarianten zu ermöglichen.
- Beim 2D-Modell wird die zunehmende Verteilung der Belastung mit der Tiefe nicht berücksichtigt.
- Die Frosthebungen, die bei einigen Wintermessungen in der RiFa Hof auftraten, wurden bei den FE-Berechnungen ebenfalls nicht abgebildet.

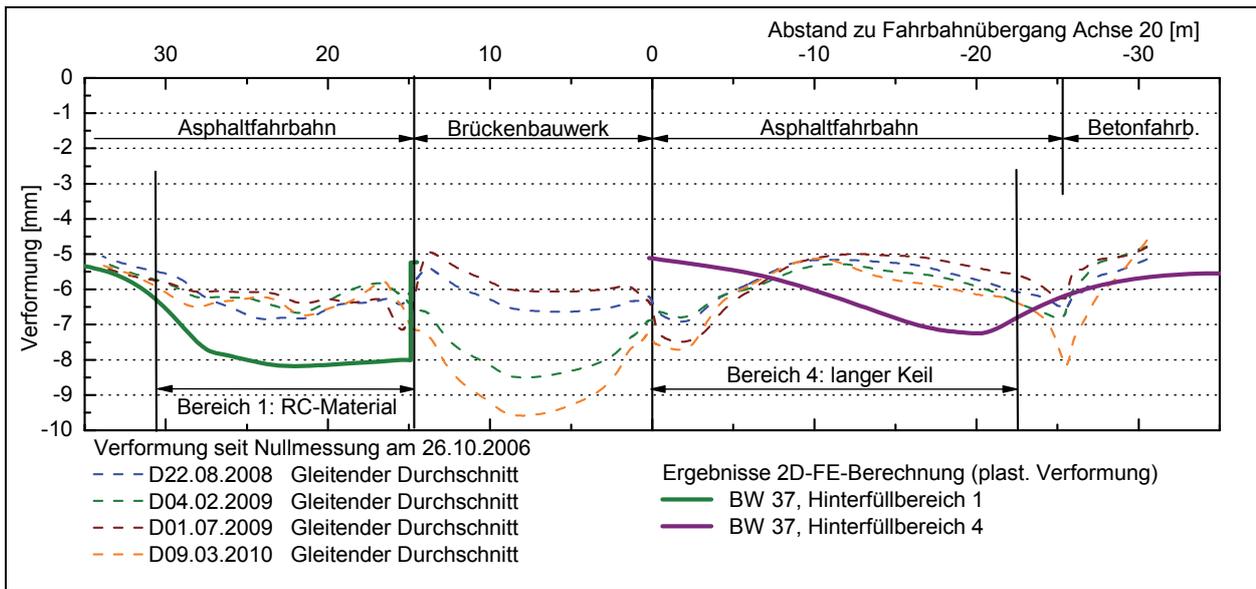


Bild 12-14: Nivellement der Fahrbohnoberfläche im Ausgliederungstreifen der RiFa Chemnitz, Setzungen seit Nullmessung am 26.10.2006 und Vergleich mit plastischen Verformungen der 2D-FE-Berechnungen (Die Setzungen des Widerlagers wurden durch eine konstante Verschiebung der berechneten Setzungen um -5 mm erfasst.).

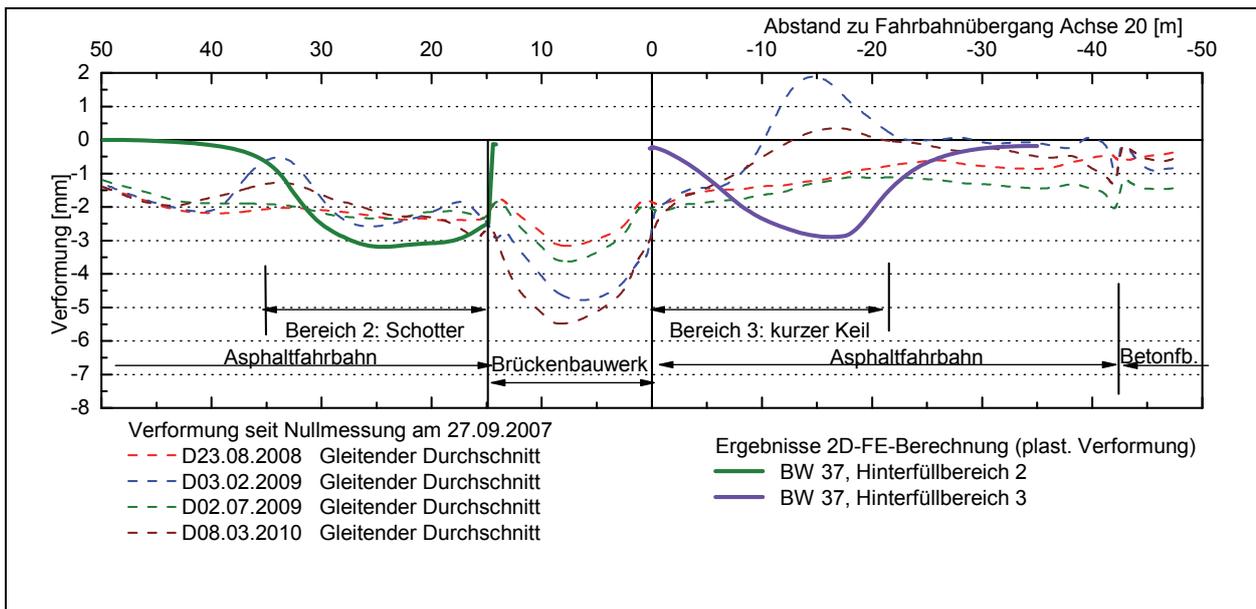


Bild 12-15: Nivellement der Fahrbohnoberfläche im Eingliederungstreifen der RiFa Hof, Setzungen seit Nullmessung am 27.09.2007 und Vergleich mit plastischen Verformungen der 2D-FE-Berechnungen.

12.4 Berechnungsergebnisse 3D-Modell BW 37, HF 1

Aufgrund der mäßigen Übereinstimmung der mit dem 2D-Modell ermittelten Verformungen mit den Messergebnissen wurde für den Hinterfüllbereich 1 beim BW 37 ein 3D-Modell erstellt, das in Anlage 12 ab Seite 34 dokumentiert ist. Das Modell und die plastischen Verformungen in Folge der Verkehrsbelastung zeigen Bild 12-16 bis Bild 12-18.

Im 1. Fahrstreifen wurde eine Verkehrslast von 9,0 kN/m² angesetzt, die in Anlehnung an DIN FB 101 im Ausgliederungs- und 2. Fahrstreifen auf 2,5 kN/m² reduziert wurde. Im 1. Fahrstreifen wurden die größten Setzungen von maximal 2,0 mm unter der Verkehrsbelastung ermittelt. Im Ausgliederungs- und 2. Fahrstreifen lagen die Setzungen bei 1,5 mm bzw. 1,8 mm. Der Abstand der Setzungsmaxima zum Widerlager betrug ca. 13 m. Direkt am Übergang zwischen Widerlager und Hinterfüllung traten sprunghafte Verformungen an der Fahrbahnoberfläche auf, die ca. 1,1 mm betrug. Die Setzungen der Fahrbahn im anschließenden Streckenabschnitt lagen bei ca. 0,5 mm infolge der Verkehrsbelastung.

Über dem Hinterfüllbereich 1 traten bei den Messungen Verformungen seit Verkehrsfreigabe von 6 bis 7 mm auf, die im angrenzenden Dammbereich auf ca. 5 mm abnahmen (Differenz ca. 2,0 mm). Aufgrund der noch nicht vollständig abgeschlossenen Setzungen des Untergrundes wurden auch an der Fahrbahn über dem Widerlager noch Setzungen von ca. 6 mm gemessen (vgl. Bild 12-14). Deutliche Differenzen der Fahrbahnhöhe am Übergang zwischen Bauwerk und Hinterfüllung traten vorrangig bei den Messungen im Sommer auf und betrug maximal 2,0 mm auf einer Streckenlänge von ca. 1,0 m (Messung vom 01.07.09).

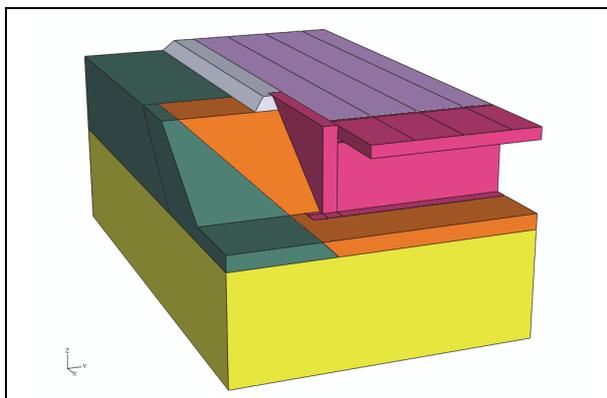


Bild 12-16: BW37, 3D-Modell Hinterfüllbereich 1.

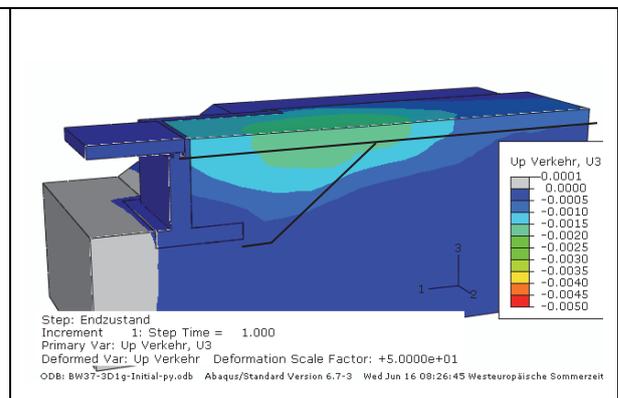


Bild 12-17: BW37, plastische Verformungen an Fahrbahnoberkante infolge der Verkehrsbelastung (3D-Berechn.).

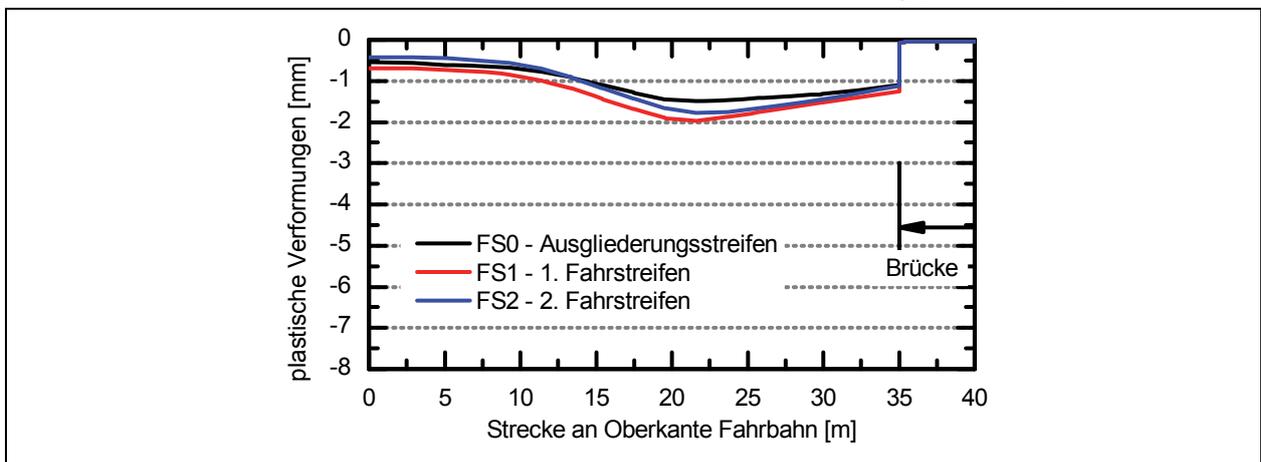


Bild 12-18: BW37, plastische Verformungen an Fahrbahnoberfläche infolge der Verkehrsbelastung (3D-Berechn.).

Insgesamt wurde mit den Berechnungsergebnissen am 3D-Modell somit eine relativ gute Übereinstimmung mit den am Hinterfüllbereich 1 gemessenen Verformungen der Fahrbahnoberfläche erreicht, wenn die Widerlagerverformungen auf Grund der noch nicht abgeschlossenen Untergrundsetzungen bei den Messergebnissen berücksichtigt werden.

Bei den Messungen, die im Winter 2009 und 2010 durchgeführt wurden, traten keine Setzungsdifferenzen am Übergang zwischen Brücke und Hinterfüllung auf, wobei die größten Verformungen mit einem Durchhang von ca. 2,5 mm in Brückenmitte ermittelt wurden. Die Auswirkungen der jahreszeitlichen Temperaturschwankungen und die Brückenverformungen infolge Kriechen und Schwinden wurden bei den durchgeführten FE-Berechnungen nicht betrachtet.

Die Hebungen der Baugrubensohle betragen auch beim 3D-Modell ca. 30 mm und wurden durch gleich große Setzungen bei den folgenden fünf Berechnungsschritten, mit denen der Bauablauf erfasst wurde, ausgeglichen (Brückenbau1 bis Oberbau, siehe Anlage 12, Seite 60). Die Gesamtverformungen während des Baus betragen somit ca. das 10-fache der Verformungen durch Verkehrsbelastung.

12.5 Berechnungsergebnisse 3D-Modell BW 15, HF 1

Bild 12-19 zeigt das eingesetzte 3D-Modell und ausgewählte Berechnungsschritte zur Abbildung des Bauablaufs. Modelliert wurde eine Richtungsfahrbahn auf einer Länge von 120 m und einer Gesamtbreite von 35 m einschließlich des angrenzenden Geländes. Die Modellhöhe liegt bei 18,4 m, wobei die Querneigung der Fahrbahn vernachlässigt wurde. Es wurden Berechnungen mit unterschiedlicher Netz-

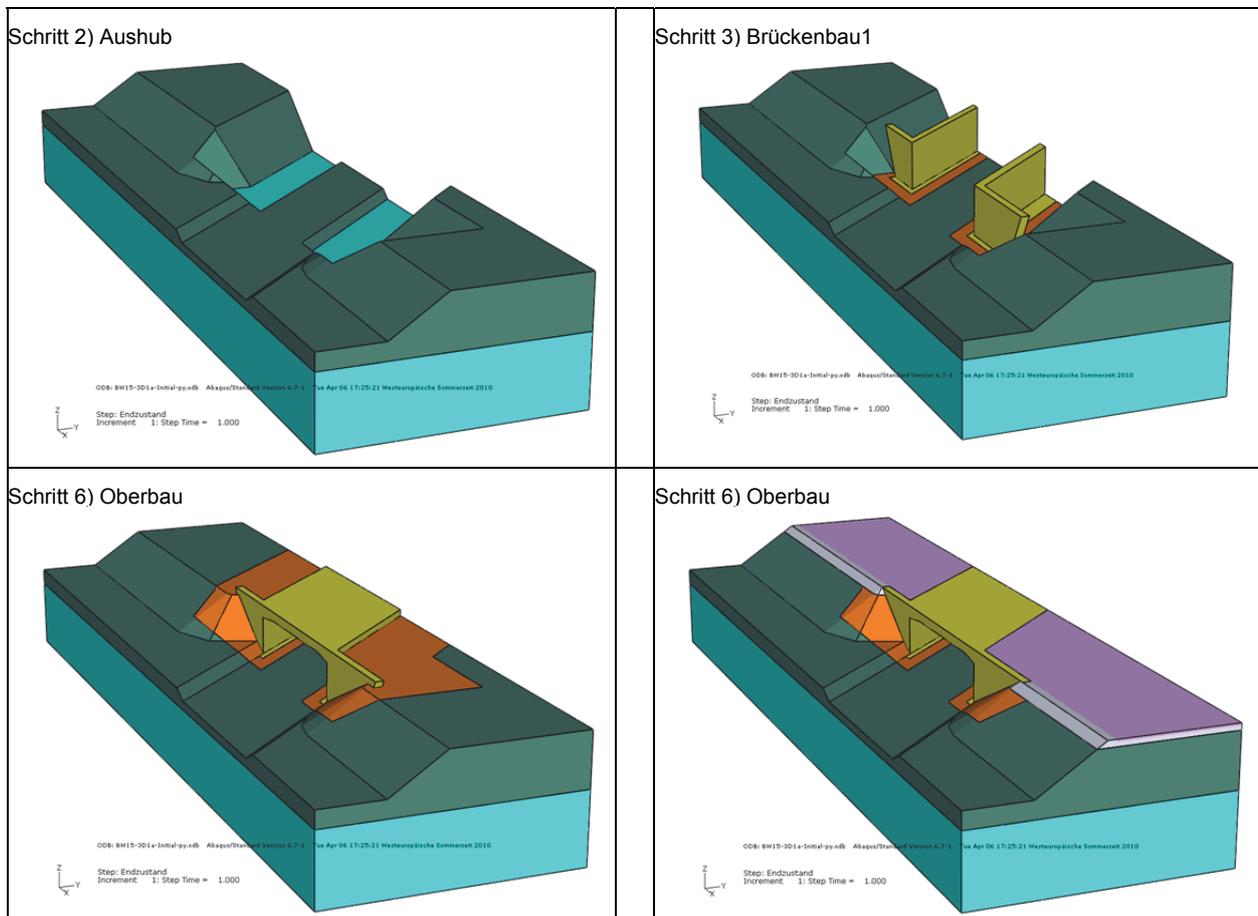


Bild 12-19: 3D-FE-Modell Bauwerk 15, eine Richtungsfahrbahn, Hinterfüllungen mit grobkörnigem Material, entsprechend Hinterfüllbereich 1, Übersicht über ausgewählte Berechnungsschritte.

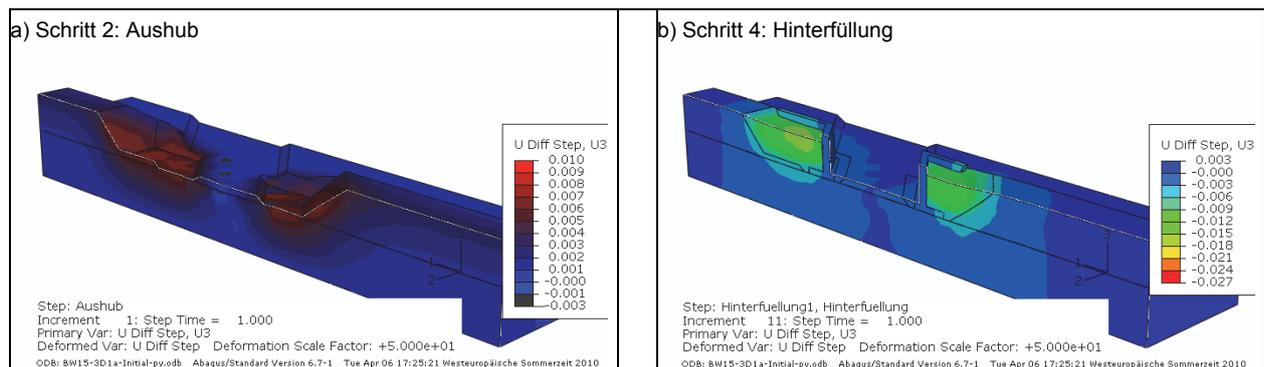


Bild 12-20: BW15, 3D-Modell Vertikalverformungen U3 [m] innerhalb der Berechnungsschritte Aushub und Hinterfüllung, Längsschnitt in Fahrstreifen 1.

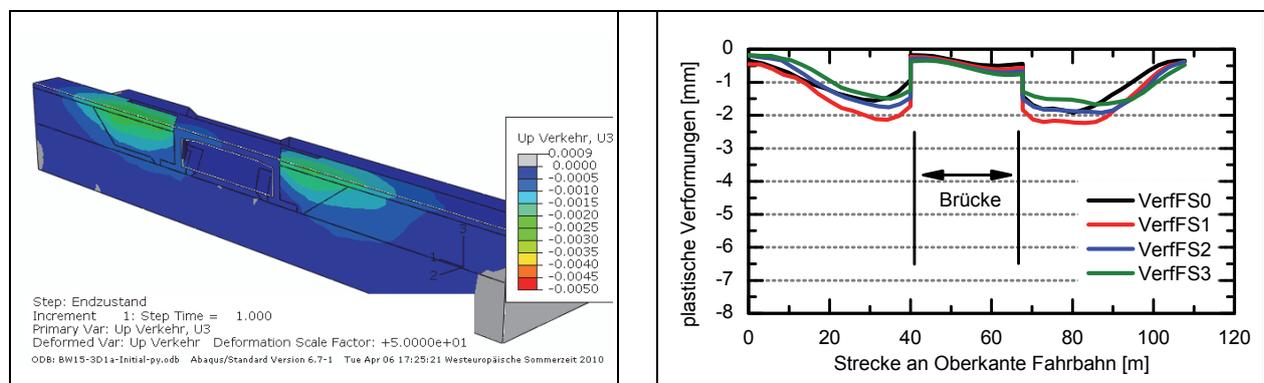


Bild 12-21: BW15, plastische Verformungen an Fahrbahnoberkante infolge der Verkehrsbelastung (3D-Berechn.) Längsschnitt in Fahrstreifen 1.

Bild 12-22: BW15, plastische Verformungen an Fahrbahnoberfläche infolge der Verkehrsbelastung (3D-Berechn.) Brücke zwischen 40 und 68 m.

feinheit ausgeführt, wobei die maximale Anzahl der Freiheitsgrade 413'000 betrug, was in Verbindung mit dem plastischen Materialverhalten und der Anzahl der Berechnungsschritte sehr hohe Rechenzeiten verursachte. Der Bauablauf und die Verkehrsbelastung wurden wie bei den 2D-Modellen mit insgesamt 7 Berechnungsschritten erfasst. Beim Aushub im Schritt 2 wurden die Elementsets für die Brücke, die Hinterfüllungen und den Oberbau entfernt und bei den folgenden Berechnungsschritten spannungsfrei reaktiviert. Die statische Ersatzlast für die Verkehrsbelastung betrug im 1. Fahrstreifen 9,0 kN/m² und in den Fahrstreifen 2 und 3 sowie im Standstreifen 2,5 kN/m².

Wesentliche Berechnungsergebnisse wurden in Bild 12-20 und Bild 12-21 dargestellt. Eine weiterführende Dokumentation befindet sich in Anlage 12 ab Seite 63. Wie bei den in Abschnitt 12.3.1 vorgestellten Berechnungsergebnissen am 2D-Modell betragen auch am 3D-Modell die Entlastungshebungen der Baugrubensohle bis zu 10 mm (Bild 12-20a). Der Einbau der Hinterfüllungen im Schritt 4 führte zu Eigen-setzungen innerhalb des grobkörnigen Bodens von bis zu 15 mm (Bild 12-20b). Die berechneten Setzungen des Widerlagers betragen 6,8 mm zwischen den Berechnungsschritten Hinterfüllung und Verkehrsbelastung und lagen somit in der Größenordnung der gemessenen Verformungen von 5 bis 6 mm (vgl. Abschnitt 10.3).

Bild 12-21 zeigt die Verteilung der plastischen Verformungen unter Verkehrsbelastung, die auf die Hinterfüllung konzentriert waren, aber auch den angrenzenden Dammbereich erfassten. Mit Maximalwerten von 2,2 mm waren die am 3D-Modell ermittelten Setzungen deutlich kleiner als die Setzungen, die mit dem 2D-Modell bestimmt wurden (3,4 mm siehe Abschnitt 12.3.1).

Aufgrund der unterschiedlichen Größe der Ersatzlast waren die Setzungen im Standstreifen und in den Fahrstreifen 2 und 3 mit ca. 1,5 mm etwas kleiner als im 1. Fahrstreifen. Die Setzungsdifferenzen am Übergang zwischen Hinterfüllung und den Widerlagern betragen 0,8 bis 1,6 mm. Die unterschiedlichen Verläufe der Setzungsmulden in Bild 12-22 sind durch die unterschiedliche Geometrie der Hinterfüllungen auf Grund der Schiefwinkligkeit des Bauwerkes verursacht.

Bei den in Abschnitt 10.4.1 vorgestellten Messergebnissen des Nivellements der Fahrbahnoberfläche betragen die Setzungen weniger als 2 mm und wurden von jahreszeitlichen Schwankungen überlagert. Bei den drei ausgeführten Wiederholungsmessungen traten unterschiedlich große Differenzen am Übergang auf, die zwischen 0,5 und 1,5 mm schwankten. Die Größe der ermittelten Setzungen stimmt somit relativ gut mit den berechneten Werten überein.

12.6 FE-Berechnungen zum Erddruckverlauf am BW 15

Am Bauwerk 15 wurde zusätzlich der Erddruckverlauf für verschiedene Temperaturen, die den maximalen Werten im Sommer und den minimalen Werten im Winter entsprechen, an 2D-Modellen berechnet.

Aufgrund der unterschiedlichen Temperaturen zwischen Sommer und Winter stellen sich am Bauwerksmodell unterschiedliche Temperaturverteilungen ein, die von den damit verbundenen Spannungsänderungen nicht beeinflusst werden (Vernachlässigung der bei der Umformung entstehenden Wärme). Die Berechnungen konnten daher in zwei Schritten durchgeführt werden. Im ersten Schritt wurden die Temperaturverteilungen im Sommer bzw. Winter berechnet. Diese Temperaturen wurden dann in einer zweiten Berechnung eingesetzt, um die damit verbundenen Spannungsänderungen zu ermitteln. Die für die Berechnungen zusätzlich verwendeten Parameter sind in Tab. 12-2 dargestellt und wurden dem Merkblatt „Entstehung und Verhütung von Frostschäden“ der FGSV (1994) und MÜLLER (2007) entnommen.

Die berechneten Temperaturverteilungen für die maximale Sommertemperatur und die minimale Wintertemperatur zeigt Bild 12-23.

Die höchste Temperatur im Brückenüberbau wurde mit 31,3 °C am 05.07.2009 beim Geber T08 in einer Tiefe von 0,30 m unter OK Fahrbahn gemessen. An der Unterkante des Brückenüberbaus lagen die gemessenen Temperaturen bei 27 °C und an der Erdseite des Widerlagers zwischen 16 °C und 19 °C. Die berechneten Temperaturen betragen im Überbau in einer Tiefe von 0,30 m unter Fahrbahnoberkante 29,3 °C und in der Mitte des Überbaus 26,4 °C.

Im Winter lag der minimale Temperaturmesswert am 12.01.09 bei -5,8 °C beim Geber T09 in der Mitte des Brückenüberbaus. Am gleichen Tag wurden an der Erdseite des Widerlagers Temperaturen zwischen 2,6 °C am oberen Geber T04 und 5,6 °C am unteren Geber T01 aufgezeichnet. Bei dem in Bild 12-23b dargestellten Berechnungsergebnis lagen die Temperaturen in Mitte des Brückenüberbaus bei -

Material	Wärmeleitfähigkeit [W/mK]	Spezifische Wärmekapazität [kJ/tK]	Wärmeausdehnungskoeffizient [-]
Asphalt	1,7	1100	6,6 E-5
Frostschutzschicht	1,2	800	1,0 E-6
Beton Brücke	2,1	1000	1,2 E-5
BW 15, grobk. Material	1,5	800	1,0 E-6
BW 15, Damm	1,5	800	1,0 E-6
BW 15, Untergrund	1,5	800	1,0 E-6

Tab. 12-2: Materialparameter zur Berechnung der Temperaturverteilung und –verformung (Merkblatt „Entstehung und Verhütung von Frostschäden“ der FGSV (1994), MÜLLER (2007)).

5,1 °C und an der Erdseite zwischen 1,2 °C und 4,3 °C und stimmen damit relativ gut mit den gemessenen Temperaturen von 2,6 °C und 5,6 °C überein.

Die Abweichungen zu den Messwerten betragen somit ca. 1 °C, so dass eine ausreichend hohe Übereinstimmung zwischen Messwerten und Berechnung erreicht wurde.

Mit einer zweiten Berechnung wurden die Spannungen und Verformungen infolge der unterschiedlichen Temperaturverteilungen berechnet. Zwischen Sommer- und Winterstellung wurden zyklische Verschiebungen von maximal 4 mm ermittelt. Die Verteilung der resultierenden Horizontalverformungen ist in Bild 12-24 dargestellt.

Die Temperaturverformungen führten zu Spannungsänderungen im gesamten Hinterfüllbereich und im anschließenden Dammabschnitt. Um einen Vergleich mit den gemessenen Erddrücken zu ermöglichen, wurde in Bild 12-25 der berechnete Erddruckverlauf für die Sommer- und Winterstellung wieder gegeben. Bild 12-25 enthält auch die Spannweiten zwischen den gemessenen Maximal- und Minimalwerten in der jeweiligen Tiefe der Erddruckgeber, wobei Mittelwerte MW bei den Erddruckgeberpaaren gebildet wurden. Die Messwerte wurden in Abschnitt 9.8.1 erläutert.

In der Winterstellung stimmt der berechnete Erddruck relativ gut mit den gemessenen Erddrücken überein. Bis in eine Tiefe von 2,5 m war aufgrund der Kohäsion des Hinterfüllmaterials rechnerisch kein Erddruck vorhanden. Mit weiter zunehmender Tiefe stieg der Erddruck im Berechnungsmodell jedoch stärker an, so dass beim unteren Erddruckgeberpaar D1/D2 die Differenz zwischen Rechnung und Messung 20 kN/m² betrug.

Bis in eine Tiefe von 3,0 m wurden in der Sommerstellung Erddrücke berechnet, die etwas schwankend auf 80 kN/m² anstiegen und eine relativ gute Übereinstimmung mit den Messwerten aufwiesen. Bei der

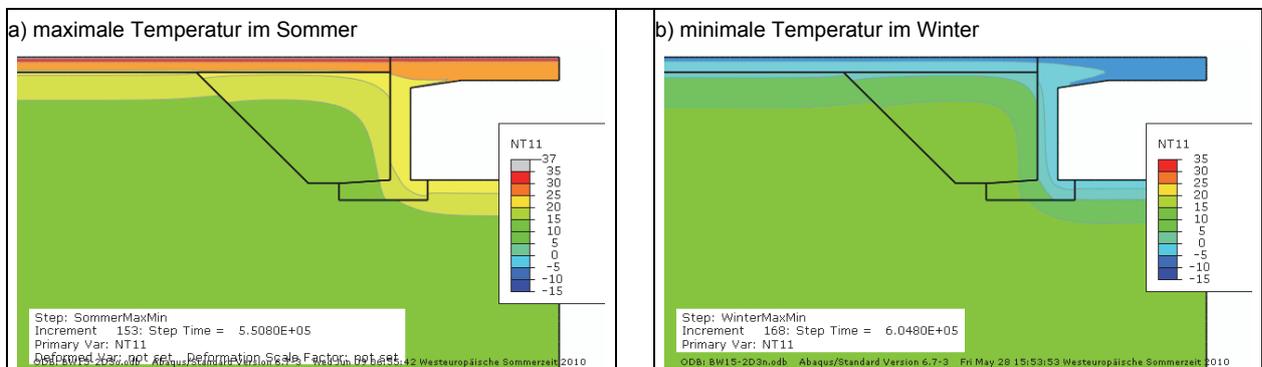


Bild 12-23: BW15, berechnete Temperaturverteilungen für die maximale Temperatur im Sommer und die minimale Temperatur im Winter.

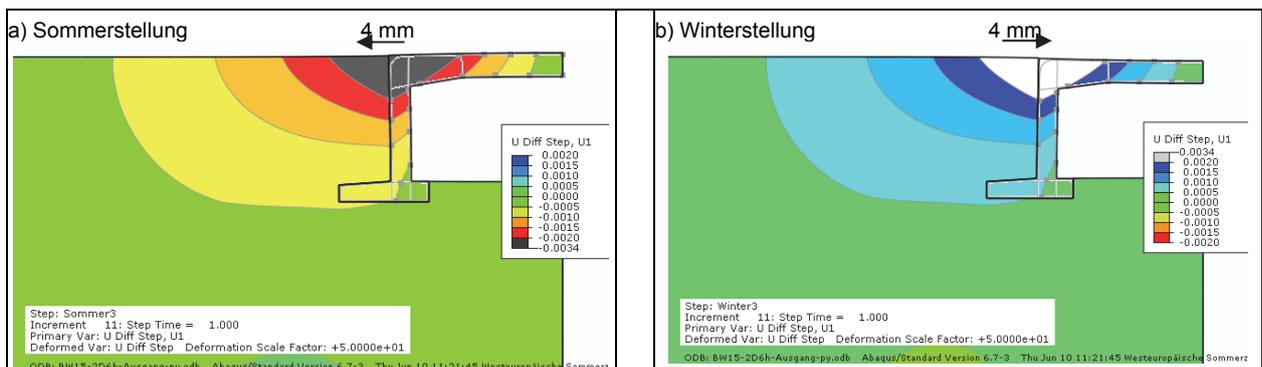


Bild 12-24: BW15, Horizontalverformungen zwischen Sommer- und Winterstellung (maximale Sommertemperatur, minimale Wintertemperatur).

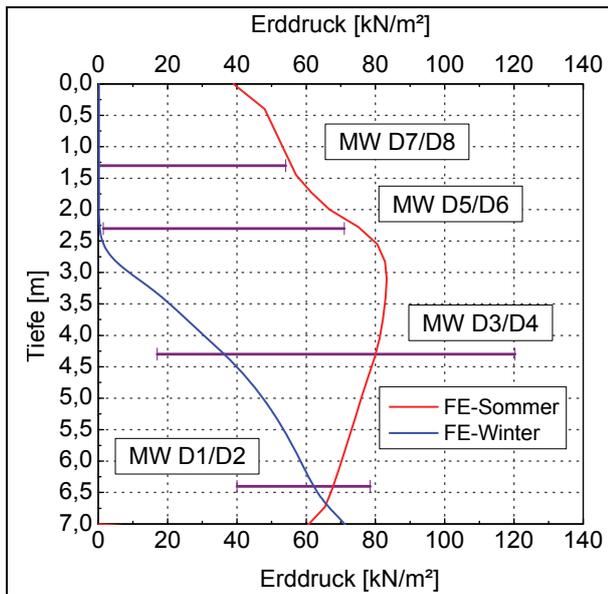


Bild 12-25: BW15, Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Erddruckschwankungen infolge der Temperatureinwirkung.

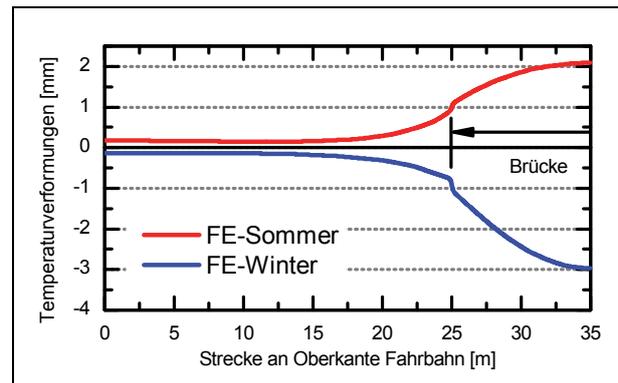


Bild 12-26: BW15, Verformungen an Fahrbahnoberkante in Sommer- und Winterstellung.

Berechnung wurde der maximale Erddruck in einer Tiefe von 3,1 m mit 83 kN/m^2 ermittelt. Demgegenüber wurden beim Geberpaar D3/D4 in einer Tiefe von 4,30 m Erdrücke bis 120 kN/m^2 aufgezeichnet. Die Differenz zwischen den gemessenen und berechneten Widerlagerverformungen war gering (Abweichung zwischen Berechnungsergebnis und Lagemessung kleiner als $0,5 \text{ mm}$). Als Ursache für die Abweichungen zwischen gemessenem und berechnetem Erddruck im unteren Bereich des Widerlagers wurden daraufhin die Dehnungsänderungen in mehreren horizontalen Schnitten in unterschiedlicher Tiefe untersucht. Dabei zeigte sich, dass in einem Schnitt in einer Tiefe von 6,7 m ca. $0,5 \text{ m}$ über Fundamentoberkante keine Dehnungsänderungen zwischen den Berechnungsschritten Sommer und Winter auftraten. Die Horizontalverformungen zwischen Sommer und Winterstellung waren in diesem horizontalen Schnitt bis über die hintere Fundamentkante konstant bei $1,2 \text{ mm}$. Der Hinterfüllboden wies annähernd die gleichen Verschiebungen wie das Fundament auf. Bei den Berechnungen wurde somit der gesamte Hinterfüllboden über dem Fundament von den Widerlagerverformungen erfasst, so dass keine Dehnungsänderungen und damit auch keine Spannungsänderungen eintraten.

An der Fahrbahnoberfläche traten aufgrund der unterschiedlichen Temperaturen im Sommer und im Winter im Brückenbereich deutliche Verformungen auf, die in Brückenmitte bis zu 5 mm betragen (Bild 12-26). Beim Nivellement der Fahrbahnoberfläche lagen die Differenzen zwischen Sommer- und Wintermessung bei ca. 4 mm , wobei die Messungen nicht an den Tagen mit den Extremwerten der Temperatur ausgeführt wurden, so dass Mess- und Rechenwerte gut übereinstimmen.

13 Kostenvergleich

Ein Kostenvergleich der verschiedenen Hinterfüllungsvarianten wurde in Tab. 13-1 aufgestellt. Bei beiden Brückenbauwerken stellt der Hinterfüllbereich 1 den Referenzfall dar, an den in der Ausschreibung keine bzw. nur geringfügig über die ZTV E-StB hinausgehenden Anforderungen gestellt wurden (BW 15: grobkörniger, natürlicher Boden). Die Kosten der weiteren Hinterfüllungen wurden jeweils auf die Referenzhinterfüllung bezogen. Grundlage bildeten dabei die Preise der jeweiligen Auftragnehmer im Leistungsverzeichnis, die jedoch bei ähnlichen Positionen große Preisunterschiede zwischen den zwei Baumaßnahmen aufwiesen. Die in Tab. 13-1 ausgewiesenen Kosten der weiteren Hinterfüllungsvarianten sind damit nur in Bezug auf die jeweilige Baumaßnahme zu sehen und können bei anderen Baumaßnahmen deutlich abweichen.

Die Kosten für das Liefern und Einbauen des Magerbetons am Bauwerk 37 betragen ca. das Vierfache der Kosten für den Referenzboden. Im Gegensatz dazu hatte die ausführende Firma am Bauwerk 15 die qualifizierte Bodenverbesserung zum 1,1-fachen der Kosten des Referenzmaterials hergestellt.

Die höchsten Aufwendungen, die bei ca. 370 % im Vergleich zur Referenzhinterfüllung lagen, waren mit der Herstellung des langen Betonkeils am Bauwerk 37 verbunden. Kurzer Betonkeil und Schleppplatte erforderten Mehraufwendungen in Höhe von 88 % der Referenzhinterfüllungen. Die Herstellung der Hinterfüllung mit Schotter am Bauwerk 37 und der qualifizierten Bodenverbesserungen am Bauwerk 15 war mit zusätzlichen Kosten in Höhe von 20 % zur Referenzhinterfüllung verbunden. Insgesamt lagen die Kosten aller vier Hinterfüllbereiche bei den beiden Bauwerken bei 11% der Gesamtbaukosten.

Es soll nochmals darauf hingewiesen werden, dass die hier wieder gegebene Kostenaufstellung auf den Angebotspreisen der Auftragnehmer beruht, die starke Unterschiede bei den Angebotspreisen für ähnliche Leistungen aufwiesen und somit nur für diese beiden Bauwerke Gültigkeit haben. Bei anderen Baumaßnahmen können sich in Abhängigkeit von den jeweiligen Randbedingungen auch andere Kostenanteile ergeben. Insbesondere beim Einsatz qualifizierter Bodenverbesserungen können Kostenvorteile entstehen, wenn bei der jeweiligen Baumaßnahme das Aushubmaterial ohne Verbesserung nicht für den Einsatz im Hinterfüllbereich geeignet wäre und durch neu zu lieferndes Material ersetzt werden müsste.

Bauwerk	Hinterfüllbereich	Kosten in Bezug auf Referenzhinterfüllung	Bemerkung
BW 37	HF 1: Recyclingmaterial	100 %	Referenzhinterfüllung ohne zusätzliche Anforderungen
	HF 2: Schotter	122 %	
	HF 3: kurzer Betonkeil	188 %	Kosten Magerbeton ca. 4-fach höher als Referenzboden
	HF 4: langer Betonkeil	372 %	
BW 15	HF 1: grobkörniger Boden	100 %	Referenzhinterfüllung
	HF 2: grobkörniger Boden und Schleppplatte	186 %	
	HF 3: qualifizierte Bodenverbesserung mit bindigem Boden	126 %	Kosten qualifizierte Bodenverbesserung ca. 1,1-fach höher als Referenzboden. Weitere Kosten für EPS-Platten und Grundrohr.
	HF 4: qualifizierte Bodenverbesserung mit nichtbindigem Boden	121 %	

Tab. 13-1: Kostenvergleich der verschiedenen Hinterfüllungsvarianten mit den Vergabepreisen der jeweiligen Baumaßnahme unter Bezug auf die Referenzhinterfüllung.

14 Abweichungen zwischen Soll- und Ist-Höhe

Bei allen acht untersuchten Hinterfüllungsvarianten lagen die Setzungen der Fahrbahnoberfläche nach Verkehrsfreigabe in der Größenordnung weniger Millimeter. Trotz dieser sehr geringen Setzungen traten insbesondere in der Richtungsfahrbahn Hof am Bauwerk 37 größere Unebenheiten im Längsprofil auf, die auch durch vertikale Bewegungen an Fahrzeugen bei der Überfahrt stark spürbar sind.

Vom Autobahnamt Sachsen bzw. die Hessische Straßen- und Verkehrsverwaltungen wurden daraufhin Unterlagen zur vorgegebenen Sollhöhe in den Untersuchungsabschnitten angefordert. Damit war es möglich, einen Vergleich zwischen den mittels Nivellement gemessenen Ist-Höhen der Fahrbahn und den Soll-Höhen herzustellen. Dabei zeigte sich, dass bereits vor Verkehrsfreigabe deutliche Abweichungen zwischen Soll- und Ist-Höhe vorhanden waren.

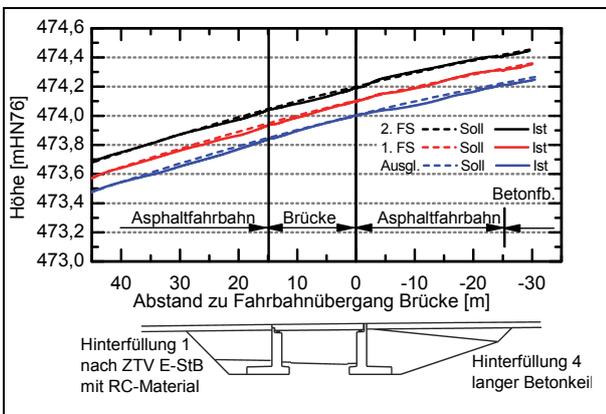


Bild 14-1: BW 37, Höhenverlauf der 3 Messlinien in der RiFa Chemnitz und Sollhöhe.

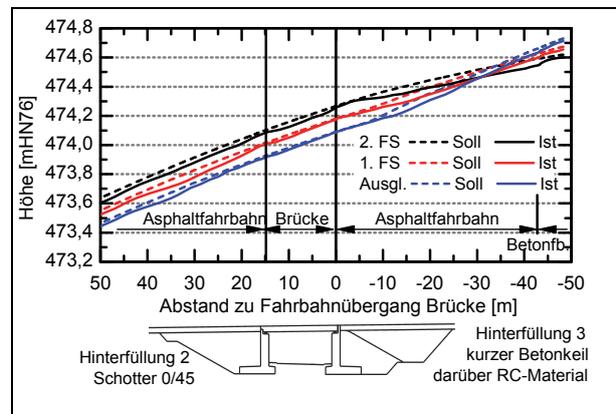


Bild 14-2: BW 37, Höhenverlauf der 3 Messlinien in der RiFa Hof und Sollhöhe.

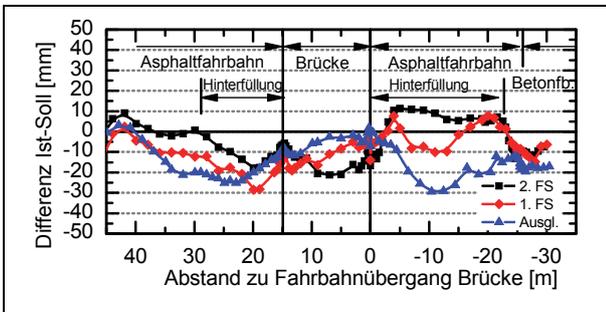


Bild 14-3: BW 37, RiFa Chemnitz, Differenz zw. Ist- und Sollhöhe vor Freigabe.

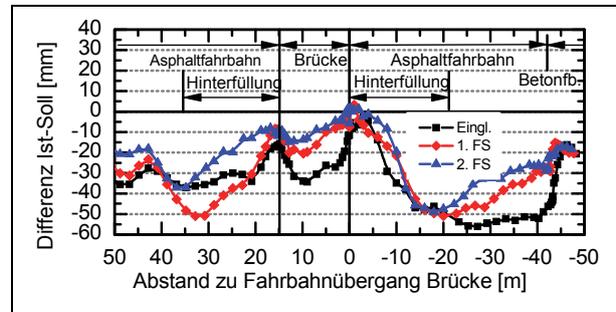


Bild 14-4: BW 37, RiFa Hof, Differenz zwischen Ist- und Sollhöhe vor Freigabe.

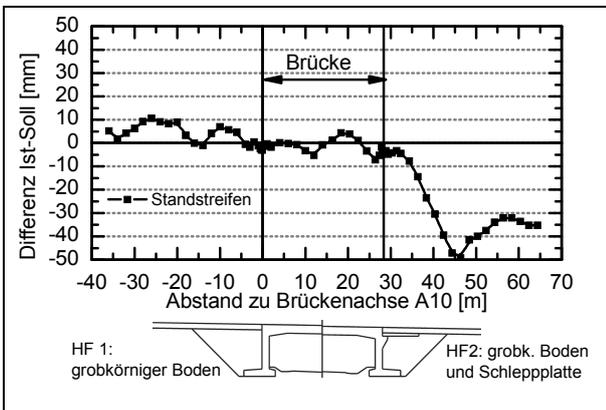


Bild 14-5: BW 15, RiFa Wiesbaden, Differenz zwischen Ist- und Sollhöhe vor Freigabe.

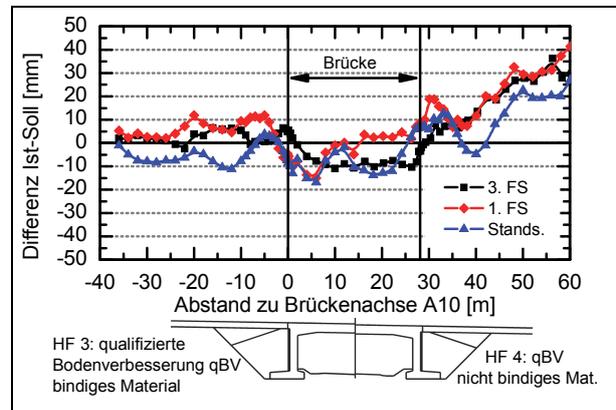


Bild 14-6: BW 15, RiFa Frankfurt, Differenz zw. Ist- und Sollhöhe vor Verkehrsfreigabe.

Die Bilder 14-1 und 14-2 zeigen für die Richtungsfahrbahnen (RiFa) Chemnitz und Hof am Bauwerk 37 die mit jeweils 3 Messlinien ermittelten Fahrbahnsthöhen (durchgezogene Linien). Die einzelnen Messlinien lagen etwa in Mitte des 1. und 2. Fahrstreifens (FS) bzw. in der Mitte des Ausgliederungstreifens der Anschlussstelle. Zusätzlich wurde die Soll-Höhe als gestrichelte Linie eingetragen. Die Fahrbahngrade verläuft im Bereich des Brückenbauwerkes einschließlich der Hinterfüllungen in einer Kuppe mit einem Ausrundungsradius von ca. 12000 m. Aufgrund einer anschließenden Kurve musste in der Richtungsfahrbahn Hof eine Fahrbahnverwindung in Fahrtrichtung hinter dem Brückenbauwerk angeordnet werden (Bild 12-2). Die Differenzen zwischen Soll- und Ist-Höhe wurden in den Bildern 14-3 und 14-4 für das Bauwerk 37 an der A72 und in den Bildern 14-5 und 14-6 für das Bauwerk 15 an der A66 dargestellt.

Die größten Abweichungen zwischen Soll- und Ist-Höhe traten im Bereich der Hinterfüllungen bzw. in der Übergangszone zwischen Hinterfüllung und anschließender Strecke auf und erreichten in der RiFa Hof am BW 37 mit einem Betrag von 55 mm ihr Maximum (Bild 14-3). In der Richtungsfahrbahn Chemnitz lagen die maximalen Abweichungen zwischen Soll- und Ist-Höhe bei 30 mm. Beim Bauwerk 37 war die Fahrbahn über den Hinterfüllungen tendenziell tiefer als im Brückenbereich. In der RiFa Frankfurt am Bauwerk 15 wurde die Fahrbahn im Vergleich zur Sollhöhe auf der Brücke eher zu tief und im Streckenbereich um bis zu 40 mm zu hoch hergestellt (Bild 14-6). Über dem Hinterfüllbereich 2 mit der Schleppplatte traten Abweichungen zur Sollhöhe auf, die vom Widerlager aus fast linear über den gesamten Hinterfüllbereich bis -50 mm zunahmen (Bild 14-5). In dieser Richtungsfahrbahn kam es zu einem Datenverlust bei der Auswertung der Nivellements in der Richtungsfahrbahn 1 und 3, so dass nur die Ergebnisse im Standstreifen vorlagen.

Die starken Abweichungen zur planungseitig vorgegebenen Soll-Höhe über dem Hinterfüllbereich 3 am Bauwerk 37 sind zumindest teilweise darauf zurückzuführen, dass die Fahrbahnverwindung vollständig im Bereich der Asphaltfahrbahn hergestellt wurde und somit gegenüber dem Sollverlauf um ca. 3 m vorgezogen wurde.

Insgesamt kann festgestellt werden, dass in allen vier Richtungsfahrbahnen deutliche Abweichungen zwischen Soll- und Isthöhe der Fahrbahn auftraten, die betragsmäßig zwischen 10 mm und 55 mm lagen.

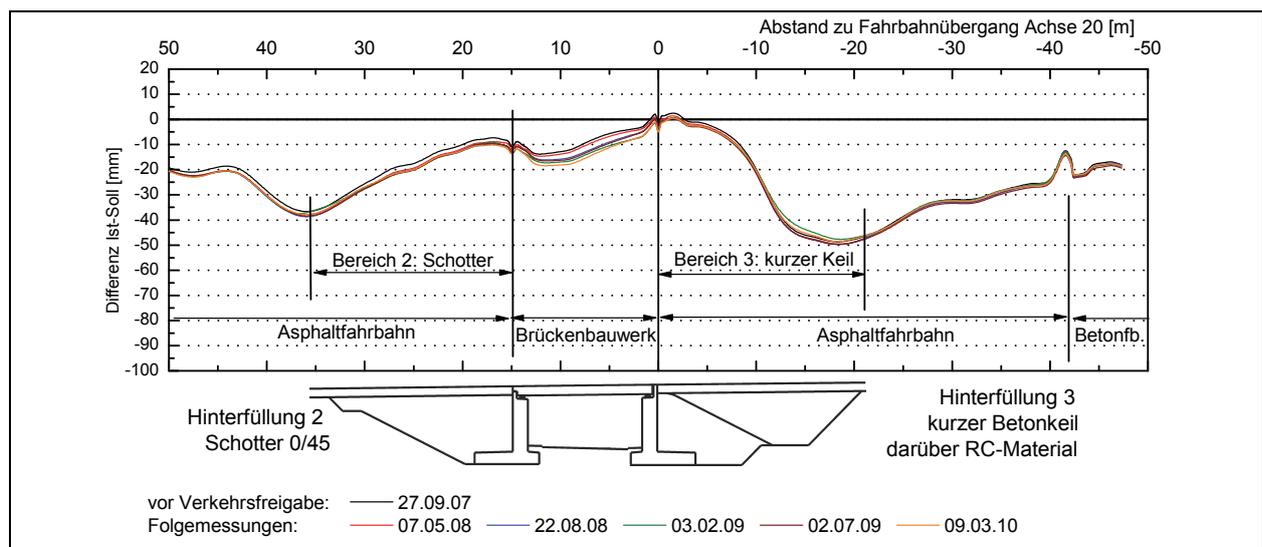


Bild 14-7: Bauwerk 37, Nivellement der Fahrbahnoberfläche im Eingliederungstreifen der RiFa Hof, vor und nach Verkehrsfreigabe, Abweichungen zwischen Soll- und Ist-Höhe.

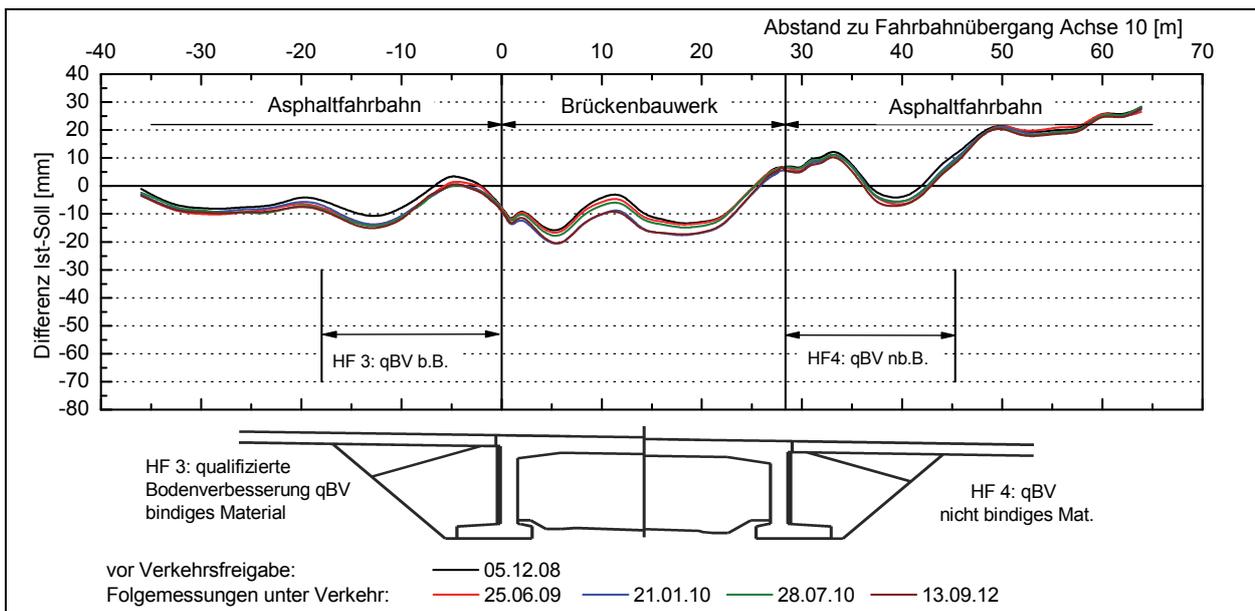


Bild 14-8: Bauwerk 15, Nivellement der Fahrbahnoberfläche im Standstreifen der RiFa Frankfurt, vor und nach Verkehrsfreigabe, Abweichungen zwischen Soll- und Ist-Höhe..

Die Abweichungen zwischen Soll- und Ist-Höhe betragen ca. das 10-fache der Setzungen, die nach der Verkehrsfreigabe gemessen wurden (vgl. Abschnitt 6.5 und Abschnitt 9.4). In Bild 14-7 und Bild 14-8 wurden die Differenzen zwischen der Soll-Höhe und den Fahrbahnhöhen dargestellt, die mit den Nivellements vor Verkehrsfreigabe und bei den folgenden Messungen nach Verkehrsfreigabe im Abstand von ca. einem halben Jahr ermittelt wurden. Die gemessenen Fahrbahnhöhen weichen bereits nach dem Einbau wellenförmig von der Sollhöhe ab, ohne dass sich der Verlauf durch die folgende Verkehrsbelastung wesentlich ändert.

Bei beiden Bauwerken haben die Abweichungen zwischen Soll- und Ist-Höhe vor Verkehrsfreigabe den Hauptanteil der Fahrbahnunebenheiten verursacht. Der Anteil der Setzungen nach Verkehrsfreigabe an der Fahrbahnunebenheit ist demgegenüber deutlich kleiner und wird im folgenden Abschnitt weiter untersucht.

Zur Verdeutlichung wurden in Bild 14-9a nochmals die Abweichungen zwischen Soll- und Isthöhe nach dem Einbau der Asphaltdecke und vor Verkehrsfreigabe dargestellt (Differenzen in Bezug auf Sollhöhe). Bild 14-9b im unteren Bildteil zeigt die gemessenen Setzungen unter Verkehrsbelastung bei gleicher Einteilung der Ordinate (Bezug Nivellement vor Verkehrsfreigabe). Die Unterschiede in der Größenordnung treten klar hervor (eine Dekade).

In den ZTV Asphalt-StB 07 werden u. a. Grenzwerte für Abweichungen von der vorgegebenen Schichtdicke sowie Anforderungen an die Ebenheit aufgeführt. Die zulässige Unebenheit für Asphaltdeckschichten beträgt demnach max. 4 mm auf einer 4 m langen Messstrecke. Von der planmäßigen Querneigung darf um maximal 0,4 % abgewichen werden. Die profilgerechte Lage ist nachzuweisen. Zulässige Differenzen zwischen Soll- und Ist-Höhe der Fahrbahnoberfläche werden jedoch nicht aufgeführt. Nur für die Oberfläche der Asphalttragschichten werden maximale Abweichung von +/- 1 cm von der Sollhöhe festgelegt. Eine Abzugsregelung, die bei der Überschreitung dieses Grenzwertes im Rahmen einer einzelvertraglichen Vereinbarung dem Auftragnehmer angeboten werden kann, ist in den ZTV Asphalt-StB 07 nicht enthalten.

Im Bereich der freien Strecke können Abweichungen zur Soll-Höhe eher als im Hinterfüllbereich toleriert werden, solange die einwandfreie Entwässerung über die Querneigung sichergestellt ist. Die Einhaltung

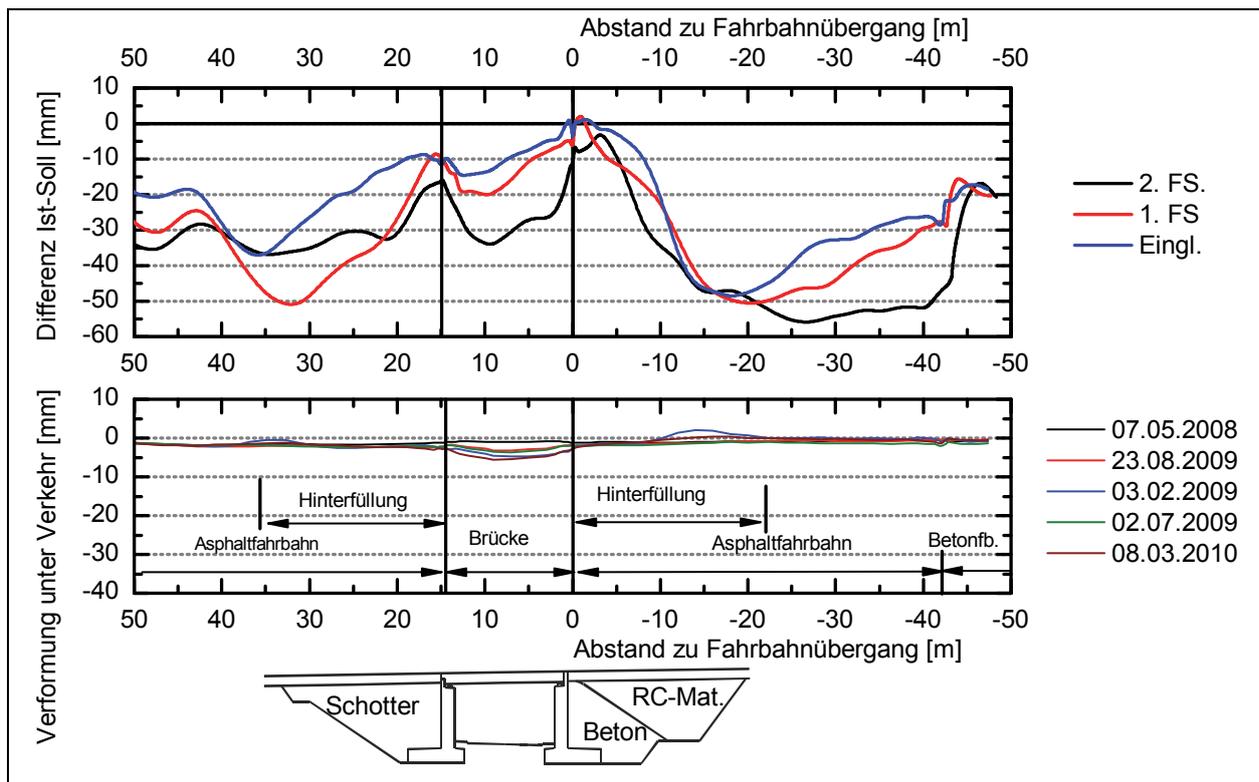


Bild 14-9: Bauwerk 37, A72, Richtungsfahrbahn Hof,
 a) Differenz zwischen Ist- und Sollhöhe bei der Erstmessung vor Verkehrsfreigabe (Eingliederungsstreifen sowie 1. und 2. Fahrstreifen FS)
 b) Setzungen nach Verkehrsfreigabe (5 Wiederholungsmessungen in 2,5 Jahren)

der Ebenheit und der Schichtdicke ist in der freien Strecke von größerer Bedeutung. Die vorgegebenen Schichtdicken sind innerhalb der in den ZTV Asphalt-StB 07 aufgeführten Toleranzen einzuhalten, um einen dauerhaften, stabilen und verformungsarmen Oberbau zu gewährleisten. Am Übergang zu Brücken und ähnlichen Bauwerken kommt als zusätzlicher Zwangspunkt die Bauwerkshöhe am Übergang hinzu. Am Übergang zu Brücken muss über dem Hinterfüllbereich sowohl die Schichtdicke und die Ebenheit als auch die Sollhöhe möglichst genau eingehalten werden.

Die Deckschicht wird im Allgemeinen durchgängig hergestellt. Dabei wird über Abstandssensoren die Einbaudicke kontinuierlich kontrolliert und gesteuert. Eine Höhenvorgabe durch einen Leitdraht erfolgt in der Regel nicht. Daher ist bereits beim Einbau der Asphalttrag- und Binderschicht über dem Hinterfüllbereich der Höhenangleich an die Schutzschicht des Brückenbauwerks zu gewährleisten. Zusätzlich sind Ausgleichsgradienten, die nach Ermittlung der Rohbauisthöhe der Brücke berechnet werden, einzuhalten. Der Höhenangleich wird dadurch erschwert, dass bei Brückenbauwerken für den Einbau der Trag- und Binderschichten der Fertiger neu angesetzt werden muss.

Für den Straßenverkehrsteilnehmer, der die Brücke einschließlich der angrenzenden Hinterfüllbereiche befährt, ist die Längsebenheit das gegenüber den Abweichungen zu einer vorgegebenen Sollhöhe wichtigere Merkmal. Daher wird im folgenden Abschnitt die Ebenheit näher untersucht.

15 Fahrbahnebenheit im Längsprofil

In diesem Abschnitt soll zunächst die Erfassung und Bewertung der Längsebenheit mit schnellfahrenden Messfahrzeugen beschrieben werden, die in den ZTV ZEB-StB [R37] geregelt werden. Als Unebenheiten werden dabei geometrische Unregelmäßigkeiten der Straßenoberfläche im Wellenbereich von 0,5 m bis 50 m angesehen (SULTEN 1992). Von der Fahrbahnebenheit sind Fahrkomfort, Fahrsicherheit und Lade-gutbeanspruchung direkt abhängig, wobei unterschiedliche Wellenlängen der Unebenheiten maßgebend werden.

Weiterhin erfolgt eine Auswertung der im vorhergehenden Abschnitt vorgestellten Nivellements jeweils für den Zustand vor Verkehrsfreigabe und im März 2010 am Bauwerk 37 bzw. September 2012 am Bauwerk 15, die zusätzlich mit den Ergebnissen von Messfahrten im Rahmen der Zustandserfassung verglichen werden. Abschließend wird die Ebenheit an den beiden untersuchten Bauwerken im Vergleich zur Ebenheit in einem größeren Abschnitt der beiden Autobahnen bewertet.

15.1 Ebenheitserfassung und -bewertung nach ZTV ZEB-StB

In den vergangenen 30 Jahren wurde durch umfangreiche Untersuchungen im Rahmen mehrerer Forschungsprojekte das Messverfahren mit schnellfahrenden Messsystemen weiterentwickelt, das seit den 1970er Jahren in Großbritannien unter der Bezeichnung High-Speed-Road-Monitor HRM zur Erfassung der Ebenheit eingesetzt wurde (SULTEN 1992). Das Verfahren wurde ausführlich u.a. von BECKER (1995), UECKERMANN (2003, 2005) und STEINAUER (2009) vorgestellt und in die „Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien zur Zustandserfassung und -bewertung von Straßen“ (ZTV ZEB-StB [R37]) aufgenommen.

Neben der Längsebenheit enthalten die ZTV ZEB-StB auch Vorgaben zur Erfassung der Ebenheit im Querprofil, zur Griffigkeit und zur Erfassung der Substanzmerkmale der Fahrbahnoberfläche, auf die hier nicht näher eingegangen wird.

15.1.1 Messverfahren

Mit Messfahrzeugen, an denen ein Messbalken angeordnet ist, wird ein Straßenlängsprofil in der rechten Rollspur mit Höhenpunkten im Abstand von 0,1 m ermittelt. Die Fahrgeschwindigkeit beträgt dabei ca. 80 km/h, so dass an einem Tag mehrere 100 km Strecke aufgezeichnet werden können. Am Messbalken wird der Abstand zur Straßenoberfläche über 4 Lasersensoren mit einer Toleranz von 0,2 mm erfasst. Dabei besitzen zwei Sensoren einen gegenseitigen Abstand von 0,1 m. Die anderen Sensoren sind in einem Abstand von mehr als 1 m angeordnet. Die Unebenheitshöhen h der einzelnen Punkte des Längsprofils werden aus den Abstandsmessungen der vier Sensoren berechnet, so dass die Bewegungen des starren Balkens während der Messfahrt keinen Einfluss auf das Ergebnis haben. Die Anforderungen an das Messsystem und die weiteren Auswertungen sind in den ZTV ZEB-StB [R37] geregelt. Pro 1 km Messfahrt werden 10.000 Messwerte abgespeichert. Zusätzlich wird mit Frontkameras ein Streckenfoto im Abstand von ca. 10 m aufgenommen und ebenfalls in einer vorgegebenen Datenstruktur abgelegt.

Die Zuordnung zum Straßennetz erfolgt über eine Positionsbestimmung in Bezug auf die Netzknoten des jeweiligen Streckenabschnittes. Bereits vor der Messfahrt wird dafür nach ZTV ZEB-StB eine Netzknoten-folgetabelle angelegt. Zusätzlich werden die Netzknotenverbindungen in Auswerteabschnitte mit einer Länge von 100 m unterteilt, wobei die Länge des letzten Abschnittes von der Länge der jeweiligen Netzknotenverbindung abhängt (beispielsweise werden bei einem Knotenabstand von 2675 m 26 Abschnitte

mit einer Länge von 100 m und ein abschließender Abschnitt mit 75 m gebildet). Für die Zuordnung werden in den Rohdatentabellen mit den Messwerten die folgenden Informationen aufgenommen:

- von Netzknoten VNK - nach Netzknoten NNK,
- von Station VST - bis Station BST.

Durch die unterschiedlichen Fahrtrichtungen erfolgt eine Messfahrt in Richtung der Stationierung und eine Messfahrt gegen die Stationierungsrichtung.

15.1.2 Auswertungen

Bei der in ZTV ZEB-StB standardisierten Auswertung werden aus den Unebenheitsdaten in jedem Abschnitt die folgenden Zustandsgrößen berechnet:

- Allgemeine Unebenheit AUN,
- Welligkeit W,
- Längsebenheitswirkindex LWI,
- Standardabweichungen der Differenz zum gleitenden Mittelwert bei festgelegten Mittelungslängen von 3 m, 10 m und 30 m (S03, S10, S30).

Die Allgemeine Unebenheit AUN und die Welligkeit W werden für die 100 m langen Abschnitte mit den folgenden Berechnungsschritten ermittelt (vgl. BECKER (1995)).

- 1) Trendbereinigung der gemessenen Unebenheitshöhen h durch Subtraktion des gleitenden Mittelwertes über 100 m, um den Einfluss der langwelligeren Trassierungselemente zu eliminieren,
- 2) Auffüllen auf 1024 Messwerte aus den angrenzenden Abschnitten und Multiplikation mit einem Kosinusfenster, um den Einfluss der Randbereiche bei der folgenden Fouriertransformation zu verringern,
- 3) Fouriertransformation (FFT) zur Spektralanalyse, d.h. es werden die Amplituden a der einzelnen Unebenheitswellen in Abhängigkeit von der Wegkreisfrequenz $\Omega = 2\pi/L$ ermittelt (mit L = Wellenlänge),
- 4) Ermittlung des Rohwertes der spektralen Dichte $\Phi^*(\Omega)$ [cm^3] nach Gleichung (15-1),

$$\Phi(\Omega) = \frac{a(\Omega)^2}{\Delta\Omega} \tag{15-1}$$

$$\Delta\Omega = 2\pi \frac{f}{N} = 2\pi \frac{10\text{m}^{-1}}{1024} \tag{15-2}$$

- $\Phi(\Omega)$... spektrale Dichte in Abhängigkeit von der Wegkreisfrequenz Ω
- $a(\Omega)$... Amplitude der Welle mit der Wegkreisfrequenz Ω
- $\Delta(\Omega)$... Filterbandbreite bzw. Frequenzauflösung (0,061 rad/m)
- f ... Abtastrate (10 Messwerte pro m)
- N ... Anzahl der Messpunkte Auswerteabschnitt (1024 durch Auffüllen aus angrenzenden Abschnitten)

- 5) Glättung der Rohwerte (Hanning und mit verschiedenen Oktavfiltern),
- 6) Annäherung durch eine Potenzfunktion,
- 7) Ermittlung der Allgemeinen Unebenheit AUN bei einer Wegkreisfrequenz $\Omega_0 = 1 \text{ rad/m}$ (Wellenlänge L ca. 6 m),
- 8) Ermittlung der Welligkeit W (Anstieg in doppelt logarithmischer Darstellung bzw. Exponent der Potenzfunktion).

STEINAUER (2009) schlägt ein vereinfachtes Verfahren vor, bei dem die Trendbereinigung durch lineare Korrektur der Höhendifferenz zwischen Anfangs- und Endpunkt des Auswertabschnittes mit 1024 Messwerten erfolgt und auf ein Kosinusfenster und die Glättung nach der Fouriertransformation verzichtet wird. Ein Beispiel dafür ist in Bild 15-1 enthalten.

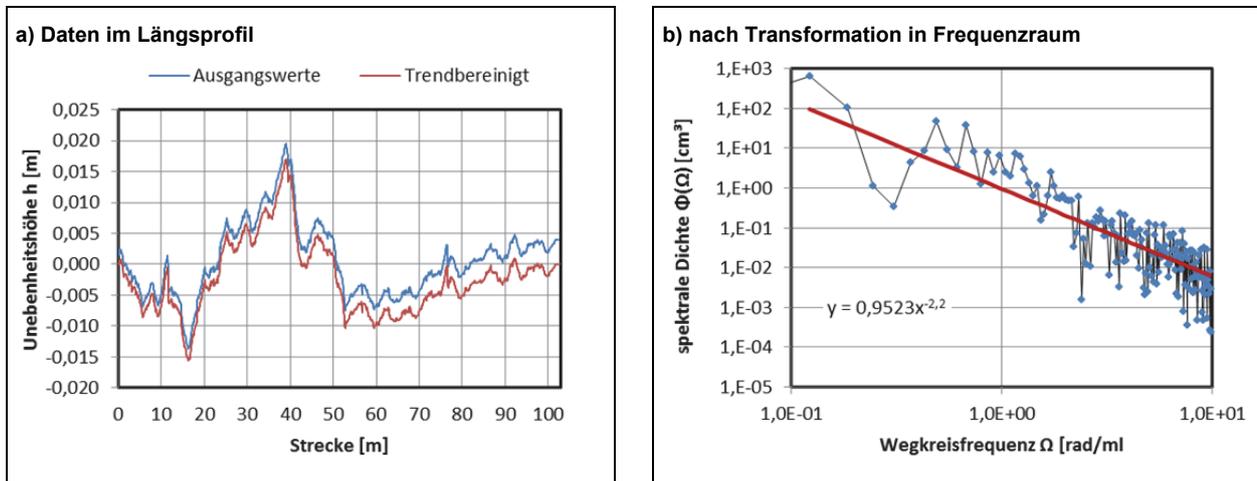


Bild 15-1: Beispiel für die vereinfachte Ermittlung der Allgemeinen Unebenheit und der Welligkeit (AUN=0,95; W=2,2).

Da mit der Allgemeinen Unebenheit AUN Einzelhindernisse und periodische Unebenheiten nur ungenügend erfasst werden konnten, wurde von UECKERMANN (2002) der Längsebenheitswirkindex LWI als weitere Kennzahl zur Bewertung der Ebenheit im Längsprofil entwickelt. Dafür werden die Auswirkungen der Unebenheiten in den Bewertungsabschnitten mit den folgenden drei Filtern bewertet:

- R: Radlast, Radlastschwankungen, Beanspruchung der Straße, Fahrsicherheit,
- M: Mensch, Beanspruchung des menschlichen Körpers (Fahrer),
- L: Ladegut, Beanspruchung des Ladegutes, vertikale Beschleunigung auf Ladefläche.

Der Längsebenheitswirkindex LWI entspricht dem höchsten Wert der drei Filter und wird neben der AUN in die Standardauswertungen nach ZTV ZEB-StB übernommen (mit Angabe des maßgebenden Filters).

Als ergänzende Angaben zur Charakterisierung der Längsebenheit werden noch die Standardabweichungen der Differenzen zu den gleitenden Mittelwerten über 3 m, 10 m und 30 m für jeden Auswertabschnitt nach Gleichung 15-3 ermittelt (UECKERMANN 2002).

$$S_{XX} = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^{N-1} (\Delta h_i)^2} \quad (15-3)$$

$$\Delta h_i = h_i - \frac{1}{N'} \sum_{j=-\frac{N'-1}{2}}^{\frac{N'-1}{2}} h_{i+j} \quad (15-4)$$

- SXX ... Standardabweichung der Differenz um gleitenden Mittelwert über XXm (S03, S10, S30)
 N ... Anzahl der Profilmesspunkte im Bewertungsabschnitt
 N' ... Anzahl der Profilmesspunkte im Mittelungsfenster (3 m, 10 m bzw. 30 m)
 Δh_i ... Differenz zum gleitenden Mittelwert über die jeweilige Länge
 h_i ... Unebenheitshöhe am Messpunkt i (Abstandsmesswert)

15.1.3 Grenzwerte

Für die Fahrsicherheit, die Ladegutbeanspruchung und den Fahrkomfort sind in Abhängigkeit vom Fahrzeugtyp und der Fahrgeschwindigkeit unterschiedliche Wellenlängen der Fahrbahnebenheiten maßgebend. Nach STEINAUER (2003) wird der Fahrkomfort am stärksten durch Unebenheiten im Wellenbereich zwischen ca. 3 m und 10 m beeinflusst, während das Ladegut am stärksten durch Wellen zwischen ca. 10 bis 30 m beansprucht wird. Die für die Fahrsicherheit relevanten Radlastschwankungen werden durch Unebenheiten im Wellenlängenbereich bis ca. 3 m hervorgerufen.

Zur Bewertung der Ebenheit im Längsprofil enthält die ZTV ZEB-StB die Grenzwerte der Tab. 15-1.

	Allgemeine Unebenheit AUN [cm³]	Längsebenheitswirkindex LWI [-]
1,5 –Wert (Abnahmewert) – Zustandswert 1,5:	1	1
Warnwert – Zustandswert 3,5 (Anlass für intensive Beobachtung, Ursachenanalyse)	3	3
Schwellenwert – Zustandswert 4,5 (Prüfen, ob bauliche oder verkehrsbeschränkende Maßnahmen notwendig sind)	9	9

Tab. 15-1: Grenzwerte für AUN und LWI nach ZTV ZEB-StB.

Nach STEINAUER (2009) bedeutet beispielsweise ein LWI von 1,0 eine maximale Radlasterhöhung von 17,5 % bezogen auf die statische Radlast, während ein LWI von 9,0 mit Radlasterhöhungen von 52,5 % verbunden ist, was etwa der fünffachen Straßenbeanspruchung entspricht. Bezogen auf die Beanspruchungen des menschlichen Körpers ist bei einem LWI von 1,0 mit vertikalen Beschleunigungen von 0,3 m/s² zu rechnen, während die Beschleunigungen bei einem LWI von 9 auf 0,9 m/s² ansteigen. Unter Bezug auf VDI 2057 führt UECKERMANN (2002) aus, dass damit nach einer 8-stündigen Fahrt auf einer Straße mit einem LWI von 9 (Schwellenwert) von einer deutlichen gesundheitlichen Gefährdung ausgegangen werden muss.

15.2 Auswertung Fahrbahnnivellement

An beiden Bauwerken werden die Veränderungen in der Längsebenheit während des Beobachtungszeitraumes in diesem Abschnitt dargestellt. Dazu wurden die Nivellements ausgewertet, die vor Verkehrsfreigabe (Ausgangszustand bei der Abnahme) und bei der letzten Messung im März 2010 (BW 37) bzw. Sommer 2012 (BW 15) durchgeführt wurden.

Die Nivellementszüge, mit denen die Fahrbahnhöhen erfasst wurden, wiesen Längen von etwa 100 m auf. Dabei wurden die folgenden 5 unterschiedlichen Teilbereiche erfasst (in Fahrtrichtung gesehen):

1. Fahrbahn im Streckenbereich vor der Brücke,
2. Fahrbahn über der Hinterfüllung vor der Brücke,
3. Fahrbahn im Bereich des Brückenbauwerkes,
4. Fahrbahn über der Hinterfüllung hinter der Brücke,
5. Fahrbahn im Streckenbereich hinter der Brücke.

Für jeden dieser fünf Teilbereiche war die Ebenheit vor Verkehrsfreigabe und bei der letzten Messung im Jahr 2010 bzw. 2012 zu bewerten.

Der Punktabstand beim Nivellement im Standstreifen betrug bis zu 2 m und war damit wesentlich größer als bei der Zustandserfassung mit Messfahrzeugen (0,1 m). Weiterhin waren die Fahrbahnlängen über

den Hinterfüllungen und über den Brücken mit jeweils ca. 20 m zu kurz, um AUN oder LWI für diese Bereiche ermitteln zu können. Um die Ebenheit im Bereich der Hinterfüllungen auf Grundlage des Nivellements trotzdem beurteilen zu können, wurden in Anlehnung an ZTV ZEB-StB die Differenzen der Einzelmesswerte zu gleitenden Mittelwerten über 30 m, 10 m und 4 m ermittelt (E30, E10 und E4) und anschließend die Standardabweichungen S30, S10 und S4 nach Gleichung 15-3 für die verschiedenen Teilabschnitte berechnet.

Im ersten Schritt der Auswertung erfolgte eine Trendbereinigung, für die, in Anlehnung an das vereinfachte Verfahren von STEINAUER (1999), eine Bezugsgerade zwischen den ersten und letzten Punkt des Nivellementzuges gelegt wurde, von der die Höhen der Zwischenpunkte abgezogen wurden. Anschließend wurden gleitende Mittelwerte der Höhendifferenzen über Längen von 4 m, 10 m und 30 m gebildet. In Bild 15-2 sind die Differenzen E04, E10 und E30 zu den verschiedenen gleitenden Mittelwerten für die Linie im Ein-/Ausgliederungstreifen der RiFa Hof wieder gegeben. Eine allgemein gültige Eigenschaft bei der Bewertung von Unebenheiten ist die Zunahme der Amplitude mit steigender betrachteter Wellenlänge. Je länger der Abschnitt für die gleitende Mittelwertbildung gewählt wird, desto größer ist im Allgemeinen auch die maximale Differenz zu diesem Mittelwert. Dieser Trend ist auch in Bild 15-2 zu beobachten, das die RiFa Hof am Bauwerk 37 zeigt. Die Differenzen zum gleitenden Mittelwert über 30 m nahmen die größten Beträge ein, wobei das Maximum in diesem Fall im Bereich der Hinterfüllung 3 lag. Auch im direkt an die Brücke angrenzenden Bereich und am Übergang von der Asphalt- zur Betonfahrbahn traten deutlich erhöhte Abweichungen auf.

Das Nivellement in Bild 15-2 wurde für die Messung am 27.09.2007 vor Verkehrsfreigabe und für die Messung am 09.03.2010 nach einer Verkehrsbelastung von 2,5 Jahren ausgewertet. Dabei ergaben sich keine wesentlichen Veränderungen im Hinblick auf die Ebenheit. Zur Veranschaulichung wurden in Bild 15-2 die Differenzen E30 zum gleitenden Mittelwert für die Auswertung 2007 (schwarz) und im Jahr 2010 (grün) dargestellt. Die Linien verlaufen außer im Bereich der Brücke nahezu deckungsgleich. Die Ebenheit im Längsprofil wurde somit allein durch den Zustand vor Verkehrsfreigabe geprägt.

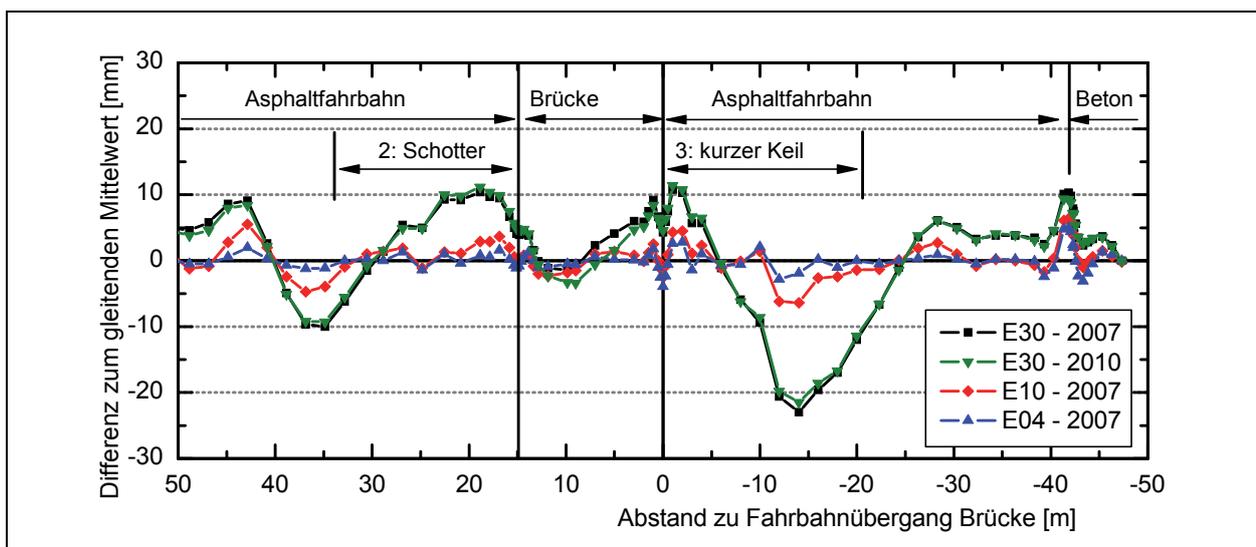


Bild 15-2: A72, BW 37, RiFa Hof, Unebenheitshöhe als Differenz zu gleitenden Mittelwerten über 30 m, 10 m und 4 m.

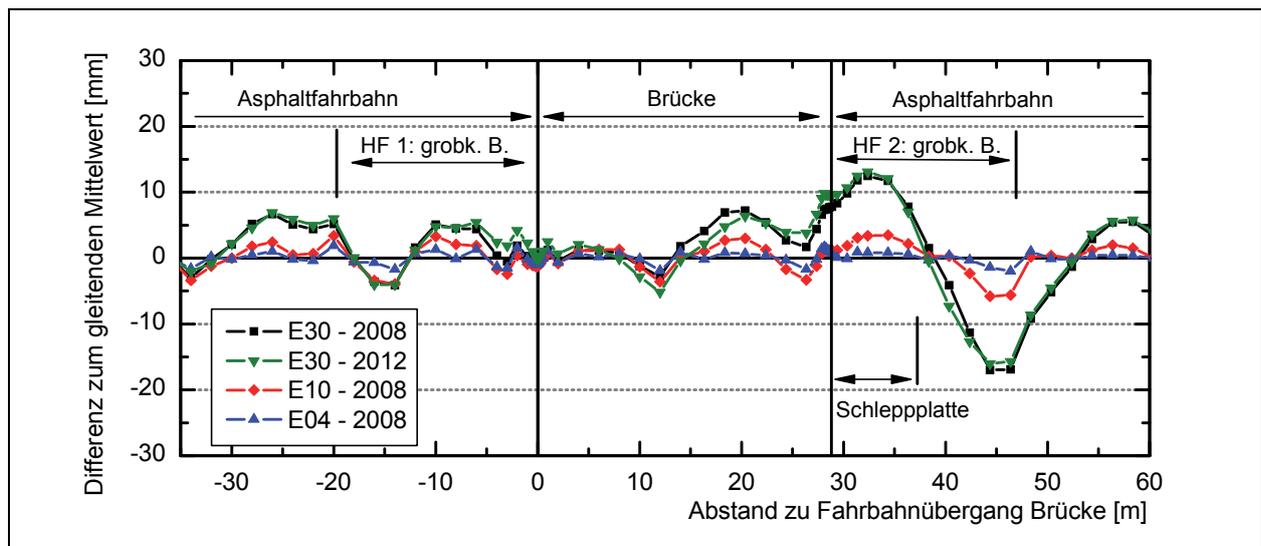


Bild 15-3: A66, BW 15, RiFa Wiesbaden, Unebenheitshöhe als Differenz zu gleitenden Mittelwerten über 30 m, 10 m und 4 m.

Auch für die Richtungsfahrbahn Chemnitz am Bauwerk 37 und für die Fahrbahnen am Bauwerk 15 ergaben sich ähnliche Ergebnisse. Die Veränderungen in der Längsebenheit unter Verkehrsbelastung waren gering. Es traten jedoch Unterschiede in der Ebenheit zwischen den einzelnen Teilbereichen auf.

Als Beispiel für das Bauwerk 15 zeigt Bild 15-3 die Differenzen zu den gleitenden Mittelwerten über 30 m, 10 m und 4 m, wobei für die Differenzen E30 wieder das Ergebnis vor Verkehrsfreigabe (schwarz - Messung am 05.12.2008) und nach einer Verkehrsbelastung von 3,8 Jahren (grün - Messung am 13.09.2012) aufgenommen wurde. Hier traten die größten Unebenheiten bereits vor Verkehrsfreigabe über dem Bereich 2 mit der Schleppplatte auf. Durch die Verkehrsbelastung ergab sich jedoch keine signifikante Veränderung beim Verlauf der Unebenheiten gegenüber den gleitenden Mittelwerten.

15.2.1 Vergleich der Unebenheiten in den verschiedenen Teilbereichen

Für die weitere Auswertung wurden in jedem Längsprofil die Abschnitte im Bereich der Brücke, der Hinterfüllungen und der anschließenden Streckenbereiche jeweils in Bezug auf die unterschiedlichen gleitenden Mittelwerte getrennt betrachtet. Für alle in einem Teilabschnitt ermittelten Differenzen wurden anschließend zur Bewertung der Unebenheit analog zum Vorgehen in den ZTV ZEB-StB die Standardabweichungen bestimmt. Dabei wurden sowohl die Messungen vor Verkehrsfreigabe als auch die abschließenden Messungen nach Verkehrsbelastung ausgewertet. Das Ergebnis zeigt Bild 15-4.

Die größten Unebenheiten (E30) traten über dem Hinterfüllbereich 3 am Bauwerk 37 auf. Von allen Hinterfüllungen wurde über dem Hinterfüllbereich 1 am Bauwerk 15 die geringste Unebenheit erreicht. Bei fünf der acht Hinterfüllungen waren die Unebenheiten teilweise deutlich größer, als im Mittel des gesamten Abschnittes (gesamt) bzw. der angrenzenden Streckenbereiche („Strecke vor“ und „Strecke nach“ in Bild 15-4). Für die Darstellung in Bild 15-4 wurde nur das Nivellement im Standstreifen bzw. im Aus- und Eingliederungsstreifen ausgewertet. Vor Verkehrsfreigabe wurden auch in den Fahrstreifen weitere Nivellementszüge angelegt, die in SZCZYRBA (2010a) ausgewertet wurden und ähnliche Ergebnisse ergaben.

Der Vergleich zwischen den verschiedenen Hinterfüllungen ergab, dass die Standardabweichungen zu den verschiedenen gleitenden Mittelwerten über den Hinterfüllbereichen nach ZTV E-StB ohne zusätzliche Anforderungen (HF 1) niedriger waren, als über den Hinterfüllungen mit Keilen aus Magerbeton oder qualifizierter Bodenverbesserung.

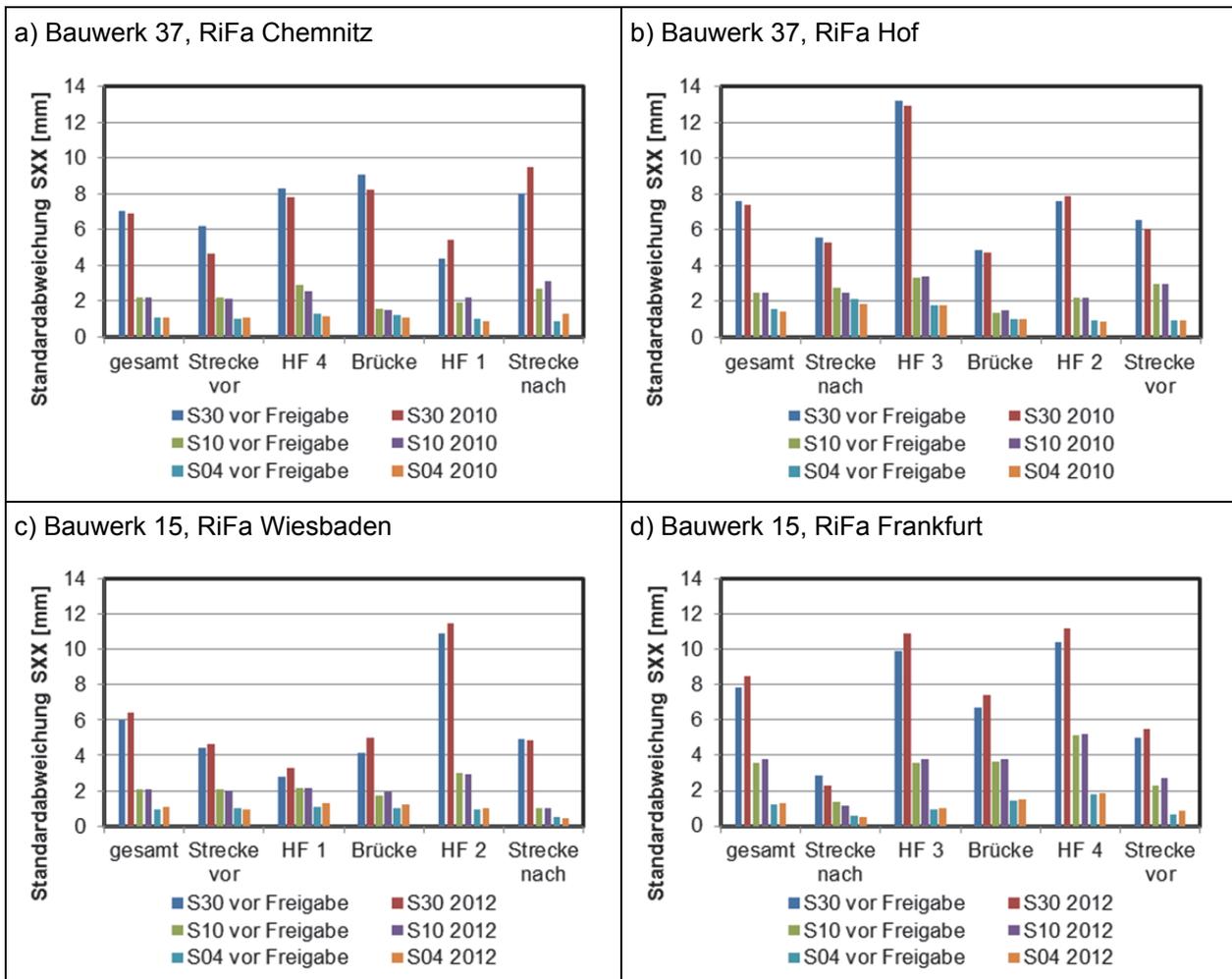


Bild 15-4: Standardabweichungen S30, S10 und S04 in Bezug auf gleitende Mittelwerte über 30 m, 10 m und 4 m; Auswertung der Fahrbahnebenheit für die Nivellements im Standstreifen vor Verkehrsfreigabe (Einbauzustand) und im Jahr 2010 am BW 37 bzw. 2012 am BW15 jeweils für den gesamten Nivellementszug und für Teilbereiche.

15.2.2 Vergleich der Unebenheiten vor und nach Verkehrsbelastung

Bild 15-4 zeigt geringfügige Unterschiede zwischen den ermittelten Standardabweichungen vor Verkehrsfreigabe und im März 2010 (BW 37) bzw. September 2012 (BW 15) nach einer Verkehrsbelastung von bis zu vier Jahren. In einigen Teilbereichen scheint eine geringfügige Verbesserung bei der Ebenheit eingetreten zu sein, in anderen hingegen eine Verschlechterung. Bei der Bewertung sind die vergleichsweise wenigen Aufsetzpunkte des Nivellements zu beachten (zwischen 10 und 25 Werte pro Teilabschnitt, 80 Werte gesamt pro Nivellement). Die berechneten Standardabweichungen wurden mit einem F-Test auf Gleichheit untersucht. Dabei wurde die Nullhypothese in allen Teil- und Gesamtabschnitten bestätigt. Zwischen den Standardabweichungen vor Freigabe und nach mehrjähriger Verkehrsbelastung bestehen somit keine statistisch signifikanten Unterschiede. Aus den Nivellements im Aus- und Eingliederungsstreifen bzw. im Standstreifen lässt sich somit schlussfolgern, dass die Fahrbahnebenheit durch die geringen Setzungen unter der Verkehrsbelastung unverändert blieb.

Maßgebend für die Ebenheit im Längsprofil war somit allein der Zustand vor Verkehrsfreigabe und damit die beim Einbau erreichte Ebenheit.

15.3 Auswertung Messfahrten

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der Zustandserfassungen mit den Auswertungen des Nivellements aus dem vorangegangenen Abschnitt verglichen. Da die Messfahrten jedoch im ersten Fahrstreifen und nicht im Standstreifen stattfanden wurde als Vergleich auch das Nivellement im ersten Fahrstreifen vor Verkehrsfreigabe herangezogen.

Im Rahmen der Zustandserfassung wurden die folgenden Messfahrten auf der A72 und A66 durchgeführt:

- 10.05.2009: A66 mit Bauwerk 15, Messfahrzeug Typ Argus,
- 24.04.2010: A72 mit Bauwerk 37, Messfahrzeug Typ ZEUS.

Die Messdaten und die Auswertungen nach ZTV ZEB-StB wurden freundlicherweise durch das Referat S1 der Bundesanstalt für Straßenwesen BASt zur Verfügung gestellt ([U12] und [U13]).

Die Differenzen zum gleitenden Mittelwert über 30 m und 10 m in der Richtungsfahrbahn Frankfurt am Bauwerk 15 zeigt Bild 15-6a und b. Nivellement und Zustandserfassung mit Messfahrzeug erfolgten mit

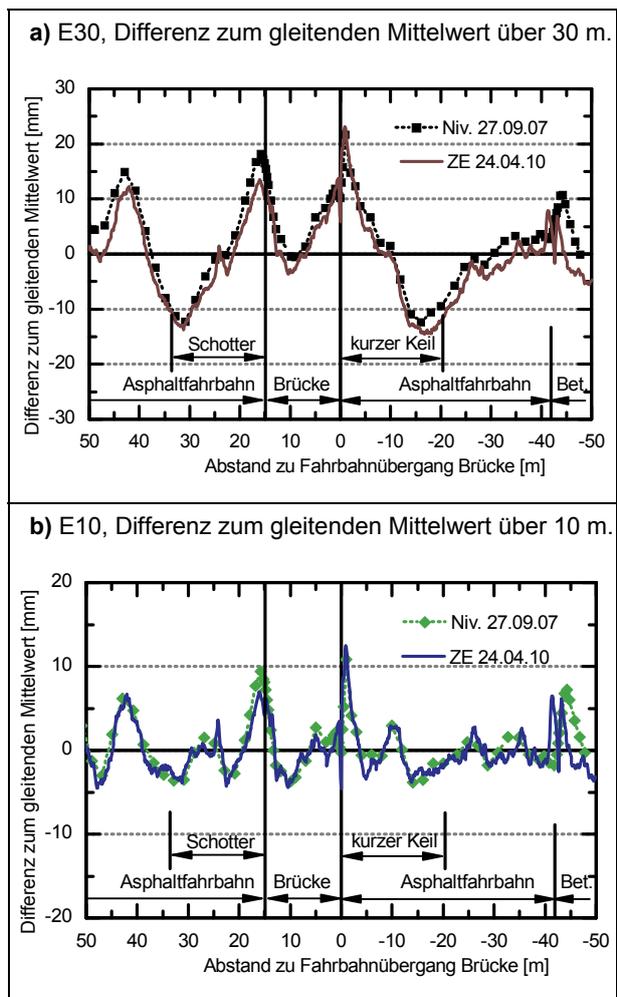


Bild 15-5: Bauwerk 37, RiFa Hof, 1. Fahrstreifen, Vergleich zwischen Nivellement vor Verkehrsfreigabe und Zustandserfassung ZE mit Messfahrzeug am 24.04.10, Differenz der Unebenheitshöhe zum gleitenden Mittelwert über a) 30 m E30, b) 10 m E10.

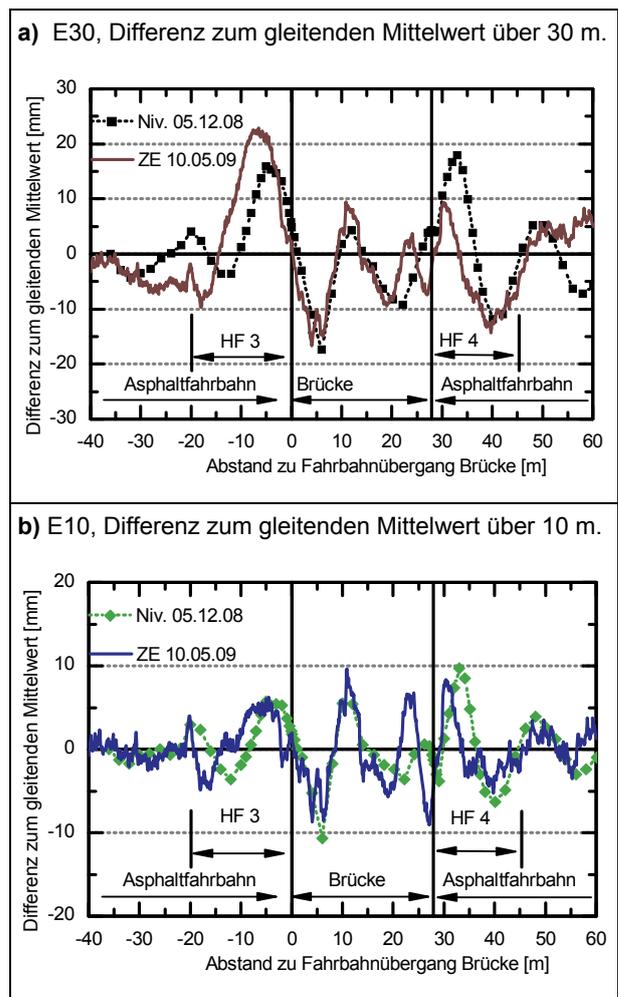


Bild 15-6: Bauwerk 15, RiFa Frankfurt, 1. FS, Vergleich zwischen Nivellement vor Verkehrsfreigabe und Zustandserfassung ZE mit Messfahrzeug am 10.05.09, Differenz der Unebenheitshöhe zum gleitenden Mittelwert über a) 30 m E30, b) 10 m E10.

einem zeitlichen Abstand von ca. 6 Monaten (Verkehrsfreigabe am 08.12.08). Die Maximalwerte des Betrags der ermittelten Differenzen E30 und E10 lagen beim Nivellement und bei der Zustandserfassung mit Messfahrzeug in der gleichen Größenordnung mit Werten von ca. 20 mm bzw. 10 mm. Beim Verlauf zeigten sich jedoch Unterschiede zwischen Nivellement und Zustandserfassung (teilweise Versatz zwischen den Kurven). Dabei ist jedoch zu beachten, dass das Bauwerk 15 in einer Kurve liegt und die Querneigung 7 % beträgt. Bereits Abweichungen in Querrichtung von 20 cm zwischen den Messpunkten des Nivellement und der Zustandserfassung wären daher mit Höhendifferenzen von 14 mm verbunden.

Trotz geringer Unterschiede bei der Lage der Extremwerte wurden beim Nivellement und bei der Zustandserfassung etwa gleich große Werte für die Abweichungen E10 und E30 von den gleitenden Mittelwerten über 10 bzw. 30 m ermittelt, dies traf auch für den Vergleich in der RiFa Wiesbaden zu. Die Ebenheit wurde daher auch im ersten Fahrstreifen am Bauwerk 15 in wesentlich stärkerem Maße durch die Einbauhöhe der Deckschicht beeinflusst, als durch die Setzungen unter der Verkehrsbelastung von 6 Monaten.

Für die RiFa Hof am Bauwerk 37 wurden die Differenzen zum gleitenden Mittelwert über 30 m und über 10 m in Bild 15-5a bzw. b dargestellt. Dabei wurde in jedem Diagramm die Auswertung für das Nivellement (Niv.) am 27.09.2007 vor Verkehrsfreigabe und für die Zustandserfassung (ZE) mit Messfahrzeug am 24.04.2010 vorgenommen. Trotz des unterschiedlichen Punktabstandes von bis zu 2 m beim Nivellement und 0,1 m bei der Zustandserfassung zeigen beide Auswertungen einen fast identischen Verlauf. Mit ca. 20 mm traten die größten Abweichungen zum Mittelwert über 30 m im ersten Fahrstreifen an den Übergängen zwischen Brücke und Hinterfüllung auf. Auch bei den Differenzen zum Mittelwert über 10 m traten die Übergänge mit Maximalwerten von ca. 10 mm in Erscheinung. Zwischen dem Nivellement vom 27.09.07 und der Zustandserfassung am 24.04.10 traten keine signifikanten Veränderungen in der Längsebenheit ein, d. h., die Verkehrsbelastung in den dazwischen liegenden 2,5 Jahren führte zu keiner Verschlechterung der Längsebenheit. Auch die Auswertungen in der RiFa Chemnitz ergab eine sehr hohe Übereinstimmung zwischen Nivellement und Zustandserfassung.

Damit wurden die Schlussfolgerungen aus dem vorangegangenen Abschnitt auch mit der Ebenheitserfassung mit schnellfahrendem Messfahrzeug bestätigt. Durch den Vergleich konnte gezeigt werden, dass mit beiden Messverfahren trotz der unterschiedlichen Punktabstände bei den Einzelabweichungen zu gleitenden Mittelwerten über Längen von 10 m und 30 m ähnliche Ergebnisse erzielt werden können. Für eine erste Einschätzung der Ebenheit im Längsprofil kann somit auch ein Nivellement vorgenommen werden, mit dem auch größere Wellenlängen erfasst werden können als bei Messungen mit dem Planographen nach TP Eben.

Die Längsebenheit war nur vom Zustand vor Verkehrsfreigabe und damit von den Abweichungen zwischen Soll- und Ist-Höhe der Fahrbahn abhängig.

15.4 Vergleich der Fahrbahnebenheit im gesamten Autobahnabschnitt

In den vorangegangenen Abschnitten wurde gezeigt, dass die Fahrbahnebenheiten an den untersuchten Bauwerken nur durch den Einbauzustand verursacht wurden. In diesem Abschnitt werden die Standardauswertungen im Rahmen der Zustandserfassung nach Abschnitt 15.1 herangezogen, um die Fahrbahnebenheit an den untersuchten Bauwerken im Verhältnis zur Fahrbahnebenheit des gesamten Autobahnabschnittes einzuordnen. Abschließend wird diese Auswertung auf die gesamten Abschnitte mit Brücken erweitert. Grundlage bildeten dafür die Daten der Zustandserfassung [U12] und [U13].

15.4.1 A72 zwischen Hof und Chemnitz

An der BAB A 72 wurden vorrangig an den Anschlussstellen Netzknoten festgelegt, die durch den Schnittpunkt zwischen der Achse der Autobahn und der Achse der über- bzw. unterführten Straßen definiert sind. Zwischen den einzelnen Netzknoten beginnt die Stationierung jeweils neu und verläuft ansteigend von Hof in Richtung Chemnitz. Die Messfahrten auf der A72 am 24.04.2010 erfolgten somit in der RiFa Chemnitz in Richtung der Stationierung und in der RiFa Hof entgegen der Stationierung (absteigende Stationierung).

Der Schnittpunkt zwischen Autobahnachse und der Achse der Staatstraße S 255 an der Anschlussstelle Hartenstein bildet den Netzknoten 5342105. Die benachbarten Netzknoten an den AS Zwickau-Ost und AS Stollberg-West sind 8964 m bzw. 4221 m entfernt (vgl. Prinzipdarstellung in Bild 15-7).

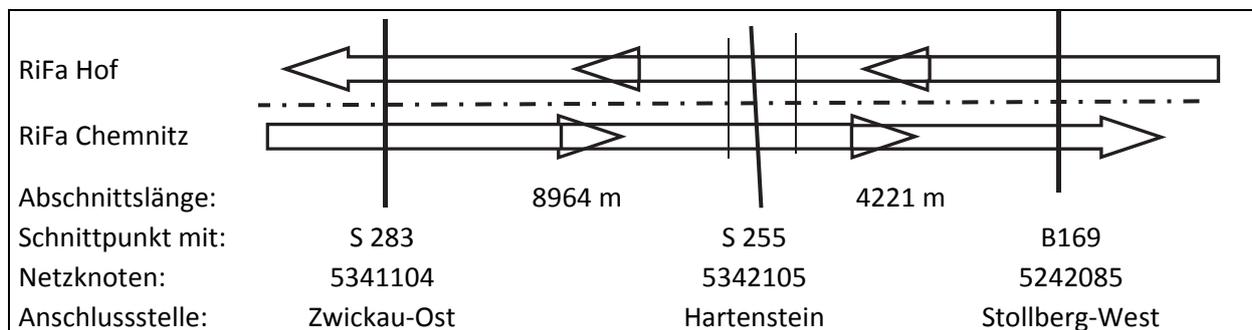


Bild 15-7: Prinzipdarstellung zur Einordnung des Bauwerks 37 am Netzknoten 5342105 in das Ordnungssystem der BAB A72.

Für die Einordnung der Ebenheit am Bauwerk 37 in den gesamten ca. 85 km langen Autobahnabschnitt zwischen Hof und Chemnitz wurden die Auswertungen nach ZTV ZEB-StB in den einzelnen Abschnitten herangezogen, die durch die BASt zur Verfügung gestellt wurden. Wie im Abschnitt 15.1 dargestellt, erfolgen die Auswertungen i.d.R. für 100 m lange Abschnitte. Nur für den letzten Abschnitt zwischen zwei Netzknoten ergeben sich kürzere Längen. Da das Bauwerk 37 direkt am Netzknoten 5342105 liegt, wird die Fahrbahnebenheit in jeder Richtungsfahrbahn in zwei Auswerteabschnitten erfasst. In der Richtungsfahrbahn Chemnitz (Fahrtrichtung in Stationierungsrichtung) beginnt der Auswerteabschnitt vor der Brücke bei der Station 8900 und reicht bis zum Netzknoten in Brückenmitte mit der Station 8964. Dieser Abschnitt ist somit 64 m lang und umfasst die Betonfahrbahn vor der Brücke, die Asphaltfahrbahn vor der Brücke und die Fahrbahn bis zur Brückenmitte. Der anschließende Abschnitt beginnt in Brückenmitte (Station 0) und beinhaltet die folgende Asphaltfahrbahn sowie die anschließende Betonfahrbahn bis zur Station 100. Zur Veranschaulichung enthält Bild 15-8 Aufnahmen von der Frontkamera des Messfahrzeuges an der Station 8900 vor der Brücke und an der Station 0 auf der Brücke (Stationierung beginnt an jedem Netzknoten neu).

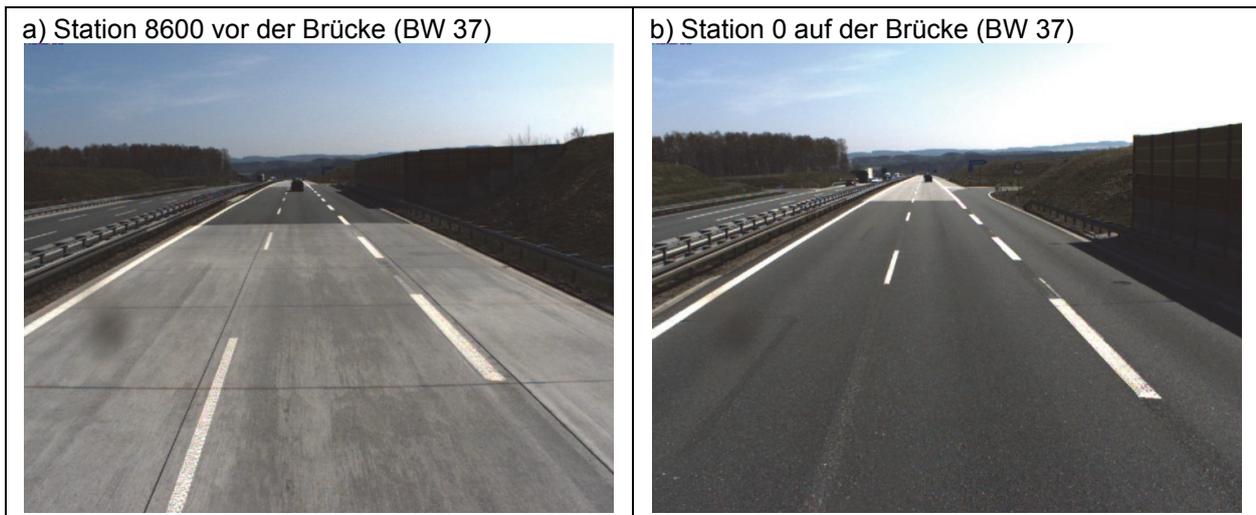


Bild 15-8: A72, Messfahrt 24.04.2010, Bauwerk 37, RiFa Chemnitz, Aufnahmen der Frontkamera zu Beginn der Abschnitte für die Auswertung nach ZTV ZEB-StB.

Am Bauwerk 37 gibt es somit insgesamt vier Abschnitte, in den jeweils die Fahrbahn auf einer Brückenhälfte, über einem Hinterfüllbereich und im anschließenden Streckenabschnitt liegt. Für diese vier Abschnitte wurden in Tab. 15-2 die Kennwerte für die Ebenheit zusammengestellt, die im Abschnitt 15.1 erläutert wurden. Tab. 15-2 enthält zusätzlich Mittelwerte für die Ebenheitskennwerte der 895 Einzelabschnitte im gesamten Streckenbereich der A72 zwischen Hof und Chemnitz.

Alle Ebenheitskennwerte waren in den Abschnitten, die das Bauwerk 37 einschließlich der Hinterfüllungen und der angrenzenden Streckenbereiche erfassen, deutlich höher als die Mittelwerte des gesamten Abschnittes. Dies wird besonders deutlich am Längsebenheitswirkindex LWI, mit dem nach UECKERMANN

BAB A72	RiFa Chemnitz, Fahrtrichtung in Stationierung			RiFa Hof Fahrtrichtung gegen Stationierung		
	gesamt Mittelwert (Median)	bis Brückenmitte (mit HF 4)	ab Brückenmitte (mit HF 1)	gesamt Mittelwert (Median)	bis Brückenmitte (mit HF 2)	ab Brückenmitte (mit HF 3)
Von Netzknoten VNK		5341104	5342105		5342105	5341104
Nach Netzknoten NNK		5342105	5242085		5242085	5342105
Von Station – Bis Station	gesamt	8900-8964	0-100	gesamt	0-100	8900-8964
Länge	88.000 m	64 m	100 m	68.000 m	100 m	64 m
Allgemeine Unebenheit AUN	0,49 cm ³ (0,35 cm ³)	1,48 cm ³	1,01 cm ³	0,39 cm ³ (0,28 cm ³)	1,00 cm ³	2,99 cm ³
Längsebenheitswirkindex LWI	1,55 (0,57)	6,47 (R)	2,61 (M)	1,47 (0,44)	2,27 (L)	5,28 (R)
Standardabweichung S30	3,11 mm (2,74 mm)	4,69 mm	3,50 mm	2,69 mm (2,30 mm)	5,39 mm	7,50 mm
Standardabweichung S10	1,24 mm (1,09 mm)	2,65 mmm	2,26 mm	1,11 mm (0,98 mm)	2,55 mm	2,53 mm
Standardabweichung S03	0,50 mm (0,46 mm)	1,22 mm	0,85 mm	0,49 mm (0,46 mm)	0,75 mm	1,22 mm

Tab. 15-2: A72, Bauwerk 37 (Netzknoten 5342105), Zusammenstellung der Ebenheitskennwerte nach ZTV ZEB-StB und Vergleich mit gesamtem Streckenabschnitt (LWI: maßgebender Filter R-Radlast, M-Fahrkomfort, L-Ladegutbeanspruchung).

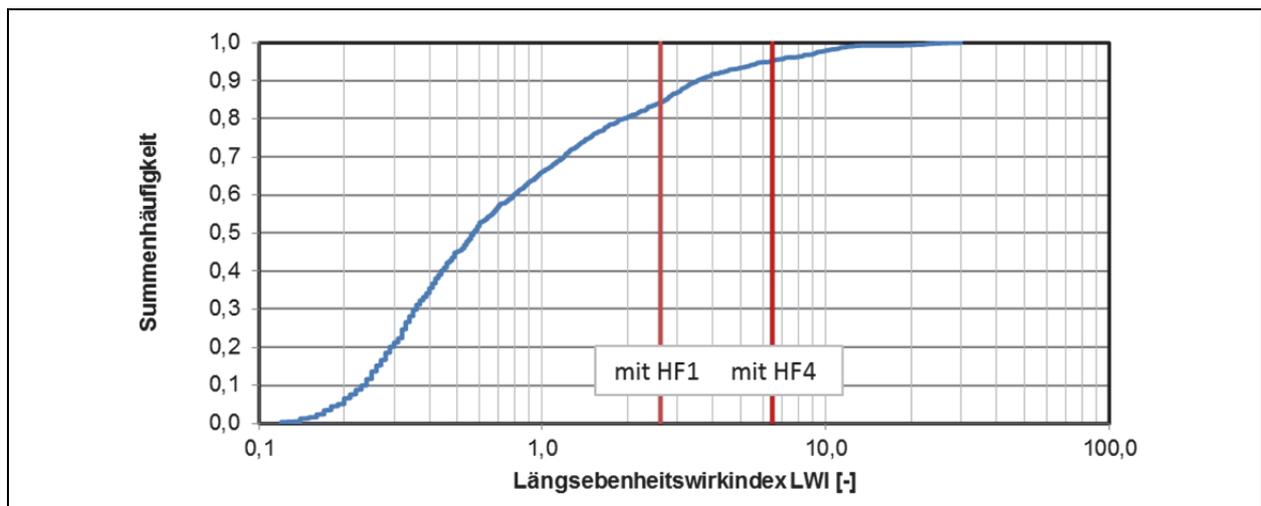


Bild 15-9: A72, Messfahrt 24.04.2010, von Hof nach Chemnitz, Summenhäufigkeit des LWI in den 895 ausgewerteten Abschnitten. LWI in den Abschnitten am Bauwerk 37 ist rot hervorgehoben.

(2002) im Gegensatz zur Allgemeinen Unebenheit AUN auch Einzelhindernisse erfasst werden können. Bezogen auf den Längsebenheitswirkindex wiesen über 80% der Einzelabschnitte geringere Werte auf als bei den vier Abschnitten am Bauwerk 37 (80%-Quantil LWI = 1,93). Zur Verdeutlichung wurde in Bild 15-9 die Summenhäufigkeit des LWI für die 895 Auswertungsabschnitte in der RiFa Chemnitz mit logarithmischer Einteilung der Abszisse aufgetragen. Die Werte für den LWI in den beiden Abschnitten am Bauwerk 37 (mit HF 1 und HF 4) wurden rot hervorgehoben. Für den Abschnitt bis zur Brückenmitte, der den Hinterfüllbereich 4 umfasst, wurde ein LWI von 6,47 ermittelt (Tab. 15-2). Damit wurden nur in 5 Prozent der gesamten Abschnitte mit dem LWI höhere Unebenheiten ermittelt. Maßgebend für den LWI von 6,47 war der Radlastfilter, der hauptsächlich durch die hohen Einbauabweichungen beim Fahrbahnübergang beeinflusst wurde. Im Abschnitt ab Brückenmitte mit dem angrenzenden Hinterfüllbereich 1 wurde ein LWI von 2,61 berechnet, wobei hier der Filter „Mensch“ maßgebend war, der vorrangig durch Unebenheiten im Wellenlängenbereich von ca. 10 m geprägt wird. Mit dem LWI wurde die Ebenheit in 84 % der gesamten Abschnitte besser bewertet, als im Abschnitt mit dem Hinterfüllbereich 1. Die Auswertungen für die Richtungsfahrbahn Hof führten zu ähnlichen Ergebnissen. Damit konnte nachgewiesen werden, dass die Ebenheit in den Abschnitten, die das Bauwerk 37 sowie die angrenzenden Hinterfüll- und Streckenbereiche umfassten, deutlich schlechter war, als im Mittel der gesamten A 72 zwischen Hof und Chemnitz (Mittelwerte und Median in Tab. 15-2). Der Abnahmewert wurde bei allen vier Abschnitten am Bauwerk 37 überschritten.

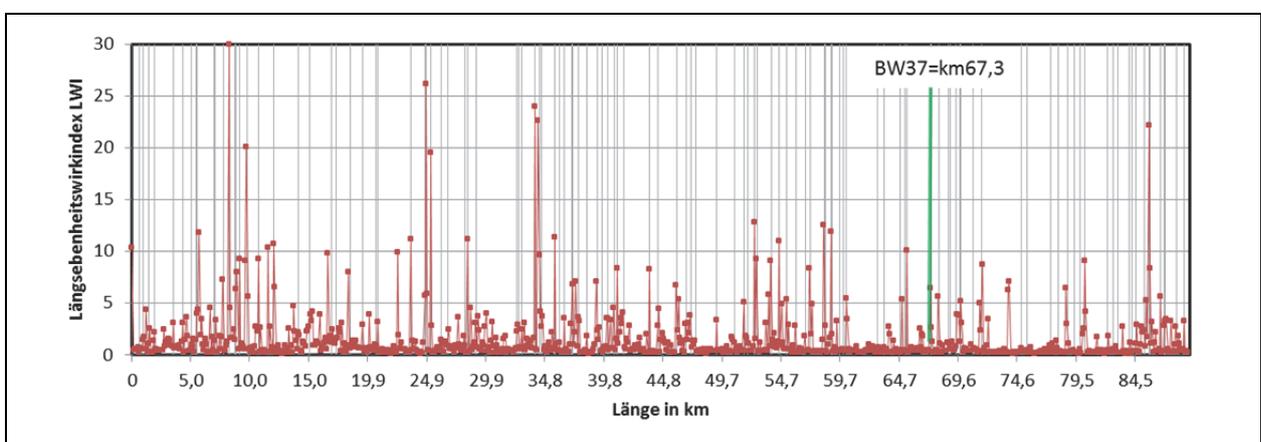


Bild 15-10: A72, Messfahrt 24.04.2010, von Hof nach Chemnitz, berechneter LWI in den einzelnen Abschnitten, Abschnitte mit Brücken sind als dünne Linien hinterlegt.

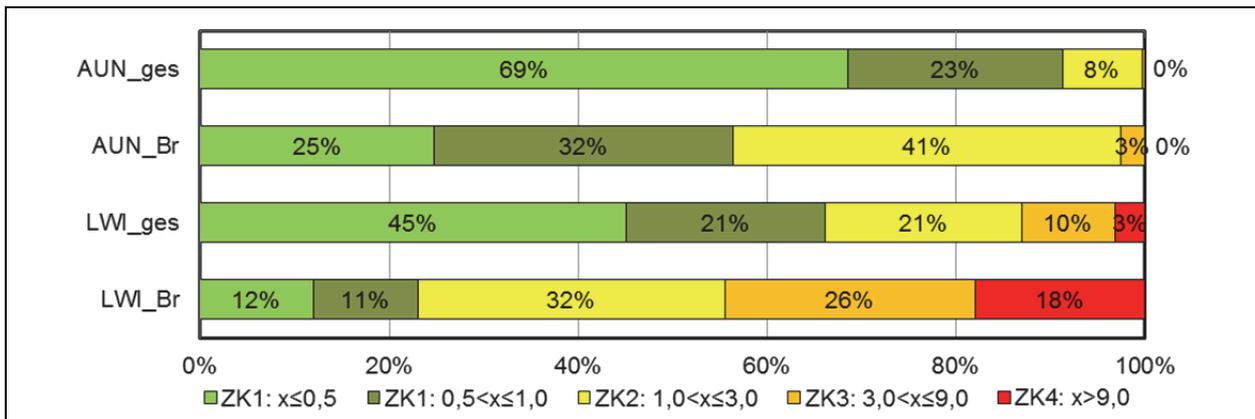


Bild 15-11: A72, Messfahrt 24.04.2010, von Hof nach Chemnitz, prozentuale Anteile der Abschnitte mit Überschreitung des Abnahmewertes von 1,0, des Warnwertes von 3,0 und des Schwellenwertes von 9,0 für die AUN und den LWI getrennt für alle Abschnitte (ges) und für die Abschnitte mit Brücken (Br).

Dabei blieb zunächst die Frage offen, in welchem Umfang diese erhöhte Unebenheit auch bei anderen Abschnitten mit Übergängen zu Brücken auftritt. Es wurden daher die Frontkamerabilder herangezogen, um die Abschnitte zu ermitteln, die Brückenbauwerke enthalten. Von den 895 Abschnitten der RiFa Chemnitz enthielten 117 Abschnitte Brücken, die in Bild 15-9 als dünne vertikale Linien gekennzeichnet sind. Die Mehrzahl der Abschnitte mit erhöhten LWI-Werten fällt mit Brücken zusammen. Lag der Mittelwert des LWI über alle 895 Abschnitte bei 1,55, so stieg der Mittelwert des LWI bei den 117 Abschnitten mit Brücken auf 4,69 an.

In Anlehnung an SOCINA (2009) wurden für die Beurteilung der Ebenheit die folgenden 4 Zustandsklassen ZK gebildet (Bild 15-12 und Bild 15-11):

ZK 1 (grün):	AUN LWI $\leq 1,0$	Zustandswert 1,5 (Abnahmewert eingehalten)
ZK 2 (gelb):	$1,0 < \text{AUN/LWI} \leq 3,0$	Zustandswert 3,5 (Warnwert eingehalten)
ZK 3 (orange):	$3,0 < \text{AUN/LWI} \leq 9,0$	Zustandswert 4,5 (Schwellenwert eingehalten)
ZK 4 (rot):	AUN/LWI $> 9,0$	(Schwellenwert überschritten)

Mit dem LWI wird die Ebenheit nach UECKERMANN (2002) „schärfer“ bewertet als mit der AUN. Dies zeigte sich auch bei der Auswertung für die Richtungsfahrbahn Chemnitz der A72 in Bild 15-11. Die Auswertung der Allgemeinen Unebenheit AUN für den gesamten Streckenabschnitt ergab eine ausgezeichnete Ebenheit. Bei 91 % aller 895 Abschnitte wird der Abnahmewerte von 1,0 eingehalten. Bei der Bewertung des

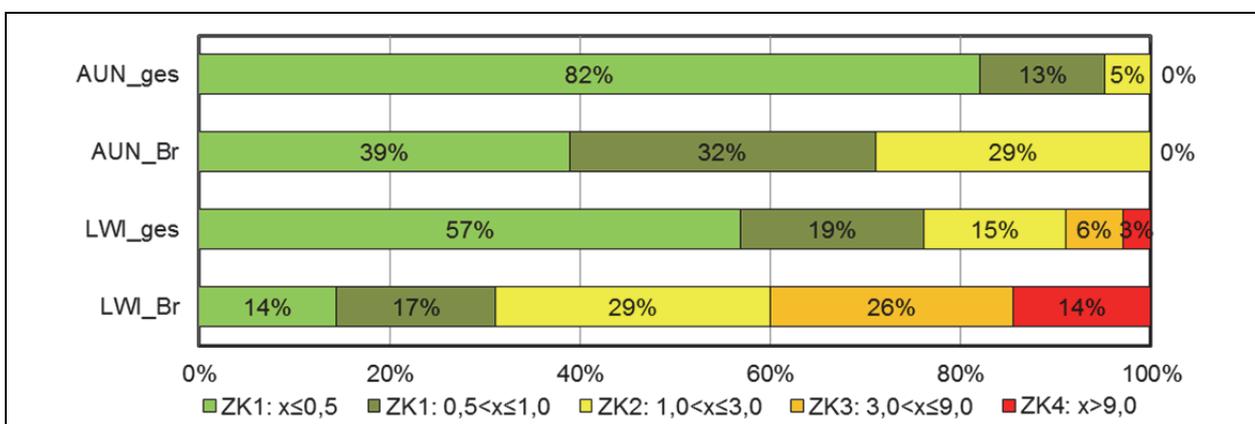


Bild 15-12: A72, Messfahrt 24.04.2010, von Chemnitz nach Hof, prozentuale Anteile der Abschnitte mit Überschreitung des Abnahmewertes von 1,0, des Warnwertes von 3,0 und des Schwellenwertes von 9,0 für die AUN und den LWI getrennt für alle Abschnitte (ges) und für die Abschnitte mit Brücken (Br).

Gesamtabschnittes mit dem Längsebenheitswirkindex LWI stiegen die Anteile höherer Unebenheiten etwas an. Der Abnahmewert von 1,0 für den LWI wurde bei 66 % der Abschnitte eingehalten. Nur bei 3 % wurde der Schwellenwert von 9,0 überschritten. Für die 117 Abschnitte mit Brücken in der RiFa Chemnitz wurde eine deutlich schlechtere Ebenheit sowohl für die AUN als auch für den LWI ermittelt. Der Abnahmewert für den AUN wurde nur bei 57 % der Abschnitte mit Brücken eingehalten. Beim LWI sank dieser Anteil sogar auf 23 %. Bei 18 % der Abschnitte mit Brücken wurde der Schwellenwert von 9,0 für den LWI überschritten. Demnach ist in diesen Abschnitten nach ZTV ZEB-StB zu prüfen, ob bauliche oder verkehrsbeschränkende Maßnahmen erforderlich sind. Die Auswertung für die Richtungsfahrbahn Hof in Bild 15-12 führte bei etwas abweichenden Zahlenwerten zur selben Grundaussage.

An der BAB A 72 wurden Messfahrten auf einer Gesamtlänge von 156 km durchgeführt, auf deren Grundlage in [U12] die Ebenheit im Längsprofil mit den Kennzahlen AUN, LWI, S30, S10 und S03 für 1581 einzelne Abschnitte beschrieben wurde. Durch die Auswertung der Aufnahmen der Frontkamera konnten insgesamt 207 Abschnitte ermittelt werden, in denen Brücken einschließlich der Fahrbahnübergänge und der angrenzenden Hinterfüllungen und Streckenbereiche liegen. Es konnte eindeutig nachgewiesen werden, dass in diesen Abschnitten die Ebenheit deutlich schlechter war, als im Durchschnitt des gesamten Abschnittes.

15.4.2 A66 zwischen Frankfurt und Wiesbaden

Auch für die BAB A 66 wurden durch die BAST Daten von Messfahrten zur Zustandserfassung einschließlich der Auswertungen nach ZEB-StB zur Verfügung gestellt ([U13]). Die Fahrten wurden am 05.10.2009 auf der gesamten Länge der BAB A 66 vom Beginn an der AS Wiesbaden-Frauenstein bis zum Ende der A 66 an der AS Frankfurt/Miquelallee durchgeführt. Auf der ca. 40 km langen Strecke steigt die Stationierung von Wiesbaden nach Frankfurt an (RiFa Wiesbaden mit rückläufiger Stationierung).

Am Bauwerk 15 schneiden sich die Achsen der A 66 und der Rampe B40. Der Schnittpunkt bildet den Netzknoten 5916087 beim km 24,5 der Messfahrt. Einen Überblick über die angrenzenden Abschnitte und Netzknoten gibt Bild 15-13.

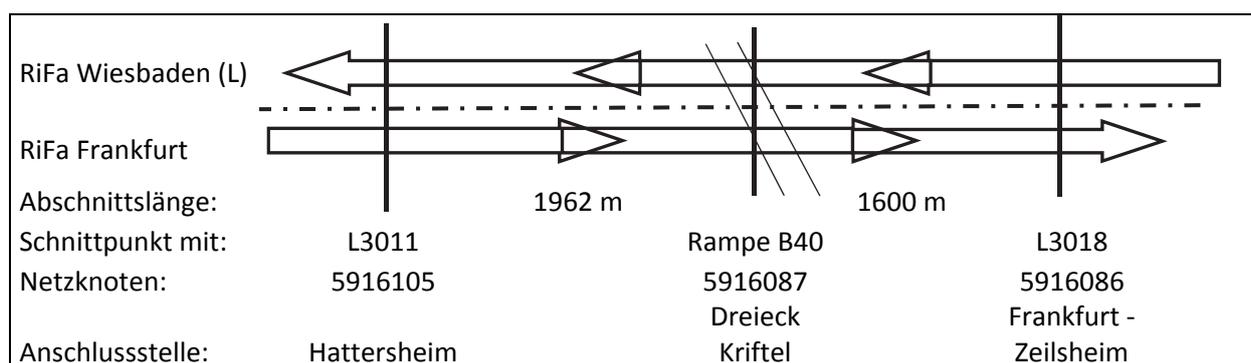


Bild 15-13: Prinzipdarstellung zur Einordnung des Bauwerks 15 am Netzknoten 5916087 in das Ordnungssystem der BAB A66.

Auch am Bauwerk 15 liegen die vier Hinterfüllbereiche in vier Auswerteabschnitten, da auch am Bauwerk 15 ein Netzknoten liegt. Durch den Kreuzungswinkel zwischen den Achsen der A 66 und der Rampe B 40 von ca. 45° verläuft die Schnittlinie des Netzknotens 5916087 mit den Fahrspuren bei der Ebenheitserfassung jedoch nicht in Brückenmitte, sondern schneidet die erste Fahrspur kurz vor dem Übergang zum Brückenbauwerk. Diese Situation wird in Bild 15-14 mit Aufnahmen der Frontkamera verdeutlicht. In der Richtungsfahrbahn Frankfurt umfasst der Auswerteabschnitt vor dem Netzknoten 5916087 mit einer

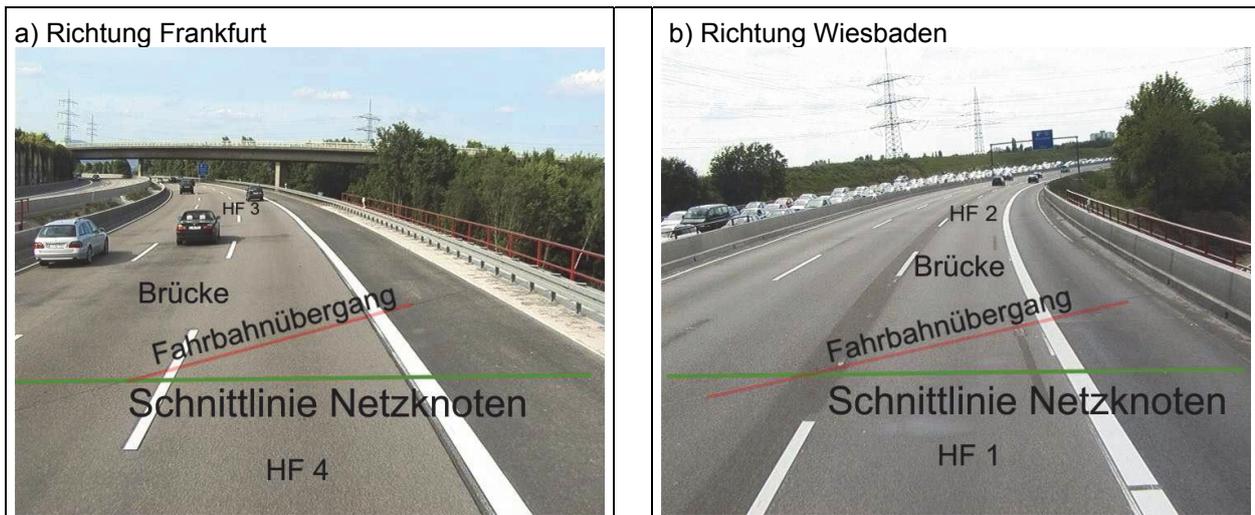


Bild 15-14: A66, Bauwerk 15, Aufnahmen der Frontkamera am Netzknoten 591087. Durch die Schiefwinkligkeit liegt die Schnittlinie mit dem Netzknoten im ersten Fahrstreifen knapp vor dem Brückenübergang

Länge von 62 m einen Streckenabschnitt und den Hinterfüllbereich 4. Im folgenden Auswerteabschnitt liegen der Übergang zur Brücke, die Fahrbahn im Bereich der Brücke, der Hinterfüllbereich 3 und der angrenzende Streckenbereich bis zur Station 100. In der RiFa Wiesbaden kehrt sich die Abfolge um. Hier umfasst der 100 m lange Abschnitt bis zum Netzknoten 5916087 einen Streckenbereich und den Hinterfüllbereich 1. Die Übergänge zum Brückenbauwerk, die Fahrbahn über der Brücke und über dem Hinterfüllbereich 2 sowie ein kurzer Bereich des angrenzenden Streckenabschnitts liegen im 62 m langen Auswerteabschnitt hinter dem Netzknoten (in Fahrtrichtung gesehen). Bei der Bewertung der Ebenheitskennzahlen in Tab. 15-3 für die Auswerteabschnitte am Bauwerk 15 ist also zu beachten, dass die Abschnitte mit den Hinterfüllbereichen HF 1 und HF 4 jeweils nicht die angrenzenden Übergänge zum Brückenbauwerk umfassen. Tab. 15-3 enthält zum Vergleich zusätzlich Mittelwert und Median für die gesamte Strecke (409 Abschnitte).

Beim Vergleich der Auswertungen für die Gesamtstrecke fällt auf, dass an der A 72 insgesamt eine höhere Längsebenheit vorliegt (Vergleich zwischen Tab. 15-2 und Tab. 15-3). Die Allgemeine Unebenheit

BAB A66	RiFa Frankfurt/Main, Fahrtrichtung in Stationierung			RiFa Wiesbaden Fahrtrichtung gegen Stationierung		
	gesamt Mittelwert (Median)	Strecke und HF 4	Brücke – HF 3 – Strecke	gesamt Mittelwert (Median)	Strecke + HF 1	Brücke – HF 2 – Strecke
Von Netzknoten VNK		5916105	5916087		5916087	5916105
Nach Netzknoten NNK		5916087	5916086		5916086	5916087
Von Station – Bis Station	gesamt	1900-1962	0-100	gesamt	0-100	1900-1962
Länge	40.100 m	62 m	100 m	40.100 m	100 m	62 m
Allgemeine Unebenheit AUN	1,25 cm ³ (0,89 cm ³)	2,93 cm ³	3,40 cm ³	1,14 cm ³ (0,85 cm ³)	1,17 cm ³	1,83 cm ³
Längsebenheitswirkindex LWI	2,85 (1,24)	2,48 (L)	4,01 (L)	2,76 (1,25)	0,67 (L)	1,57 (L)
Standardabweichung S30	4,90 mm	6,35 mm	8,73 mm	4,75 mm	4,87 mm	6,40 mm
Standardabweichung S10	1,67 mm	2,35 mm	3,28 mm	1,64 mm	1,48 mm	1,94 mm
Standardabweichung S03	0,70 mm	0,97 mm	1,14 mm	0,69 mm	0,59 mm	0,65 mm

Tab. 15-3: A66, Bauwerk15 (Netzknoten 5916087), Zusammenstellung der Ebenheitskennwerte nach ZTV ZEB-StB und Vergleich mit gesamtem Streckenabschnitt (LWI: maßgebender Filter L-Ladegutbeanspruchung).

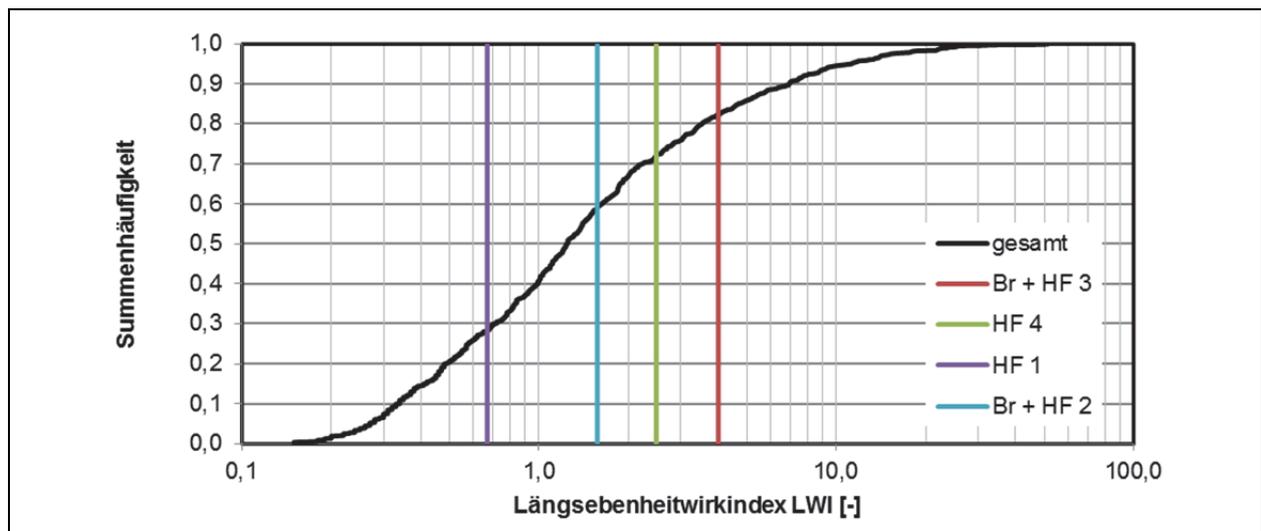


Bild 15-15: A66, Messfahrt 05.10.2009, Gesamtauswertung für beide Fahrtrichtungen, Summenhäufigkeit des LWI in den 807 ausgewerteten Abschnitten. Der LWI für die Abschnitte am Bauwerk 15 ist mit zusätzlichen Linien hervorgehoben.

AUN lag bei der BAB A 66 fast 3-fach höher als beim untersuchten Abschnitt der BAB A 72. Auch der Längsebenheitwirkindex war im Mittel bei der BAB A 66 fast doppelt so hoch, wie bei der BAB A 72. Die Ursachen für diese Unterschiede sollen hier nicht weiter untersucht werden. Es sei jedoch auf das unterschiedliche Alter der Streckenabschnitte hingewiesen.

Beim Vergleich der insgesamt acht Bewertungsabschnitte am Bauwerk 37 und Bauwerk 15 sind die Unterschiede deutlich geringer. Tendenziell war die AUN für die vier Abschnitte am Bauwerk 15 höher, der LWI hingegen niedriger als am Bauwerk 37, wobei die Unterschiede zwischen den einzelnen Abschnitten größer waren als zwischen den beiden Bauwerken. Am Bauwerk 15 war für alle vier Abschnitte, in denen die Hinterfüllungen lagen, der Ladegutfilter (L) maßgebend. Dies deckt sich mit erhöhten Standardabweichungen S30 für die längerwelligen Unebenheiten. Hier zeigt sich ein Vorteil der integralen Bauweise. Da beim Bauwerk 15 auf Fahrbahnübergänge verzichtet werden konnte, entfallen die kurzwelligen Unebenheiten, die am Bauwerk 37 an den dort vorhandenen Fahrbahnübergängen auftraten und dort für die Bewertung mit dem LWI maßgebend wurden (Radlastfilter für die Bereiche mit HF 3 und HF 4 am Bauwerk 37 in Tab. 15-2).

Am Bauwerk 15 war der AUN an drei der vier Abschnitte mit den Hinterfüllungen höher als der Mittelwert des gesamten Abschnittes. Im Gegensatz dazu lag der LWI bei drei Abschnitten unterhalb des Mittelwertes des gesamten Abschnittes. Allerdings ist dabei zu beachten, dass der Mittelwert aufgrund der unsymmetrischen Verteilung stärker von den hohen Unebenheitswerten einzelner Abschnitte geprägt wird. In Tab. 15-3 wurden daher für AUN und LWI auch die Medianwerte angegeben. Bild 15-15 zeigt die Summenhäufigkeit des LWI für alle Auswerteabschnitte am Bauwerk 15 (beide Fahrbahnen). Die Auswertung für den Abschnitt mit dem Hinterfüllbereich 1 ergab mit 0,67 einen relativ geringen LWI (nur 30 % der Abschnitte der Gesamtstrecke hatten geringere Werte). In diesem Abschnitt liegt jedoch aufgrund der Schiefwinkligkeit kein Übergang zum Brückenbauwerk. Alle übrigen Abschnitte am BW 15 hatten LWI-Werte, die im Bereich des 60 % bis 80 % Quantils lagen (Bild 15-15). Der Abnahmewert von 1,0 für AUN und LWI wurde mit einer Ausnahme bei allen acht Bereichen am Bauwerk 15 überschritten (Ausnahme LWI = 0,67, im Abschnitt mit HF 1). In der Richtungsfahrbahn Frankfurt wurde für den Abschnitt mit dem Brückenbauwerk und dem Hinterfüllbereich 3 auch der Warnwert von 3,0 sowohl beim AUN als auch beim LWI überschritten.

Wie bereits für die BAB A 72 im vorangegangenen Abschnitt soll auch für die BAB A 66 untersucht werden, ob die Auswerteabschnitte, die Übergänge zu Brücken enthalten, im Vergleich zur gesamten Stre-

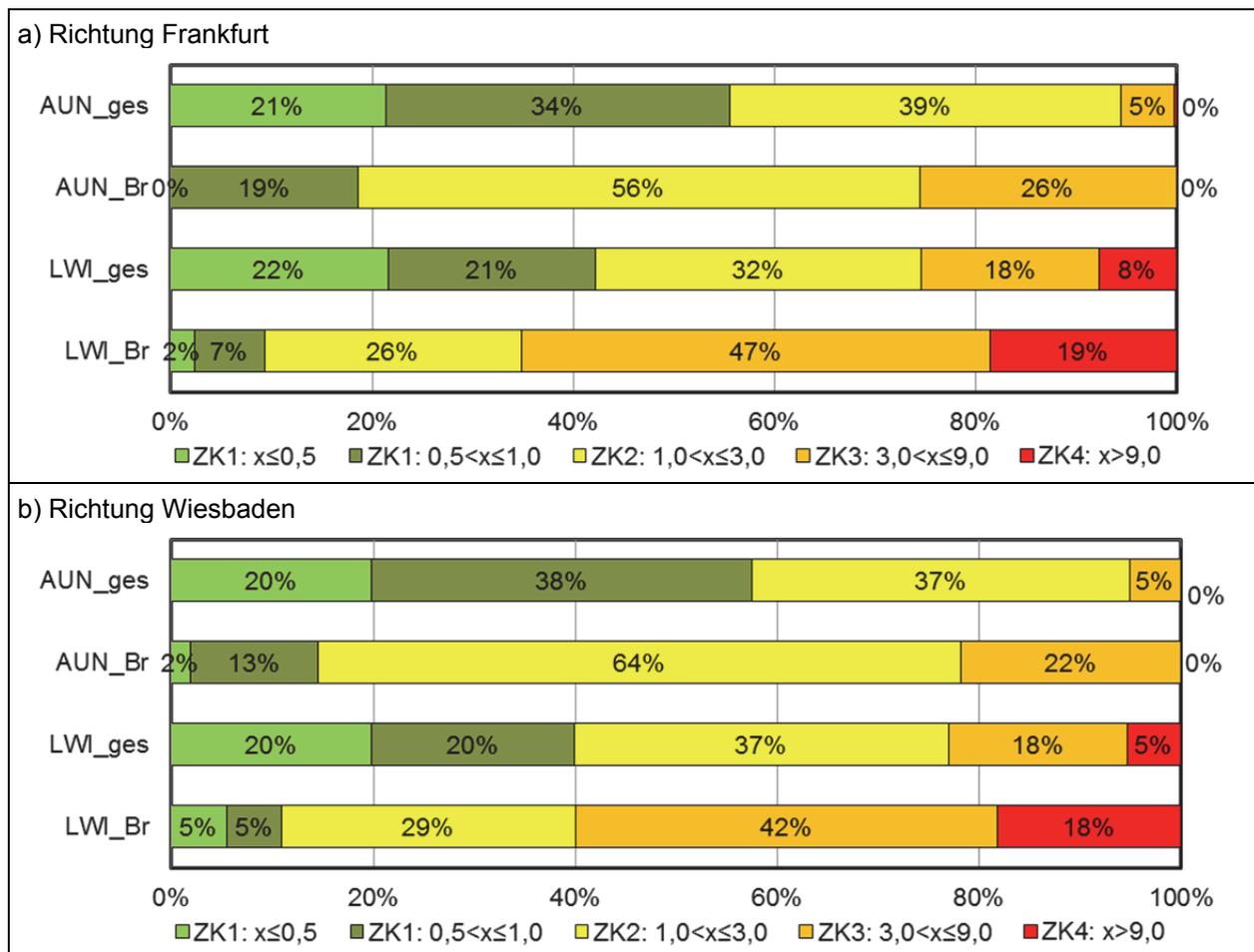


Bild 15-16: A66, Messfahrt 05.10.2009, prozentuale Anteile der Abschnitte mit Überschreitung des Abnahmewertes von 1,0, des Warnwertes von 3,0 und des Schwellenwertes von 9,0 für die AUN und den LWI getrennt für alle Abschnitte (ges) und für die Abschnitte mit Brücken (Br).

cke höhere Unebenheiten aufweisen. Es wurden daher wieder die Aufnahmen der Frontkamera herangezogen, um die Abschnitte zu identifizieren, die mindestens einen Übergang zu Brücken mit den angrenzenden Hinterfüllungen aufweisen. Von den insgesamt 807 untersuchten Abschnitten der beiden Richtungsfahrbahnen enthielten 98 Abschnitte Übergänge zu Brücken. Das entspricht einem Anteil von 12 %. Sowohl die Allgemeine Unebenheit AUN als auch der Längsebenheitswirkindex LWI waren bei den Abschnitten mit Brücken im Mittel deutlich erhöht. So lag der Mittelwert der AUN für die gesamte RiFa Frankfurt bei 1,25, während der AUN bei den Abschnitten mit Brücken auf 2,19 anstieg. Beim LWI waren die Unterschiede noch größer. Hier lag der Mittelwert für den gesamten Abschnitt bei 2,85. Hingegen ergab sich für die Abschnitte mit Brücken ein mittlerer LWI von 5,69. Für die Richtungsfahrbahn Wiesbaden ergaben sich ähnliche Verhältnisse. Zur Veranschaulichung wurden für beide Richtungsfahrbahnen der BAB A 66 wie im vorangegangenen Abschnitt für die BAB A 72 eine Einteilung in die folgenden 4 Zustandsklassen in Anlehnung an SOCINA (2009) vorgenommen und in Bild 15-16 dargestellt.

- | | | |
|----------------|---------------------------------|--|
| ZK 1 (grün): | AUN LWI $\leq 1,0$ | Zustandswert 1,5 (Abnahmewert eingehalten) |
| ZK 2 (gelb): | $1,0 < \text{AUN/LWI} \leq 3,0$ | Zustandswert 3,5 (Warnwert eingehalten) |
| ZK 3 (orange): | $3,0 < \text{AUN/LWI} \leq 9,0$ | Zustandswert 4,5 (Schwellenwert eingehalten) |
| ZK 4 (rot): | AUN/LWI $> 9,0$ | (Schwellenwert überschritten) |

Die Auswertung der Allgemeinen Unebenheit AUN für den gesamten Streckenabschnitt mit beiden Richtungsfahrbahnen ergab eine gute Ebenheit für ca. 56 % aller Auswerteabschnitte (Zustandsklasse 1). Nur

5 % der gesamten Auswerteabschnitte wurden der Zustandsklasse 3 zugeordnet (Schwellenwert eingehalten). Bei den Abschnitten mit Brücken lag der AUN hingegen nur noch bei ca. 17 % der Abschnitte in der ZK 1. Mit ca. 60 % mussten diese Abschnitte nach dem AUN überwiegend der Zustandsklasse 2 zugeordnet werden. Der Anteil von Abschnitten, bei denen der Warnwert mit dem AUN überschritten wurde, nahm auf ca. 24 % zu.

Bei der Eingruppierung in die Zustandsklassen mit dem LWI waren die Unterschiede zwischen der Gesamtheit und den Abschnitten mit Brücken noch größer. Hier sank der Anteil in der Zustandsklasse 1 von ca. 42 % auf 10 %. Bei 18% der Abschnitte mit Brücken wurde der Schwellenwert überschritten, während dies im gesamten Bereich nur bei etwa 7 % der Fall war. In diesen Abschnitten ist nach ZTV ZEB-StB zu prüfen, ob bauliche oder verkehrsbeschränkende Maßnahmen erforderlich sind.

15.4.3 Gesamtbewertung Ebenheit

An der A 72 und A 66 wurde Messfahrten auf einer Länge von insgesamt 192 km durch die BAST durchgeführt. Die Auswerteabschnitte nach ZTV ZEB-StB betragen im Normalfall 100 m, so dass insgesamt die Ebenheitsdaten von 2388 Abschnitten mit [U12] und [U13] zur Verfügung standen. Nach Auswertung der Aufnahmen, die von der Frontkamera gemacht wurden, enthielten davon 305 Abschnitte Brücken mit den anschließenden Hinterfüllbereichen und Streckenabschnitten. Der Anteil der Abschnitte mit Brücken lag somit bei ca. 13 Prozent. In die Zustandsklasse 4 mit einem LWI von mehr als 9,0 wurden im gesamten Untersuchungsbereich 101 Abschnitte eingestuft (Anteil 4%). Davon entfielen 52 Abschnitte auf die 305 Bereiche, die Brücken und angrenzenden Hinterfüllungen enthielten.

In der Zustandsklasse 4 ist zu prüfen, ob bauliche oder verkehrsbeschränkende Maßnahmen erforderlich sind. Mehr als die Hälfte dieser Abschnitte enthielt Brücken mit den angrenzenden Hinterfüllungen und Streckenabschnitten.

Die Auswerteabschnitte mit Brücken und angrenzenden Hinterfüllungen zeigten insgesamt deutlich größere Unebenheiten im Längsprofil. Bei den untersuchten Brücken BW 37 und BW 15 war die Ebenheit der Fahrbahn durch die Höhengenaugigkeit beim Einbau der Deckschicht und damit durch den Zustand vor Verkehrsfreigabe geprägt. Unter der Annahme, dass dies auch bei der Mehrzahl der gesamten Abschnitte mit Brücken zutrifft, kann festgestellt werden, dass Verbesserungen bei der Einbautechnologie des gebundenen Oberbaus im Übergangsbereich zwischen Brücken und den angrenzenden Streckenabschnitten erforderlich sind, um eine Verbesserung der Ebenheit im gesamten Autobahnabschnitt zu erreichen.

16 Zusammenfassung

Das Setzungsverhalten unterschiedlicher Hinterfüllungsvarianten wurde an zwei Autobahnbrücken unter einer Verkehrsbelastung von bis zu vier Jahren untersucht. Für 250 km der Autobahnen A 66 und A 72 konnte anhand der Zustandsdaten von Messfahrten der BASt nachgewiesen werden, dass die Fahrbahnoberfläche an den Übergangsbereichen von Brücken zu den angrenzenden Hinterfüllungen deutlich höhere Unebenheiten im Längsprofil aufweist als in den angrenzenden Streckenbereichen. Als mögliche Ursachen dafür wurden in der vorliegenden Arbeit Setzungen innerhalb der Hinterfüllungen und Abweichungen zur Sollhöhe, die bereits nach dem Einbau der Asphaltdeckschichten vorhanden waren, untersucht. Bei zwei Bauwerken (Bauwerk 37 an der A 72 und Bauwerk 15 an der A 66) wurden dafür jeweils vier unterschiedliche Hinterfüllungen eingebaut, die mit insgesamt mehr als 1200 m Neigungs- und Streckenmessrohr ausgerüstet wurden, um die Verformungen innerhalb der Hinterfüllungen zu erfassen. Die Setzungen an der Fahrbahnoberfläche wurden zusätzlich mit Nivellements im Standstreifen ermittelt. An einem der Bauwerke, einer integralen Rahmenbrücke, wurde zusätzlich der Erddruck bei zwei unterschiedlichen Hinterfüllungen in Abhängigkeit von den Widerlagerverformungen aufgezeichnet und mit Bemessungsansätzen verglichen.

16.1 Untersuchte Hinterfüllungsvarianten

Am Bauwerk 37 an der A 72 Chemnitz Hof wurden die folgenden vier Hinterfüllungen hergestellt:

- **HF1-37:** Hinterfüllung mit Recyclingmaterial (RC-Material),
- **HF2-37:** Hinterfüllung mit Schotter 0/45, Verformungsmodul $E_{v2} \geq 150 \text{ MN/m}^2$,
- **HF3-37:** „Kurzer Magerbetonkeil“ Neigung der Oberfläche 1:2, darüber RC-Material,
- **HF4-37:** „Langer Magerbetonkeil“ Neigung der Oberfläche 1:10, darüber RC-Material.

Das Brückenbauwerk 37 wurde als Einfeldträger mit einem Fahrbahnübergang auf der Seite des verschieblichen Auflagers ausgeführt. Die lichte Weite zwischen den Widerlagern beträgt 12,0 m, die Widerlagerhöhe ca. 7 m. Das Recyclingmaterial wurde aus dem Beton der abgerissenen Vorgängerbrücke hergestellt und enthielt einen Bodenanteil von ca. 15 %.

Die Verkehrsfreigabe auf der Richtungsfahrbahn Chemnitz war im November 2006. Die Richtungsfahrbahn Hof wurde ein Jahr später im November 2007 für den Verkehr frei gegeben. Die Verformungen wurden mit mehreren Messkampagnen im Abstand von ca. 6 Monaten bis zum Sommer 2010 erfasst.

An der A 66 zwischen Frankfurt und Wiesbaden wurden am Bauwerk 15 vier weitere Hinterfüllungsvarianten ausgeführt:

- **HF1-15:** grobkörniger Boden nach ZTV E-StB als Referenzfall,
- **HF2-15:** grobkörniger Boden nach ZTV E-StB und tief liegende Schleppplatte,
- **HF3-15:** qualifizierte Bodenverbesserung mit bindigem Ausgangsmaterial (Druckfestigkeit ca. $1,4 \text{ N/mm}^2$) und vertikaler EPS-Schicht zur Erddruckreduktion,
- **HF4-15:** qualifizierte Bodenverbesserung mit nicht bindigem Ausgangsmaterial (Druckfestigkeit ca. $2,5 \text{ N/mm}^2$) und vertikaler EPS-Schicht zur Erddruckreduktion.

Das Bauwerk 15 wurde als flach gegründete Rahmenbrücke in zwei Bauabschnitten 2007/2008 errichtet. Durch die integrale Konstruktionsweise als eingespannter Rahmen konnte auf den Einbau von Dehnfügen und Fahrbahnübergängen verzichtet werden. Die Brücke besitzt eine lichte Weite zwischen den Widerlagern von 17,50 m und eine Widerlagerhöhe von ca. 7,5 m. Die Messungen wurden bis Oktober 2012 vorgenommen.

Während der Bauausführung wurde bei beiden Bauwerken die Anzahl an Kontrollprüfungen deutlich erhöht. Neben der Ermittlung des Verdichtungsgrades wurden statische Plattendruckversuche und Versuche mit dem Leichten Fallgewichtsgesetz durchgeführt. Weiterhin wurde eine Vielzahl von Materialproben entnommen, an denen Laborversuche zur Bestimmung der Proctordichte, der Scherfestigkeit, der einaxialen Druckfestigkeit, des Verformungsverhaltens sowie zur Klassifikation vorgenommen wurden.

16.2 Messprogramm

Die Setzungen innerhalb der Hinterfüllungen wurden bei beiden Brückenbauwerken mit Neigungs- und Streckenmessrohren in zwei Lagen erfasst. Die obere Lage befand sich ca. 2,3 m unterhalb der Fahrbahnoberkante, die untere Lage ca. 0,8 m über der Fundamentoberkante. Die Verformungen der Fahrbahnoberfläche wurden mittels Nivellement im Standstreifen bzw. im Aus- und Eingliederungsstreifen ermittelt. Das Bauwerk 15 wurde als integrale Brücke zusätzlich mit umfangreichen Messeinrichtungen zur Erfassung der Temperatur, der Verformungen und des Erddrucks in den Hinterfüllungen HF1-15 und HF3-15 instrumentiert.

Bei beiden Bauwerken erfolgten die ersten Messungen noch während der Bauzeit bereits wenige Tage nach dem Einbau der Messrohre, sofern die Kopfpunkte der Rohre zugänglich waren. Komplette Messkampagnen wurden vor Verkehrsfreigabe und anschließend im Abstand von ca. sechs Monaten durchgeführt. Bei den elektrischen Messgebern wurde stündlich ein Wert aufgezeichnet.

16.3 Setzungen infolge der Verkehrsbelastung

Beide Bauwerke wurden als Ersatzneubauten errichtet, bei denen die Verschiebungen im Lageplan gegenüber der vorherigen Brücke gering waren. Trotz der Vorbelastung traten am Bauwerk 37 Setzungen an der neuen Brücke bis zu 24 mm ein, die vom Betrag her gut mit den Entlastunghebungen durch Abriss der alten Brücke und Baugrubenaushub bei den FE-Berechnungen übereinstimmten. Am Bauwerk 15 waren die Setzungen des Brückenbauwerks mit ca. 6 mm deutlich geringer, da hier im Untergrund Schotter des Mains mit einem wesentlich höheren Steifemodul anstanden. Die Setzungen traten bei beiden Brücken zu über 80 Prozent bereits während der Bauzeit ein. Nach Verkehrsfreigabe lagen die Setzungen der Fahrbahnoberfläche über den Widerlagern in der RiFa Chemnitz am Bauwerk 37 bei ca. 6 mm und waren bei den anderen Widerlagern mit Werten zwischen 1 mm bis 3 mm deutlich geringer (vgl. Tab. 16-1, Zeile 3).

Die Setzungen an der Fahrbahnoberfläche und innerhalb der Hinterfüllungen wurden über einen Beobachtungszeitraum von 2,3 bis 4,5 Jahren nach Verkehrsfreigabe ermittelt (vgl. Tab. 16-1, Zeilen 1 und 2). Der kürzeste Zeitraum ergab sich dabei für die RiFa Hof am Bauwerk 37, die allerdings bereits während der Bauzeit als Baustraße genutzt wurde und dadurch vorbelastet war. Bei allen Hinterfüllungen lagen die Differenzen zwischen den letzten Messkampagnen in größeren Abschnitten nur noch im Bereich der Messgenauigkeit. Die Setzungen waren weitestgehend abgeklungen, so dass die unterschiedlichen Zeiträume die Bewertung der verschiedenen Hinterfüllungsvarianten nicht beeinflussten.

Um die Setzungen innerhalb der verschiedenen Hinterfüllungen zu ermitteln, wurden die Differenzverformungen zwischen oberem und unterem Längsmessrohr berechnet (oberes Messrohr ca. 2,3 m unter Fahrbahnoberkante). Über den vertikalen Abstand der beiden Messrohre konnten die bezogenen Setzungen im Hinterfüllmaterial zwischen den Messrohren bestimmt werden, die in Tab. 16-1 in Zeile 6 zusammengestellt wurden. Bei allen acht untersuchten Hinterfüllungsvarianten waren die bezogenen Setzungen kleiner als 0,5 ‰ (0,5 mm pro m Hinterfüllhöhe). Bei fünf der acht Hinterfüllungen lagen die bezogenen Setzungen zwischen 0,35 ‰ und 0,49 ‰, so dass die Unterschiede zwischen den Hinterfüll-

		Bauwerk BW 37				Bauwerk BW 15			
		RiFa Chemnitz		RiFa Hof		RiFa Wiesbaden		RiFa Frankfurt	
		HF1-37 RC- Material	HF4-37 langer Keil	HF2-37 Schotter 0/45	HF3-37 kurzer Keil	HF1-15 grob- körniger Boden	HF2-15 Schlepp- platte	HF3-15 qualif. Bd-Verb. bindig	HF4-15 qualif. BV nicht bindig
1	Verkehrsfreigabe	11.2006		11.2007 16 Monate nach Ende Hinterfüllarbeiten		03.2008		12.2008	
2	Untersuchungszeit- raum unter Verkehrs- belastung	bis 03.2010 3 Jahre, 4 Monate		bis 03.2010 2 Jahre, 4 Monate		bis 09.2012 4 Jahre, 6 Monate		bis 09.2012 3 Jahre, 7 Monate	
3	Setzungen Fahrbahn- oberfläche über Brückenwiderlagern	ca. 6 mm		ca. 2 mm		ca. 3 mm		ca. 1 mm	
4	Vertikalverformungen in Brückenmitte bei Sommer- und Winter- messung	Sommer: 6 mm Winter: 9 mm		Sommer: 3 mm Winter: 5 mm		Sommer: 4 mm Winter: 8 mm		Sommer: 1 mm Winter: 5,5 mm	
5	Mittelwert statischer Verformungsmodul E_{v2}	98 MN/m ²	--	171 MN/m ²	154 (RC-Mat. hinter Keil)	101 MN/m ²	136 MN/m ²	184 MN/m ²	501 MN/m ²
6	Bezogene Setzungen im Hinterfüllmaterial zwischen oberen und untern Messrohren	0,5 ‰	keine	0,4 ‰	0,2 ‰	0,4 ‰	0,2 ‰ unter Schlepp- platte	0,4 ‰	0,35 ‰
7	Maximale Setzung über Hinterfüllung auf Bezugsgerade zwischen Widerlager und Ende Hinterfüllg.	2,2 mm	1,3 mm	0,5 mm vor- belastet	0,8 mm vor- belastet	1,5 mm	6,3 mm hinter Schlepp- platte	1,8 mm	1,7 mm
8	maximale Abweichung zur Sollhöhe der Fahrbahn	30 mm	30 mm	50 mm	55 mm	10 mm	40 mm	10 mm	30 mm
9	Standardabweichung gegen gleitenden Mittelwert über 10 m	2,2 mm	2,5 mm	2,2 mm	3,4 mm	2,2 mm	2,9 mm	3,8 mm	5,2 mm
10	Längsebenenheitswir- kindex LWI	2,6 (M)	6,5 (R)	2,3 (L)	5,3 (R)	0,7 (L)	1,6 (L)	2,5 (L)	4,0 (L)

Tab. 16-1: Überblick über die Setzungen der verschiedenen Hinterfüllungsvarianten nach Verkehrsfreigabe.

lungen waren relativ gering waren. Innerhalb des Magerbetons am Bauwerk 37 (HF4-37, HF3-37) traten keine Setzungen ein. Unterhalb der Schleppplatte (HF2-15) und im RC-Material hinter dem kurzen Keil im HF3-37 lagen die bezogenen Setzungen bei ca. 0,2 ‰.

Nach Verkehrsfreigabe wurden im Schotter am Bauwerk 37 (HF2-37) lediglich Setzungen von 0,5 bis 1,0 mm ermittelt (bezogene Setzung 0,4 ‰). Allerdings waren hier während der ca. 12 Monate langen Nutzung des HF2-37 als Baustraße bereits Setzungen von ca. 1,5 mm zwischen oberem und unterem Längsmessrohr aufgetreten, die bei den Quermessrohren mit bis zu 4 mm nochmals deutlich größer waren. Das RC-Material am BW 37 (HF1-37) zeigte trotz des Bodenanteils eine Nachverfestigung, die durch eine Zunahme der einaxialen Druckfestigkeit belegt wurde. Die damit ansteigende Kohäsion wirkte sich günstig auf das Materialverhalten aus und führte zu geringen Verformungen auch innerhalb dieser Hinterfüllungsvariante.

Die Setzungen an der Fahrbahnoberfläche wurden über Nivellements im Standstreifen am BW 15 bzw. im Ein- und Ausgliederungsstreifen am BW 37 bestimmt. Eine Messung innerhalb der Fahrspur war aufgrund der dafür nötigen Sperrungen in Anbetracht der häufigen Wiederholungsmessungen nicht möglich. Bei beiden Brücken gab es großräumige Setzungen über die Länge des gesamten Nivellementzuges, die neben den Brücken auch die angrenzenden Hinterfüllungen und Streckenabschnitte erfassten. Die Größenordnung ist aus den Setzungen der Fahrbahnoberfläche über den Brückenwiderlagern ersichtlich, die Tab. 16-1 in Zeile 3 enthält. Da gleichmäßige Setzungen keine Auswirkung auf die Fahrbahnebenheit haben, wurden für den Vergleich der Hinterfüllungen für jeden Hinterfüllbereich Bezugsgeraden festgelegt, die zwischen Widerlager und dem anschließenden Streckenbereich verliefen. Die beim Nivellement ermittelten Fahrbahnhöhen wurden dann gegenüber dieser Bezugsgerade ausgewertet. Die maximalen Differenzen zur Bezugsgerade lagen mit einer Ausnahme zwischen 0,5 mm und 2,2 mm und waren damit sehr gering (vgl. Tab. 16-1, Zeile 7). Eine deutliche Setzungsmulde zeigte sich über dem grobkörnigen Material hinter der Schleppplatte (HF2-15), bei der die maximale Differenz zur Bezugsgerade 6,3 mm betrug. In diesem Bereich waren die Setzungen deutlich höher, als bei der Referenzhinterfüllung mit maximal 1,45 mm, die mit demselben Material aber ohne Schleppplatte ausgeführt wurde (HF1-15). Über den qualifizierten Bodenverbesserungen im HF3-15 und HF4-15 sowie über dem langen Betonkeil im HF4-37 lagen die Setzungen zur Bezugsgerade mit ca. 1,5 mm in der gleichen Größenordnung. Die Richtungsfahrbahn Hof diente als Baustraße, so dass die Hinterfüllungen HF2-37 und HF3-37 bereits vor Einbau der Asphaltdeckschicht und Verkehrsfreigabe durch den Baustellenverkehr vorbelastet waren. Nach Verkehrsfreigabe waren die Setzungen dadurch geringer und lagen bei ca. 0,6 mm gegenüber der Bezugsgerade.

Die Relativsetzungen der Fahrbahnoberfläche zwischen Hinterfüllung und Brücke durch die Verkehrsbelastung (Tab. 16-1, Zeile 7) waren kleiner als die temperaturbedingten Vertikalverformungen in der Mitte des Brückenüberbaus zwischen Sommer und Winter, die bei ca. 3 bis 4 mm lagen (Differenz der Werte in Tab. 16-1, Zeile 4).

Bei allen untersuchten Hinterfüllungsvarianten lagen die eingetretenen Setzungen noch unterhalb der Fertigungstoleranz für den Asphaltoberbau von 4 mm bei einer 4 m langen Messstrecke nach ZTV Asphalt StB. Bei allen untersuchten Hinterfüllungsvarianten waren die Setzungen innerhalb der Hinterfüllung so klein, dass eine Entscheidung über die Hinterfüllungsvariante ausschließlich in Hinblick auf die Kosten erfolgen kann.

In diesem Zusammenhang sei nochmals darauf hingewiesen, dass die untersuchten Brücken als Ersatzneubauten auf vorbelastetem und konsolidiertem Untergrund errichtet wurden. Die gemessenen Setzungen des Untergrundes waren gleichmäßig verteilt und führten nicht zu ungleichmäßigen Setzungen zwischen Hinterfüllung und Brücke. Insbesondere bei tief gegründeten Brücken und Dammschüttungen im Zuge von Neubaumaßnahmen können erhebliche Setzungsunterschiede zwischen den Hinterfüllungen und den Brückenbauwerken entstehen, die jedoch nicht Gegenstand der vorliegenden Arbeit waren und bei entsprechenden Baumaßnahmen gesondert zu untersuchen sind.

16.4 Längsebenheit vor und nach Verkehrsbelastung

Für die Herstellung der Asphaltdeckschichten wird eine Gradientenhöhe (Sollhöhe) vorgegeben, die im Bereich von Brücken ggf. durch eine Ausgleichsgradienten an die Rohbauisthöhe anzupassen ist. Bereits vor Verkehrsfreigabe wurden bei beiden Bauwerken deutliche Differenzen zwischen Soll- und Ist-Höhe der Fahrbahn festgestellt. Die Ist-Höhe wurde dabei mit mehreren Nivellementzügen wenige Tage nach Herstellung der Deckschichten ermittelt (vgl. Tab. 16-1, Zeile 8). Die Abweichungen betragen bis zu 50 mm und hatten negative Auswirkungen auf die Längsebenheit, die insbesondere über dem Hinterfüllbereich 3 am BW 37 auch fahrdynamisch in Erscheinung traten.

Die Einbauabweichungen betragen häufig mehr als das 10-fache der später eingetretenen Setzungen unter Verkehr.

Mit zwei unterschiedlichen Ansätzen wurde nachgewiesen, dass die Ebenheit im Längsprofil bei den untersuchten Brücken nur vom Einbauzustand der Asphaltdeckschicht abhängig war. Bereits beim Nivellement nach Herstellung der Decke zeigten sich wellenförmige Unebenheiten, die durch die späteren Setzungen unter Verkehrsbelastung nicht wesentlich verändert wurden. Die Setzungen führten zu keiner signifikanten Veränderung bei der Fahrbahnebenheit.

Zum Nachweis wurden in Anlehnung an ZTV ZEB-StB die Standardabweichungen zu gleitenden Mittelwerten über eine Betrachtungslänge von 30 m, 10 m und 4 m für die Nivellements vor Verkehrsfreigabe und am Ende des Beobachtungszeitraumes nach einer Verkehrsbelastung von bis zu 4 Jahren berechnet. Diese wiesen keine statistisch signifikanten Unterschiede auf (vgl. Tab. 16-1, Zeile 9). Beim zweiten Ansatz wurden Messfahrten ausgewertet, die im Rahmen der Zustandserfassung ausgeführt wurden. Die Ebenheit bei den Messfahrten lag trotz der Verkehrsbelastung in der gleichen Größenordnung, wie beim Nivellement vor Verkehrsfreigabe.

Maßgebend für die Ebenheit im Längsprofil war somit allein der Zustand vor Verkehrsfreigabe und damit die beim Einbau der Deckschicht erreichte Ebenheit.

Mit den Messfahrten lagen Informationen zur Ebenheit im Längsprofil von insgesamt 250 km der Autobahnen A 72 und A 66 vor. Nach ZTV ZEB-StB wird dabei die Ebenheit mit den Kennzahlen Allgemeine Unebenheit AUN und Längsebenheitswirkindex LWI für 100 m lange Einzelabschnitte charakterisiert.

Die acht Hinterfüllbereiche konnten acht Einzelabschnitten zugeordnet werden, die allerdings auch die Fahrbahn über der Brücke und angrenzende Streckenbereiche enthielten. Der Abnahmewert an den LWI von 1,0 nach ZTV ZEB-StB wurde bei 7 der 8 Einzelabschnitte mit den Hinterfüllungen überschritten (vgl. Tab. 16-1, Zeile 10). Auch der Warnwert des LWI von 3,0 wurde bei drei Abschnitten nicht eingehalten. In zwei Fällen am Bauwerk 37 lag die Ursache für den hohen LWI bei den Fahrbahnübergängen über der Dehnfuge, die gegenüber der Asphaltoberfläche zu tief eingebaut wurden (Einzelhindernisse, Radlastfilter maßgebend: HF4-37 und HF3-37). In dieser Hinsicht hat sich die integrale Bauweise am BW 15 mit dem durchgehenden Einbau der Deckschicht als vorteilhaft erwiesen.

Die Ebenheit im Längsprofil war in den Auswerteabschnitten, die Brücken mit den angrenzenden Hinterfüllungen enthielten, deutlich schlechter als im Bereich der freien Strecke. In der Zustandsklasse 4 mit einem LWI von mehr als 9 ist nach ZTV ZEB zu prüfen, ob bauliche oder verkehrsbeschränkende Maßnahmen erforderlich sind. Bei den betrachteten 250 km Autobahn enthielten mehr als die Hälfte der Abschnitte mit Zustandsklasse 4 Brücken mit den angrenzenden Hinterfüllungen, obwohl deren Anteil an der Gesamtstrecke nur 13 % betrug.

Bei den untersuchten Brücken hatten die Setzungen nach Verkehrsfreigabe keinen Einfluss auf die Ebenheit im Längsprofil. Im Hinblick auf eine Kostenoptimierung sollte daher zunächst die Höhengenaueigkeit beim Einbau der Deckschichten verbessert werden. Als einfache Sofortmaßnahme wird vorge-

schlagen, die Fahrbahnhöhe auf einer Länge von mindestens 30 m im Anschluss an die Brückenbauwerke mit Nivellement im Abstand von mindestens 2,0 m nach Herstellung der Deckschichten zu ermitteln. Dadurch können die Abweichungen zur Soll-Höhe von den späteren Setzungen unter Verkehrsbelastung getrennt werden. Da beim Einbau der Deckschicht häufig nur auf die einzuhaltende Einbaudicke geachtet wird, sollte die Höhe der Asphalttragschicht und der Binderschicht überprüft werden, bevor die nächsten Schichten eingebaut werden, damit ggf. Korrekturen vorgenommen werden können.

16.5 Temperaturverformungen beim Bauwerk 15

Am Bauwerk 15 wurden im Beobachtungszeitraum zwischen März 2008 und Oktober 2012 Lufttemperaturen zwischen -12 und 33 °C gemessen. Im Beton in der Mitte des Brückenüberbau lagen die Temperaturen zwischen -6 und 31 °C. Zwischen der Lufttemperatur und der Temperatur im Brückenüberbau konnte ein funktionaler Zusammenhang abgeleitet werden.

Die Lagemessungen der oberen Zielmarken 2,4 m unter Fahrbahnoberkante ergaben die größten Widerlagerverformungen in den spitzwinkligen Ecken der beiden Richtungsfahrbahnen, die mit Verformungsbeträgen von bis zu 5 mm zwischen Sommer und Winterstellung etwa doppelt so groß waren, wie in den stumpfwinkligen Ecken des Bauwerks (Schiefe im Grundriss der Brücke ca. 45°).

Durch Vergleich der Extensometermesswerte, die stündlich vorlagen, mit den Ergebnissen der Lagemessung im Abstand von 6 Monaten konnte gezeigt werden, dass mit dem fünf Meter langem Extensometer im Hinterfüllbereich 1 mit dem grobkörnigen Material nicht die gesamten Verschiebungen zwischen Hinterfüllung und Widerlager erfasst wurden. Im Gegensatz dazu wurden im Hinterfüllbereich 3 mit der qualifizierten Bodenverbesserung die gesamten Widerlagerverformungen innerhalb der 20 cm dicken vertikalen EPS-Schicht aufgenommen. Für beide Messquerschnitte konnte vereinfachend von Fußpunktdrehungen zwischen Winter- und Sommerstellung ausgegangen werden, die von Verschiebungen des Brückenbauwerkes überlagert waren. Bei Kopfverschiebungen von ca. 5 mm ergaben sich Drehwinkel von insgesamt ca. $0,7$ mm/m zwischen Sommer- und Winterstellung in den Messquerschnitten (Fußpunktdrehung etwa in Höhe der Fundamentunterkante).

16.6 Erddruck beim Bauwerk 15

Die Verschiebungen zwischen Widerlager und Hinterfüllung bewirkten erhebliche Schwankungen des gemessenen Erddrucks im Hinterfüllbereich 1 mit grobkörnigem Boden zwischen Sommer und Winter, die zusätzlich von ausgeprägten Tagesschwankungen überlagert wurden. Dabei traten die größten jahreszeitlichen Erddruckschwankungen bei den Erddruckgebern D03 und D04 in einer Tiefe von 4,30 m unter Fahrbahnoberkante auf (etwa halbe Widerlagerhöhe). Die Messwerte lagen hier zwischen 120 kN/m² im Sommer und ca. 20 kN/m² im Winter. Die maximalen Tagesschwankungen betragen bis zu 25 kN/m² und traten überwiegend im Sommer auf. Die zyklischen Schwankungen waren größer, als nach den theoretischen Ansätzen zu erwarten war.

Die maximalen Erddruckbeiwerte mit einem Verhältnis von horizontaler Erddruckspannung zu Vertikalspannung von maximal **2,0** wurden beim oberen Geber D08 in einer Tiefe von 1,30 m unter Fahrbahnoberkante im Sommer 2010 gemessen. Etwa ab Oktober bis März trat bei den oberen Gebern bei Überbautemperaturen unter 10 °C fast kein Erddruck mehr auf (schwankende Erddruckwerte unter 10 kN/m²).

Der über die gesamte Widerlagerhöhe einwirkende Erddruck lag im Winter bei minimal 124 kN/m und stieg im Sommer auf maximal 500 kN/m im Messquerschnitt HF 1. Dies entsprach einem resultierenden

Erddruckbeiwert K_{res} infolge Bodeneigengewichts über die gesamte Hinterfüllhöhe zwischen 0,25 und 0,90. Damit wurde der Erdruchdruck in den Sommermonaten deutlich überschritten. Im ersten Beobachtungsjahr war der Erddruck vom Einbauzustand geprägt, so dass der resultierende Erddruck in Abhängigkeit von den Widerlagerverformungen anders als in den Folgejahren verlief.

Der gemessene Erddruck war in Abhängigkeit von den Widerlagerverdrehungen deutlich höher, als mit den Ansätzen für den mobilisierten Erddruck von VOGT (1984), BESLER (1998) und BARTL (2004) berechnet. Als Ausgangslage wurden dabei die Widerlagerverdrehungen bei Erdruchdruck angesetzt, da der Erdruchdruck auch den Ausgangswert für die drei Mobilisierungsansätze bildet.

In der Bemessungspraxis wird i.d.R. der Ansatz nach VOGT (1984) mit den Verschiebungen von der Ausgangsstellung zur Sommerstellung verwendet. Durch die Tageszyklen in der Winterstellung können Materialumlagerungen erfolgen. Es wird daher empfohlen, beim Ansatz für den mobilisierten Erddruck nach VOGT die Gesamtverformung zwischen Winter- und Sommerstellung zu verwenden, damit ergab sich ein auf der sicheren Seite liegender Wert von $E_{res} = 540 \text{ kN/m}$. In der Winterstellung wurde der aktive Erddruck ohne Berücksichtigung der Kohäsion unterschritten. Bei der Bemessung ist daher auch der Einfluss der Kapillarkohäsion zu berücksichtigen.

Im Hinterfüllbereich 3 am Bauwerk 15 wurde eine qualifizierte Bodenverbesserung ausgeführt. Um zu hohe Zwangsbeanspruchungen im Rahmen zu vermeiden, wurde zwischen dem Widerlager und der qualifizierten Bodenverbesserung eine vertikale EPS-Schicht eingebaut (Dicke = 20 cm). Dadurch verlief der Erddruck mit deutlich geringeren Jahres- und Tagesschwankungen und war insgesamt deutlich niedriger. Der resultierende Erddruck E_{res} über die gesamte Widerlagerhöhe betrug im Winter nur 25 kN/m und nahm im Sommer bis auf maximal 166 kN/m zu (K_{res} zwischen 0,04 und 0,27).

Durch die Druckfestigkeit der qualifizierten Bodenverbesserung von mindestens $1,1 \text{ N/mm}^2$ und die damit verbundene hohe Kohäsion in Kombination mit dem Einbau der vertikalen EPS-Schicht konnte der einwirkende Erddruck im Vergleich zur Hinterfüllung mit dem grobkörnigen Boden um den Faktor 3 bis 4 reduziert werden.

17 Schlussfolgerungen

1. Alle untersuchten Materialien (grobkörniger Boden, Schotter, RC-Material, qualifizierte Bodenverbesserung, Magerbeton) haben sich für setzungsarme Hinterfüllungen als geeignet erwiesen.
2. Bei einer qualitätsgerechten Hinterfüllung sind keine Setzungen innerhalb der Hinterfüllung durch die Verkehrsbelastung zu erwarten, die negative Auswirkungen auf die Längsebenheit und damit den Fahrkomfort aufweisen.
3. Der Kontrollumfang nach ZTV E-StB ist bei der Ausführung der Hinterfüllarbeiten unbedingt einzuhalten und ggf. zu erhöhen.
4. Zwischen Ist- und Soll-Höhe der Fahrbahndecke traten vor Verkehrsfreigabe teilweise Abweichungen im cm-Bereich auf. Diese waren wesentlich größer als die nach Verkehrsfreigabe eingetretenen Setzungen.
5. Die Unebenheit im Längsprofil wurde bei beiden Bauwerken ausschließlich durch die Höhenungenauigkeit beim Einbau der Deckschichten verursacht. Die späteren Setzungen unter Verkehrsbelastung führten zu keiner signifikanten Veränderung bei der Ebenheit im Längsprofil.
6. Für eine Verbesserung der Längsebenheit am Übergang zwischen Brücke und Hinterfüllung muss daher die Höhengenaugigkeit bei der Herstellung des Asphaltoberbaus verbessert werden (Ziel geringere Abweichungen zur Sollhöhe bzw. zur Ausgleichsgradiente).

7. Eine Kontrolle der Höhe der Asphalttragschicht durch Nivellement ist dafür erforderlich (zulässige Abweichung zur Sollhöhe +/-10 mm nach ZTV Asphalt-StB wird meist nicht kontrolliert).
8. Für die Deckschicht sind in der ZTV Asphalt keine zulässigen Abweichungen zur Sollhöhe vorgegeben. Es sollten jedoch mindestens die Anforderungen an die Asphalttragschicht eingehalten werden. In die ZTV Asphalt sollten zulässige Abweichungen von der Soll-Höhe bei der Deckschicht sowie eine Abzugsregel aufgenommen werden
9. Eine Kontrolle der Ebenheit auf der Deckschicht mit dem Planographen nach TP Eben ist allein nicht ausreichend, da damit nur die Ebenheit auf einer 4 m langen Messstrecke erfasst wird und keine Aussagen für längere Wellenbereiche getroffen werden können. Zusätzlich sollte deshalb ein Nivellement der Fahrbahnoberfläche vor Verkehrsfreigabe mit einem Punktabstand von maximal 2 m durchgeführt werden und die Höhenabweichungen zum gleitenden Mittelwert über 10 m und 30 m dargestellt werden. Für die jeweiligen Höhenabweichungen sollten maximal zulässige Werte festgelegt und in die ZTV-Asphalt aufgenommen werden. Bei größeren Baumaßnahmen wird eine vollständige Zustandserfassung mit einem Messfahrzeug nach ZTV ZEB-StB vor Verkehrsfreigabe empfohlen.
10. Wenn durch eine verstärkte Überwachung des höhengerechten Einbaus der Asphalttschichten keine Verbesserungen bei den Unebenheiten erzielt werden können, müssen neue Einbautechnologien für die Herstellung des Asphaltoberbaus im Anschlussbereich zum Brückenbauwerk entwickelt werden. So könnten z.B. alle Schichten mit Fertignern eingebaut werden, die über Bohlen mit 3D-Steuerung verfügen.
11. Bei integralen Bauwerken sind die Parameter des beim späteren Bau einzusetzenden Hinterfüllmaterials bei der Bemessung zu berücksichtigen bzw. festzulegen (obere und untere Grenzwerte für die Scherfestigkeit).
12. In der Hinterfüllung mit grobkörnigen Boden schwankte der über die gesamte Widerlagerhöhe resultierende Erddruck K_{res} zwischen 0,25 im Winter und 0,90 im Sommer bei relativ geringen Drehwinkeln von $s_h/h=0,7$ zwischen Winter- und Sommerstellung.
13. Der in der Hinterfüllung mit grobkörnigem Boden gemessene maximale Erddruck in der Sommerstellung war größer, als der Erddruck, der nach dem Ansatz von VOGT mit den Verformungen aus der Ausgangsstellung berechnet wurde.
14. Bei der Ermittlung des mobilisierten Erdwiderstandes mit dem Ansatz nach VOGT sollten die Gesamtverformungen zwischen Winter- und Sommerstellung angesetzt werden.
15. Bei der Ermittlung des minimal einwirkenden Erddruckes in der Winterstellung muss auch bei grobkörnigen Böden die Kapillarkohäsion berücksichtigt werden.
16. Für den Erddruckansatz bei der Bemessung integraler Brücken sollten weitere Felduntersuchungen an Brücken mit höheren Spannweiten durchgeführt werden, da die derzeit verwendeten Ansätze nicht in jedem Fall auf der sicheren Seite liegen.

Literaturverzeichnis

- ABAQUS (2010): Abaqus Analysis User's Manual, Volume III, Materials, Version 6.10, SIMULIA, Dassault Systemes.
- ABU-HEJLEH, N.; HANNEMAN, D.; WANG, T. und KSOURI, I. (2008):
Evaluation and Recommendations for Flowfill and Mechanically Stabilized Earth Bridge Approaches. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board Heft 2045.
- ABU-HEJLEH, N.; ZORNBERG, J. G.; WANG, T. und WATCHARAMONTHEIN, J. (2002):
Monitored Displacements of Unique Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutment. Geosynthetics International (9) 1, S. 71-95.
- ARBEITSGRUPPE "ERD- UND GRUNDBAU" (1994):
Entstehung und Verhütung von Frostschäden an Straßen. Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, FGSV Heft 105, Bonn.
- ARNOLD, M. (2004):
Zur Berechnung des Erd- und Auflastdrucks auf Winkelstützwände im Gebrauchszustand Michael Arnold. Mitteilungen / Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden Heft 13, Institut für Geotechnik Dresden.
- ARNOLD, M. und HERLE, I. (2008):
Passiver Erddruck auf erdüberdeckte Widerlager. Vorträge der 2. Fachtagung Geotechnik, Schriftenreihe Geotechnik, Heft 2: 239-248.
- BARTL, U. (2004):
Zur Mobilisierung des passiven Erddrucks in kohäsionslosem Boden. Mitteilungen - Institut für Geotechnik, TU Dresden.
- BERGER, D.; GRAUBNER, C.-A.; PELKE, E. und ZINK, M. (2004):
Besonderheiten bei Entwurf und Bemessung integraler Betonbrücken. Beton- und Stahlbetonbau (99) 4, S. 295-303.
- BESLER, D. (1995):
Verschiebungsgrößen bei der Mobilisierung des Erdwiderstandes von Sand. Bautechnik (72) 11, S. 748-755.
- BESLER, D. (1998):
Wirklichkeitsnahe Erfassung der Fußauflagerung und des Verformungsverhaltens von gestützten Baugrubenwänden. Schriftenreihe des Lehrstuhls Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund Heft 22.
- BRAUN, A.; SEIDL, G. und WEIZENEGGER, M. (2006):
Rahmentragwerke im Brückenbau. Konstruktion, Berechnung und volkswirtschaftliche Betrachtung. Beton- und Stahlbetonbau (101) 3, S. 187-197.
- CAREV, A. I. und FELDMAN, A. I. (1965):
Druck sandiger Hinterfüllungen auf die Wände der Kammern von Schiffahrtsschleusen (russ.). Gidrotechnicheskoe stroitelstvo (35) 9, S.
- DICLELI, M. (2000):
A rational design approach for prestressed-concrete-girder integral bridges. Engineering Structures (22) 3, S. 230-245.
- DICLELI, M. und ALBHAI, S. M. (2004):
Performance of abutment-backfill system under thermal variations in integral bridges built on clay. Engineering Structures (26) 7, S. 949-962.
- DICLELI, M. und ERHAN, S. (2010):
Effect of soil-bridge interaction on the magnitude of internal forces in integral abutment bridge components due to live load effects. Engineering Structures (32) 1, S. 129-145.
- DÜRRWANG, R.; SCHULZ, G. und NEIDHART, T. (1999):
Erdbauwerke für Hochleistungsstrecken, Neues Konzept. Eisenbahningenieur (50) 8, S. 20-23.

- EISENMANN, J. (1998):
Verdrehung der Brückenenden. Eisenbahningenieur (49) 5, S. 22-23.
- EISENMANN, J. und LEYKAUF, G. (1977):
Störung der Gleislage beim Übergang zu Kunstbauwerken. ETR Eisenbahntechnische Rundschau (26) 10, S. 673-683.
- ENGELSMANN, S. (1998):
Integrale Betonbrücken, Entwerfen und Bemessen von Brücken ohne Lager und Fugen.
- ENGELSMANN, S.; SCHLAICH, J. und SCHÄFER, K. (1999):
Entwerfen und Bemessen von Betonbrücken ohne Fugen und Lager. Deutscher Ausschluß für Stahlbeton Heft 496.
- ENGLAND, G. L. und TSANG, N. C. M. (2001):
Towards the Design of Soil Loading for Integral Bridges, Experimental Evaluation. Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London.
- ENGLAND, G. L.; TSANG, N. C. M. und BUSH, D. I. (2000):
Integral bridges a fundamental approach to the time temperature loading problem. London.
- FRANKE, E. und SCHUPPENER, B. (1986):
Erddruckmessungen an einem Schiffshebewerk und an einer Schleuse. 8. Donaueuropäische Konferenz für Bodenmechanik und Grundbau.
- FUCHS, W.; FUCHS, M.; DANZL, V. und DANNHORN (2007):
Vorgespannte integrale Brücken - Erfahrungen aus der Praxis. Münchner Massivbau Seminar. TU München.
- GEBERT, G.; PÜCHSEL, J.-P. und FITZENREITER, P. (2004):
Musterentwürfe für Rahmenbrücken in Verbundbauweise und deren Umsetzung in der Praxis. Bauingenieur (79) 4, S. 357-367.
- GEIER, R.; KLAMPFER, S. und GRBIC, S. (2010):
Planung und Ausführung einer direkt befahrbaren integralen Brücke in Österreich. Beton- und Stahlbetonbau (105) 3, S. 186-195.
- GENTZ, E. (2003):
Zur Problematik an Überbauenden von Eisenbahnbrücken. Eisenbahningenieur (54) 3, S. 51-56.
- GLÖTZL, F. (1994):
Digital-Inklinometer, Funktion und Anwendung. Fachseminar "Messen in der Geotechnik". TU Braunschweig.
- GREIMANN, L. F.; PHARES, B. M.; FARIS, A. und BIGELOW, J. (2008):
Integral Bridge Abutment-to-Approach Slab Connection. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board.
- GROßMANN, D. (2001):
Bodenverfestigung im Bauwerkshinterfüllungsbereich; Vorschläge und Beispiele im Zuge des sechsstreifigen Ausbaues der BAB A 4. in 37. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau, Niederschrift der 37. Tagung am 3. und 4. Mai 2000 in Erfurt, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen: Straßenbau. Wirtschaftsverl. NW Verl. für Neue Wiss. Bremerhaven.
- GUTJAHR, S. und HETTLER, A. (2004):
Erdwiderstand bei beliebigem Wanddrehpunkt auf Grundlage der Hypoplastizität. Bautechnik (81) 8, S. 630-638.
- HABERLAND, J. und GLÖTZL, F. (2006):
Neu entwickelte Bohrloch-Streckenmesssonde. in Messen in der Geotechnik 2006. Braunschweig.
- HEINEKE, S. und KATZENBACH, R. (2001):
Gebrauchstauglichkeitsuntersuchungen zum Langzeitsetzungsverhalten der Festen Fahrbahn im Modellversuch. Bauingenieur (76) 6, S. 276-282.
- HELWANY, S. (2007):
Applied soil mechanics with ABAQUS applications. John Wiley Hoboken.

- HELWANY, S. M. B.; WU, J. T. H. und FROESSL, B. (2003):
GRS bridge abutments--an effective means to alleviate bridge approach settlement.
Geotextiles and Geomembranes (21) 3, S. 177-196.
- HERLE, I. (1997):
Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe Karlsruhe.
- HEROLD, A. (2008):
Brückenwiderlager aus KBE - Hinweise für Entwurf und Ausführung.
6. Kolloquium "Bauen in Boden und Fels" in Ostfildern, S.
- HETTLER, A. (1986):
Modelluntersuchungen der Gleissetzungen am Übergang Brücke-Damm.
ETR Eisenbahntechnische Rundschau (35) 4, S. 245-250.
- HETTLER, A. und MAIER, T. (2004):
Verschiebungen des Bodenauflegers bei Baugruben auf der Grundlage der Mobilisierungsfunktion von Besler. Bautechnik (81) 5, S. 323-336.
- HEYM, T. (2005):
Geotechnische Problemlösungen im Frankfurter Bänderton.
15. Tagung für Ingenieurgeologie. Erlangen.
- HILLIG, J. (1994):
Erdbautechnische Anforderungen an eine schotterlose Fahrbahn.
Eisenbahningenieur (45) 5, S. 324-334.
- HILLIG, J. (1996):
Geotechnische Anforderungen an den Eisenbahnunterbau. Eisenbahningenieur (47) 3, S. 24-30.
- HILLMANN, R.; KOCH, C. und WOLF, A. (2004):
Untersuchungen zum Einsatz von EPS-Hartschaumstoffen beim Bau von Straßendämmen. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen: S, Straßenbau Heft S34.
- HILMER, K. (1976):
Erddruck auf Schleusenkammerwände. Mitteilung / Baugrundinstitut Stuttgart, Universität Stuttgart Baugrundinstitut Stuttgart.
- HOLST, K. H. (2004):
Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton Entwurf, Konstruktion und Berechnung.
- HOPPE, E. J. (2005):
Field study of integral backwall with elastic inclusion. Charlottesville, Virginia,
Virginia Transportation Research Council.
- HOPPE, E. J. (2008):
Performance of a skewed semi-integral bridge - field monitoring. Charlottesville, Virginia,
Virginia Transportation Research Council.
- HOPPE, E. J. und GOMEZ, J. P. (1996):
Field Study of an Integral Backwall Bridge. Virginia Transportation Research Council.
- HORVATH, J. S. (2005):
Integral-abutment bridges: Geotechnical problems and solutions using geosynthetics and ground improvement. The 2005 FHWA Conference on Integral Abutment and Jointless Bridges. Baltimore.
- JAUP, A. (1999):
Anwendung von 1g Modellversuchen auf das Setzungsverhalten im Hinterfüllungsbereich von Brückenwiderlagern. Schriftenreihe Geotechnik Heft 7, Kassel.
- KEMPFERT, H.-G.; JAUP, A. und STADEL, M. (2000):
Geotechnische Konstruktionen am Übergang Brücke-Erdbauwerk. in Vorträge der Baugrundtagung 2000 in Hannover.

- KEUSER, M.; SCHÖNTHALER, C.; FUCHS, M. und HILLER, E. (2008):
Brücke im Damm - Eine integrale Stahlbetonkonstruktion unter Temperatureinwirkung.
Beton- und Stahlbetonbau (103) 5, S. 286-295.
- KIM, W. und LAMAN, J. A. (2010a):
Integral abutment bridge response under thermal loading.
Engineering Structures (32) 6, S. 1495-1508.
- KIM, W. und LAMAN, J. A. (2010b):
Numerical analysis method for long-term behavior of integral abutment bridges.
Engineering Structures (32) 8, S. 2247-2257.
- KLUNKER, F. (1973):
Konstruktive Probleme und Maßnahmen im Übergangsbereich von Brückenbauerken und Beton-
fahrbahnen. Straße und Autobahn (24) 12, S. 506-511.
- KÖNIG, G.; MAURER, R. und ZICHNER, T. (1986):
Spannbeton: Bewährung im Brückenbau Analyse von Bauwerksdaten, Schäden u. Erhaltungskosten.
Springer Berlin.
- KOSKINEN, M. (2005):
Modeling of Soil-Structure Interaction between Railway Bridge and Soil.
2005 ABAQUS Users' Conference.
- KRIEGER, J. (1997):
Verhalten von Fahrbahnübergängen aus Asphalt infolge Horizontallasten. Berichte der Bundesanstalt für Strassenwesen : B, Brücken- und Ingenieurbau.
- LAUMANS, Q. (1977):
Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearem Stoffverhalten des Bodens. Mitteilung / Baugrundinstitut Stuttgart, Universität Stuttgart Heft 7, Stuttgart.
- LOCK, R. J. (2002):
Integral bridge abutments. University of Cambridge, Department of Engineering.
- MAHLO, G. und SCHÜMANN, S. (2008):
Horizontale Verschiebungen von Fundamenten integraler Brücken infolge tangentialer Einwirkungen.
Bauingenieur (83) 11, S. 478-485.
- MARX, S.; KRONTAL, L.; BÄTZ, S. und VEHLOW, A. (2010):
Die Scherkondetalbrücke, die erste semi-integrale Talbrücke der DB AG auf der Neubaustrecke Erfurt - Leipzig/Halle VDE 8.2. Beton- und Stahlbetonbau (105) 3, S. 134-141.
- MÜLLER, R.; PIRSKAWETZ, S. und WEISE, F. (2007):
Einfluss der Wärmeabstrahlung, -leitfähigkeit und -kapazität von Mineralstoffen auf die Energiebilanz von Fahrbahnbefestigungen. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik Heft 968, Bonn.
- MUNCKE, M.; MEINLSCHMIDT, A. und HILLIG, J. (1999):
Neue Erkenntnisse und Lösungen im Brücken-, Tunnel-, Erd- und Grundbau.
ETR Eisenbahntechnische Rundschau (48) 10, S. 622-638.
- NIEMUNIS, A. und HERLE, I. (1997):
Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. Mechanics of Cohesive-frictional Materials (2) 4, S. 279-299.
- PELKE, E.; BERGER, D.; GRAUBNER, C.-A. und ZINK, M. (2003):
Fugenloses bauen, Entwurfshilfen für integrale Straßenbrücken. Schriftenreihe der Hessischen Straßen- und Verkehrsverwaltung Heft 50 - 2004, Wiesbaden.
- PÖTZL, M. und NAUMANN, F. (2005):
Fugenlose Betonbrücken mit flexiblen Widerlagern. Beton- und Stahlbetonbau (100) 8, S. 675-685.
- PÖTZL, M.; SCHLAICH, J. und SCHÄFER, K. (1996):
Grundlagen für den Entwurf, die Berechnung und konstruktive Durchbildung lager- und fugenloser Brücken. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 461.

- REHFELD, E. und SCHULZ, E. (2000):
Widerlagerhinterfüllungen im Bahnbau. in Vorträge der Baugrundtagung 2000 in Hannover.
- ROMEIJN, A. (2006):
Auswirkungen von Temperatur, Schwinden und Kriechen auf Integralbrücken.
Stahlbau (75) 3, S. 231-237.
- RUMP, R.; EHLING, B. und REHFELD, E. (1996):
Wirkungen von Verkehrserschütterungen auf Erdbauwerke und ungebundene Tragschichten im Oberbau. ETR Eisenbahntechnische Rundschau (45) 7/8, S. 485-491.
- SCHENKEL, M.; GOLDACK, A.; SCHLAICH, J. und KRAFT, S. (2010):
Die Gänsebachtalbrücke, eine integrale Talbrücke der DB AG auf der Neubaustrecke Erfurt-Leipzig/Halle. Beton- und Stahlbetonbau (105) 9, S. 590-598.
- SCHIEFER, S.; FUCHS, M.; BRANDT, B.; MAGGAUER, G. et al. (2006):
Besonderheiten beim Entwurf semi-integraler Spannbetonbrücken: Eine Alternative im Brückenbau mit zunehmender Bedeutung - aufgezeigt am Beispiel der Fahrbachtalbrücke im Zuge der BAB A3 bei Aschaffenburg. Beton- und Stahlbetonbau (101) 10, S. 790-802.
- SCHLAICH, J. und MEESE, L. (2004):
Die Auerbachbrücke in Stuttgart -eine fugen- und lagerlose, leichte und transparente Betonbrücke. Bauingenieur (79) 4, S. 353-356.
- SCHMIDT, H.-H. (1981):
Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund.
- SCHÜLLER, M. (2004):
Konzeptionelles Entwerfen und Konstruieren von Integralen Betonbrücken.
Beton- und Stahlbetonbau (99) 10, S. 774-789.
- SEIDEL, R. (2000):
Feste Fahrbahn auf großen Stahlüberbauten der NBS Hannover-Berlin.
Eisenbahningenieur (51) 1, S. 23-29.
- SOCINA, M. (2002):
Umsetzung des Längsebenheitswirkindex (LWI) im Rahmen der systematischen Straßenerhaltung.
Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik Heft 1016, Bonn.
- SPOTKA, H. (1977):
Einfluss der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttler auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand. Mitteilung / Baugrundinstitut Stuttgart, Universität Stuttgart Heft 9.
- STEINAUER, B. (2009):
Moderne Bewertung der Straßenlängsebenheit. Straße und Autobahn (60) 8, S. 485-489.
- STEINAUER, B.; KEMPKENS, E. und UECKERMANN, A. (2003):
Zustandserfassung und -bewertung der Bundesfernstraßen - Verbessertes Verfahren zur Beurteilung der Längsebenheit. Straße und Autobahn (54) 1, S. 29-37.
- SULTEN, P. (1992):
Erfassung und Beurteilen der Längsebenheit von Straßen, Straße und Autobahn (43) 2, S. 75-87.
- SZCZYRBA, S. und KUDLA, W. (2008a):
Constructions for the backfill area of bridge abutments with less settlements. in Proceedings of the 19th European Young Geotechnical Engineers Conference, Győr, Hungary 3-6 September.
- SZCZYRBA, S. und KUDLA, W. (2008b):
Setzungsreduzierende Bauweisen für den Hinterfüllbereich von Brückenwiderlagern. in Vorträge der Baugrundtagung 2008 in Dortmund.
- SZCZYRBA, S. und KUDLA, W. (2008c):
Verformungsmessungen im Hinterfüllbereich von Brückenwiderlagern. in Messen in der Geotechnik 2008. Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig.

- SZCZYRBA, S. und KUDLA, W. (2010):
Verformungen bei verschiedenen Hinterfüllungsvarianten und Erddruckentwicklung an einem integralen Brückenbauwerk. in Bauen in Boden und Fels, 7. Kolloquium Technische Akademie Esslingen am 26./27.01.2010. Ostfildern.
- TATSUOKA, F. (2008):
Recent developments in practice and research of geosynthetic-reinforced earth structures in Japan. in Vorträge der Baugrundtagung 2008 in Dortmund. Essen.
- TSANG, N. C. M.; ENGLAND, G. L. und DUNSTAN, T. (2002):
Soil/Structure interaction of integral bridge with full height abutments. 15th ASCE Engineering Mechanics Conference. New York.
- UECKERMANN, A. (2002):
Der Längsebenheitswirkindex LWI. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik Heft 839, Bonn.
- UECKERMANN, A. (2005):
Das bewertete Längsprofil. Straße und Autobahn (56) 1, S. 18-24.
- VOGEL, W. (2003):
Maßnahmen zur Setzungsverminderung an Brückenübergängen. in Erd- und Grundbautagung 2003, Vorträge der FGSV-Tagung "Erd- und Grundbau" am 12. und 13. März 2003 in Stade.
- VOGT, N. (1984):
Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand. Mitteilungen des Baugrundinstituts Stuttgart Heft Nr. 22.
- VON WOLFFERSDORFF, P.-A. (1996):
A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. Mechanics of Cohesive-frictional Materials (1), S. 251-271.
- VOSS (1994):
Gemeinsames Kolloquium Einsparungsmöglichkeiten im Straßenbau. FGSV.
- WANG, C.-J. und SHIH, M.-H. (2007):
Performance study of a bridge involving sliding decks and pounded abutment during a violent earthquake. Engineering Structures (29) 5, S. 802-812.
- WATANABE, K.; TATEYAMA, M.; UCHIMURA, T.; YONEZAWA, T.; AOKI, H. (2006):
Pullout tests of geogrid embedded in cement-mixed gravel, in Geosynthetics Rotterdam.
- WEIZENEGGER, M. (2003):
Hybrid Frame Bridge, River Saale, Merseburg, Germany. Structural Engineering International 3, S. 179-181.
- WRUCK, R. (2002):
Fahrbahnübergänge aus Asphalt Auswertung einer Umfrage; Bericht zum Forschungsprojekt 99221. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen : B, Brücken- und Ingenieurbau.
- WU, J. T. H.; Lee, K. Z. Z.; HELWANY, S. B. und KANOP, K. (2006):
Design and construction guidelines for geosynthetic-reinforced soil bridge abutments with a flexible facing. NCHRP Report 556, Transportation Research Board, Washington, D.C.

Normen und Richtlinien

- [R1] **Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau (ZTV E-StB 09)**
Ausgabe 2009; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.
- [R2] **Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau (ZTV E-StB 94/97)**
Ausgabe 1994 / Fassung 1997; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.
- [R3] **Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau (ZTV SoB-StB 04)**
Ausgabe 2004; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.
- [R4] **Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Tragschichten im Straßenbau (ZTV T-StB 95/02)**
Ausgabe 1995/Fassung 2002; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.
- [R5] **Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt (ZTV Asphalt-StB 07)**
Ausgabe 2007; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.
- [R6] **Technische Lieferbedingungen für Böden und Baustoffe im Erdbau des Straßenbaues (TL BuB E-StB 09)**
Ausgabe 2009; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.
- [R7] **Merkblatt über den Einfluß der Hinterfüllung auf Bauwerke**
Ausgabe 1994; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.
- [R8] **Merkblatt für die Verwendung von EPS-Hartschaumstoffen beim Bau von Straßendämmen**
Ausgabe 1995; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.
- [R9] **Merkblatt über die statistische Auswertung von Prüfergebnissen
Teil 2: Erkennen und Behandeln von Ausreißern**
Ausgabe 2003; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.
- [R10] **Merkblatt über Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen mit Bindemitteln**
Ausgabe 2004; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.
- [R11] **Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau (TP BF-StB), Teil B 11.1, Eignungsprüfungen für Bodenverfestigungen mit hydraulischen Bindemitteln**
Ausgabe 2005; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.
- [R12] **Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING)**
Ausgabe 2003; Bundesanstalt für Straßenwesen.
- [R13] **Richtzeichnungen für Ingenieurbauten RiZ-ING**
Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Abteilung Straßenbau, Straßenverkehr.
- [R14] **Ergänzungen zu den Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (Hessen), Erg ZTV-ING Hessen**
Hessisches Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen, Stand 11/2005 (zwischenzeitlich zur Überarbeitung zurückgezogen).
- [R15] **Ril 836 – Erdbauwerk planen, bauen und instand halten**
Fassung 1999; Deutsche Bahn AG.

- [R16] **Ril 836 – Erdbauwerk planen, bauen und instand halten**
Fassung 1999, 1. Aktualisierung gültig ab 01.10.2008; Deutsche Bahn AG.
- [R17] **Anforderungskatalog zum Bau der Festen Fahrbahn**
4. Auflage, Stand 01.08.2002; Deutsche Bahn AG.
- [R18] **Anforderungskatalog zum Bau der Festen Fahrbahn**
4. Auflage, Fassung 1996; Deutsche Bahn AG.
- [R19] **UIC-Kodex 719: Erdbauwerke und Tragschichten für Eisenbahnstrecken**
2. Auflage, 1994, Internationaler Eisenbahnverband.
- [R20] **SN 640 576: Aushub und Schütтарbeiten**
Schweizerische Normenvereinigung, 1977.
- [R21] **SN 640 585a: Verdichtung, Anforderungen**
Schweizerische Normenvereinigung, 1971.
- [R22] **RVS 08.03.03: Erdarbeiten**
Österreichische Forschungsgemeinschaft Straße und Verkehr, 1993.
- [R23] **RVS 15.06.11: Schleppplatten**
Österreichische Forschungsgemeinschaft Straße und Verkehr, 1999.
- [R24] **0702: Guide technique, Conception et réalisation des terrassements
(Technical guide, Design and execution of earthworks)**
Comité Français pour les Techniques Routières, 2007.
- [R25] **D 9233: Réalisation des remblais et des couches des forme
(Creation of embankments/fills and capping layers)**
Guide technique, LCPC / Sétra, 1992.
- [R26] **BD 30/87: Backfilled Retaining Walls and Bridge Abutments**
UK Highways Agency: Design Manual for Roads and Bridges, vol. 2, sec. 1, part 5, 1995
- [R27] **Series 600: Earthworks**
UK Highways Agency: Manual of Contract Documents for Highway Works, vol. 1, Specification for Highway Works, 2006.
- [R28] **ROAD 94: Prepared Subgrade Construction**
Vägverket, Swedish National Road Administration, 1994.
- [R29] **Håndbok 018: Vegbygging**
Statens vegvesens, 2005.
- [R30] **SNIP 3.06.04-91: Brücken und Durchlässe
(СНИП 3.06.04-91: МОСТЫ И ТРУБЫ)**
GOST, Baunormen und Regeln, Moskau, 1988.
- [R31] **M 23-50: Bridge Design Manual**
WSDOT Washington State Department of Transportation, 2006.
- [R32] **M 41-10: Standard Specifications for Road, Bridge, and Municipal Construction**
WSDOT Washington State Department of Transportation, 2006.
- [R33] **M 21-01: Standard Plans for Road, Bridge, and Municipal Construction**
WSDOT Washington State Department of Transportation, 2007.

- [R34] **Standard Specification, Highway Construction and Maintenance**
Nova Scotia Department of Transportation and Public Works, 2007.
- [R35] **Merkblatt für den Entwurf und die Bemessung von Stützkonstruktionen aus stahlbewehrten Erdkörpern**
Ausgabe 2010; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.
- [R36] **DIN Fachbericht 101**
Einwirkungen auf Brücken, März 2009
- [R37] **Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien zur Zustandserfassung und -bewertung für Straßen (ZTV ZEB-StB)**
Ausgabe 2006; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.
- [R38] **Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen – EBGEO**
Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, 2. Auflage, 2010.
- [R39] **Merkblatt über Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund**
Ausgabe 2010; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.

Unterlagen (unveröffentlicht)

- [U1] **Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg, NL Autobahn**
Unterlagen zu zwei Brückenbauwerken,
E-Mail vom 05.10.06 und 12.03.07.
- [U2] **Autobahnamt Sachsen, Abteilung Konstruktiver Ingenieurbau**
ABA-Bef 1, Betonfahrbahnen bei kurzen Brücken, Mai 2004.
- [U3] **Thüringer Landesamt für Straßenbau, Abt. Autobahnen**
Präzisierung der Anforderungen für verfestigte Bauwerks-Hinterfüllungsbereiche, 24.01.2005.
- [U4] **Landesbetrieb Bau Sachsen-Anhalt**
Verfestigte Bauwerkshinterfüllung, Schreiben vom 27.11.2006.
- [U5] **ARCADS CONSULT GMBH im Auftrag der Deutsche Bahn AG**
Projekt: NBS Köln-Rhein/Main,
Bauabschnitt Mitte, Los C, PFA 31.6:
EÜ Petersberg, 4. Bericht: Verformungs- und Erschütterungsmessungen unter Betrieb, Auswertung der Messergebnisse, 28.02.2003.
- [U6] **GEPRO Ingenieurgesellschaft mbH im Auftrag der DB ProjektBau GmbH**
Bericht zur messtechnischen Überwachung der Hinterfüllbereiche einer Eisenbahnüberführung, EÜ Bredower Vorwerk, 02.03.2003.
- [U7] **TU Bergakademie Freiberg, Institut für Geotechnik**
Ergebnisbericht, Ermittlung der Scherfestigkeit von zwei Bodenproben im Großrahmenscher Versuch vom 15.11.2007.
- [U8] **Baustoff- und Bodenprüfstelle Darmstadt**
Baugrundgutachten E 9/06, A66, UF Rampe von der B40, BW 15 vom 17.02.2006

- [U9] **TU Bergakademie Freiberg, Institut für Geotechnik**
Ergebnisbericht, Ermittlung der Scherfestigkeit von Kiessand im Großrahmenscherversuch vom 22.04.2008.
- [U10] **bpi Ingenieurgesellschaft mbH, Baustoffprüfinstitut**
Prüfbericht Nr 308 112, BAB A 66 Krifteler Dreieck, Bauwerk 15, Eignungsprüfung für eine qualifizierte Bodenverbesserung (Hinterfüllbereich 3) vom 28.05.08.
- [U11] **bpi Ingenieurgesellschaft mbH, Baustoffprüfinstitut**
Prüfbericht Nr 308 113, BAB A 66 Krifteler Dreieck, Bauwerk 15, Eignungsprüfung für eine qualifizierte Bodenverbesserung (Hinterfüllbereich 4) vom 11.06.08.
- [U12] **Bundesanstalt für Straßenwesen BASt**
FE 05143, BW15 Mess- und Auswertedaten nach ZTV ZEB-StB, E-Mail vom 22.01.2010.
- [U13] **Bundesanstalt für Straßenwesen BASt**
FE 05143, BW37 Messdaten nach ZTV ZEB-StB, E-Mail vom 21.05.2010.
- [U14] **Bundesanstalt für Straßenwesen BASt**
FE 05.143/2005/HRB, Ergebnisse der Tragfähigkeitsmessungen mit dem Falling Weight Deflectometer (FWD) an der BAB A72 im Bereich der Hinterfüllungen des Bauwerks BW37, MR 1, Messdatum: 10./11.10.2006 und 25./26.09.2007.
- [U15] **Bundesanstalt für Straßenwesen BASt**
Ergebnisse der Tragfähigkeitsmessungen mit dem Falling Weight Deflectometer (FWD) an der BAB A72 im Bereich der Hinterfüllungen des Bauwerks BW37, MR 2, Messdatum: 04.+05.05.2010.
- [U16] **Bundesanstalt für Straßenwesen BASt**
Vergleich der Tragfähigkeitsmessungen mit dem Falling Weight Deflectometer (FWD) an der BAB A72 im Bereich der Hinterfüllungen des Bauwerks BW37, MR 1 und MR 2.
- [U17] **Bundesanstalt für Straßenwesen BASt**
Ergebnisse der Tragfähigkeitsmessungen mit dem Falling Weight Deflectometer (FWD) an der BAB A66 im Bereich der Hinterfüllungen des Bauwerks BW15, MR 1, Messdatum: 01.+02.12.2008.
- [U18] **Bundesanstalt für Straßenwesen BASt**
Ergebnisse der Tragfähigkeitsmessungen mit dem Falling Weight Deflectometer (FWD) an der BAB A66 im Bereich der Hinterfüllungen des Bauwerks BW15, MR 2, Messdatum: 06.+07.05.2010.
- [U19] **Bundesanstalt für Straßenwesen BASt**
Vergleich der Tragfähigkeitsmessungen mit dem Falling Weight Deflectometer (FWD) an der BAB A66 im Bereich der Hinterfüllungen des Bauwerks BW15, MR 1 und MR 2.
- [U20] **Maurer Bauwerksschutzsysteme**
Geräuschminderung an Fahrbahnübergängen durch bündigen und stetigen Belagsanschluss. Firmenschrift, Zugriff über www.maurer-soehne.de am 18.10.2010.
- [U21] **TU Bergakademie Freiberg, Institut für Bergbau und Spezialtiefbau**
Schlussbericht, FE 05.143/2005/HRB, Möglichkeiten der Setzungsreduzierung im Hinterfüllbereich von Widerlagern vom 16.11.2010.

Abbildungsverzeichnis

Bild 1-1:	Schematische Darstellung einer Fahrbahnebenheit im Längsprofil über dem Hinterfüllbereich	1
Bild 1-2:	Setzungsmulde über Hinterfüllung an der BAB A72, Asphaltdeckschicht bereits abgefräst.	2
Bild 1-3:	Wiederherstellung des Asphaltoberbaus nach erfolgter Nachverdichtung der Hinterfüllung.	2
Bild 2-1:	Hinterfüllbereich nach RiZ Was 7	4
Bild 2-2:	Beispiel für die Hinterfüllung bei Neubau von Hauptstrecken P230, M230 und P 300 nach Ril 836.0504.	5
Bild 2-3:	Hinterfüllung einer Eisenbahnbrücke bei der Ausführung vor der Dammschüttung, Beispiel der SNCF aus [R19]	7
Bild 2-4:	Kritische Bereiche bei der Hinterfüllung von Bauwerken nach GROßMANN (2001).	9
Bild 2-5:	Schnitt durch ein Widerlager aus geokunststoffbewehrter Erde bei der Founders/Meadows Brücke bei Denver nach ABU-HEJLEH (2002).	11
Bild 2-6:	Untersuchte Übergangskonstruktionen nach HETTLER (1986).....	13
Bild 2-7:	Abbildung der Setzungsmulde als Biegelinie eines Ersatzträgers nach JAUP (1999).	16
Bild 2-8:	Prognose für extrapolierte Setzungsmulden für unterschiedliche zementverfestigte Erdeile (aus JAUP (1999)).	17
Bild 2-9:	Integrale Brücke als Rahmenbauwerk ohne Lager (BAB A 66, Krifteler Dreieck).	18
Bild 2-10:	Semi-integrale Brücke, Pfeiler monolithisch mit Überbau verbunden, Lager und Fahrbahnübergänge an den Widerlagern (B 101 bei Freiberg).	18
Bild 2-11:	Zyklische Verformung des Widerlagers bei Rahmenbrücken.	20
Bild 2-12:	Prinzipdarstellung zum Momentenverlauf an einer Rahmenbrücke und zu den Einwirkungen aus wechselndem Erddruck (beim Momentenverlauf nicht berücksichtigt).	21
Bild 2-13:	Musterentwürfe für Rahmenbrücken in Verbundbauweise nach GEBERT (2004).	22
Bild 2-14:	Übergänge zwischen integralen Brücken und Hinterfüllung für unterschiedliche Dehnwege (Ausschnitt aus RiZ He-Int 01 [R14]).	25
Bild 2-15:	Schleppplatten an integralen Brücken in den USA nach DICLELI (2010); a: Überblick, b: Detail.	26
Bild 2-16:	Übergang Brücke – Verkehrsweg mit Übergangsplatte nach ENGELSMANN (1999).	27
Bild 2-17:	Übergangsplatte nach SCHLAICH (2004).	28
Bild 2-18:	Prinzip der modifizierten Hinterfüllung nach PÖTZL (2005).	28
Bild 2-19:	Widerlager A, der semi-integrale, 98 m langen Stahlverbundbrücke aus HOPPE (1996)	30
Bild 2-20:	Widerlager mit elastischer Zwischenschicht zwischen Wandscheibe und Hinterfüllung nach HOPPE (2005)	31
Bild 2-21:	Lageplan der schiefwinkligen Brücke nach HOPPE (2008).	33
Bild 2-22:	Vergleich verschiedener Ansätze für den mobilisierten Erddruckbeiwert K_{mob} in Abhängigkeit von der Kopfverschiebung s zur Verschiebung im Bruchzustand s/s_B für eine Fußpunktdrehung.	36
Bild 2-23:	Erddruckansatz in Großbritannien nach BA 42/96.	37

Bild 2-24:	Beispielhafte Verteilung des normierten Erddruckes $e_h(z)/\gamma h$ über die Wandhöhe für eine Fußpunktdrehung mit $sh/h = 0,01$, mit den Ansätzen für den mobilisierten Erddruck nach VOGT und nach BA 42/96 (UK),	37
Bild 3-1:	Querschnitt Bauwerk BW 37 mit Hinterfüllungen und Messtechnik.	39
Bild 3-2:	Körnungsband Schotter 0/45	43
Bild 3-3:	Körnungsband RC-Material.	43
Bild 4-1:	Streckenmesssonde und Streckenmessrohr	51
Bild 4-2:	Streckenmesssonde mit Ausstattung in Messposition (nach Firmenprospekt der Fa. Glötzl GmbH)	51
Bild 5-1:	Abweichung der Streckenmessung von acht unmittelbar hintereinander ausgeführten Wiederholungsmessungen zum Mittelwert und zugehörige Standardabweichungen für die Streckenmessung.	52
Bild 5-2:	Abweichung von acht Wiederholungsmessungen zum Mittelwert sowie Ermittlung der Standardabweichung unter Wiederholbedingungen für die Streckenmessung und für die Neigungsmessung bei einer Horizontalmessstelle.	53
Bild 5-3:	Einfluss der Sondentemperatur auf die Neigungsmesswerte (H-Sensor).....	55
Bild 5-4:	Temperatureinfluss auf die Neigungsmessung der Streckenmesssonde.	56
Bild 6-1:	Verkehrssicherungsmaßnahme für Straßenbauarbeiten.....	57
Bild 6-2:	Messung der oberen Längsmessstellen am Widerlager Hof mit Fahrgerüst auf Fußweg nach Abschluss der Straßenbauarbeiten.....	57
Bild 6-3:	UI-Tz Diagramm mit den Ergebnissen der FWD-Messungen am BW 37 aus [U14].....	58
Bild 6-4:	Setzungen der Brückenbolzen Widerlager Chemnitz, Achse 10.....	60
Bild 6-5:	Setzungen der Brückenbolzen Widerlager Hof, Achse 20	60
Bild 6-6:	Nivellement der Fahrbahnoberfläche Ausgliederungstreifen RiFa Hof-Chemnitz, Setzungen seit Nullmessung am 26.10.2006	62
Bild 6-7:	Nivellement der Fahrbahnoberfläche Eingliederungstreifen RiFa Chemnitz-Hof, Setzungen seit Nullmessung am 27.09.2007	63
Bild 6-8:	Auf dem an die RiFa Hof anschließendem Gelände stehendes Wasser am 03.02.09, Ende des Bauwerksflügels am linken Bildrand.....	64
Bild 6-9:	Setzungen der Messrohre L7 und L8 im Hinterfüllbereich 1 unter Bezug auf die Messung vor Verkehrsfreigabe RiFa Chemnitz	65
Bild 6-10:	Setzungen der Messrohre Q1 und Q2 im Hinterfüllbereich 1 und 2 unter Bezug auf die Messung vor Verkehrsfreigabe RiFa Chemnitz	66
Bild 6-11:	Setzungen der Messrohre L15 und L16 im Hinterfüllbereich 4 unter Bezug auf die Messung vor Verkehrsfreigabe RiFa Chemnitz am 18.10.2006.....	68
Bild 6-12:	Setzungen der Messrohre Q5 und Q6 im Hinterfüllbereich 3 und 4 seit Nullmessung vom 11.06.2006 bzw. vom 07.11.2006.....	69
Bild 6-13:	Setzungen an der Vertikalmessstelle V1, V2 und V3 im Hinterfüllbereich 2 seit Nullmessung am 01.10.07.	70
Bild 7-1:	Nivellement der Fahrbahnoberfläche Eingliederungstreifen RiFa Chemnitz, Setzungen zwischen 27.09.2007 und 01.07.2009, Darstellung der Bezugsgeraden zwischen Widerlager (Bezugspunkt BP 1) und Ende des Hinterfüllbereichs (Bezugspunkt BP2, 3 m hinter Hinterfüllungsende).....	72
Bild 7-2:	BW37, Setzungen gegen Bezugsgerade, die vom Widerlager hinter das Ende der Hinterfüllung verläuft; Vergleich der vier Hinterfüllungen am Bauwerk 37.	73
Bild 8-1:	Querschnitt Bauwerk BW 37 mit Hinterfüllungen und Messtechnik.	75

Bild 8-2:	Körnungsband grobkörniger Boden	78
Bild 8-3:	Körnungsband, bindiges Ausgangsmaterial für qualifizierte Bodenverbesserung im HF 3	80
Bild 8-4:	Schleppplatte auf Konsole über Hinterfüllbereich 2.....	82
Bild 8-5:	Bewehrungsarbeiten an der Schleppplatte im Hinterfüllbereich 2.....	83
Bild 8-6:	Einfräsen des Bindemittels.....	84
Bild 8-7:	Einbau des Boden-Bindemittelgemisches.	84
Bild 9-1:	Einbau Erddruckgeber Hinterfüllbereich 1.	90
Bild 9-2:	Einbau Erddruckgeber Hinterfüllbereich 3.	90
Bild 9-3:	Widerlager Frankfurt mit insgesamt 12 Zielmarken für Lagemessung und automatischer Messstation.	92
Bild 10-1:	Setzungen der Brückenbolzen Widerlager Frankfurt, Achse 10.....	95
Bild 10-2:	Setzungen der Brückenbolzen Widerlager Wiesbaden, Achse 20	95
Bild 10-3:	Nivellement der Fahrbahnoberfläche im Standstreifen der RiFa Wiesbaden, die während BA 2 für den 4+0 Verkehr genutzt wurde, Setzungen seit Nullmessung am 05.03.2008.	97
Bild 10-4:	Nivellement der Fahrbahnoberfläche im Standstreifen der RiFa Frankfurt, Setzungen seit Nullmessung am 05.12.2008.....	98
Bild 10-5:	Setzungen der Messrohre S1 und N1 im Hinterfüllbereich 1 unter Bezug auf die Messung vor Verkehrsfreigabe (Messrohre in Skizzen rot hervorgehoben).	99
Bild 10-6:	Setzungen der Messrohre S6 und N6 im Hinterfüllbereich 2 unter Bezug auf die Messung vor Verkehrsfreigabe (Messrohre in Skizzen rot hervorgehoben).	100
Bild 10-7:	Setzungen der Messrohre S8 und N8 im Hinterfüllbereich 4 unter Bezug auf die Messung vor Verkehrsfreigabe (Messrohre in Skizzen rot hervorgehoben).	101
Bild 10-8:	Horizontalverformungen an den Streckenmessrohren a) S2 und b) S5 seit Bezugsmessung am 04.03.2008 (Dehnung positiv).	102
Bild 10-9:	Horizontalverformungen an den Streckenmessrohren a) S4 und b) S7 seit Bezugsmessung am 03.12.2008 (Dehnung positiv).	103
Bild 10-10:	Ergebnisse der Lagemessung an den oberen Messmarken der Widerlager RiFa Wiesbaden (BA 1).....	105
Bild 10-11:	Ergebnisse der Lagemessung an den oberen Messmarken der Widerlager RiFa Frankfurt (BA 2).....	105
Bild 10-12:	Temperaturverlauf im Brückenüberbau und an der Erdseite des Widerlagers im HF 1 (Geber T09 und T02).	107
Bild 10-13:	BW15, Schnitte mit Lage der Temperatugeber T, Extensometer E und Erddruckgeber D (vgl. Anlage 6).	108
Bild 10-14:	BW15, Relativverschiebung zwischen Erdseite der Widerlager und Fußpunkten der Extensometer E1 und E2 sowie Temperaturverlauf an der Erd- und Luftseite des Widerlagers (T04 und T05).	109
Bild 10-15:	BW15, Relativverschiebung zwischen Erdseite der Widerlager und Fußpunkten der Extensometer E4 und E6 im Hinterfüllbereich 3.	110
Bild 10-16:	Erddruckverlauf an den Gebern D04 und D08 im Hinterfüllbereich 1 im Vergleich zum Temperaturverlauf im Brückenüberbau (Geber T09) für das Jahr 2010.	112
Bild 10-17:	Erddruckverlauf an den Gebern D01 bis D08 im Hinterfüllbereich 1 für das Jahr 2010.....	112
Bild 10-18:	Prinzipdarstellung zur Lage der Erddruckgeber im Hinterfüllbereich 1.	113

Bild 10-19:	Erddruckverlauf an den Gebern D09 bis D12 im Hinterfüllbereich 1.....	113
Bild 10-20:	Erddruckverlauf im Hinterfüllbereich 3 für das Jahr 2010.....	114
Bild 11-1:	Nivellement der Höhenbolzen in der Fahrbahn über dem Bereich 3, Setzungen zwischen 05.12.2008 und 13.09.2012, Darstellung der Bezugsgeraden zwischen Widerlager (Bezugspunkt BP 1) und Ende des Hinterfüllbereichs (Bezugspunkt BP2).....	117
Bild 11-2:	BW15, Setzungen gegen Bezugsgerade, die vom Widerlager hinter das Ende der Hinterfüllung verläuft; Vergleich der vier Hinterfüllungen am Bauwerk 15.	117
Bild 11-3:	Lufttemperatur T10, gemessene Temperatur in der Mitte des Brückenüberbaus T09 und berechnete Temperatur (T Mitte berechnet) im Zeitraum 01.02.2011 bis 31.05.2011 (Tagesmittelwerte).....	119
Bild 11-4:	Prinzipskizze zur Starrkörperverschiebung der Teilbrücke RiFa Wiesbaden während des Baus der Teilbrücke RiFa Frankfurt im Bauabschnitt 2 im Sommer 2008.....	122
Bild 11-5:	Korrelation zwischen den Ergebnissen der Lagemessung R3_senkr. und dem Extensometermesswert E1-E3.	124
Bild 11-6:	Verschiebung Widerlager Wiesbaden im Bereich der Messmarken R3 und R4 bei ausgewählten Lagemessungen.	124
Bild 11-7:	Vergleich der Lagemessung R9_senkrecht und dem Extensometerwert E4-E6 (Tagesmittelwert am Tag der Lagemessung).....	125
Bild 11-8:	Differenz zwischen den Ergebnissen der Lagemessung R9_senkr. und dem Extensometermesswert E4-E6.	125
Bild 11-9:	Verschiebung Widerlager Wiesbaden, HF 3, im Bereich der Messmarken R9 und R10.	126
Bild 11-10:	HF1, Extensometermesswert E1-E3 in Abhängigkeit von der Temperatur in Überbaummitte T9	126
Bild 11-11:	HF3, Extensometermesswert E4-E6 in Abhängigkeit von der Temperatur in Überbaummitte T9	126
Bild 11-12:	Maximalwerte im Sommer: Spannungsverhältnis $K = \sigma_h/\sigma_v$ als Mittelwert für die Geberpaare D01 bis D08 für die Lufttemperatur (Geber T10) und für die Temperatur in der Mitte des Brückenüberbaus (Geber T9).	128
Bild 11-13:	HF1, Mobilisierter Erddruck in einer Tiefe von 4,30 m unter Fahrbahnoberkante in Abhängigkeit von der Widerlagerverdrehung für das Jahr 2010.	129
Bild 11-14:	HF1, Mobilisierter Erddruck in einer Tiefe von 1,30 m unter Fahrbahnoberkante in Abhängigkeit von der Widerlagerverdrehung für das Jahr 2010.	129
Bild 11-15:	Spannweiten des Erddrucks zwischen März 2008 und November 2012 für die Geberpaare D1/D2 bis D7/D8 (Tagesmittelwerte der Geberpaare) und inter- bzw. extrapoliertes Erddruckverlauf für die Tage mit den Maximalwerten für das Geberpaar D5/D6 (12.07.2010) bzw. für das Geberpaar D3/D4 (27.08.2012).....	130
Bild 11-16:	HF 1, resultierender, mobilisierter Erddruck E_{mob} in den Messquerschnitten in Abhängigkeit von der Temperatur; (rot Werte im ersten Jahr von März 2008 bis Februar 2009, blau Werte ab März 2009).....	131
Bild 11-17:	Resultierender, mobilisierter Erddruckbeiwert K_{mob} über die gesamte Widerlagerhöhe in Abhängigkeit von der Widerlagerverdrehung ab März 2009 und Vergleich mit den Ansätzen von Besler, Bartl und Vogt.	133
Bild 11-18:	Spannweiten der zwischen 03.2008 und 11.2012 gemessenen Erddrücke im Hinterfüllbereich 1	135
Bild 11-19:	Spannweiten der gemessenen Erddrücke im Hinterfüllbereich 3	138
Bild 11-20:	HF 3, resultierender, mobilisierter Erddruck E_{mob} in den Messquerschnitten in Abhängigkeit von der Temperatur; (rot Werte im ersten Jahr vom 16.11.2008 bis zum 15.11.2009, blau Werte ab 16.11.2009).	139

Bild 11-21:	Resultierender, mobilisierter Erddruckbeiwert K_{mob} über die gesamte Widerlagerhöhe in Abhängigkeit von der Widerlagerverdrehung für den Hinterfüllbereich 1 mit grobkörnigem Boden und dem Hinterfüllbereich 3 mit qualifizierter Bodenverbesserung und vertikaler EPS-Schicht zur Erddruckreduktion (jeweils Tagesmittelwerte ohne erstes Jahr).....	140
Bild 12-1:	Grenzbedingung für das erweiterte Drucker-Prager Modell in der p-t-Ebene mit Kappe zur Berücksichtigung der Verfestigung.	141
Bild 12-2:	Ergebnis Ödometerversuch am grobkörnigen Boden, BW 15 mit 6 Zyklen im Spannungsbereich 25 bis 400 kN.	142
Bild 12-3:	Gegenüberstellung zwischen Versuchs- und Rechenwert bei Verwendung des elastoplastischen Stoffgesetzes mit der erweiterten Fließbedingung nach Drucker-Prager.....	142
Bild 12-4:	Gegenüberstellung zwischen Versuchs- und Rechenwert bei Verwendung des hypoplastischen Stoffgesetzes ohne intergranulare Dehnung nach von Wolffersdorff VON WOLFFERSDORFF (1996).	142
Bild 12-5:	Gegenüberstellung zwischen Versuchs- und Rechenwert bei Verwendung des hypoplastischen Stoffgesetzes mit intergranularer Dehnung nach Niemunis/Herle NIEMUNIS (1997)	142
Bild 12-6:	Bauwert 15, Hinterfüllbereich 1, FE-Modell mit Element- und Materialsets.	143
Bild 12-7:	Modellausschnitt, BW 15, Hinterfüllbereich 2, Vertikalverformungen U2 [m] innerhalb ausgewählter Berechnungsschritte.....	145
Bild 12-8:	Modellausschnitt 2D-Berechnungen Bauwert 15, Hinterfüllbereich 1 bis 4, Plastische Verformung durch Verkehrslast Up2 [m].....	147
Bild 12-9:	BW15, plastische Verformungen an Fahrbahnoberkante infolge der Verkehrsbelastung (2D-Berechn.).	148
Bild 12-10:	Nivellement der Fahrbahnoberfläche im Standstreifen der RiFa Wiesbaden, Setzungen seit Nullmessung am 05.03.2008 und Vergleich mit plastischen Verformungen der 2D-FE-Berechnungen.....	149
Bild 12-11:	Nivellement der Fahrbahnoberfläche im Standstreifen der RiFa Frankfurt, Setzungen seit Nullmessung am 05.12.2008 und Vergleich mit plastischen Verformungen der 2D-FE-Berechnungen.....	149
Bild 12-12:	Modellausschnitt 2D-Berechnungen Bauwert 37 Hinterfüllbereich 1 bis 4, Plastische Verformung durch Verkehrslast Up2 [m] a) HF 1, Recyclingmaterial, b) HF 2, Schotter 0/45, c) HF 3 kurzer Betonkeil, d) HF 4, langer Betonkeil.	150
Bild 12-13:	BW37, plastische Verformungen an Fahrbahnoberkante infolge der Verkehrsbelastung (2D-Berechn.).	151
Bild 12-14:	Nivellement der Fahrbahnoberfläche im Ausgliederungstreifen der RiFa Chemnitz, Setzungen seit Nullmessung am 26.10.2006 und Vergleich mit plastischen Verformungen der 2D-FE-Berechnungen.....	152
Bild 12-15:	Nivellement der Fahrbahnoberfläche im Eingliederungstreifen der RiFa Hof, Setzungen seit Nullmessung am 27.09.2007 und Vergleich mit plastischen Verformungen der 2D-FE-Berechnungen.....	152
Bild 12-16:	BW37, 3D-Modell Hinterfüllbereich 1.....	153
Bild 12-17:	BW37, plastische Verformungen an Fahrbahnoberkante infolge der Verkehrsbelastung (3D-Berechn.).	153
Bild 12-18:	BW37, plastische Verformungen an Fahrbahnoberfläche infolge der Verkehrsbelastung (3D-Berechn.).	153

Bild 12-19:	3D-FE-Modell Bauwerk 15, eine Richtungsfahrbahn, Hinterfüllungen mit grobkörnigem Material, entsprechend Hinterfüllbereich 1, Übersicht über ausgewählte Berechnungsschritte.	154
Bild 12-20:	BW15, 3D-Modell Vertikalverformungen U3 [m] innerhalb der Berechnungsschritte Aushub und Hinterfüllung, Längsschnitt in Fahrstreifen 1.	155
Bild 12-21:	BW15, plastische Verformungen an Fahrbahnoberkante infolge der Verkehrsbelastung (3D-Berechn.) Längsschnitt in Fahrstreifen 1.	155
Bild 12-22:	BW15, plastische Verformungen an Fahrbahnoberfläche infolge der Verkehrsbelastung (3D-Berechn.) Brücke zwischen 40 und 68 m.	155
Bild 12-23:	BW15, berechnete Temperaturverteilungen für die maximale Temperatur im Sommer und die minimale Temperatur im Winter.	157
Bild 12-24:	BW15, Horizontalverformungen zwischen Sommer- und Winterstellung (maximale Sommertemperatur, minimale Wintertemperatur).	157
Bild 12-25:	BW15, Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Erddruckschwankungen infolge der Temperatureinwirkung.	158
Bild 12-26:	BW15, Verformungen an Fahrbahnoberkante in Sommer- und Winterstellung.	158
Bild 14-1:	BW 37, Höhenverlauf der 3 Messlinien in der RiFa Chemnitz und Sollhöhe.	160
Bild 14-2:	BW 37, Höhenverlauf der 3 Messlinien in der RiFa Hof und Sollhöhe.	160
Bild 14-3:	BW 37, RiFa Chemnitz, Differenz zw. Ist- und Sollhöhe vor Freigabe.	160
Bild 14-4:	BW 37, RiFa Hof, Differenz zwischen Ist- und Sollhöhe vor Freigabe.	160
Bild 14-5:	BW 15, RiFa Wiesbaden, Differenz zwischen Ist- und Sollhöhe vor Freigabe.	160
Bild 14-6:	BW 15, RiFa Frankfurt, Differenz zw. Ist- und Sollhöhe vor Verkehrsfreigabe.	160
Bild 14-7:	Bauwerk 37, Nivellement der Fahrbahnoberfläche im Eingliederungsstreifen der RiFa Hof, vor und nach Verkehrsfreigabe, Abweichungen zwischen Soll- und Ist-Höhe.	161
Bild 14-8:	Bauwerk 15, Nivellement der Fahrbahnoberfläche im Standstreifen der RiFa Frankfurt, vor und nach Verkehrsfreigabe, Abweichungen zwischen Soll- und Ist-Höhe.	162
Bild 14-9:	Bauwerk 37, A72, Richtungsfahrbahn Hof, a) Differenz zwischen Ist- und Sollhöhe bei der Erstmessung vor Verkehrsfreigabe (Eingliederungsstreifen sowie 1. und 2. Fahrstreifen FS) b) Setzungen nach Verkehrsfreigabe (5 Wiederholungsmessungen in 2,5 Jahren)	163
Bild 15-1:	Beispiel für die vereinfachte Ermittlung der Allgemeinen Unebenheit und der Welligkeit (AUN=0,95; W=2,2).	166
Bild 15-2:	A72, BW 37, RiFa Hof, Unebenheitshöhe als Differenz zu gleitenden Mittelwerten über 30 m, 10 m und 4 m.	168
Bild 15-3:	A66, BW 15, RiFa Wiesbaden, Unebenheitshöhe als Differenz zu gleitenden Mittelwerten über 30 m, 10 m und 4 m.	169
Bild 15-4:	Standardabweichungen S30, S10 und S04 in Bezug auf gleitende Mittelwerte über 30 m, 10 m und 4 m.	170
Bild 15-5:	Bauwerk 37, RiFa Hof, 1. Fahrstreifen, Vergleich zwischen Nivellement vor Verkehrsfreigabe und Zustandserfassung ZE mit Messfahrzeug am 24.04.10,	171
Bild 15-6:	Bauwerk 15, RiFa Frankfurt, 1. FS, Vergleich zwischen Nivellement vor Verkehrsfreigabe und Zustandserfassung ZE mit Messfahrzeug am 10.05.09,	171
Bild 15-7:	Prinzipdarstellung zur Einordnung des Bauwerks 37 am Netzknoten 5342105 in das Ordnungssystem der BAB A72.	173
Bild 15-8:	A72, Messfahrt 24.04.2010, Bauwerk 37, RiFa Chemnitz, Aufnahmen der Frontkamera zu Beginn der Abschnitte für die Auswertung nach ZTV ZEB-StB.	174

Bild 15-9:	A72, Messfahrt 24.04.2010, von Hof nach Chemnitz, Summenhäufigkeit des LWI in den 895 ausgewerteten Abschnitten.....	175
Bild 15-10:	A72, Messfahrt 24.04.2010, von Hof nach Chemnitz, berechneter LWI in den einzelnen Abschnitten, Abschnitte mit Brücken sind als dünne Linien hinterlegt.	175
Bild 15-11:	A72, Messfahrt 24.04.2010, von Hof nach Chemnitz, prozentuale Anteile der Abschnitte mit Überschreitung des Abnahmewertes von 1,0, des Warnwertes von 3,0 und des Schwellenwertes von 9,0 für die AUN und den LWI getrennt für alle Abschnitte (ges) und für die Abschnitte mit Brücken (Br).	176
Bild 15-12:	A72, Messfahrt 24.04.2010, von Chemnitz nach Hof, prozentuale Anteile der Abschnitte mit Überschreitung des Abnahmewertes von 1,0, des Warnwertes von 3,0 und des Schwellenwertes von 9,0 für die AUN und den LWI getrennt für alle Abschnitte (ges) und für die Abschnitte mit Brücken (Br).	176
Bild 15-13:	Prinzipdarstellung zur Einordnung des Bauwerks 15 am Netzknoten 5916087 in das Ordnungssystem der BAB A66.	177
Bild 15-14:	A66, Bauwerk 15, Aufnahmen der Frontkamera am Netzknoten 591087. Durch die Schiefwinkligkeit liegt die Schnittlinie mit dem Netzknoten im ersten Fahrstreifen knapp vor dem Brückenübergang.....	178
Bild 15-15:	A66, Messfahrt 05.10.2009, Gesamtauswertung für beide Fahrrichtungen, Summenhäufigkeit des LWI in den 807 ausgewerteten Abschnitten. Der LWI für die Abschnitte am Bauwerk 15 ist mit zusätzlichen Linien hervorgehoben.	179
Bild 15-16:	A66, Messfahrt 05.10.2009, prozentuale Anteile der Abschnitte mit Überschreitung des Abnahmewertes von 1,0, des Warnwertes von 3,0 und des Schwellenwertes von 9,0 für die AUN und den LWI getrennt für alle Abschnitte (ges) und für die Abschnitte mit Brücken (Br).	180

Tabellenverzeichnis

Tab. 2-1:	Erläuterungen zu den von JAUP (1999) untersuchten Einflussparametern auf die maximale Setzung über Hinterfüllungen.....	15
Tab. 3-1:	Hinterfüllungen am Bauwerk 37.....	39
Tab. 3-2:	Bauablauf, Bauwerk 37.....	41
Tab. 3-3:	Ergebnisse der Laborversuche, schwer durchlässiges Material.....	42
Tab. 3-4:	Ergebnisse der Laborversuche am RC-Material und am Schotter 0/45.....	44
Tab. 3-5:	Verdichtungsgrad D_{Pr} im Hinterfüllbereich 1, Ergebnisse der Eigenüberwachungs- und Kontrollprüfungen.....	45
Tab. 3-6:	Verformungsmodul E_{V2} im Hinterfüllbereich 1, Ergebnisse der Eigenüberwachungs- und Kontrollprüfungen.....	46
Tab. 3-7:	Ergebnisse der Eigenüberwachungs- und Kontrollprüfungen, Schotter 0/45, Hinterfüllbereich 2.....	46
Tab. 3-8:	Ergebnisse der Eigenüberwachungs- und Kontrollprüfungen, RC-Material über Keilen, Hinterfüllungen 3 und 4.....	47
Tab. 4-1:	Messrohre längs zur Fahrbahn.....	48
Tab. 4-2:	Messrohre quer zur Fahrbahn.....	49
Tab. 4-3:	Vertikalmessstellen.....	49
Tab. 6-1:	Überblick über die am BW 37 durchgeführten Messkampagnen.....	58
Tab. 6-2:	FWD-Messungen am Bauwerk 37, Einsenkungen im Lastzentrum über den verschiedenen Hinterfüllbereichen und in den anschließenden Streckenbereichen (vgl. [U14])......	58
Tab. 6-3:	Überrollungen am Bauwerk 37 seit Verkehrsfreigabe der jeweiligen Brückenseiten.....	59
Tab. 7-1:	Vergleich der Setzungen innerhalb der Hinterfüllungen am Bauwerk 37.....	71
Tab. 7-2:	Vergleich der Setzungen der Fahrbahnoberfläche über den Hinterfüllungen am Bauwerk 37 bis Juli 2009.....	73
Tab. 8-1:	Hinterfüllungen am Bauwerk 15.....	75
Tab. 8-2:	Bauablauf, Bauwerk 15.....	77
Tab. 8-3:	Ergebnisse der Laborversuche, grobkörniges Material.....	79
Tab. 8-4:	Ergebnisse der Laborversuche am Ausgangsmaterial für die qualifizierte Bodenverbesserung im HF 3.....	79
Tab. 8-5:	Ergebnisse der Eigenüberwachungs- und Kontrollprüfungen, grobkörniges Material, Hinterfüllbereiche 1 und 2.....	81
Tab. 8-6:	Verdichtungsgrad der qualifizierten Bodenverbesserung im Hinterfüllbereich 3.....	84
Tab. 8-7:	Hinterfüllbereich 3, Gegenüberstellung von statischem und dynamischem Verformungsmodul.....	84
Tab. 8-8:	Hinterfüllbereich 3, Ergebnisse der einaxialen Druckversuche.....	85
Tab. 8-9:	Verdichtungsgrad der qualifizierten Bodenverbesserung im Hinterfüllbereich 4.....	86
Tab. 8-10:	Hinterfüllbereich 4, Ergebnisse der einaxialen Druckversuche.....	86
Tab. 8-11:	Hinterfüllbereich 4, Gegenüberstellung von statischem und dynamischem Verformungsmodul.....	86
Tab. 8-12:	Ergebnisse der Eigenüberwachungs- und Kontrollprüfungen, grobkörniges Material über qualifizierter Bodenverbesserung, Hinterfüllbereiche 3 und 4.....	87

Tab. 9-1:	Horizontalmessrohre am Bauwerk BW 15.....	89
Tab. 9-2:	Erddruckgeber am Bauwerk BW 15.....	90
Tab. 9-3:	Temperaturgeber am Bauwerk BW 15.	91
Tab. 10-1:	Überblick über die am BW 15 durchgeführten Messkampagnen.	93
Tab. 10-2:	Überrollungen am Bauwerk 15 seit Verkehrsfreigabe der jeweiligen Brückenseiten.	94
Tab. 10-3:	Überblick über die am BW 15 durchgeführten Lagemessungen.	104
Tab. 10-4:	Ergebnisse der Temperaturmessung am BW 15 mit Maximalwerten im Sommer und Minimalwerten im Winter im Beobachtungszeitraum von März 2008 bis September 2012.	106
Tab. 10-5:	Ergebnisse der Extensometermessung am BW 15 im Beobachtungszeitraum von März 2008 bis September 2012.	108
Tab. 10-6:	Ergebnisse der Erddruckmessung im HF 1 am BW 15 im Beobachtungszeitraum von März 2008 bis Oktober 2012.....	111
Tab. 10-7:	Ergebnisse der Erddruckmessung im HF 3 am BW 15 bis zum Oktober 2012.....	114
Tab. 11-1:	Vergleich der Setzungen innerhalb der Hinterfüllungen am Bauwerk 15.....	116
Tab. 11-2:	Vergleich der Setzungen der Fahrbahnoberfläche über den Hinterfüllungen am Bauwerk 15 bis September 2012.....	117
Tab. 11-3:	Verhältniszahlen zwischen Erddruck und Vertikalspannung infolge Eigengewicht $K_{mob} = \sigma_h/\sigma_v$ sowie Erddruckbeiwerte für einen Reibungswinkel 35°	127
Tab. 11-4:	Hinterfüllbereich 3, Verhältniszahlen zwischen Erddruck und Vertikalspannung infolge Eigengewicht $K_{mob} = \sigma_h/\sigma_v$ (Tagesmittelwerte) sowie Erddruckbeiwerte für einen Reibungswinkel 35°	137
Tab. 11-5:	Ermittlung Spannungs- und Dehnungsänderungen an den Gebern D18 und E4 im Hinterfüllbereich HF3.	138
Tab. 12-1:	Materialparameter für elasto-plastisches Materialgesetz mit der Fließbedingung nach Drucker-Prager.....	144
Tab. 12-2:	Materialparameter zur Berechnung der Temperaturverteilung und –verformung (ARBEITSGRUPPE "ERD- UND GRUNDBAU" (1994), MÜLLER (2007)).	156
Tab. 13-1:	Kostenvergleich der verschiedenen Hinterfüllungsvarianten mit den Vergabepreisen der jeweiligen Baumaßnahme unter Bezug auf die Referenzhinterfüllung.....	159
Tab. 15-1:	Grenzwerte für AUN und LWI nach ZTV ZEB-StB.	167
Tab. 15-2:	A72, Bauwerk 37 (Netzknotten 5342105), Zusammenstellung der Ebenheitskennwerte nach ZTV ZEB-StB und Vergleich mit gesamtem Streckenabschnitt.....	174
Tab. 15-3:	A66, Bauwerk15 (Netzknotten 5916087), Zusammenstellung der Ebenheitskennwerte nach ZTV ZEB-StB und Vergleich mit gesamtem Streckenabschnitt.....	178
Tab. 16-1:	Überblick über die Setzungen der verschiedenen Hinterfüllungsvarianten nach Verkehrsfreigabe.....	184

Abkürzungs- und Symbolverzeichnis

Abkürzungen

AUN	Allgemeine Unebenheit nach ZTV ZEB-StB
BA	Bauabschnitt
BAB	Bundesautobahn
BP	Bezugspunkt
BW	Bauwerk
D	Druckgeber
E	Extensometer
EPS	Expandierter Polystyrol-Hartschaum
FEM	Finite Elemente Methode
FOK	Fahrbahnoberkante
HF	Hinterfüllung, Hinterfüllbereich
MR	Messreihe
LWI	Längsebenheitswirkindex nach ZTV ZEB-StB
OK	Oberkante
RiFa	Richtungsfahrbahn
Ril	Richtlinie
RiZ	Richtzeichnungen für Ingenieurbauten
T	Temperaturgeber
TL	Technische Lieferbedingungen
UIC	Internationaler Eisenbahnverband (franz. Union internationale des chemins de fer)
W	Welligkeit nach ZTV ZEB-StB
ZK	Zustandsklasse
ZTV	Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen

Symbole

C_C	Krümmungszahl nach DIN 18123
C_U	Ungleichförmigkeitszahl nach DIN 18123
D_{Pr}	Verdichtungsgrad ($D_{Pr} = \rho_d / \rho_{Pr}$) nach DIN 18127
E	Erddruck, Elastizitätsmodul
E_{res}	resultierender Erddruck über gesamte Widerlagerhöhe im Messquerschnitt
E_S	Steifemodul bei behinderter Seitendehnung
E_{V2}	Verformungsmodul beim statischen Lastplattenversuch für die Zweitbelastung
E_{vd}	dynamischer Verformungsmodul beim Versuch mit dem Leichten Fallgewichtsgesetz
EXX	Unebenheitshöhe als Differenz zum gleitenden Mittelwert über XX Meter (E03, E10, E30)
L	Länge des Brückenüberbaus
K	Erddruckbeiwert
K_{res}	resultierender Erddruckbeiwert über gesamte Widerlagerhöhe
R_a	Ausrundungsradius
SXX	Standardabweichung der Differenz um gleitenden Mittelwert über XX Meter (S03, S10, S30)
T	Temperatur
T_0	Aufstelltemperatur

T_e	konstanter Temperaturanteil nach DIN FB 101
ΔT_N	Gesamte Schwankung des konstanten Temperaturanteils
\overline{T}_{Luft}^{6d}	Mittelwert der gemessenen Lufttemperatur der vorangegangenen sechs Tage
\overline{T}_{Luft}^{1d}	Tagesmittelwert der gemessenen Lufttemperatur (Geber T10)
c	Kohäsion
c_r	Steifigkeit Drehfeder
e_h	horizontal einwirkende Spannung infolge Erddrucks
h	Höhe, Widerlagerhöhe, Wandhöhe
s	Setzung, Verschiebung
s_h	horizontalte Verschiebung (an Wandoberkante)
s_h/h	Drehwinkel bei Fußpunktdrehung (mm/m = ‰)
s_{max}	maximale Setzung, maximale Einsenkung
s_r	Restsetzung (Bahnbau, Ril 836)
v_e	Entwurfsgeschwindigkeit (Bahnbau, Ril 836)
v_h	horizontale Verschiebung
z	Tiefe unter Geländeoberkante oder Fahrbahnoberkante
α_T	Temperaturdehnungskoeffizient
ΔL	Längenänderung durch Temperaturänderungen
ϵ_{tot}	gesamte Dehnung ($\Delta L/L$)
ϵ_Z	Dehnungsanteil infolge Zwangsbeanspruchung
ϵ_T	Temperaturdehnung
ϵ_{cs}	Dehnungsanteil infolge Kriechen und Schwinden
γ	Wichte
ρ	Dichte
φ	Reibungswinkel
$\sigma_v(z)$	Vertikalspannung in der Tiefe z
$\Phi(\Omega)$	spektrale Dichte in Abhängigkeit von der Wegkreisfrequenz Ω

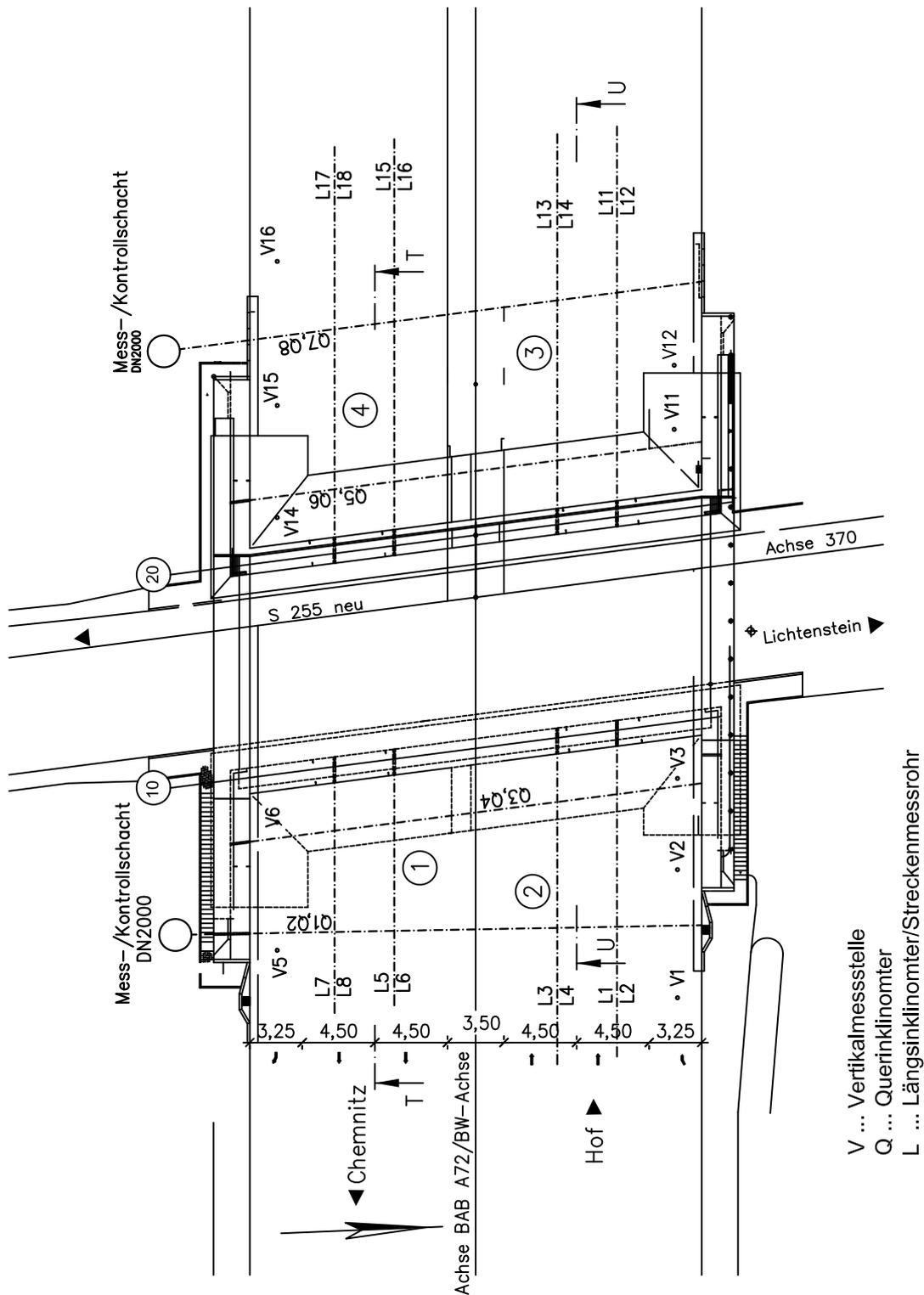
Indizes

B	Bruchzustand
Pr	Proctor
a	aktiv
d	trocken
g	Eigengewicht
h	horizontal
max	maximal
min	minimal
mob	mobilisiert
p	passiv
r	radial
v	vertikal
0	Ausgangswert oder Ruhedruck

Anlagenverzeichnis

<u>Anlage 1:</u>	BW 37, Zeichnungen
Seite 1:	BW 37, Lageplan
Seite 2:	BW 37, Hinterfüllbereiche, Schnitte
Seite 3:	BW 37, Hinterfüllbereiche, Messprogramm
<u>Anlage 2:</u>	BW 37, Fotodokumentation
Seite 1 bis 8	
<u>Anlage 3:</u>	BW 37, Ergebnisse Horizontalmessstellen
Seite 1 bis 20:	
<u>Anlage 4:</u>	BW 37, Ergebnisse Vertikalmessstellen
Seite 1 bis 4:	
<u>Anlage 5:</u>	BW 37, Ergebnisse Nivellement Fahrbahnoberfläche
Seite 1 bis 4:	
<u>Anlage 6:</u>	BW 15, Zeichnungen
Seite 1:	BW 15, Lageplan
Seite 2:	BW 15, Hinterfüllbereiche, Schnitte
Seite 3:	BW 15, Messprogramm, Schnitte Widerlager
<u>Anlage 7:</u>	BW 15, Fotodokumentation
Seite 1 bis 10	
<u>Anlage 8:</u>	BW 15, Ergebnisse Horizontalmessstellen
Seite 1 bis 16:	
<u>Anlage 9:</u>	BW 15, Ergebnisse Nivellement Fahrbahnoberfläche
Seite 1 bis 4:	
<u>Anlage 10:</u>	BW 15, Messergebnisse der elektrischen Sensoren
Seite 1 bis 8:	
<u>Anlage 11:</u>	BW 15, Ergebnisse Lagemessung
Seite 1 bis 6:	
<u>Anlage 12:</u>	Ergebnisse der FE-Berechnungen
Seite 1 bis 39:	

Lageplan M 1:400

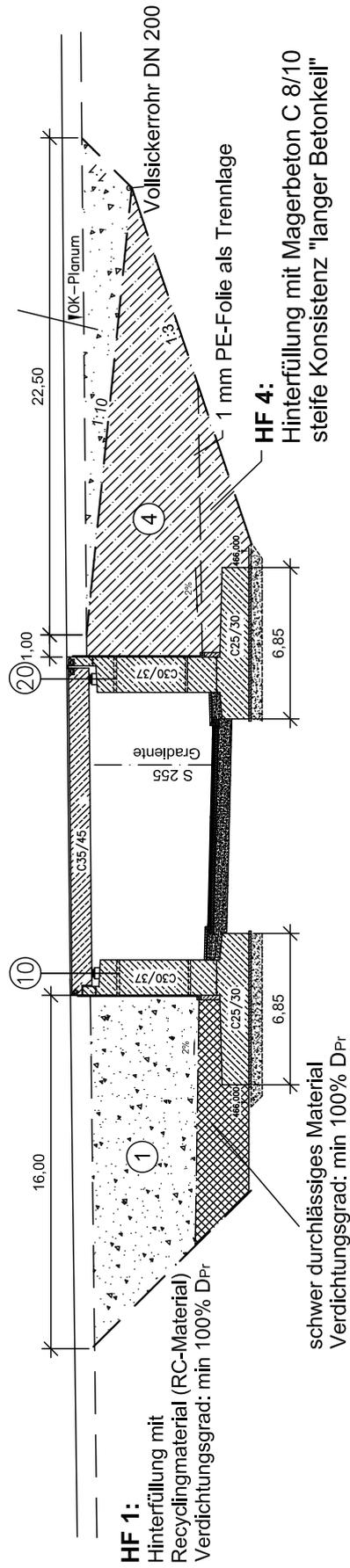


Lageplan Bauwerk BW 37, km 0+253,636 BAB A72 Chemnitz - Hof	Maßstab: M 1 : 400	Einheiten: m	Anlage: 1
			Blatt: 1

Widerlagerhinterfüllung RiFa Hof-Chemnitz

oberhalb Keil:
RC-Material mit max. 15% Feinkomanteil
Verdichtungsgrad: min 100% D_{Pr}
E_{v2} ≥ 100 MN/m²

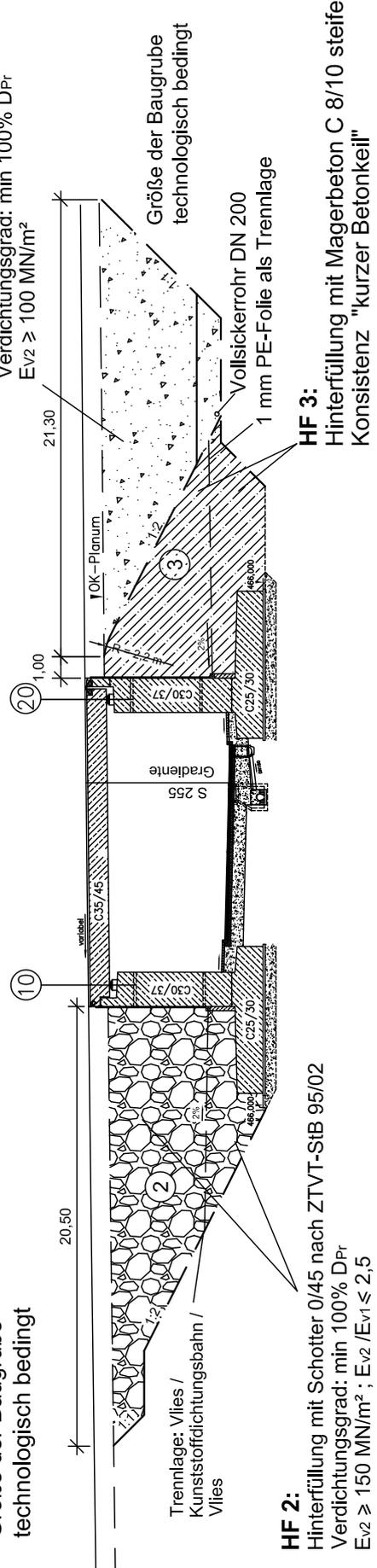
Größe der Baugrube
technologisch bedingt



Widerlagerhinterfüllung RiFa Chemnitz-Hof

oberhalb Keil:
RC-Material mit max. 15% Feinkomanteil
Verdichtungsgrad: min 100% D_{Pr}
E_{v2} ≥ 100 MN/m²

Größe der Baugrube
technologisch bedingt



Schnitte Hinterfüllbereiche
Bauwerk BW 37, km 0+253,636
BAB A72 Chemnitz - Hof

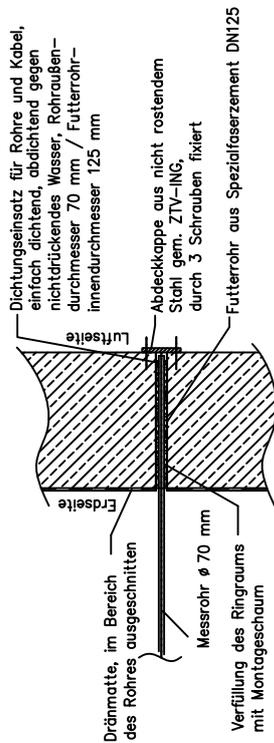
Maßstab:
M 1 : 300

Einheiten:
m

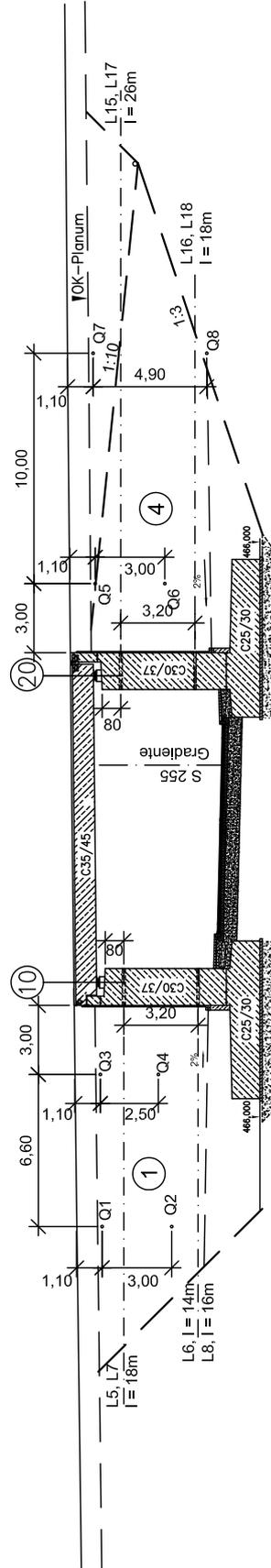
Anlage:	1
Blatt:	2

Detail Z

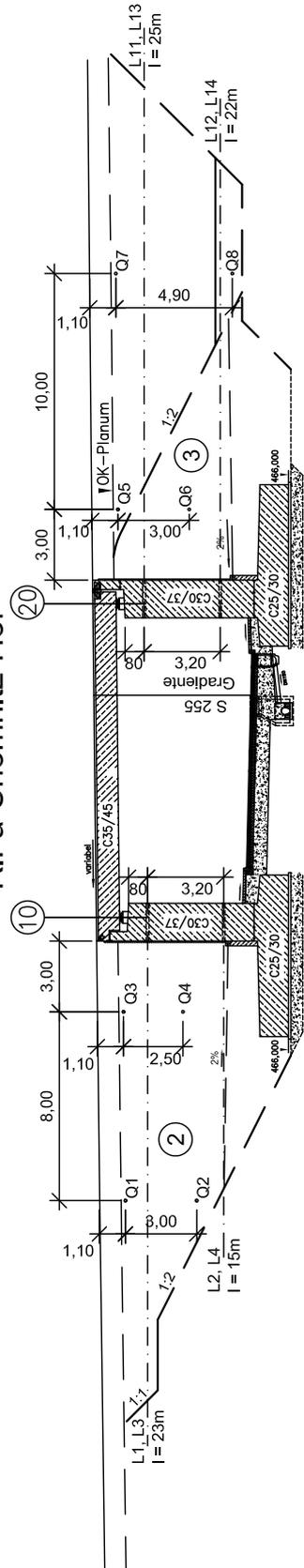
Durchführung der Messrohre durch das Widerlager



RiFa Hof-Chemnitz



RiFa Chemnitz-Hof



Messprogramm Hinterfüllbereiche
 Bauwerk BW 37, km 0+253,636
 BAB A72 Chemnitz - Hof

Maßstab:
 M 1 : 300

Einheiten:
 m

Anlage: 1
 Blatt: 3

Fotodokumentation

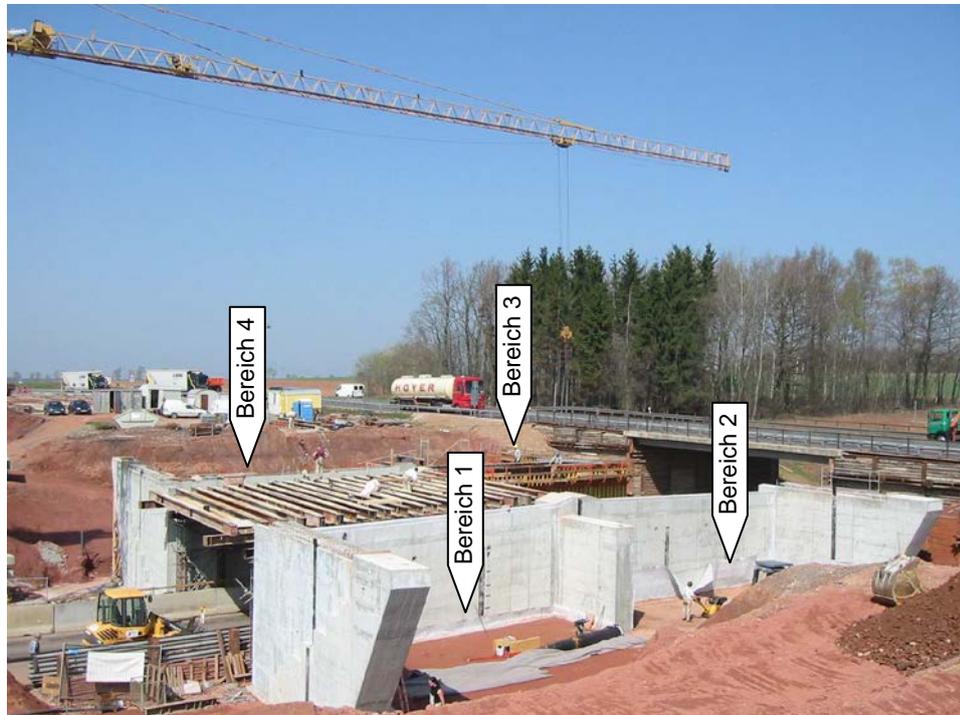


Foto 1: Stand der Arbeiten am 18.05.2006, Hinterfüllbereiche 1 bis 4, im Hintergrund Hilfsbrücke, Blick nach Nordwesten.



Foto 2: Bauwerk 37 am 08.01.2008, beide Richtungsfahrbahnen fertig gestellt und unter Verkehr, Blick nach Nordwesten.

Fotodokumentation



Foto 3: Abnahme der Gründungssohle Achse 20 am 15.03.2006, Wechsellagerung aus Sand mit wechselnden Kies- und Tonanteilen sowie stark sandigem Ton in halbfester Konsistenz.



Foto 4: Detailaufnahme der Baugrubenböschung, deutlich zu erkennen ist der ursprüngliche Schichtverband mit dünnen Tonlagen zwischen ca. 10 cm dicken stärker sandigen Lagen.

Fotodokumentation



Foto 5: Verdichtungsarbeiten im Hinterfüllbereich 2 (Schotter 0/45) mit Walzenzug und schwerer Rüttelplatte am 18.05.2006.



Foto 6: Einbau von Magerbeton in den Hinterfüllbereichen 3 und 4 am 06.06.2006, deutlich im Vordergrund erkennbar ist die stufenförmige Verzahnung des Magerbetonkeils, Blick nach Südosten.

Fotodokumentation



Foto 7: Einbau der Asphalttragschicht in der Richtungsfahrbahn Hof-Chemnitz am 12.07.2006, Blick nach Nordwesten.



Foto 8: Verdichtung des Asphaltes direkt am Übergang zum Brückenbauwerk mit Tandemwalze.

Fotodokumentation



Foto 9: Einbau der Messrohre: Aushub von Gräben, Verdichtung der Sohle, Einbau eines Sandbettes, Verdichtung Sandbett, Einbau Messrohr, Überschütten zunächst mit Sand dann mit Hinterfüllmaterial, Verdichtung mit leichter Rüttelplatte.



Foto 10: Einbindung der Längsklinometer in den anstehenden Baugrund (Mindestlänge 2,50 m)

Fotodokumentation



Foto 11: Durchführung des Messrohres durch das Widerlager, Fixierung des Rohres über Dichtungen (Gliederkette mit Kautschukdichtelementen, die über zwei Andruckplatten mit dem Futter- und Messrohr und verspannt wurden).



Foto 12: Verlegung Querinklinometer im Hinterfüllbereich 3 und 4, im Hintergrund ist die Einbindung in den Messschacht ersichtlich.

Fotodokumentation



Foto 13: Einbau Streckenmessrohre L 11 und L 13 im Hinterfüllbereich 3, Blick zum Widerlager, deutlich sichtbar sind die Muffen der Messrohre im Abstand von 1,0 m.



Foto 14: Einbau Streckenmessrohr, Blick zur Einbindung in den anstehenden Baugrund, genaue Rohrverlegung mit sehr geringen Höhendifferenzen.

Fotodokumentation



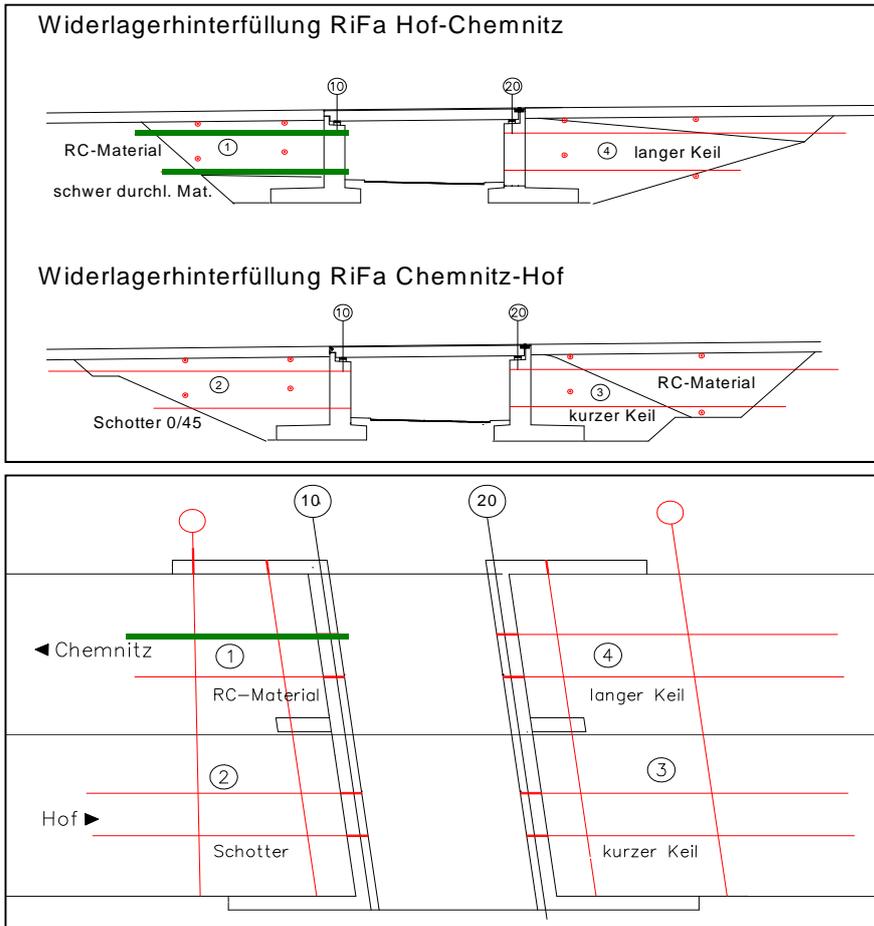
Foto 15: Einbau Vertikalmesststelle, Bohrungen von der fertig gestellten Richtungsfahr-
bahn Chemnitz.



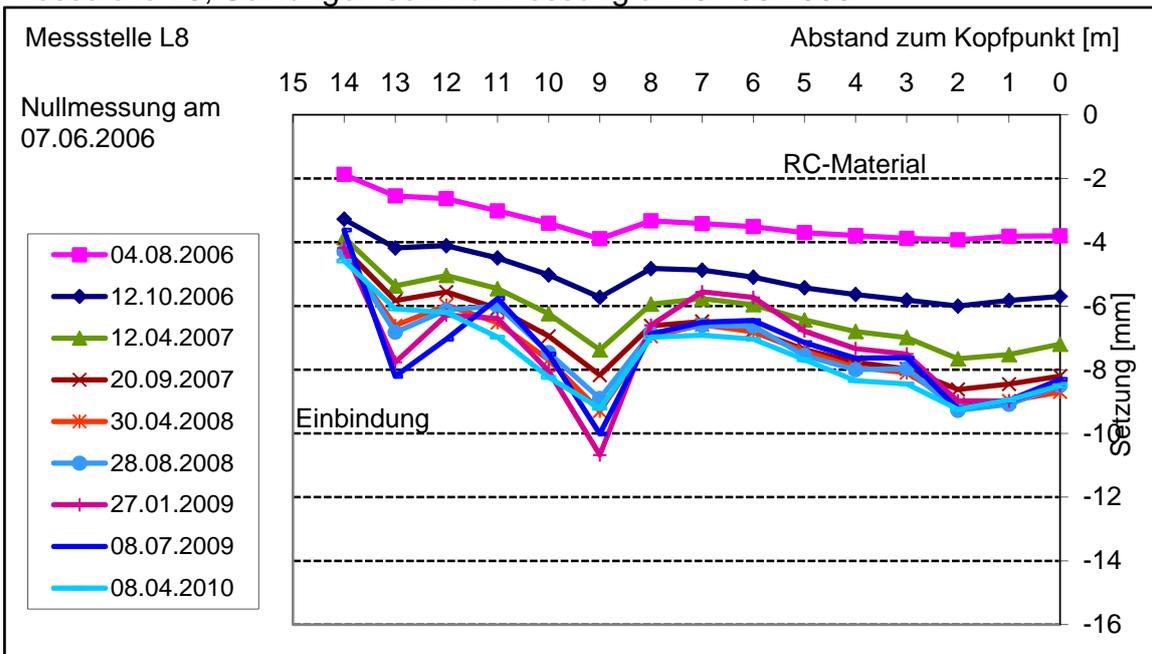
Foto 16: Messung Vertikalmesststelle mit Kappe im Fahrbahnbereich des späteren
Ausgliederungstreifens (Schachtabdeckung Klasse D 400).

Hinterfüllbereich 1: Recyclingmaterial

Messstellen L7 (oben) und L8 (unten)

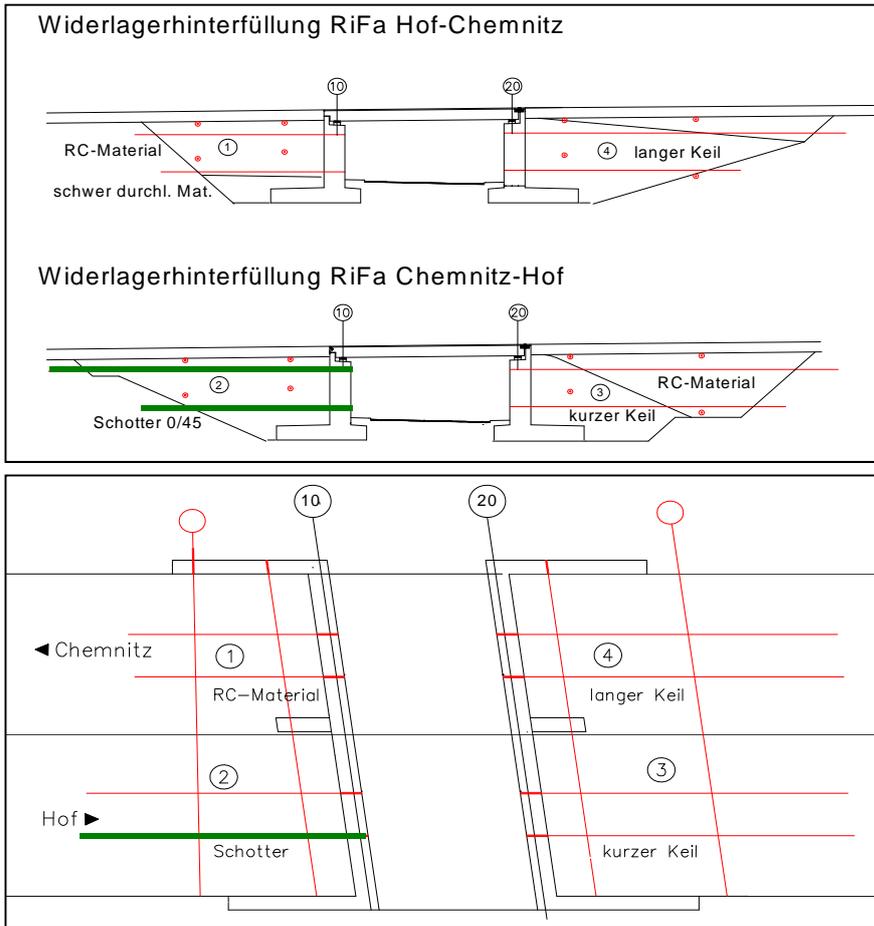


Messstelle L8, Setzungen seit Nullmessung am 07.06.2006

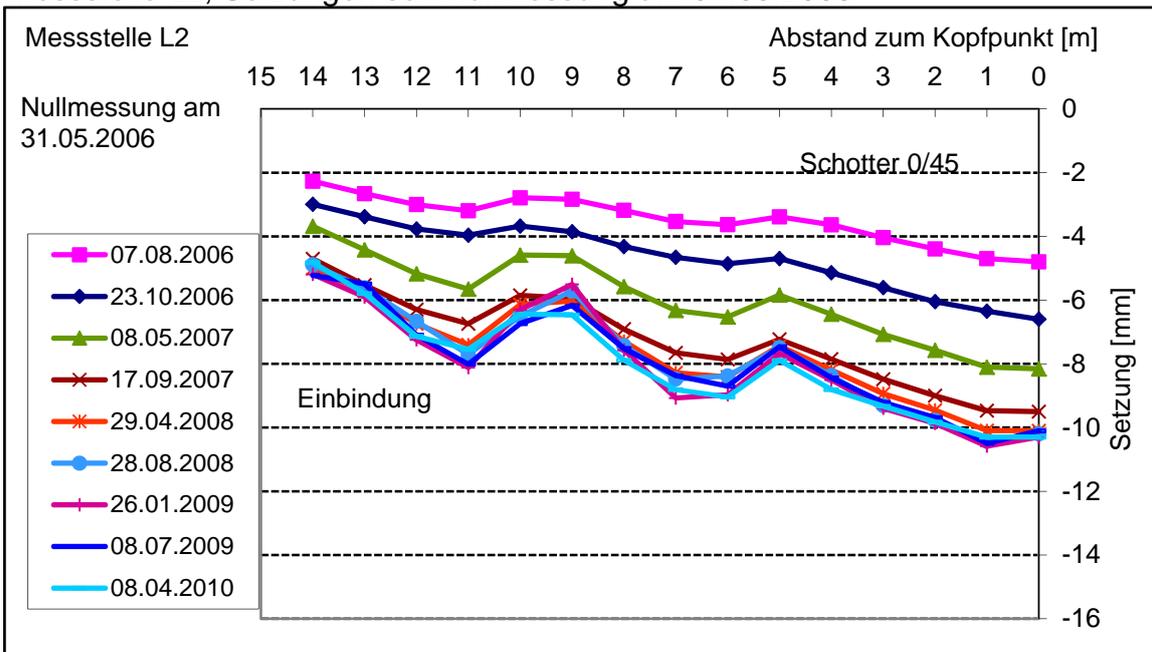


Hinterfüllbereich 2: Schotter 0/45

Messstellen L1 (oben) und L2 (unten)



Messstelle L2, Setzungen seit Nullmessung am 31.05.2006

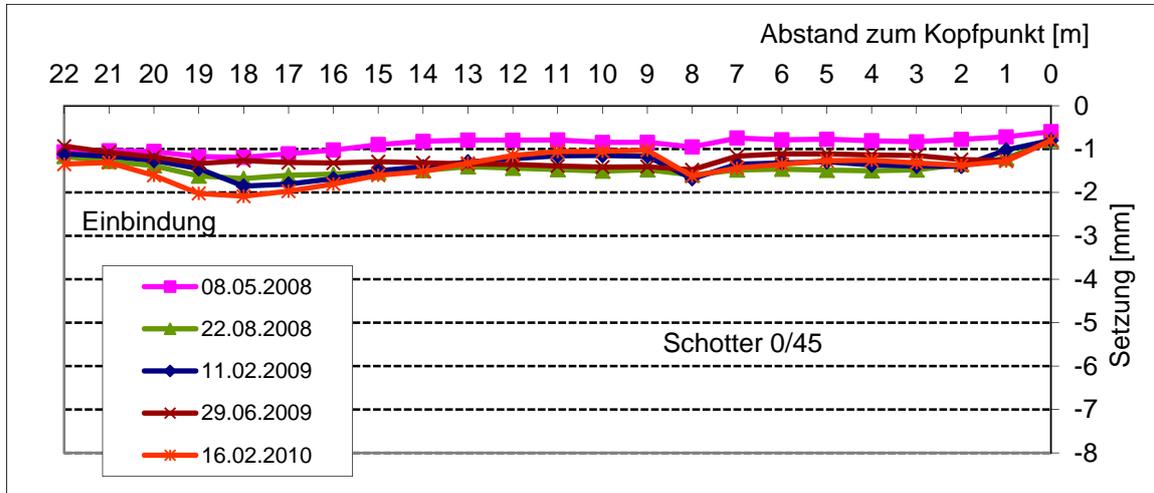


Hinterfüllbereich 2: Schotter 0/45

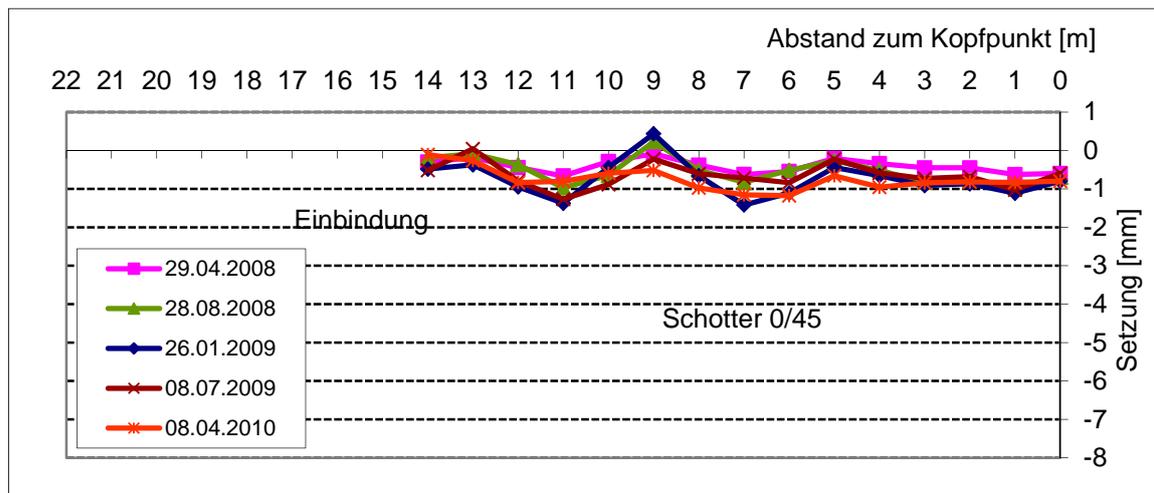
Setzungen seit Verkehrsfreigabe RiFa Hof

Bezugsmessung am 27.09.2007

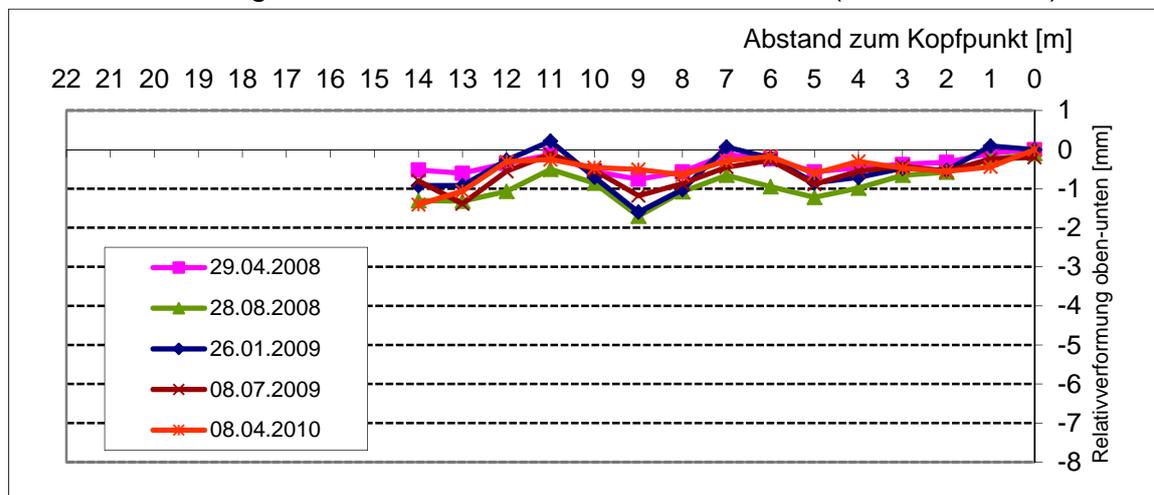
Messstelle L1 (oben)



Messstelle L2 (unten)

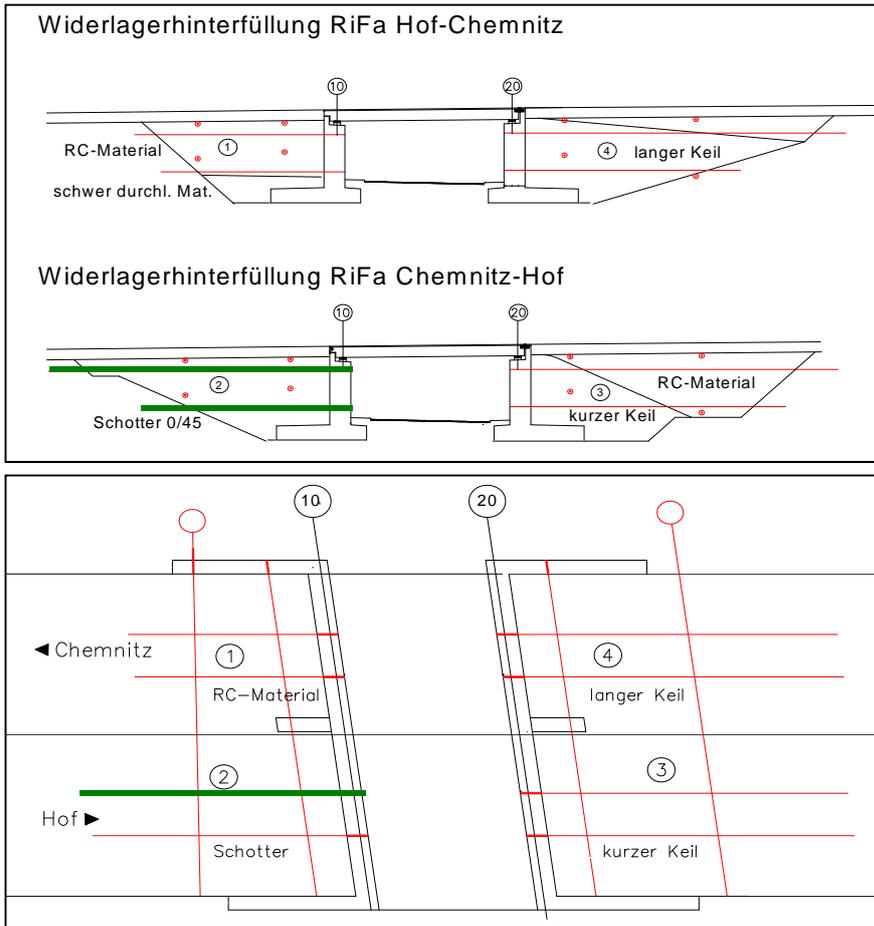


Relativverformung zwischen unterem und oberem Messr. (Abstand 3,2 m)

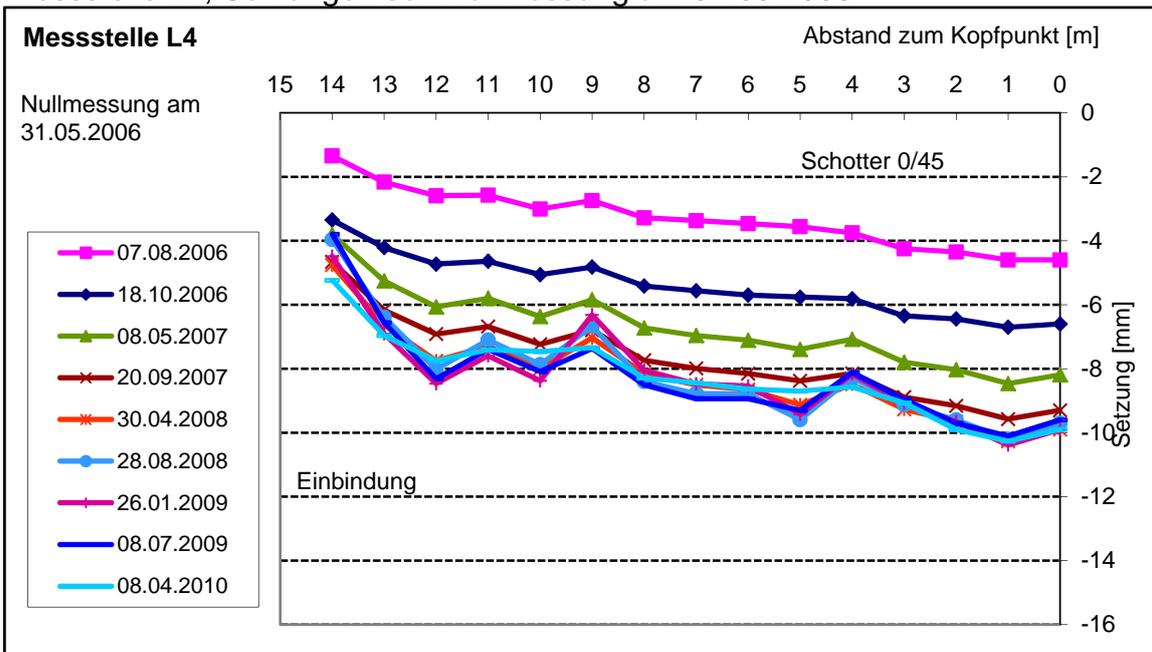


Hinterfüllbereich 2: Schotter 0/45

Messstellen L3 (oben) und L4 (unten)



Messstelle L4, Setzungen seit Nullmessung am 31.05.2006

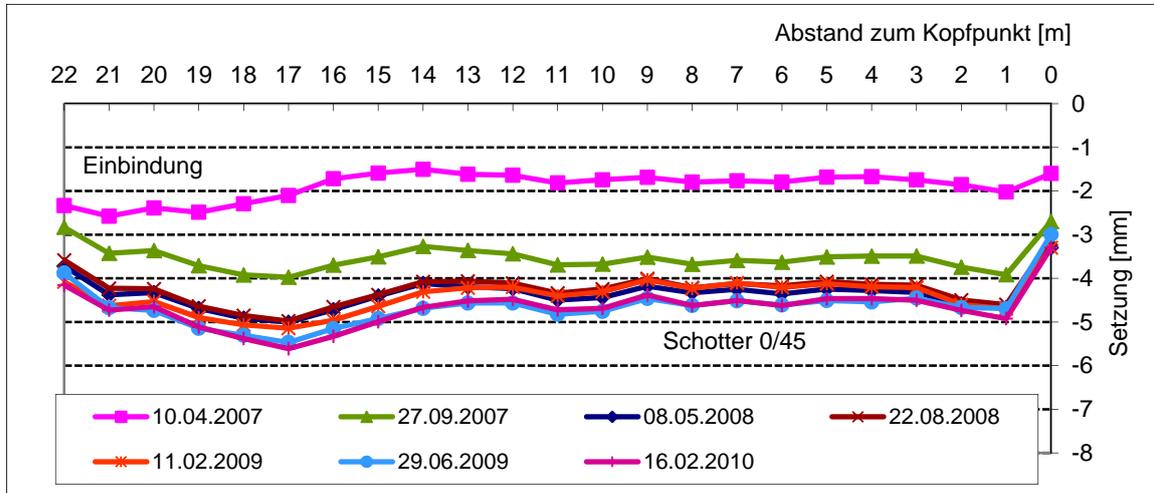


Hinterfüllbereich 2: Schotter 0/45

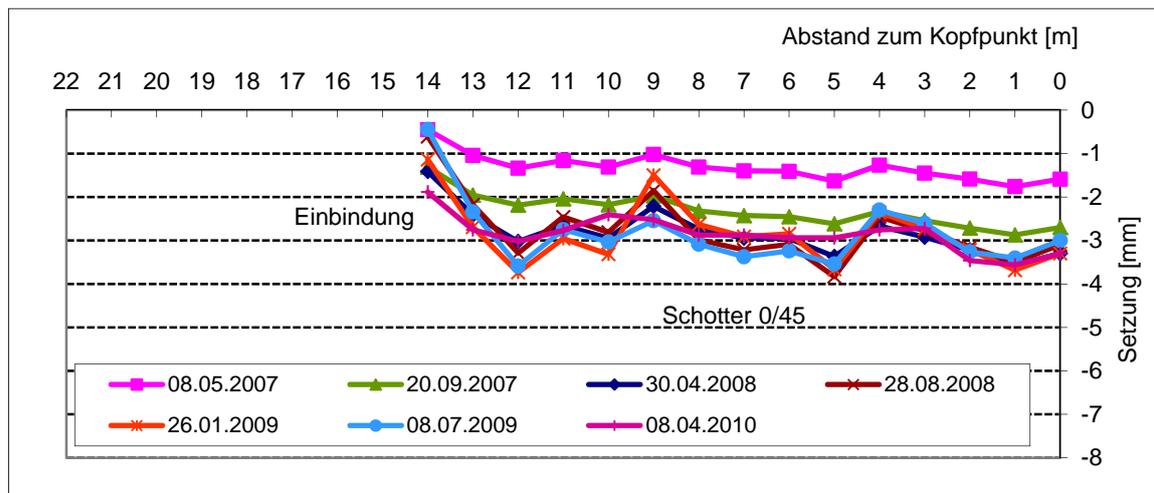
Setzungen durch Baustellenverkehr und Verkehrsbelastung

Bezugsmessung am 18.10.2006

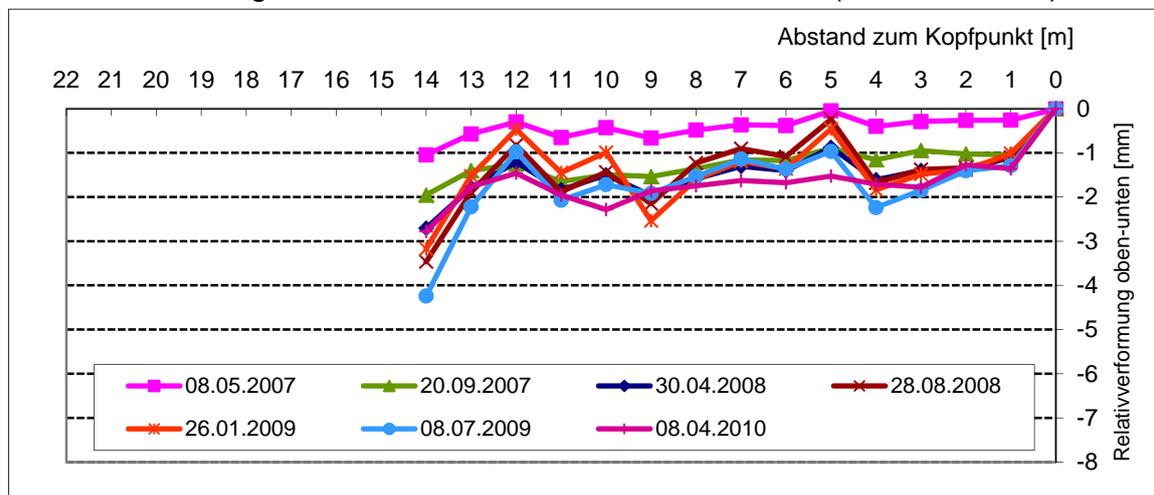
Messstelle L3 (oben)



Messstelle L4 (unten)



Relativverformung zwischen unterem und oberem Messr. (Abstand 3,2 m)

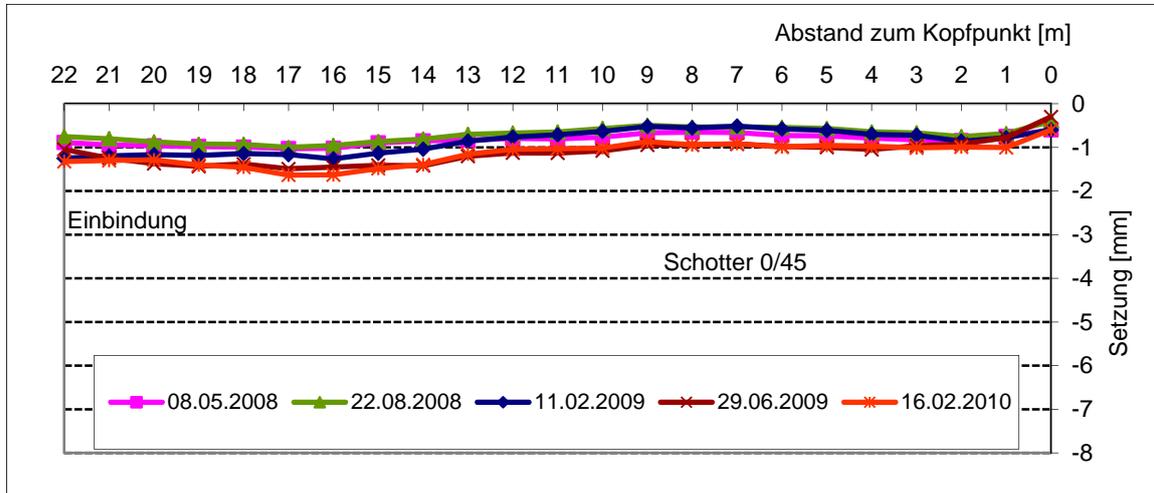


Hinterfüllbereich 2: Schotter 0/45

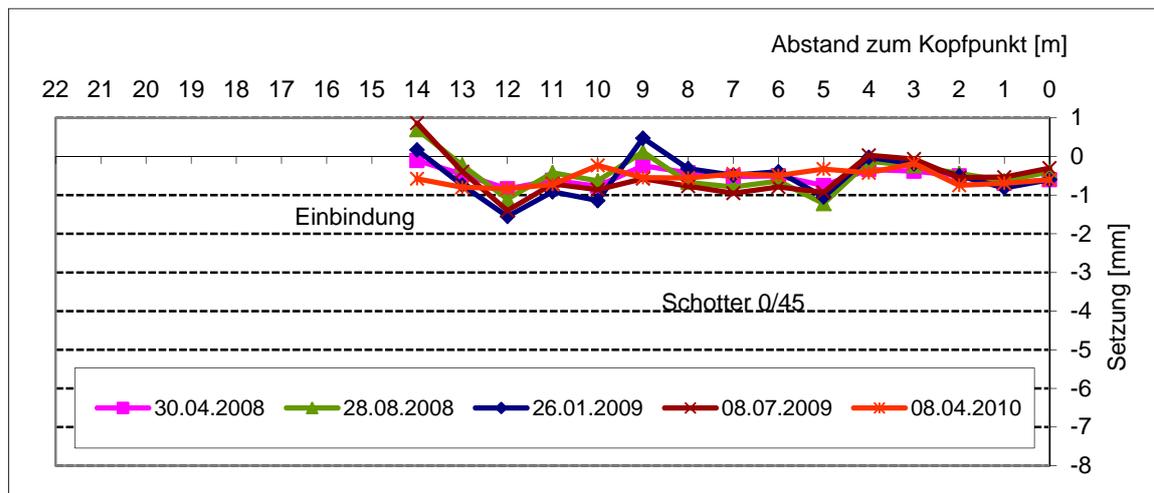
Setzungen seit Verkehrsfreigabe RiFa Hof

Bezugsmessung am 27.09.2007

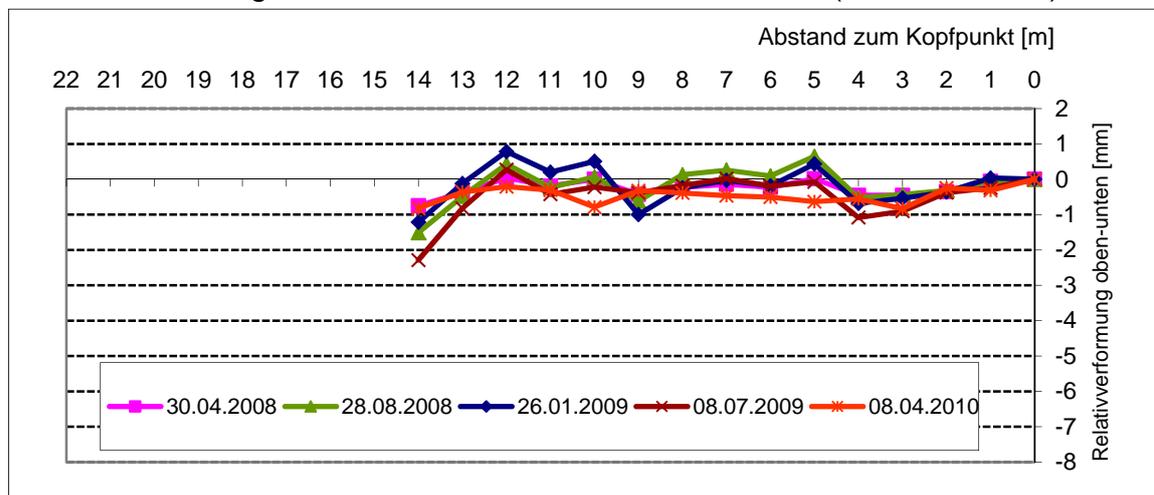
Messstelle L3 (oben)



Messstelle L4 (unten)

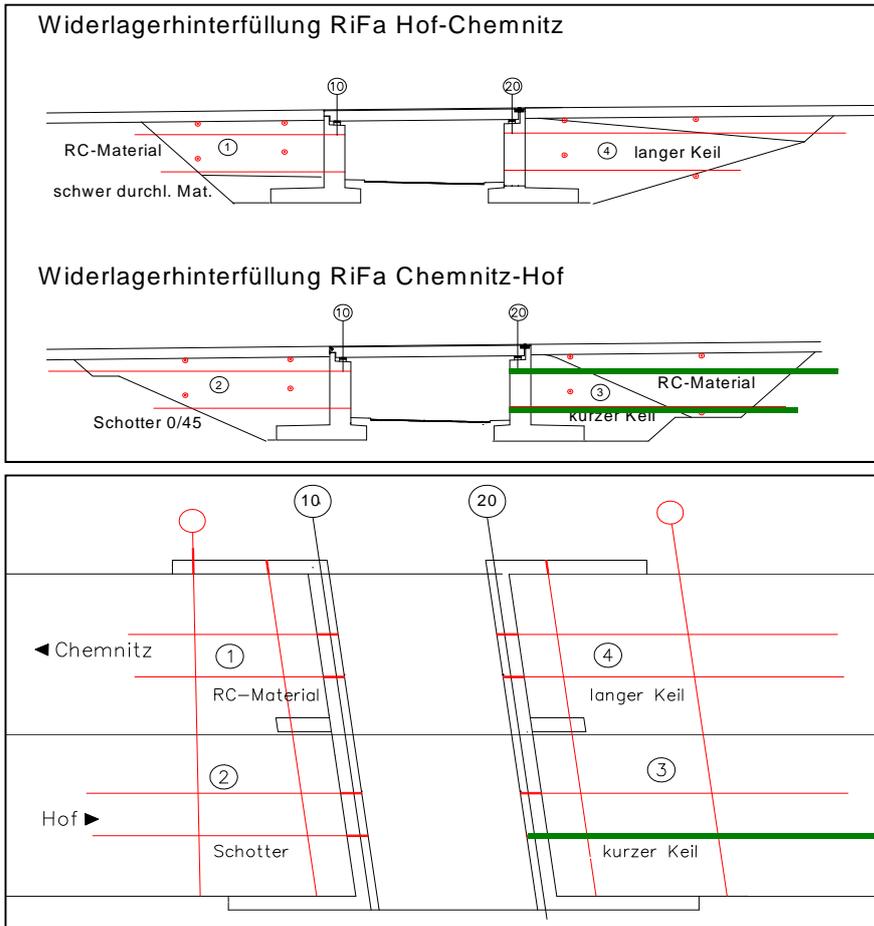


Relativverformung zwischen unterem und oberem Messr. (Abstand 3,2 m)

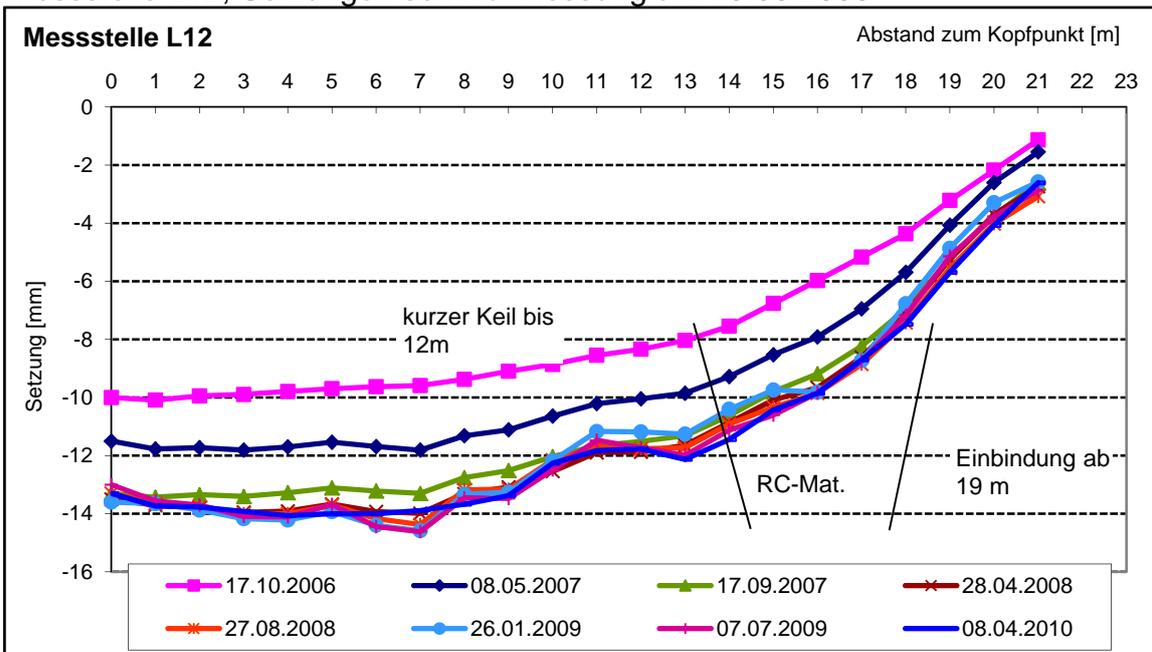


Hinterfüllbereich 3, kurzer Keil

Messstellen L11 (oben) und L12 (unten)



Messstelle L12, Setzungen seit Nullmessung am 13.06.2006

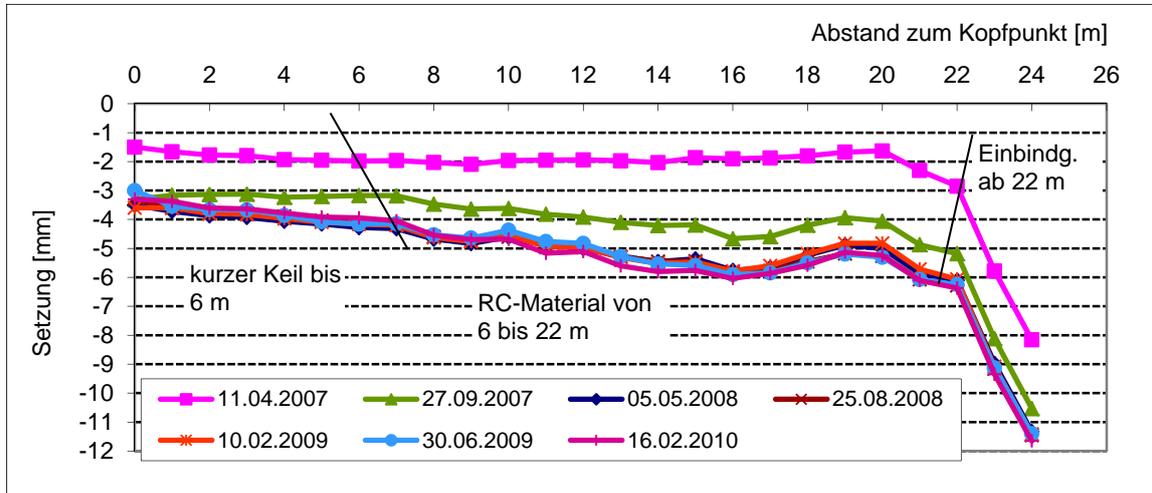


Hinterfüllbereich 3, kurzer Keil

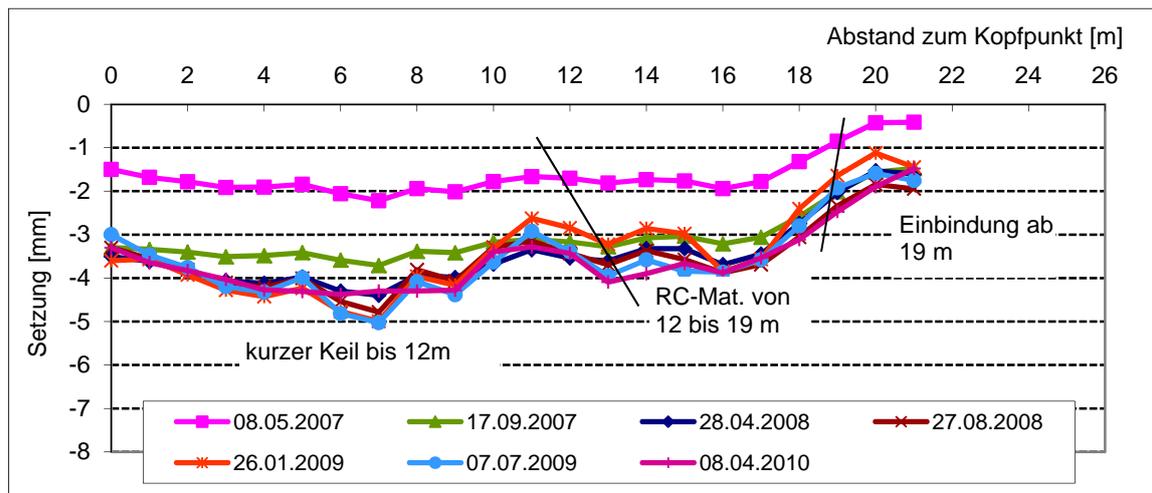
Setzungen durch Baustellenverkehr und Verkehrsbelastung

Bezugsmessung am 18.10.2006

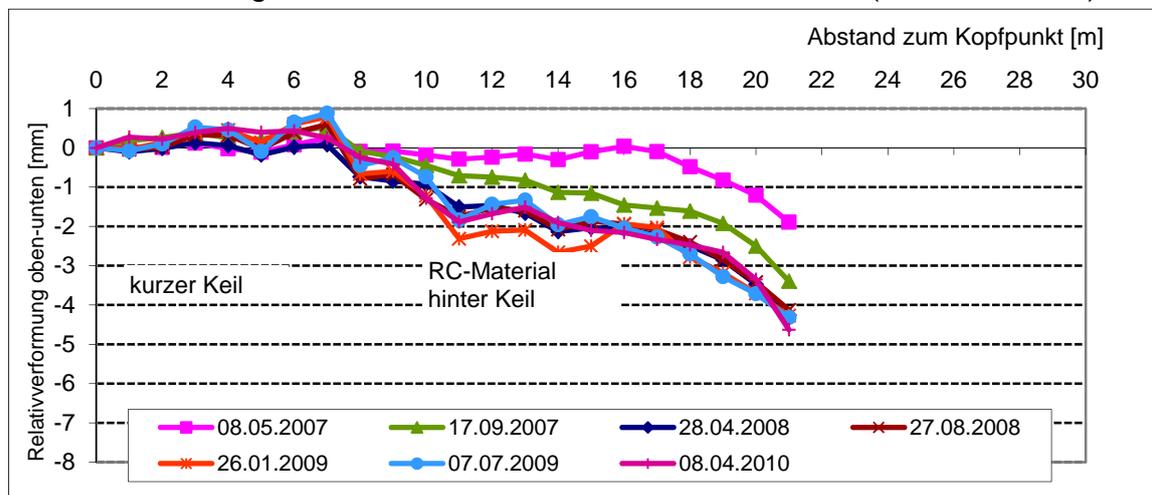
Messstelle L11



Messstelle L12 (unten)



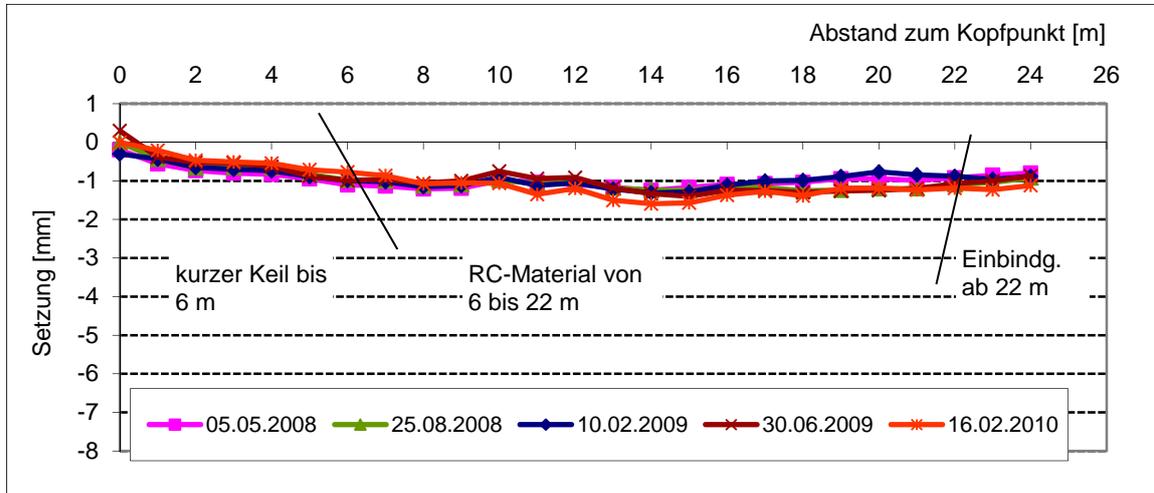
Relativverformung zwischen unterem und oberem Messrohr (Abstand 3,2 m)



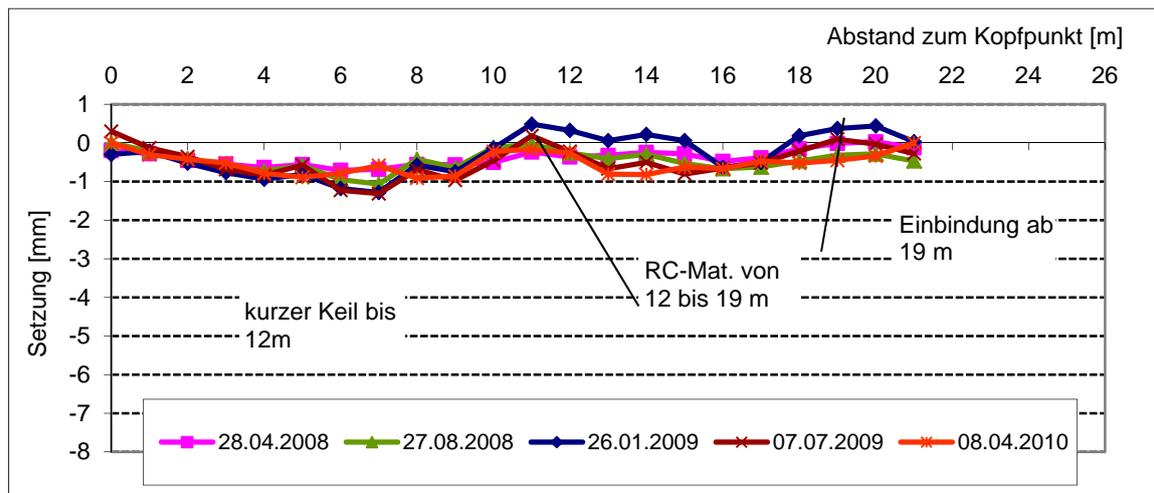
Hinterfüllbereich 3, kurzer Keil

Setzungen seit Verkehrsfreigabe RiFa Hof
Bezugsmessung am 27.09.2007

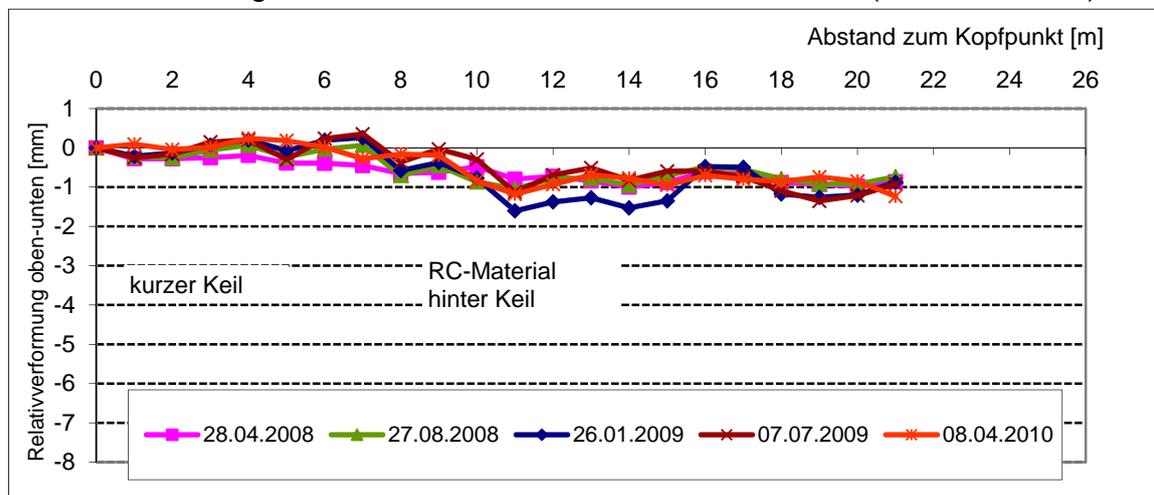
Messstelle L11



Messstelle L12 (unten)

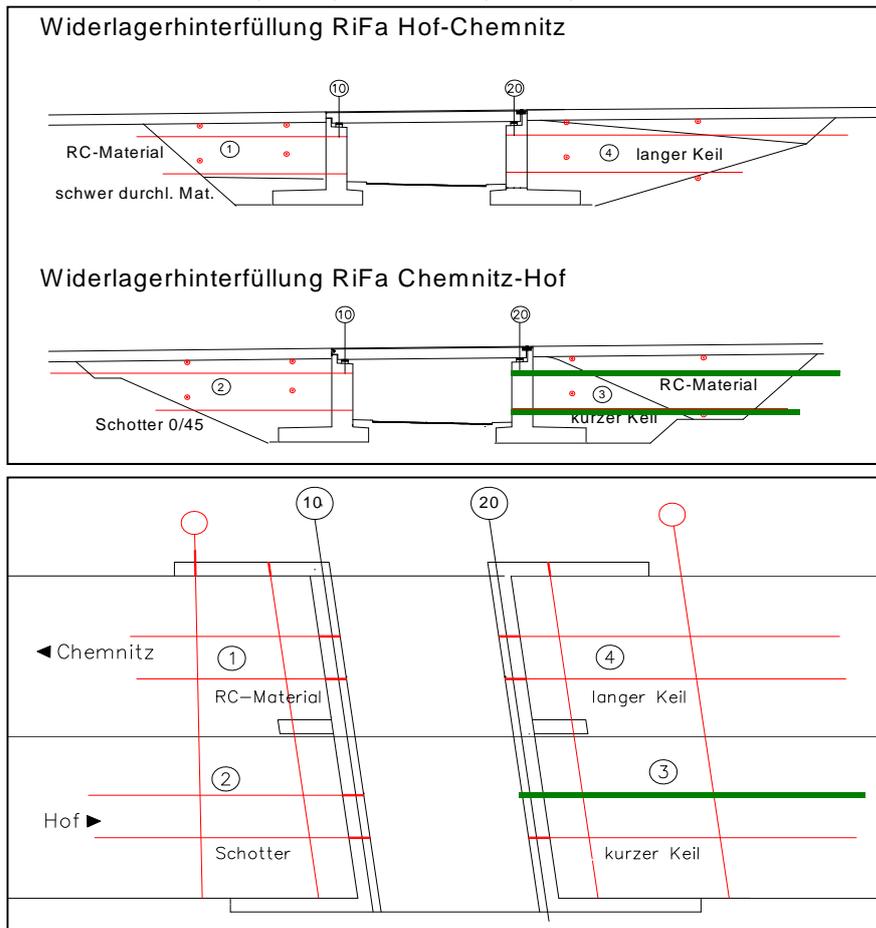


Relativverformung zwischen unterem und oberem Messrohr (Abstand 3,2 m)

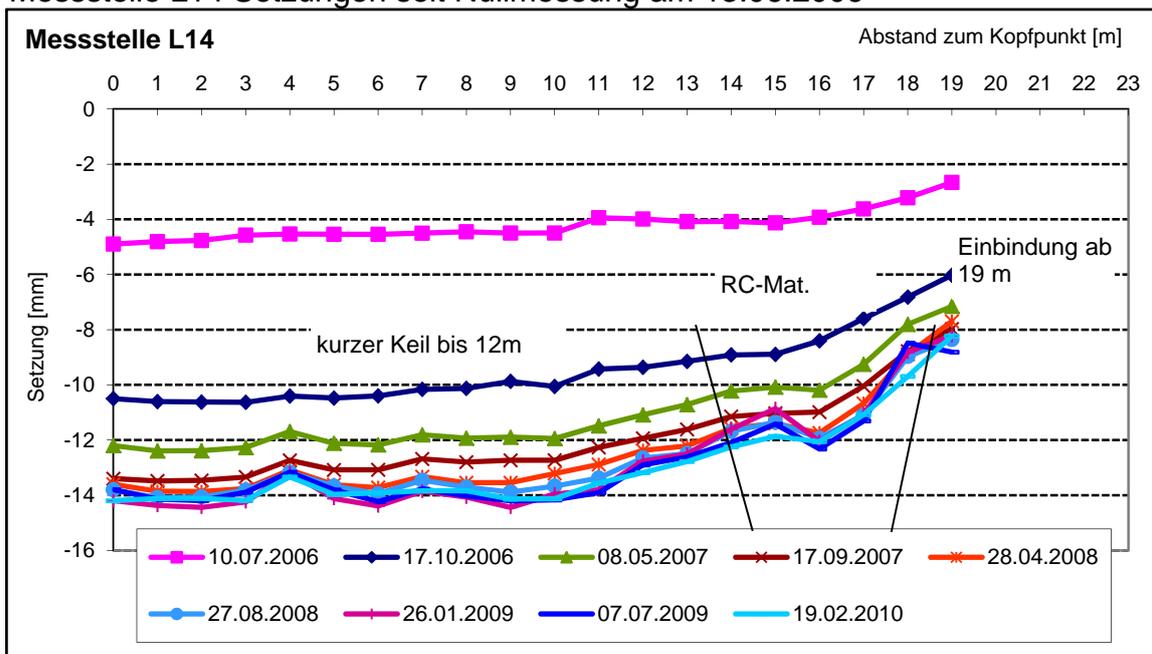


Hinterfüllbereich 3, kurzer Keil

Messstellen L13 (oben) und L14 (unten)



Messstelle L14 Setzungen seit Nullmessung am 13.06.2006

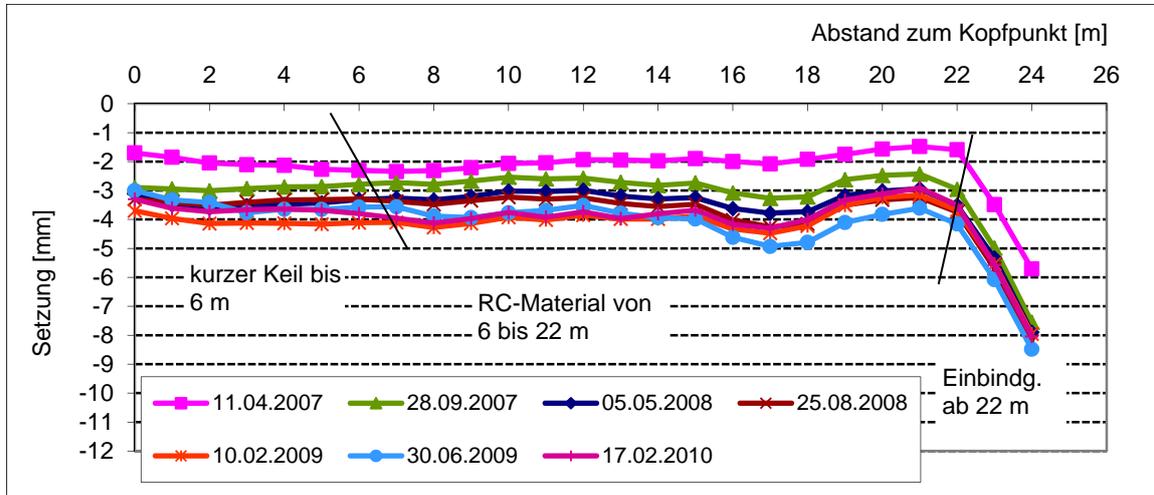


Hinterfüllbereich 3

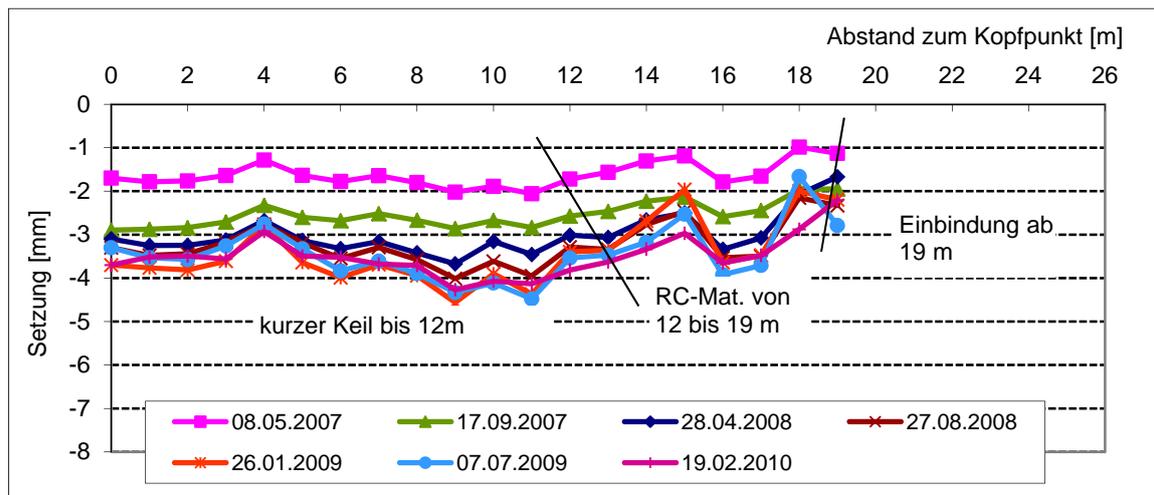
Setzungen durch Baustellenverkehr und Verkehrsbelastung

Bezugsmessung am 18.10.2006

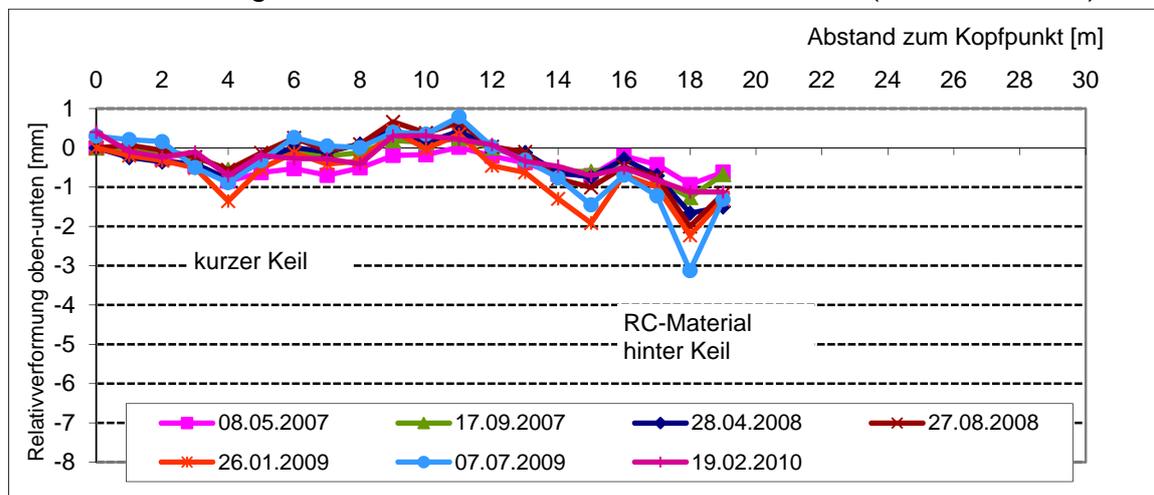
Messstelle L13



Messstelle L14 (unten)



Relativverformung zwischen unterem und oberem Messrohr (Abstand 3,2 m)

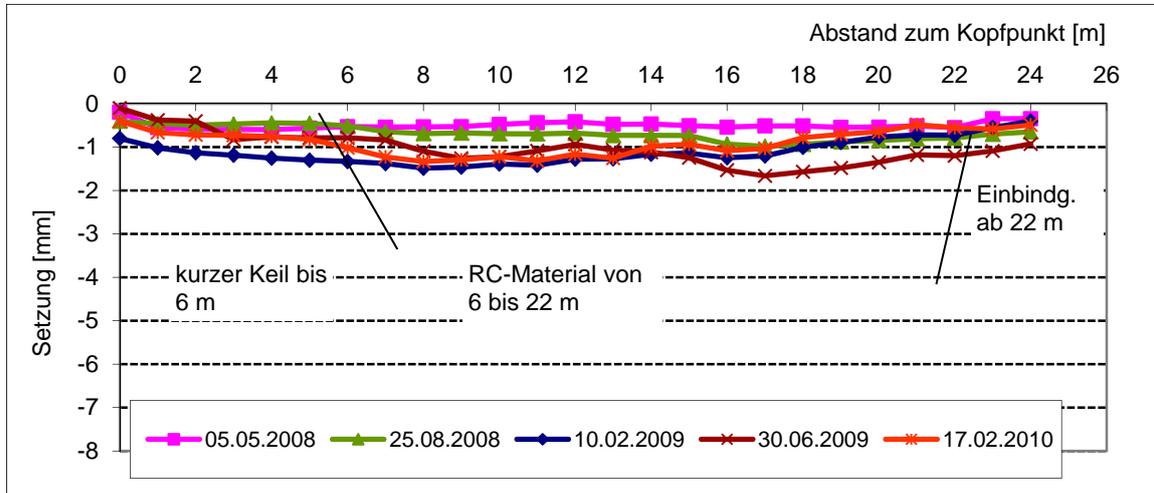


Hinterfüllbereich 3

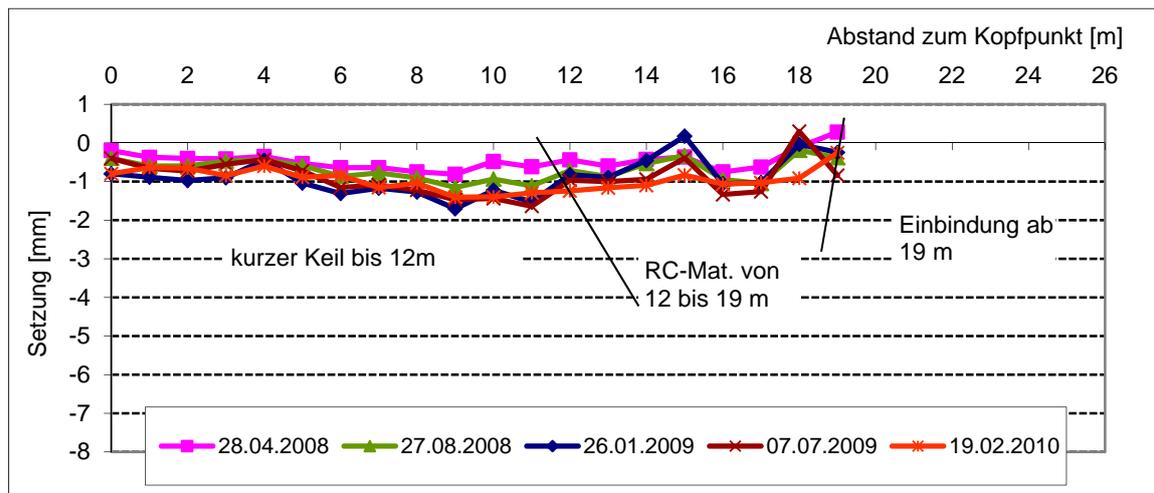
Setzungen seit Verkehrsfreigabe RiFa Hof

Bezugsmessung am 27.09.2007

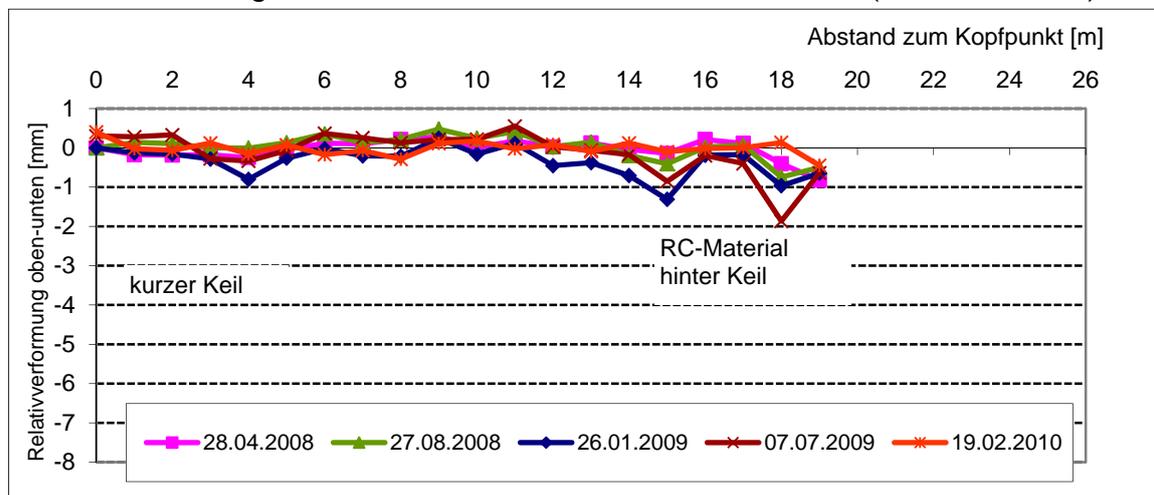
Messstelle L13



Messstelle L14 (unten)

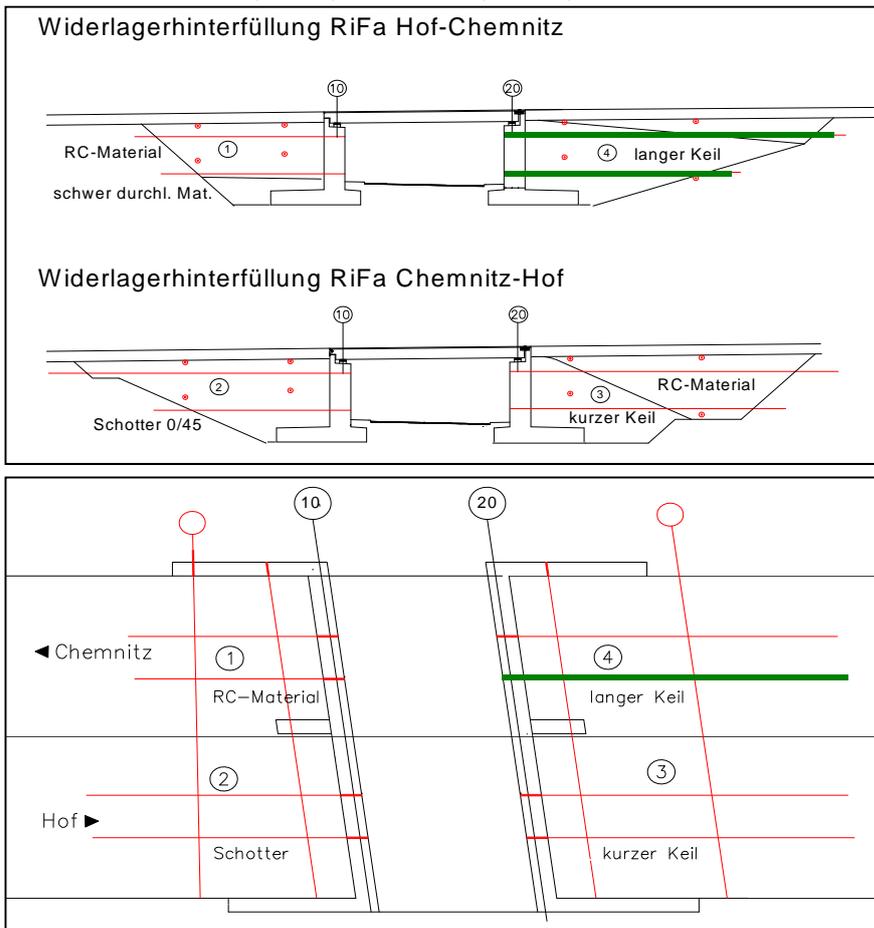


Relativverformung zwischen unterem und oberem Messrohr (Abstand 3,2 m)

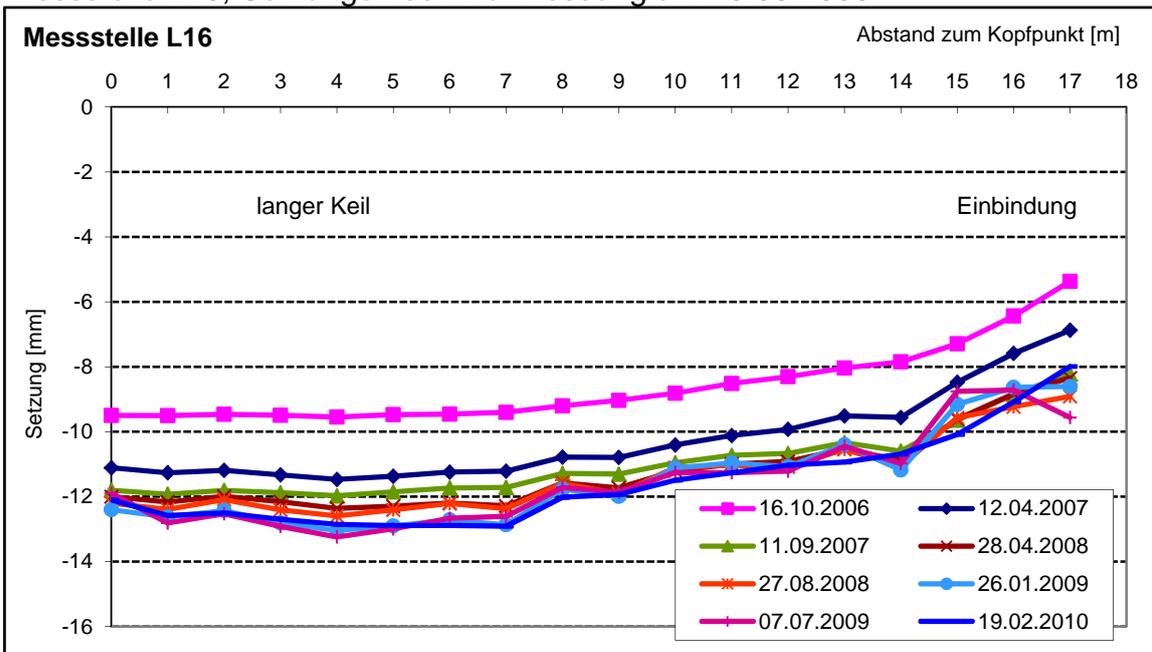


Hinterfüllbereich 4, langer Keil

Messstellen L15 (oben) und L16 (unten)



Messstelle L16, Setzungen seit Nullmessung am 13.06.2006

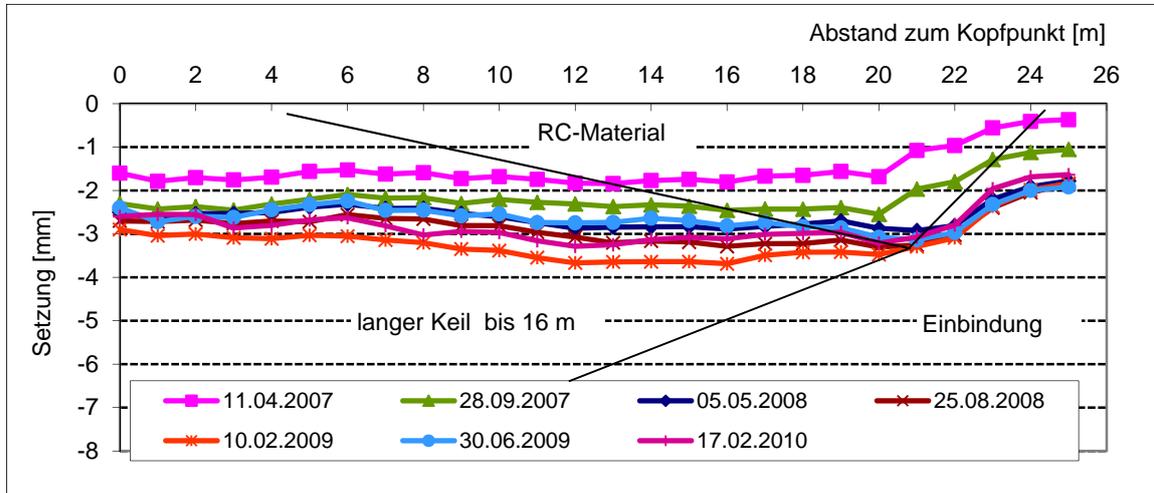


Hinterfüllbereich 4, langer Keil

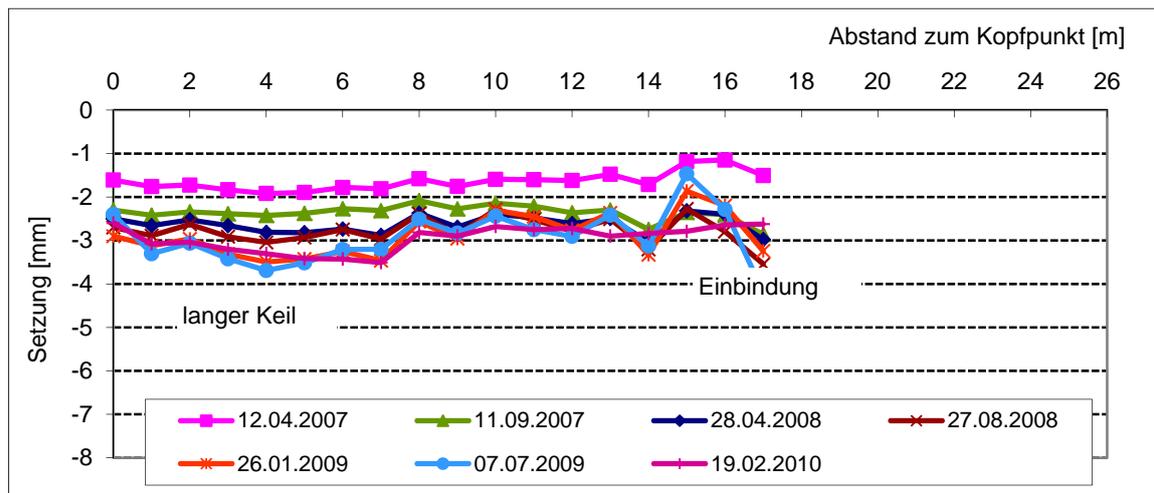
Setzungen seit Verkehrsfreigabe

Bezugsmessung am 18.10.2006

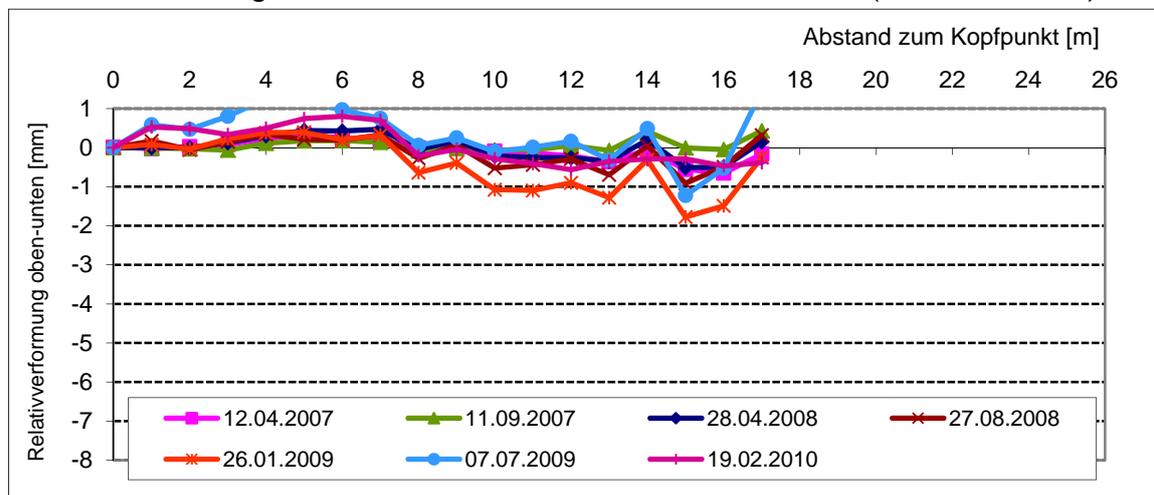
Messstelle L15 (oben)



Messstelle L16 (unten)



Relativverformung zwischen unterem und oberem Messrohr (Abstand 3,2 m)

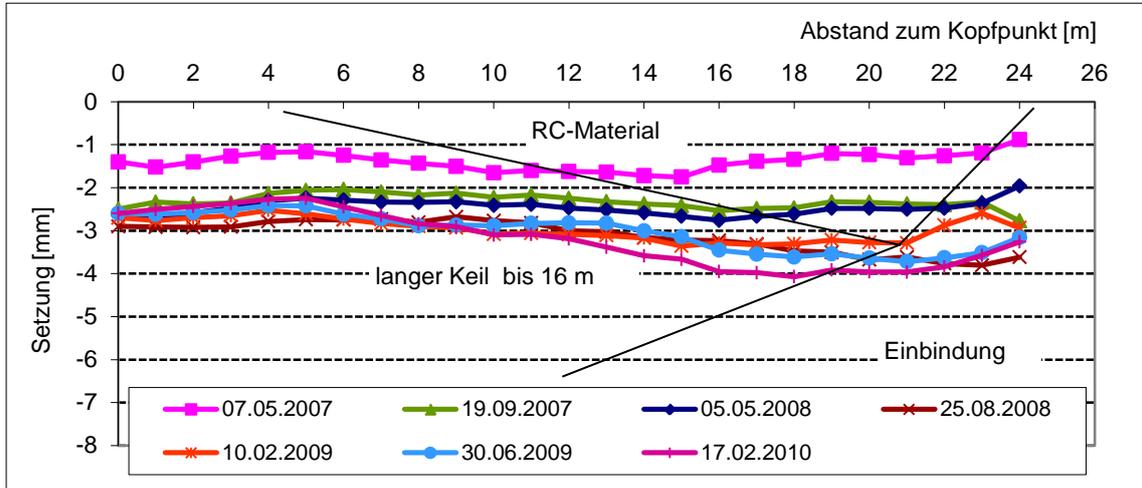


Hinterfüllbereich 4, langer Keil

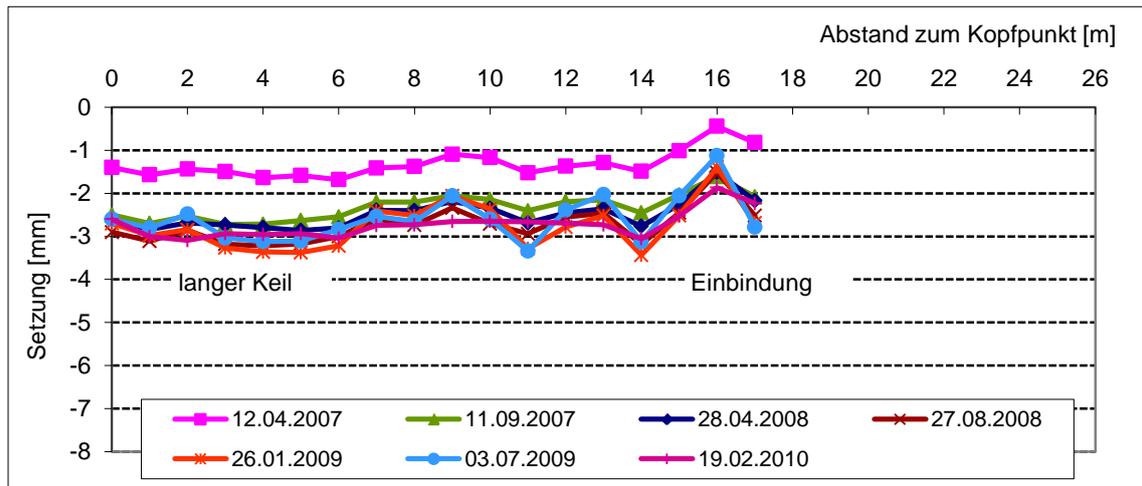
Setzungen seit Verkehrsfreigabe

Bezugsmessung am 18.10.2006

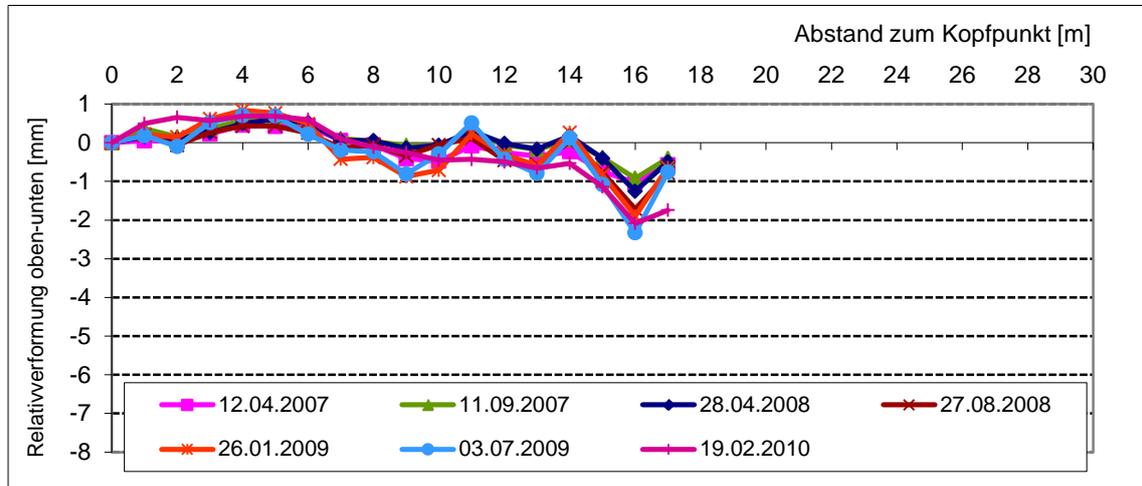
Messstelle L17 (oben)



Messstelle L18 (unten)



Relativverformung zwischen unterem und oberem Messrohr (Abstand 3,2 m)



Richtungsfahrbahn Hof-Chemnitz

Hinterfüllbereich 1, Recyclingmaterial

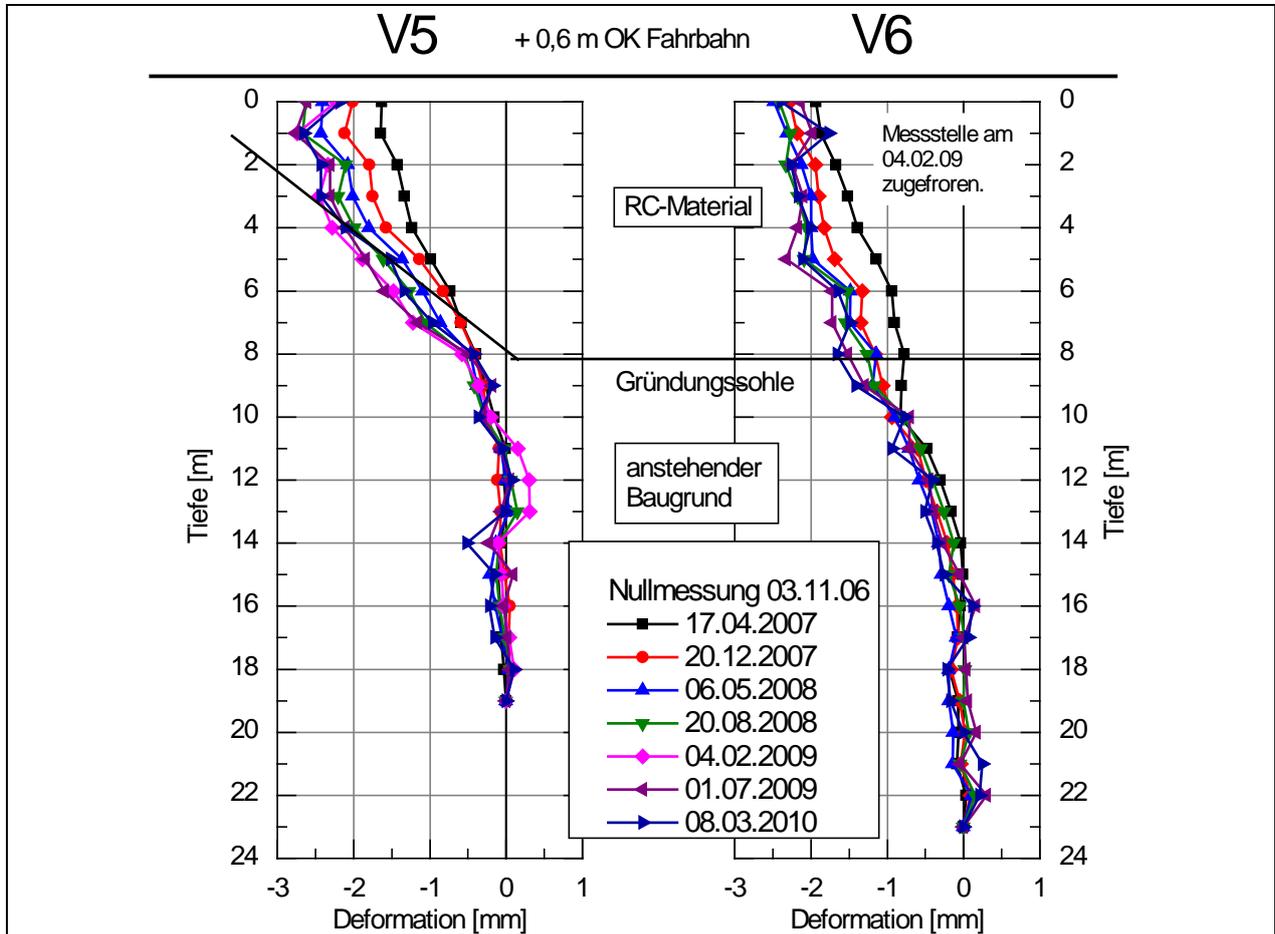
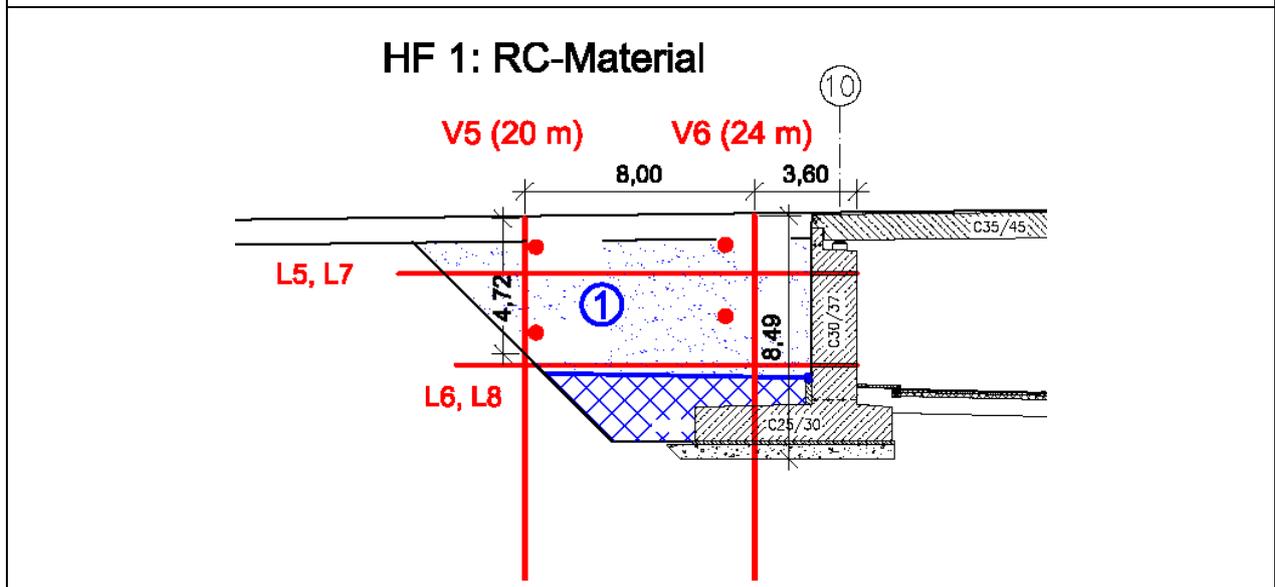


Bild A4-1: BW 37, Verformungen der Vertikalmeßstellen im Hinterfüllbereich 1, Bezugsmessung 03.11.2006 (vor Verkehrsfreigabe RiFa Chemnitz).



Richtungsfahrbahn Hof-Chemnitz

Hinterfüllbereich 4, langer Betonkeil

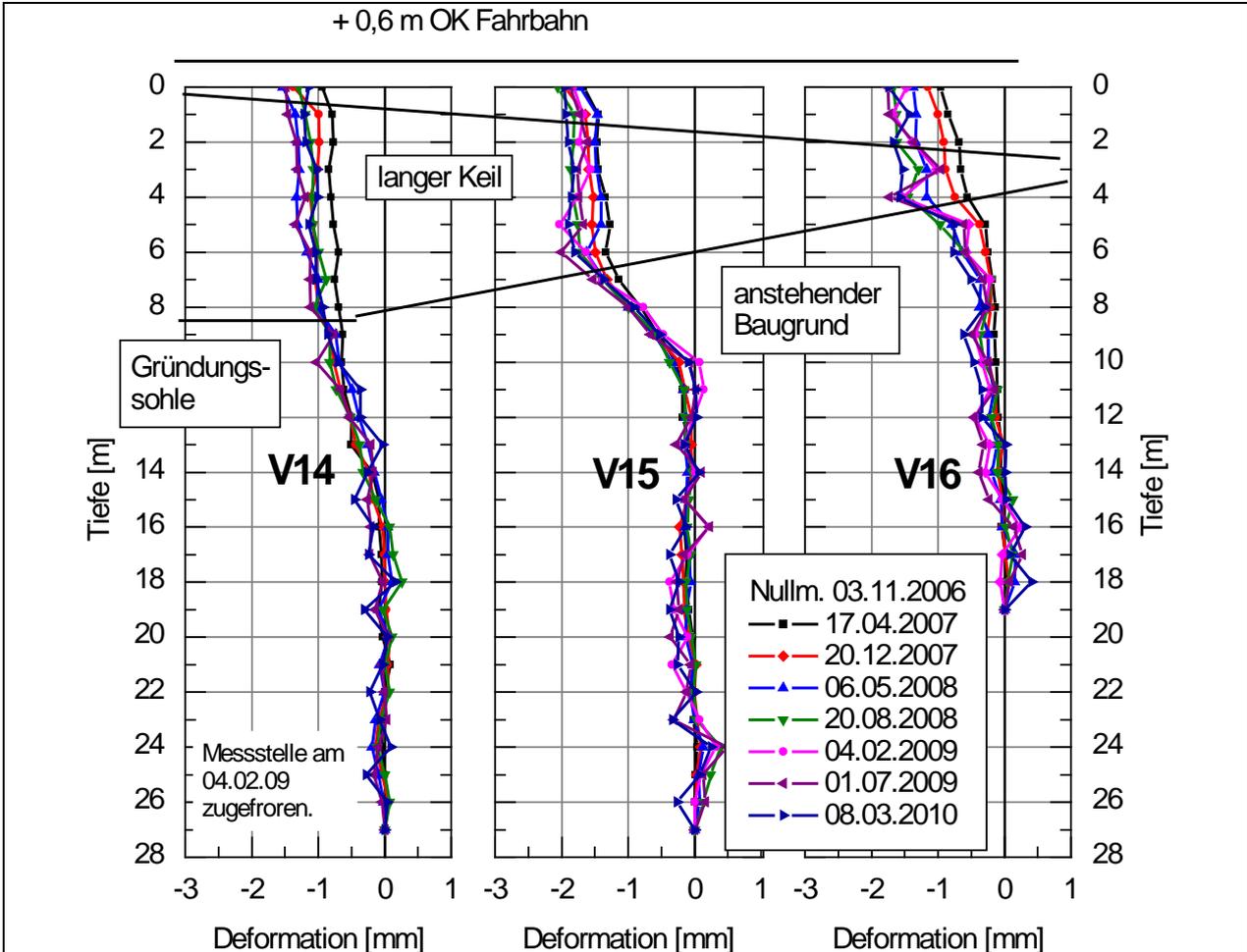
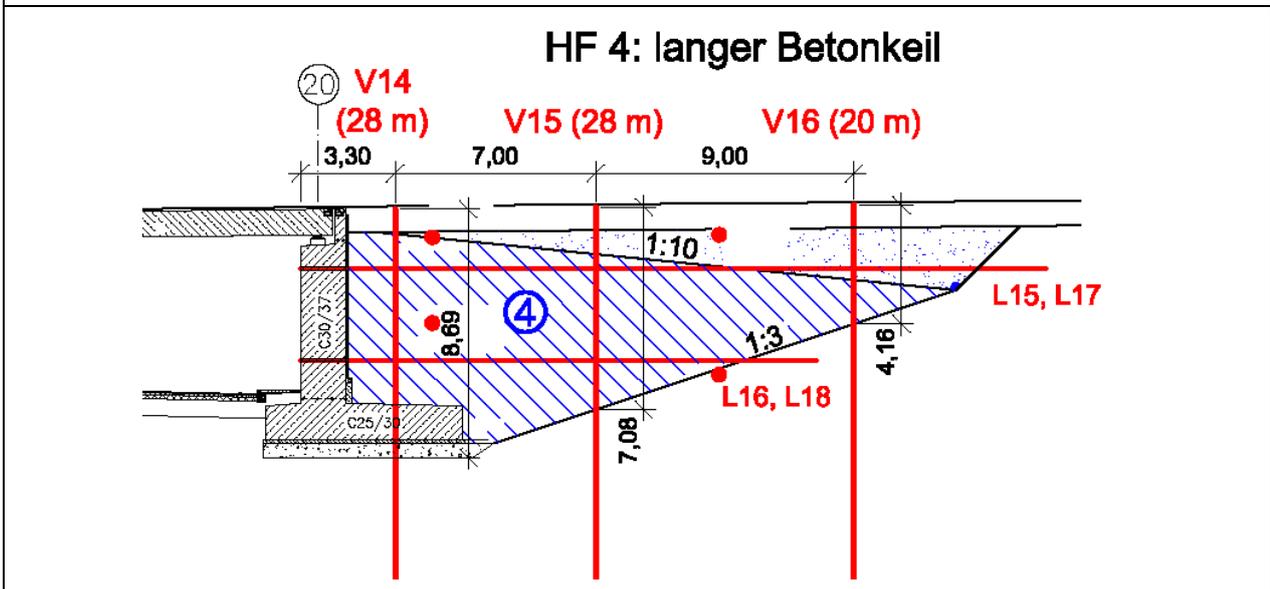


Bild A4-2: BW 37, Verformungen der Vertikalmesststellen im Hinterfüllbereich 4, Bezugsmessung 03.11.2006 (vor Verkehrsfreigabe RiFa Chemnitz).



Richtungsfahrbahn Chemnitz-Hof

Hinterfüllbereich 2, Schotter

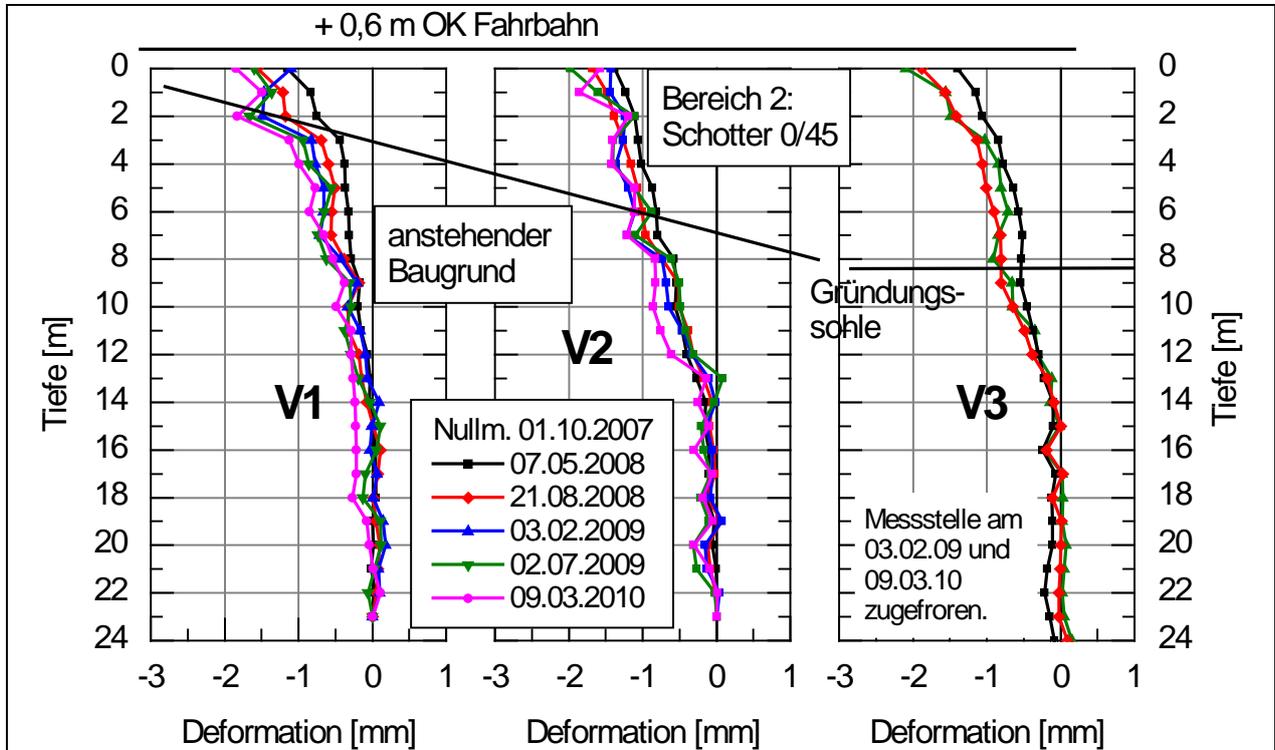
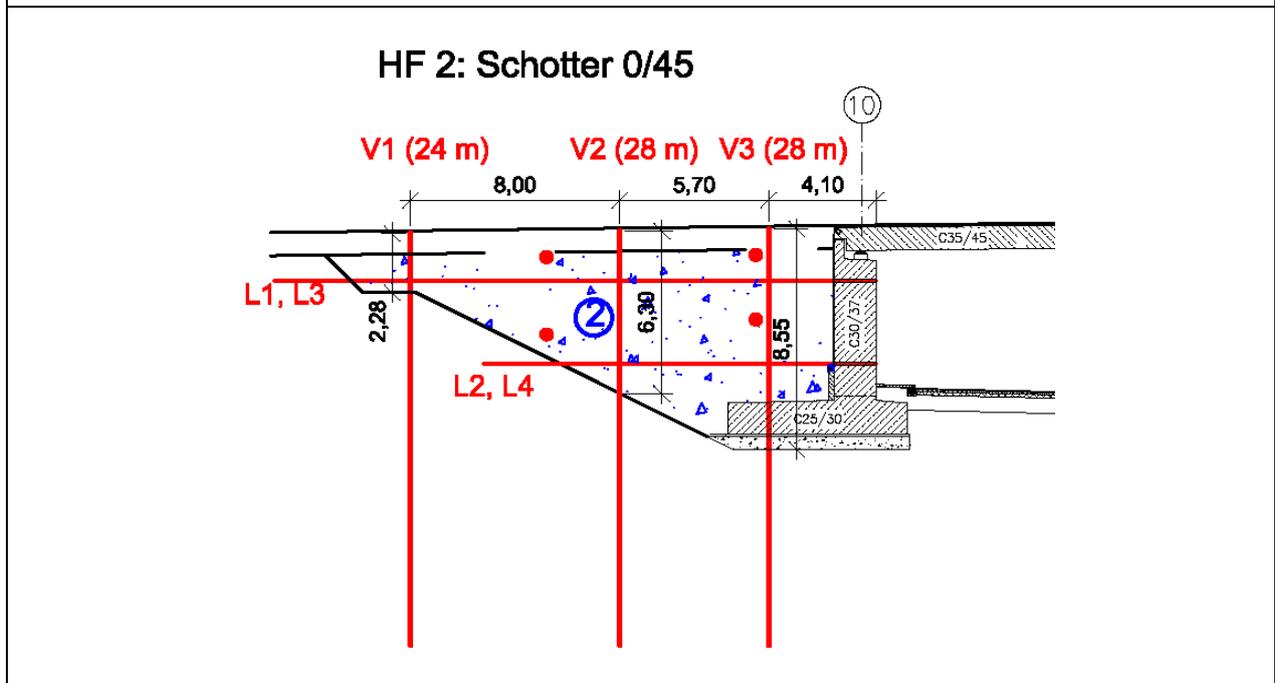


Bild A4-3: BW 37, Verformungen der Vertikalmesststellen im Hinterfüllbereich 2, Bezugsmessung 01.10.2007 (vor Verkehrsfreigabe RiFa Hof).



Richtungsfahrbahn Chemnitz-Hof

Hinterfüllbereich 3, kurzer Betonkeil

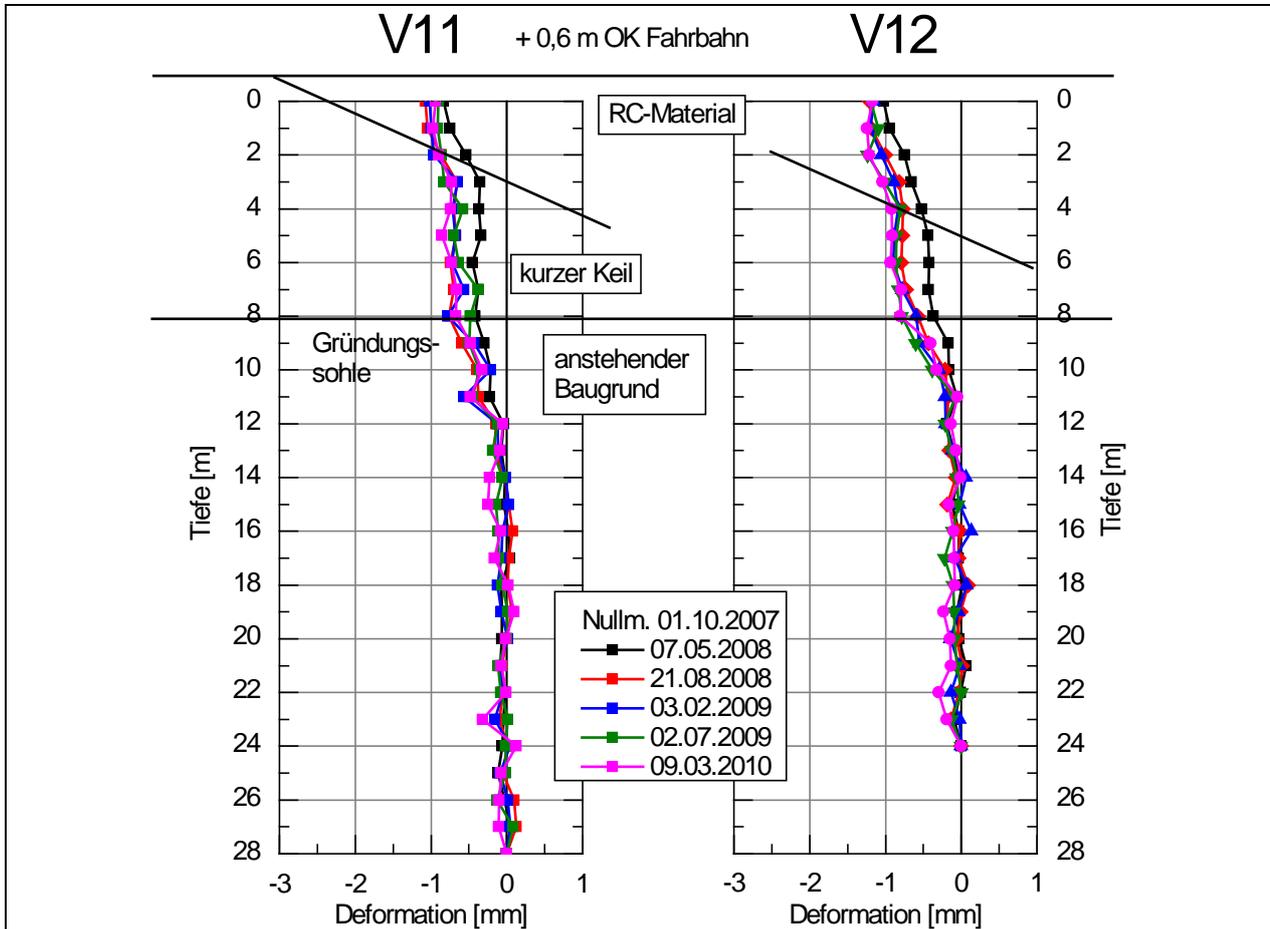
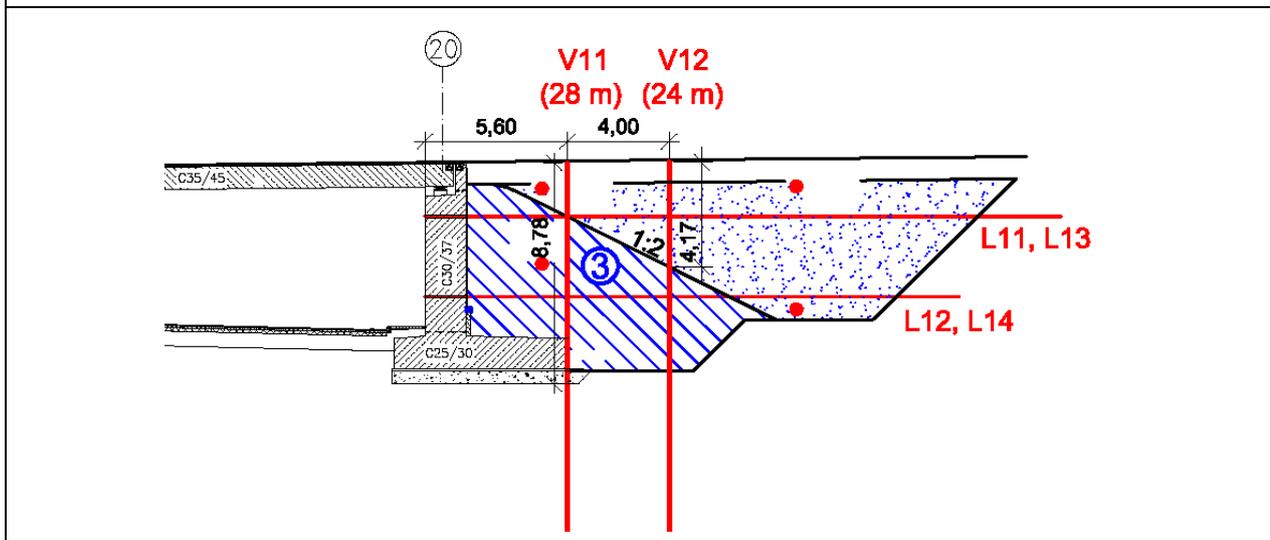


Bild A4-4: BW 37, Verformungen der Vertikalmesststellen im Hinterfüllbereich 3, Bezugsmessung 01.10.2007 (vor Verkehrsfreigabe RiFa Hof).



Richtungsfahrbahn Hof-Chemnitz

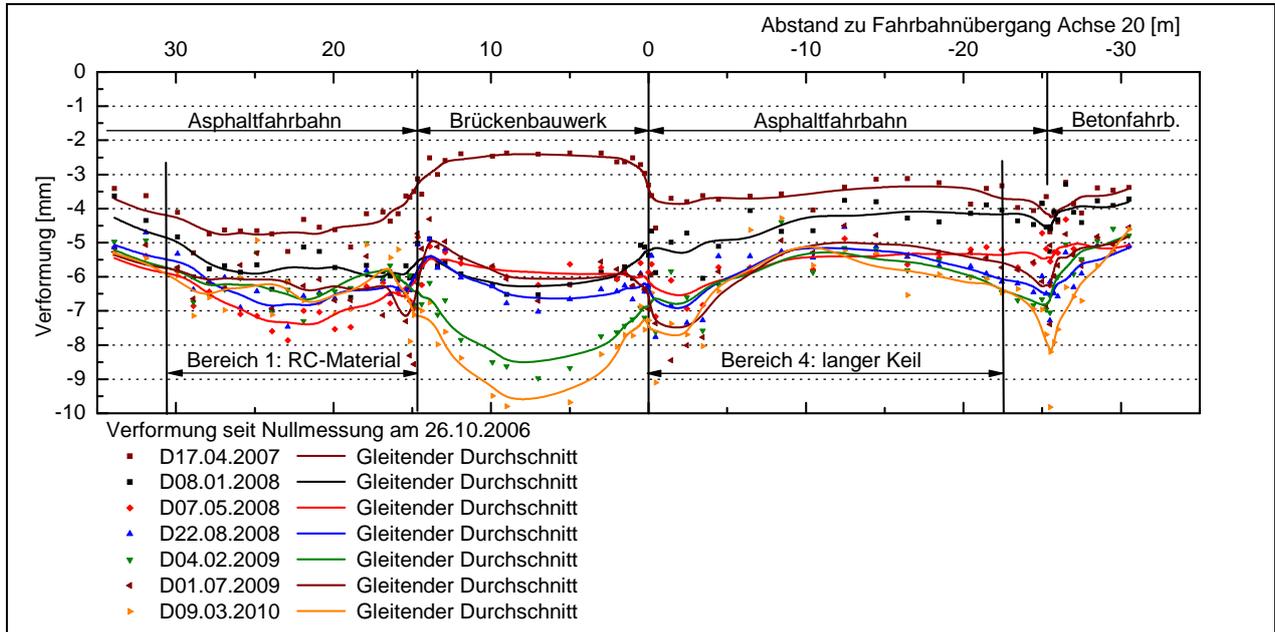


Bild A5-1: BW 37, Nivellement der Fahrhahnoberfläche, Bezugsmessung 26.10.2006.

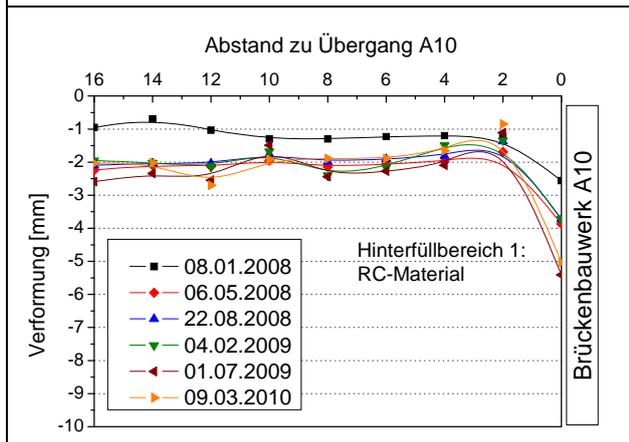
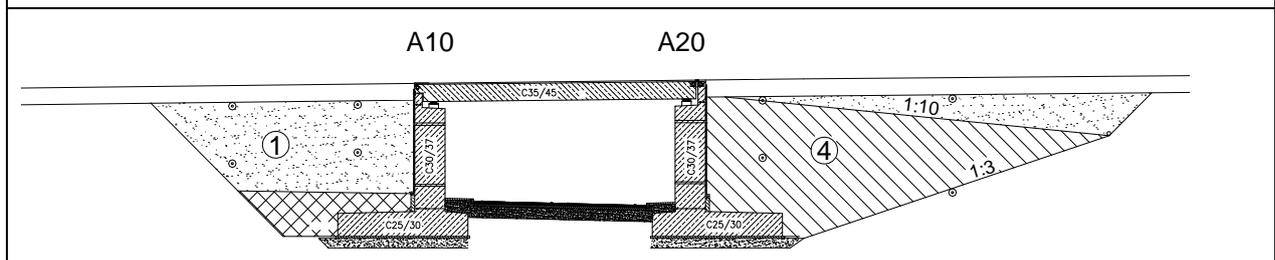


Bild A5-2: BW 37, Nivellement der versenkten Höhenbolzen in der Fahrhahnoberfläche über Hinterfüllbereich 1, Bezugsmessung 17.04.2007.

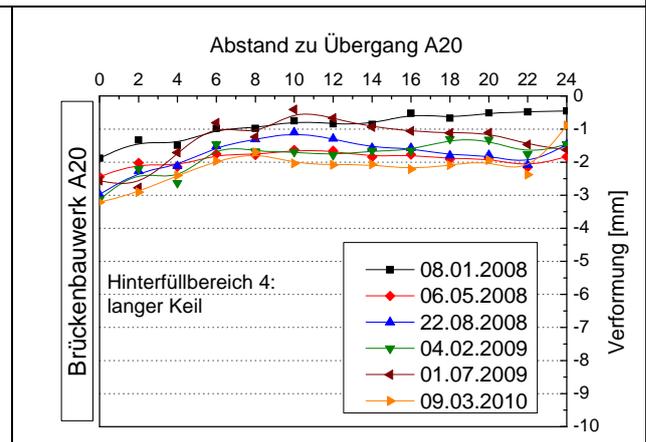


Bild A5-3: BW 37, Nivellement der versenkten Höhenbolzen in der Fahrhahnoberfläche über Hinterfüllbereich 4, Bezugsmessung 17.04.2007.

Achtung! Aufgrund der Beschädigung der ursprünglich eingebauten Bolzen konnten Wiederholungsmessungen nur zu der Messung vom 17.04.2007 durchgeführt werden.

Richtungsfahrbahn Chemnitz-Hof

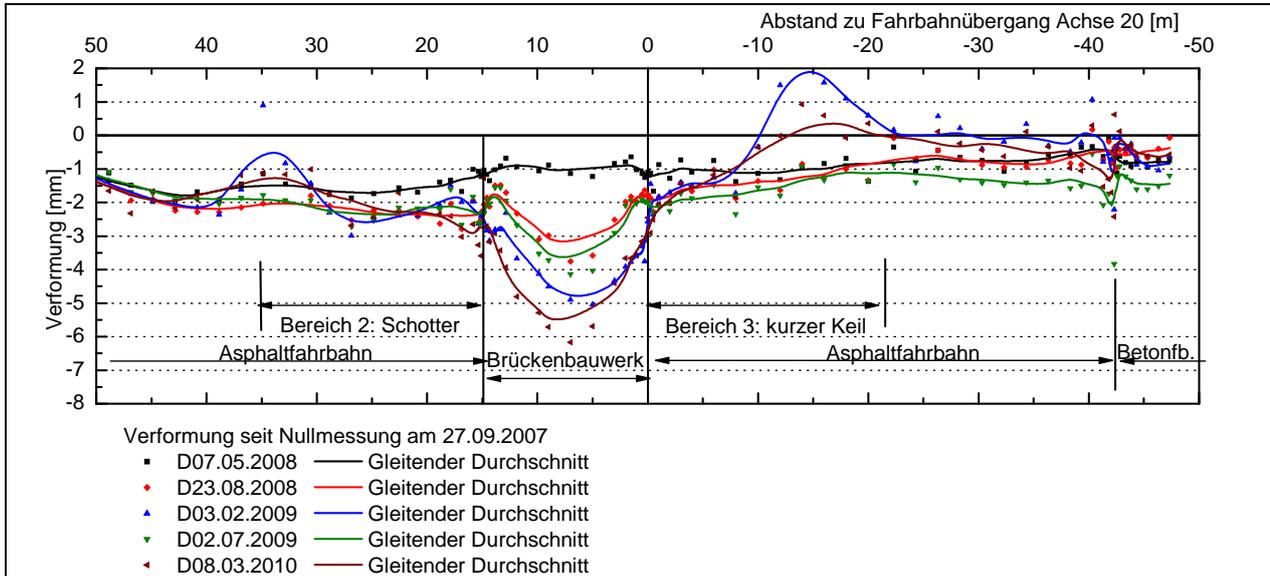


Bild A5-4: BW 37, Nivellement der Fahrbahnoberfläche, Bezugsmessung 27.09.2007.

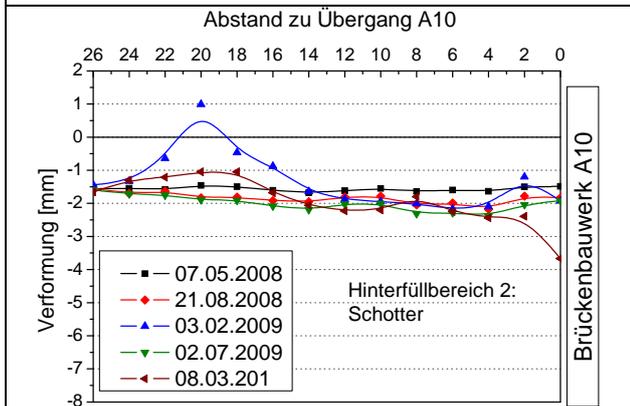
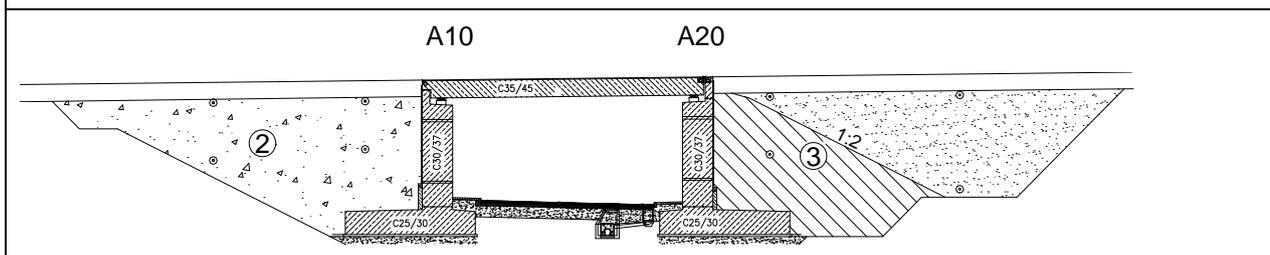


Bild A5-5: BW 37, Nivellement der versenkten Höhenbolzen in der Fahrbahnoberfläche über Hinterfüllbereich 2, Bezugsmessung 27.09.2007.

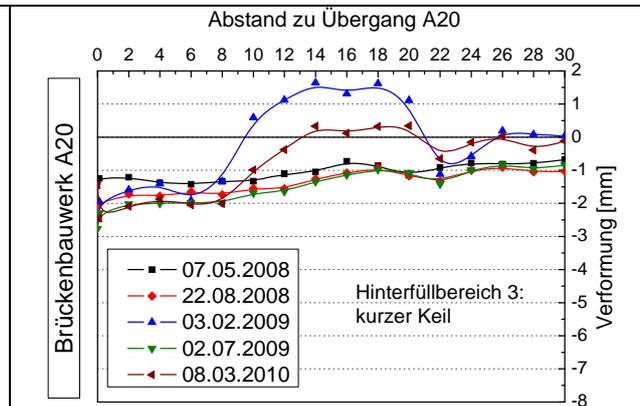


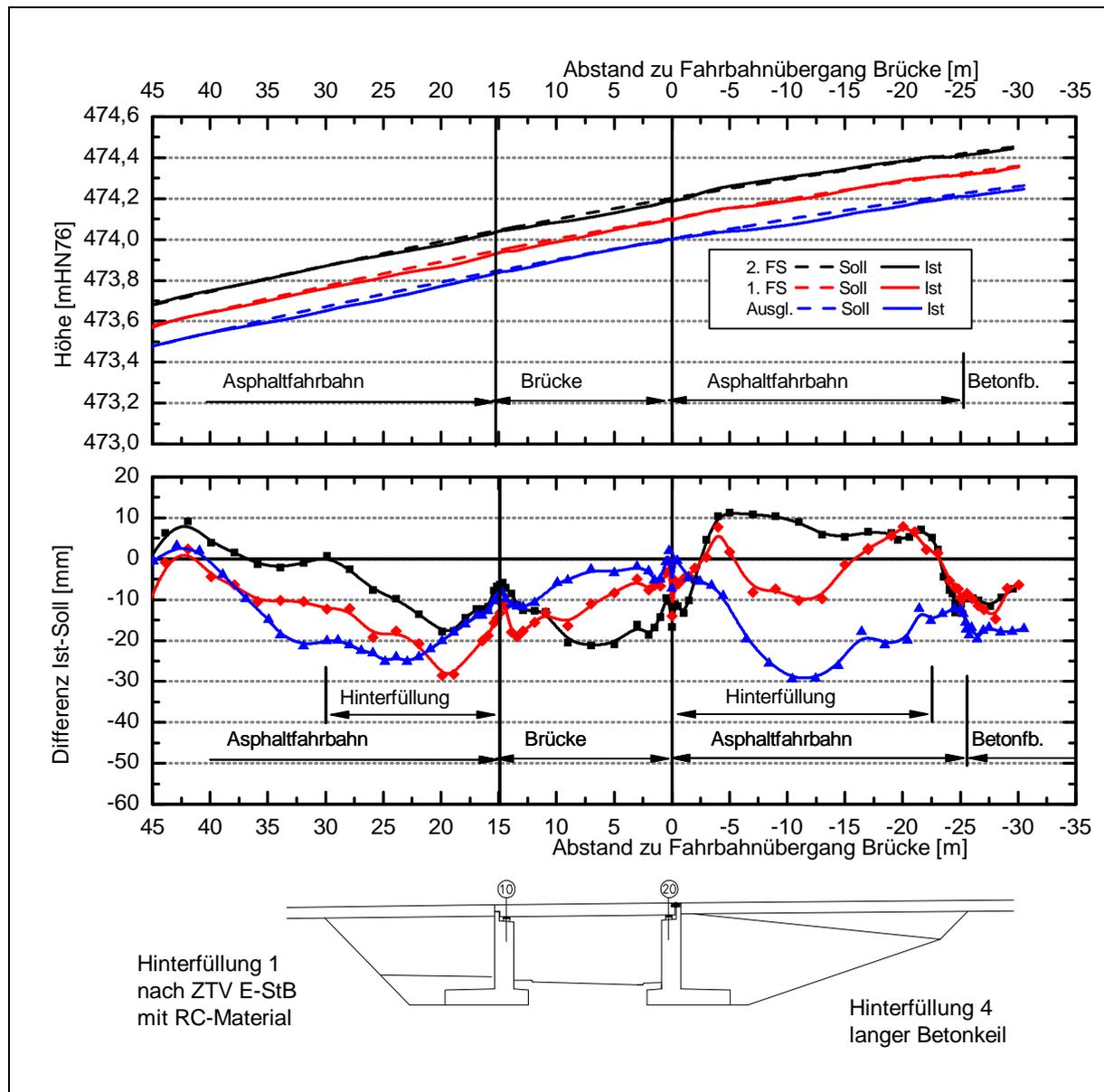
Bild A5-6: BW 37, Nivellement der versenkten Höhenbolzen in der Fahrbahnoberfläche über Hinterfüllbereich 3, Bezugsmessung 27.09.2007.

Richtungsfahrbahn Hof-Chemnitz

Vergleich zwischen SOLL-Höhe und IST-Höhe

Nivellement der Fahrbahnoberfläche vom 26.10.2006

Nivellement	Lage	Abstand zur Gradierte
Ausgl.	Ausgliederungsstreifen	6.30 m
1. FS	1. Fahrstreifen	2.50 m
2. FS	2. Fahrstreifen	-1.20 m

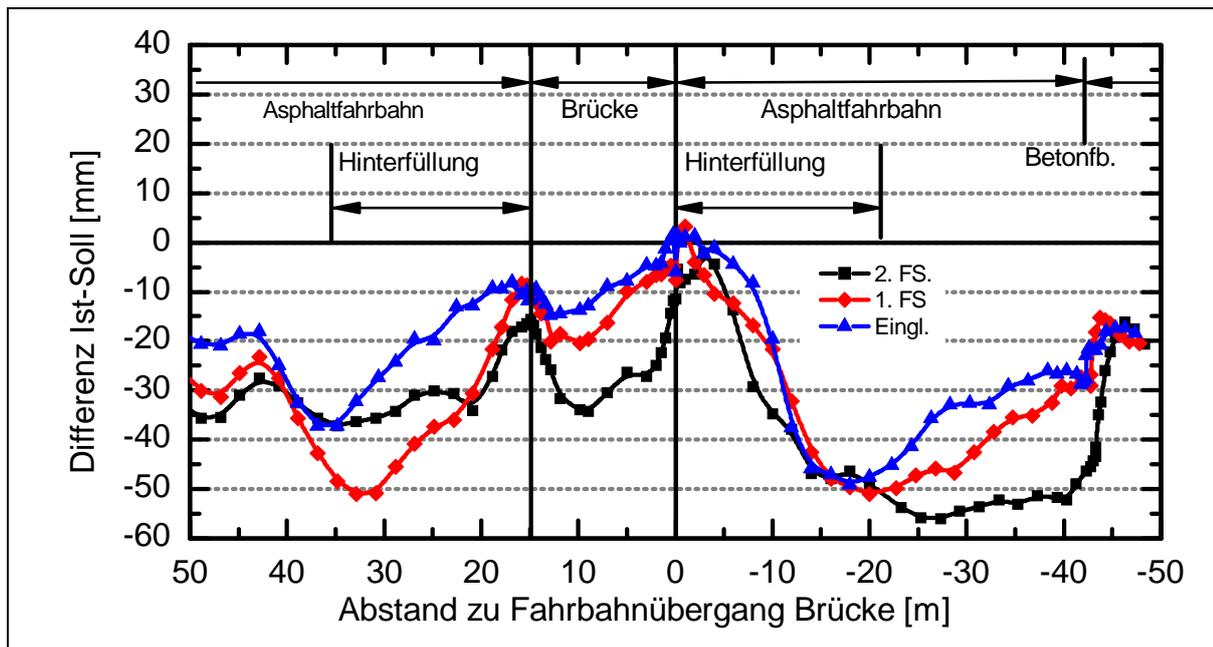
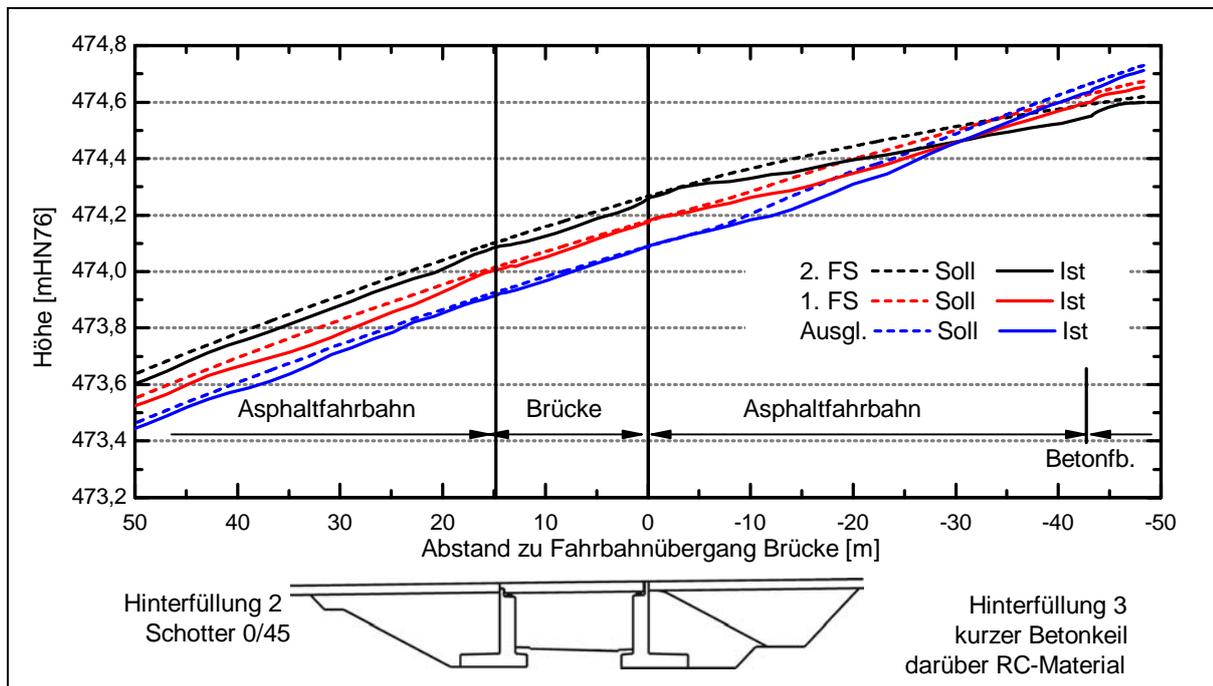


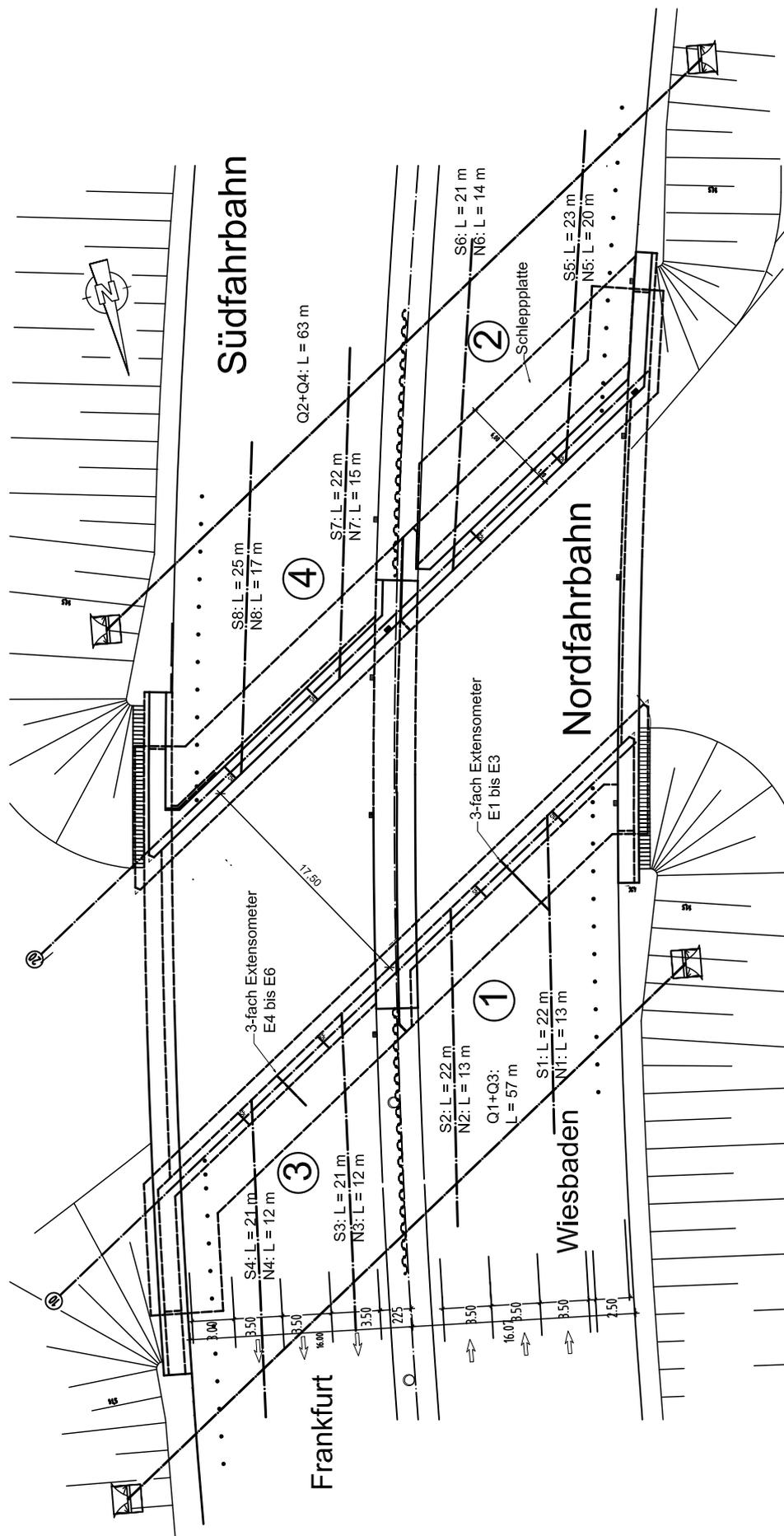
Richtungsfahrbahn Chemnitz-Hof

Vergleich zwischen SOLL-Höhe und IST-Höhe

Nivellement der Fahrbahnoberfläche vom 27.09.2007

Nivellement	Lage	Abstand zur Gradierte
Ausgl.	Ausgliederungstreifen	6.30 m
1. FS	1. Fahrstreifen	2.50 m
2. FS	2. Fahrstreifen	-1.20 m

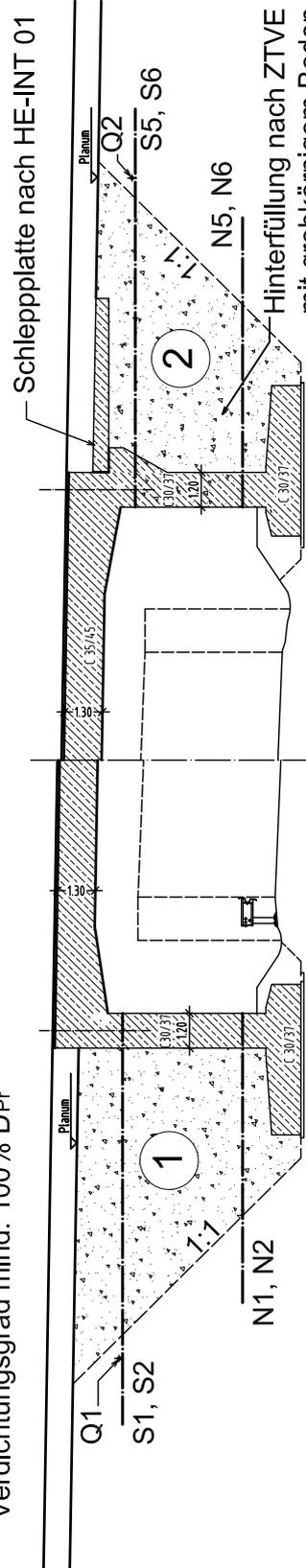




Lageplan Bauwerk BW 15, Baukm 10+417,589 BAB A 66 Frankfurt a.M. - Wiesbaden	Maßstab: M 1:450	Einheiten: m	Anlage: 6
			Blatt: 1

Längsschnitt Nordfahrbahn

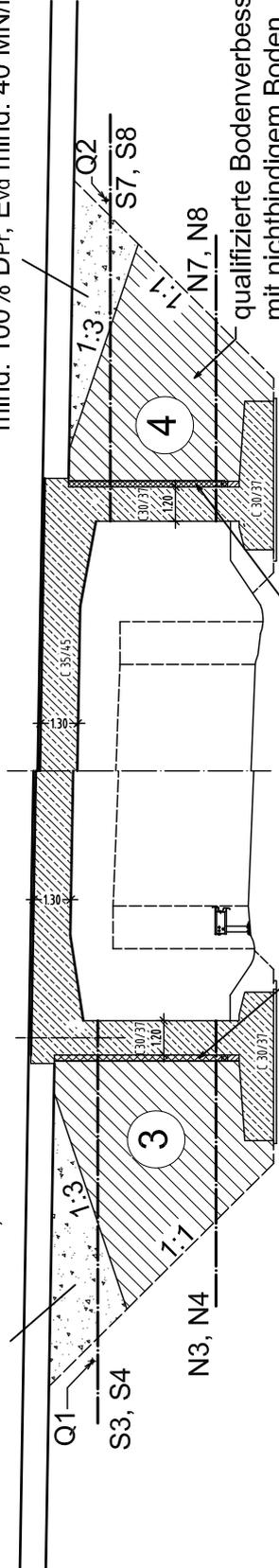
Hinterfüllung nach ZTVE
mit grobkörnigem Boden der
Bodengruppen GW, GI, SW, SI
Verdichtungsgrad mind. 100% D_{Pr}



Hinterfüllung nach ZTVE
mit grobkörnigem Boden der
Bodengruppen GW, GI, SW, SI
Verdichtungsgrad mind. 100% D_{Pr}

Längsschnitt Südfahrbahn

grobkörniger Boden der
Bodengruppen GW, GI, SW, SI
mind. 100% D_{Pr}, E_{vd} mind. 40 MN/m²



grobkörniger Boden der
Bodengruppen GW, GI, SW, SI
mind. 100% D_{Pr}, E_{vd} mind. 40 MN/m²

qualifizierte Bodenverbesserung
mit nichtbindigem Boden,
Feinkornanteil max. 10%
Druckfestigkeit ca. 2,5 N/mm²,
Verdichtungsgrad mind. 100% D_{Pr}

EPS-Hartschaumstoff
Mindestdichte 20 kg/m³, d=20cm

qualifizierte Bodenverbesserung
mit bindigem Boden, Feinkornanteil mind. 30%
Druckfestigkeit ca. 1,4 N/mm²
Verdichtungsgrad mind. 98% D_{Pr}

Schnitte Hinterfüllbereiche Bauwerk BW 15, Baukm 10+417,589 BAB A 66 Frankfurt a.M. - Wiesbaden	Maßstab:	Einheiten:	Anlage: 6
	M 1:250	m	Blatt: 2

Fotodokumentation BW 15

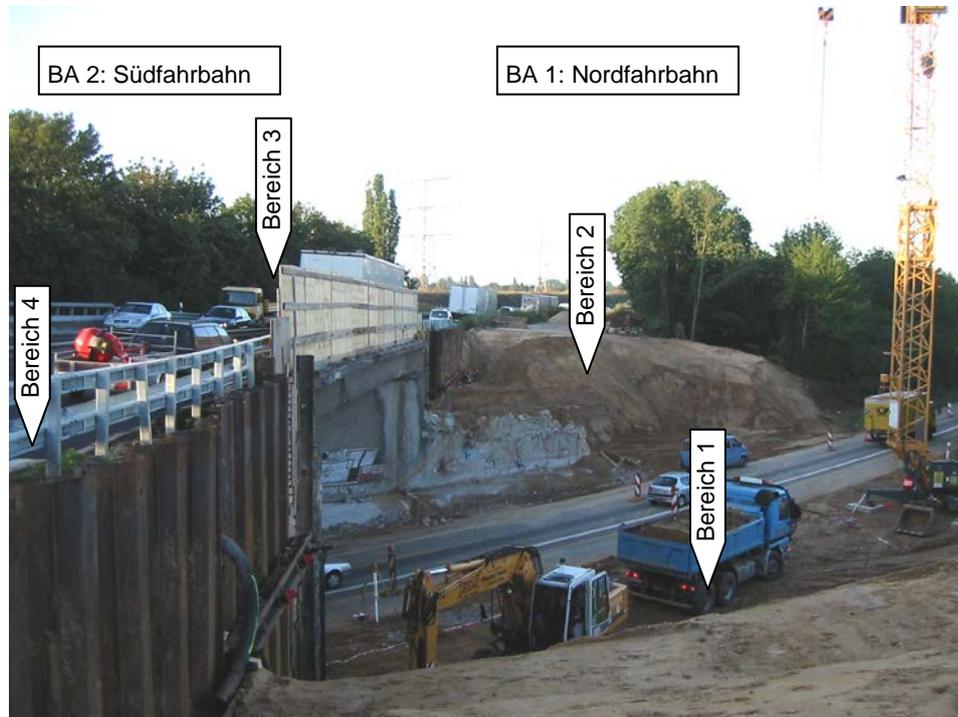


Foto 1: Bauabschnitt 1: Nordfahrbahn mit Hinterfüllbereichen 1 und 2, Stand der Arbeiten am 05.09.2007, Abbruch und Aushub bis zur Gründungssohle, Blick in Richtung Süden nach Wiesbaden.

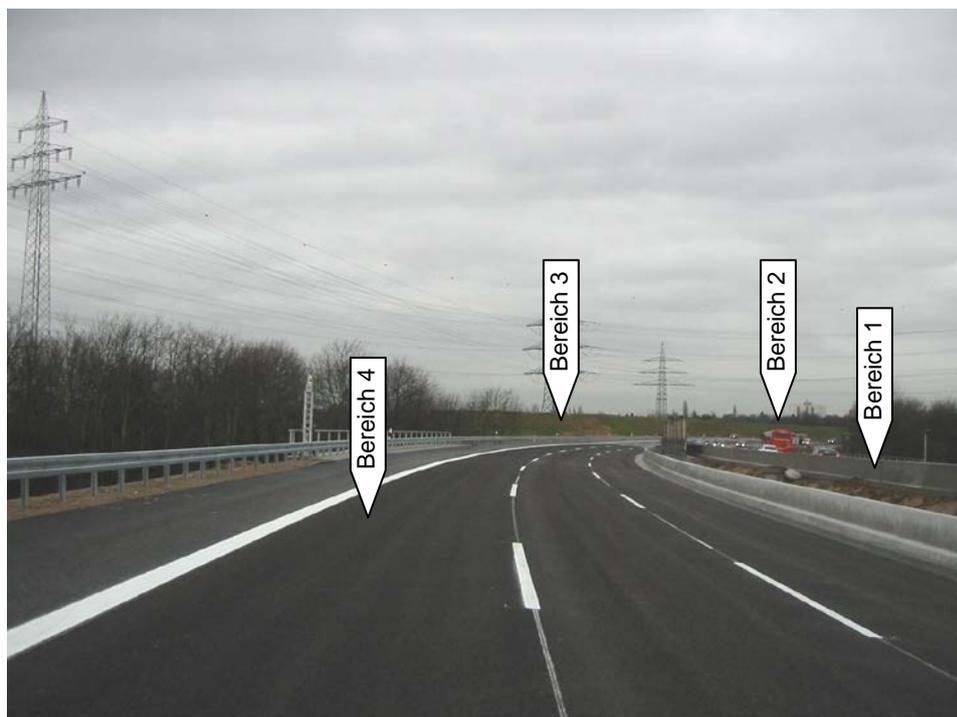


Foto 2: Stand der Arbeiten am 05.12.2008, Richtungsfahrbahn Frankfurt vor Verkehrsfreigabe, 4+0 Verkehr auf Richtungsfahrbahn Wiesbaden, Blick in Richtung Süden nach Wiesbaden.

Fotodokumentation BW 15

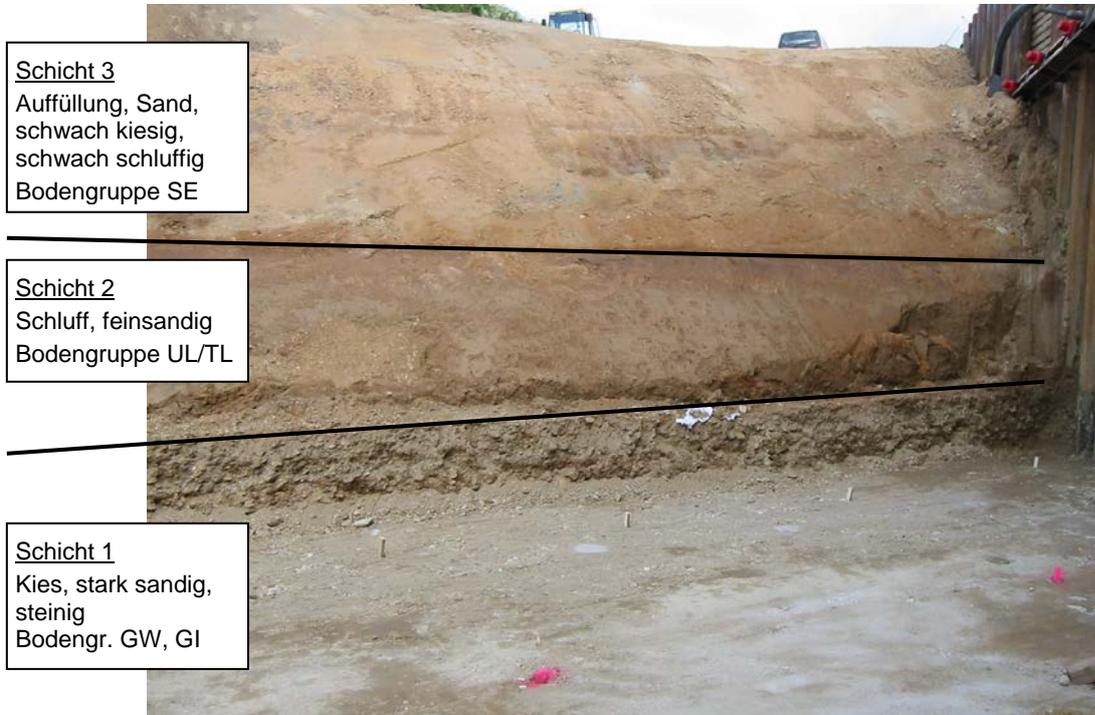


Foto 3: Gründungssohle BA 1 mit Baugrubenböschung
WL Frankfurt, Achse 10 am 05.09.2007.



Foto 4: Detailaufnahme der Baugrubenböschung, WL Frankfurt,
Schicht 1, Kies, stark sandig, steinig, bis ca. 107 m NN.

Fotodokumentation BW 15



Foto 5: Detailaufnahme der Baugrubenböschung, WL Wiesbaden, Schicht 2, Schluff, feinsandig, steife Konsistenz, ca. 107 bis 109 m NN.

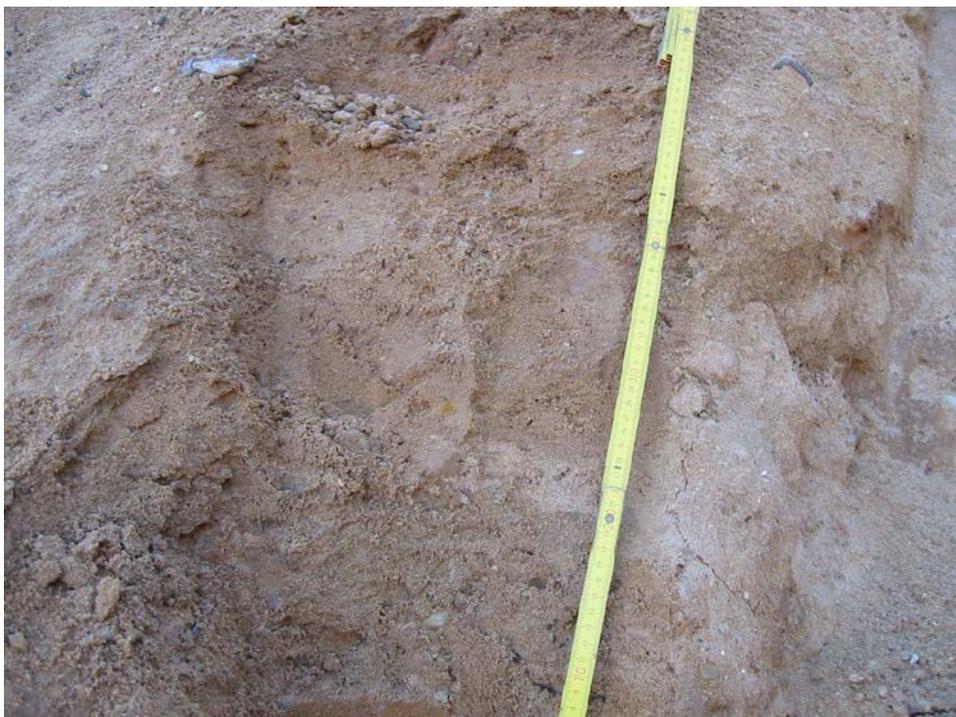


Foto 6: Detailaufnahme der Baugrubenböschung, WL Wiesbaden, Schicht 3, Sand, schwach kiesig, schwach schluffig, ab ca. 109 m NN.

Fotodokumentation BW 15



Foto 7: Hinterfüllarbeiten im Bereich 2 am 18.12.07, am Widerlager ist die Konsolle für die Schleppplatte erkennbar, Blick nach Nordosten.



Foto 8: Hinterfüllbereich 2 mit fertig gestellter Schleppplatte am 14.02.08, Blick nach Nordosten.

Fotodokumentation BW 15



Foto 9: Einbau der vertikalen Schicht aus EPS-Hartschaumstoff an der Widerlager-rückseite im Hinterfüllbereich 4 am 09.09.08.



Foto 10: Vorbereitung des Ausgangsmaterials für die Herstellung der qualifizierten Bodenverbesserung im Hinterfüllbereich 4, Abtrennung des Überkorns mit einem Korndurchmesser größer 60 mm am 09.09.08.

Fotodokumentation BW 15



Foto 11: Mischfeld im an den Hinterfüllbereich 3 angrenzenden Streckenbereich nach dem Ausstreuen des Bindemittels am 06.11.08. Die Ausstreumenge wurde mit Prüfblechen kontrolliert.



Foto 12: Einfräsen des ausgestreuten Bindemittels mit zwei Fräsdurchgängen zur Homogenisierung des Materials am 06.11.08.

Fotodokumentation BW 15



Foto 13: Einbau des Boden-Bindemittel-Gemisches direkt nach Abschluss der Fräsarbeiten am 17.09.08. Kontrolle Verdichtungsgrad und Oberflächenneigung.



Foto 14: Einbau des Boden-Bindemittel-Gemisches im Hinterfüllbereich 3 am 05.11.08, im Vordergrund grobkörniger Boden oberhalb des Keils mit qualifizierter Bodenverbesserung.

Fotodokumentation BW 15



Foto 15: Einbau der obern Längsmessrohre S5 und S6 im Hinterfüllbereich 2 am 01.02.08.



Foto 16: Magerbetoneinbau an der Muffe der Streckenmessrohre zur Erhöhung des Verbundes.

Fotodokumentation BW 15

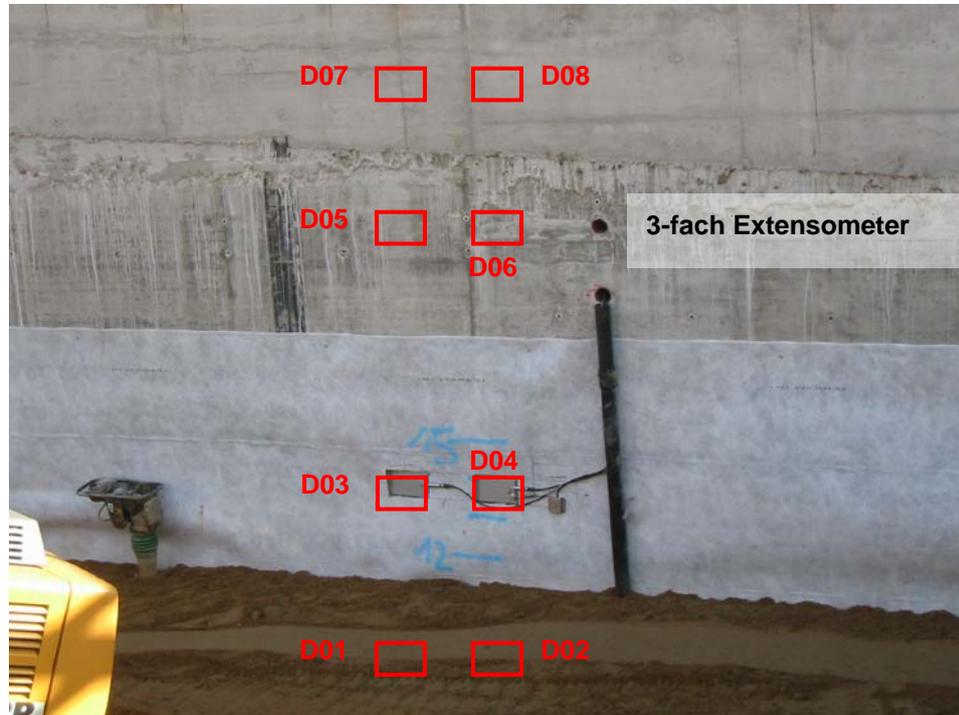


Foto 17: Hinterfüllbereich 1, prinzipielle Lage der Druckkissen D01 bis D08.



Foto 18: Einbau Druckkissen D03 und D04 am 06.02.08 im Hinterfüllbereich 1.

Fotodokumentation BW 15



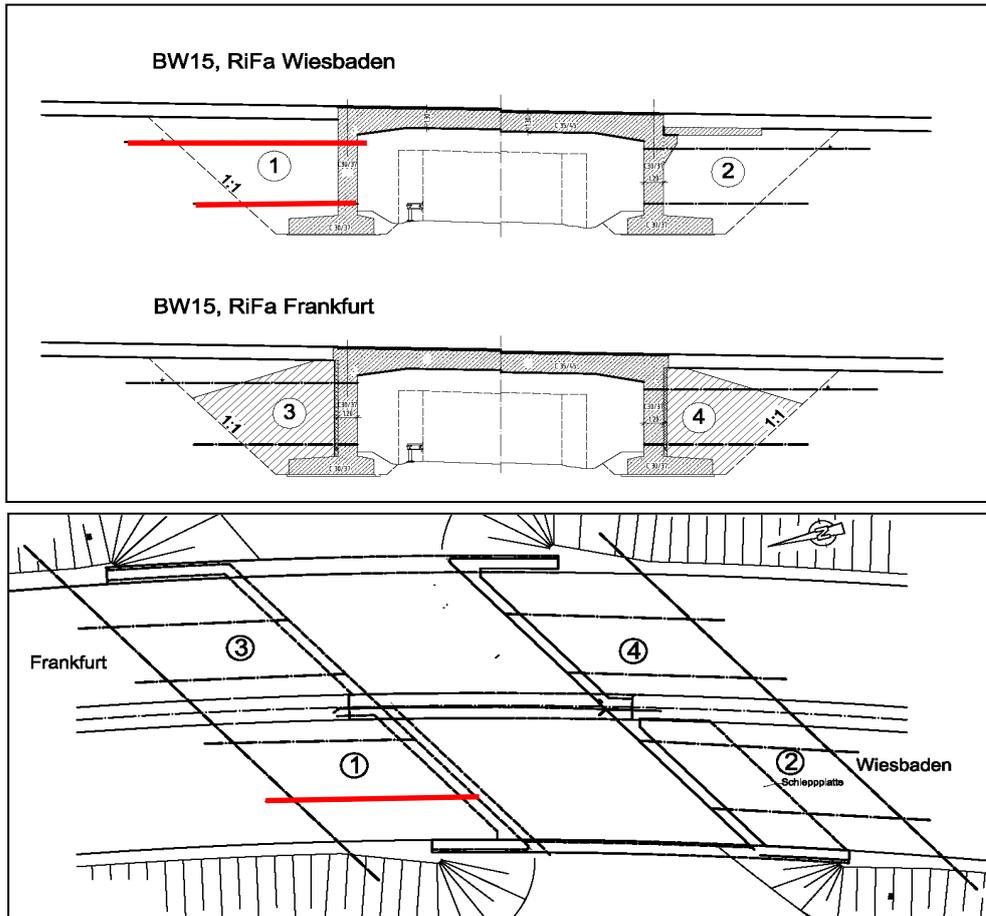
Foto 19: Druckkissen zwischen Widerlager und EPS-Hartschaumstoff im Hinterfüllbereich 3, Herstellung einer passgenauen Aussparung, 05.11.08.



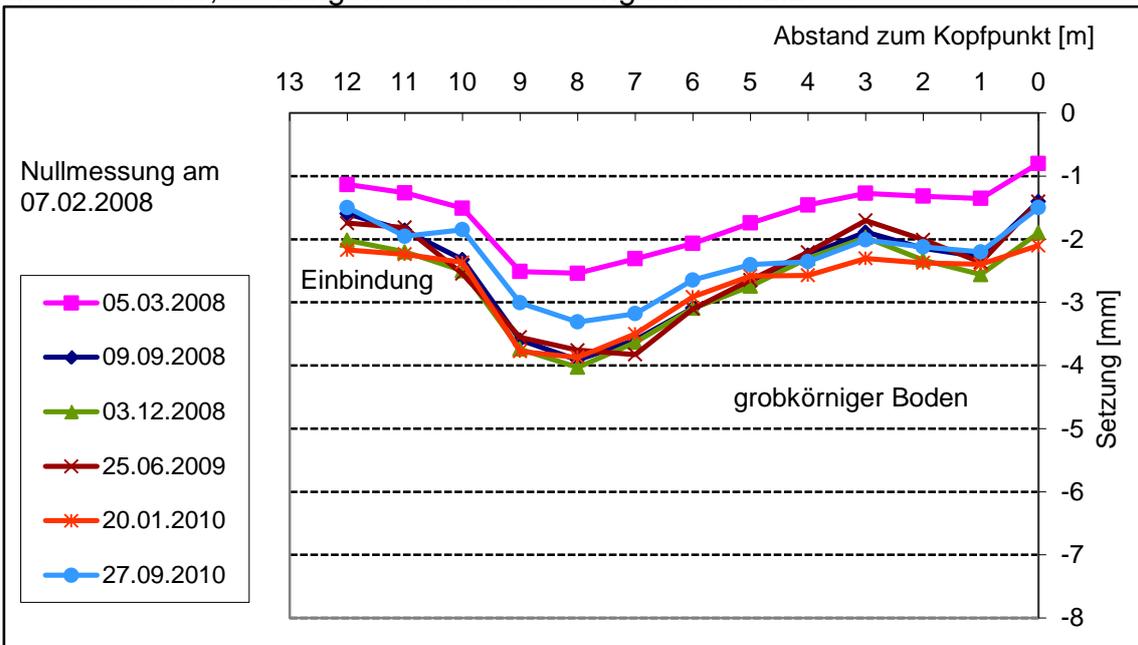
Foto 20: Einsetzen des ausgeschnittenen Blockes, abschließend wurde über dem EPS-Schaumstoff die Dränmatte verlegt und mit Boden-Bindemittelgemisch verfüllt.

Hinterfüllbereich 1: grobkörniger Boden

Messstellen S1 (oben) und N1 (unten)



Messstelle N1, Setzungen seit Nullmessung am 07.02.2008

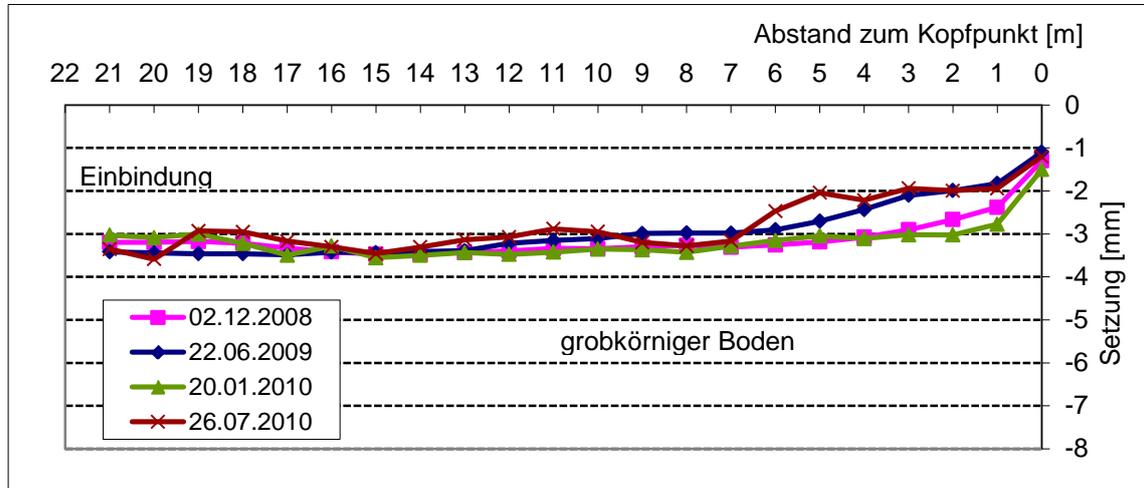


Hinterfüllbereich 1: grobkörniger Boden

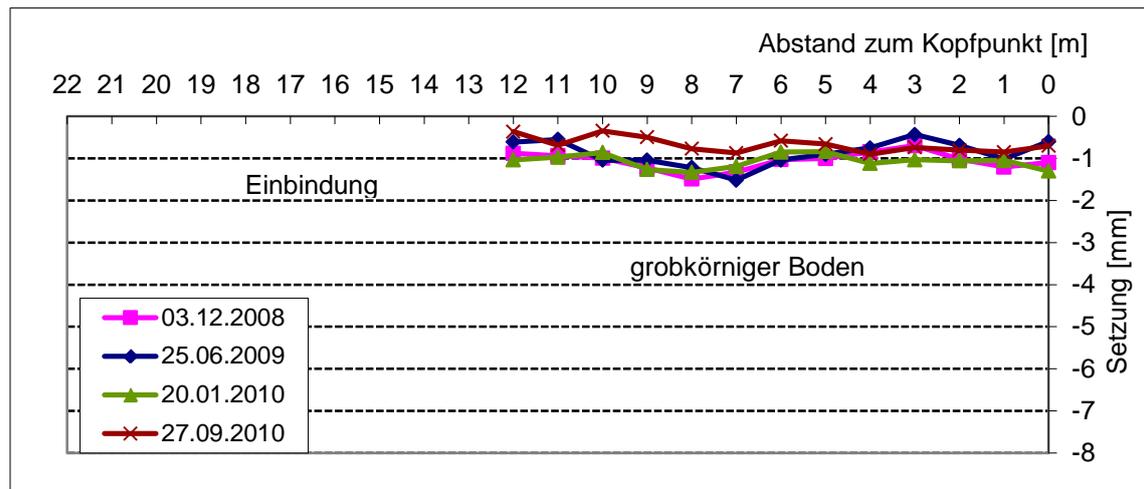
Setzungen seit Verkehrsfreigabe

Bezugsmessung am 05.03.2008

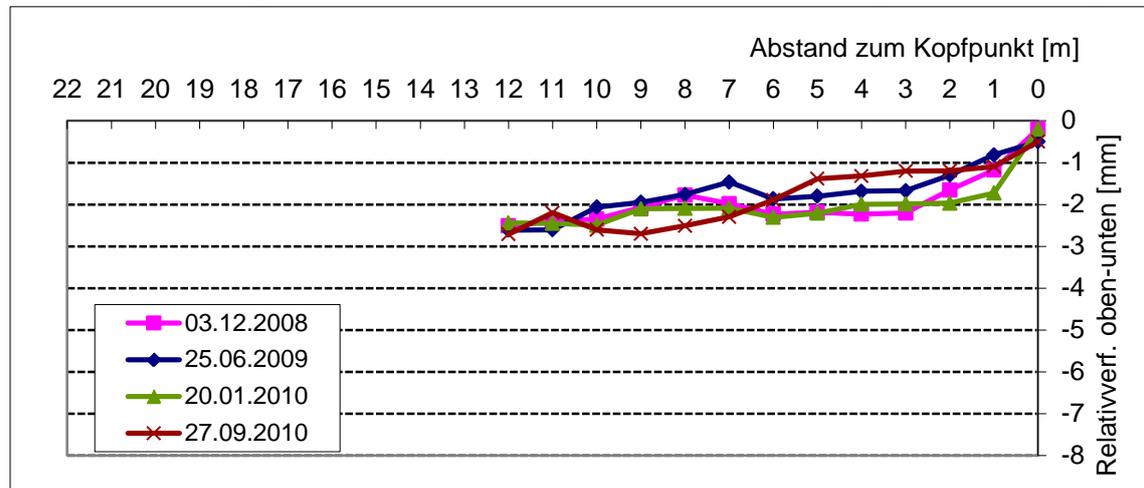
Messstelle S1 (oben)



Messstelle N1 (unten)

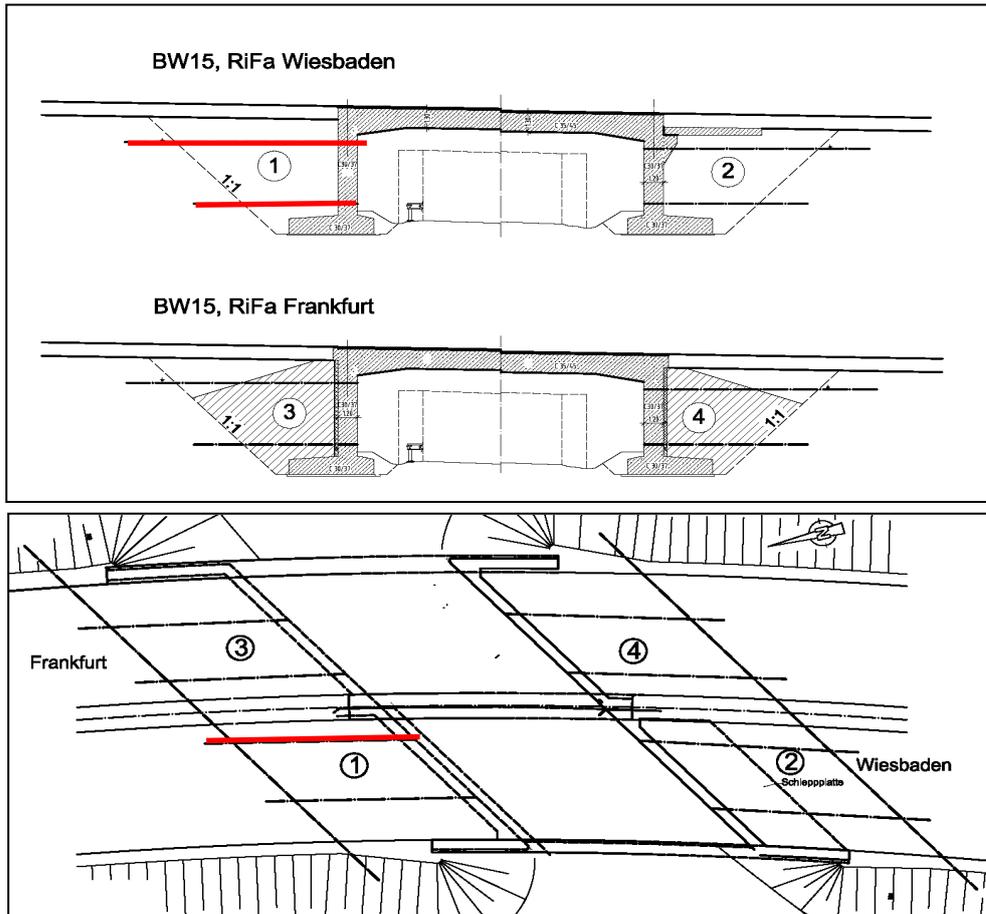


Relativverformung zwischen unterem und oberem Messrohr (Abstand 3,9 m)

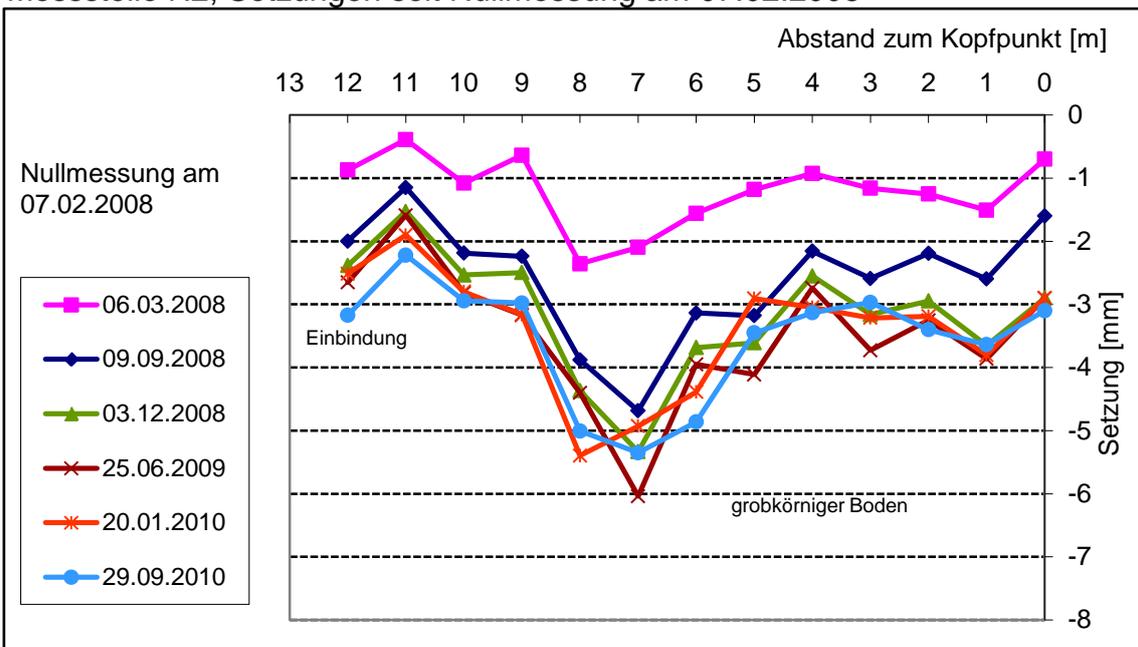


Hinterfüllbereich 1: grobkörniger Boden

Messstellen S2 (oben) und N2 (unten)

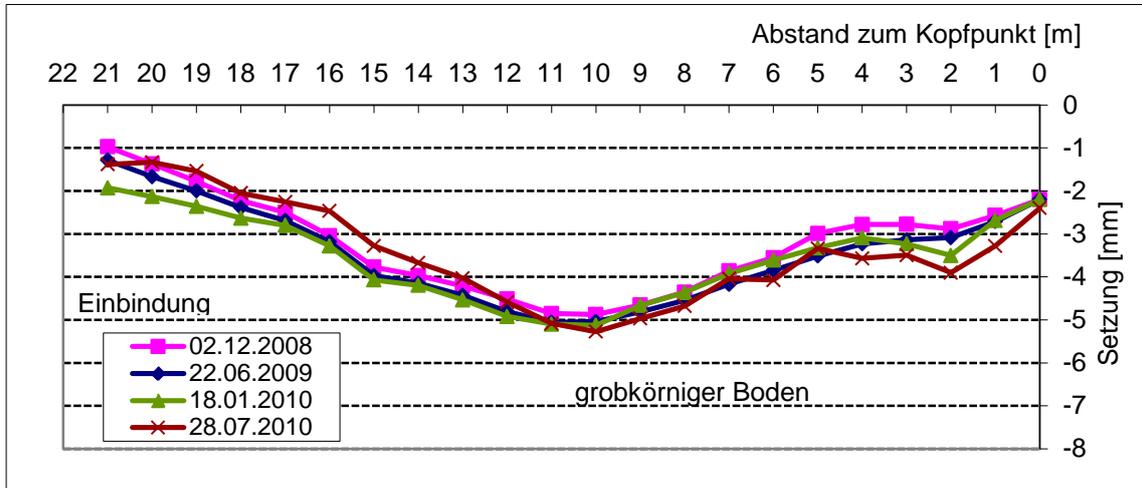


Messstelle N2, Setzungen seit Nullmessung am 07.02.2008

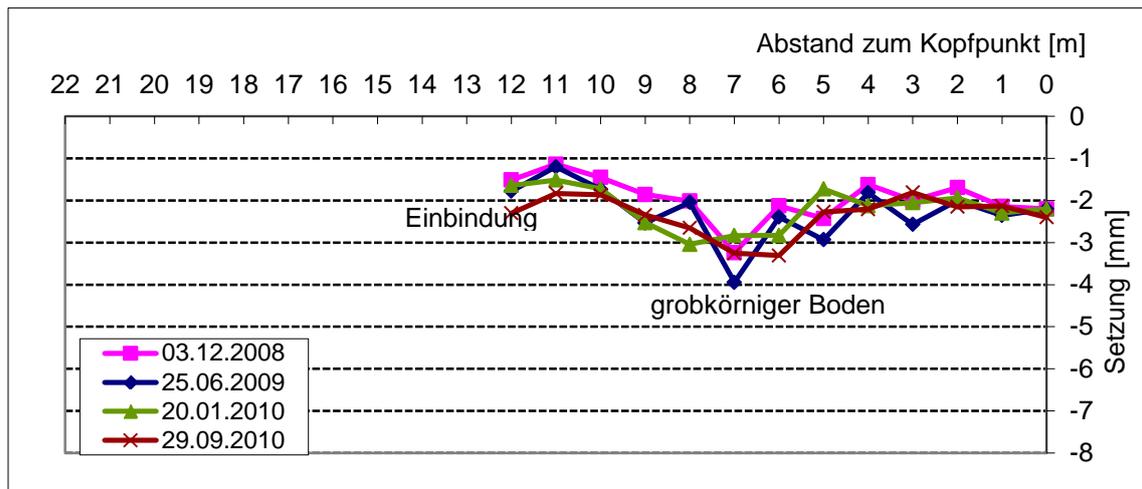


Hinterfüllbereich 1: grobkörniger Boden

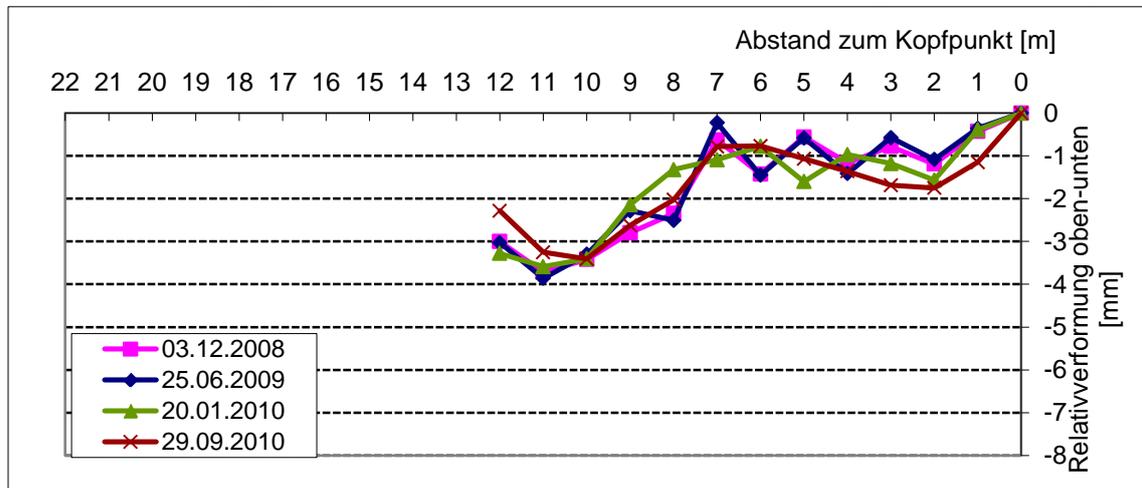
Setzungen seit Verkehrsfreigabe
Bezugsmessung am 05.03.2008
Messstelle S2 (oben)



Messstelle N2 (unten)

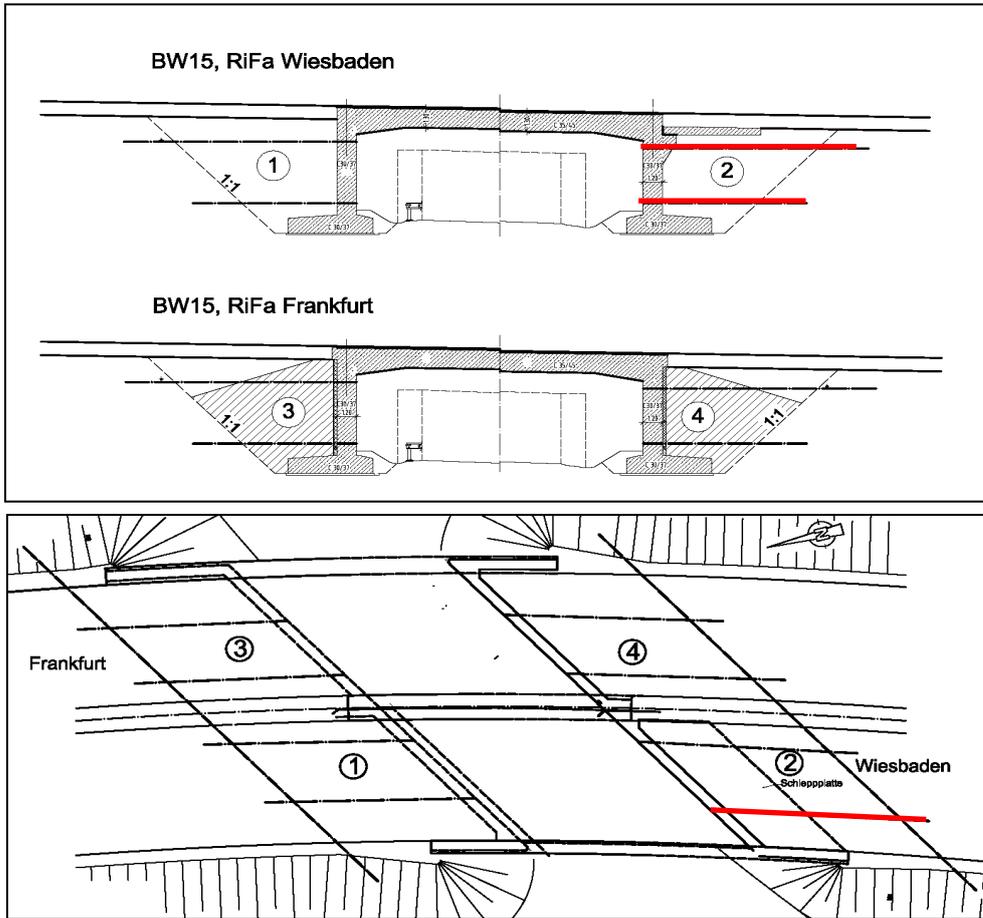


Relativverformung zwischen unterem und oberem Messrohr (Abstand 4,5 m)

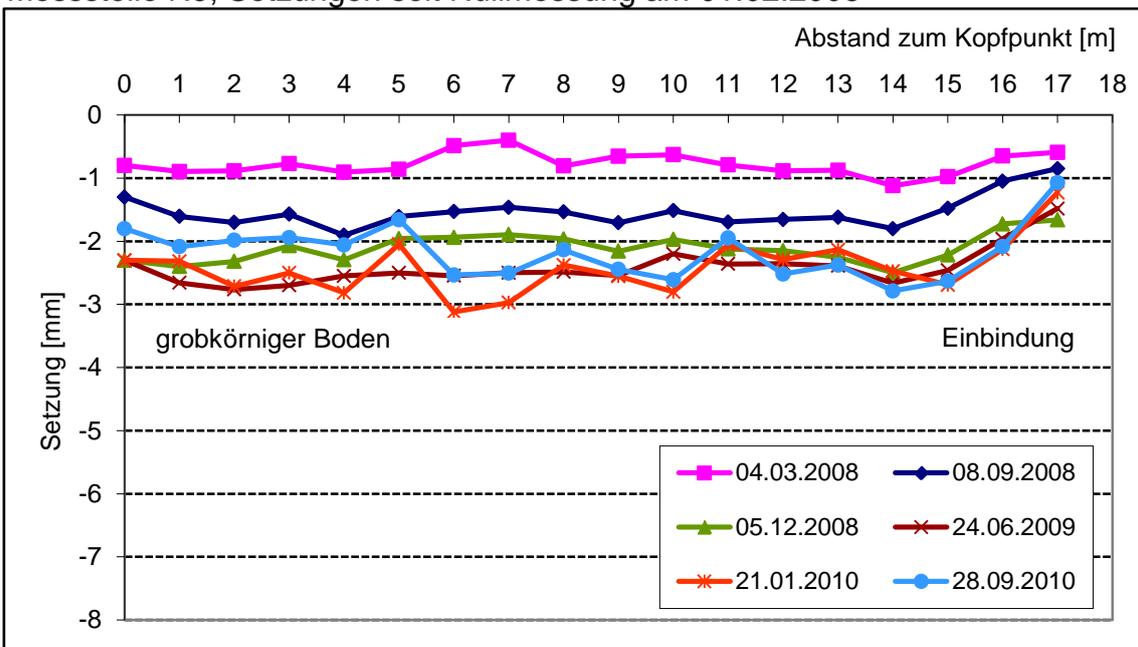


Hinterfüllbereich 2, grobkörniger Boden und Schleppplatte

Messstellen S5 (oben) und N5 (unten)



Messstelle N5, Setzungen seit Nullmessung am 01.02.2008

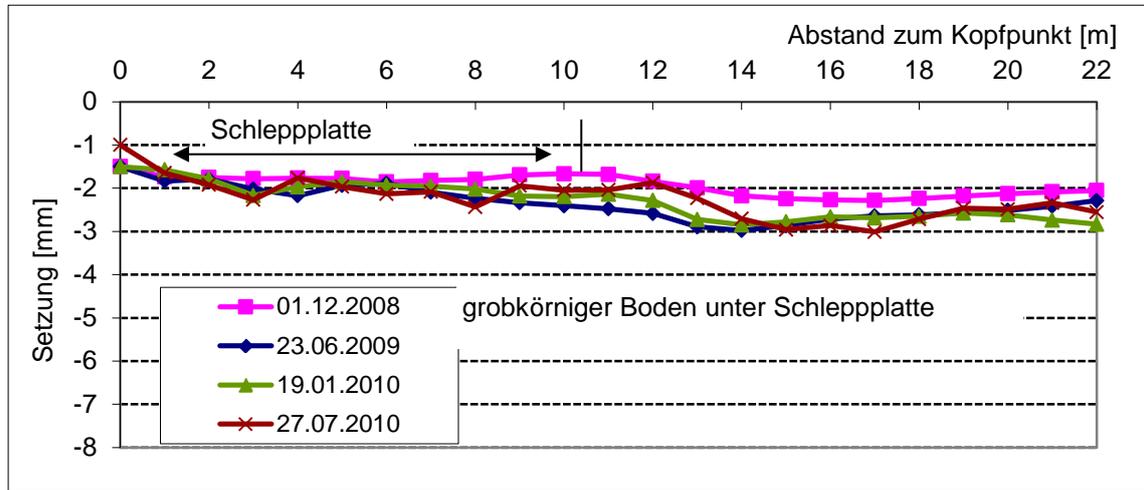


Hinterfüllbereich 2, grobkörniger Boden und Schleppplatte

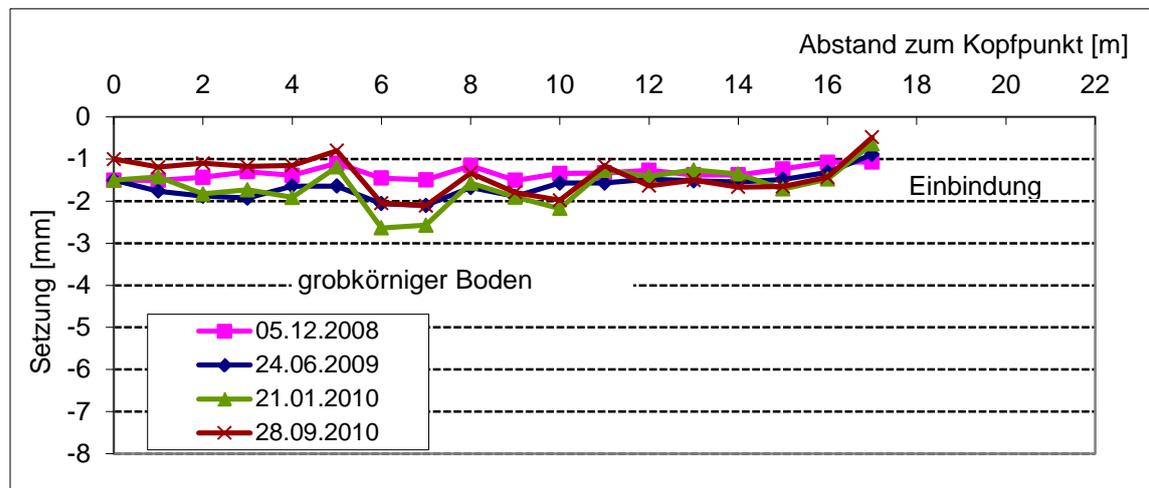
Setzungen seit Verkehrsfreigabe

Bezugsmessung am 04.03.2008

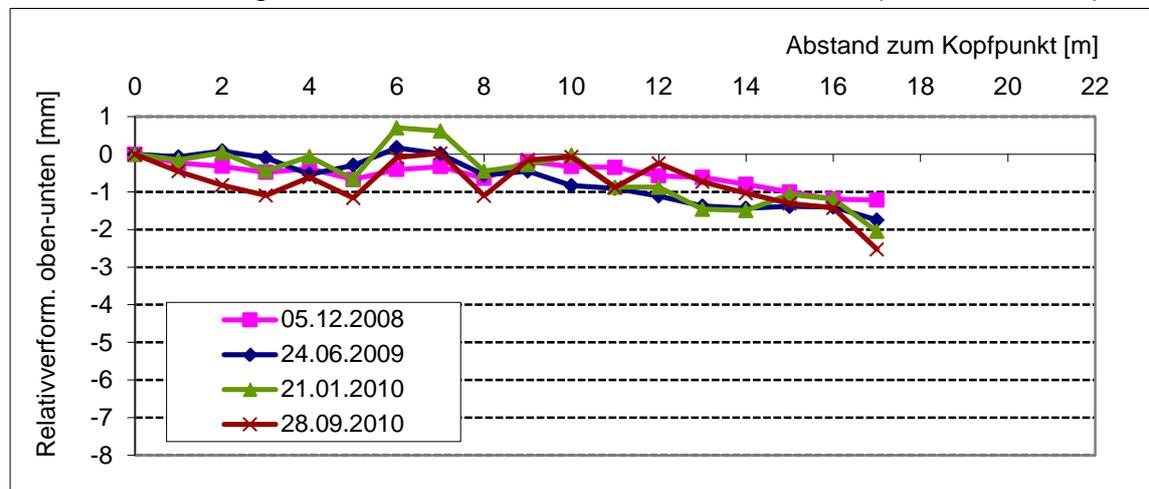
Messstelle S5 (oben)



Messstelle N5 (unten)

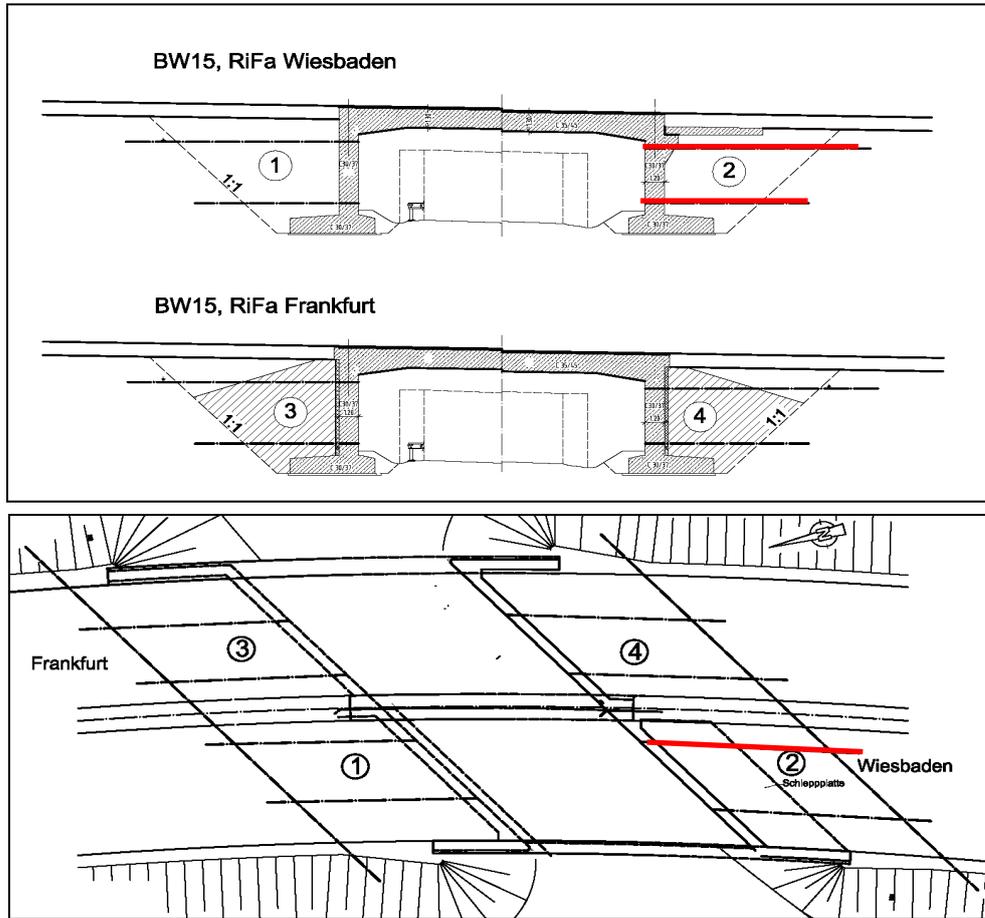


Relativverformung zwischen unterem und oberem Messrohr (Abstand 3,4 m)

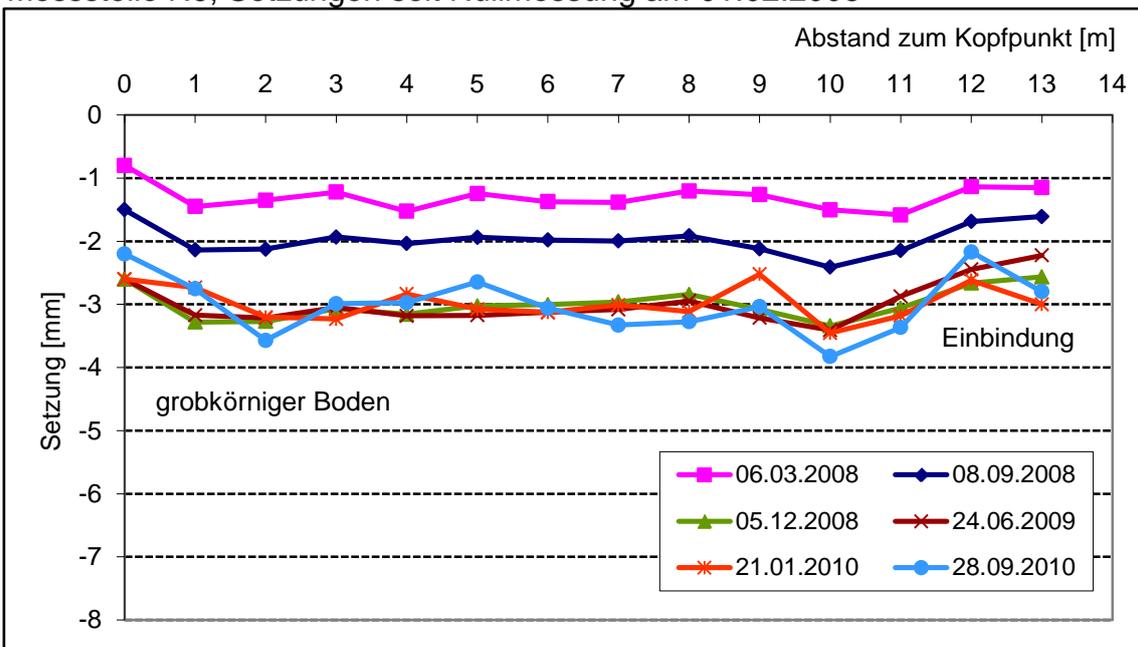


Hinterfüllbereich 2, grobkörniger Boden und Schleppplatte

Messstellen S6 (oben) und N6 (unten)



Messstelle N6, Setzungen seit Nullmessung am 01.02.2008

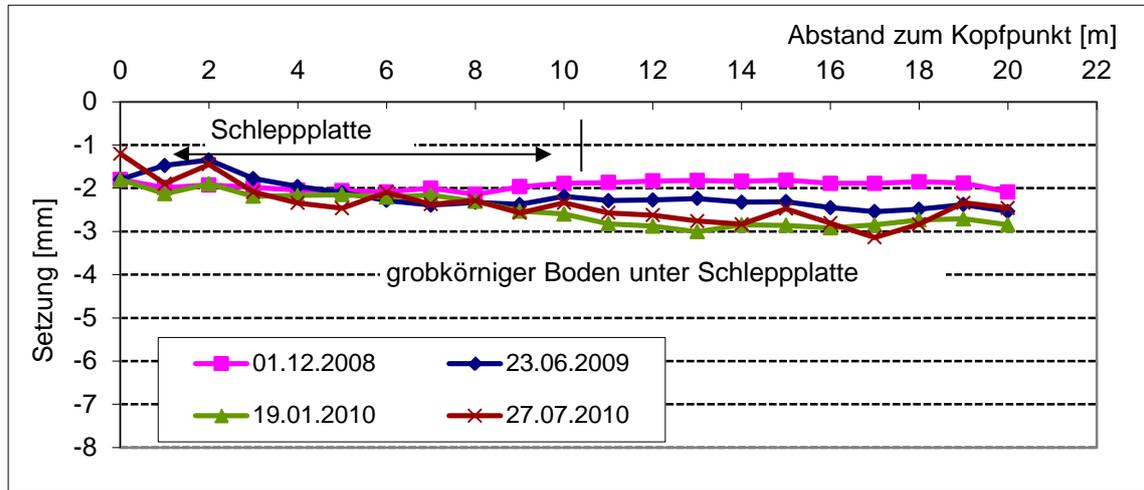


Hinterfüllbereich 2, grobkörniger Boden und Schleppplatte

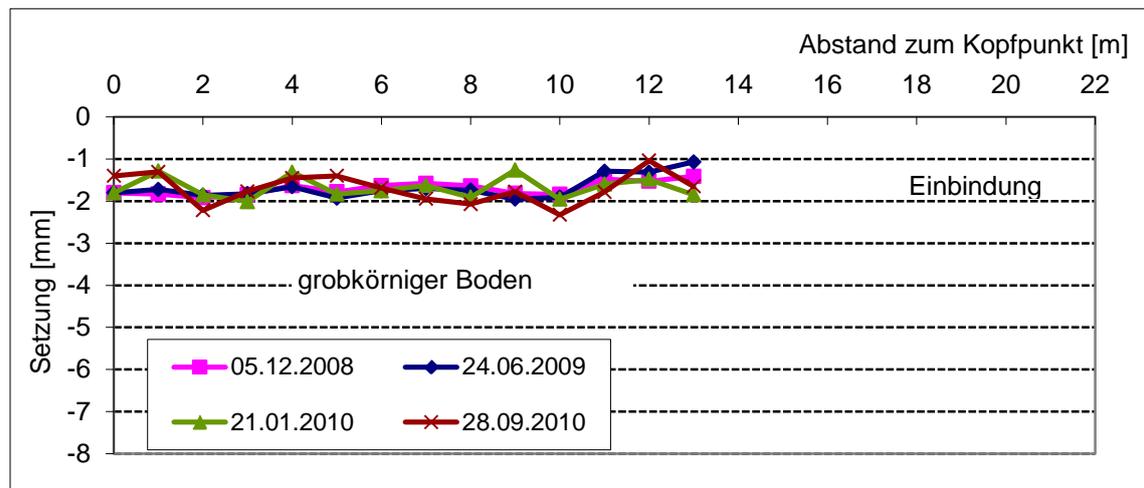
Setzungen seit Verkehrsfreigabe

Bezugsmessung am 04.03.2008

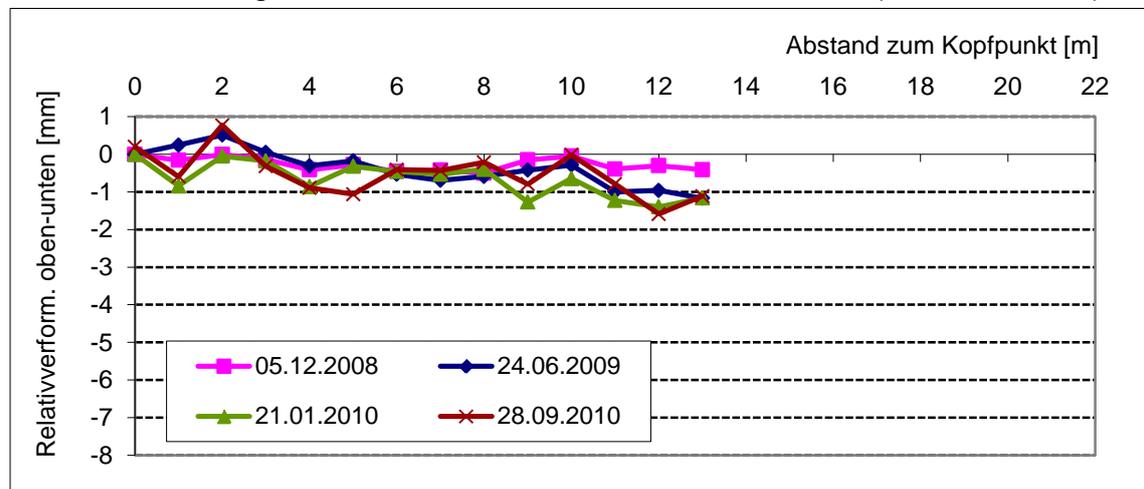
Messstelle S6 (oben)



Messstelle N6 (unten)

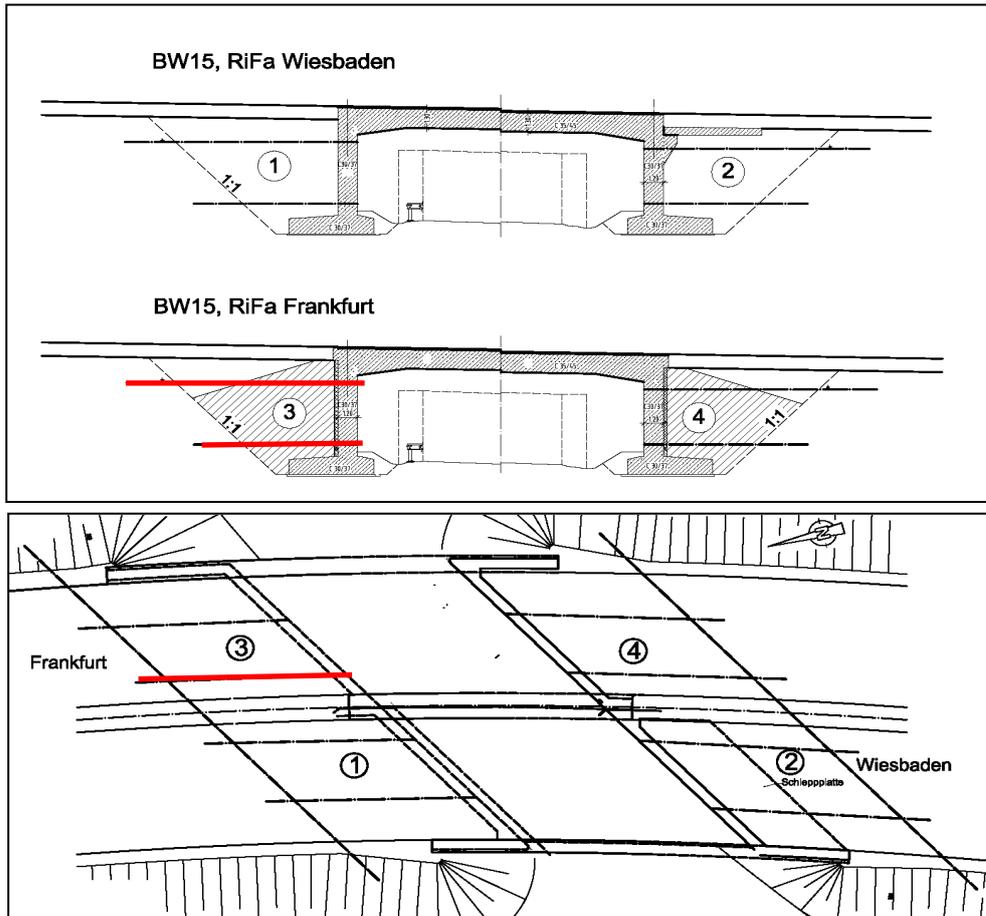


Relativverformung zwischen unterem und oberem Messrohr (Abstand 4,0 m)

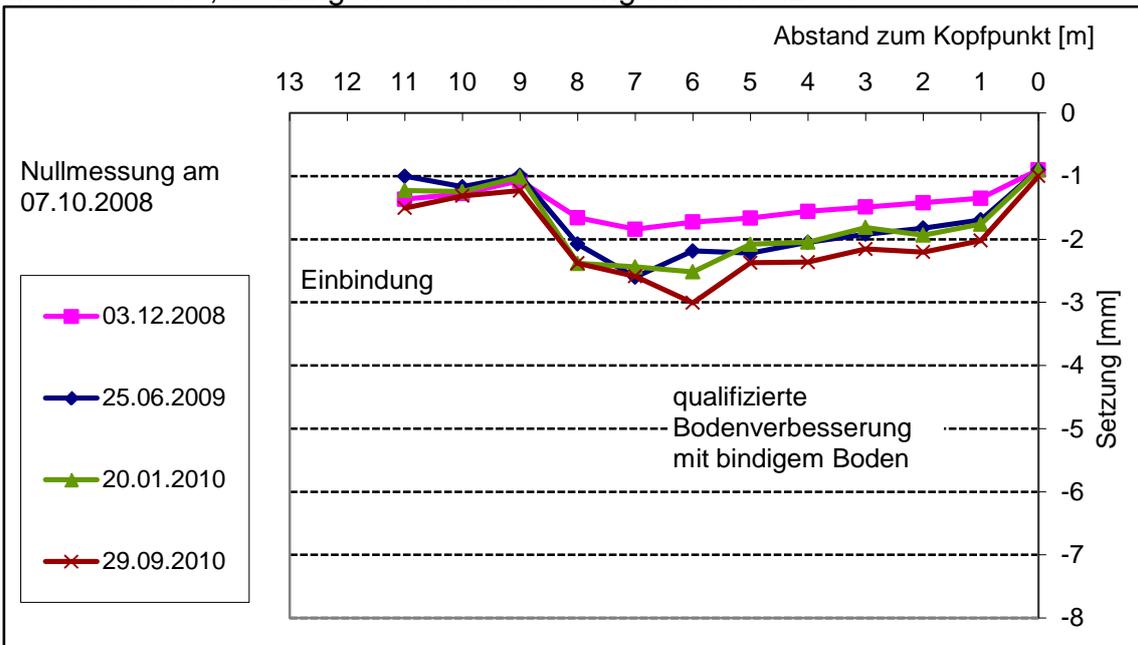


Hinterfüllbereich 3: qualifizierte Bodenverbesserung

Messstellen S3 (oben) und N3 (unten)

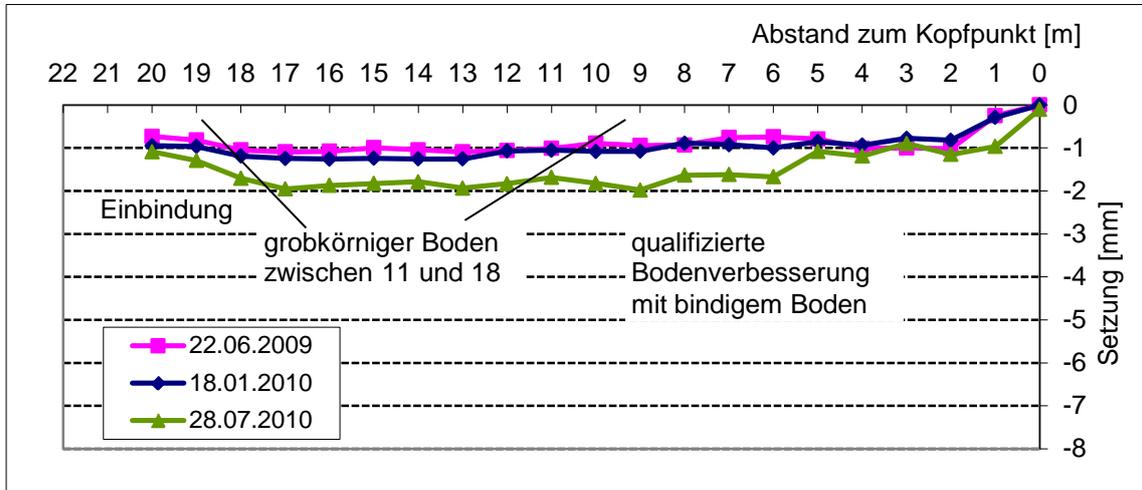


Messstelle N3, Setzungen seit Nullmessung am 07.10.2008

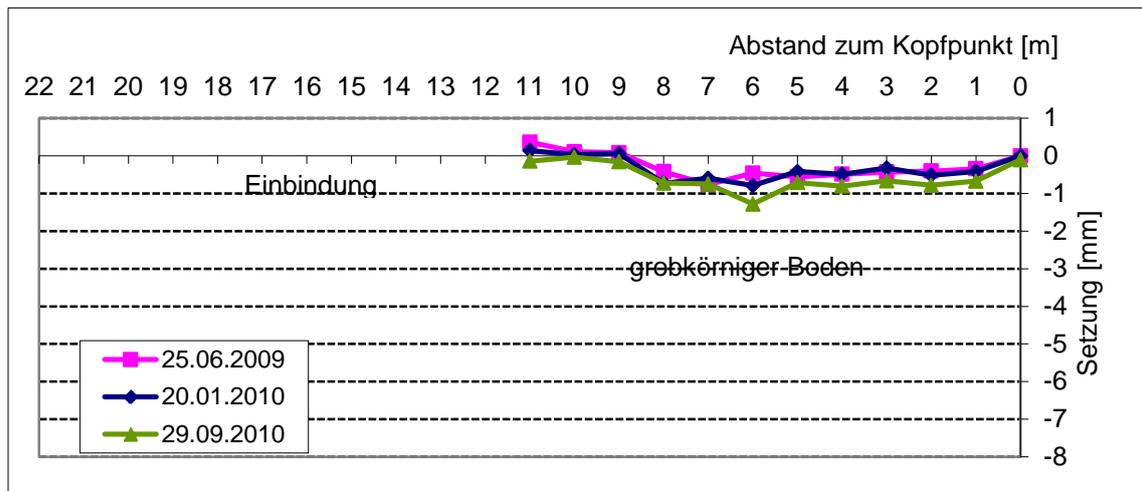


Hinterfüllbereich 3: qualifizierte Bodenverbesserung

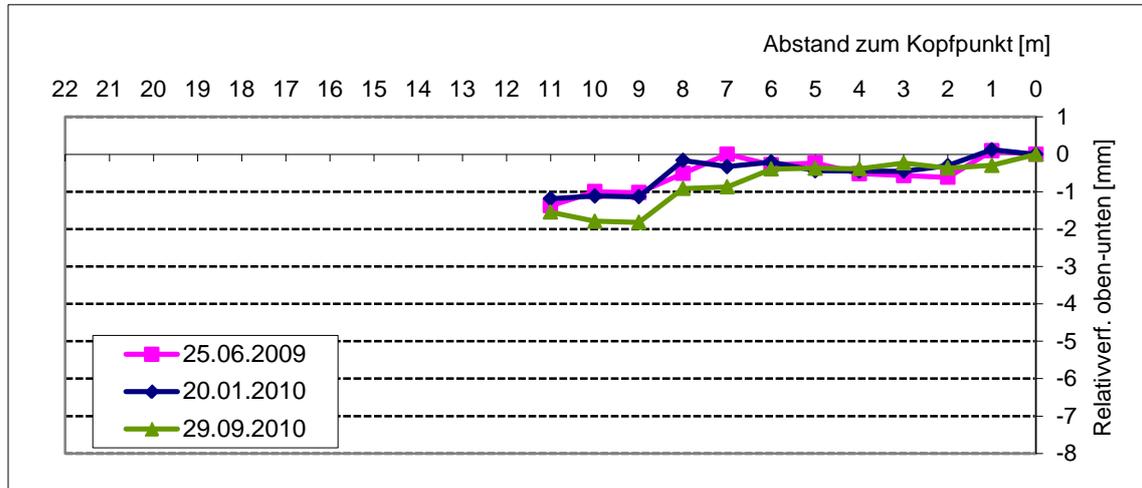
Setzungen seit Verkehrsfreigabe
Bezugsmessung am 03.12.2008
Messstelle S3 (oben)



Messstelle N3 (unten)

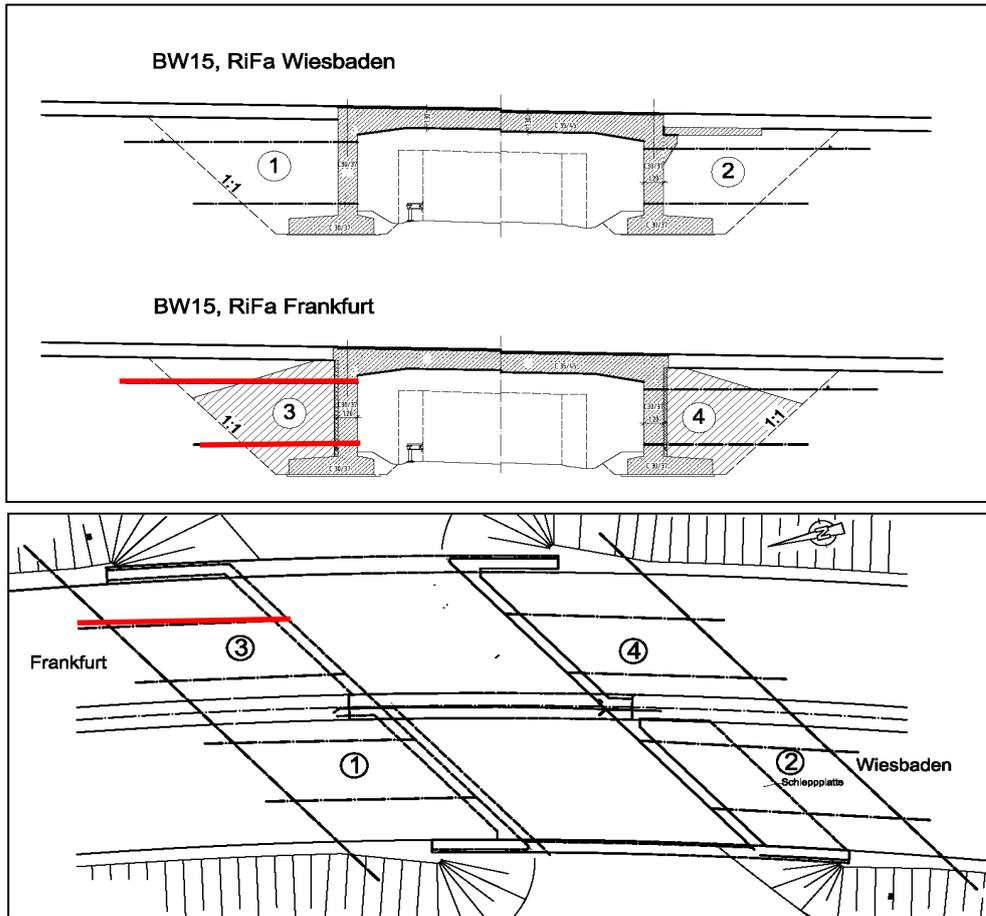


Relativverformung zwischen unterem und oberem Messrohr (Abstand 4,0 m)

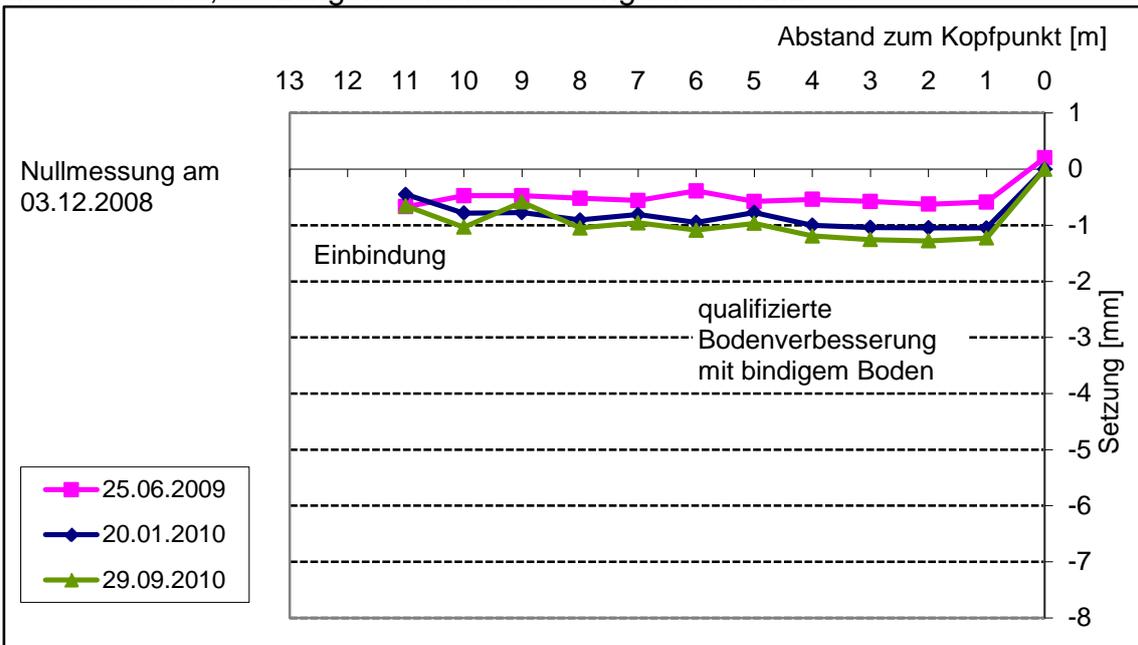


Hinterfüllbereich 3: qualifizierte Bodenverbesserung

Messstellen S4 (oben) und N4 (unten)

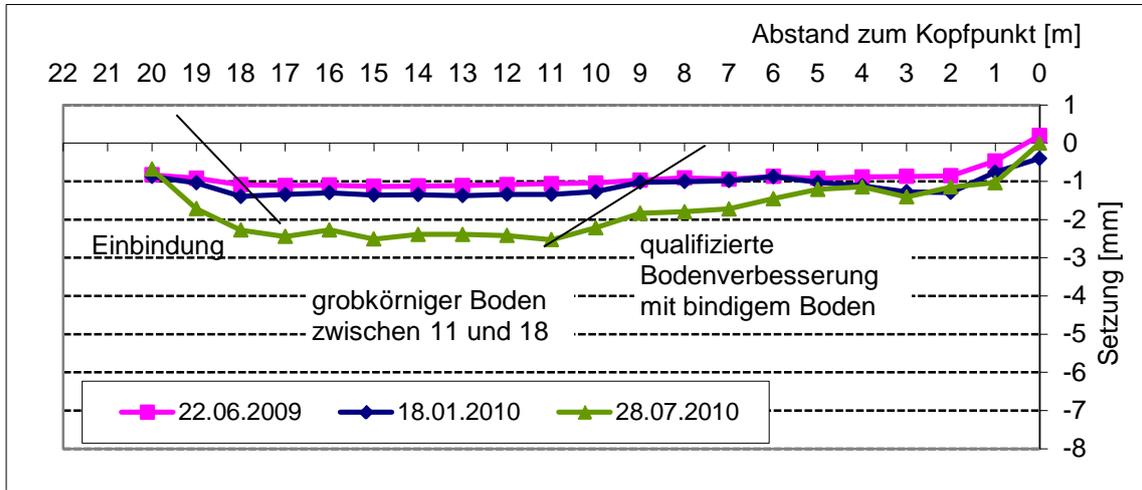


Messstelle N4, Setzungen seit Nullmessung am 03.12.2008

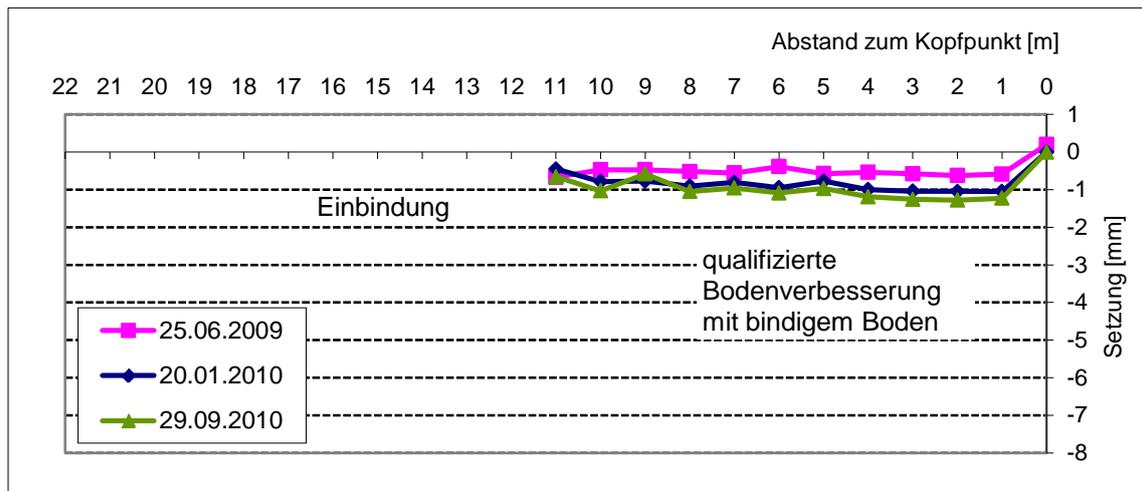


Hinterfüllbereich 3: qualifizierte Bodenverbesserung

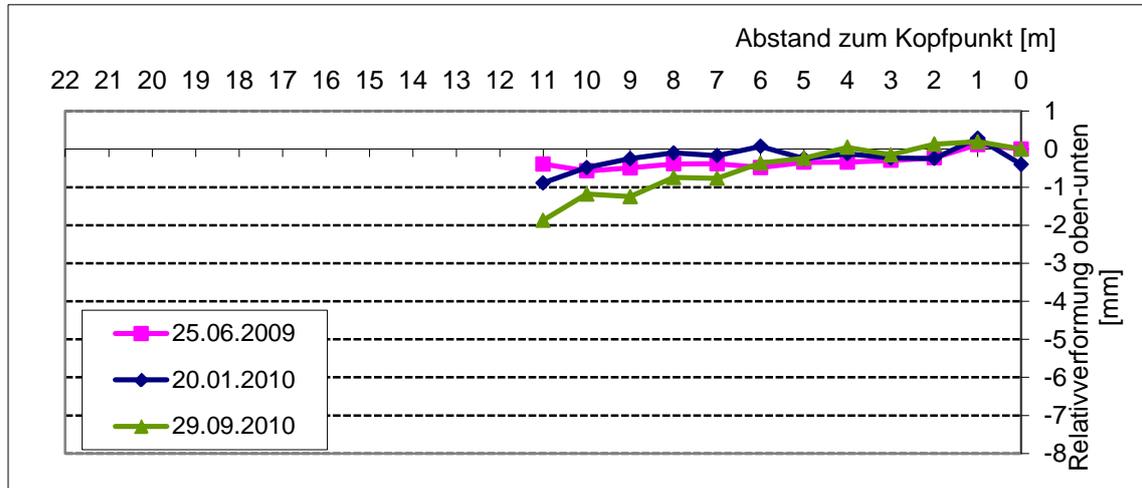
Setzungen seit Verkehrsfreigabe
Bezugsmessung am 03.12.2008
Messstelle S4 (oben)



Messstelle N4 (unten)

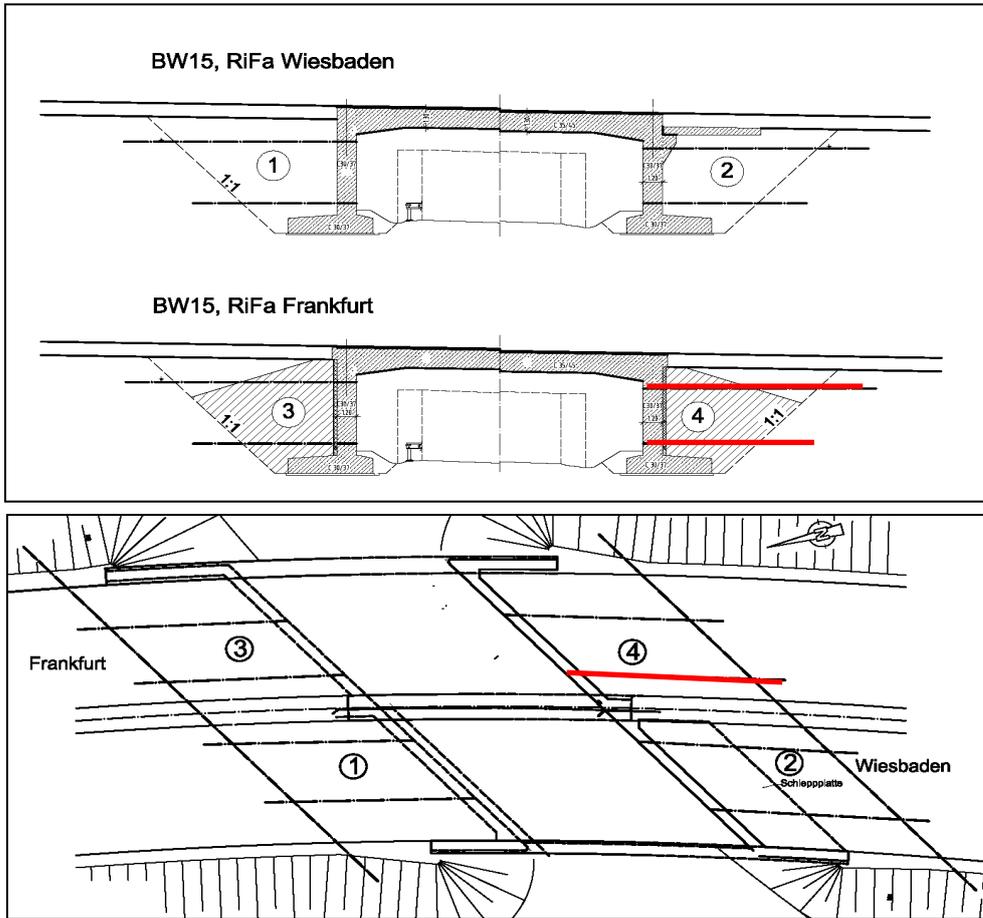


Relativverformung zwischen unterem und oberem Messrohr (Abstand 4,5 m)

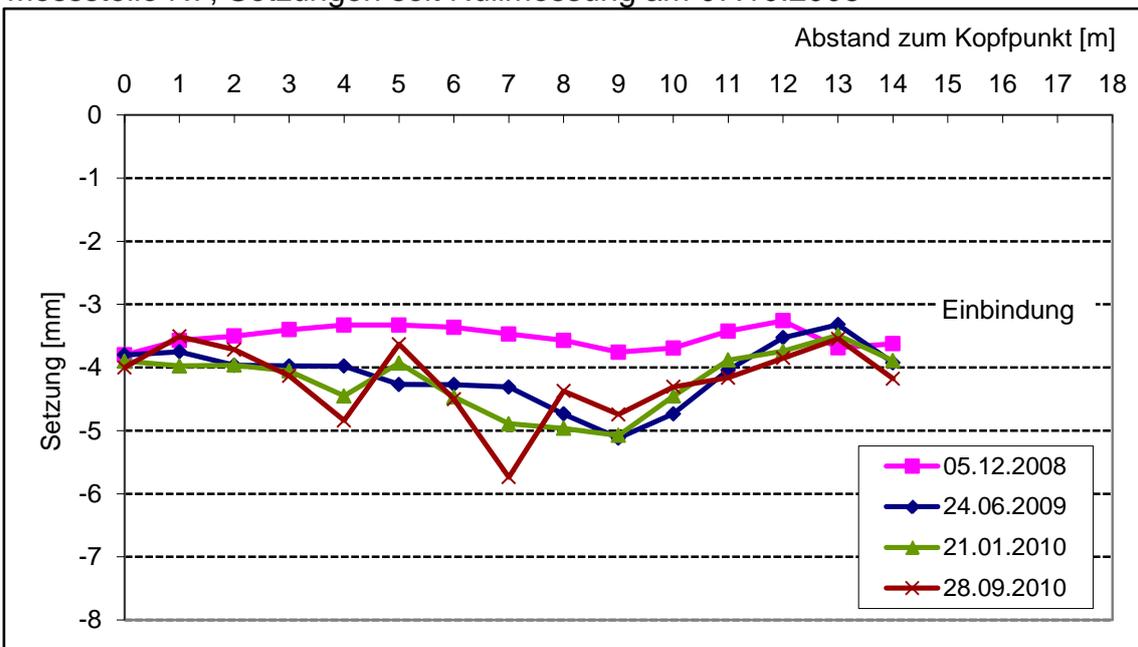


Hinterfüllbereich 4: qualifizierte Bodenverbesserung

Messstellen S7 (oben) und N7 (unten)



Messstelle N7, Setzungen seit Nullmessung am 07.10.2008

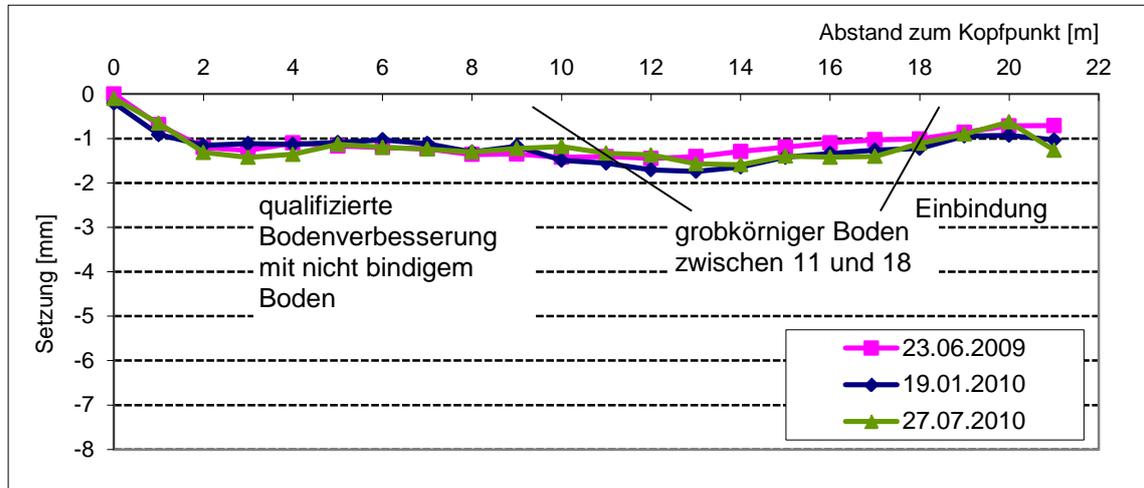


Hinterfüllbereich 4: qualifizierte Bodenverbesserung

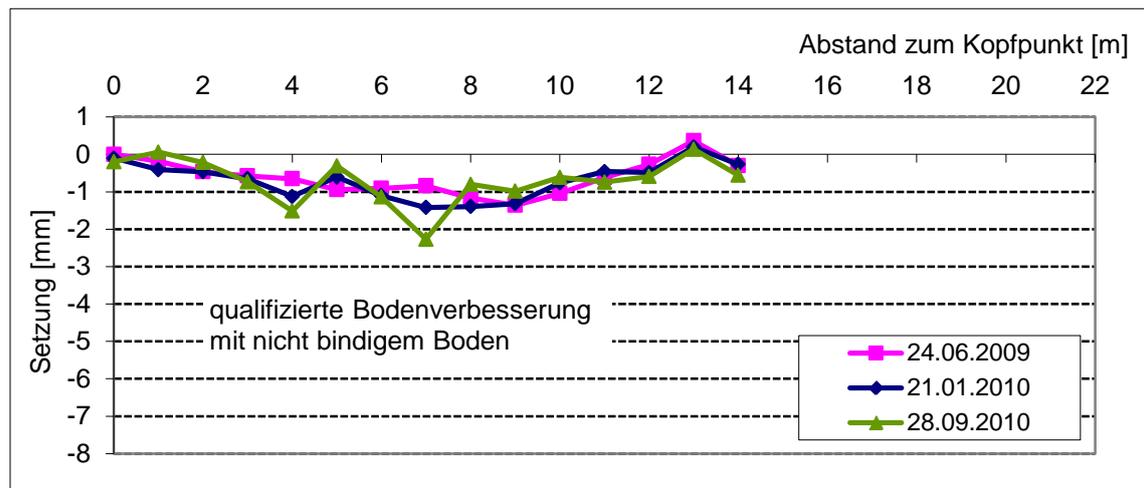
Setzungen seit Verkehrsfreigabe

Bezugsmessung am 05.12.2008

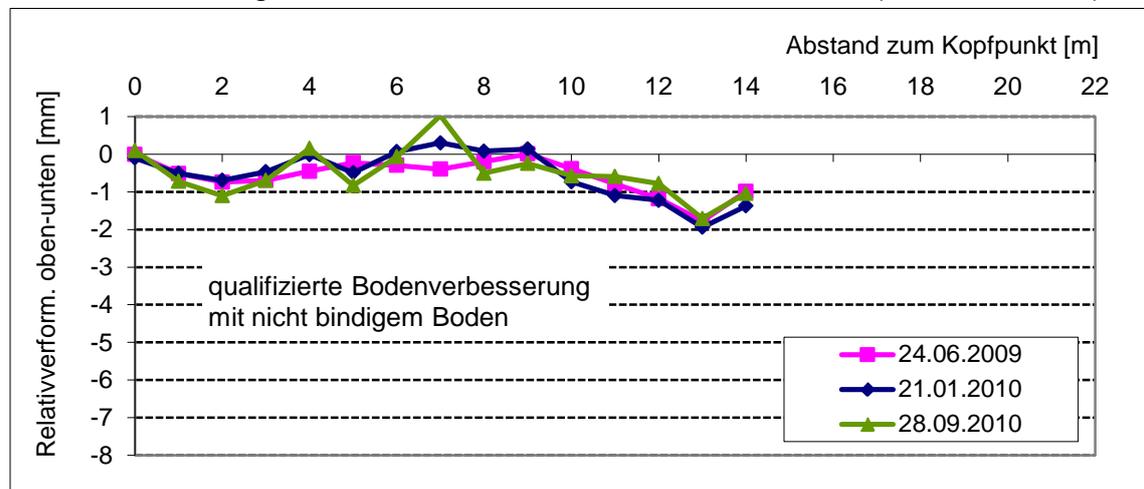
Messstelle S7 (oben)



Messstelle N7 (unten)

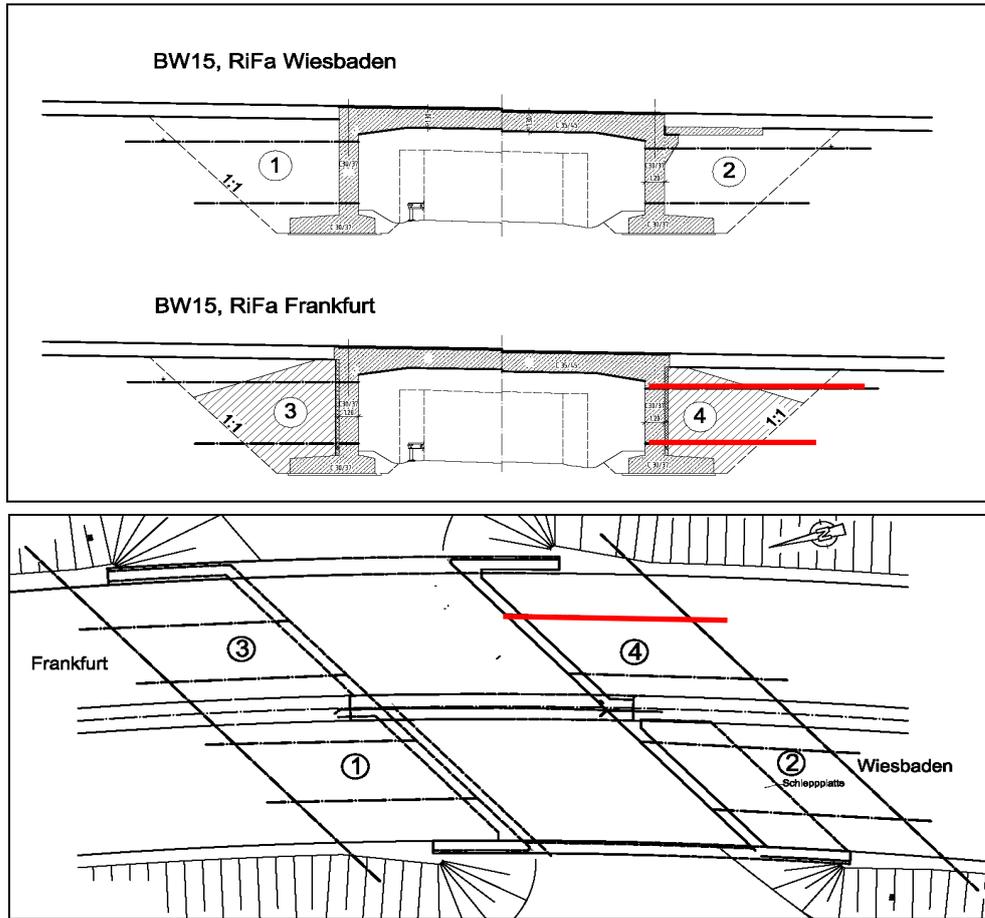


Relativverformung zwischen unterem und oberem Messrohr (Abstand 3,5 m)

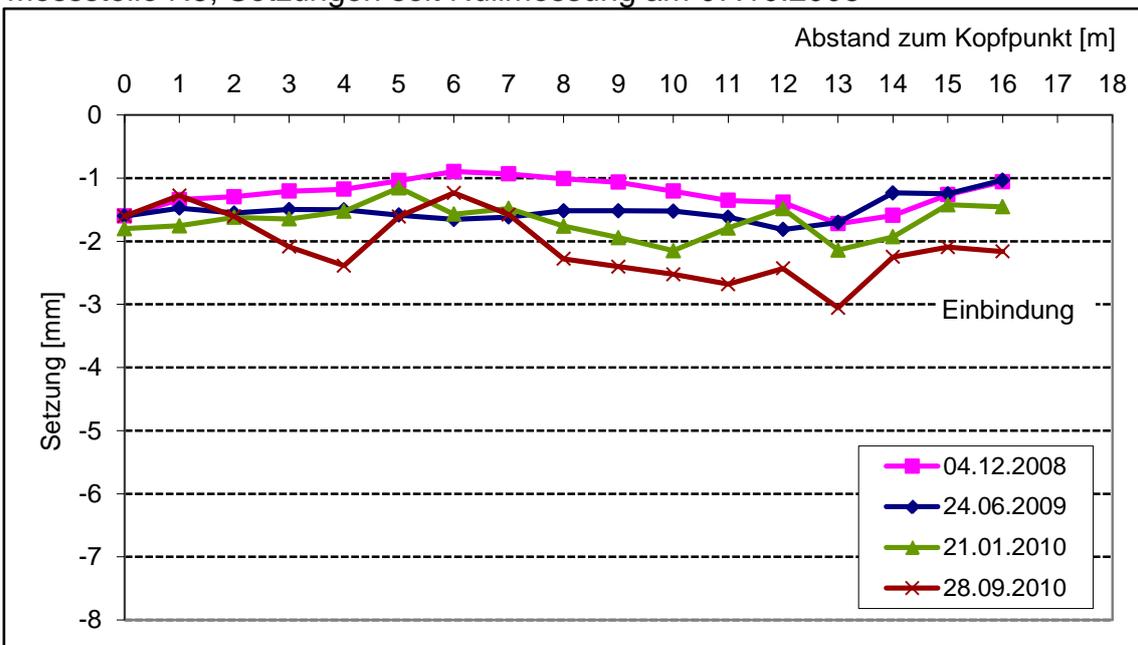


Hinterfüllbereich 4: qualifizierte Bodenverbesserung

Messstellen S8 (oben) und N8 (unten)



Messstelle N8, Setzungen seit Nullmessung am 07.10.2008

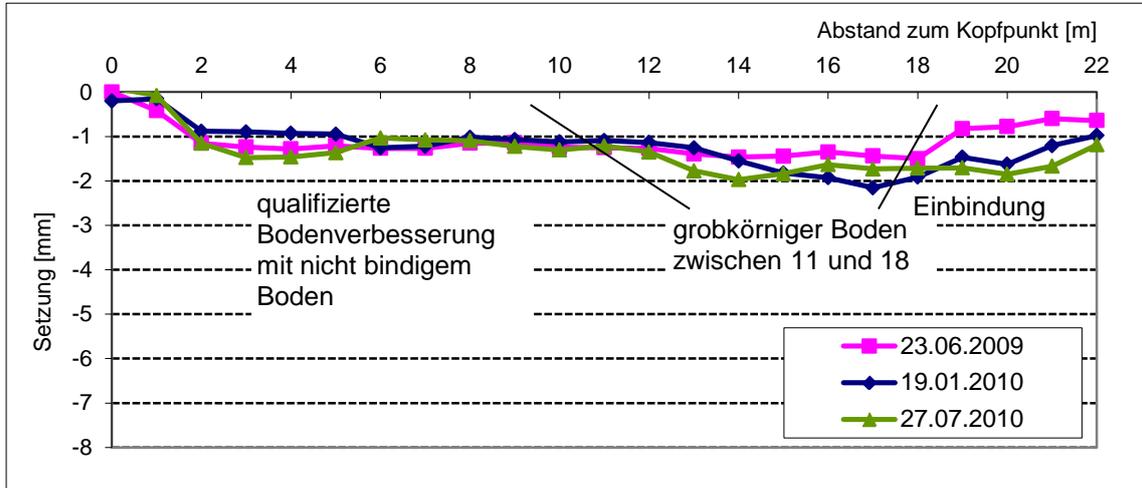


Hinterfüllbereich 4: qualifizierte Bodenverbesserung

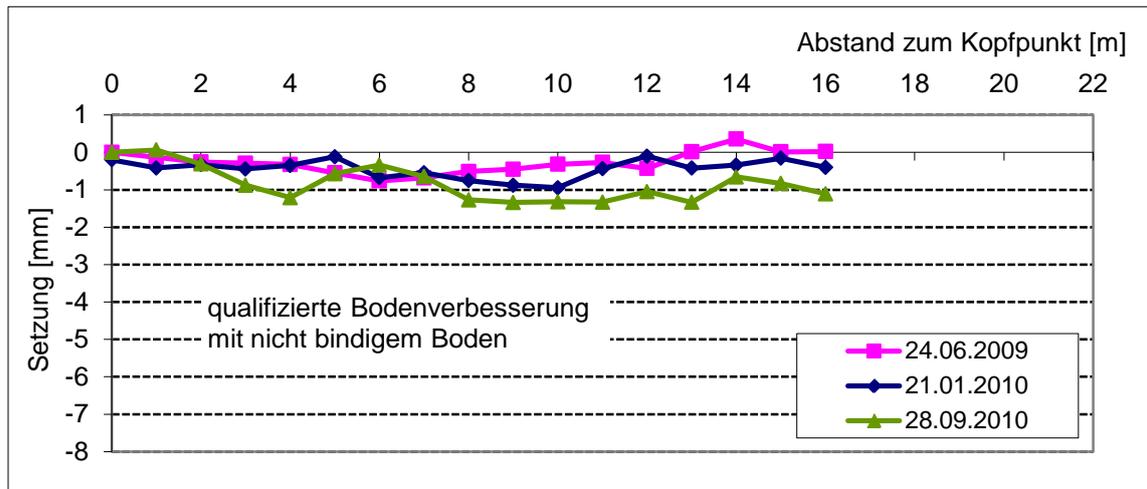
Setzungen seit Verkehrsfreigabe

Bezugsmessung am 05.12.2008

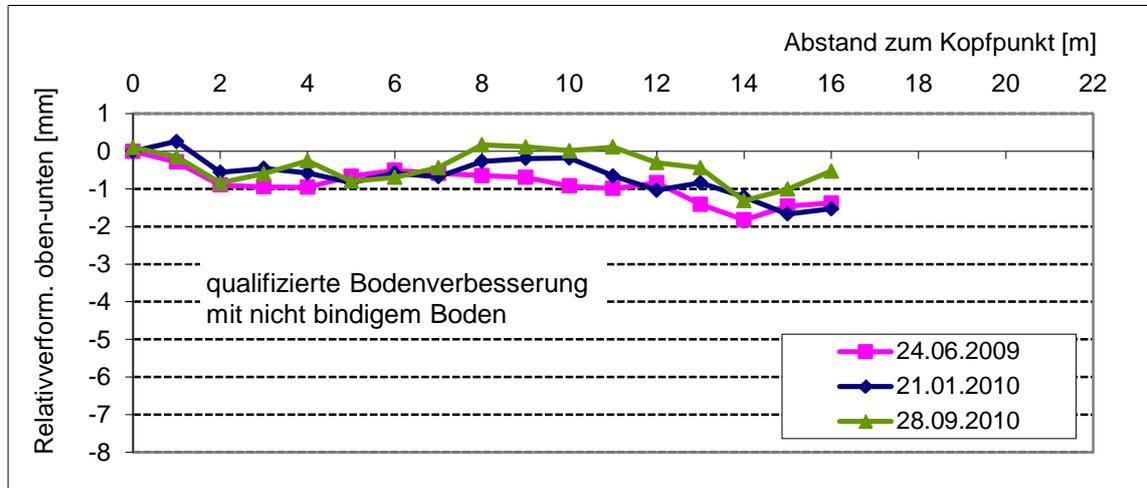
Messstelle S8 (oben)



Messstelle N8 (unten)



Relativverformung zwischen unterem und oberem Messrohr (Abstand 4,1 m)



Richtungsfahrbahn Wiesbaden

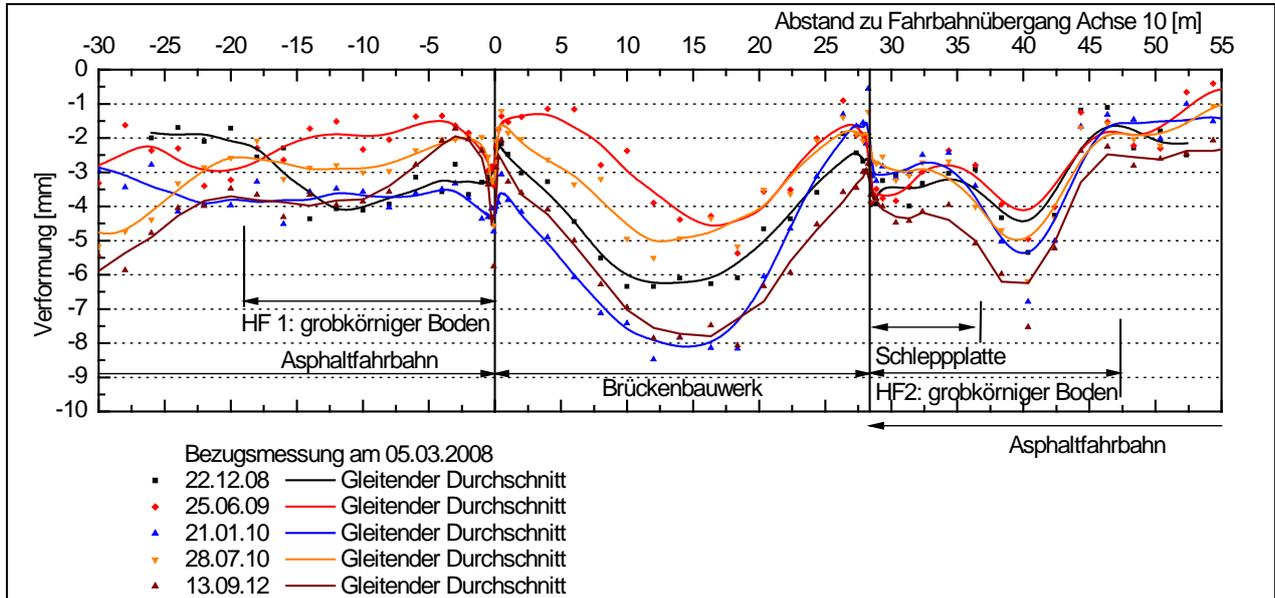


Bild A9-1: BW 15, Nivellement der Fahrhahnoberfläche, Bezugsmessung 05.03.2008.

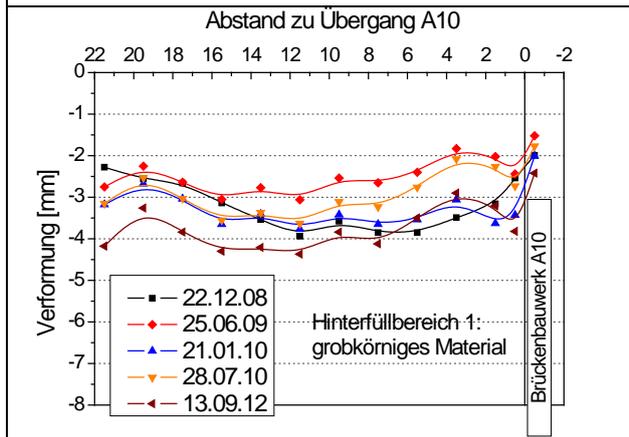
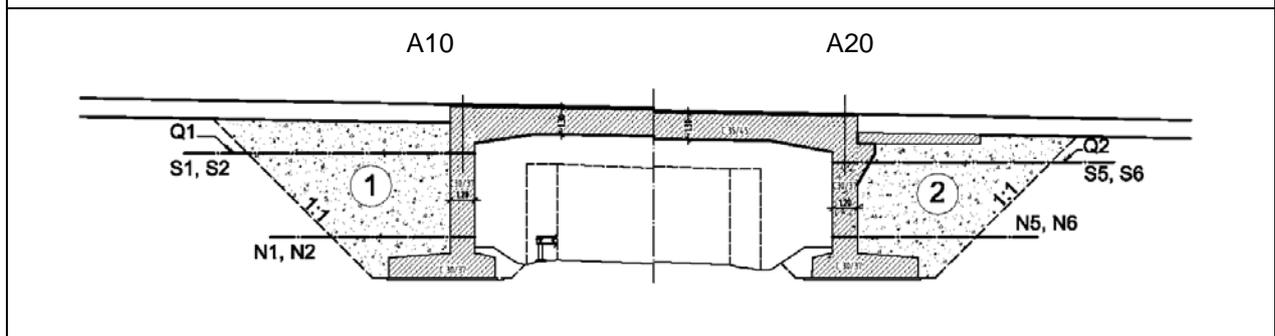


Bild A9-2: BW 15, Nivellement der versenkten Höhenbolzen in der Fahrhahnoberfläche über Hinterfüllbereich 1, Bezugsmessung 05.03.2008.

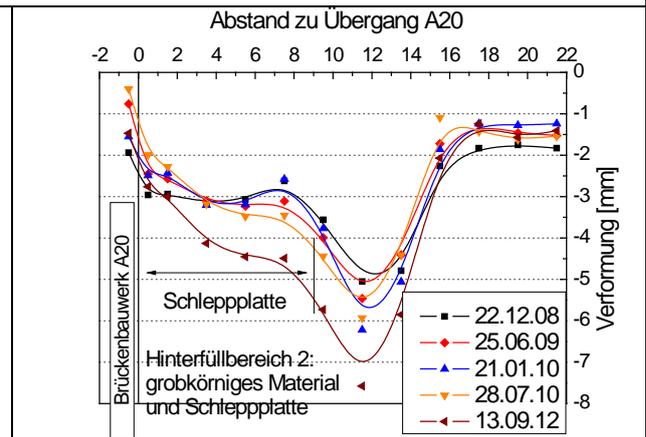


Bild A9-3: BW 15, Nivellement der versenkten Höhenbolzen in der Fahrhahnoberfläche über Hinterfüllbereich 2, Bezugsmessung 05.03.2008.

Richtungsfahrbahn Frankfurt

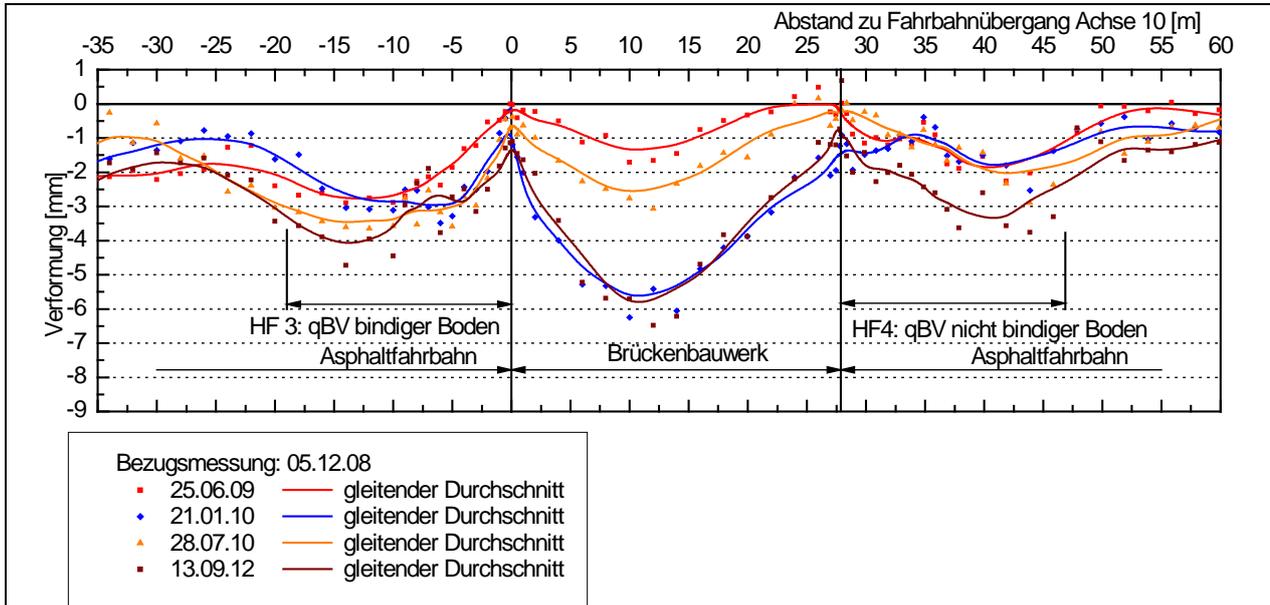


Bild A9-4: BW 15, Nivellement der Fahrbahnoberfläche, Bezugsmessung 05.12.2008.

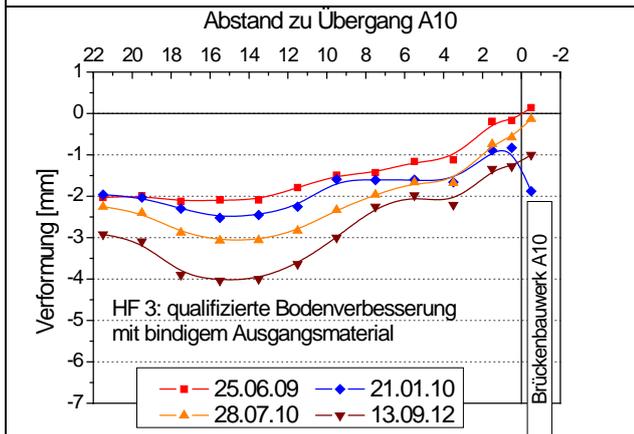
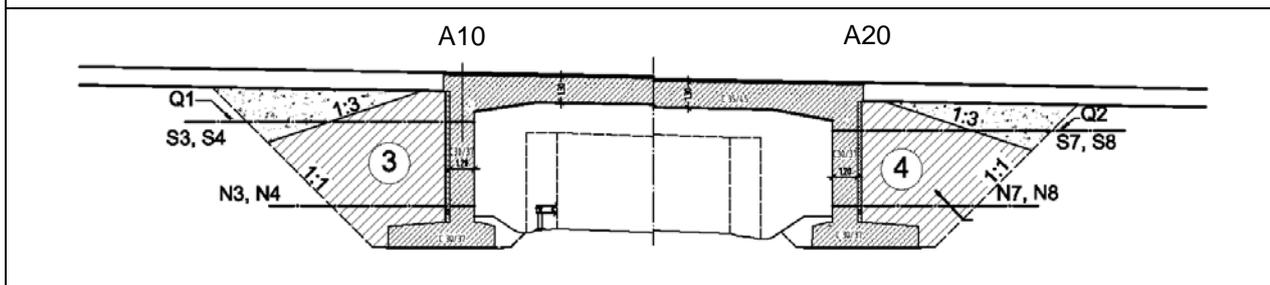


Bild A9-5: BW 15, Nivellement der versenkten Höhenbolzen in der Fahrbahnoberfläche über Hinterfüllbereich 3, Bezugsmessung 05.12.2008.

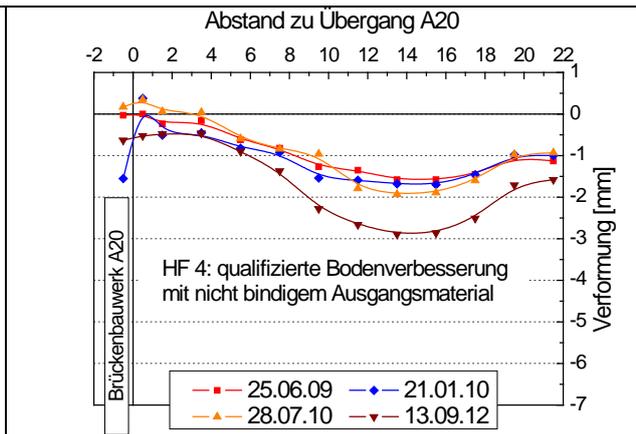


Bild A9-6: BW 15, Nivellement der versenkten Höhenbolzen in der Fahrbahnoberfläche über Hinterfüllbereich 4, Bezugsmessung 05.12.2008.

Richtungsfahrbahn Wiesbaden

Vergleich zwischen SOLL-Höhe und IST-Höhe

Nivellement der Fahrbahnoberfläche im Standstreifen vom 05.03.2008

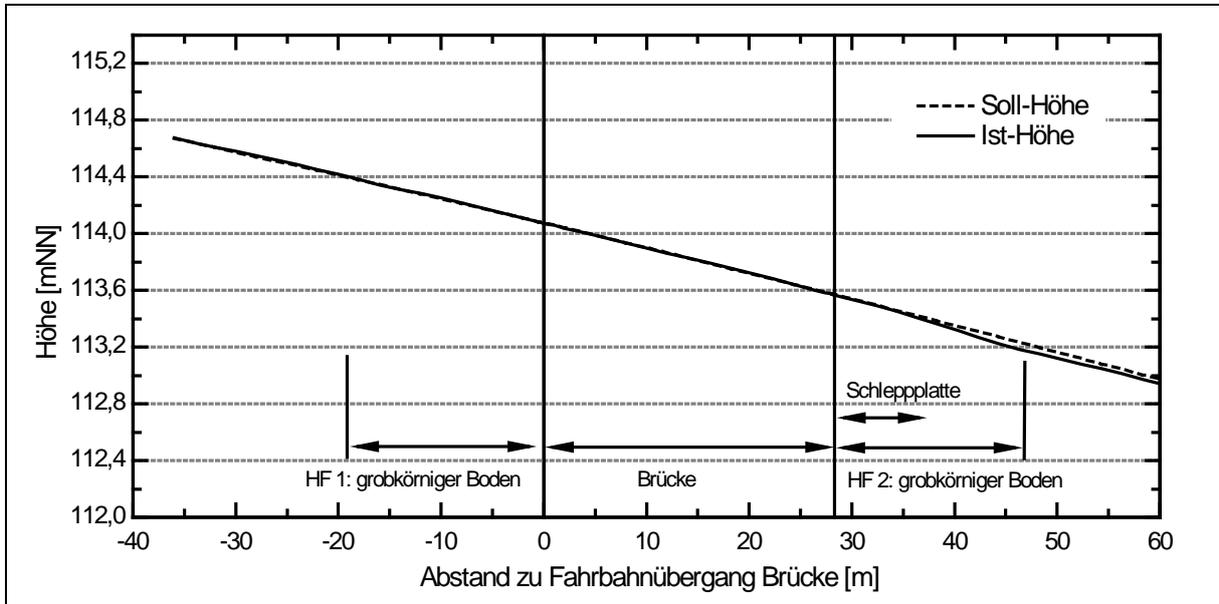


Bild A9-7: Fahrbahnhöhe, Richtungsfahrbahn Wiesbaden.

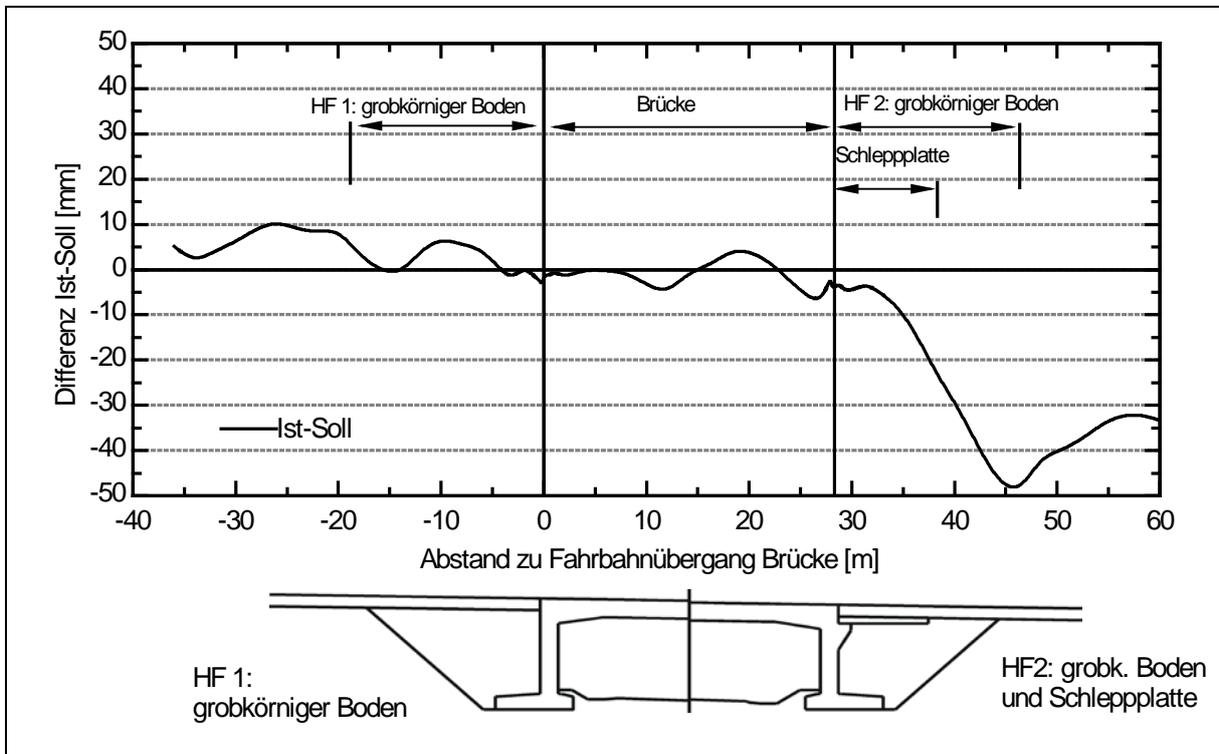


Bild A9-8: Differenz zwischen Soll- und Ist-Höhe, Richtungsfahrbahn Wiesbaden.

Richtungsfahrbahn Frankfurt

Vergleich zwischen SOLL-Höhe und IST-Höhe

Nivellement der Fahrbahnoberfläche im Standstreifen vom 05.12.2008

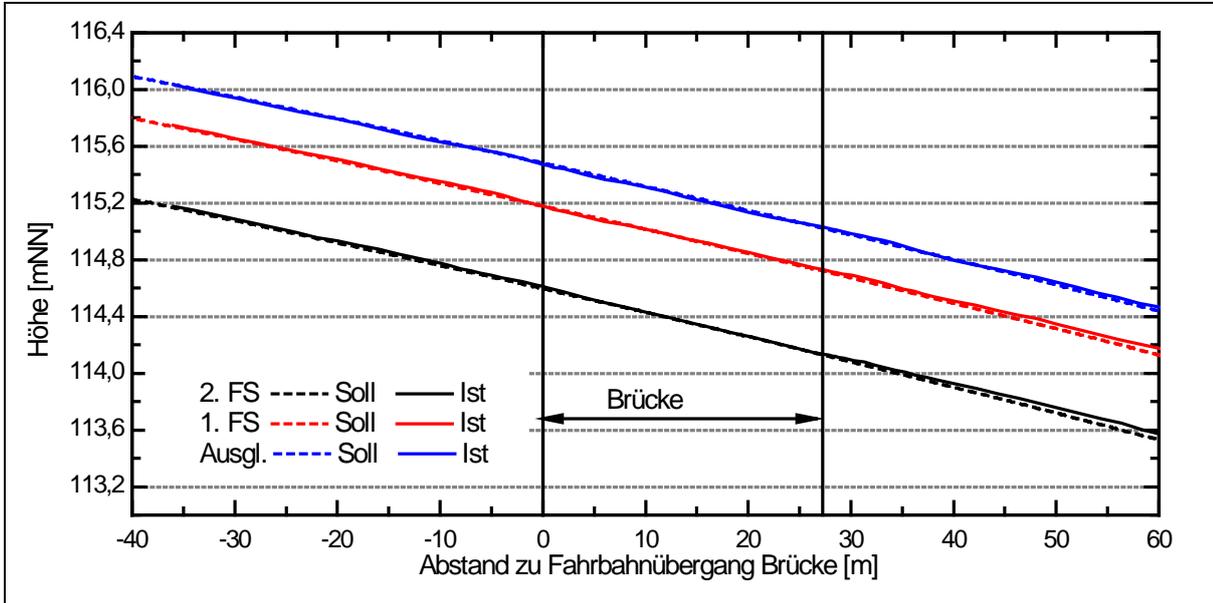


Bild A9-9: Fahrbahnhöhe, Richtungsfahrbahn Frankfurt.

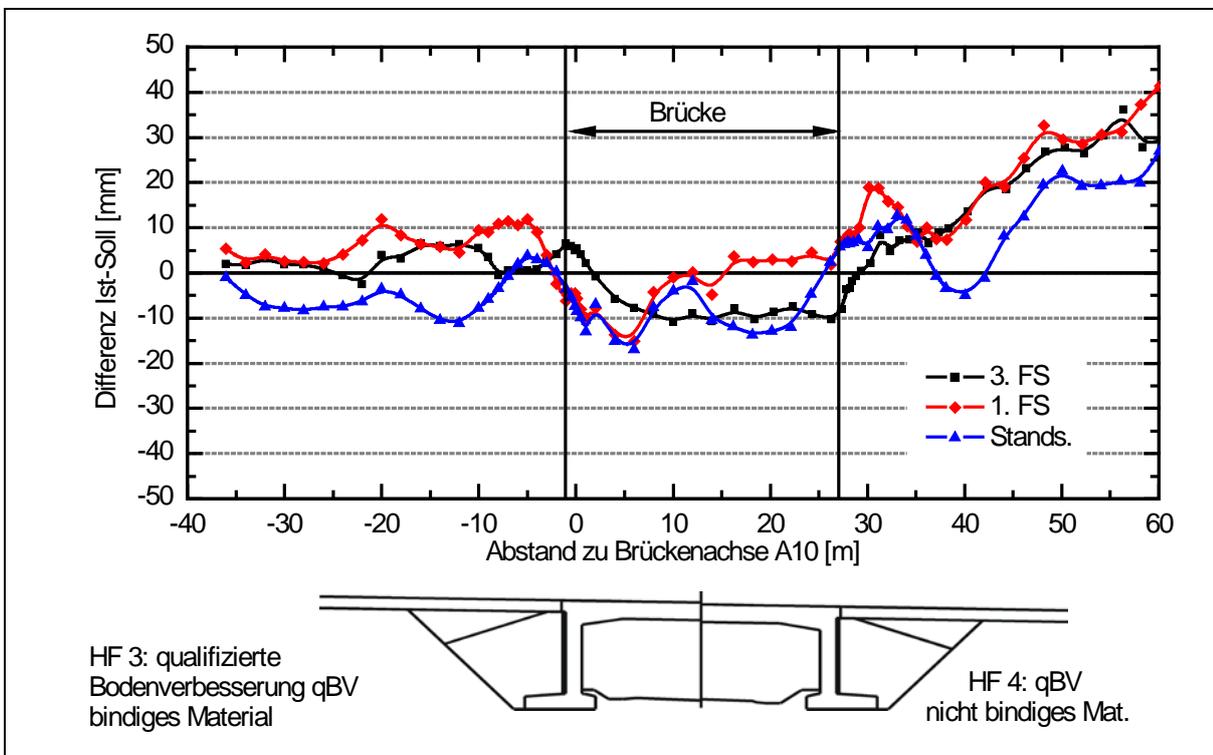
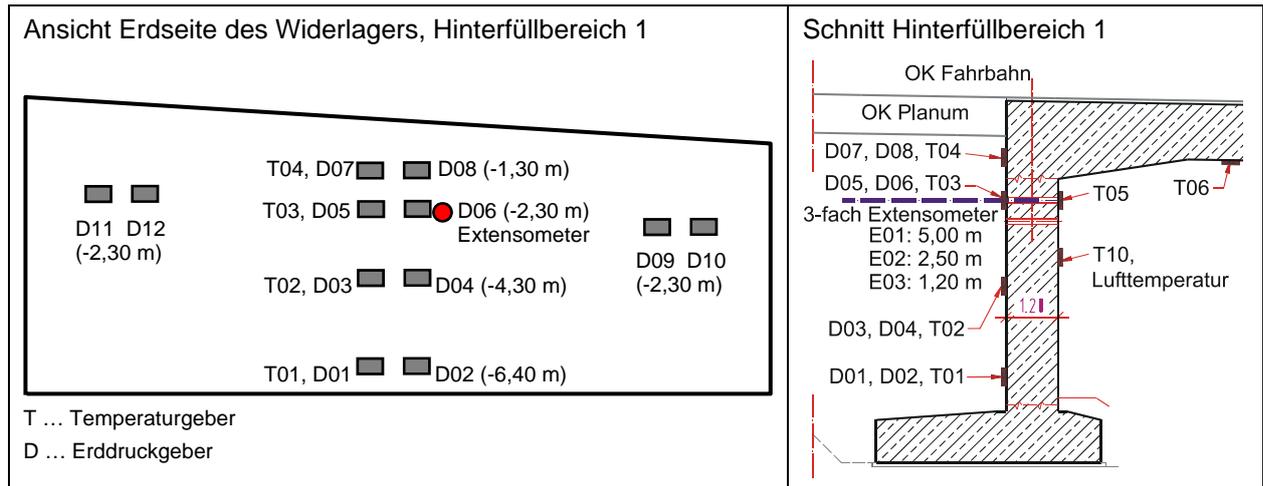


Bild A9-10: Differenz zwischen Soll- und Ist-Höhe, Richtungsfahrbahn Frankfurt.

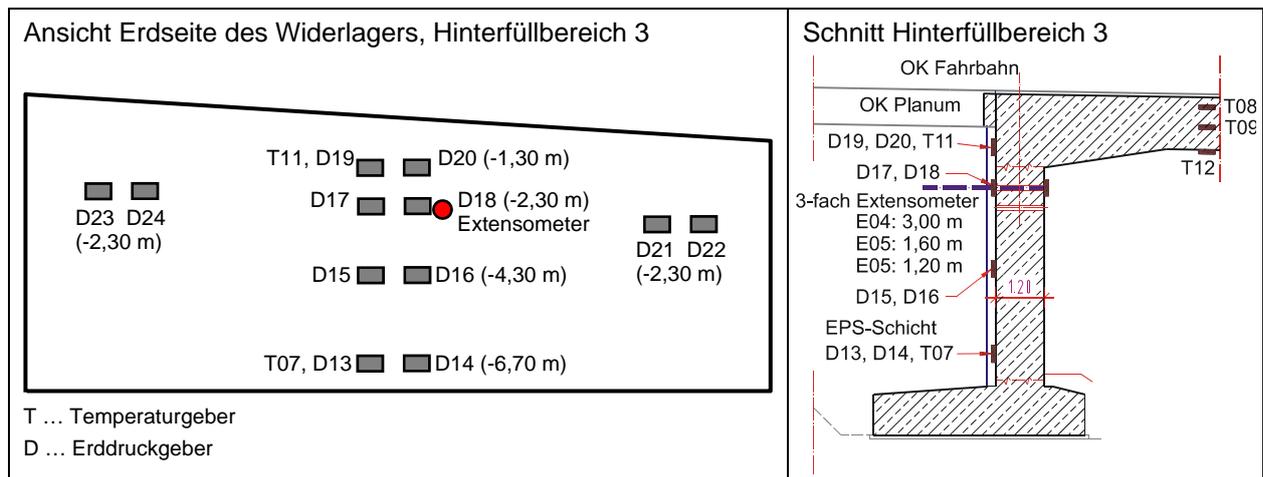
Überblick zur Lage der Messgeber

(vgl. auch Anlage 1, Seite 3)

Messgeber, Hinterfüllbereich 1



Messgeber, Hinterfüllbereich 3



Temperaturmessung

Lufttemperatur

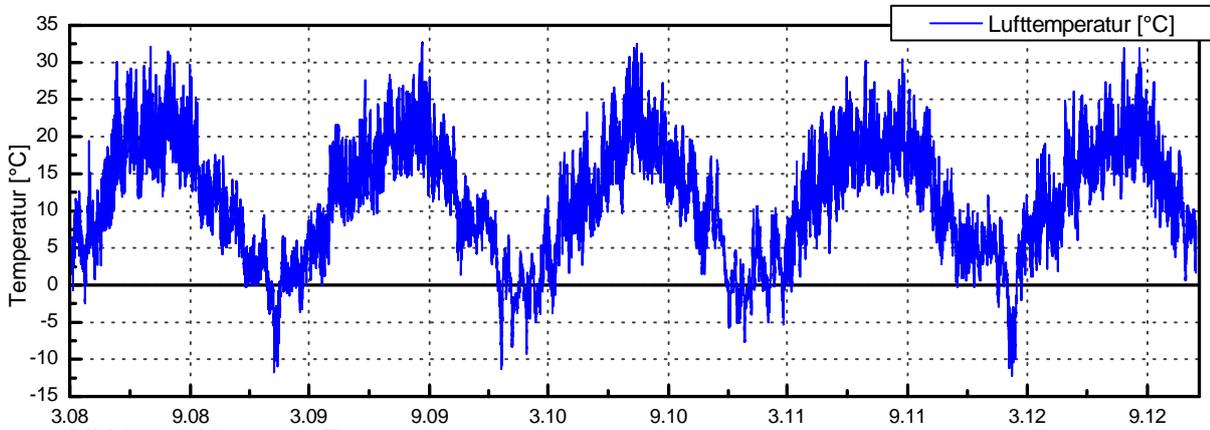


Bild A13-1: Messwerte T10

Betonoberflächentemperatur Luftseite

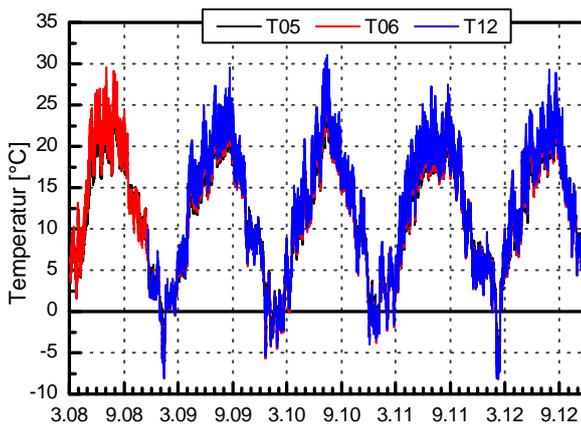


Bild A13-2: Messwerte T05, T06, T12

Betontemperatur im Brückenüberbau

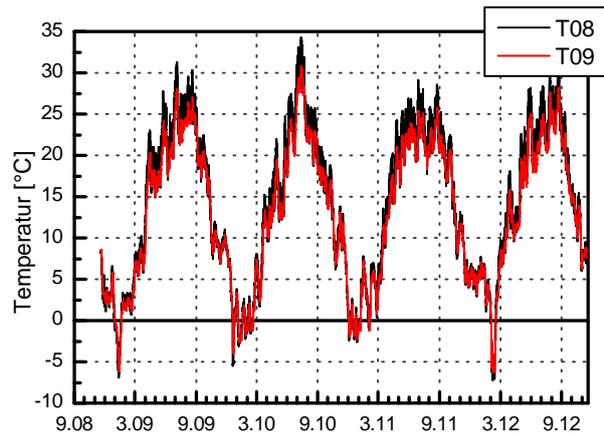


Bild A13-3: Messwerte T08, T09

Betonoberflächentemperatur Erdseite HF 1

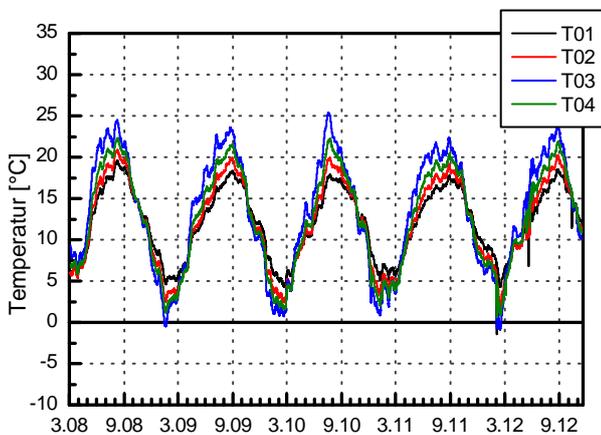


Bild A13-4: Messwerte T01 bis T04

Betonoberflächentemp. Erdseite HF 3

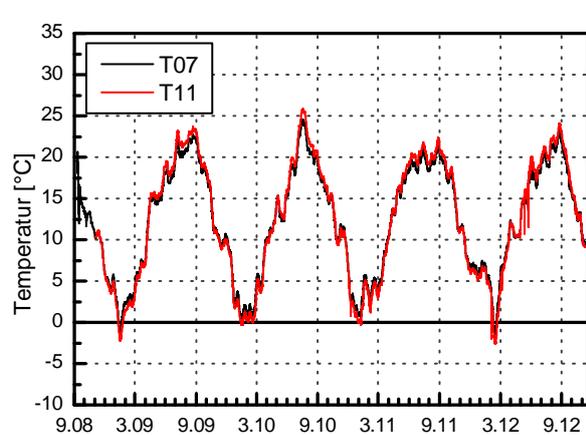


Bild A13-5: Messwerte T07, T11

Extensometer, Hinterfüllbereich 1

Längenänderung Extensometer E1 (5,0 m); E2 (2,5 m) und E3 (1,2 m)

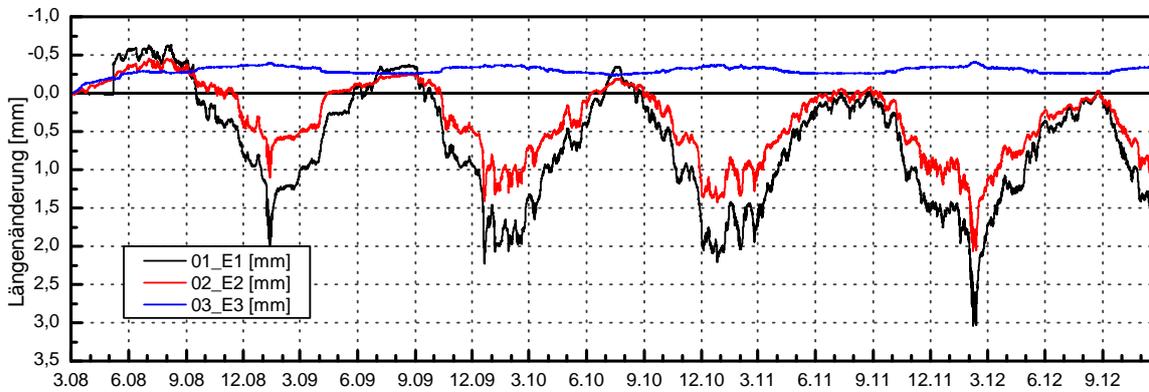


Bild A13-6: Messwerte E1 bis E3

Relativverschiebung Widerlager/Hinterfüllung

(positiver Wert = Dehnung = Widerlagerbewegung weg von HF)

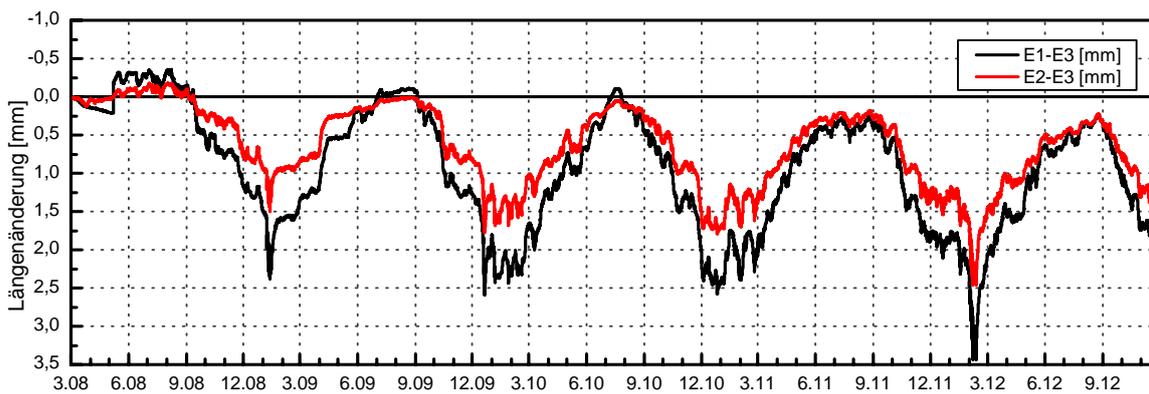


Bild A13-7: Verschiebungen zwischen Widerlagerrückseite und Fußpunkt E1 und E2

Betonoberflächentemperatur T02 (Erdseite) und T05 (Luftseite)

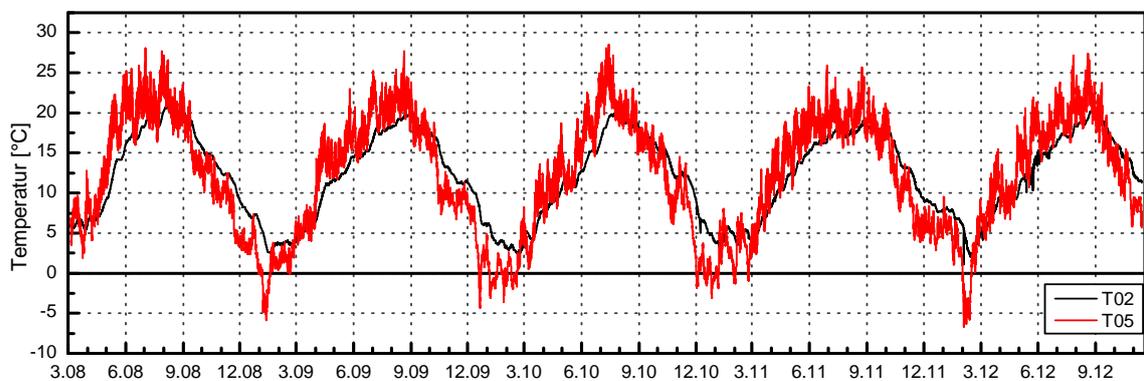


Bild A13-8: Temperaturmesswerte T02 und T05

Erddruck, Hinterfüllbereich 1

Geber D01 und D02 (Tiefe 6,40 m)

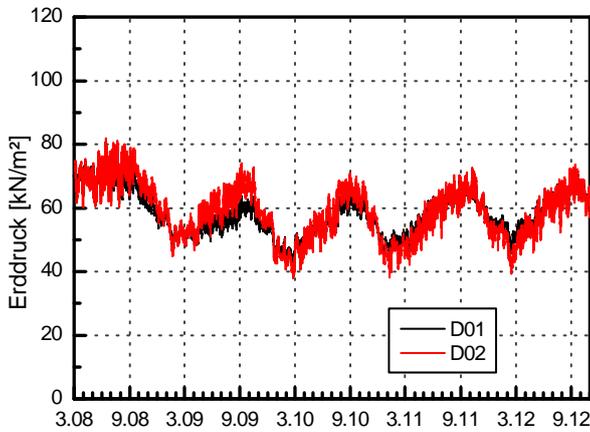


Bild A13-9: Erddruck Geber D01 und D02

Geber D03 und D04 (Tiefe 4,30 m)

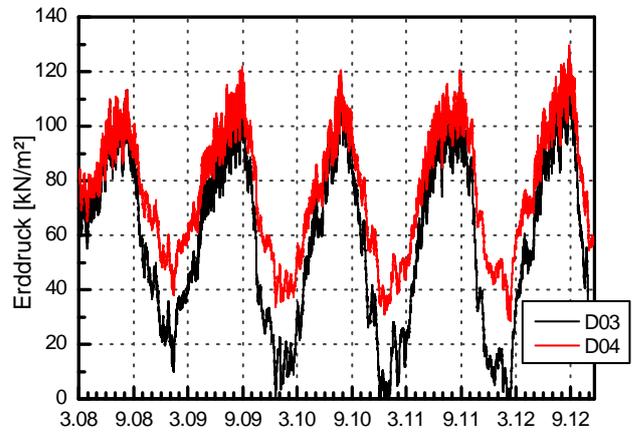


Bild A13-10: Erddruck Geber D03 und D04

Geber D05 und D06 (Tiefe 2,30 m)

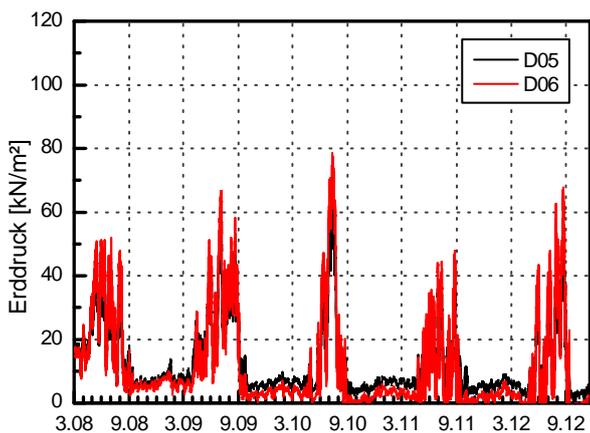


Bild A13-11: Erddruck Geber D05 und D06

Geber D07 und D08 (Tiefe 1,30 m)

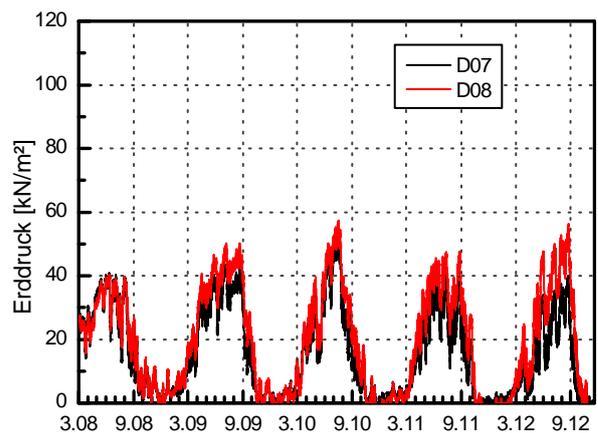


Bild A13-12: Erddruck Geber D07 und D08

Geber D09 und D10 (Tiefe 2,30 m)

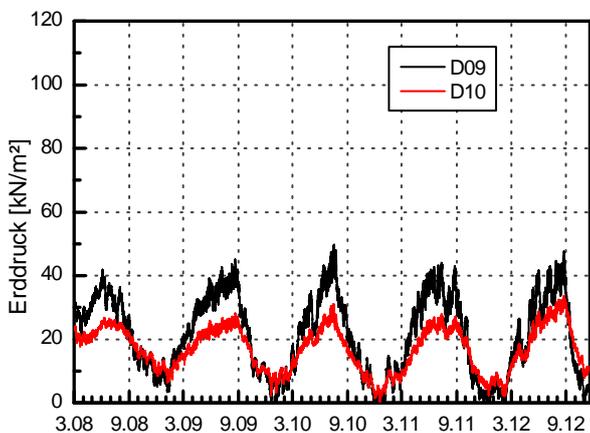


Bild A13-13: Erddruck Geber D09 und D10
(spitzwinklige Ecke der Hinterfüllung)

Geber D11 und D12 (Tiefe 2,30 m)

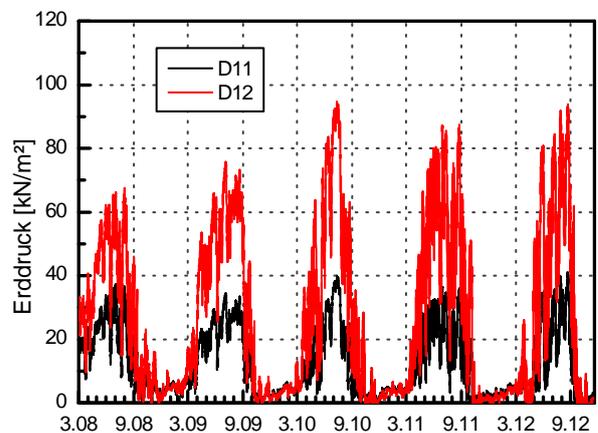


Bild A13-14: Erddruck Geber D11 und D12
(stumpfwinklige Ecke der Hinterfüllung)

Verhältniswert Erddruck/Vertikalspannung, Hinterfüllbereich 1

Geber D01 und D02 (Tiefe 6,40 m)

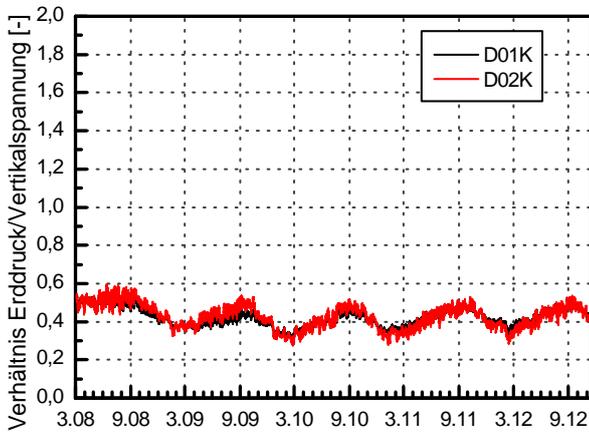


Bild A13-15: Erddruckbeiwert Geber D01 und D02

Geber D03 und D04 (Tiefe 4,30 m)

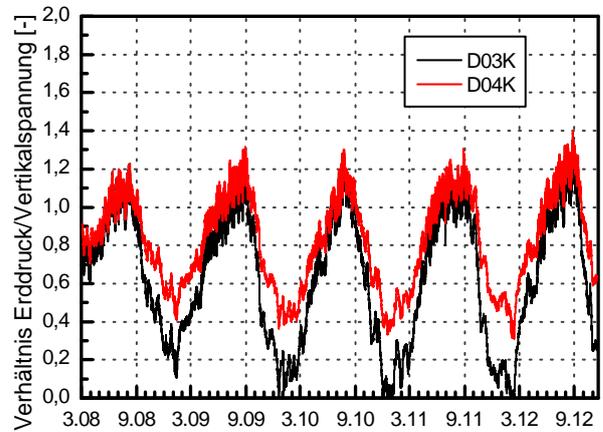


Bild A13-16: Erddruckbeiwert Geber D03 und D04

Geber D05 und D06 (Tiefe 2,30 m)

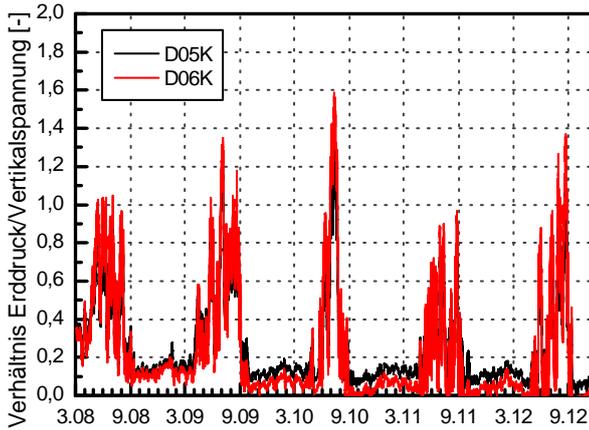


Bild A13-17: Erddruckbeiwert Geber D05 und D06

Geber D07 und D08 (Tiefe 1,30 m)

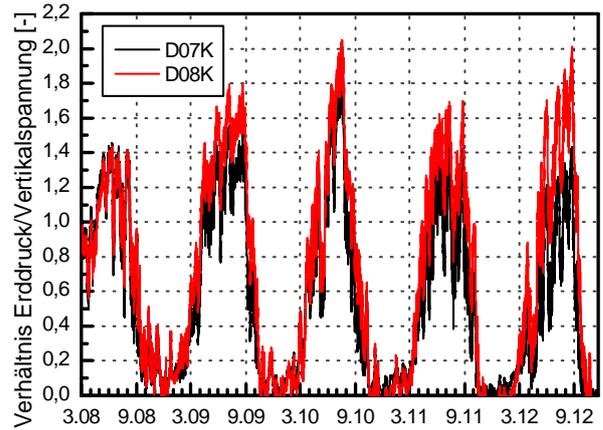


Bild A13-18: Erddruckbeiwert Geber D07 und D08

Geber D09 und D10 (Tiefe 2,30 m)

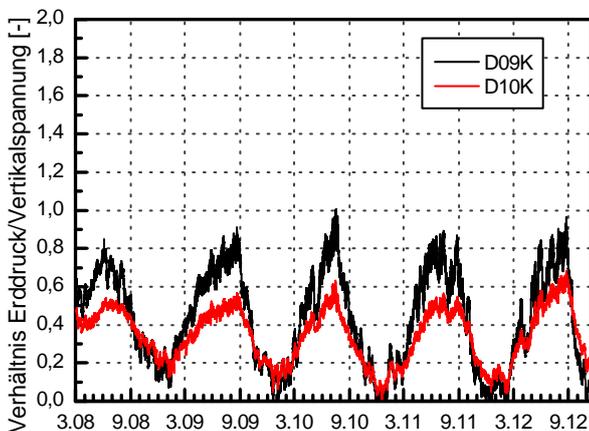


Bild A13-19: Erddruckbeiwert Geber D09 und D10
(spitzwinklige Ecke der Hinterfüllung)

Geber D11 und D12 (Tiefe 2,30 m)

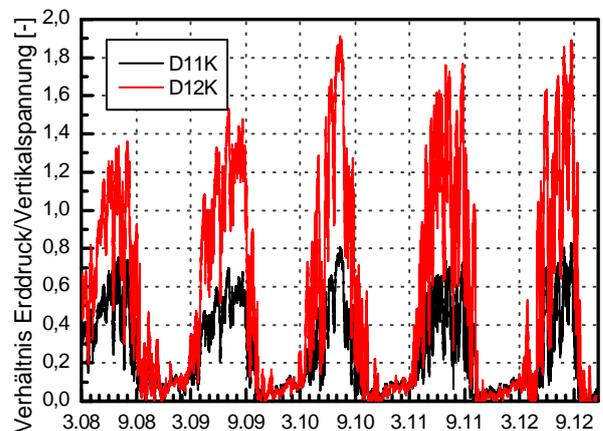


Bild A13-20: Erddruckbeiwert Geber D11 und D12
(stumpfwinklige Ecke der Hinterfüllung)

Extensometer, Hinterfüllbereich 3

Längenänderung Extensometer E4 (3,0 m); E5 (1,6 m) und E6 (1,2 m)

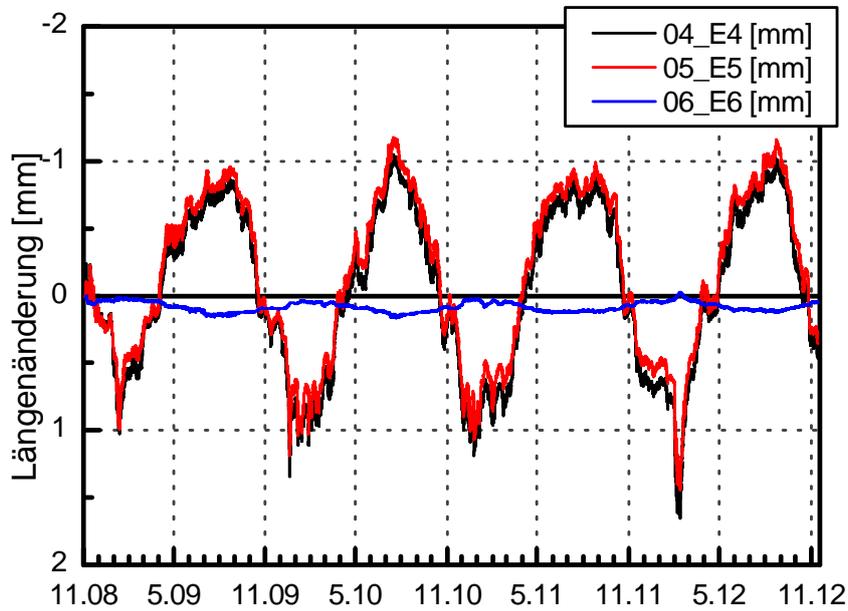


Bild A13-21: Messwerte E4 bis E6

Relativverschiebung Widerlager/Hinterfüllung

(positiver Wert = Dehnung = Widerlagerbewegung weg von HF)

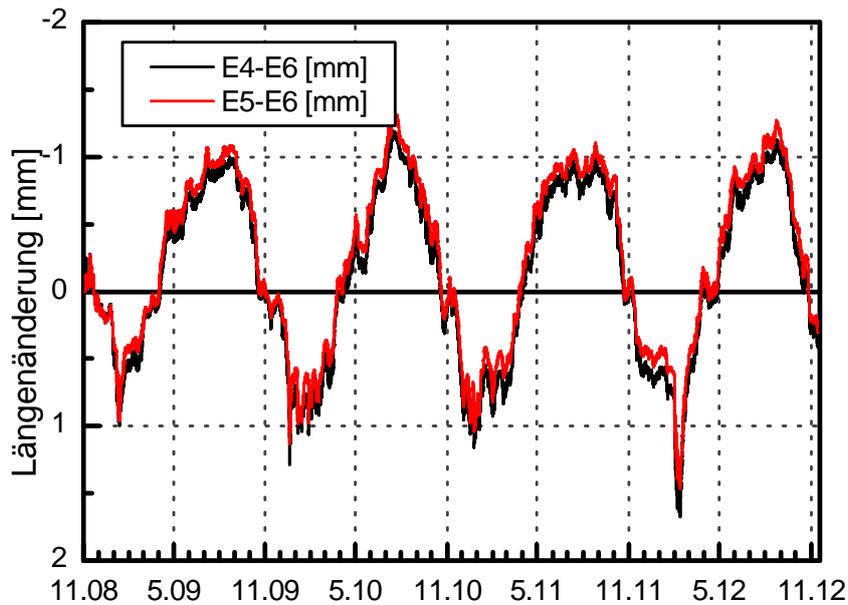


Bild A13-22: Verschiebungen zwischen Widerlagerrückseite und Fußpunkt E4 und E5

Erddruck, Hinterfüllbereich 3 (zwischen WL und EPS-Schicht)

Geber D13 und D14 (Tiefe 6,70 m)

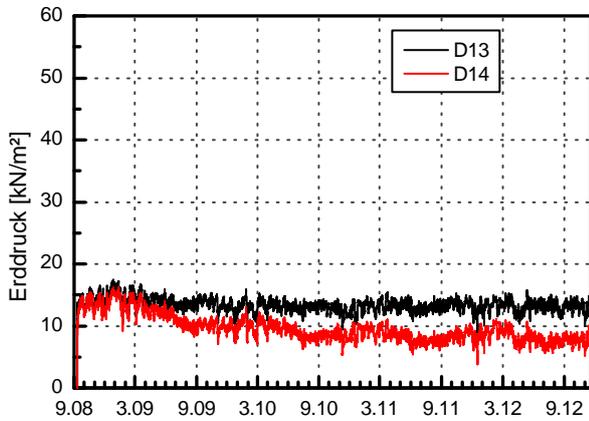


Bild A13-23: Erddruck Geber D13 und D14

Geber D15 und D16 (Tiefe 4,30 m)

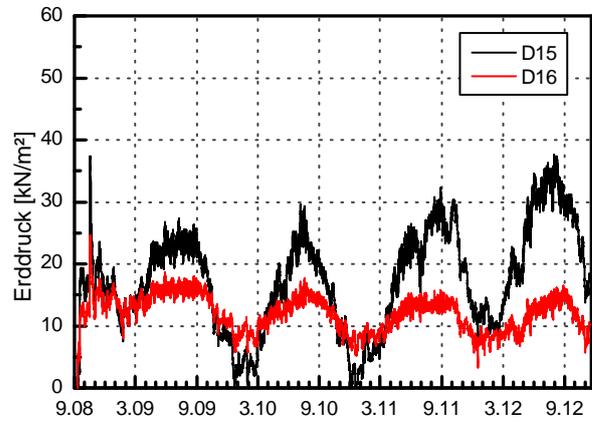


Bild A13-24: Erddruck Geber D15 und D16

Geber D17 und D18 (Tiefe 2,30 m)

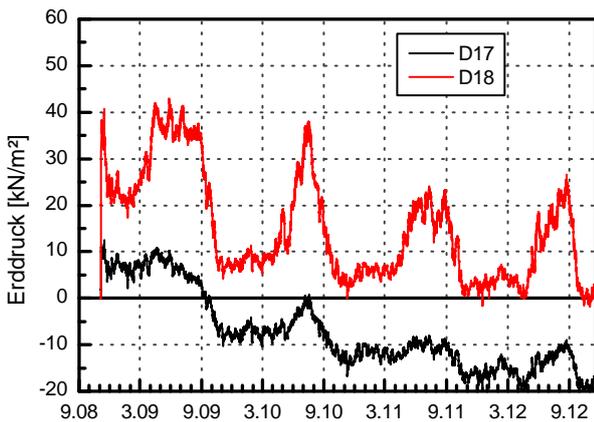


Bild A13-25: Erddruck Geber D17 und D18

Geber D19 und D20 (Tiefe 1,30 m)

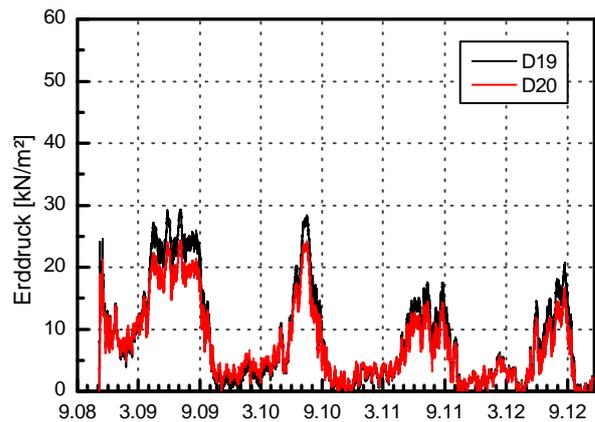


Bild A13-26: Erddruck Geber D19 und D20

Geber D21 und D22 (Tiefe 2,30 m)

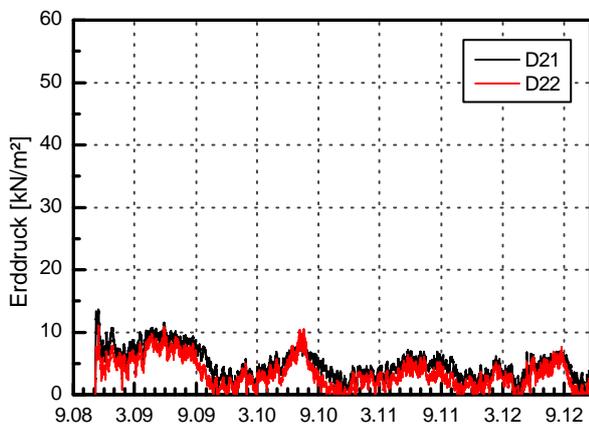


Bild A13-27: Erddruck Geber D21 und D22
(spitzwinklige Ecke der Hinterfüllung)

Geber D23 und D24 (Tiefe 2,30 m)

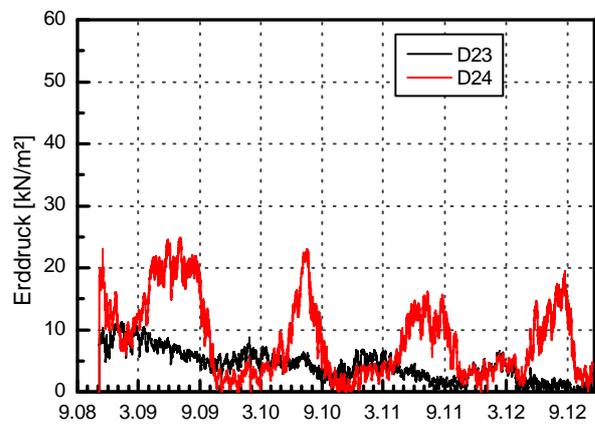


Bild A13-28: Erddruck Geber D23 und D24
(stumpfwinklige Ecke der Hinterfüllung)

Verhältniswert Erddruck/Vertikalspannung, Hinterfüllbereich 3

Geber D13 und D14 (Tiefe 6,70 m)

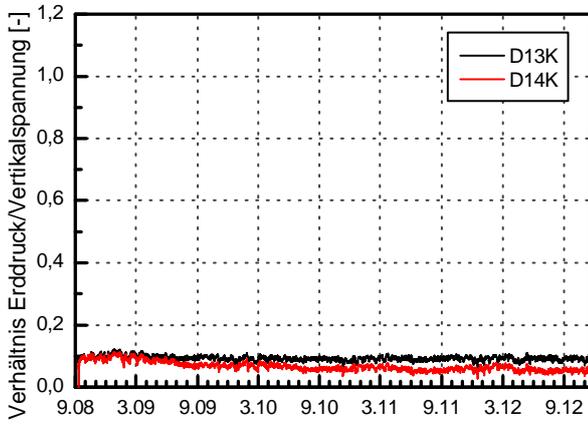


Bild A13-29: Erddruckbeiwert Geber D13 und D14

Geber D15 und D16 (Tiefe 4,30 m)

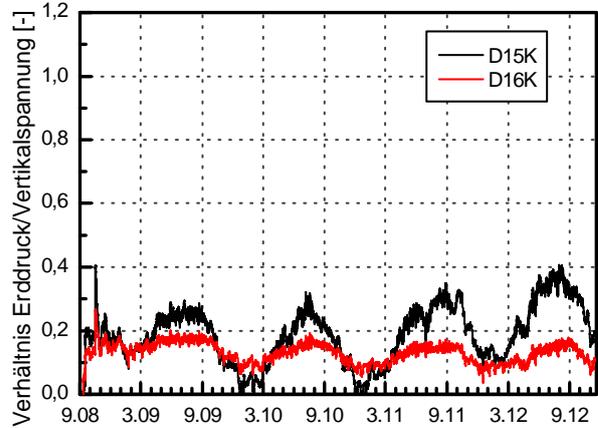


Bild A13-30: Erddruckbeiwert Geber D15 und D16

Geber D17 und D18 (Tiefe 2,30 m)

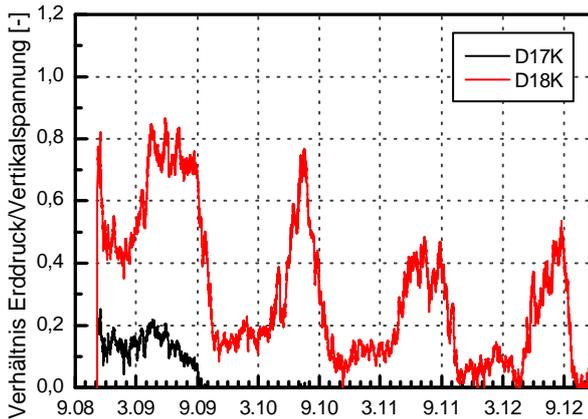


Bild A13-31: Erddruckbeiwert Geber D17 und D18

Geber D19 und D20 (Tiefe 1,30 m)

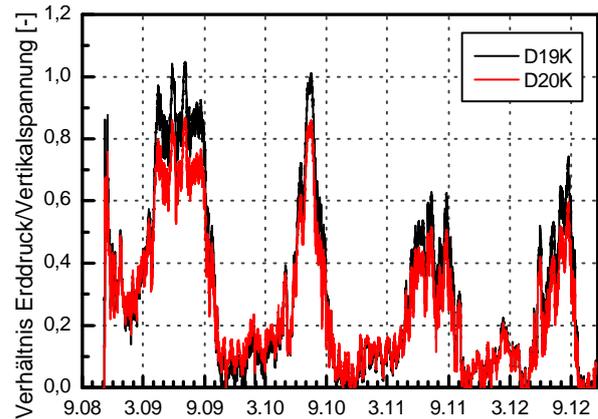


Bild A13-32: Erddruckbeiwert Geber D19 und D20

Geber D21 und D22 (Tiefe 2,30 m)

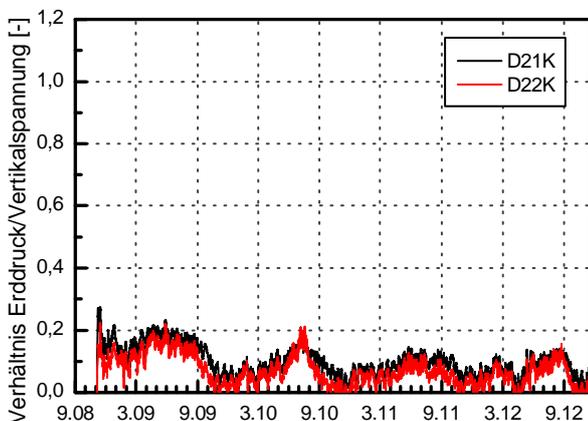


Bild A13-33: Erddruckbeiwert Geber D21 und D22
(spitzwinklige Ecke der Hinterfüllung)

Geber D23 und D24 (Tiefe 2,30 m)

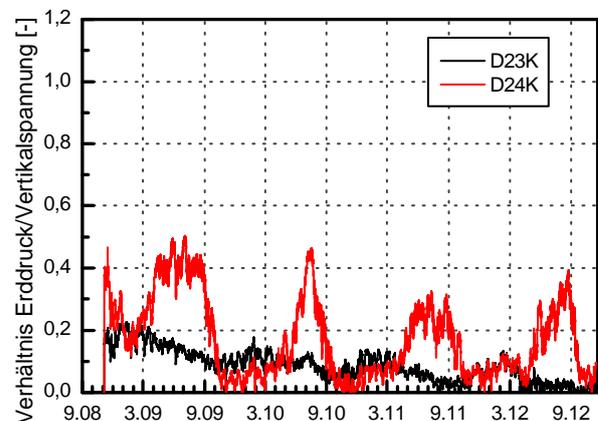


Bild A13-34: Erddruckbeiwert Geber D23 und D24
(stumpfwinklige Ecke der Hinterfüllung)

Lagemessung der Zielmarken am Bauwerk 15

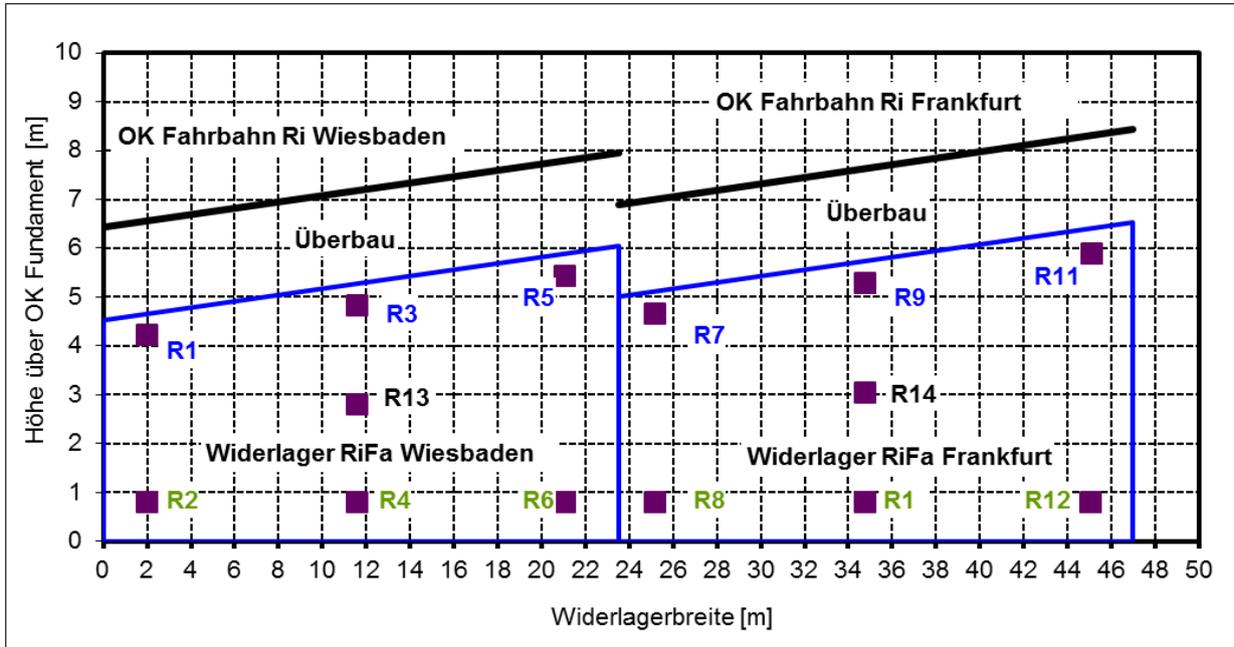


Bild A11-1: Schematische Darstellung der Zielmarken am Widerlager Wiesbaden (Ansicht überhöht, Blick nach Wiesbaden).

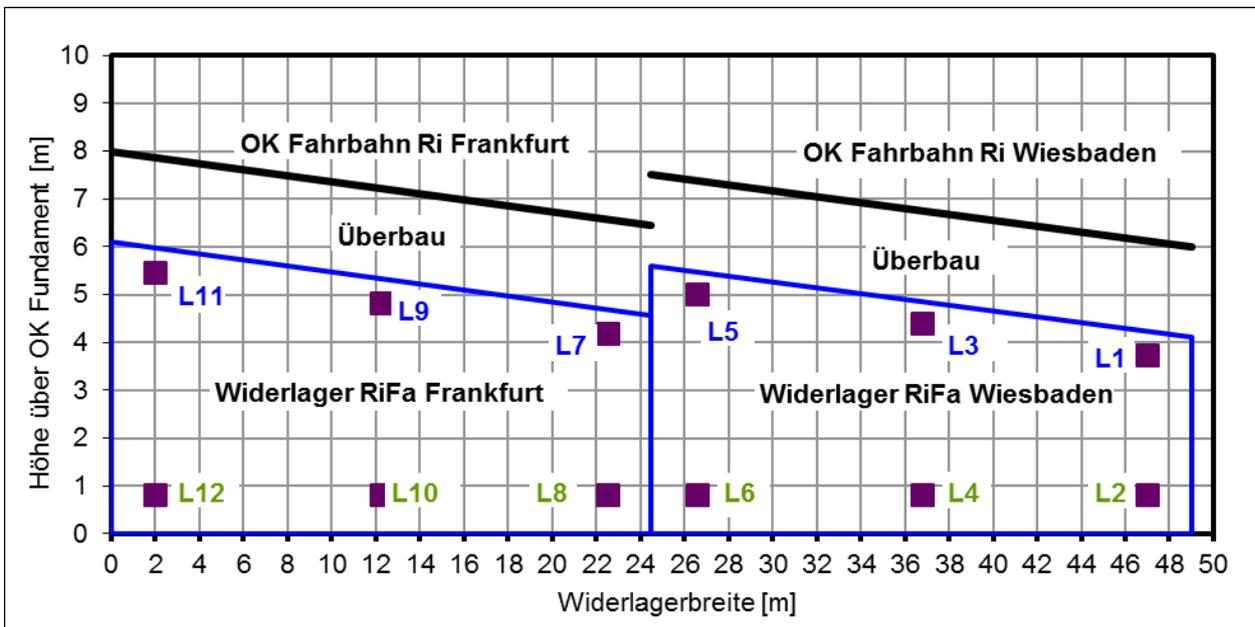


Bild A11-2: Schematische Darstellung der Zielmarken am Widerlager Frankfurt (Ansicht überhöht, Blick nach Frankfurt).

Lagemessung Richtungsfahrbahn Wiesbaden

Verschiebung parallel (par) und senkrecht (senk) zum Widerlager

Widerlager Frankfurt

Differenz zur vorangegangenen Messung [mm]												
Datum	R1 (oben)		R2 (unten)		R3 (oben)		R4 (unten)		R5 (oben)		R6 (unten)	
	par	senk	par	senk	par	senk	par	senk	par	senk	par	senk
06.03.2008	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
02.12.2008	1.0	-1.3	0.5	-0.8	0.0	-1.9	-0.4	-0.3	-1.0	-3.9	-0.5	-1.9
24.06.2009	-0.3	1.3	0.1	0.5	1.3	1.5	1.3	-0.1	3.1	2.3	1.6	1.1
20.01.2010	1.2	-1.9	0.9	-0.9	-0.7	-2.5	-0.4	-0.8	-3.0	-3.4	-1.4	-1.7
27.07.2010	-1,0	2,4	-0,3	1,5	1,1	3,0	0,9	1,1	3,6	3,5	2,2	2,0
10.02.2011	1,3	-1,5	0,8	-0,7	-0,8	-2,3	-0,6	-0,4	-3,2	-2,8	-1,9	-1,4
11.08.2011	-1,4	1,2	-1,2	0,5	0,3	1,6	0,2	0,1	2,1	2,1	1,1	0,7
15.02.2012	1,6	-2,5	1,3	-1,5	-0,9	-3,2	-0,7	-1,0	-3,6	-3,8	-2,4	-1,8
13.09.2012	-1,1	2,1	-1,0	1,3	1,4	2,7	1,2	0,8	4,1	2,7	3,0	1,2

Widerlager Wiesbaden

Differenz zur vorangegangenen Messung [mm]												
Datum	L1 (oben)		L2 (unten)		L3 (oben)		L4 (unten)		L5 (oben)		L6 (unten)	
	par	senk	par	senk	par	senk	par	senk	par	senk	par	senk
06.03.2008	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
02.12.2008	2.0	1.6	1.4	0.8	0.7	0.9	0.3	-0.2	0.0	-0.2	0.3	-0.7
24.06.2009	-3.7	-2.3	-2.8	-0.7	-1.9	-1.8	-1.3	-0.1	-0.3	-1.4	-1.1	-0.7
20.01.2010	4.3	2.5	3.4	1.0	2.3	1.6	1.9	0.0	0.0	1.2	0.7	0.3
27.07.2010	-3,5	-2,0	-2,8	-1,0	-1,2	-1,6	-1,2	-0,5	1,3	-1,0	0,7	-0,5
10.02.2011	4,1	2,4	3,6	1,7	1,7	2,3	1,6	1,0	-0,6	1,5	0,0	0,9
11.08.2011	-3,6	-2,1	-3,1	-1,3	-1,6	-1,8	-1,4	-0,5	0,1	-1,1	-0,3	-0,5
15.02.2012	3,7	2,2	3,1	1,0	1,0	1,6	0,6	-0,1	-1,7	0,7	-0,9	-0,2
13.09.2012	-3,3	-1,8	-2,8	-1,0	-0,8	-1,8	-0,5	-0,3	1,5	-1,0	0,9	-0,2

Lagemessung Richtungsfahrbahn Wiesbaden

Verschiebung parallel (par) und senkrecht (senk) zum Widerlager

Widerlager Frankfurt

Differenz zur Nullmessung [mm]												
Datum	R1 (oben)		R2 (unten)		R3 (oben)		R4 (unten)		R5 (oben)		R6 (unten)	
	par	senk	par	senk	par	senk	par	senk	par	senk	par	senk
06.03.2008	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
02.12.2008	1.0	-1.3	0.5	-0.8	0.0	-1.9	-0.4	-0.3	-1.0	-3.9	-0.5	-1.9
24.06.2009	0.7	0.1	0.5	-0.3	1.2	-0.5	0.9	-0.5	2.1	-1.6	1.1	-0.9
20.01.2010	1.9	-1.9	1.4	-1.2	0.5	-2.9	0.4	-1.3	-0.9	-5.0	-0.3	-2.6
27.07.2010	1,0	0,5	1,1	0,3	1,7	0,1	1,3	-0,1	2,7	-1,5	1,9	-0,6
10.02.2011	2,3	-1,0	1,9	-0,3	0,8	-2,2	0,7	-0,5	-0,5	-4,3	0,0	-2,1
11.08.2011	0,9	0,2	0,6	0,1	1,2	-0,5	0,9	-0,4	1,6	-2,3	1,1	-1,4
15.02.2012	2,5	-2,3	2,0	-1,4	0,3	-3,7	0,3	-1,4	-2,0	-6,1	-1,3	-3,2
13.09.2012	1,4	-0,2	1,0	-0,1	1,7	-1,1	1,4	-0,6	2,1	-3,4	1,7	-2,0

Widerlager Wiesbaden

Differenz zur Nullmessung [mm]												
Datum	L1 (oben)		L2 (unten)		L3 (oben)		L4 (unten)		L5 (oben)		L6 (unten)	
	par	senk	par	senk	par	senk	par	senk	par	senk	par	senk
06.03.2008	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
02.12.2008	2.0	1.6	1.4	0.8	0.7	0.9	0.3	-0.2	0.0	-0.2	0.3	-0.7
24.06.2009	-1.6	-0.7	-1.4	0.1	-1.2	-0.9	-1.0	-0.3	-0.3	-1.6	-0.8	-1.4
20.01.2010	2.6	1.9	2.0	1.1	1.1	0.7	1.0	-0.3	-0.4	-0.5	0.0	-1.1
27.07.2010	-0,9	-0,2	-0,8	0,1	-0,2	-0,9	-0,2	-0,8	0,9	-1,4	0,6	-1,6
10.02.2011	3,2	2,2	2,7	1,8	1,5	1,3	1,3	0,2	0,4	0,0	0,6	-0,7
11.08.2011	-0,4	0,1	-0,4	0,5	0,0	-0,4	-0,1	-0,3	0,4	-1,0	0,3	-1,2
15.02.2012	3,3	2,3	2,7	1,5	1,0	1,2	0,6	-0,4	-1,2	-0,4	-0,6	-1,4
13.09.2012	0,0	0,4	-0,2	0,5	0,2	-0,7	0,1	-0,7	0,3	-1,3	0,3	-1,5

Lagemessung Richtungsfahrbahn Frankfurt

Verschiebung parallel (par) und senkrecht (senk) zum Widerlager

Widerlager Frankfurt

Differenz zur vorangegangenen Messung [mm]												
Datum	R7 (oben)		R8 (unten)		R9 (oben)		R10 (unten)		R11 (oben)		R12 (unten)	
	par	senk	par	senk	par	senk	par	senk	par	senk	par	senk
02.12.2008	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
24.06.2009	-0,5	0,7	0,0	0,9	0,1	1,1	0,4	-0,1	1,5	0,8	0,8	-0,1
20.01.2010	1,6	-1,2	0,9	-0,8	-0,1	-1,6	-0,4	0,2	-2,2	-2,3	-1,5	-0,4
27.07.2010	-1,0	2,1	-0,5	1,9	1,3	3,0	1,3	1,0	4,2	3,2	3,1	1,6
10.02.2011	1,4	-1,2	0,7	-1,0	-0,8	-2,3	-0,9	-0,4	-3,5	-2,3	-2,8	-1,1
11.08.2011	-1,6	0,8	-1,1	0,5	-0,1	1,4	0,0	0,0	1,7	1,4	1,3	0,2
15.02.2012	1,5	-1,8	0,8	-1,1	-0,7	-2,3	-0,7	-0,3	-2,9	-2,2	-2,0	-0,6
13.09.2012	-0,8	1,1	-0,2	0,5	1,3	1,7	1,2	-0,3	3,4	1,3	2,6	-0,2

Widerlager Wiesbaden

Differenz zur vorangegangenen Messung [mm]												
Datum	L7 (oben)		L8 (unten)		L9 (oben)		L10 (unten)		L11 (oben)		L12 (unten)	
	par	senk	par	senk	par	senk	par	senk	par	senk	par	senk
02.12.2008	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
24.06.2009	-2,3	-1,9	-1,6	-0,5	-1,4	-1,4	-1,1	-0,2	0,1	-1,2	-0,3	-0,5
20.01.2010	3,7	3,2	2,7	0,7	1,7	2,1	1,3	0,0	-0,8	1,7	-0,2	0,6
27.07.2010	-2,5	-2,6	-1,5	-0,7	-0,4	-2,2	0,0	0,0	2,1	-1,5	1,6	-0,4
10.02.2011	3,0	3,0	2,3	1,4	0,9	2,8	0,7	0,7	-1,6	2,1	-1,2	1,2
11.08.2011	-2,9	-2,5	-2,1	-1,0	-1,3	-2,3	-1,2	-0,5	0,6	-1,7	0,4	-1,0
15.02.2012	2,9	2,8	1,8	0,7	0,5	2,2	0,2	-0,2	-2,1	1,5	-1,6	0,3
13.09.2012	-2,5	-2,5	-1,7	-0,9	-0,4	-2,2	-0,1	0,0	1,7	-1,5	1,3	-0,6

Lagemessung Richtungsfahrbahn Frankfurt

Verschiebung parallel (par) und senkrecht (senk) zum Widerlager

Widerlager Frankfurt

Differenz zur Nullmessung [mm]												
Datum	R7 (oben)		R8 (unten)		R9 (oben)		R10 (unten)		R11 (oben)		R12 (unten)	
	par	senk	par	senk	par	senk	par	senk	par	senk	par	senk
02.12.2008	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
24.06.2009	-0.5	0.7	0.0	0.9	0.1	1.1	0.4	-0.1	1.5	0.8	0.8	-0.1
20.01.2010	1.1	-0.5	0.9	0.0	0.1	-0.5	0.0	0.1	-0.7	-1.5	-0.7	-0.6
27.07.2010	0,1	1,6	0,5	1,9	1,4	2,5	1,3	1,1	3,4	1,6	2,4	1,1
10.02.2011	1,4	0,3	1,2	0,9	0,6	0,2	0,4	0,7	0,0	-0,7	-0,4	0,0
11.08.2011	-0,2	1,1	0,1	1,4	0,5	1,7	0,4	0,7	1,6	0,7	0,9	0,2
15.02.2012	1,4	-0,6	0,9	0,3	-0,3	-0,7	-0,3	0,4	-1,3	-1,5	-1,1	-0,4
13.09.2012	0,6	0,5	0,7	0,9	1,0	1,0	0,9	0,1	2,1	-0,1	1,5	-0,6

Widerlager Wiesbaden

Differenz zur Nullmessung [mm]												
Datum	L7 (oben)		L8 (unten)		L9 (oben)		L10 (unten)		L11 (oben)		L12 (unten)	
	par	senk	par	senk	par	senk	par	senk	par	senk	par	senk
02.12.2008	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
24.06.2009	-2.3	-1.9	-1.6	-0.5	-1.4	-1.4	-1.1	-0.2	0.1	-1.2	-0.3	-0.5
20.01.2010	1.4	1.3	1.0	0.2	0.4	0.7	0.1	-0.2	-0.7	0.5	-0.5	0.1
27.07.2010	-1,1	-1,3	-0,5	-0,4	0,0	-1,5	0,1	-0,2	1,5	-1,0	1,1	-0,4
10.02.2011	2,0	1,7	1,8	1,0	0,9	1,4	0,9	0,5	-0,1	1,1	-0,1	0,9
11.08.2011	-0,9	-0,9	-0,4	0,0	-0,4	-0,9	-0,3	0,1	0,6	-0,7	0,3	-0,2
15.02.2012	2,0	2,0	1,4	0,7	0,1	1,3	-0,1	-0,2	-1,6	0,9	-1,3	0,1
13.09.2012	-0,5	-0,5	-0,2	-0,2	-0,3	-0,9	-0,2	-0,2	0,1	-0,6	0,0	-0,4

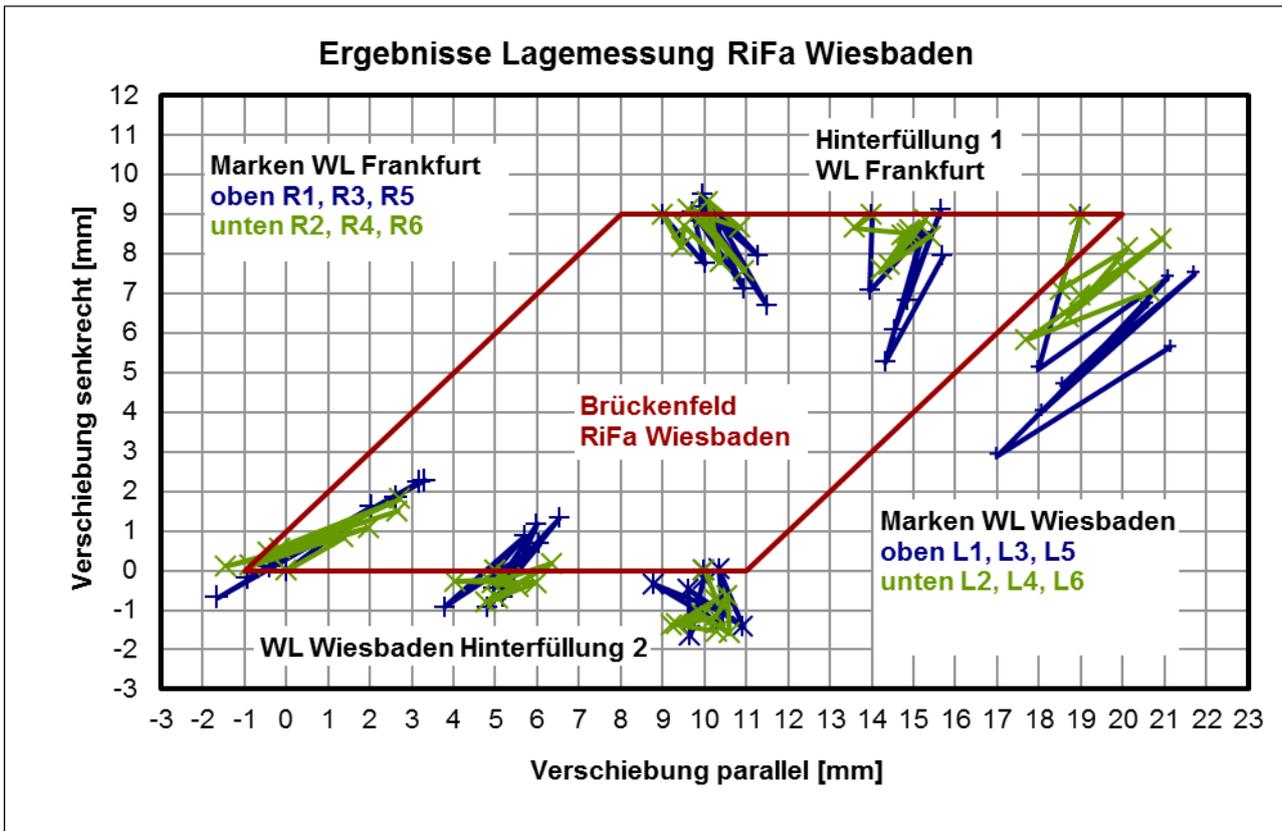


Bild A11-3: Ergebnisse der Lagemessung RiFa Wiesbaden (BA 1).

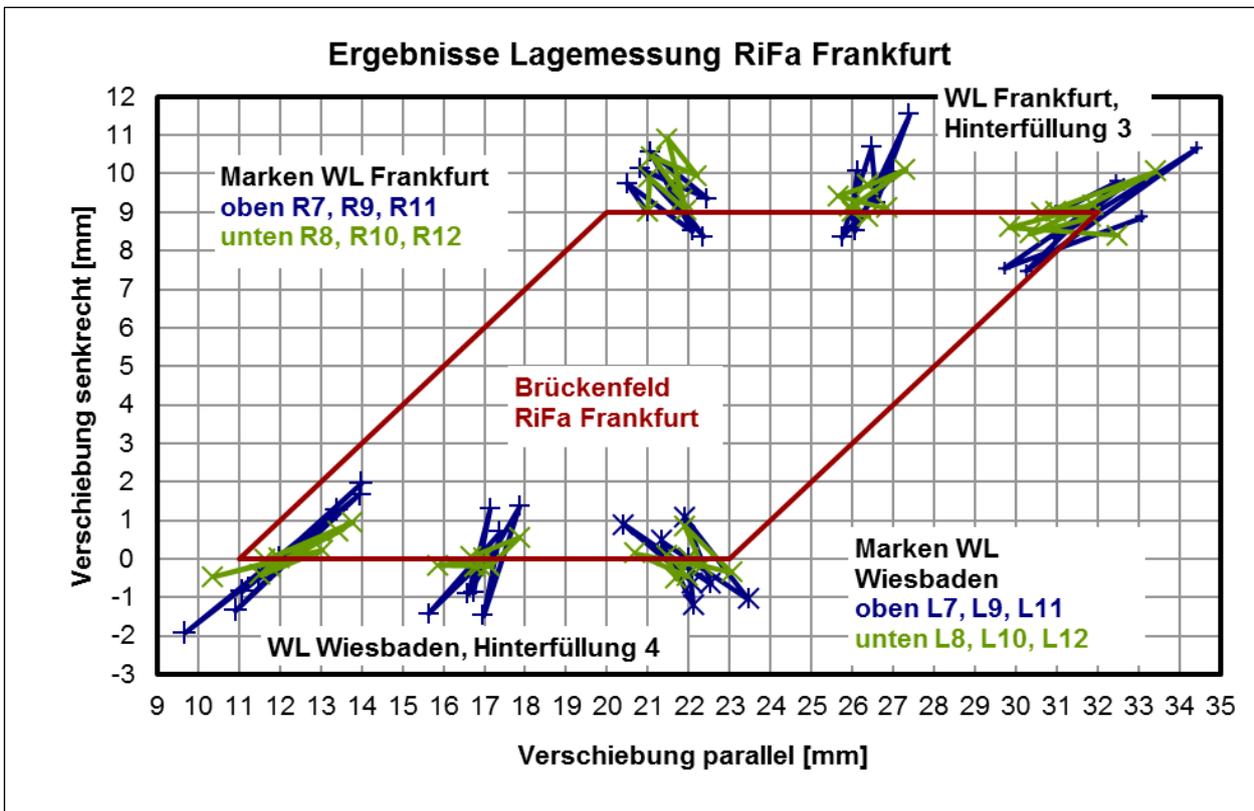


Bild A11-4: Ergebnisse der Lagemessung RiFa Frankfurt (BA 2).

2D-FE-Berechnung Bauwerk 15 und Bauwerk 37

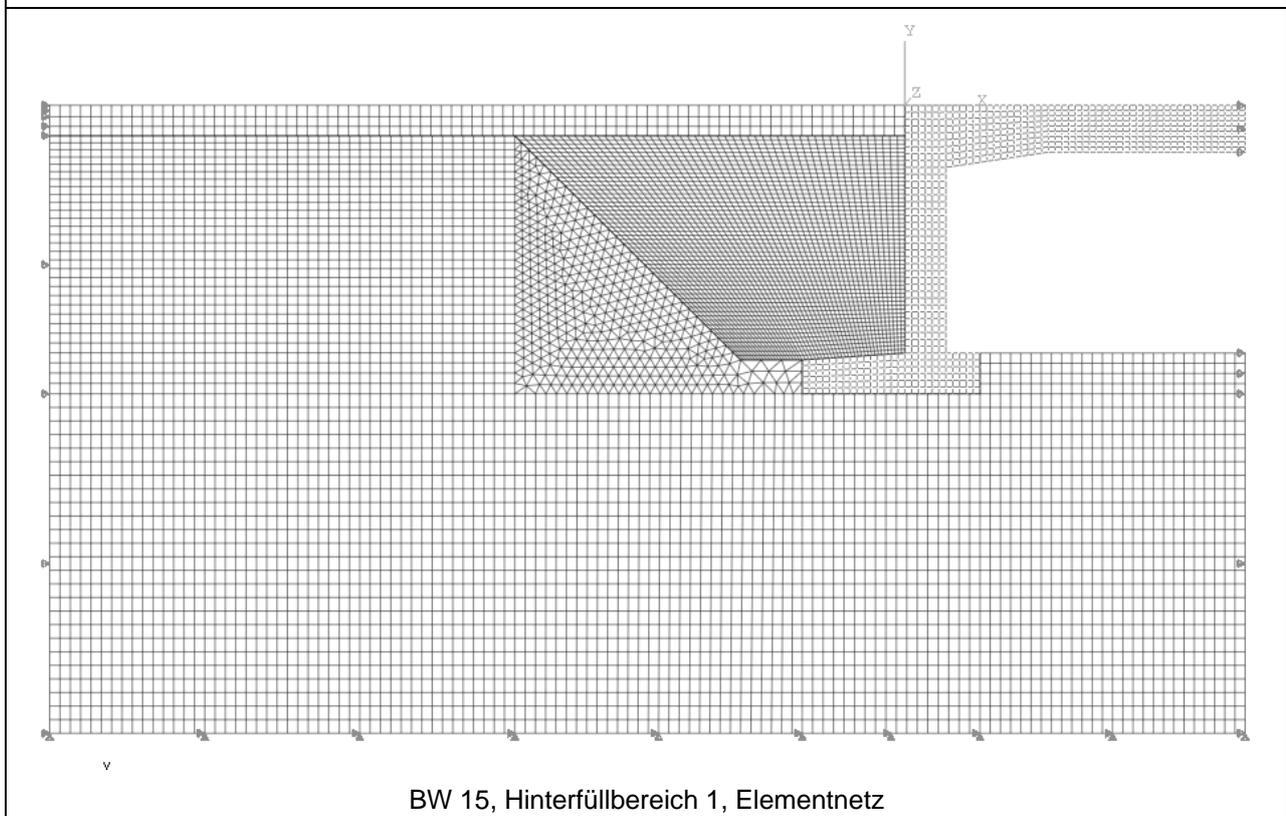
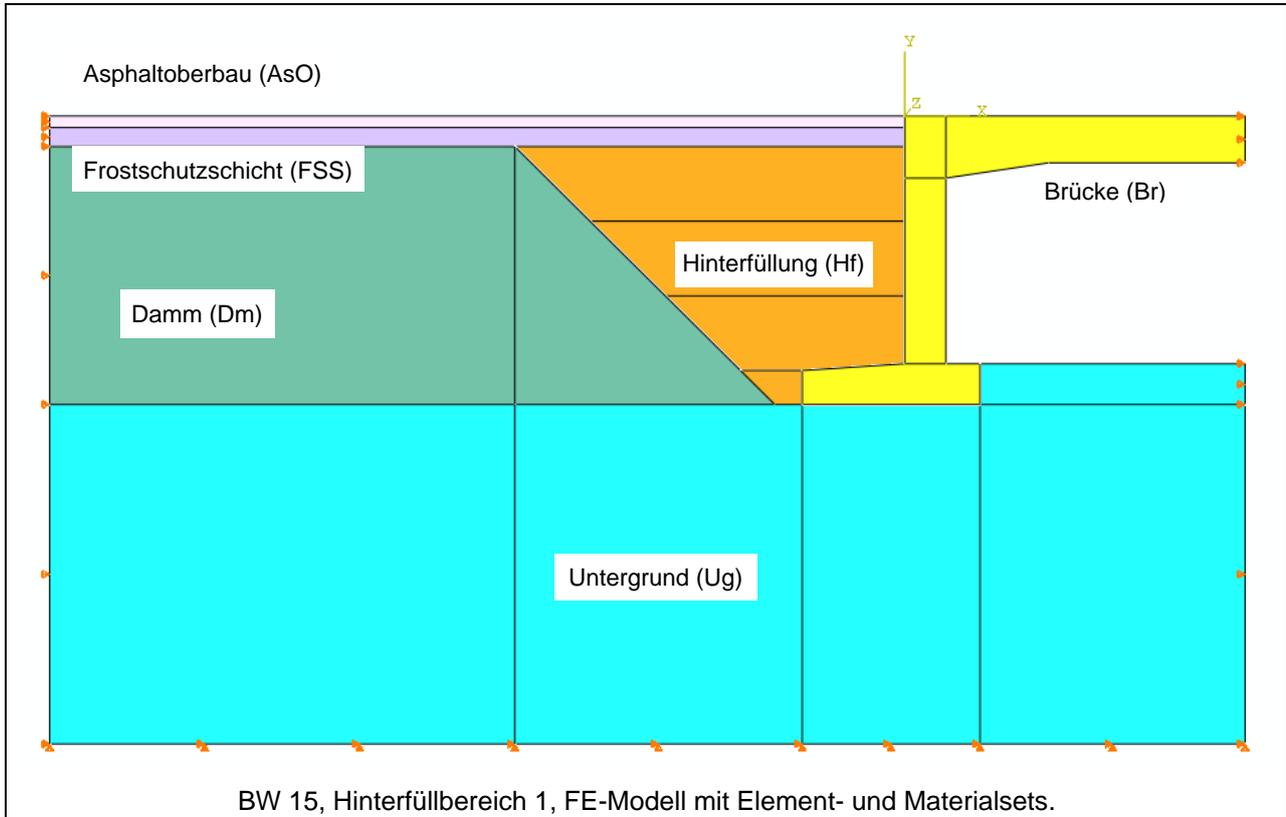
Berechnungsschritte

Nr.	Schritt	Bemerkungen
0	Ausgangszustand	Zustand vor Beginn der Bauarbeiten. Einlesen der in einer getrennten Berechnung ermittelten Initialspannungen und Berechnung des Gleichgewichtszustandes mit den Randbedingungen im aktuellen Modell.
1	Aushub	Rückbau Oberbau, Brückenabbruch, Herstellung der Baugruben. Entfernen der betreffenden Elementsets.
2	BrBau1	Herstellung Fundament und Widerlager; Verfüllen des Arbeitsraumes am Fundament (Aktivieren dieser Sets).
3	Hinterfuellung1	Verfüllung bis ca. 2/3 der Widerlagerhöhe durch Aktivieren der Sets
4	BrBau2	Herstellung Brückenüberbau.
5	Hinterfuellung2	Vollständige Hinterfüllung.
6	Oberbau	Herstellung Oberbau
7	Verkehr	statische Ersatzlast für Verkehrsbelastung
8	Endzustand	ohne Verkehrslast

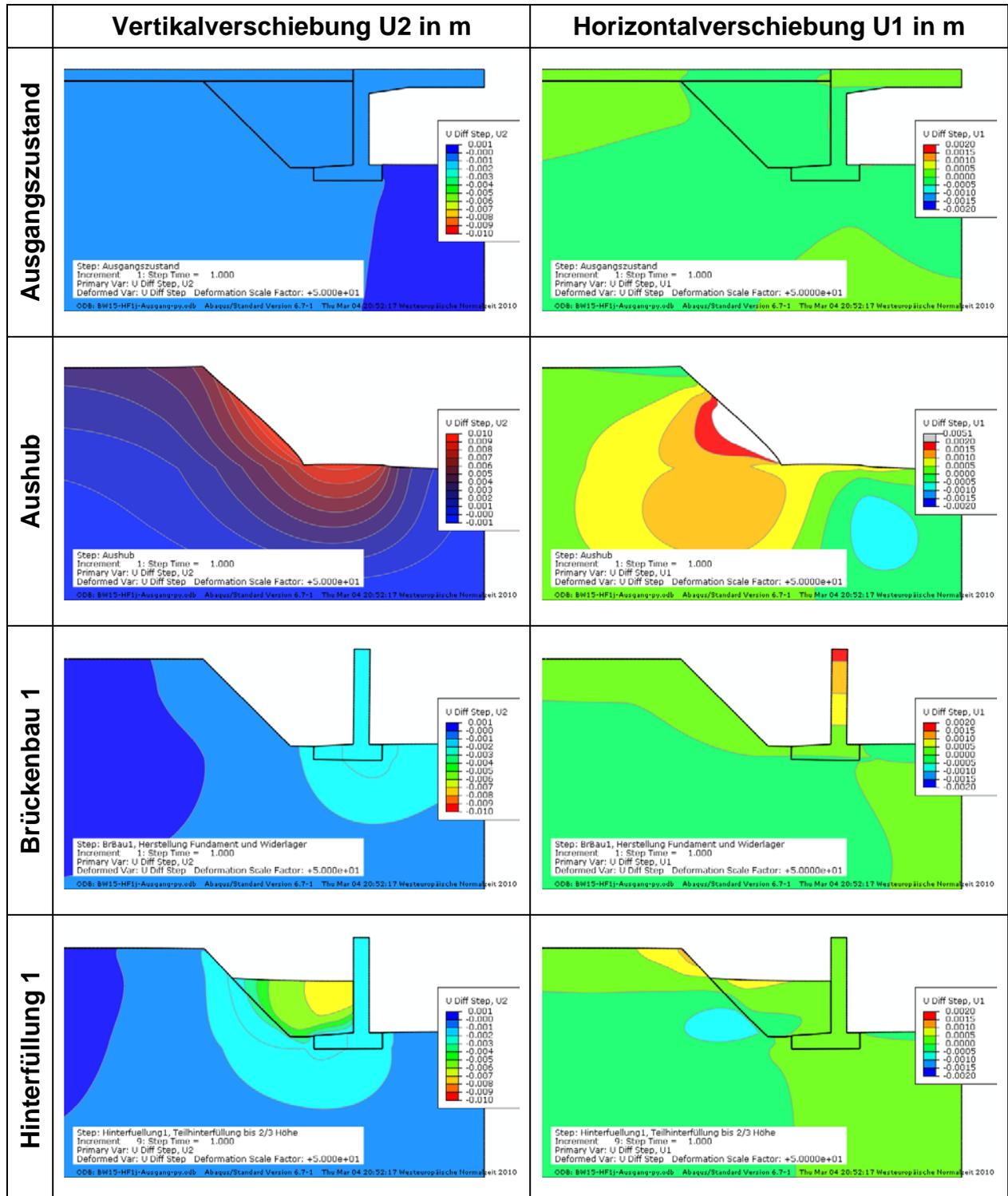
Bemerkungen

Bei der Hinterfüllung 2 wurde ein zusätzlicher Berechnungsschritt für die Herstellung der Schleppplatte eingefügt.

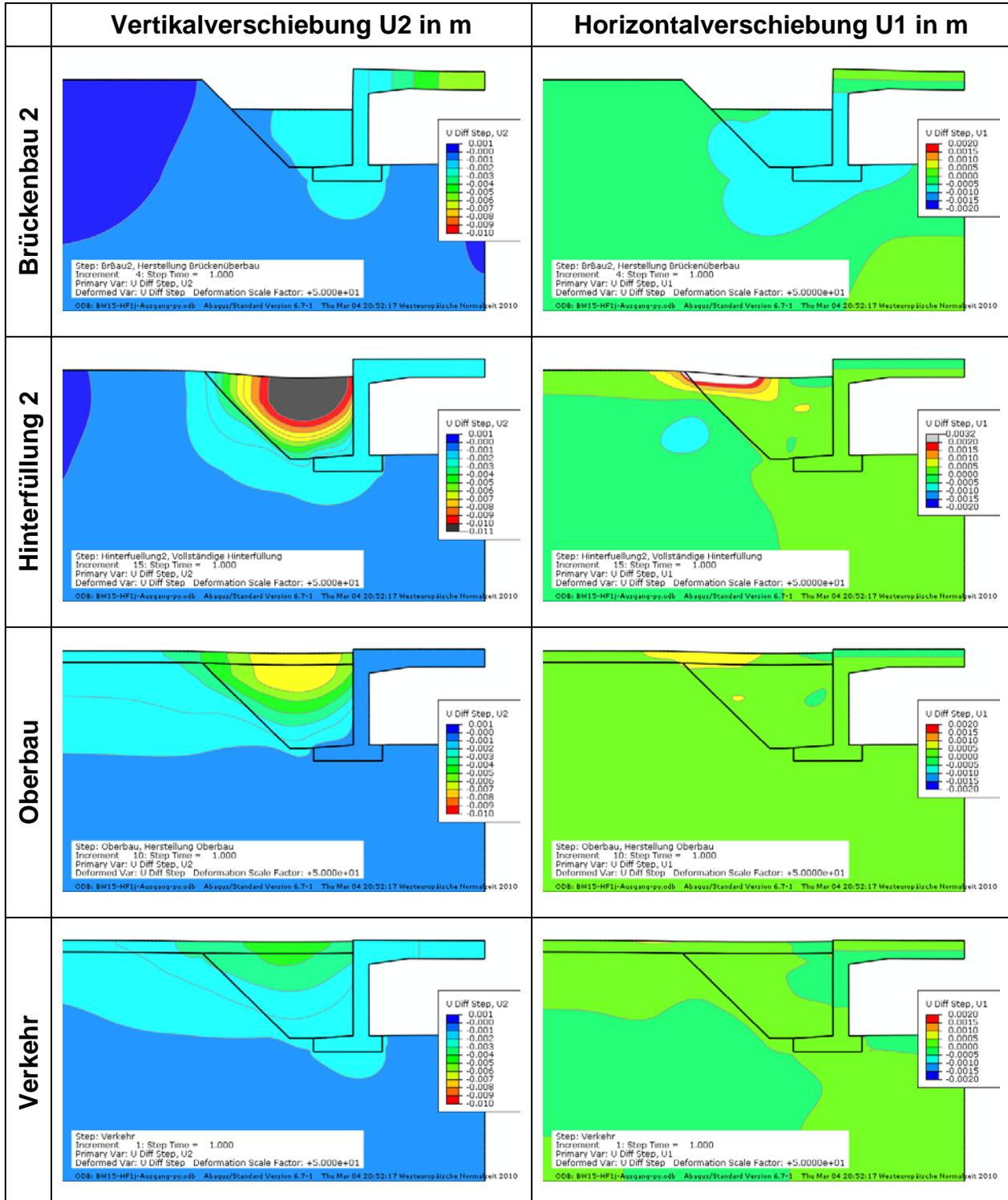
Bauwerk 15, Hinterfüllbereich 1



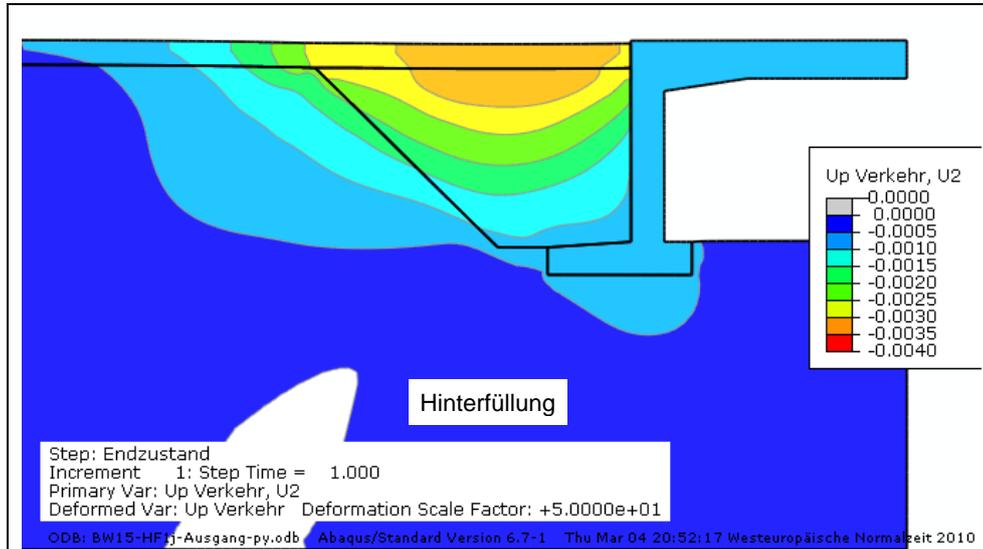
**BW 15, Hinterfüllbereich HF 1,
Verformungen in den einzelnen Berechnungsschritten (U Diff Step)**



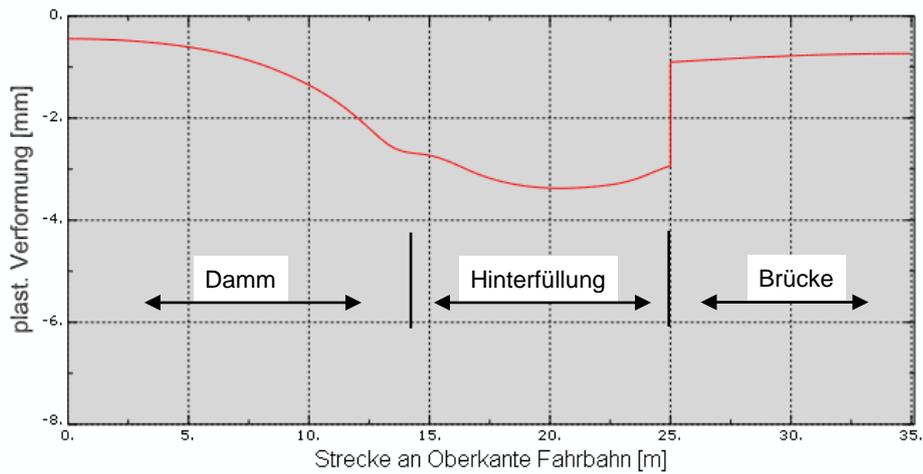
**BW 15, Hinterfüllbereich HF 1,
Verformungen in den einzelnen Berechnungsschritten (U Diff Step)**



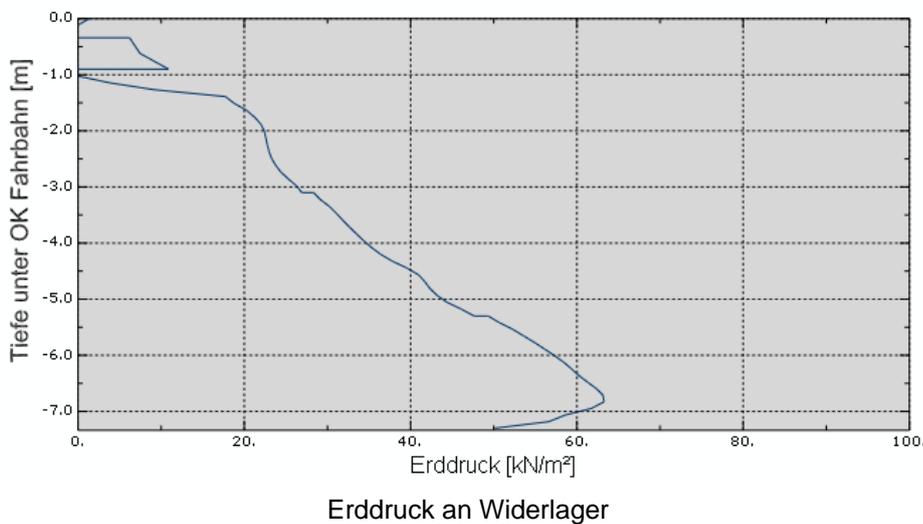
BW 15, Hinterfüllbereich HF 1



Plastische Verformungen durch Verkehrslast [m]

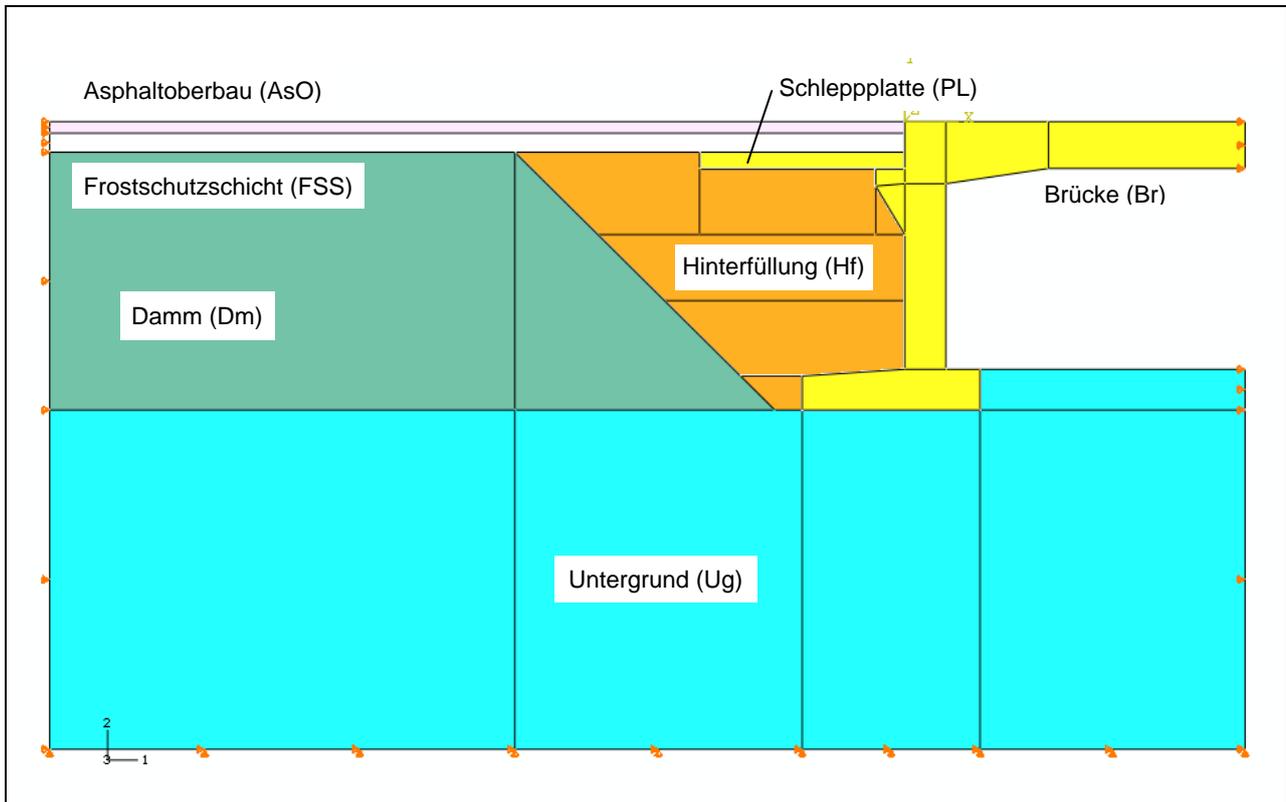


Plastische Verformungen an Fahrbahnoberfläche durch Verkehrslast [m]

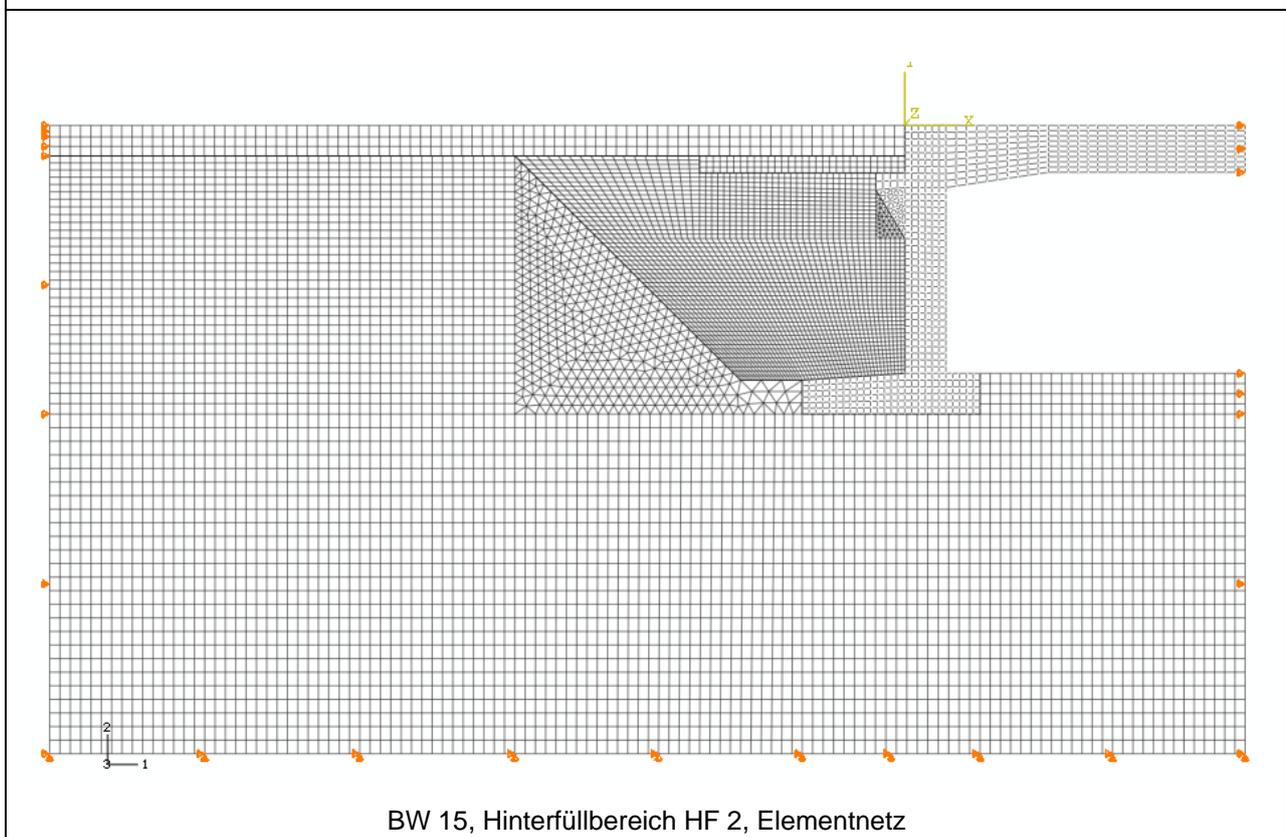


Erddruck an Widerlager

Bauwerk 15, Hinterfüllbereich HF 2

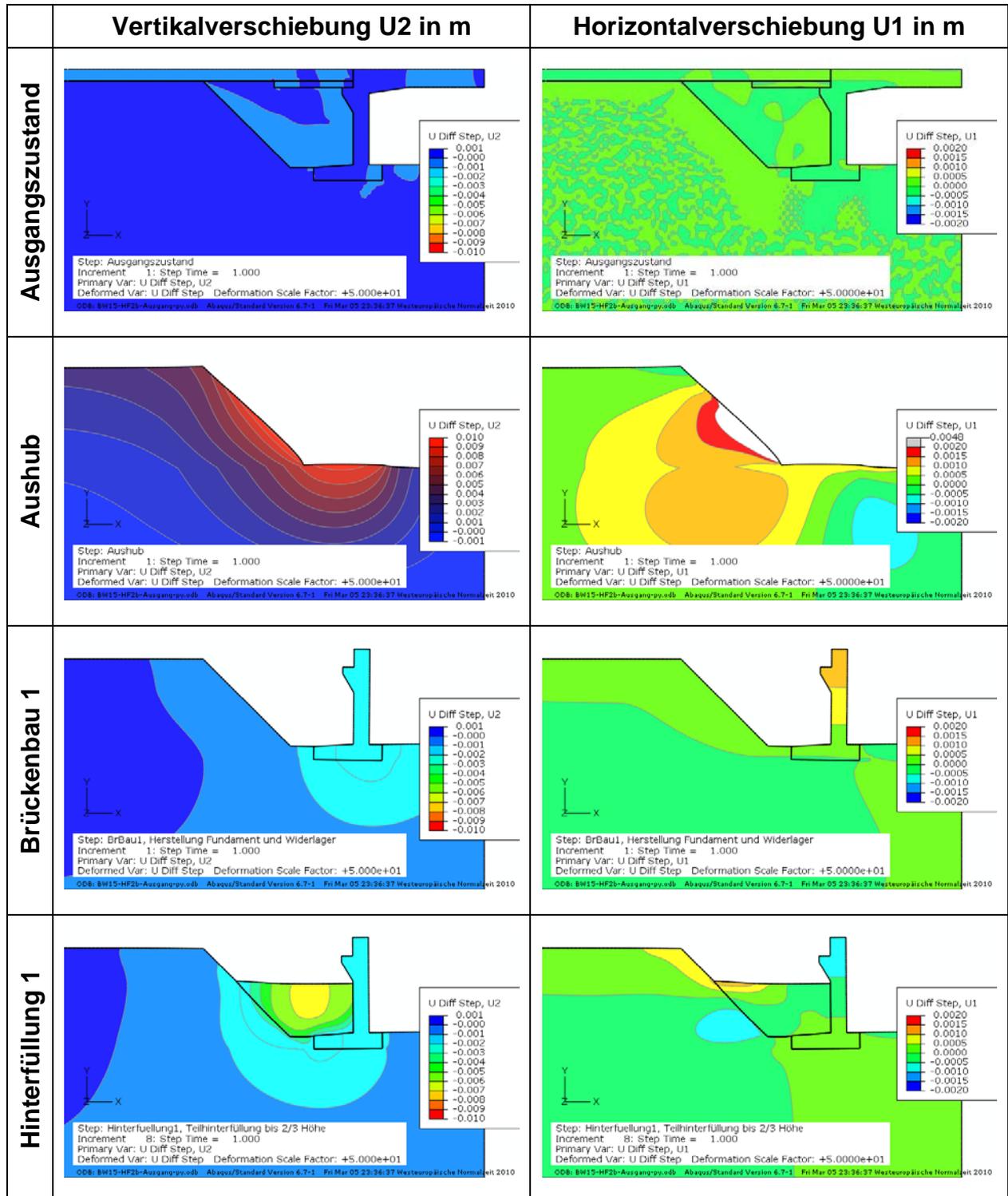


BW 15, Hinterfüllbereich HF 2, FE-Modell mit Element- und Materialsets.

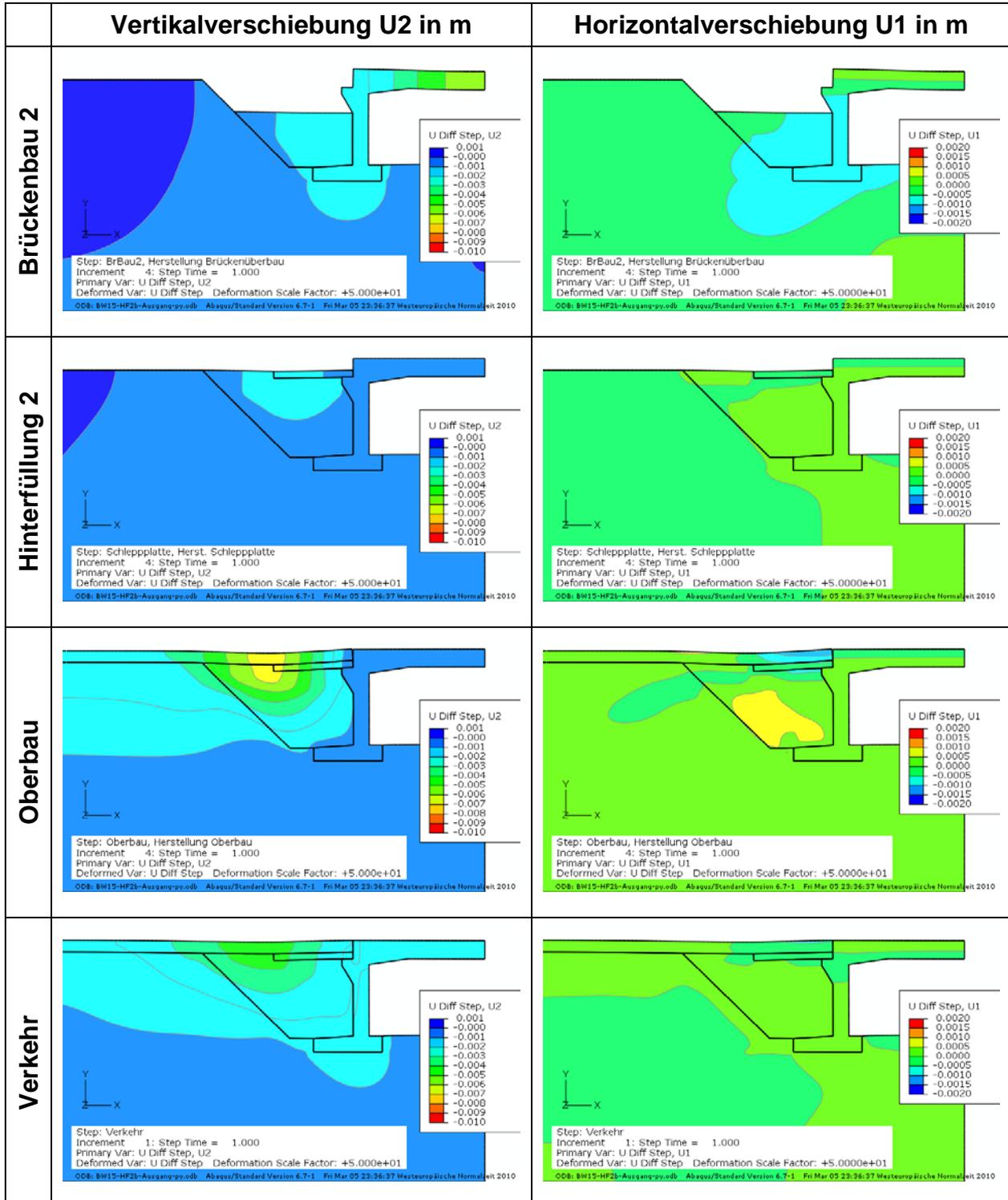


BW 15, Hinterfüllbereich HF 2, Elementnetz

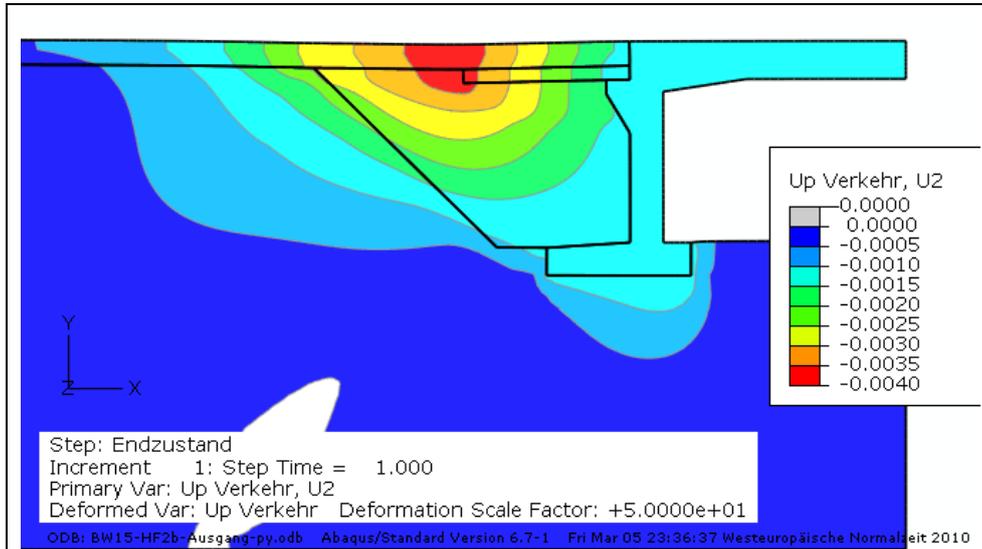
**BW 15, Hinterfüllbereich HF 2,
Verformungen in den einzelnen Berechnungsschritten (U Diff Step)**



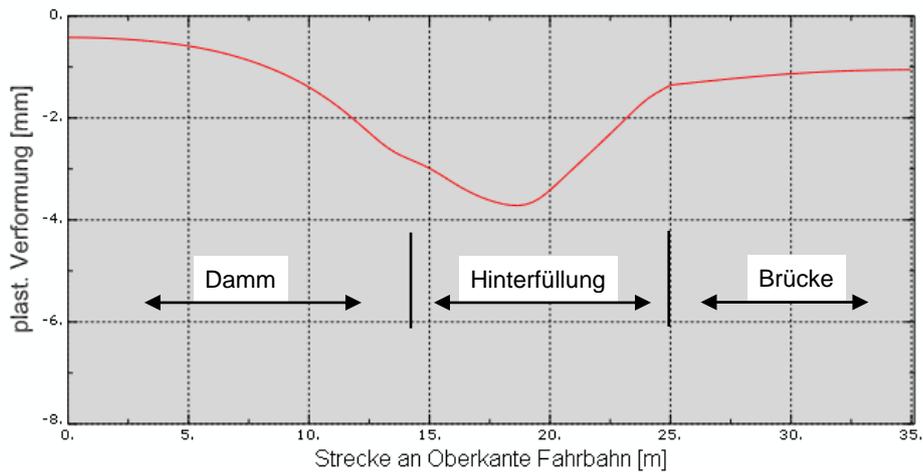
**BW 15, Hinterfüllbereich HF 2,
Verformungen in den einzelnen Berechnungsschritten (U Diff Step)**



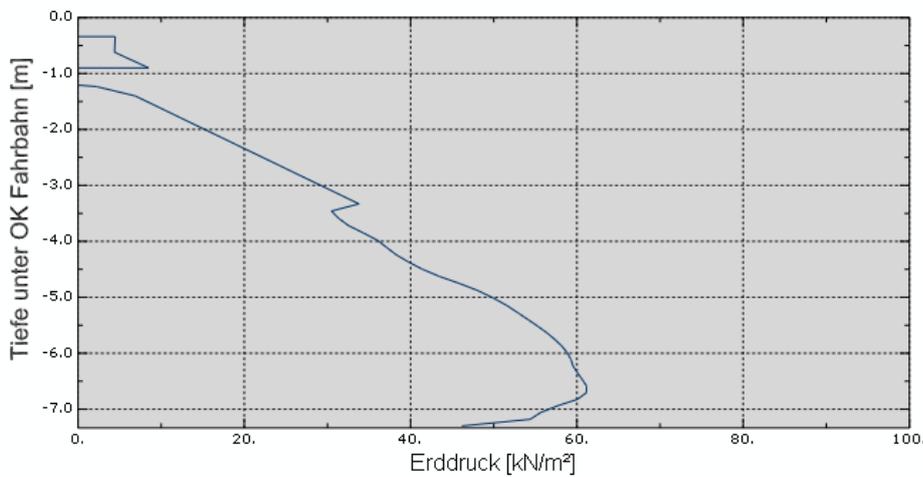
BW 15, Hinterfüllbereich HF 2



Plastische Verformungen durch Verkehrslast [m]

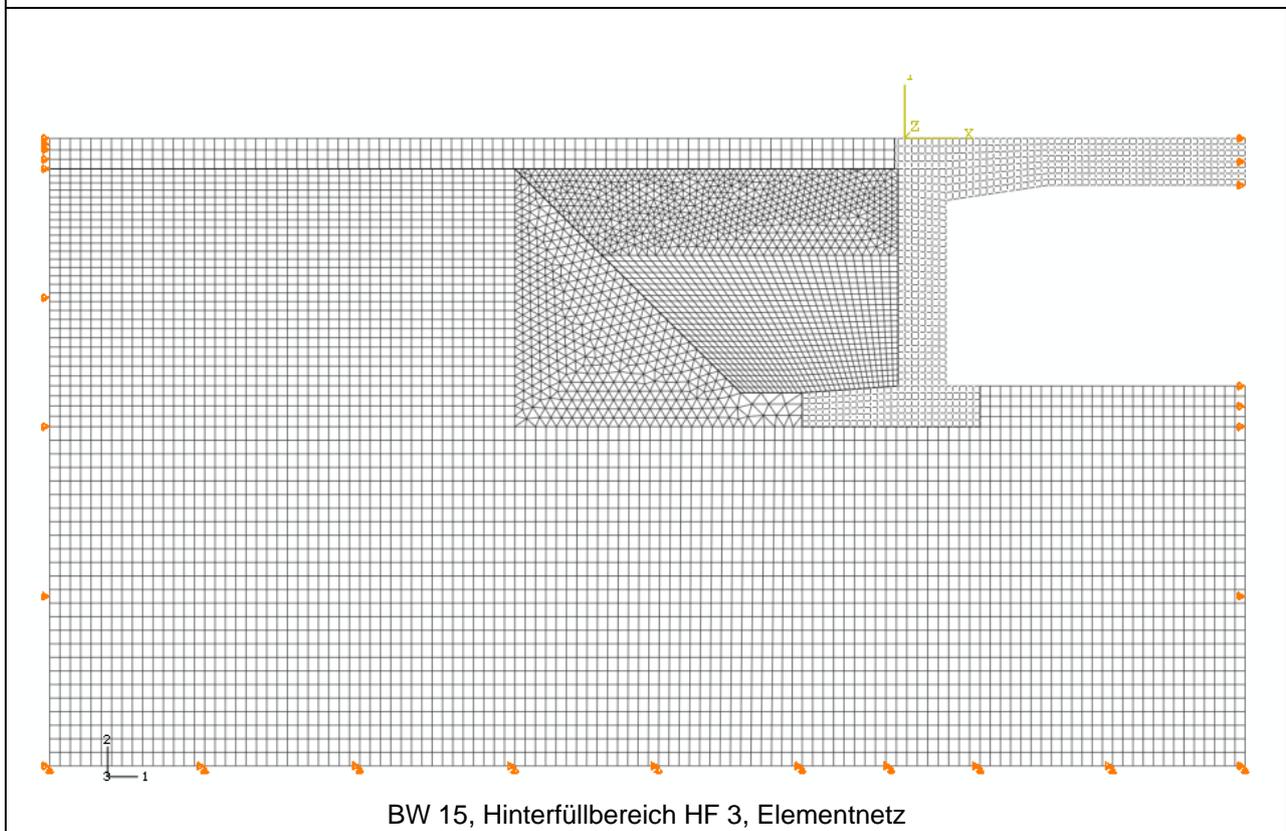
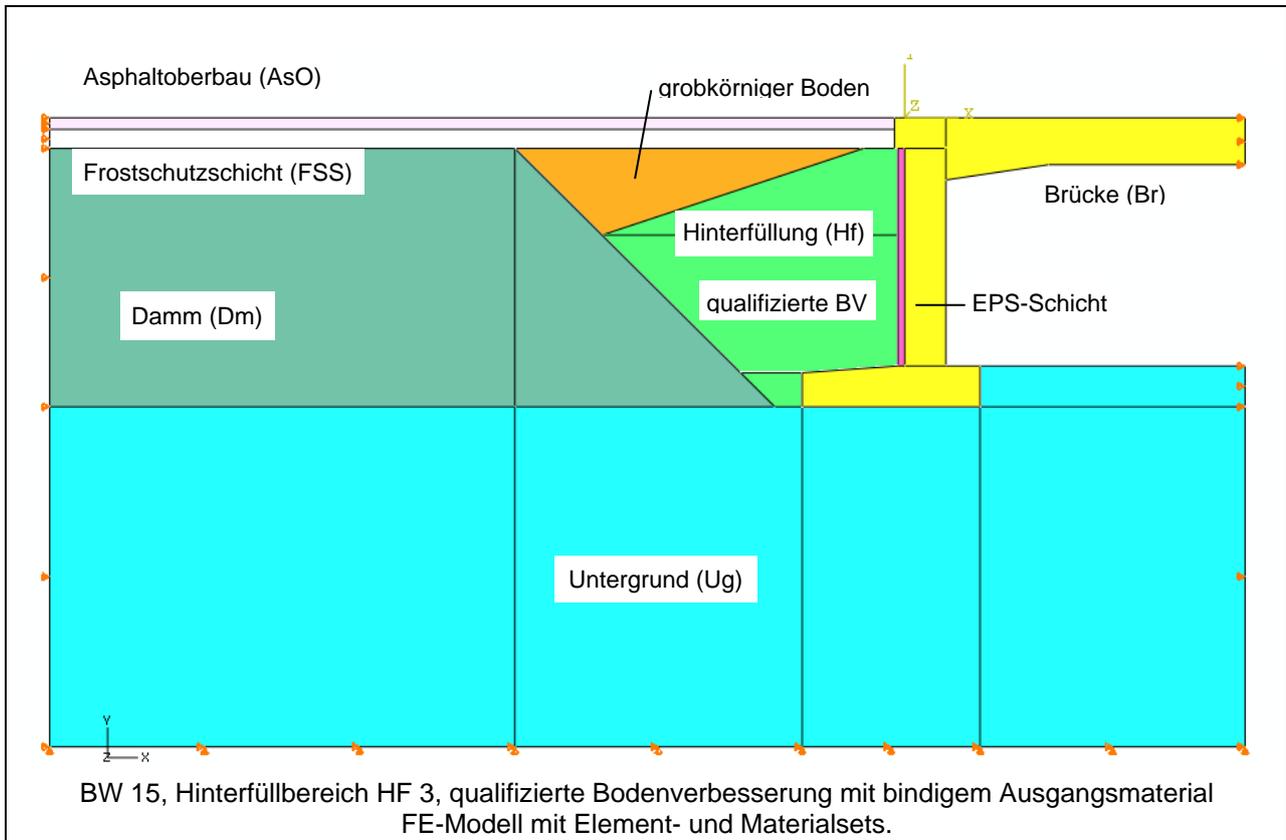


Plastische Verformungen an der Fahrbahnoberfläche durch Verkehrslast [m]

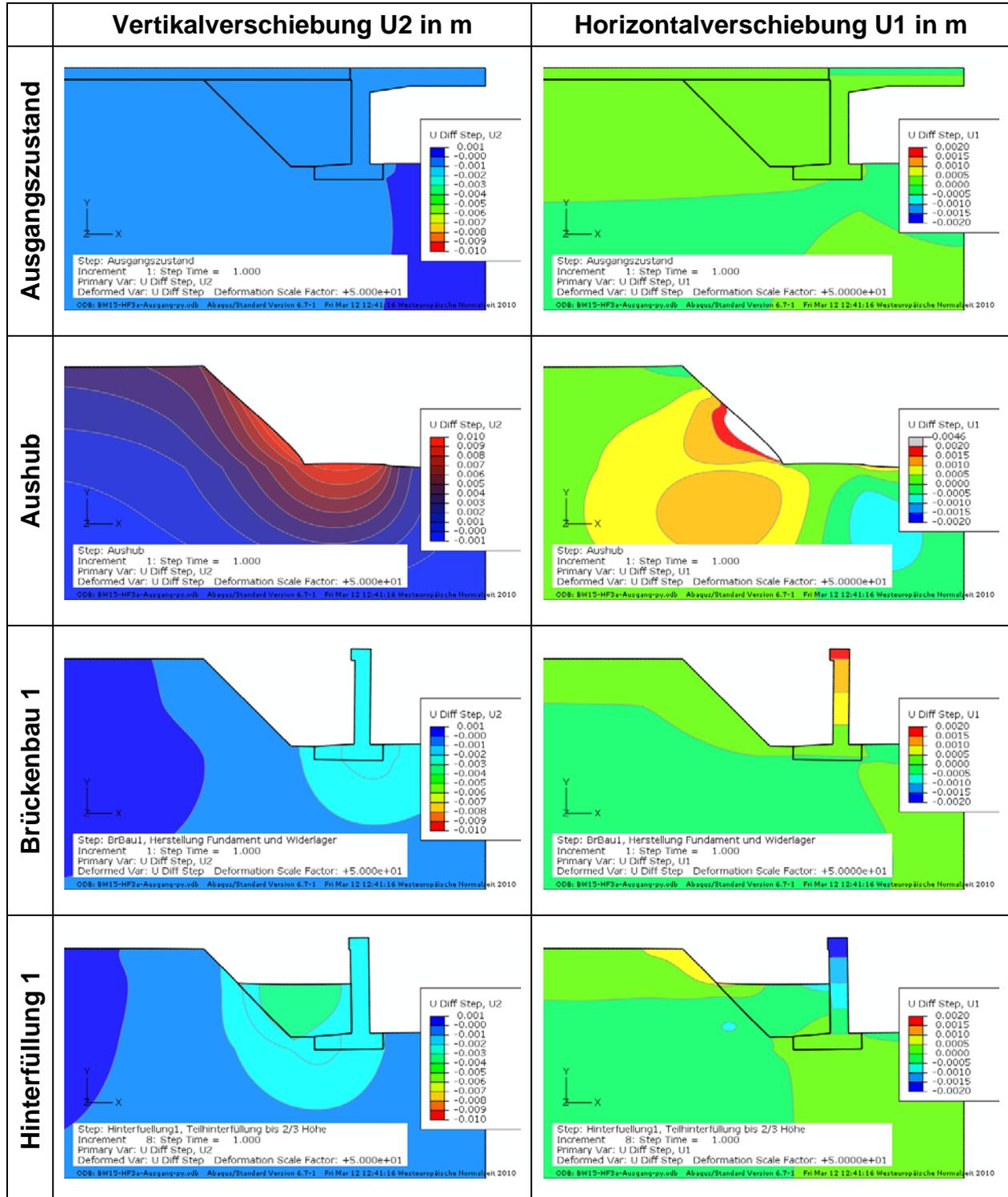


Erddruck am Widerlager

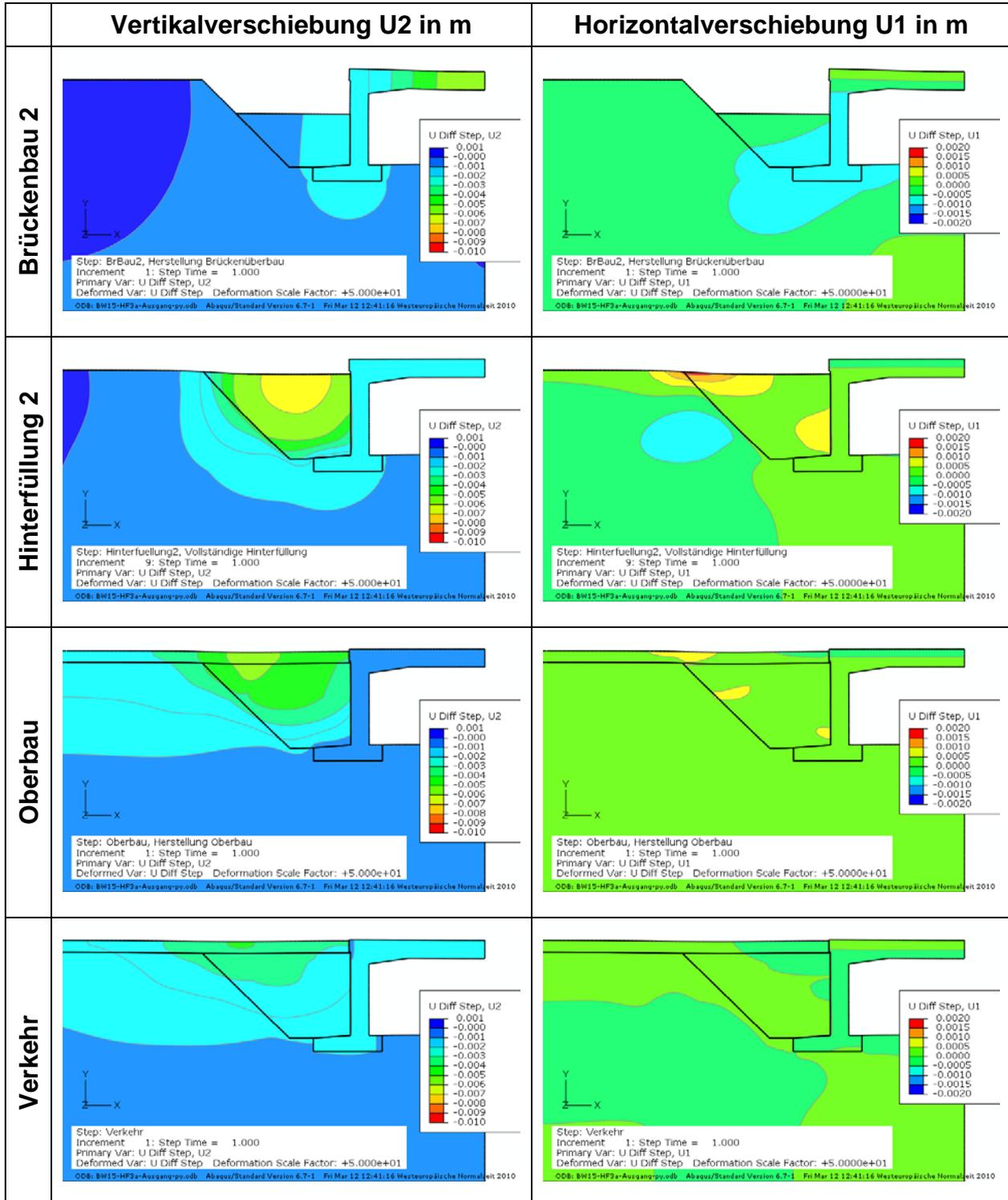
Bauwerk 15, Hinterfüllbereich HF 3



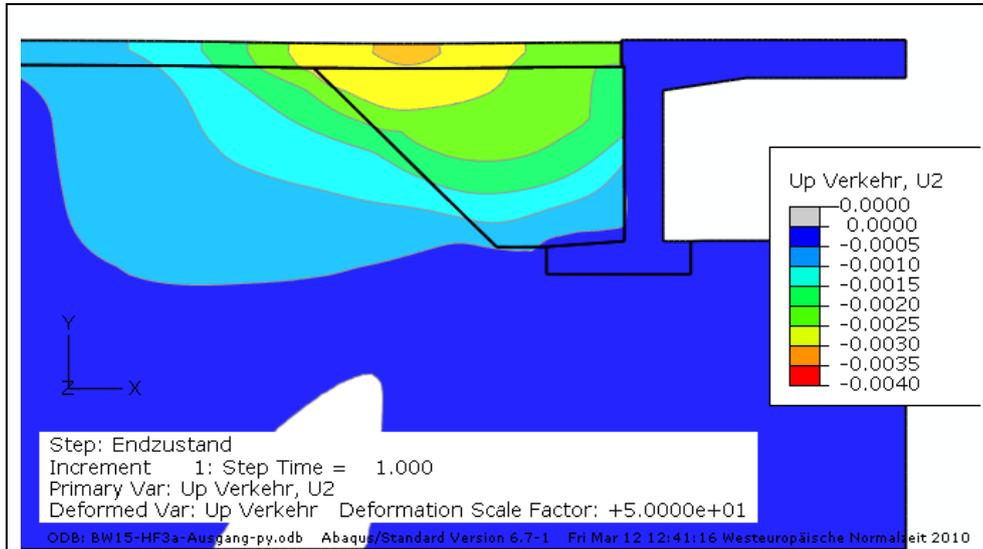
**BW 15, Hinterfüllbereich HF 3,
Verformungen in den einzelnen Berechnungsschritten (U Diff Step)**



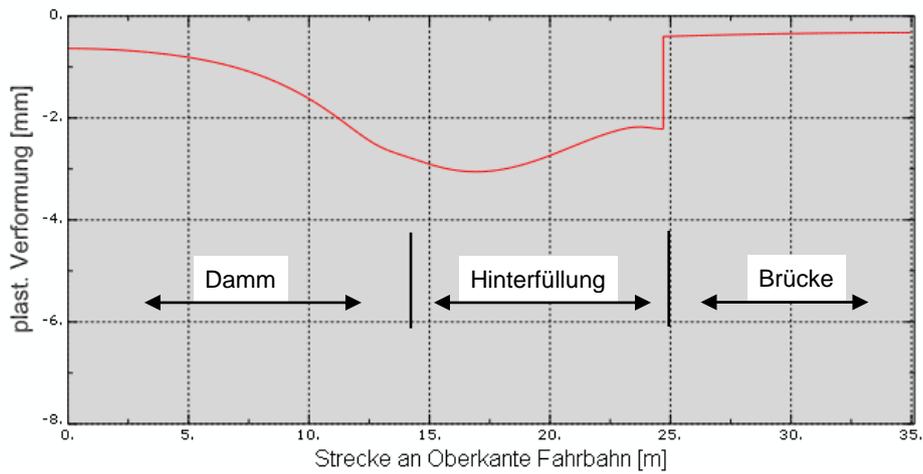
**BW 15, Hinterfüllbereich HF 3,
Verformungen in den einzelnen Berechnungsschritten (U Diff Step)**



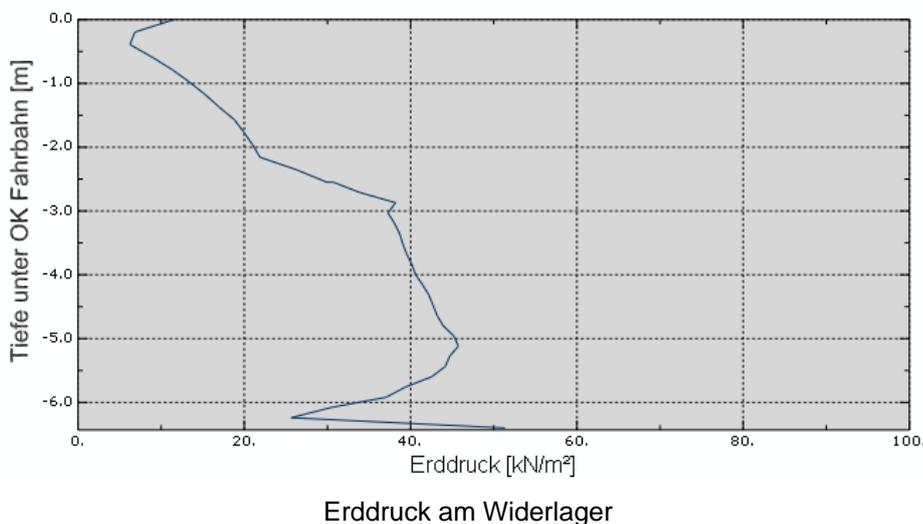
BW 15, Hinterfüllbereich HF 3



Plastische Verformungen durch Verkehrslast [m]

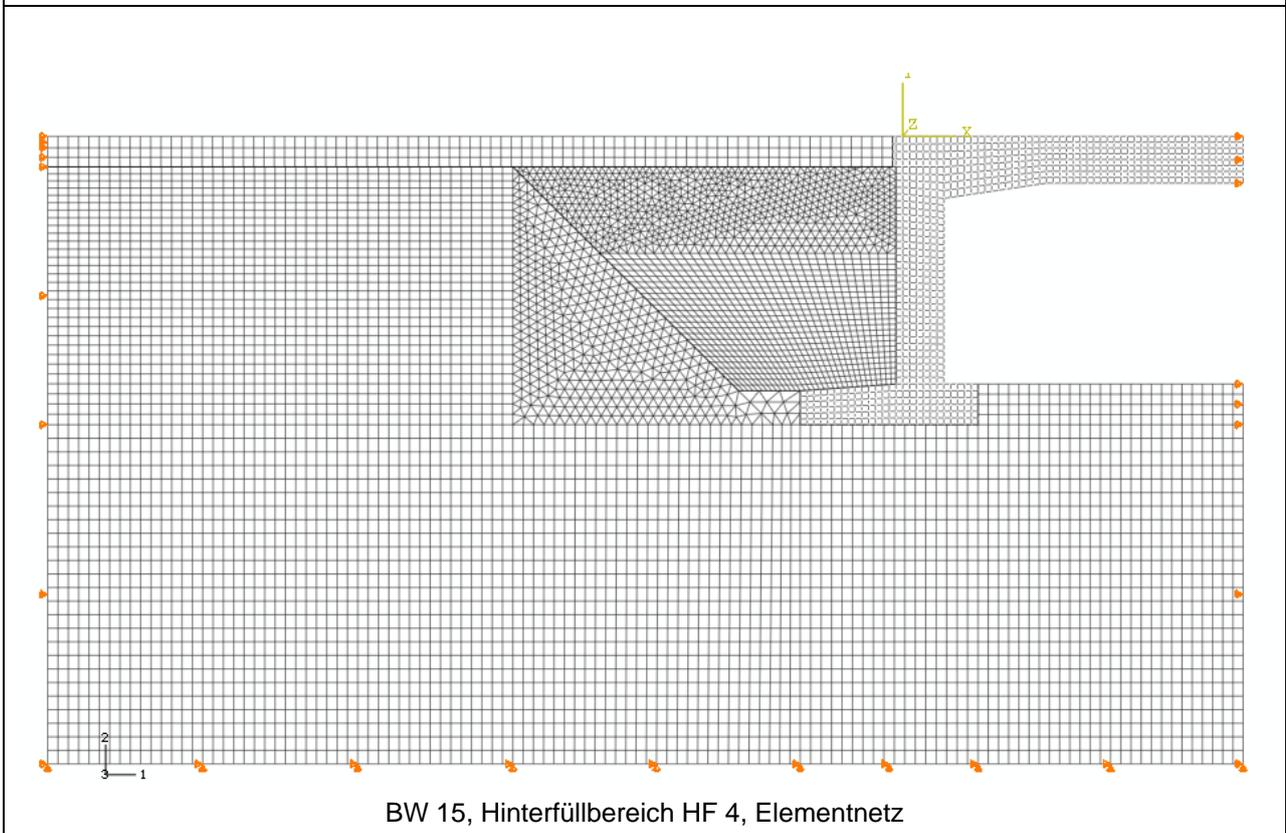
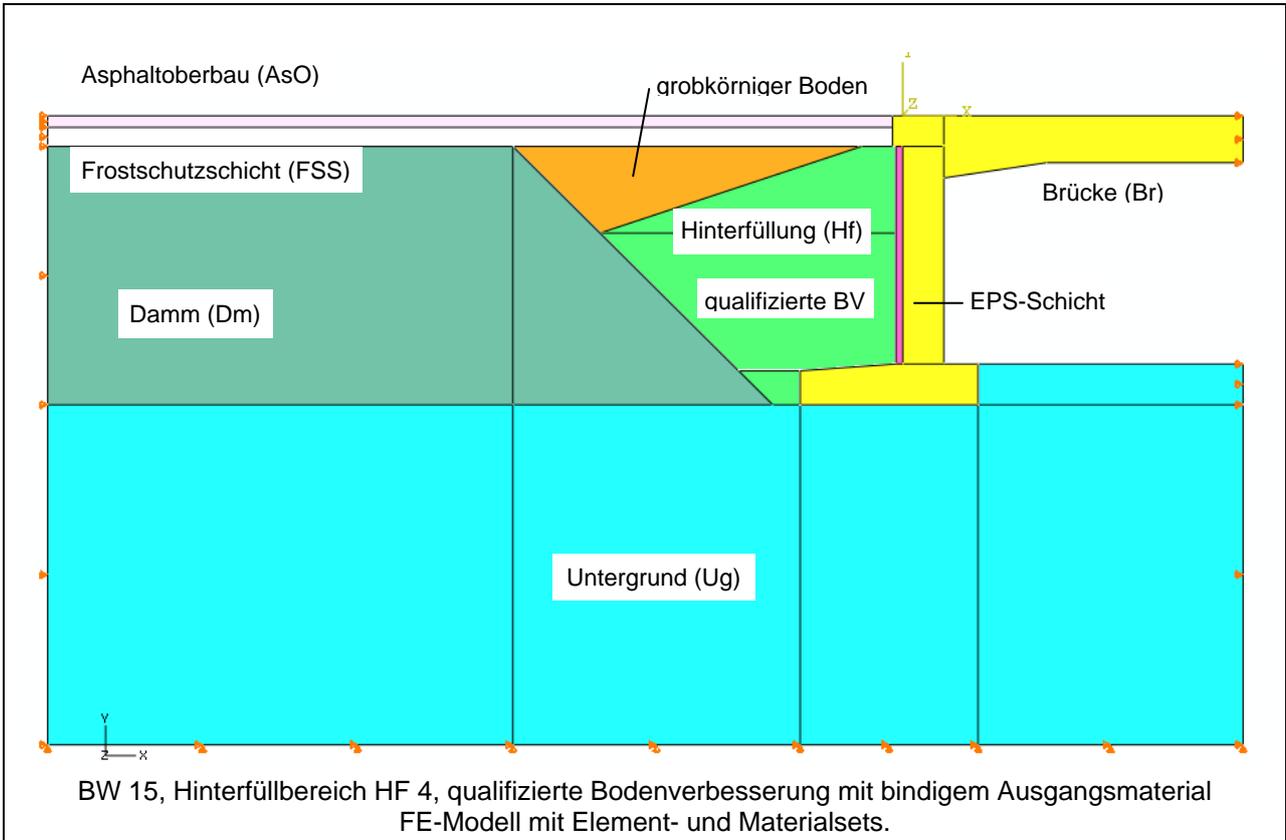


Plastische Verformungen an der Fahrbahnoberfläche durch Verkehrslast [m]

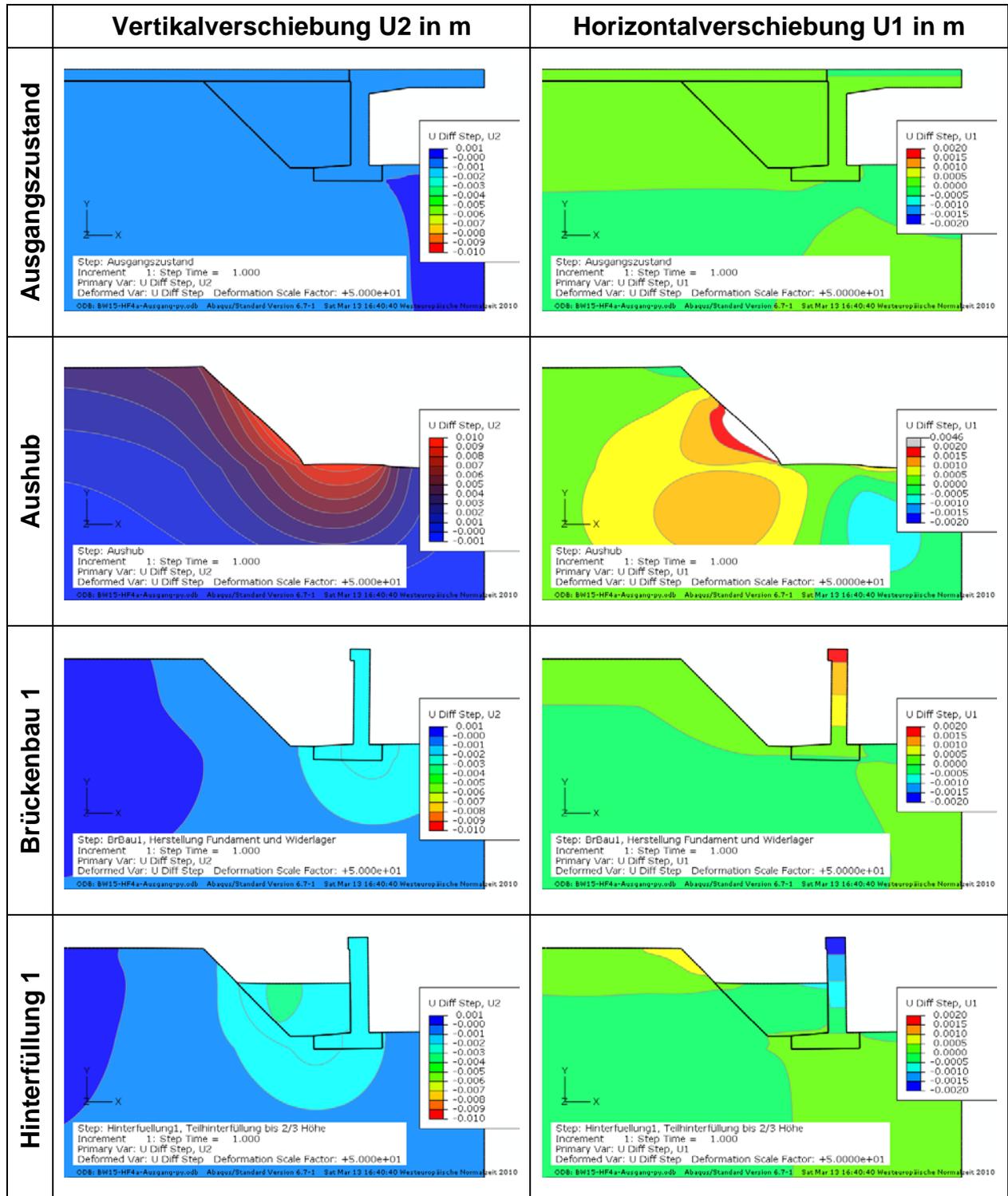


Erddruck am Widerlager

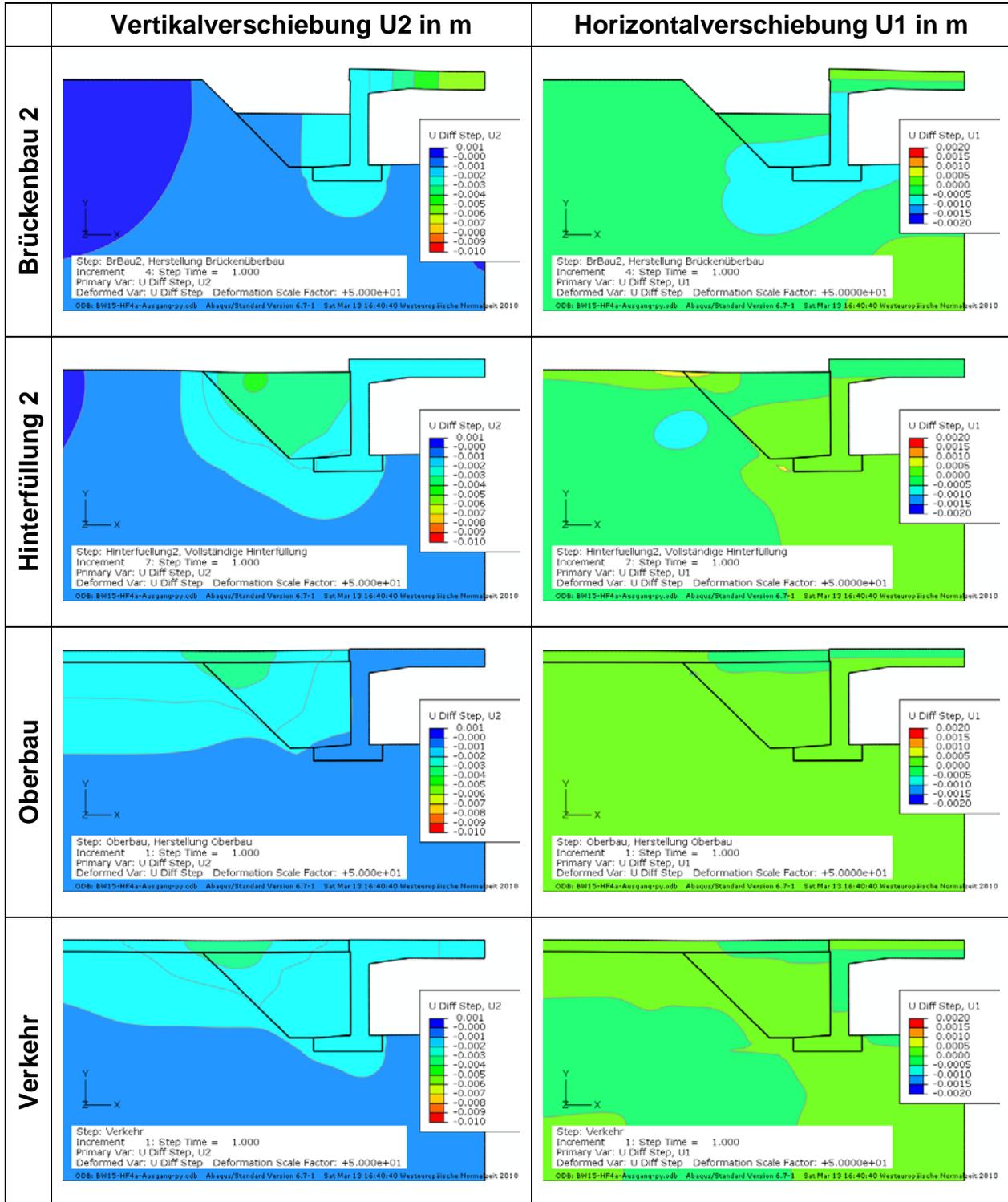
Bauwerk 15, Hinterfüllbereich HF 4



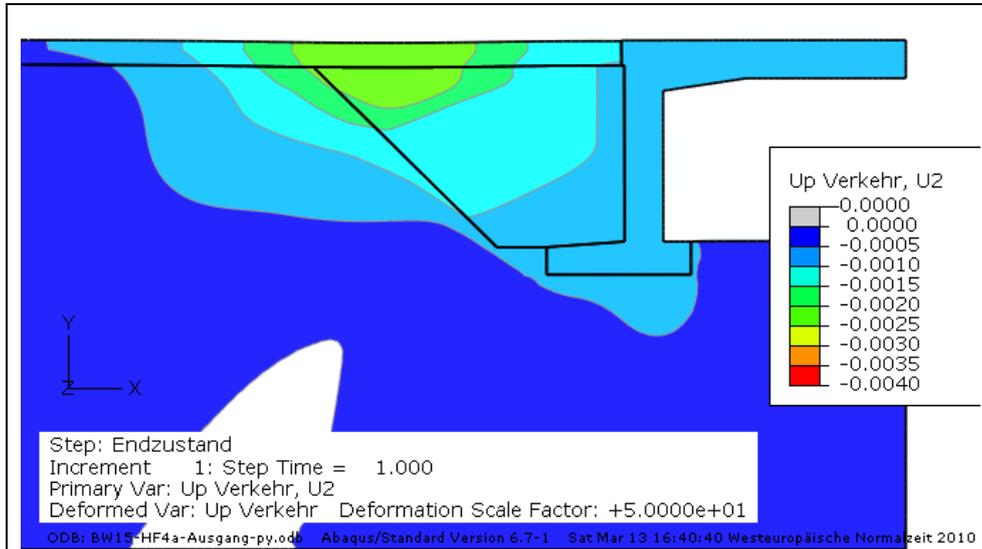
**BW 15, Hinterfüllbereich HF 4,
Verformungen in den einzelnen Berechnungsschritten (U Diff Step)**



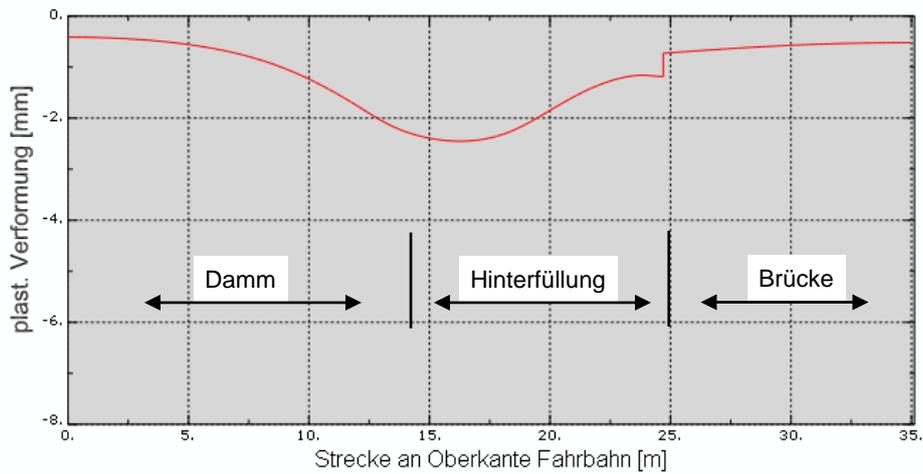
**BW 15, Hinterfüllbereich HF 4,
Verformungen in den einzelnen Berechnungsschritten (U Diff Step)**



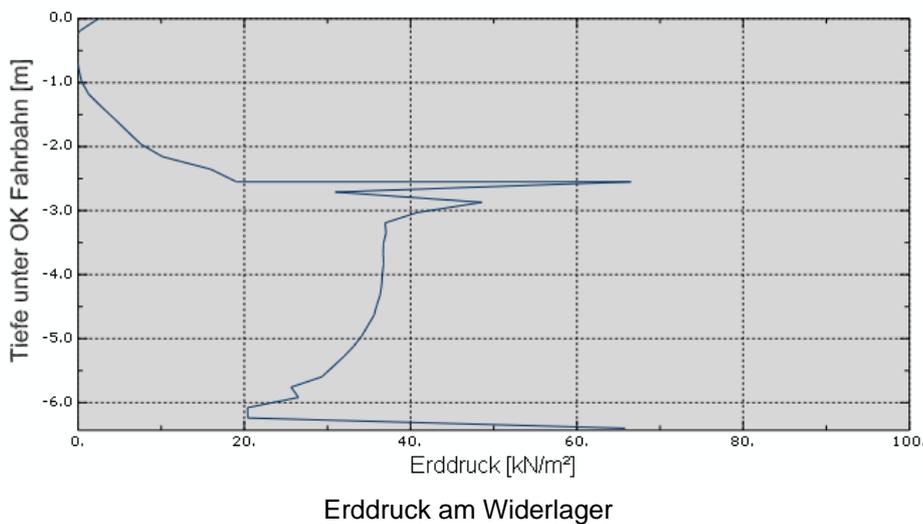
BW 15, Hinterfüllbereich HF 4



Plastische Verformungen durch Verkehrslast [m]

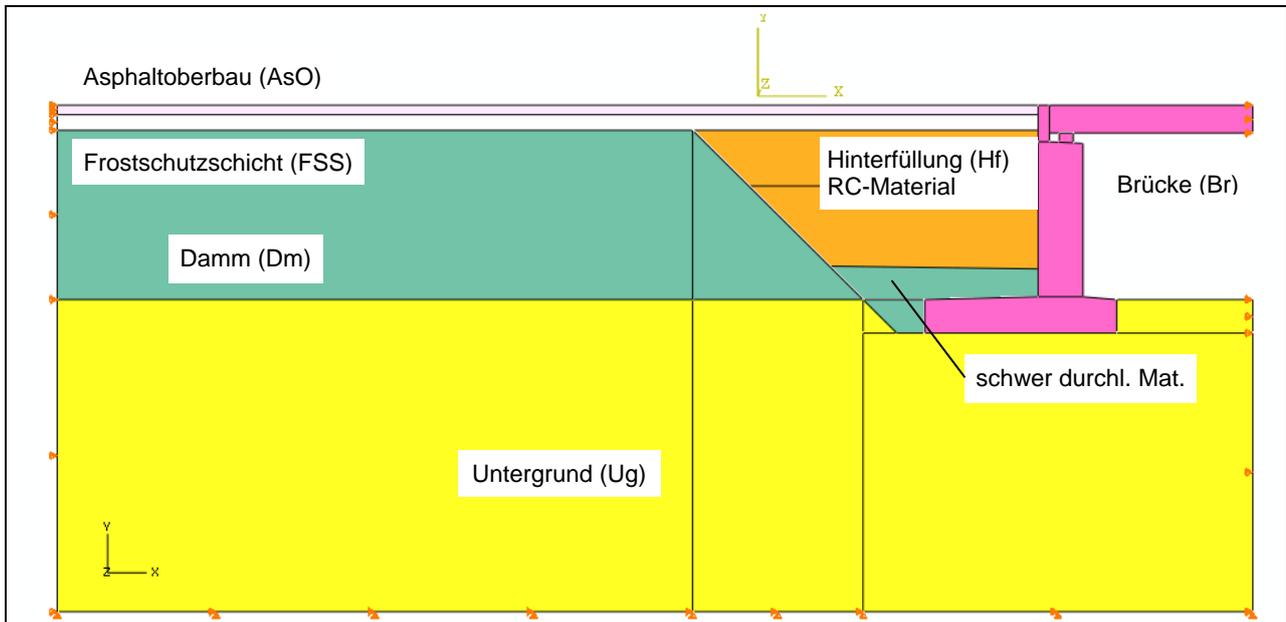


Plastische Verformungen an der Fahrbahnoberfläche durch Verkehrslast [m]

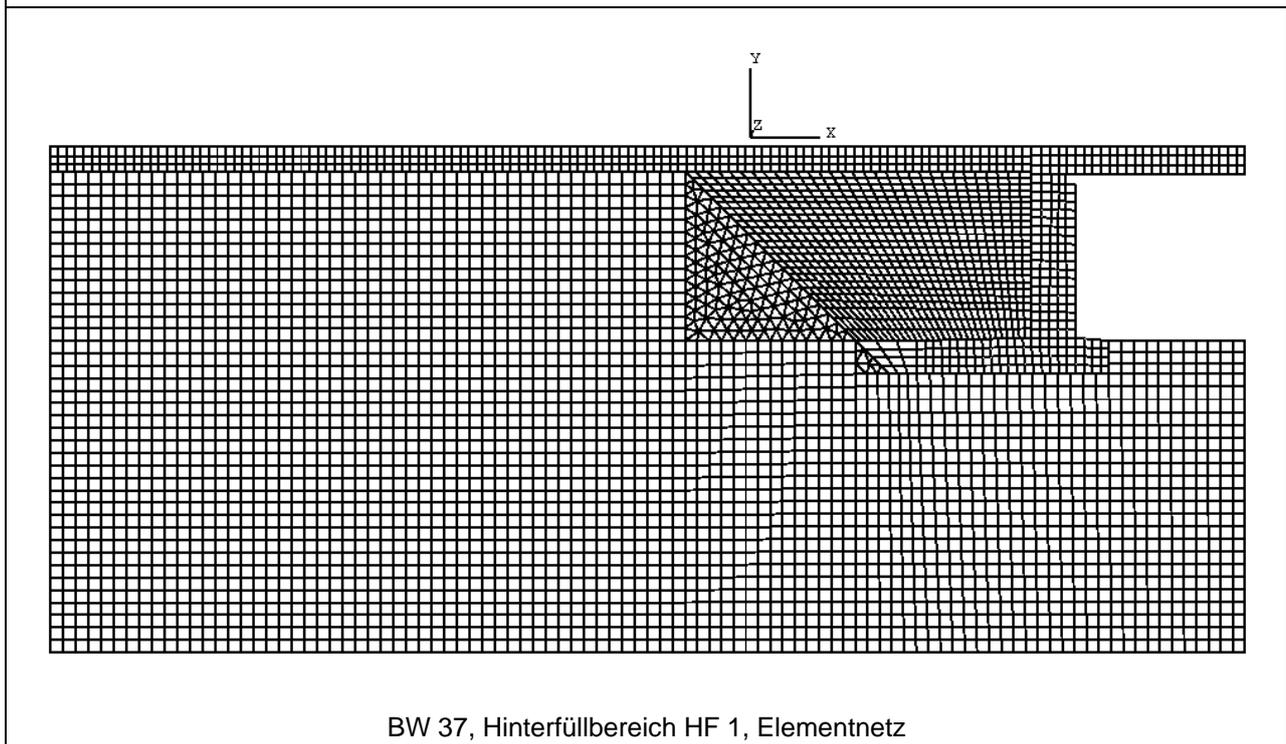


Erddruck am Widerlager

Bauwerk 37, Hinterfüllbereich HF 1

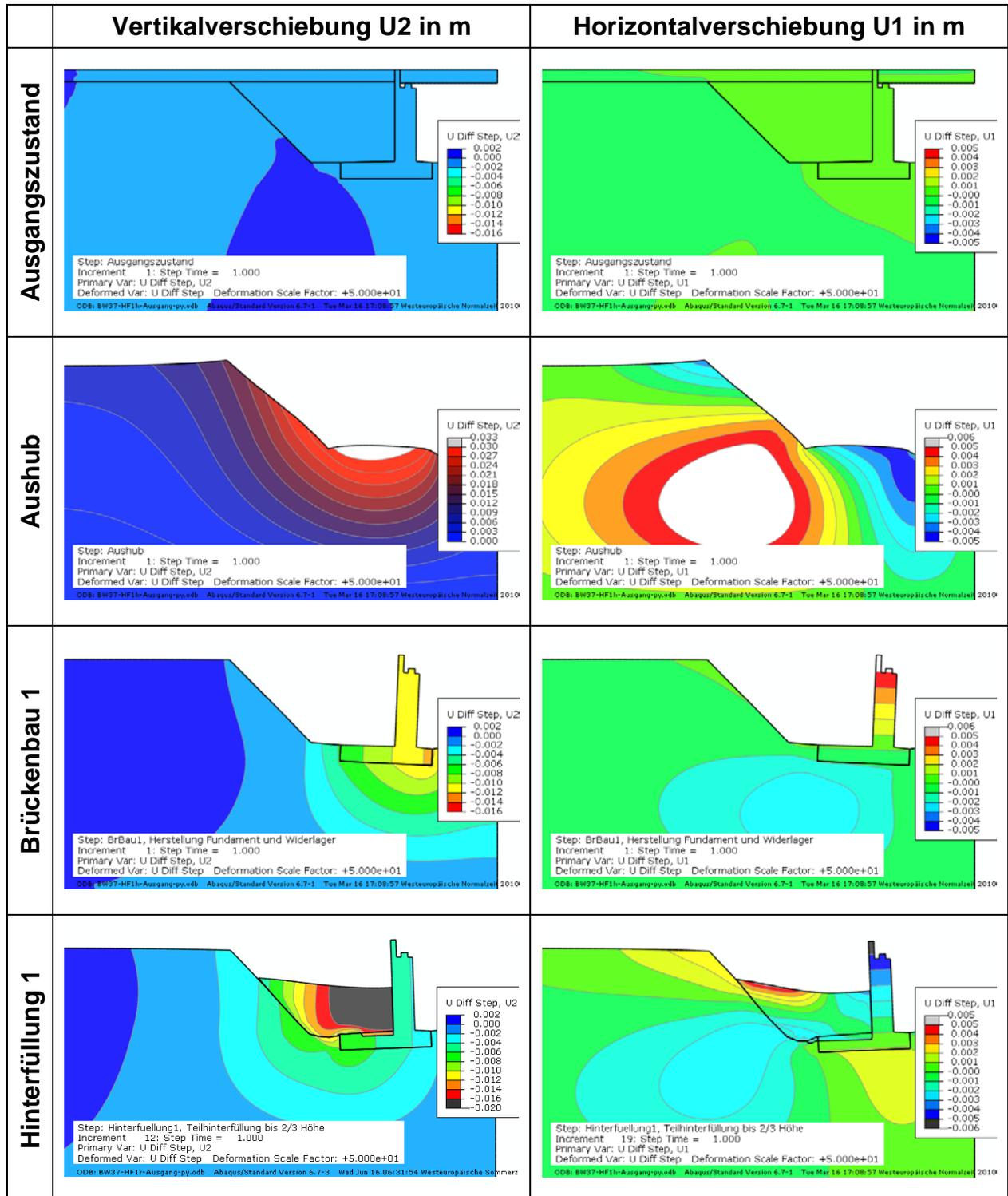


BW 37, Hinterfüllbereich HF 1, FE-Modell mit Element- und Materialsets.

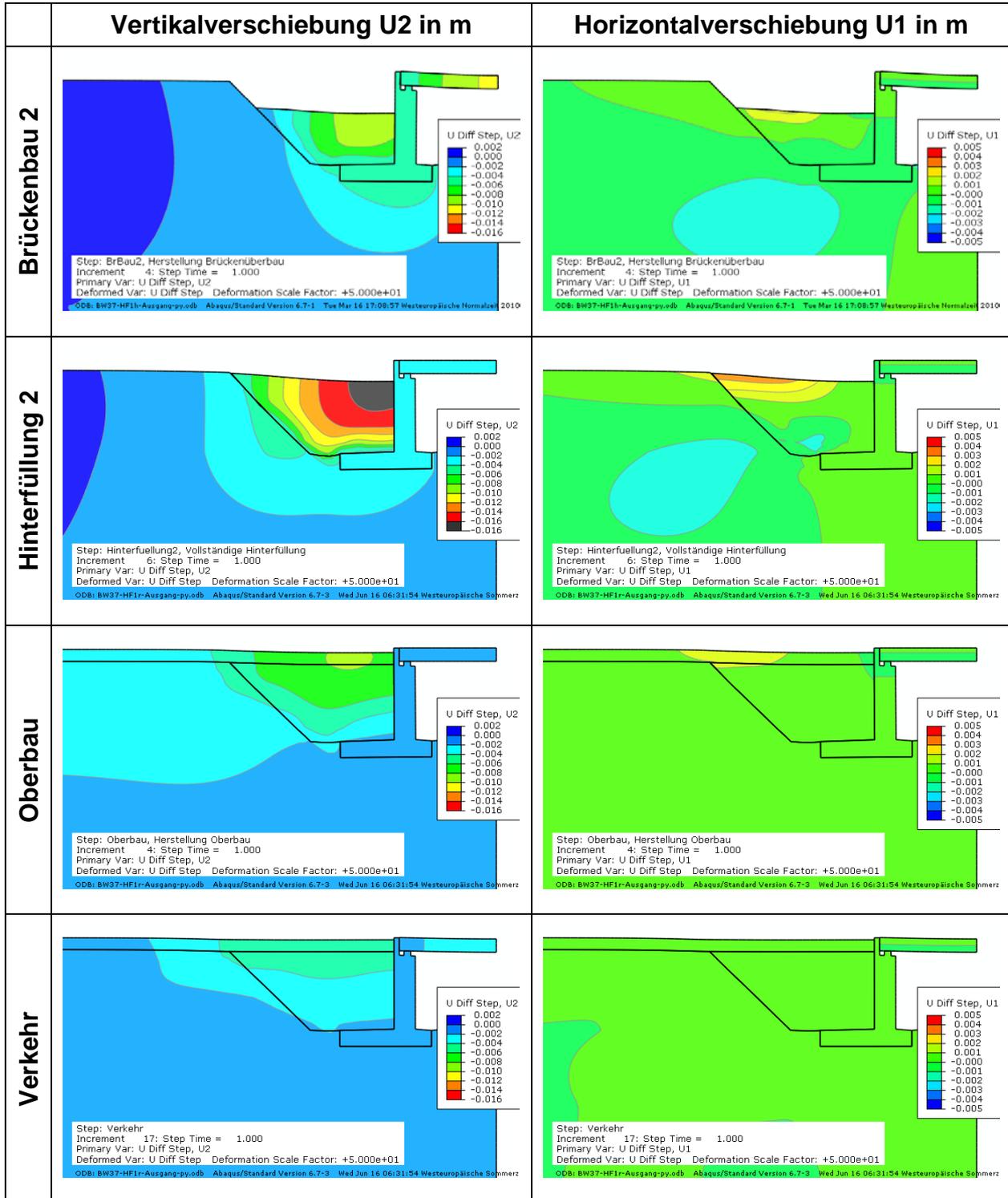


BW 37, Hinterfüllbereich HF 1, Elementnetz

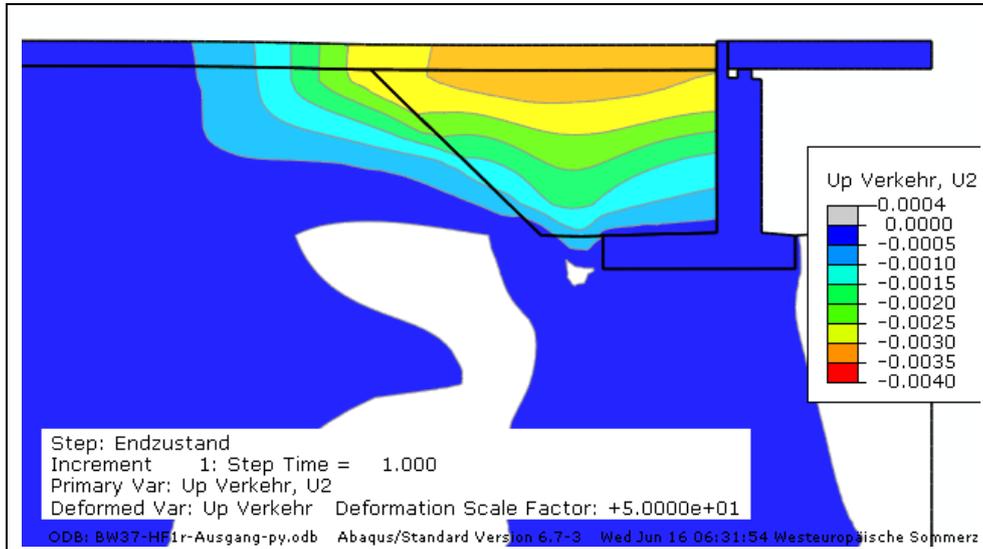
**BW 37, Hinterfüllbereich HF 1,
Verformungen in den einzelnen Berechnungsschritten (U Diff Step)**



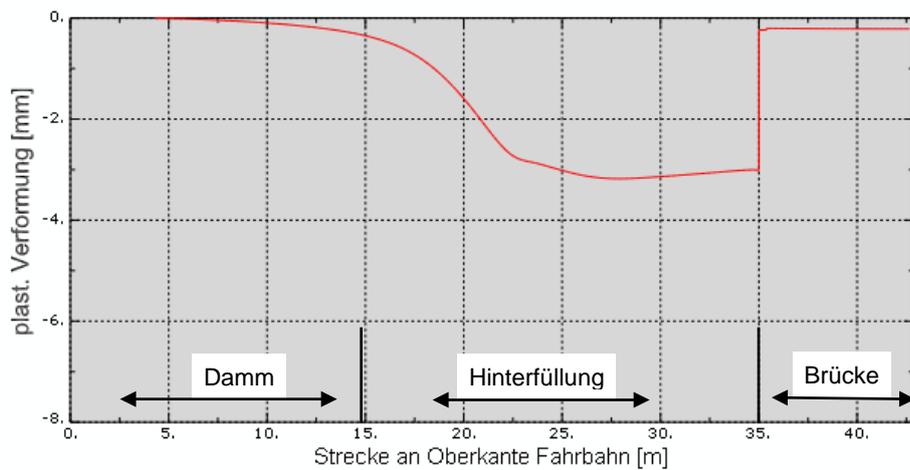
**BW 37, Hinterfüllbereich HF 1,
Verformungen in den einzelnen Berechnungsschritten (U Diff Step)**



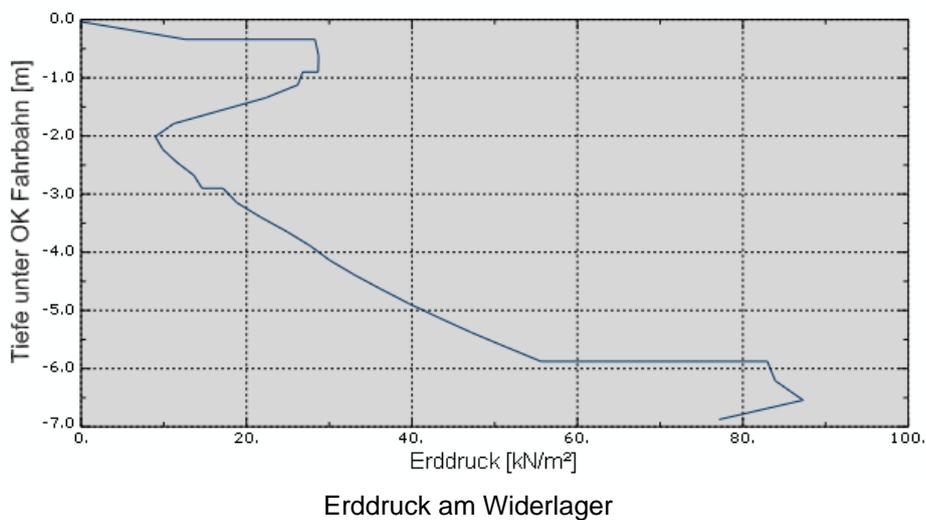
BW 37, Hinterfüllbereich HF 1



Plastische Verformungen durch Verkehrslast [m]

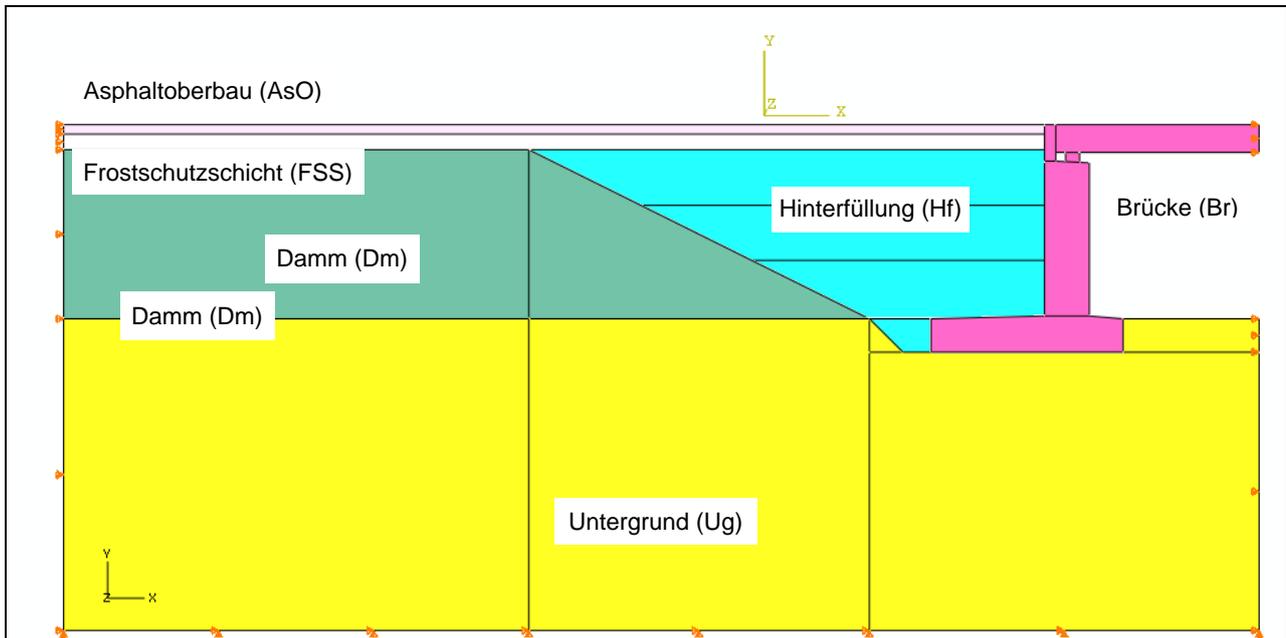


Plastische Verformungen an der Fahrbahnoberfläche durch Verkehrslast [m]

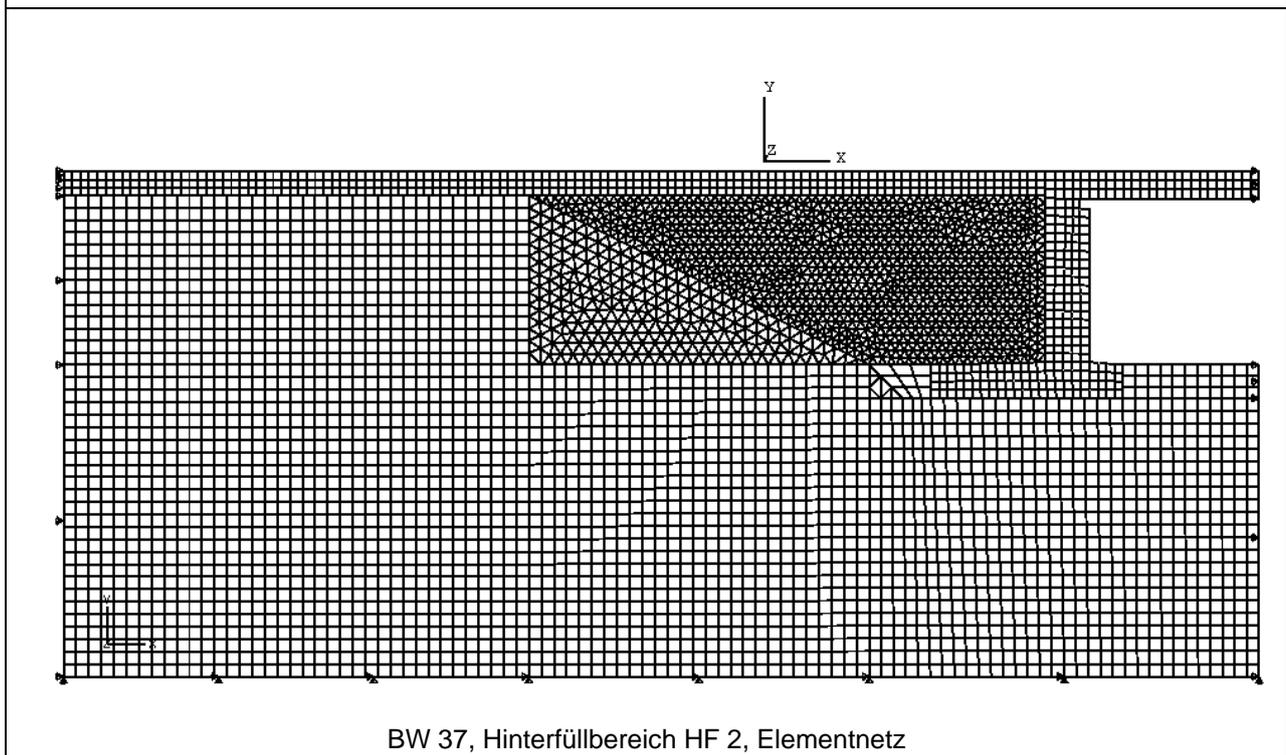


Erddruck am Widerlager

Bauwerk 37, Hinterfüllbereich HF 2

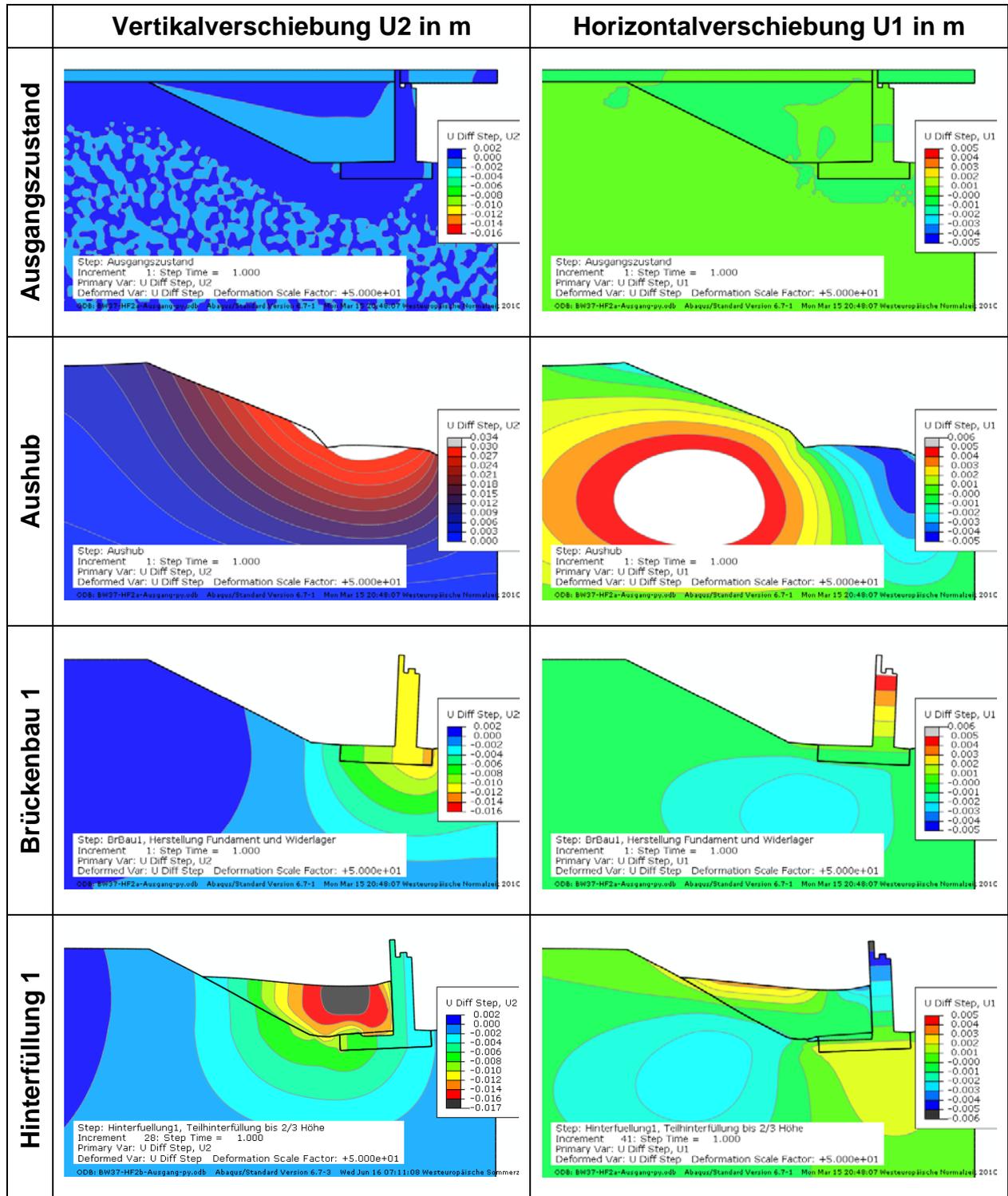


BW 37, Hinterfüllbereich HF 2, FE-Modell mit Element- und Materialsets.

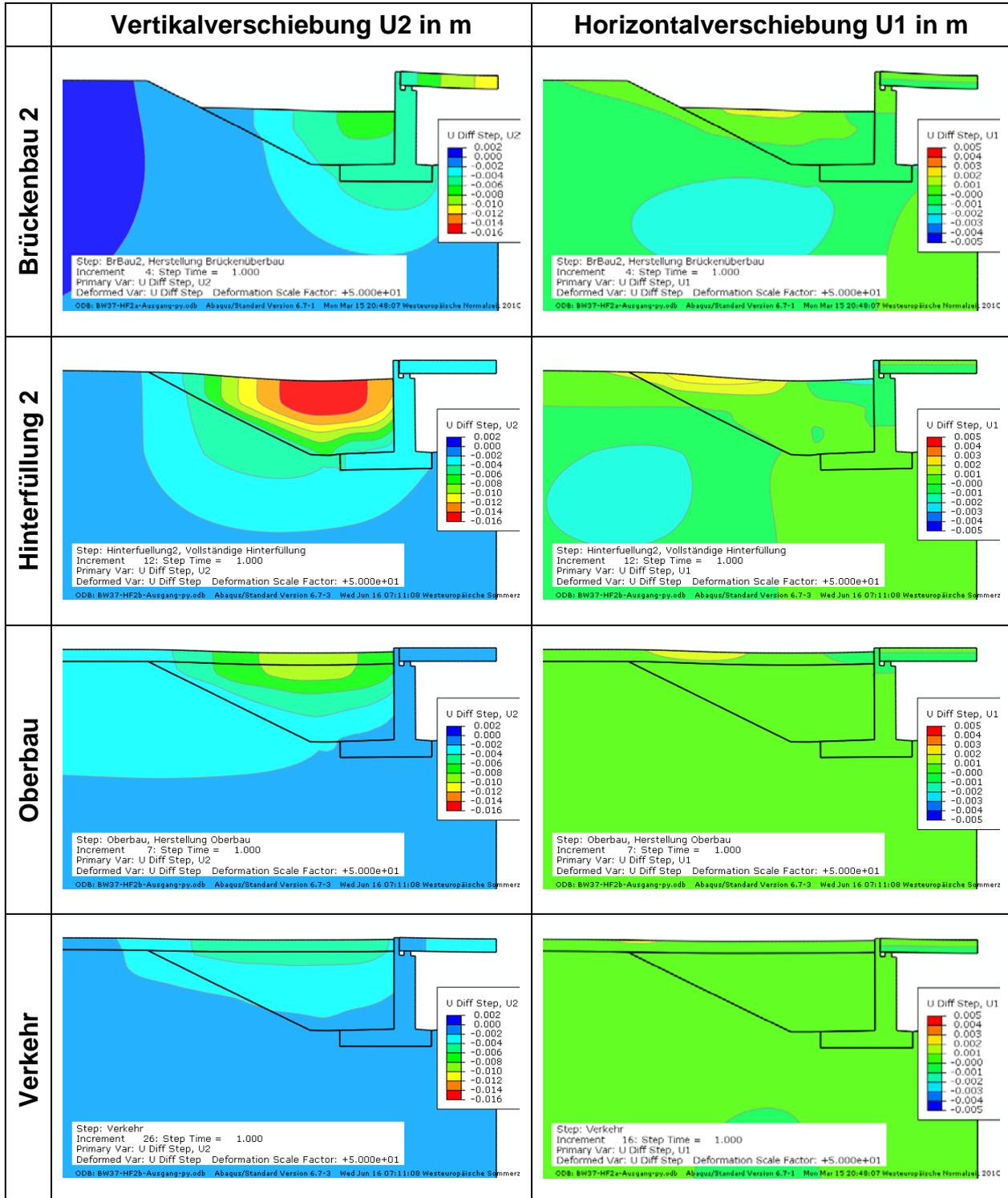


BW 37, Hinterfüllbereich HF 2, Elementnetz

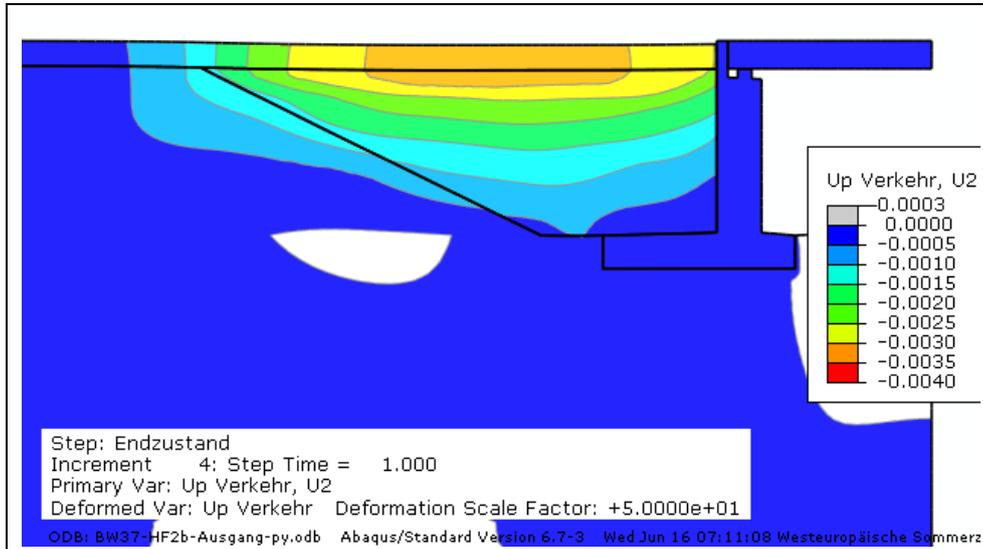
**BW 37, Hinterfüllbereich HF 2,
Verformungen in den einzelnen Berechnungsschritten (U Diff Step)**



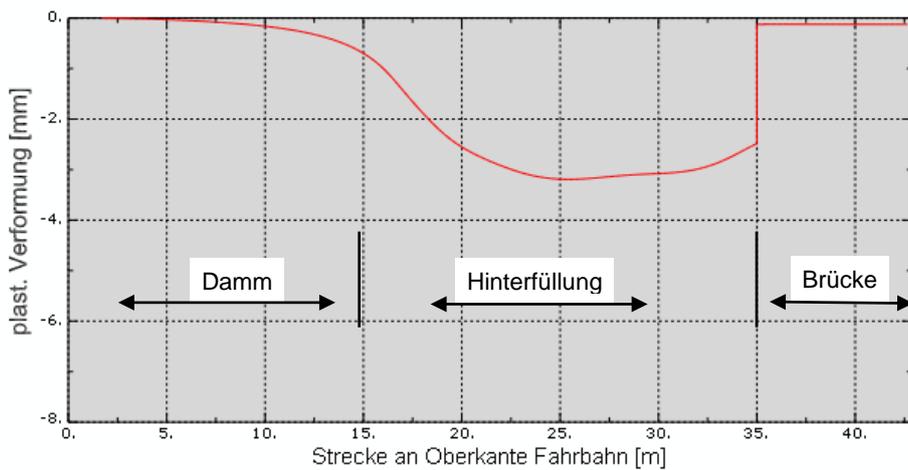
**BW 37, Hinterfüllbereich HF 2,
Verformungen in den einzelnen Berechnungsschritten (U Diff Step)**



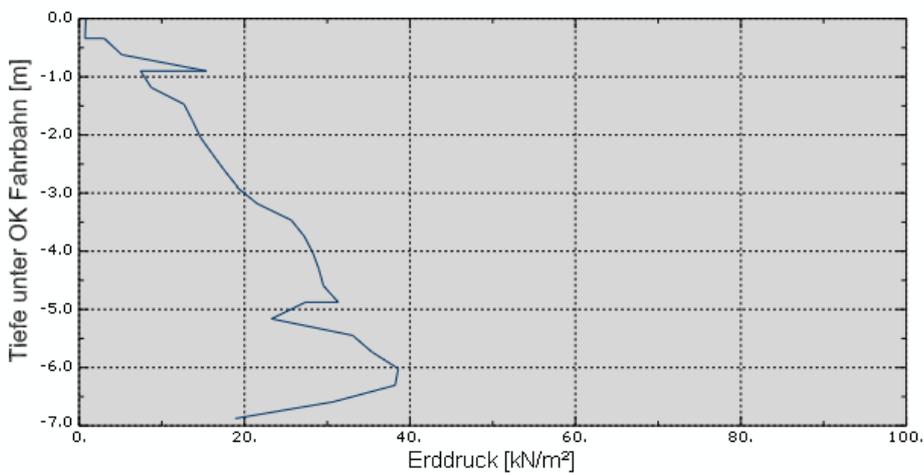
BW 37, Hinterfüllbereich HF 2



Plastische Verformungen durch Verkehrslast [m]

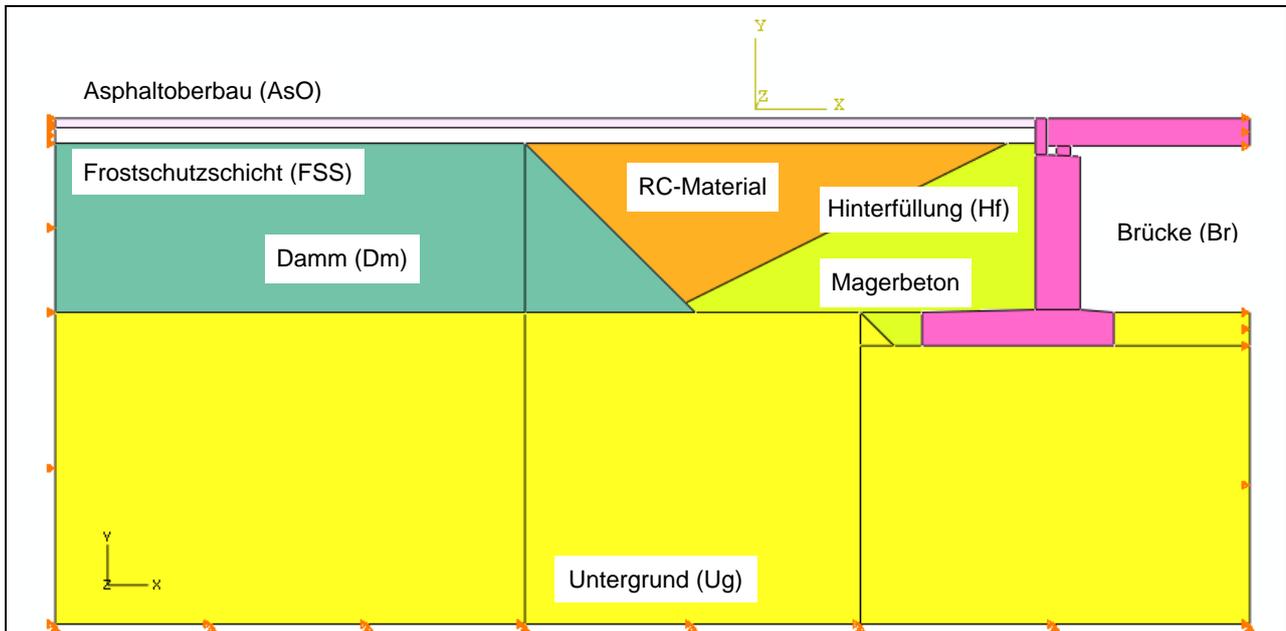


Plastische Verformungen an der Fahrbahnoberfläche durch Verkehrslast [m]

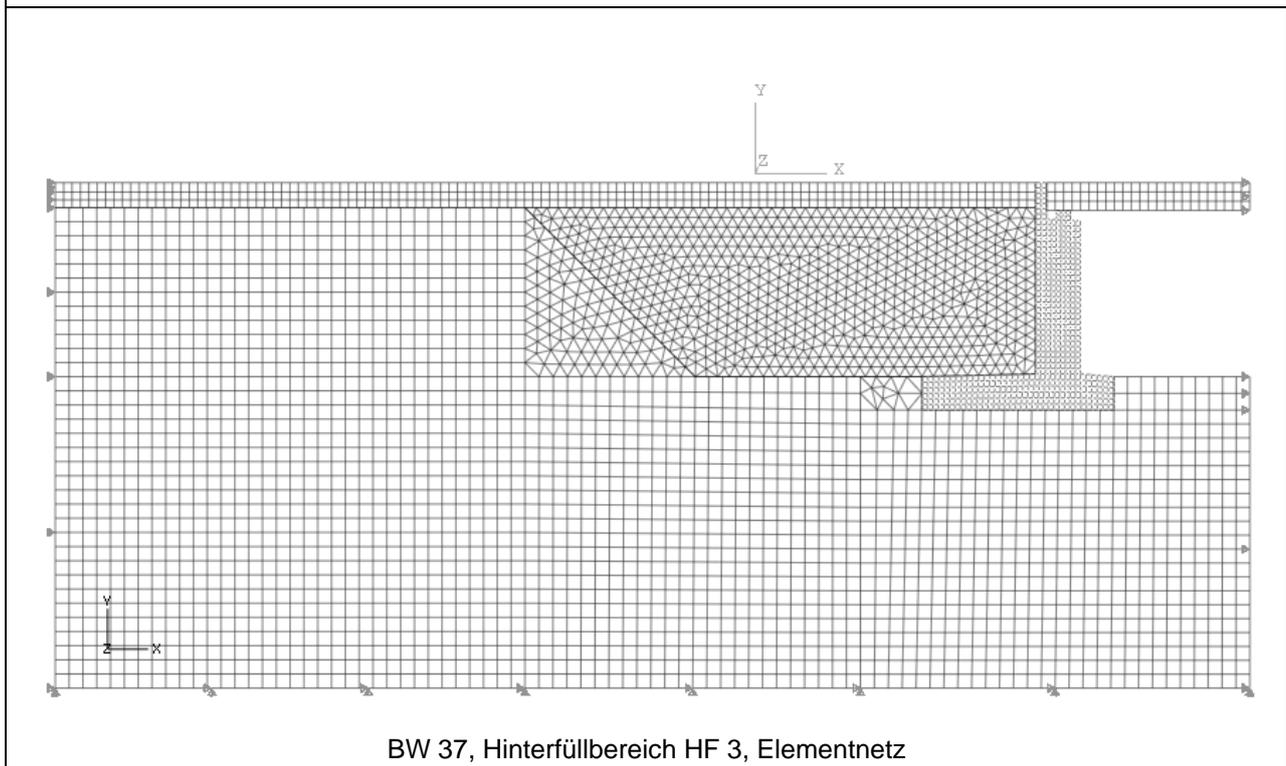


Erddruck am Widerlager

Bauwerk 37, Hinterfüllbereich HF 3

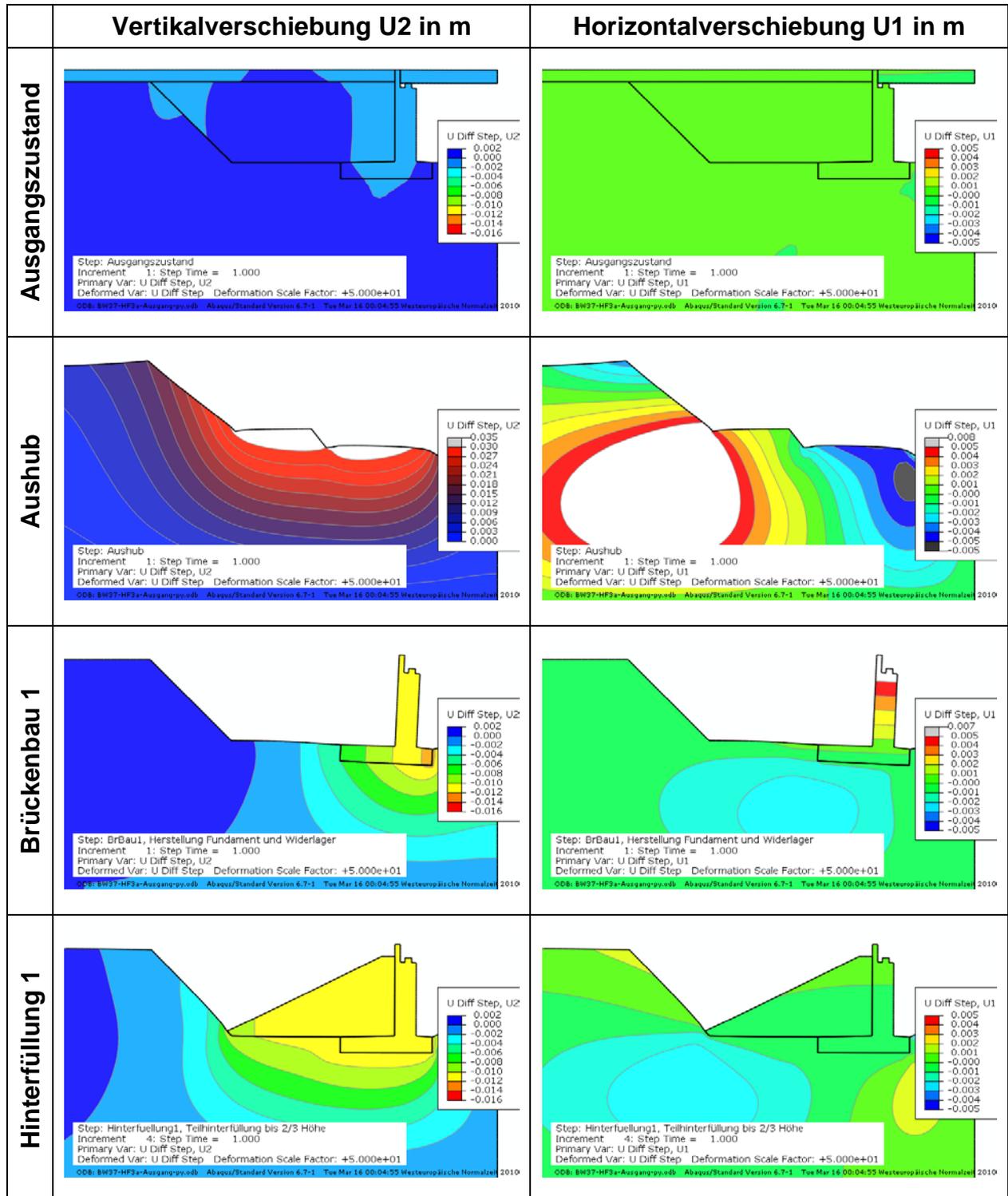


BW 37, Hinterfüllbereich HF 3, FE-Modell mit Element- und Materialsets.

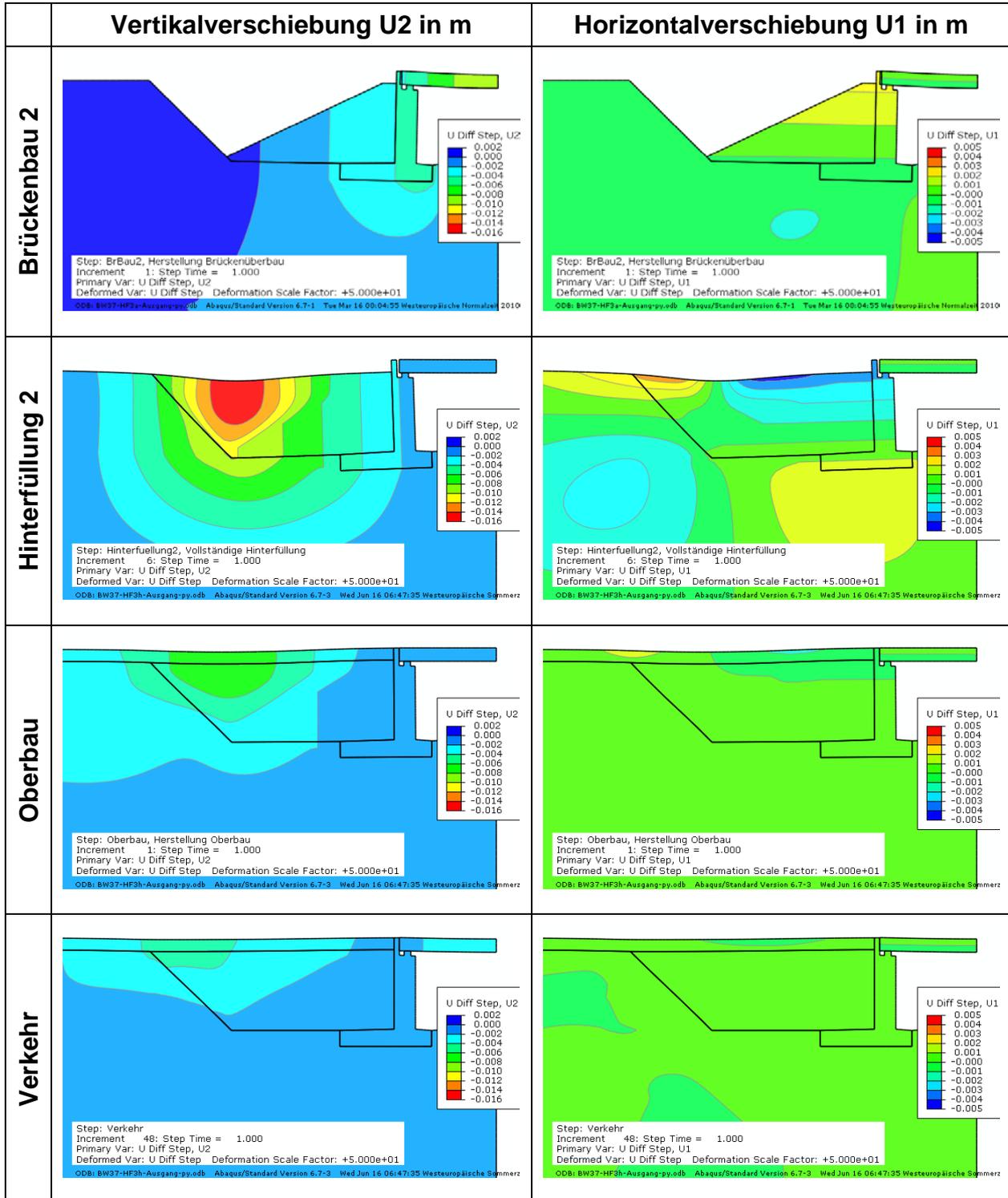


BW 37, Hinterfüllbereich HF 3, Elementnetz

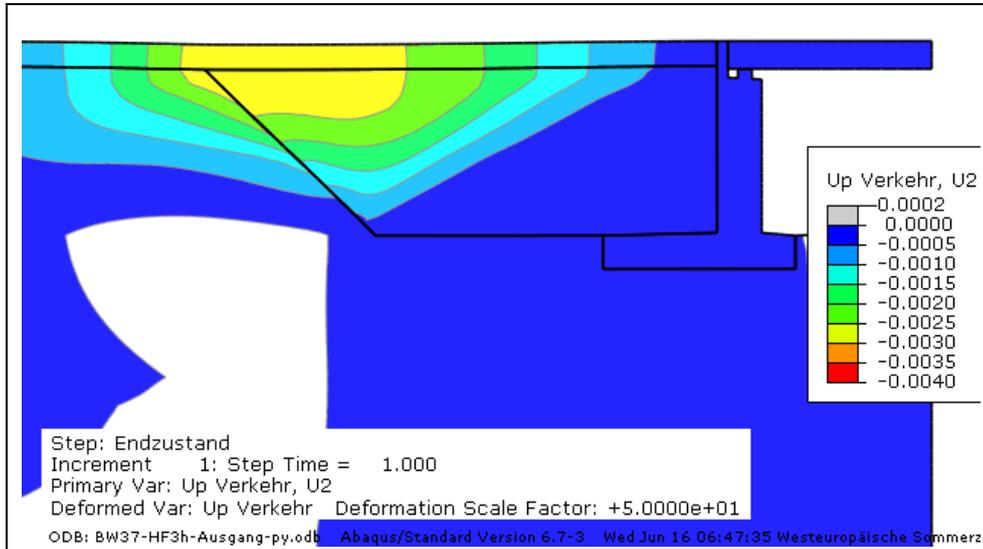
**BW 37, Hinterfüllbereich HF 3,
Verformungen in den einzelnen Berechnungsschritten (U Diff Step)**



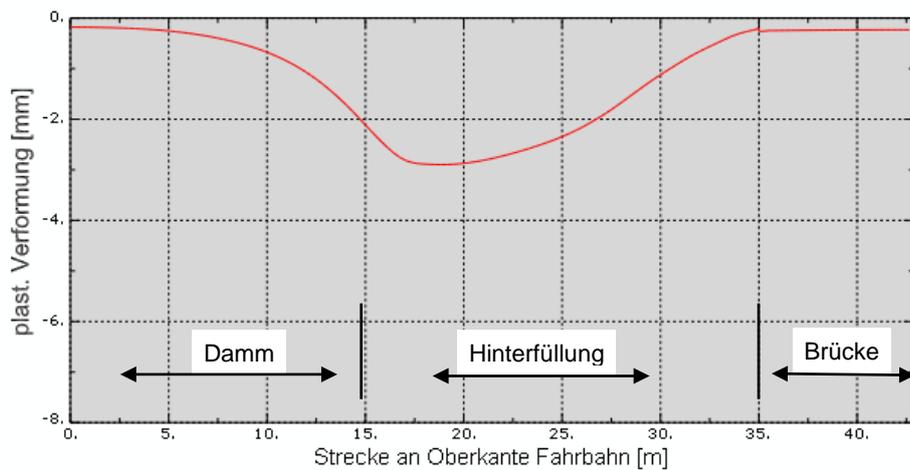
**BW 37, Hinterfüllbereich HF 3,
Verformungen in den einzelnen Berechnungsschritten (U Diff Step)**



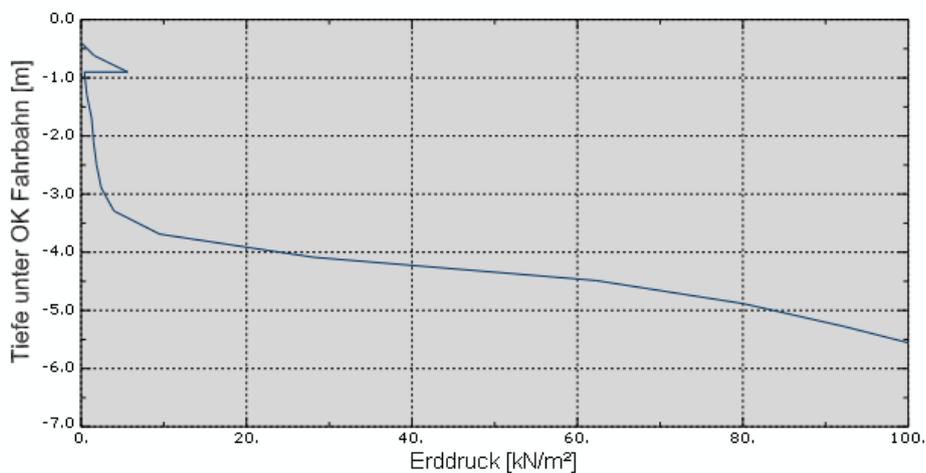
BW 37, Hinterfüllbereich HF 3



Plastische Verformungen durch Verkehrslast [m]

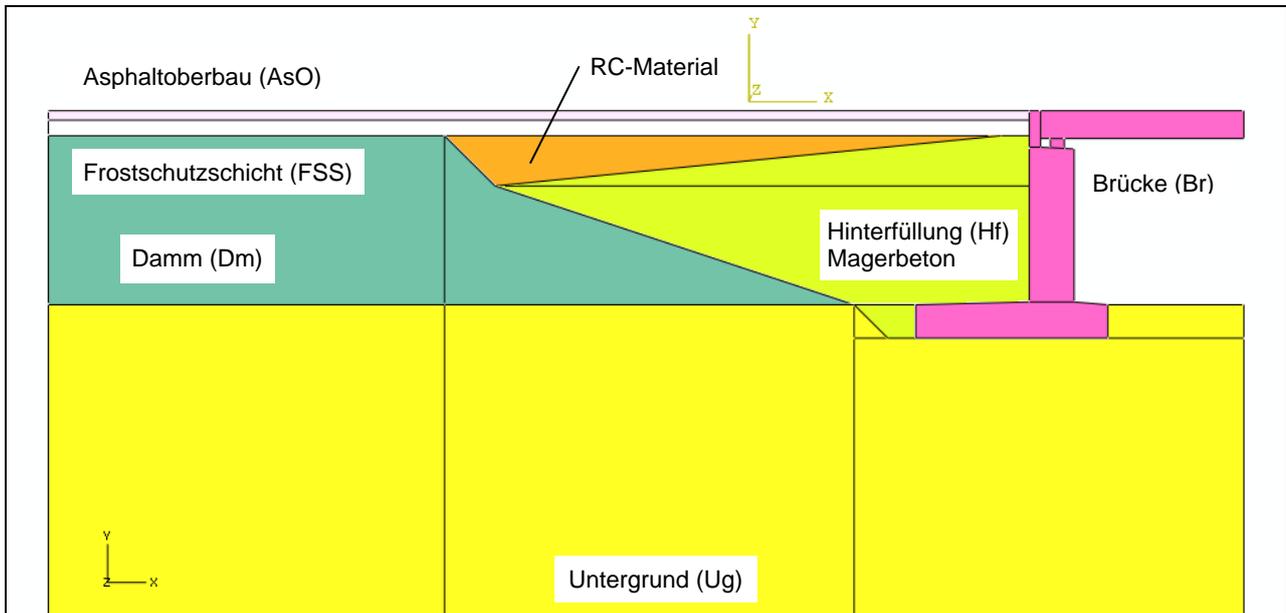


Plastische Verformungen an der Fahrbahnoberfläche durch Verkehrslast [m]

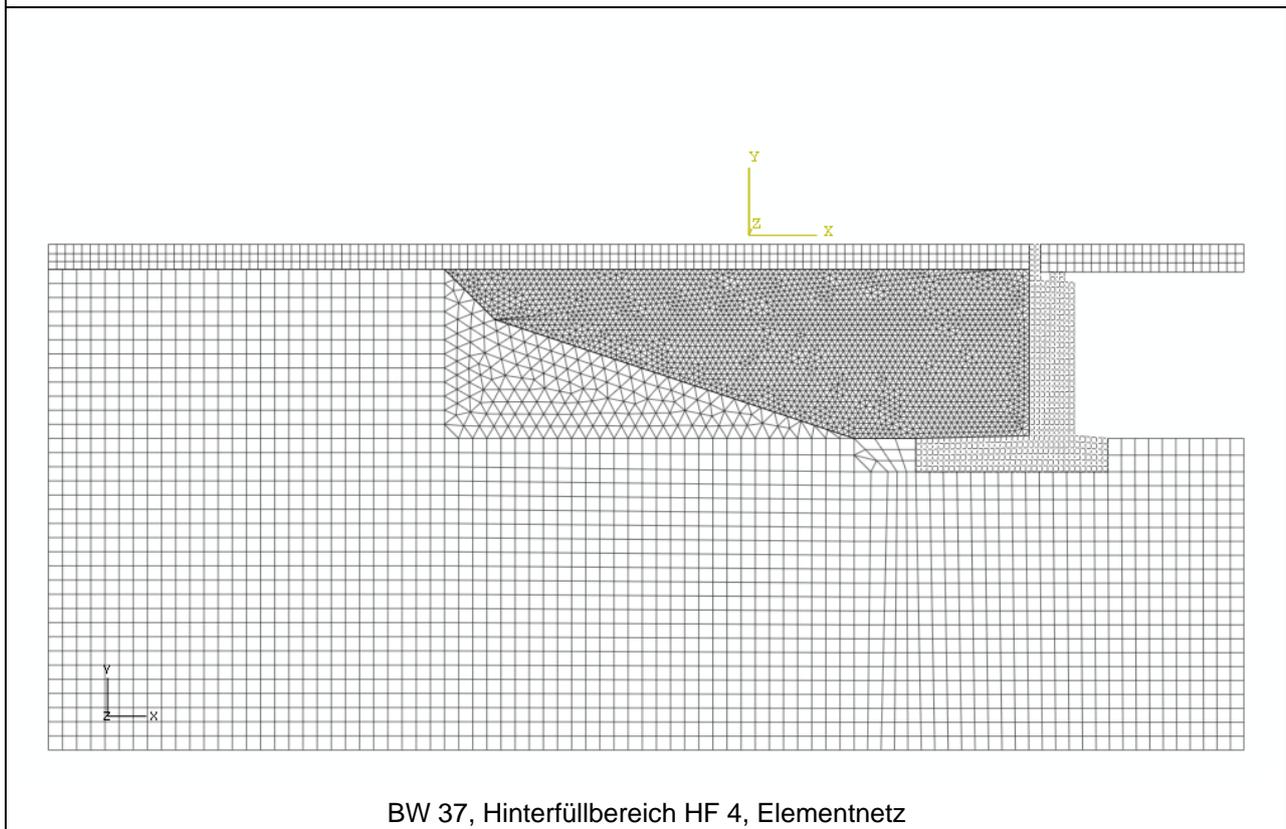


Erddruck am Widerlager

Bauwerk 37, Hinterfüllbereich HF 4

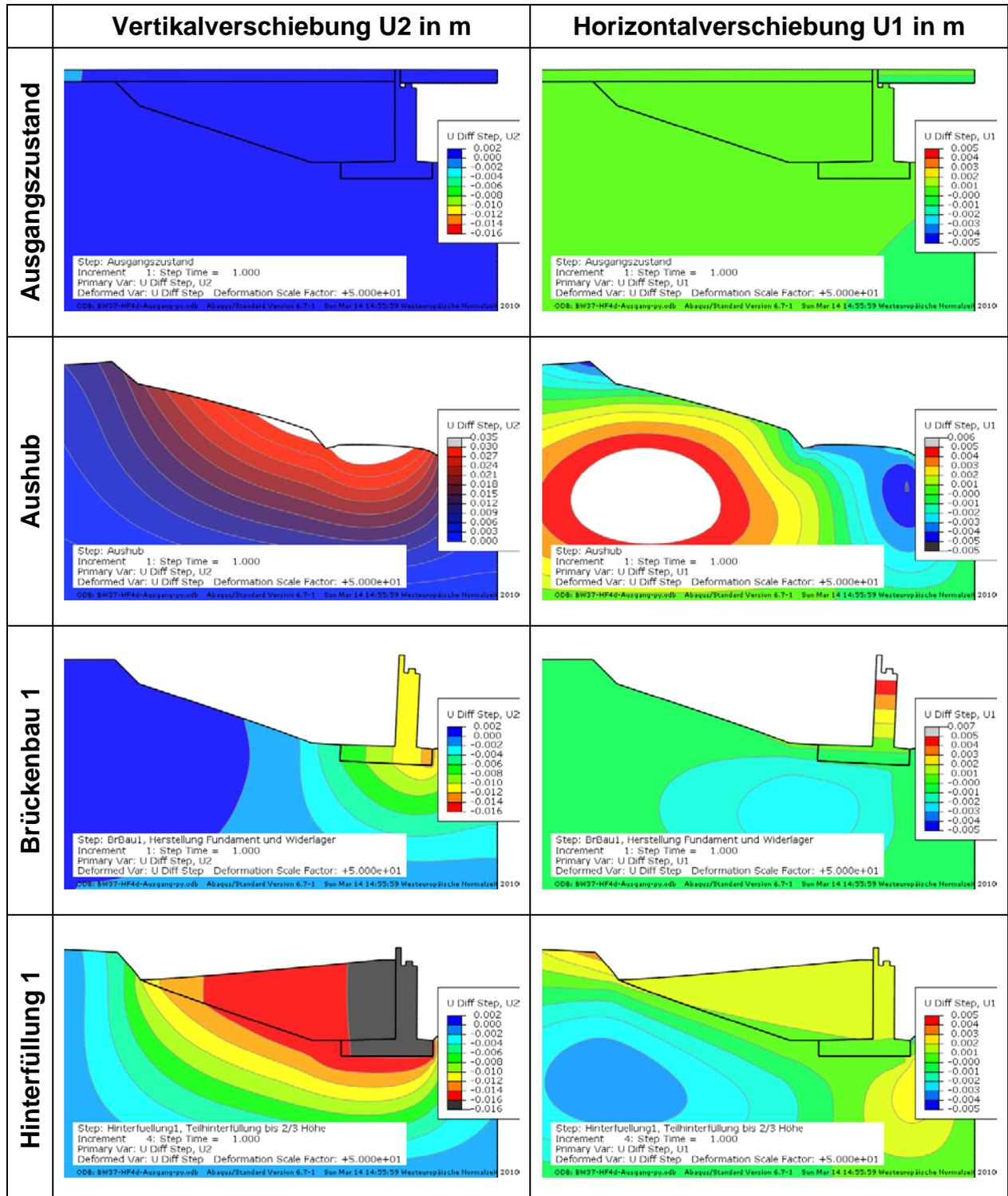


BW 37, Hinterfüllbereich HF 4, FE-Modell mit Element- und Materialsets.

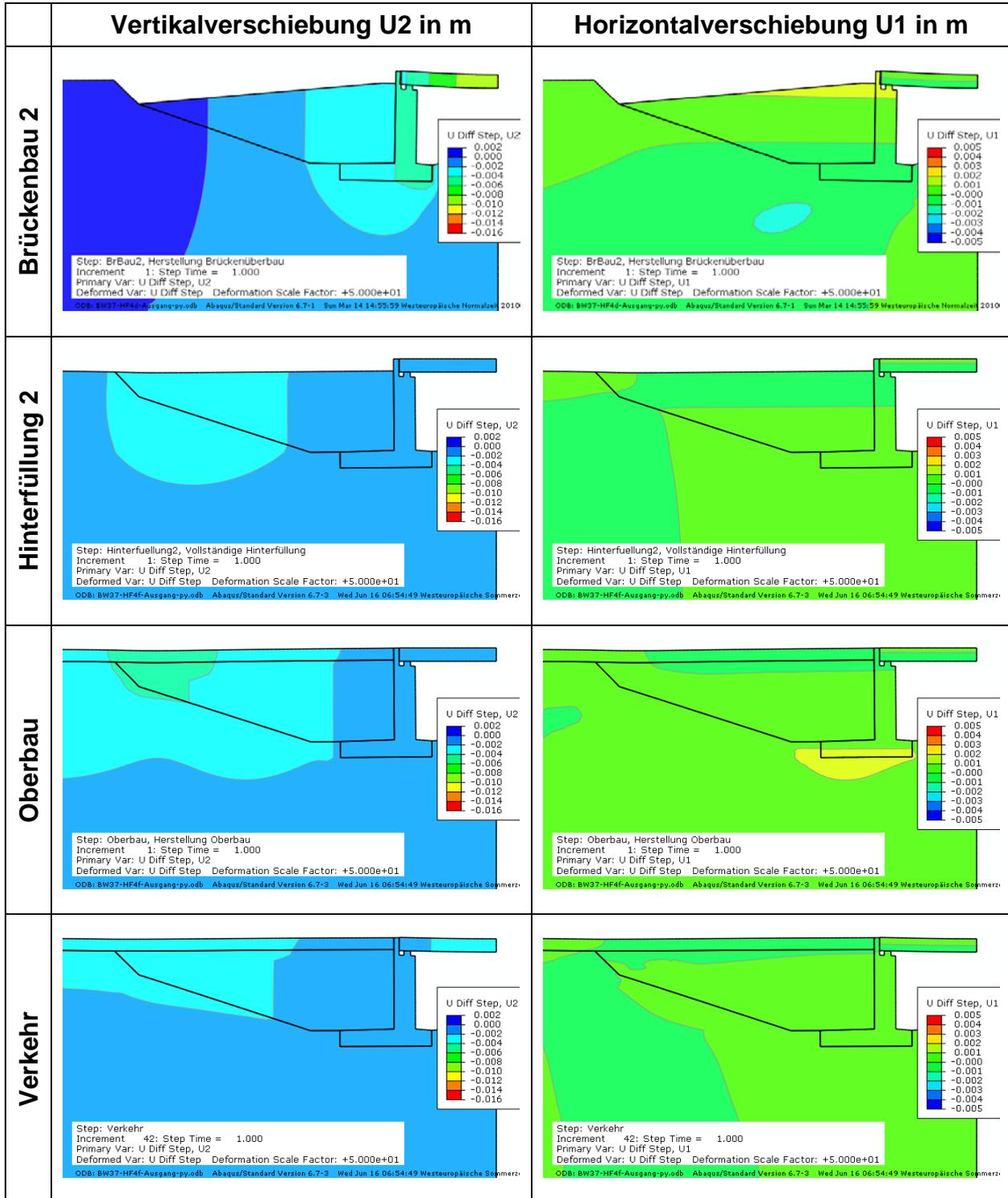


BW 37, Hinterfüllbereich HF 4, Elementnetz

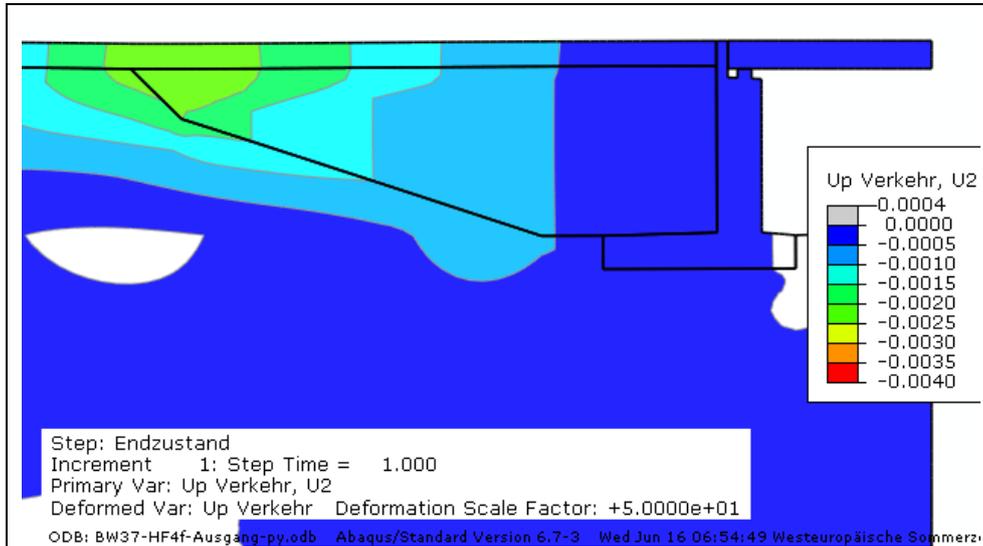
**BW 37, Hinterfüllbereich HF 4,
Verformungen in den einzelnen Berechnungsschritten (U Diff Step)**



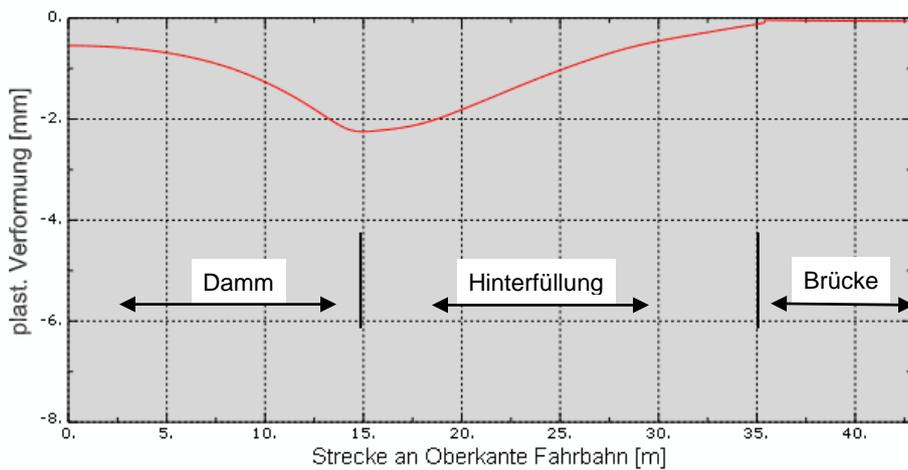
**BW 37, Hinterfüllbereich HF 4,
Verformungen in den einzelnen Berechnungsschritten (U Diff Step)**



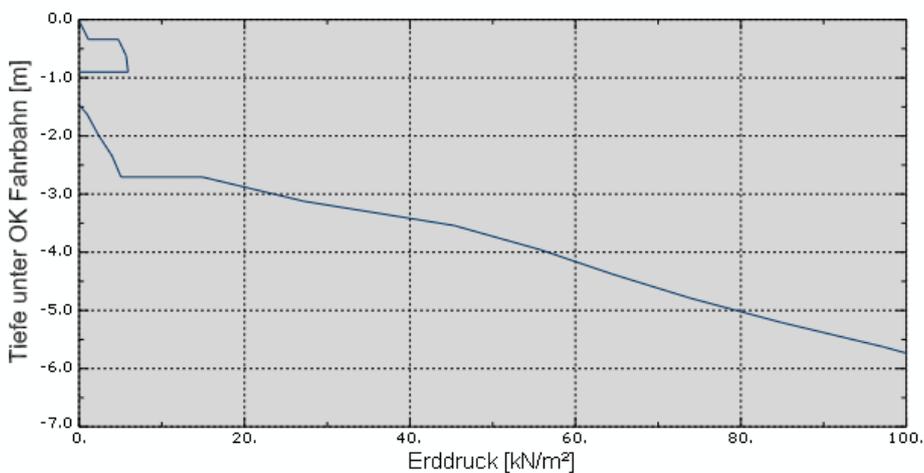
BW 37, Hinterfüllbereich HF 4



Plastische Verformungen durch Verkehrslast [m]



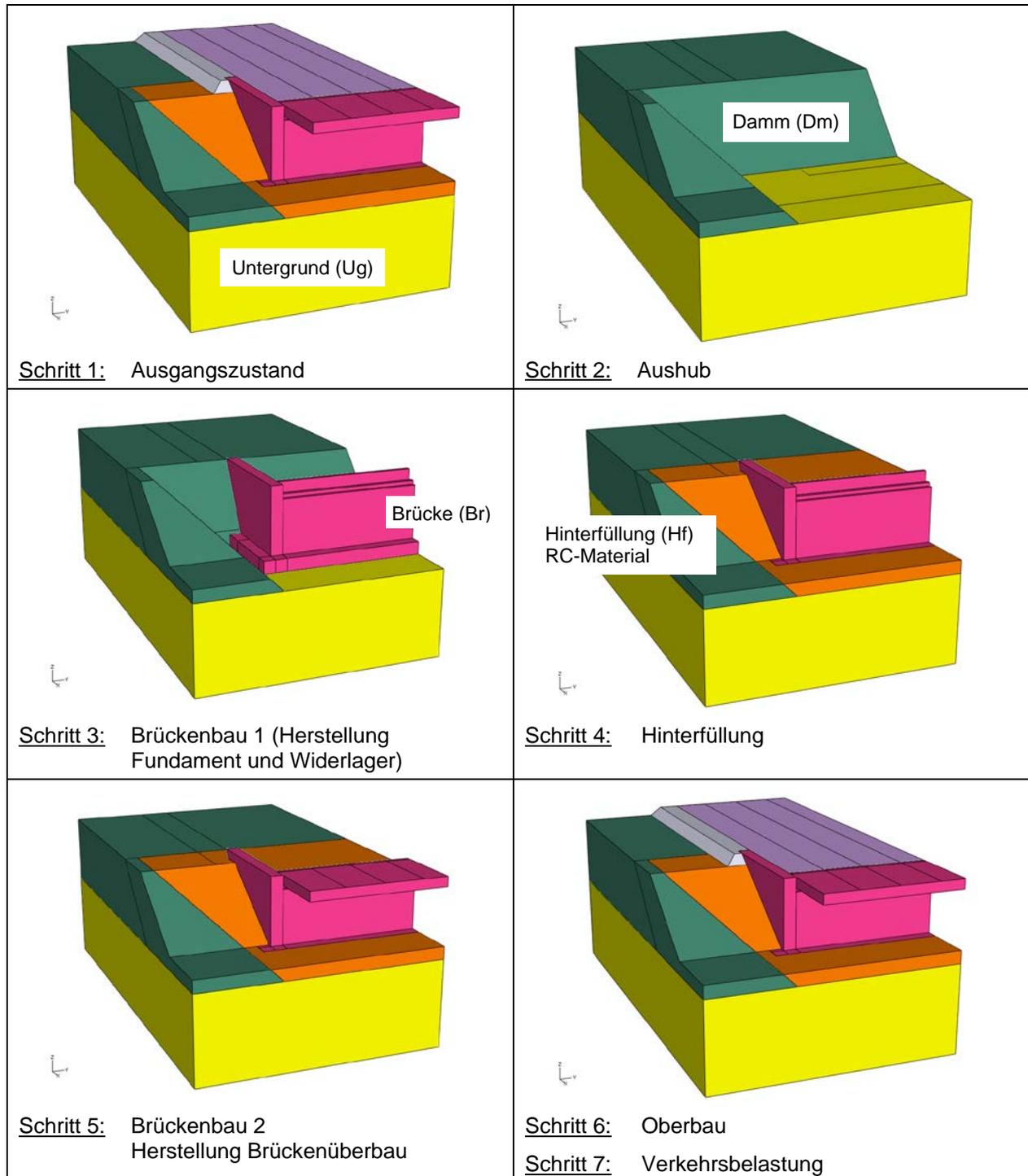
Plastische Verformungen an der Fahrbahnoberfläche durch Verkehrslast [m]



Erddruck am Widerlager

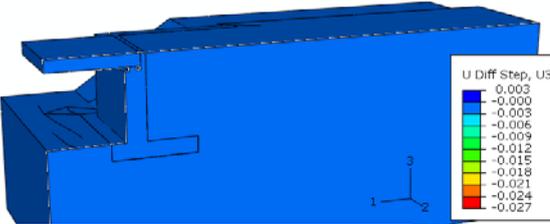
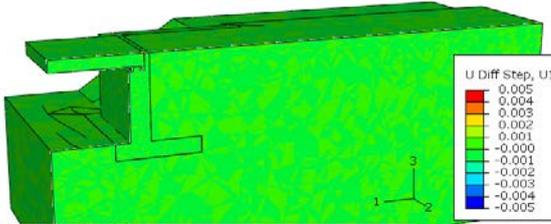
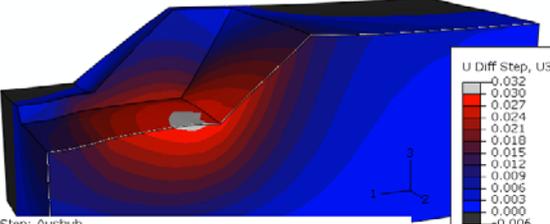
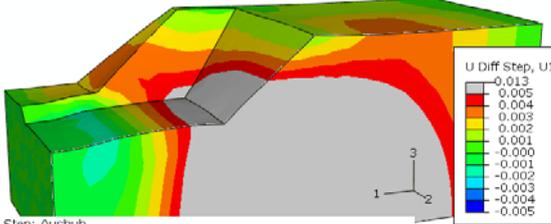
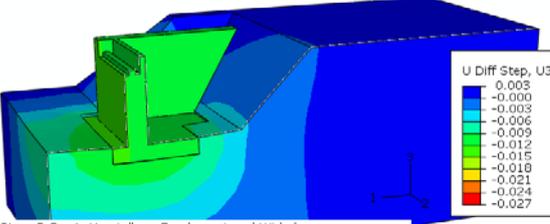
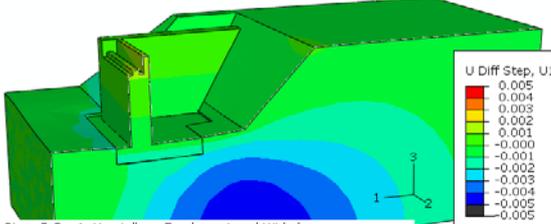
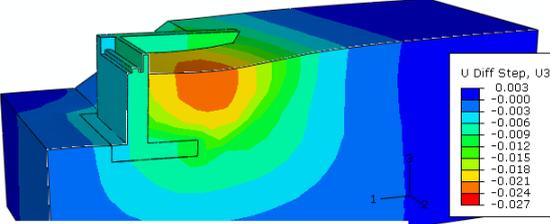
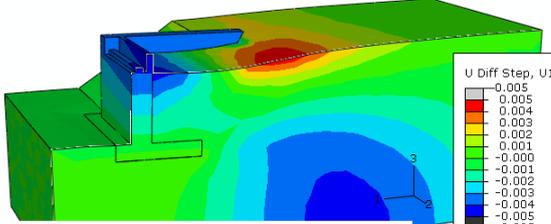
Bauwerk BW 37, 3D-Modell, HF 1, Berechnungsschritte

3D-FE-Modell mit Element- und Materialsets.



**BW 37, 3D-Modell, HF 1,
Verformungen in den einzelnen Berechnungsschritten (U Diff Step)**

Schnitt in Achse Fahrstreifen 1

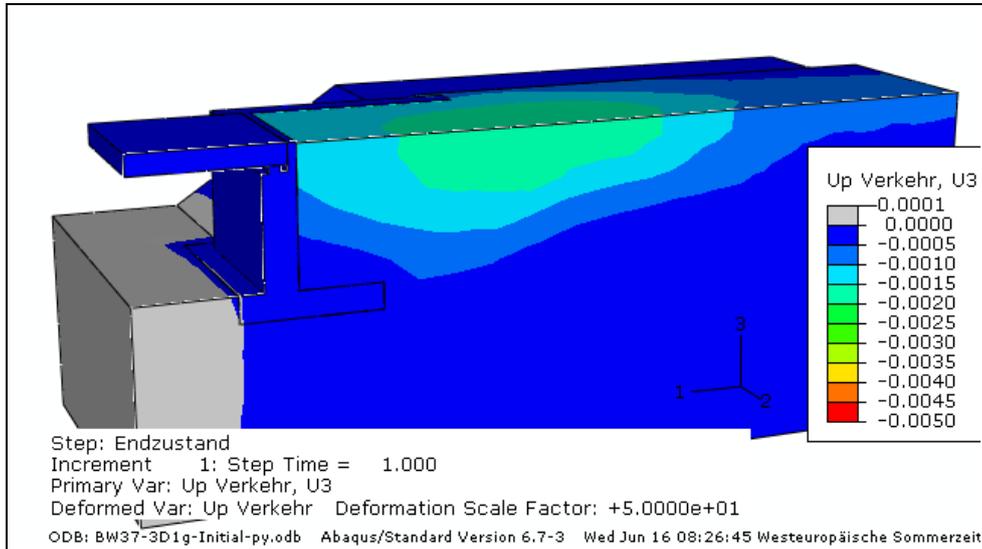
	Vertikalverschiebung U3 in m	Horizontalverschiebung U1 in m
Ausgangszustand	 <p>U Diff Step, U3 0.003 -0.000 -0.003 -0.006 -0.009 -0.012 -0.015 -0.018 -0.021 -0.024 -0.027</p> <p>Step: Ausgangszustand Increment 1: Step Time = 1.000 Primary Var: U Diff Step, U3 Deformed Var: U Diff Step Deformation Scale Factor: +5.000e+01 ODB: BW37-3D1g-Initial-py.odb Abaqus/Standard Version 6.7-1 Mon Mar 22 13:28:41 Westeuropäische Normalzeit 2010</p>	 <p>U Diff Step, U1 0.005 0.004 0.003 0.002 0.001 -0.000 -0.001 -0.002 -0.003 -0.004 -0.005</p> <p>Step: Ausgangszustand Increment 1: Step Time = 1.000 Primary Var: U Diff Step, U1 Deformed Var: U Diff Step Deformation Scale Factor: +5.000e+01 ODB: BW37-3D1g-Initial-py.odb Abaqus/Standard Version 6.7-1 Mon Mar 22 13:28:41 Westeuropäische Normalzeit 2010</p>
Aushub	 <p>U Diff Step, U3 -0.032 0.030 0.027 0.024 0.021 0.018 0.015 0.012 0.009 0.006 0.003 -0.000 -0.006</p> <p>Step: Aushub Increment 8: Step Time = 1.000 Primary Var: U Diff Step, U3 Deformed Var: U Diff Step Deformation Scale Factor: +5.000e+01 ODB: BW37-3D1g-Initial-py.odb Abaqus/Standard Version 6.7-1 Mon Mar 22 13:28:41 Westeuropäische Normalzeit 2010</p>	 <p>U Diff Step, U1 0.013 0.005 0.004 0.003 0.002 0.001 -0.000 -0.001 -0.002 -0.003 -0.004 -0.005</p> <p>Step: Aushub Increment 8: Step Time = 1.000 Primary Var: U Diff Step, U1 Deformed Var: U Diff Step Deformation Scale Factor: +5.000e+01 ODB: BW37-3D1g-Initial-py.odb Abaqus/Standard Version 6.7-1 Mon Mar 22 13:28:41 Westeuropäische Normalzeit 2010</p>
Brückenbau 1	 <p>U Diff Step, U3 0.003 -0.000 -0.003 -0.006 -0.009 -0.012 -0.015 -0.018 -0.021 -0.024 -0.027</p> <p>Step: BrBau1, Herstellung Fundament und Widerlager Increment 7: Step Time = 1.000 Primary Var: U Diff Step, U3 Deformed Var: U Diff Step Deformation Scale Factor: +5.000e+01 ODB: BW37-3D1g-Initial-py.odb Abaqus/Standard Version 6.7-1 Mon Mar 22 13:28:41 Westeuropäische Normalzeit 2010</p>	 <p>U Diff Step, U1 0.005 0.004 0.003 0.002 0.001 -0.000 -0.001 -0.002 -0.003 -0.004 -0.005</p> <p>Step: BrBau1, Herstellung Fundament und Widerlager Increment 7: Step Time = 1.000 Primary Var: U Diff Step, U1 Deformed Var: U Diff Step Deformation Scale Factor: +5.000e+01 ODB: BW37-3D1g-Initial-py.odb Abaqus/Standard Version 6.7-1 Mon Mar 22 13:28:41 Westeuropäische Normalzeit 2010</p>
Hinterfüllung	 <p>U Diff Step, U3 0.003 -0.000 -0.003 -0.006 -0.009 -0.012 -0.015 -0.018 -0.021 -0.024 -0.027</p> <p>Step: Hinterfuellung1, Hinterfuellung Increment 4: Step Time = 1.000 Primary Var: U Diff Step, U3 Deformed Var: U Diff Step Deformation Scale Factor: +5.000e+01 ODB: BW37-3D1g-Initial-py.odb Abaqus/Standard Version 6.7-3 Wed Jun 16 08:26:45 Westeuropäische Sommerzeit</p>	 <p>U Diff Step, U1 0.005 0.004 0.003 0.002 0.001 -0.000 -0.001 -0.002 -0.003 -0.004 -0.005</p> <p>Step: Hinterfuellung1, Hinterfuellung Increment 4: Step Time = 1.000 Primary Var: U Diff Step, U1 Deformed Var: U Diff Step Deformation Scale Factor: +5.000e+01 ODB: BW37-3D1g-Initial-py.odb Abaqus/Standard Version 6.7-3 Wed Jun 16 08:26:45 Westeuropäische Sommerzeit</p>

**BW 37, 3D-Modell, HF 1,
Verformungen in den einzelnen Berechnungsschritten (U Diff Step)**

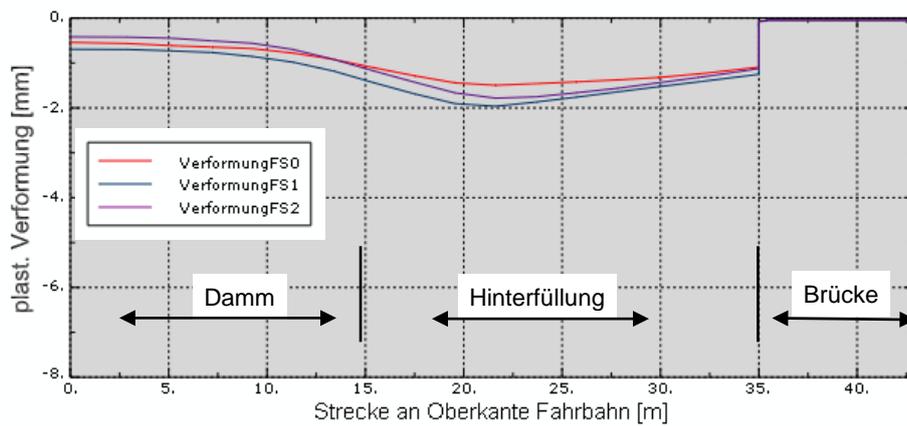
Schnitt in Achse Fahrstreifen 1

	Vertikalverschiebung U3 in m	Horizontalverschiebung U1 in m
Brückenbau 2	<p>U Diff Step, U3 0.003 -0.000 -0.003 -0.006 -0.009 -0.012 -0.015 -0.018 -0.021 -0.024 -0.027</p> <p>Step: BrBau2, Herstellung Brückenüberbau Increment 1: Step Time = 1.000 Primary Var: U Diff Step, U3 Deformed Var: U Diff Step Deformation Scale Factor: +5.000e+01 ODB: BW37-3D1d-Initial-py.odb Abaqus/Standard Version 6.7-1 Mon Mar 22 13:28:41 Westeuropäische Normalzeit 2010</p>	<p>U Diff Step, U1 0.005 0.004 0.003 0.002 0.001 -0.000 -0.001 -0.002 -0.003 -0.004 -0.005</p> <p>Step: BrBau2, Herstellung Brückenüberbau Increment 1: Step Time = 1.000 Primary Var: U Diff Step, U1 Deformed Var: U Diff Step Deformation Scale Factor: +5.000e+01 ODB: BW37-3D1d-Initial-py.odb Abaqus/Standard Version 6.7-1 Mon Mar 22 13:28:41 Westeuropäische Normalzeit 2010</p>
Oberbau	<p>U Diff Step, U3 0.003 -0.000 -0.003 -0.006 -0.009 -0.012 -0.015 -0.018 -0.021 -0.024 -0.027</p> <p>Step: Oberbau, Herstellung Oberbau Increment 1: Step Time = 1.000 Primary Var: U Diff Step, U3 Deformed Var: U Diff Step Deformation Scale Factor: +5.000e+01 ODB: BW37-3D1g-Initial-py.odb Abaqus/Standard Version 6.7-3 Wed Jun 16 08:26:45 Westeuropäische Sommerzeit</p>	<p>U Diff Step, U1 0.005 0.004 0.003 0.002 0.001 -0.000 -0.001 -0.002 -0.003 -0.004 -0.005</p> <p>Step: Oberbau, Herstellung Oberbau Increment 1: Step Time = 1.000 Primary Var: U Diff Step, U1 Deformed Var: U Diff Step Deformation Scale Factor: +5.000e+01 ODB: BW37-3D1g-Initial-py.odb Abaqus/Standard Version 6.7-3 Wed Jun 16 08:26:45 Westeuropäische Sommerzeit</p>
Verkehr	<p>U Diff Step, U3 0.003 -0.000 -0.003 -0.006 -0.009 -0.012 -0.015 -0.018 -0.021 -0.024 -0.027</p> <p>Step: Verkehr Increment 1: Step Time = 1.000 Primary Var: U Diff Step, U3 Deformed Var: U Diff Step Deformation Scale Factor: +5.000e+01 ODB: BW37-3D1g-Initial-py.odb Abaqus/Standard Version 6.7-3 Wed Jun 16 08:26:45 Westeuropäische Sommerzeit</p>	<p>U Diff Step, U1 0.005 0.004 0.003 0.002 0.001 -0.000 -0.001 -0.002 -0.003 -0.004 -0.005</p> <p>Step: Verkehr Increment 13: Step Time = 1.000 Primary Var: U Diff Step, U1 Deformed Var: U Diff Step Deformation Scale Factor: +5.000e+01 ODB: BW37-3D1d-Initial-py.odb Abaqus/Standard Version 6.7-1 Mon Mar 22 13:28:41 Westeuropäische Normalzeit 2010</p>

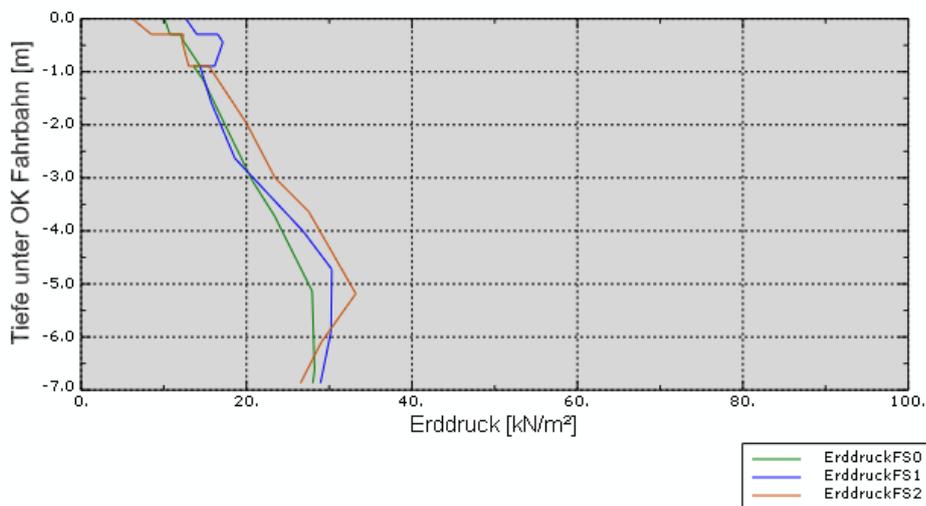
BW 37, 3D-Modell, HF 1



Plastische Verformungen durch Verkehrslast [m]



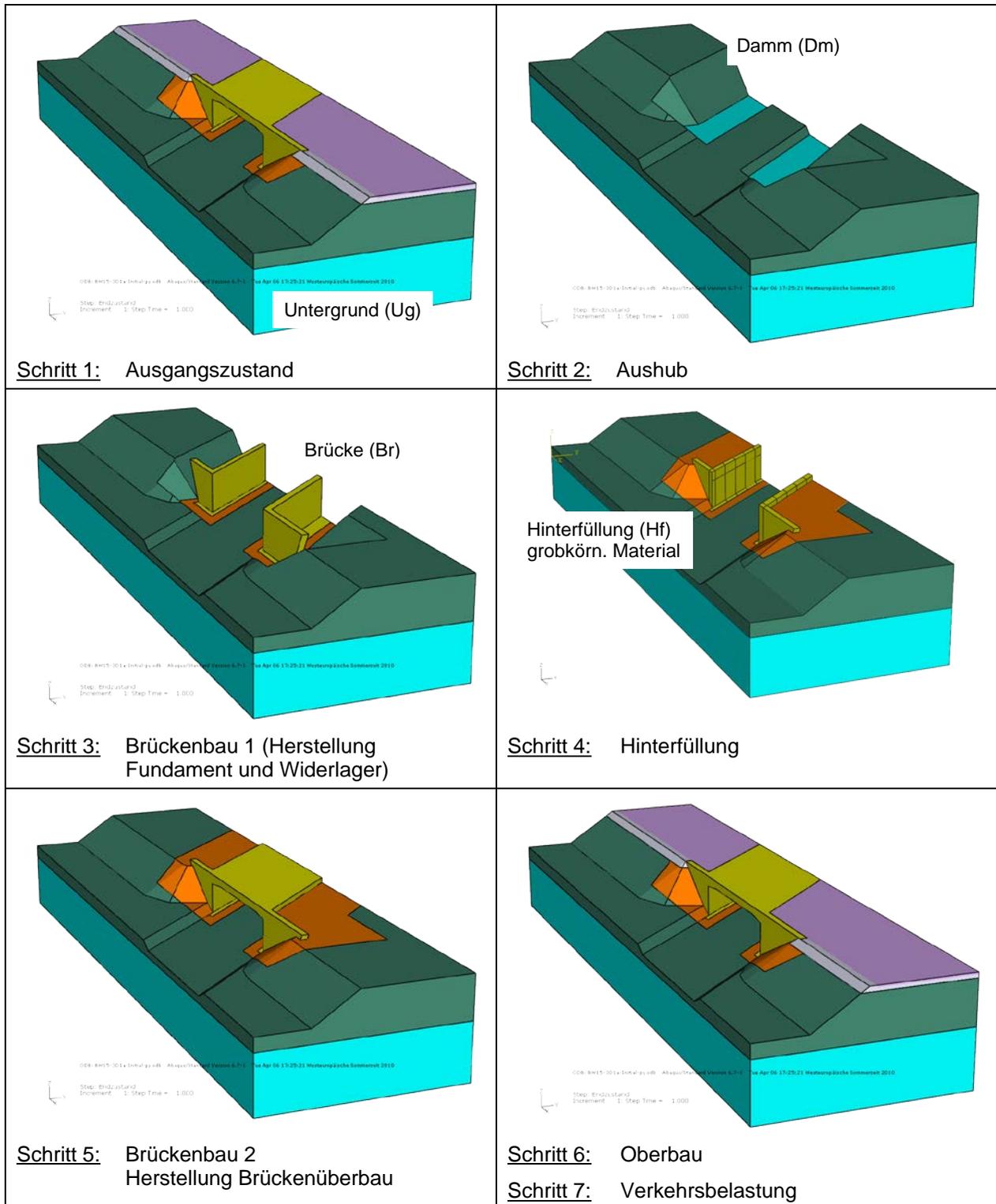
Plastische Verformungen an der Fahrbahnoberfläche durch Verkehrslast [m]



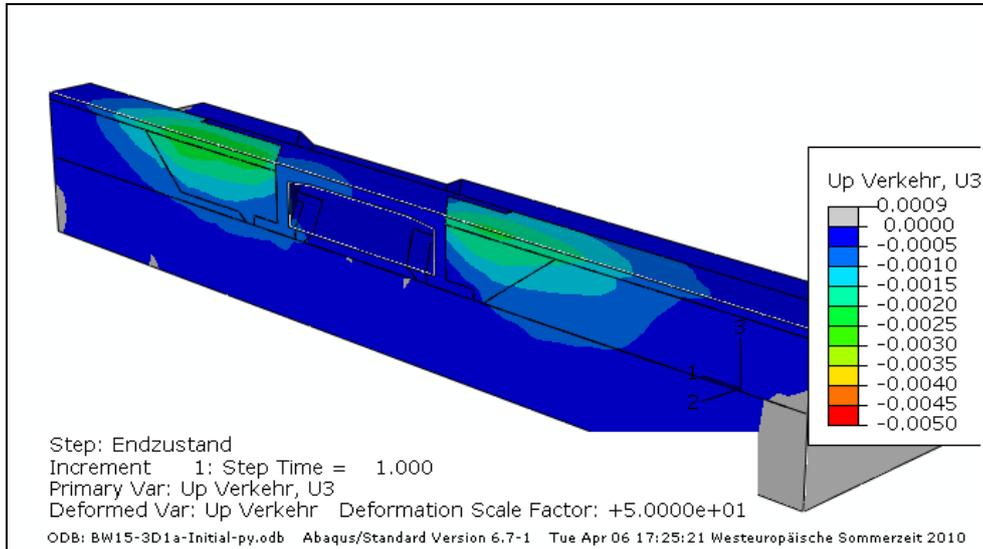
Erddruck am Widerlager

Bauwerk BW 15, 3D-Modell, Berechnungsschritte

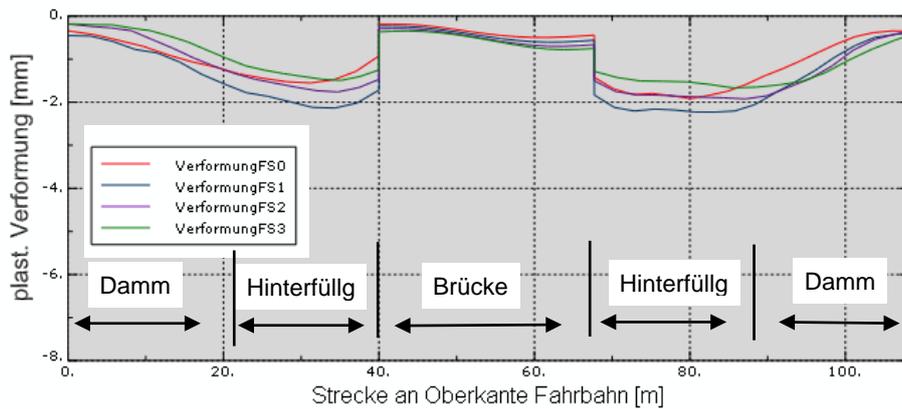
3D-FE-Modell mit Element- und Materialsets.



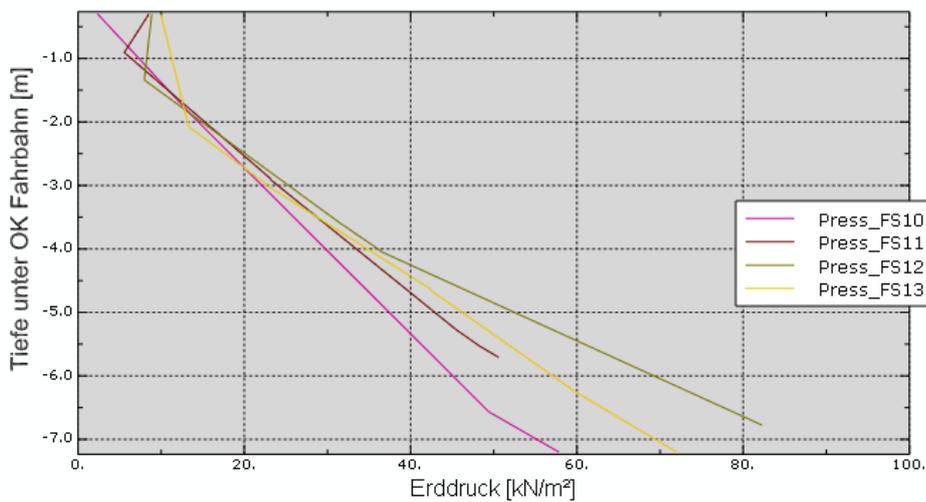
BW 15, 3D-Modell, HF 1



Plastische Verformungen durch Verkehrslast [m]



Plastische Verformungen an der Fahrbahnoberfläche durch Verkehrslast [m]



Erddruck am Widerlager

