



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

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

Bundesamt für Strassen
Office fédéral des routes
Ufficio federale delle Strade

Feldversuch mit verschiedenen Pflästerungen und Plattendecken

Essai in situ avec des pavages et dallages différents

Field-test with different cobblestone paving and block paving

FPN Fachberatungsbüro für Pflästerungen und Natursteinbeläge
Dipl. Ing. FH Erich Lanicca

EMPA Dübendorf
Prof. Dr. Manfred N. Partl

ETHZ IGT
Dr. Markus Caprez

**Forschungsprojekt VSS 2008/503 auf Antrag des
Schweizerischen Verbands der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)**

August 2014

1477

Der Inhalt dieses Berichtes verpflichtet nur den (die) vom Bundesamt für Strassen unterstützten Autor(en). Dies gilt nicht für das Formular 3 "Projektabschluss", welches die Meinung der Begleitkommission darstellt und deshalb nur diese verpflichtet.

Bezug: Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)

Le contenu de ce rapport n'engage que les auteurs ayant obtenu l'appui de l'Office fédéral des routes. Cela ne s'applique pas au formulaire 3 « Clôture du projet », qui représente l'avis de la commission de suivi et qui n'engage que cette dernière.

Diffusion : Association suisse des professionnels de la route et des transports (VSS)

La responsabilità per il contenuto di questo rapporto spetta unicamente agli autori sostenuti dall'Ufficio federale delle strade. Tale indicazione non si applica al modulo 3 "conclusione del progetto", che esprime l'opinione della commissione d'accompagnamento e di cui risponde solo quest'ultima.

Ordinazione: Associazione svizzera dei professionisti della strada e dei trasporti (VSS)

The content of this report engages only the author(s) supported by the Federal Roads Office. This does not apply to Form 3 'Project Conclusion' which presents the view of the monitoring committee.

Distribution: Swiss Association of Road and Transportation Experts (VSS)



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

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

Bundesamt für Strassen
Office fédéral des routes
Ufficio federale delle Strade

Feldversuch mit verschiedenen Pflästerungen und Plattendecken

Essai in situ avec des pavages et dallages différents

**Field-test with different cobblestone paving and block
paving**

**FPN Fachberatungsbüro für Pflästerungen und Natursteinbeläge
Dipl. Ing. FH Erich Lanicca**

**EMPA Dübendorf
Prof. Dr. Manfred N. Partl**

**ETHZ IGT
Dr. Markus Caprez**

**Forschungsprojekt VSS 2008/503 auf Antrag des
Schweizerischen Verbands der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)**

Impressum

Forschungsstelle und Projektteam

Projektleitung

Dipl. Ing FH Erich Lanicca

Mitglieder

Prof. Dr. Manfred N. Partl

Dr. Markus Caprez

Federführende Fachkommission

Fachkommission 5: Bau- und Geotechnik

Begleitkommission

Präsident

Ueli Stalder

Mitglieder

Urs Dahinden

Werner Eichenberger

Jürg Kübler

Gerd Müller

Stefano Bradanini

Andreas Flück

Jürg Aerne

Viktor Pensa

KO-Finanzierung des Forschungsprojekts

GUBER Natursteine AG, CH – 6055 Alpnach

Truffer AG, Natursteinwerk, CH-7132 Vals/GR

HEK Stein AG, CH- 4333 Münchwilen/AG

CREABETON BAUSTOFF AG, 6621 Rickenbach LU

ACOSIM AG, 8808 Pfäffikon SZ

Wopfinger Baustoffindustrie GmbH, A - 2754 Waldegg

quick-mix Kruft, D - 56642 Kruft

Antragsteller

Schweizerischer Verband der Strassen -und Verkehrsfachleute (VSS)

Bezugsquelle

Das Dokument kann kostenlos von <http://www.mobilityplatform.ch> heruntergeladen werden.

Inhaltsverzeichnis

Impressum	4
Zusammenfassung	7
Résumé	11
Summary	15
1 Allgemeine Feststellungen beim Forschungsprojekt	18
1.1 Prüffelder in der Zufahrtsstrasse	18
1.2 Prüffelder, die mit der MLS 10 Überrollungsmaschine überrollt wurden	18
1.2.1 MLS Feld 1	18
1.2.2 MLS Feld 3	19
1.2.3 MLS Feld 4	19
1.2.4 MLS Feld 8	19
1.2.5 MLS Feld 9	19
1.2.6 Fazit:.....	19
1.3 Allgemeine Erkenntnisse anhand der Temperaturmessungen	20
2 Welcher Aufbau von Pflaster- und Plattendecken ist bis zu welcher Verkehrsbelastung geeignet?	21
2.1 Ungebundene Bauweise Felder 1 – 4	21
2.1.1 Dynamische Verformungsmessungen Feld 1	22
2.1.2 Dynamische Verformungsmessungen Feld 3	23
2.1.3 Dynamische Verformungsmessungen Feld 4	24
2.1.4 Feld 1	25
2.1.5 Feld 2	26
2.1.6 Feld 3	27
2.1.7 Feld 4	28
2.2 Gebundene Bauweise Felder 5 – 12	30
2.2.1 Feld 5	30
2.2.2 Feld 6.1	31
2.2.3 Feld 6.2	31
2.2.4 Feld 7	31
2.2.5 Feld 8.1.1	31
2.2.6 Feld 8.1.2	32
2.2.7 Feld 8.2.1	32
2.2.8 Feld 8.2.2	33
2.2.9 Feld 9	34
2.2.10 Feld 10	35
2.2.11 Feld 11	35
2.2.12 Feld 12	36
3 Funktionieren langfristig ungebundene Pflästerungen ohne zusätzliche untere Entwässerungsmassnahmen auf Kies- bzw. Schottertragschichten?	37
4 Gibt es in der ungebundenen Bauweise zwischen Reihenpflästerung und Bogenpflästerungen einen Tragfähigkeitsunterschied?	38
5 Bis zu welcher Verkehrsbelastung können in der ungebundenen Bauweise Platten, insbesondere grossformatige Platten, versetzt werden?	39
6 Wie wichtig ist das Nachsandten bei einer ungebundenen Bauweise und kann der Fugenverschluss mit geringen Unterhaltskosten ausgeführt werden und wie?	40

7	Gibt es einen Tragfähigkeitsunterschied zwischen Drainbeton- und Drainasphalttragschichten in der ungebundenen oder gebundenen Bauweise?	46
8	Bis zu welcher Belastung können sogenannte weiche Fugenmörtel unter 20 N/mm ² Druckfestigkeit eingesetzt werden?	47
9	Gibt es einen Tragfähigkeitsunterschied zwischen Drainmörtel von Handelsprodukten und Monokornbeton?	48
10	Bis zu welcher Verkehrsbelastung können in gebundener Bauweise 8/11 er Pflastersteine versetzt werden?	51
11	Bis zu welcher Verkehrsbelastung können in gebundener Bauweise welche Plattenformate versetzt eingesetzt werden?.....	52
12	Ist in der gebundenen Bauweise ein Unterschied zwischen versetzten Fugen und Kreuzfugen festzustellen?	53
13	Welche Art von Bewegungsfugen ist für Verkehrsbelastungen geeignet?.....	54
13.1	Bewegungsfuge 1	54
13.2	Bewegungsfuge 2	54
13.3	Bewegungsfuge 3	54
13.4	Bewegungsfuge 4	55
13.5	Bewegungsfuge 5	55
13.6	Bewegungsfuge 6	56
13.7	Bewegungsfuge 7	56
14	Wie müssen Abschlüsse mit ihren Fundamenten ausgebildet werden, damit sie als Widerlager zu flexiblen Flächenbefestigungen standhalten?	57
15	Bringt die MLS 10 Überrollungsmaschine ähnliche Ergebnisse wie die Verkehrsbelastung in der Praxis?.....	60
	Anhänge.....	61
	Glossar.....	151
	Literaturverzeichnis.....	152
	Projektabschluss	153
	Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen	156

Zusammenfassung

Das Forschungsprojekt hat sowohl neue Erkenntnisse gebracht als auch Erkenntnisse von vorherigen Projekten bestätigt. Zudem wurde festgestellt, dass tendenziell Parallelitäten bei den Ergebnissen zwischen den Prüffeldern, die von LKW überrollt wurden, und den Prüffeldern, welche von der MLS 10 Überrollungsmaschine befahren wurden, bestehen. Der naheliegende grosse Vorteil der MLS 10 Überrollungsmaschine ist, dass innerhalb kurzer Zeit eine Vielzahl von Überrollungen durchgeführt werden können die in der Praxis Jahre dauern.

Da sämtliche Felder qualitativ hochwertig erstellt wurden, wie dies in der Schweiz generell üblich ist, reichte der Kredit nicht für die ausreichende Anzahl an Überrollungen mit der MLS 10 Überrollungsmaschine aus, um sämtliche Felder bis zur Zerstörung zu belasten.

Obwohl die Versuchsfelder in einer Recycling Anlage täglich von über 100 LKW überrollt wurden, war die Gesamtbelastung von 800'000 Tonnen = TF_{20} 9 nicht sehr hoch. Dies hängt unter anderem auch damit zusammen, dass in der Schweiz die LKW eine Achslast von 8 Tonnen und nicht von 10 Tonnen haben, wie dies im Übrigen europäischen Raum der Fall ist. Umso wichtiger ist der Vergleich mit den Versuchsfeldern, die von der MLS 10 Überrollungsmaschine überrollt wurden.

Wasserdurchlässige gebundene Tragschicht

Zwischen Drainbeton- und Drainasphalttragschichten als wasserdurchlässige gebundene Tragschicht gibt es in der ungebundenen Bauweise keine Tragfähigkeitsunterschiede, weil bei der ungebundenen Bauweise das Bettungsmaterial am instabilsten ist. Bei der gebundenen Bauweise, vor allem bei Monokornbeton als Bettungsmaterial, wird der Tragfähigkeitsunterschied sichtbar, weil Drainasphalt eine flexible und Drainbeton eine starre Masse ist. Der Tragfähigkeitsunterschied kann jedoch reduziert werden, wenn für den Drainasphalt ein härteres Bindemittel verwendet wird.

Bei der ungebundenen Bauweise zeigt sich, dass die Felder ohne Drainbetontragschicht schneller versagen und grössere Verformungen bekommen. Die Verformungen entstehen durch Wasser, das die Scherkräfte im Fugen-, Bettungs- und Tragschichtmaterial mindert.

Tragfähigkeit von Segmentbogen- und Reihenpflaster

Die bessere Tragfähigkeit eines Segmentbogenpflasters kommt hauptsächlich bei nasser Witterung zum Ausdruck, wenn sich im Bettungsmaterial die Scherkräfte verringern und an Stabilität verlieren. In dem Zustand können die länglichen Steinformate beim Reihenpflaster mit geringerem Kraftaufwand bewegt werden, was dann wiederum zu vermehrter Kornzertrümmerung/ Kornzermahlung führt. Dies vor allem, wenn die Fugen- und Bettungsmaterialien einen zu hohen Schlagzertrümmerungswert haben. Ein Wasserstau in der Bettung wird noch beschleunigt, wenn Kalk von Kalkstein- oder Recyclingmaterialien freigesetzt wird. Dadurch entsteht in der Bettung eine Verfestigung und das Bettungsmaterial wird hart wie ein Mörtel.

Beim Überrollen wird in die Fugen Wasser gepresst und mit der Sogwirkung hinter den Reifen das Fugenmaterial ausgesaugt, was zu Fugenvertiefungen führt, so dass die Steine einfacher bewegt werden können. Dies führt zu Verformungen und zu Kornzermahlung bzw. Kornzertrümmerung und letztendlich zu einer ungenügenden Wasserdurchlässigkeit, die zum Versagen der Pflästerung führt. Diesbezüglich wurde deutlich, dass Drainbetontragschichten unter ungebundenen Pflästerungen und Plattendecken vorteilhaft sind, weil sie das Langzeitverhalten positiv unterstützen. Ein weiterer Faktor, um die Flächen lange funktionsfähig zu halten ist das Nachsanden, das nie vernachlässigt werden darf, weil durch vertiefte Fugen die Steinbewegungen beim Überrollen erhöht werden.

Splitt als Bettungs- und Fugenmaterial

Ein Splitt als Bettungs- und Fugenmaterial hat sich bewährt. Im Zusammenhang mit einer Drainbetontragschicht kann mit diesem Schichtaufbau auf ein Vlies verzichtet werden. Mit einem Drainbeton ohne Feinteile 0 – 2 mm entsteht zum Splitt als Bettungsmaterial ein hoher Reibungskoeffizient, ähnlich wie bei bruchrauen Pflastersteinen, der die Horizontalkräfte der Walkwirkung aufnehmen kann.

Isolierende Wirkung von Drainbeton und Drainesphalt

Die isolierende Wirkung von Drainbeton und Monokornbeton ist bei den Messungen bei diesem Forschungsprojekt deutlich sichtbar geworden und wird in den Normen für Pflästerungen (SN 640480) und Plattendecken (SN 640482) bei der Berechnung der Frosttiefe korrekterweise berücksichtigt. Das heisst, durch die isolierende Wirkung dieser hohlraumreichen Schichten können die Frosttiefen reduziert werden, ohne dass dadurch Frostschäden entstehen. Zudem zeigt sich, dass die ungebundene Bauweise weniger aufgewärmt wird, was in innerstädtischen Bereichen zu besseren klimatischen Verhältnissen führt.

Ungebundenen Plattendecken

In Anbetracht der Ergebnisse mit den ungebundenen Plattendecken, sollte die SN 640 842, Plattendecken, Tabelle 4, ungebundene Bauweise, mit den angegebenen Plattengrössen und der Verkehrslastklasse T1 belassen werden. Würden grössere bzw. längliche Plattenformate in der Norm zugelassen, dann würde das Risiko für Schäden und Unfallgefahr, infolge Absätze zwischen zwei Platten, steigen.

Verarbeitung von Monokornbeton als Bettungsmaterial

In der gebundenen Bauweise mit Monokornbeton als Bettungsmaterial tritt bei warmen Jahreszeiten durch die Intensität der Sonneneinstrahlung die Situation ein, dass der Monokornbeton im vorderen auslaufenden Dreieck zu schnell austrocknet und somit nicht die erforderliche Festigkeit erreicht. Dies vor allem, wenn keine Beschattungsmassnahmen erfolgen. Wird vor dem Aufbringen des frischen Monokornbetons dieser erhärtete Monokornbeton nicht entfernt, sowie auch allfällige lose Körner, dann entsteht in diesem Bereich nur eine geringe Bindung und nicht die erforderliche Festigkeit, die ein Monokornbeton haben muss. Dies wurde beim Entnehmen von Bohrkernen durch lose Körner erkennbar. Das bedeutet, dass bei hochbelasteten Flächen exakt gearbeitet werden muss, und zwingend Beschattungsmassnahmen erforderlich sind, damit langfristig Schäden vermieden werden können.

Fugenmörtel mit einer Druckfestigkeit von 15 N/mm²

Rein theoretisch können weiche Fugenmörtel mit einer Druckfestigkeit von 15 N/mm² bis zur Verkehrslast TF₂₀ 300 ausgeführt werden. Dies ist jedoch für so eine intensive tägliche Schwerverkehrsbelastung nicht sinnvoll, weil bei weicheren Fugenmörteln Tragfähigkeitsprobleme schneller sichtbar werden und solche können in der Praxis nie hundert-prozentig ausgeschlossen werden. Bei grösseren Platzflächen mit geringer Schwerverkehrsbelastung, wie z.B. Markt- oder Dorfplätze ohne Busverkehr und einer Verkehrsbelastung bis TF₂₀ 30, können weiche Fugenmörtel sinnvoll sein. Vor allem bei Plattendecken mit geringem Fugenanteil sind die weicheren Fugenmörteln vorteilhaft. Mit weicheren Fugenmörteln entstehen weniger Risse infolge Temperaturrückgangs. Dies ist ein Vorteil, weil jeder Riss im System ein Schwachpunkt ist. Durch einen Riss wird die Homogenität in der Fläche gemindert. Zudem sind die Steine im Rissbereich nur noch von 3 Seiten fest fixiert und können sich durch Belastung einfacher lösen.

Platten mit länglichen Formaten in der gebundenen Bauweise

Bei diesem Forschungsprojekt kam auch zum Ausdruck, dass in der gebundenen Bauweise mit Schwerverkehrsbelastung Platten mit länglichen Formaten, mit einem

Verhältnis Breite zur Länge $\geq 1 : 2$, verwendet werden können. Dies ist für die Gestaltung mit Natursteindecken ein interessanter Aspekt, der bei städtebaulichen Massnahmen vielfältigere Gestaltungen zulässt. Dabei muss berücksichtigt werden, dass bei einem Plattenmuster im Verband das Risiko, dass ein Spannungsriss durch einen Stein verläuft, zunimmt, je länger die Platten sind. Dieses Risiko kann reduziert werden, wenn die Platten auf Kreuzfugen verlegt werden.

Unvermeidliche Risse infolge thermischer Spannungen

Zu Rissbildung infolge thermischer Bewegungen muss generell Folgendes bekannt sein: Je grösser das Plattenformat, je schmaler die Fugen, je intensiver die Sonneneinstrahlung, je wärmer die Ausführungstemperatur, je dunkler die Platten, desto mehr unvermeidliche Spannungsrisse infolge Temperaturrückgangs entstehen. Zudem wird die Rissbildung durch unterschiedliche Steinfarben und thermische Eigenschaften der Steine unterstützt. Jeder Riss ist ein Schwachpunkt, vor allem in intensiv belasteten Flächen verursacht dies erhöht Wartungskosten für die Erhaltung der Fläche.

Unterschied zwischen Monokorbeton und Drainmörtel

Zwischen Monokorbeton und Drainmörtel als Handelsprodukt gibt es den Unterschied, dass Monokorbeton keine Feinteile 0 – 2,0 mm enthält. Je mehr Feinteile 0 – 2,0 mm ein Drainmörtel enthält, desto kritischer ist der Drainmörtel. Die Hersteller benötigen die Feinteile, damit sich das Material im Silo nicht entmischt. In der Weiterverarbeitung werden die Feinteile im Drainmörtel nicht benötigt. Sie sind für den Verarbeiter viel mehr ein unkontrollierbares Risiko. Durch die Feinteile kann der Drainmörtel unterschiedlich verdichtet werden. Wenn beim Verlegen ein Stein auf der richtigen Höhe ist, dann schlägt kein Versetzter mehr auf den Stein, nur damit der Mörtel besser verdichtet wird. Durch die Feinteile im Drainmörtel bekommt dieser eine unterschiedliche Festigkeit und auch ein unterschiedliches Drainverhalten bzw. kapillares Saugverhalten. Die Drainfähigkeit ist in der Regel in der gebundenen Bauweise weniger entscheidend, weil nur wenig Feuchtigkeit in die Bettung und die Tragschicht gelangt. Durch das kapillare Saugverhalten kann bei Frost eine Selbstzerstörung des Mörtels entstehen.

Bewegungsfugen mit Schwerverkehr

In Flächen mit Schwerverkehr haben sich Bewegungsfugen bewährt, die im unteren Fugenbereich einen Stützkörper haben. Welche Festigkeit der Stützkörper haben muss, konnte noch nicht eruiert werden. Es zeigt sich jedoch, dass Hartpressgummistreifen oder Streifen aus vulkanisiertem Neukautschuk-Recycling-Material geeignet sind. Bewegungsfugen müssen bei jedem Objekt speziell beurteilt und geplant werden, damit thermische Spannungsrisse minimiert werden können.

Widerlagerstein

Gebundene Pflästerungen und Plattendecken benötigen zu flexiblen Asphalt- und ungebundenen Decken einen Widerlagerstein, damit sie fest fixiert sind und im Anschlussbereich durch Verkehrsbelastung nicht zerstört werden. Die Widerlagersteine müssen in Drain- oder Monokorbeton ohne Feinanteil 0 - 2,0 mm versetzt werden. Das Verhältnis Breite zur Länge sollte $\leq 1 : 3$ sein. Vorteilhaft sind Steine mit einer Breite von 15 – 20 cm, da diese Steine im Zusammenhang mit dem Eigengewicht besser fixiert werden können.

Résumé

Le projet de recherche n'a pas seulement apporté de nouveaux renseignements mais a également confirmé des renseignements de projets précédents. En plus, on a constaté qu'il y avait une similitude entre les résultats des sites d'essai testés avec des camions et ceux testés par la machine MLS 10. Le grand avantage de la machine MLS 10 est, que dans un laps de temps très court, on peut exécuter un grand nombre de passages, ce qui dans la pratique prend des années.

Comme tous les sites d'essai ont été construits dans une qualité élevée, ce qu'en Suisse est généralement le cas, le crédit à disposition ne suffit pas à effectuer un nombre suffisant de passages avec la machine MLS 10 pour solliciter tous les sites jusqu'à leur destruction.

Même si les sites d'essai, disposés dans une installation de recyclage, étaient passés par plus de 100 camions par jour, la charge totale de 800'000 tonnes = $TF_{20} 9$ n'était pas très élevée. Ceci est, entre autres, en rapport avec le fait qu'en Suisse la charge d'un essieu de camion est de 8 tonnes et non pas de 10 tonnes, comme c'est le cas dans le reste de l'espace Européen. La comparaison avec les sites d'essai testés par la machine MLS 10 est d'autant plus importante.

Couche de support perméable

Contrairement aux couches de support liées perméables en béton drainant et celles en asphalte drainant, dans la méthode de construction non liée il n'y a pas de différence de portance, parce que dans cette méthode c'est le matériau du lit de pose qui est l'élément le plus instable. Dans la méthode de construction liée, en particulier pour le béton monogranulaire comme matériau de lit de pose, la différence de portance devient évidente, parce que l'asphalte drainant est une masse flexible et le béton drainant une masse rigide. La différence de portance peut néanmoins être diminuée en choisissant un liant plus dur pour l'asphalte drainant.

Lors de la méthode de construction non liée il apparaît que la ruine des champs sans couche de béton drainant apparaît plus rapidement et que les déformations sont plus marquées. Les déformations sont provoquées par l'eau qui diminue la résistance au cisaillement du matériau d'obturation pour joints, du lit de pose et de la couche de support.

Portance de pavages en arc ou en rangées

La portance supérieure du pavage en arc se manifeste essentiellement lors de temps pluvieux, quand les forces de cisaillement diminuent et perdent leur stabilité dans le matériau de lit de pose. Dans cet état les pierres de format oblong du pavage droit peuvent être bougées avec moins d'effort, ce qui à son tour provoque une destruction accrue des grains du matériau d'obturation pour joints. Ceci essentiellement quand les matériaux des joints et du lit de pose ont une valeur de destruction par impact trop élevée. La retenue d'eau dans le matériau de lit de pose s'accélère si du calcaire venant de matériaux calcaires ou de recyclage sont libérés. Dans ces cas a lieu une consolidation du matériau de lit de pose qui devient dur comme du mortier.

Lors du passage de roues de l'eau est injectée dans les joints et aspirée par l'effet de succion derrière les pneus, ce qui creuse les joints et favorise ainsi l'instabilité des pavés. Ceci amène des déformations et la destruction des grains du matériau d'obturation pour joints et finalement à une perméabilité insuffisante qui conduit à la destruction du pavage. A ce sujet il apparaissait que les couches de fondation en béton drainant sous un pavage ou un dallage non lié sont favorables parce qu'elles influencent positivement le comportement à long terme. Un autre facteur pour maintenir ces surfaces opérationnelles longtemps est l'ajout périodique de sable dans les joints, ce qui ne devrait jamais être

négligé, parce que les joints creux favorisent les mouvements des pierres lors des passages de roues.

Gravillon comme matériau de lit de pose et d'obturation pour joints

Le gravillon comme matériau de lit de pose et d'obturation pour joints s'est confirmé. Avec une couche de fondation en béton drainant un géotextile n'est pas nécessaire avec cette composition des couches. Avec un béton drainant sans fines 0 – 2 mm on obtient un matériau de lit de pose avec un coefficient de rugosité élevé, tel qu'avec les pavés bruts, qui peut supporter les efforts horizontaux de l'effet de foulage.

Effet isolant du béton drainant et de l'asphalte drainant

L'effet isolant du béton drainant et du béton monogranulaire s'est manifesté clairement lors des mesures dans ce projet de recherche et sera pris en considération dans les normes pour pavages (SN 640 480) et dallages (SN 640 482) pour le calcul de la profondeur du gel. Cela signifie que par l'effet isolant de ces couches riches en vides les profondeurs de gel peuvent être réduites sans risquer des dommages dus au gel. En plus il s'est avéré que la méthode de construction non liée se réchauffe moins, ce qui améliore les conditions climatiques à l'intérieur des villes.

Dallages non liés

Considérant les résultats avec les dallages non liés, la norme SN 640 482 dallages, tableau 4, méthode de construction non liée, ne devrait pas être modifiée en ce qui concerne les dimensions des dalles et la classe de trafic T1. Si des dimensions plus grandes respectivement des dalles allongées seraient admises par la norme, le risque de dommages et accidents augmenterait à cause de la formation de gradins (décalages entre dalles).

Mise en place de béton monogranulaire comme matériau de lit de pose

Dans la méthode de construction liée avec du béton monogranulaire comme matériau de lit de pose, on observe, lors de rayonnement solaire dans les saisons chaudes, le phénomène, que le béton monogranulaire sèche trop vite à son bord avant fuyant, et n'atteint de ce fait pas la résistance exigée. Ceci surtout si aucune mesure d'ombrage n'est prise. Si avant la mise en place du béton monogranulaire frais ce béton séché ainsi que les éventuels grains détachés ne sont pas enlevés, on obtient dans ce secteur seulement un léger collage des grains et non pas la résistance exigée qu'un béton monogranulaire devrait atteindre. Le prélèvement de carottes à travers des grains détachés l'a démontré. Ceci signifie, que pour les surfaces fortement sollicitées, il faut travailler soigneusement et des mesures d'ombrage sont nécessaires, afin d'éviter des dommages à long terme.

Mortier d'obturation des joints avec une résistance à la compression de 15 N/mm²

Théoriquement, des mortiers d'obturation de joints tendres, avec une résistance à la compression de 15 N/mm², peuvent être exécutés jusqu'à une charge de trafic TF₂₀ 300. Mais ce n'est pas judicieux pour des sollicitations par du trafic lourd journalier aussi élevée, parce que lors de l'utilisation de mortiers plus tendres les problèmes de portance deviennent visibles plus vite même que ceux-ci ne peuvent jamais être exclus à 100%. Pour des places plus grandes et des sollicitations par du trafic lourd moindres, comme p. ex. places de marché ou de villages sans trafic de bus, avec une charge de trafic jusqu'à TF₂₀ 30 des mortiers tendres peuvent être raisonnables. Surtout pour les dallages avec une faible proportion de joints, les mortiers tendres sont avantageux. Dans les mortiers tendres apparaissent moins de fissures lors de la diminution de la température. Ceci est un avantage parce que chaque fissure est un point faible pour le système. Par une fissure, l'homogénéité d'une surface est diminuée. En plus, les pierres près des fissures ne sont tenues que sur 3 cotés et peuvent se détacher plus facilement lors de sollicitations.

Dalles de format allongé dans la méthode de construction liée

Ce projet de recherche a aussi démontré que dans la méthode de construction liée avec charge de trafic lourd des dalles de format allongé, avec un rapport largeur : longueur $\geq 1 : 2$, peuvent être utilisées. Ceci est un aspect intéressant pour la conception de dallages en pierre naturelle qui, pour des mesures de construction citadines laisse une multitude de possibilités de design. Il faut néanmoins être conscient que pour un dallage assemblé il subsiste le risque qu'une fissure traverse une dalle et augmente, plus les dalles sont longues. Ce risque peut être diminué, si les dalles sont posées avec des joints croisés.

Fissures inévitables dues à des tensions thermiques

Concernant l'apparition de fissures dues à des tensions thermiques on doit en général savoir que : plus le format des dalles est grand, plus les joints sont étroits, plus l'irradiation solaire est intensive, plus la température lors de l'exécution est élevée et plus les dalles sont foncées, plus souvent apparaissent de fissures de tension, dues à une diminution de température. En plus, la formation de fissures est favorisée par des couleurs différentes des pierres et les caractéristiques thermiques des dalles. Chaque fissure est un point faible et occasionne, dans des surfaces fortement sollicitées, des frais d'entretien plus élevés pour les maintenir en état.

Différence entre le béton monogranulaire et le mortier drainant

La différence entre le béton monogranulaire et le mortier drainant comme produit du marché est, que le premier ne contient pas de fines 0 – 2.0 mm. Plus le mortier drainant contient de fines plus il devient critique. Les fabricants utilisent les fines pour empêcher la ségrégation dans les silos. Pour la suite de l'utilisation les fines dans le béton drainant ne sont plus utilisées. Elles représentent pour l'utilisateur plutôt un risque incontrôlable. A cause des fines, le mortier drainant peut atteindre des compacités différentes. Quand, lors de la pose une pierre est à la bonne hauteur, aucun poseur ne tape plus sur la pierre, juste pour augmenter le compactage du mortier. Les fines dans le mortier drainant font que la résistance varie et que les propriétés drainantes, respectivement de succion, ne sont pas constantes. La capacité drainante est, en règle générale, moins importante dans la méthode de construction liée, parce que peu d'humidité atteint le lit de pose et la couche de support. Par succion capillaire le mortier peut s'autodétruire lors de périodes de gel.

Joints de dilatation avec trafic lourd.

Dans les surfaces avec trafic lourd les joints de dilatation munis d'une bande de support dans leur partie inférieure ont un bon comportement. La résistance que cette bande de support doit avoir ne peut pas encore être définie. Mais il s'avère que des bandes de caoutchouc dur comprimé ou des bandes de matériaux de recyclage de nouveau caoutchouc vulcanisé sont appropriées. Les joints de dilatation doivent être appréciés et planifiés spécialement pour chaque objet afin de minimiser les fissures de tension thermique.

Pierres d'épaulement

Les pavages et les dallages liés nécessitent une pierre d'épaulement contre les revêtements en asphalte et les dallages non liés, afin de les fixer solidement et d'éviter qu'ils soient détruits par le trafic dans la zone de raccordement. Les pierres d'épaulement doivent être posées dans du béton drainant ou monogranulaire sans fines 0 – 2.0 mm. Le rapport largeur : longueur devrait être $\leq 1 : 3$. Les pierres avec une largeur de 15 – 20 cm sont préférables parce qu'ils peuvent être mieux fixés à cause de leur poids.

Summary

This research project has produced both new findings and confirmation of existing experience from earlier research projects. Moreover it was found that the results from the test fields trafficked by trucks were more or less similar to the results produced by the MLS10 mobile load simulator. The obvious advantage of the MLS10 is that a large quantity of wheel passings can be applied in a shorter period of time than in reality where several years would be required.

Since all test fields were produced with high quality, as commonly expected in Switzerland, the financial resources were not sufficient to perform the necessary total number of MLS10 wheel passings to achieve ultimate failure in all test fields

In spite of the fact that the test fields in a recycling plant were trafficked daily by 100 trucks, the total loading was only 800'000 tons = TF₂₀ 9 which was not very high. One of the reasons is that in Switzerland the trucks have an axle load of 8 tons and not 10 tons as it is usually the case in the rest of Europe. Therefore, the comparison with the test fields trafficked by MLS10 was even more important.

Water Permeable Bound Base Course

For the unbound construction technique no differences in bearing capacity appear between the asphalt base courses made of water permeable bound porous concrete and porous asphalt, because this bedding material is most instable in case of unbound construction technique. In case of bound construction technique the difference in bearing capacity becomes obvious primarily when coarse grain concrete is used for bedding, due to the fact that porous asphalt is a flexible and porous concrete a rigid mass. However, this difference can be reduced by using a harder binder for porous asphalt.

In case of unbound construction technique it is observed that fields without porous concrete base course tend to faster failure and more deformation. Deformations are caused by water which reduces shear forces in the joint, bedding and bearing course material.

Bearing Capacity of Segment Arches Paving and Stretcher Bond Paving

The improved bearing capacity of segment arches paving is particularly effective under wet weather conditions when the shear forces in the bedding material decrease and a loss of stability occurs. Under those conditions, the lengthy stone formats of stretcher bond pavings can be moved with only little force at the same time causing more grain crushing and grinding. This is true in particular for joint and bedding materials with high resistance against impact fragmentation. An accumulation of water in the bedding is even accelerated when calcium carbonate is released from limestone and recycling materials causing solidification and hardening of the bedding like a mortar.

During wheel passings the water is squeezed into the joints and sucked up from suction at the back of the tire, thus creating local pits in the joints which make the stones more movable. This causes deformations with grain crushing or grinding and finally insufficient water permeability which results in failure of the paving. With respect to this phenomenon it became clear that porous concrete base courses under unbound pavings and slab pavements are advantageous since they foster the long term behavior. Another factor for keeping long term functionality of paving areas is the continuous repeated sanding which should not be neglected, because deep joints increase the movements of the stones under rolling wheels.

Chippings as Bedding and Joint Material

Chippings as bedding and joint material have proven their technological value. In case of a porous concrete base course this layer construction does not need a geotextile. Porous

concrete with no fine grain 0 – 2 mm and chippings as bedding material interact with a high friction coefficient that can take the horizontal forces of the kneading effect in a way similar to split paving stones.

Isolating Effect of Porous Concrete and Porous Asphalt

The isolating effect of porous concrete and mono-grain concrete has been clearly demonstrated through the measurements of this research project and is therefore considered in the calculations of the frost depth according to the standards for paving (SN 640480) and slab pavements (SN 640482). It means that frost depths can be reduced thanks to the isolating effect of air void rich layers without creating frost damage. Moreover, it shows that heating up is reduced by the unbound construction technique, thus leading to better climatic situations in urban regions.

Unbound Slab Pavements

Given the results with unbound slab pavements, SN 640 842, slab pavements, Table 4, unbound construction technology, with specified slab sizes and traffic class T1, should be maintained. Allowing larger or longer slab formats in the standard would increase the risk of damage and accidents from steps between two slabs.

Processing of Coarse-Grain Concrete and Bedding Material

In the bound construction technique with mono-grain concrete for bedding, the intensity of sun radiation in warm seasons creates a situation where the mono-grain concrete is drying too fast in the peaked front triangle without being able to achieve the required strength. This can happen particularly when no sun shading measures were applied. In case that this hardened mono-grain concrete including possible loose grains are not removed before applying the fresh mono-grain concrete, only little bond without the required strength for a mono-grain concrete can develop. This was observed from loose grains when taking cores. It means that heavily loaded surface areas must be paved in a precise way and that sun shadings must be installed for avoiding long-term damage.

Mortar for Joints with a Compression Strength of 15N/mm²

From a theoretical point of view, soft joint mortars with compression strength of 15 N/mm² can be carried out for a traffic load up to TF₂₀ 300. However, for such an intensive heavy traffic loading this does not make sense, because soft joint mortars tend to reveal bearing capacity problems faster and cannot be excluded in practice with a probability of 100%. Soft joint mortars may make sense for larger square areas with little heavy traffic, such as market or village squares without bus traffic and a traffic load up to TF₂₀ 30. They are beneficial particularly for slab pavements with jointing. Softer joint mortars produce fewer cracks from temperature reduction. This is an advantage, because each crack in the system represents a weak point. Cracks reduce homogeneity in the surface area. In addition, stones in the crack region are only fixed on three sides and may become loose from loading easily.

Slabs with Longitudinal Formats for Bound Construction Technique

This research project also demonstrated for bound construction technique and heavy traffic that slabs with longitudinal formats and a width to length ratio $\geq 1 : 2$ can be used. This is an interesting aspect for the arrangement of natural stone pavements, since it allows a larger architectural variety of urban measures. At the same time one has to be aware that in case of a slab pattern assembly the risk of stress cracks through a single slab increases with increasing slab length. This risk can be reduced by placing the slabs in cross joints.

Inevitable Cracks from Thermal Stresses

With respect to cracking from thermal movements, generally the following must be known: The larger the slab format, the narrower the joints, the stronger the solar radiation, the warmer the application temperature, the darker the slabs, the higher is the risk of inevitable stress cracks from temperature reduction. Furthermore, crack formation is promoted by different colors and thermal properties of the stones. Each crack is a weak point, generating increased maintenance costs particularly in intensively loaded areas.

Difference between Mono-Grain Concrete and Porous Mortar

Mono-grain concrete and porous mortar as product are different in the sense that mono-grain concrete does not contain fines 0 - 2.0 mm. The more fines 0 - 2.0 mm a porous mortar contains, the more critical it is. Producers need the fines for avoiding decomposition of the material in the silo. For further processing the fines in the porous mortar are no longer necessary. For the producer, they are rather an uncontrolled risk. Due to the fines, the porous mortar can be compacted in a different way. The paver will certainly refrain from hammering again on a stone just for better compacting the mortar when the stone is already at the right level. The fines in the porous mortar result in different strength and drainage properties or capillary suction. In case of the bound construction technique drainability is generally less decisive because only little humidity may reach the bedding and the base course. Capillary suction can cause self-destruction of the mortar under frost conditions.

Expansion Joints with Heavy Traffic

In areas with heavy traffic, expansion joints are well established with a support element in the lower region of the joint. It was not possible to determine the necessary strength of the support elements. However, it was found that molded hard rubber strips or strips of recycling material from vulcanized new natural caoutchouc are suited. Expansion joints must be specially assessed and planned for each individual case in order to minimize thermal stress cracks.

Abutment Stone

Bound pavings and slab pavements require an abutment stone with asphalt and unbound layers in order to make sure that they are firmly fixed and not become destroyed by traffic in the connection zone. The abutment stones must be installed in porous or mono-grain concrete without fines 0 – 2.0mm. the ration between width and length should be $\leq 1 : 3$. Stones with a width of 15 – 20 cm are beneficial, because the dead weight of these stones improves fixation.

1 Allgemeine Feststellungen beim Forschungsprojekt

Es besteht tendenziell Parallelität zwischen den Prüffeldern in der Zufahrtsstrasse und den Prüffeldern, die mit der MLS 10 überrollt wurden.

Bei der ungebundenen Bauweise zeigt sich, dass die Felder ohne Drainbetontragschicht schneller versagen und grössere Verformungen bekommen. Die Verformungen entstehen durch das Wasser unter und neben dem Reifen, das beim Überrollen in die Fugen gepresst wird und mit der Sogwirkung hinter den Reifen, was zu Fugentiefen führt, so dass die Steine einfacher bewegt werden können. Zudem bewirkt das Wasser, dass die Scherkräfte im Fugen-, Bettungs- und Tragschichtmaterial gemindert werden.

Eine Bewegungsfuge wurde ohne Stützkörper im unteren Fugenbereich ausgeführt. Im Anschluss an diese Bewegungsfuge haben sich dadurch zwei Platten nach ca. 4 Monaten gelöst. Nach einem Jahr wurden die Platten neu versetzt und die Bewegungsfuge erneuert und im unteren Fugenbereich mit einem Stützkörper ausgeführt.

1.1 Prüffelder in der Zufahrtsstrasse

Die Prüffelder in der Zufahrtsstrasse wurden bis Ende September 2013 mit einer Gesamtbelastung von 800'000 Tonnen überrollt. Dies entspricht einer Belastung von TF_{20} 9.

Bei den ungebundenen Bauweisen sind Spurrinnen entstanden. Wirkliche Schäden sind jedoch keine vorhanden. Grundsätzlich kann festgestellt werden, dass die Spurrinnenbildung in Flächen ohne gebundene wasserdurchlässige Tragschicht bereits bei dieser geringen Belastung tendenziell tiefer sind.

Bei den gebundenen Bauweisen sind hauptsächlich am Rand zur Asphaltfahrbahn Schäden aufgetreten.

1.2 Prüffelder, die mit der MLS 10 Überrollungsmaschine überrollt wurden

Die fünf Felder wurden einer ungleichen Anzahl Überrollungen ausgesetzt und sind in unterschiedlichem Zustand. Die ungebundenen Felder wurden zuerst mit einer geringeren Achslast von 10 Tonnen überrollt, weil bekannt ist, dass die ersten 1'000 Überrollungen die grössten Verformungen verursachen. Teilweise wurde bei diesen Feldern auch Regen simuliert, was beim Feld 1 und 4 zum Versagen geführt hat.

1.2.1 MLS Feld 1

Auf Feld 1 wurden 5'015 Überrollungen mit 10 Tonnen Achslast und 67'333 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast durchgeführt, davon 10'291 Überrollungen mit Bewässerungsanlage und somit ist bis TF_{20} 77 belastet worden. Dies entspricht dem mittleren Bereich der Verkehrslastklasse T2.

Dieses Feld ist zerstört und wurde nicht mehr weiter überrollt und geöffnet.

1.2.2 MLS Feld 3

Auf Feld 3 wurden 5'015 Überrollungen mit 10 Tonnen Achslast und 281'118 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast durchgeführt, davon 122'786 Überrollungen mit Bewässerungsanlage. Die Gesamtbelastung dieses Feldes beträgt TF_{20} 304. Dies entspricht dem obersten Bereich der Verkehrslastklasse T3. Dieses Feld ist noch in einem guten Zustand und kann mit geringen Nachbesserungsarbeiten weiter überrollt werden. Vermutlich hält dieses Feld die Verkehrslastklasse $T4 = TF_{20}$ 1000 aus, was jedoch zuerst noch bewiesen werden müsste.

1.2.3 MLS Feld 4

Auf Feld 4 wurden 5'015 Überrollungen mit 10 Tonnen Achslast und 93'039 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast durchgeführt, davon 36'031 Überrollungen mit Bewässerungsanlage. Die Anzahl Überrollungen ergibt eine Belastung von TF_{20} 104. Dies entspricht dem obersten Bereich der Verkehrslastklasse T2.

Dieses Feld ist zerstört, wird nicht mehr weiter überrollt und wurde geöffnet.

1.2.4 MLS Feld 8

Auf Feld 8 sind 98'113 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast durchgeführt worden. Das entspricht TF_{20} 104 und ist mit dem obersten Bereich der Verkehrslastklasse T2 belastet. In diesem Feld sind keine Schäden vorhanden. Vermutlich hält dieses Feld die Verkehrslastklasse $T4 = TF_{20}$ 1000 oder mehr aus, was jedoch zuerst noch bewiesen werden muss.

1.2.5 MLS Feld 9

Auf Feld 9 sind 256'171 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast durchgeführt worden. Das entspricht TF_{20} 272. In diesem Feld fehlen noch 28'000 Überrollungen, damit der oberste Bereich der Verkehrslastklasse T3 erreicht ist. In diesem Feld sind keine Schäden vorhanden. Vermutlich hält dieses Feld die Verkehrslastklasse $T4 = TF_{20}$ 1000 oder mehr aus, was jedoch zuerst noch bewiesen werden muss.

1.2.6 Fazit:

Da sämtliche Felder qualitativ hochwertig erstellt wurden, reichte der Kredit für die Überrollungen mit der MLS 10 Überrollungsmaschine nicht aus, um sämtliche Felder bis zur Zerstörung zu belasten.

Anhand der Tatsache, dass die Kernprobleme bei drei Feldern noch nicht erforscht sind, sollte noch weitere Forschung mit der Überrollungsmaschine betrieben werden. Damit dies noch geschehen kann, wurden die Felder belassen und sind nicht geöffnet worden.

1.3 Allgemeine Erkenntnisse anhand der Temperaturmessungen

Der Temperaturunterschied zwischen der gebundenen und ungebundenen Bauweise OK und UK Drainbetontragschicht ist absolut gering. Im Gegensatz bei warmen Temperaturen, bei denen die ungebundene Bauweise geringer aufgeheizt wird.

Die isolierende Wirkung von Drainbeton und Monokornbeton ist bei diesen Messungen deutlich sichtbar und wird in den Normen für Pflästerungen (SN 640480) und Plattendecken (SN 640482) bei der Berechnung der Frosttiefe korrekterweise berücksichtigt. Das heisst, durch die isolierende Wirkung dieser hohlraumreichen Schichten können die Frosttiefen reduziert werden, ohne dass dadurch Frostschäden entstehen.

Im Frühjahr 2012 wurden die Pappeln gefällt, so dass die Flächen auch nach dem Mittag voll besonnt wurden.

Zu erkennen ist auch, dass durch das Berieseln der Flächen mit Wasser die Wärmekurven nach dem Rückgang der Lufttemperatur kaum mehr ansteigt, bzw. die Temperatur tiefer ist als die Lufttemperatur.

Werden die Temperaturkurven mit und ohne Beschattung durch die Bäume verglichen, dann ist ersichtlich, dass bei Beschattung kaum ein Nachwärmen mit höheren Temperaturen in den unteren Schichten entsteht. Im Gegensatz zu den nicht beschatteten Flächen, in denen die höchsten Temperaturen in den unteren Schichten zwischen 2 – 5 Stunden nach Sonnenuntergang erreicht werden. Die Temperaturen unter den Steinen sind bis zu 5° C höher als die Lufttemperaturwerte.

Werden die ungebundenen und gebundenen Bauweisen miteinander verglichen, dann ist deutlich sichtbar, dass die gebundene Bauweise höher aufgeheizt wird und sich in den unteren Schichten eine höhere und längere Nacherwärmung entwickelt.

Bei Lufttemperaturen zwischen 14° C und 32° C beträgt die Temperaturdifferenz 18° C. Die Temperatur OK Drainbeton betrug nachts 22° C und am Tag bei Sonneneinstrahlung 33° C, also insgesamt 11° C. Der Temperaturunterschied ist somit 7° C geringer als der der Lufttemperatur.

Die Temperatur liegt bei UK Drainbeton zwischen 23° C bis 27° C. Die Temperaturdifferenz beträgt also insgesamt 4° C. Zwischen UK Drainbetontragschicht und OK Drainbetontragschicht ist an sonnigen warmen Tagen eine Temperaturdifferenz bei Nacherwärmung von 6° C und 1° C bei Nachtabkühlung.

Der Temperaturunterschied in der 15 cm dicken Drainbetontragschicht von 6° C bewirkt Spannungen von: 0,096 N/mm²

- Ausdehnung infolge Erwärmung: 0,2 mm/m/100° C
- E-Modul von Drainbeton: 8'000 N/mm²
- Ausdehnung: $0,2 \times 0,15 \times 6 : 100 = 0,0018$ mm
- Daraus resultierende Zugspannung: $0,0018 \times 8000 : 150 = 0,096$ N/mm²

So geringe Zugspannungen können von den Leimpunkten des Drainbetons aufgenommen werden.

2 Welcher Aufbau von Pflaster- und Platten- decken ist bis zu welcher Verkehrsbelastung geeignet?

2.1 Ungebundene Bauweise Felder 1 – 4

Bei der ungebundenen Bauweise können die Ergebnisse der Prüffelder nicht direkt mit der Praxis verglichen werden, da in der Recyclinganlage die Fugen immer gefüllt waren. Im Gegensatz dazu entstehen sowohl in der Praxis als auch in den Prüffeldern, die mit der MLS 10 Überrollmaschine überrollt wurden, immer Fugenvertiefungen infolge Sogwirkung der Reifen. In der Praxis bewirkt zudem noch maschinell saugende Reinigung Fugenvertiefung. Je nach Dicke der Steine sind diese durch die Fugenvertiefungen nur 2/3 bis 4/5 eingebunden und werden beim Überrollen durch die aufprallende, seitlich wegdrückende Walkwirkung der Reifen im Zusammenhang mit der Nachverdichtung unter dem Reifen mehr bewegt. Durch die Bewegungen dauert es länger bis sich die Steine stabilisieren. Damit sich die Steine stabilisieren ist ein regelmässiges Nachsanden zwingend erforderlich. Ausserdem kann durch die Steinbewegung eine Kornzertrümmerung/Kornzermahlung stattfinden. Durch die Kornzermahlung werden Feinteile in die Bettung geschwemmt. Dies führt in der Regel zu einer Verfestigung der Bettung und somit zu einem Wasserstau. Kann das Wasser unter einer Pflästerung oder einem Plattenbelag nicht schnell genug abfliessen kommt es zu einem Schaden. Der Wasserstau bewirkt im Bettungsmaterial eine Reduzierung der Scherkräfte und führt somit zu einem Tragfähigkeitsnachlass in der Bettung oder auch in der ungebundenen Tragschicht. Dieser Punkt wird bei der Beurteilung der ungebundenen Bauweise in der Beantwortung der Frage berücksichtigt.

Der Tragfähigkeitsnachlass wurde durch die dynamischen Verformungsmessungen der ETHZ, durch Herrn Dr. Carlo Rabaiotti bildlich einwandfrei dargestellt.

2.1.1 Dynamische Verformungsmessungen Feld 1

Reihenpflästerung über einer Kiestragschicht

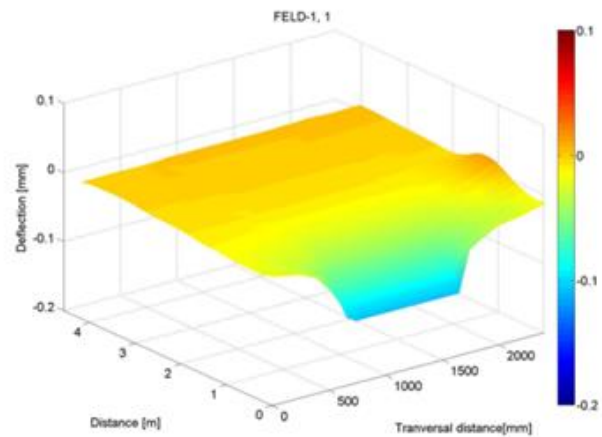


Abb. 1 Dynamische Verformung vor dem Befahren

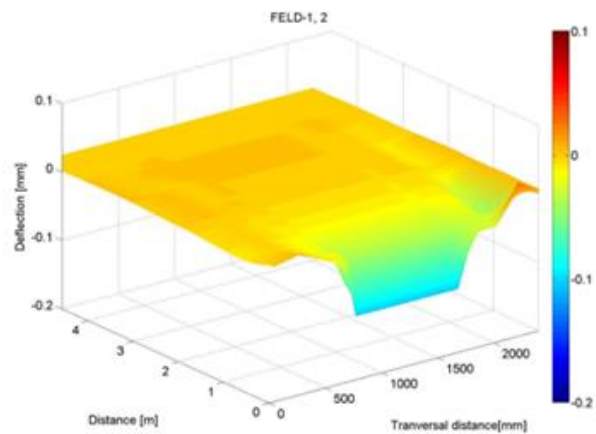


Abb. 2 Dynamische Verformung nach 5000 Überrollungen

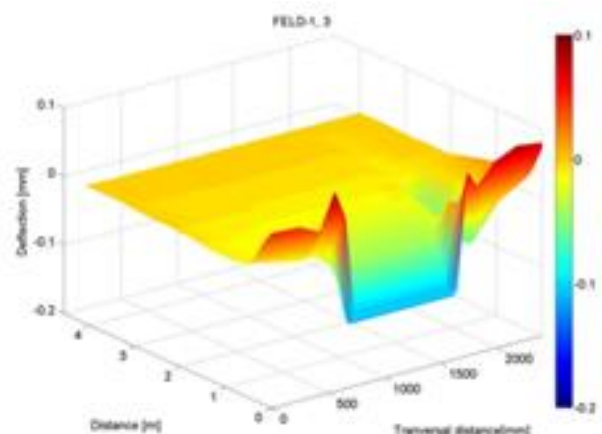


Abb. 3 Dynamische Verformung nach 7500 Überrollungen

Anhand der Verformungslinien wird der Tragfähigkeitsnachlass im Feld 1 sichtbar. Die Pflastersteine werden beim Überfahren fast senkrecht heruntergedrückt, weil die Einspannung der Steine nicht mehr vorhanden ist.

2.1.2 Dynamische Verformungsmessungen Feld 3

Segmentbogenpflasterung über einer Drainbetontragschicht

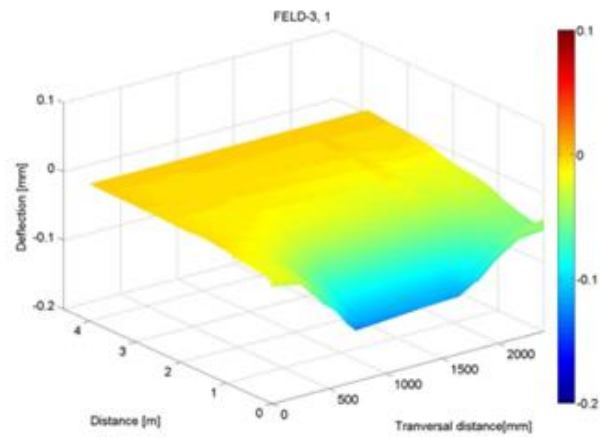


Abb. 4 Dynamische Verformung vor dem Befahren

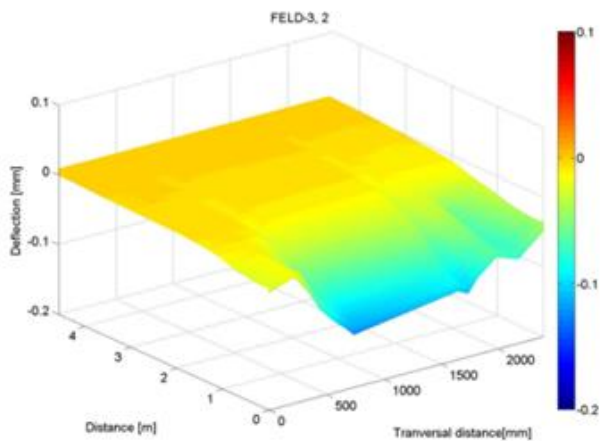


Abb. 5 Dynamische Verformung nach 5000 Überrollungen

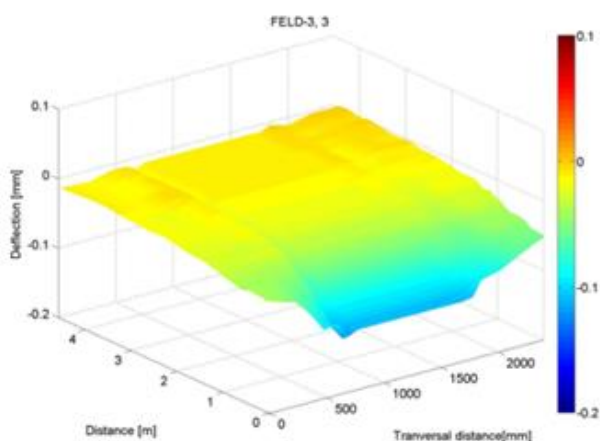


Abb. 6 Dynamische Verformung nach 75000 Überrollungen

Bei der Segmentbogenpflasterung über der Drainbetontragschicht ist die Einspannung der Pflasterdecke nach 75'000 Überrollungen noch vorhanden. Die Steine werden nicht wie bei der Reihenpflasterung durch die Belastung fast vertikal heruntergedrückt.

2.1.3 Dynamische Verformungsmessungen Feld 4

Platten über einer Drainbetontragschicht

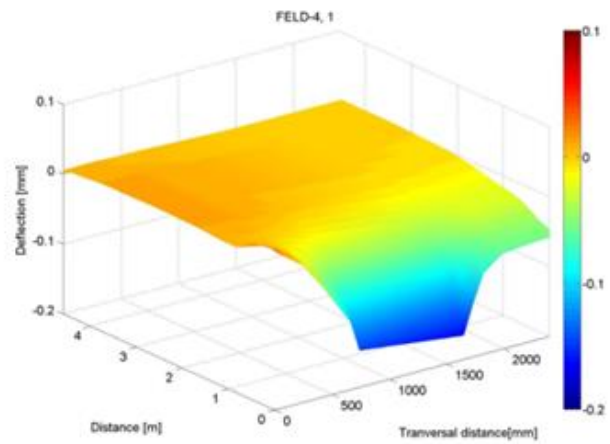


Abb. 7 Dynamische Verformung vor dem Befahren

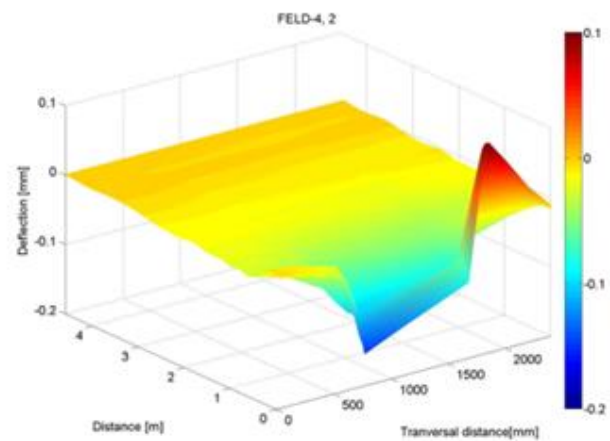


Abb. 8 Dynamische Verformung nach 5000 Überrollungen

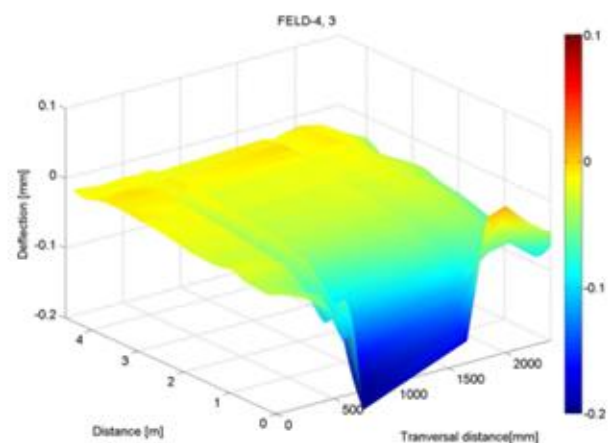


Abb. 9 Dynamische Verformung nach 75000 Überrollungen

Bei diesen dynamischen Verformungsbildern werden 2 Punkte deutlich. Zum einen sind die Wippbewegungen der Platten sichtbar und zum anderen der Spannungsnachlass in der ungebundenen Plattendecke nach 75'000 Überrollungen.

Bei den Überrollungsversuchen mit Bewässerung zeigt sich der Einfluss der Fugenvertiefungen. Dabei sind zwei Faktoren wesentlich. Zum einen muss das Nachsanden regelmässig durchgeführt werden, wenn die Fugen mehr als 20 – 30 mm tief sind. Dabei muss die Steindicke mit einbezogen werden, denn je dünner die Steine desto kritischer sind vertiefte Fugen und desto wichtiger ist ein rechtzeitiges Nachsanden. Zum andern entsteht mit einer gebundenen wasserdurchlässigen Tragschicht eine optimale untere Entwässerungsebene die einen Wasserstau verhindert, sofern bei der unteren Entwässerungsebene an Tiefpunkten das Wasser abgeleitet wird. Dies ist ein entscheidender Punkt für das Langzeitverhalten von ungebundenen Bauweisen. Unter der Bettung sollte ein Wasserabfluss $\geq 1 \times 10^{-3}$ m/s vorhanden sein. Wenn also eine wasserdurchlässige gebundene Tragschicht vor dem Versetzen der Steine abgespritzt wird, muss das Wasser sichtbar abfließen. Obwohl in der Zufahrtsstrasse, auf der Kiestragschicht, ein theoretischer Wasserdurchlässigkeitswert von $3,7 \times 10^{-4}$ m/s vorhanden war, ist am Tiefpunkt bei nasser Witterung ein Wasserstau entstanden. Der rudimentär gemessene Wasserdurchlässigkeitswert vor Ort, in dem Wasser auf die Kiesplanie geleert wurde, betrug $3,8 \times 10^{-5}$ m/s. Dieser Wert ist 10 Mal geringer als der theoretische Wasserdurchlässigkeitswert. Der Wasserdurchlässigkeitswert nimmt in der Praxis stetig ab und dies ist ein Schwachpunkt der ungebundenen Pflästerung, wenn keine gebundene wasserdurchlässige Tragschicht erstellt wird.

Bei den Prüffeldern, die mit der MLS 10 Überrollungsmaschine überrollt wurden, betrug der theoretische Wasserdurchlässigkeitswert zwischen $2,3 - 3,1 \times 10^{-5}$ m/s und war somit etwa 10 Mal geringer als in der Zufahrtsstrasse. Dieser Wasserdurchlässigkeitswert hat beim Feld 1 ohne Drainbetontragschicht, bei Simulation von Regen durch Berieseln mit dem Schlauch, innerhalb von 10'000 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast, zu einer Spurrinnentiefe von gesamt 30 mm geführt. Somit sind die Spurrinnen innerhalb dieser 10'000 Überrollungen um 15 mm tiefer geworden, so dass die Pflasterdecke für die Praxis nicht mehr zumutbar war.

2.1.4 Feld 1

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Kiesausgleichsschicht: Schotter 2/25 mm
- Bettungsmaterial: Splitt 2/8 mm
- Fugenfüllung: Trasskalksand bzw. Splitt und 30 mm Trasskalksand
- Steine/Ausführung: Binderstein 12, als Reihenpflästerung ungebunden

Die Spurrinnenbildung ist trotz unterschiedlicher Fugenfüllung bei beiden Feldern ähnlich. Bei der Ausführung mit kompletter Fugenfüllung aus Trasskalksand, die eine Verfestigung von ca. 4 N/mm² bewirkt, sind die Spurrinnen minimal geringer. In Anbetracht, dass es sich um das erste Feld handelt, das sowohl hier wie auch in der Praxis, durch die Unebenheit zwischen Asphalt und Abschlussstein mit anschliessender Pflasterfläche, grösseren dynamischen Belastungen ausgesetzt ist, sind die Spurrinnen bei der kompletten Fugenfüllung mit Trasskalksand absolut gering. Fast das Gleiche ist bei den Versuchsfeldern, die mit der Überrollungsmaschine MLS 10 überrollt wurden, festgestellt worden. Bei den Testfeldern, die von der MLS 10 überrollt wurden, konnte bei einer Belastung von TF₂₀ 72 festgestellt werden, dass bei einer kompletten Fugenfüllung mit Trasskalksand, durch die verfestigten Fugen, die Verformungen auf der Kiestragschicht grösser waren. Das bedeutet, dass durch eine Fugenverfestigung über die komplette Steindicke die Walkwirkung der Reifen die Pflastersteine seitlich der Reifen weniger stark hochdrücken kann. Die Belastung der Versuchsfelder, die von den LKW überfahren wurden, betrug zum Zeitpunkt dieses Schlussberichts TF₂₀ 9, das heisst, die Belastung mit den 4- und 5-Achser LKW betrug insgesamt 800'000 Tonnen.

Eine komplette Fugenfüllung mit Trasskalksand ist teurer. Inwieweit durch die Fugenverfestigung eine Reduktion der Wartungskosten entstehen, konnte bei der Versuchsstrecke in der Recyclinganlage nicht festgestellt werden, da die Flächen nicht maschinell gereinigt wurden. In der Praxis mit maschineller Reinigung ist vermutlich eine

Kosteneinsparung durch weniger Nachsandern der Fugenvertiefungen, die durch Aussaugen bei Reinigung und durch Sogwirkung der Reifen entstehen, gegeben.

Inwieweit sich die Mehrkosten einer voll Fugenfüllung gegenüber einer Fugenfüllung von nur 30 mm im oberen Fugenbereich, durch Wartungsarbeiten egalisiert oder ob Kosteneinsparungen entstehen, kann nicht beurteilt werden. Werden die Fugen nur in den obersten 30 mm mit Trasskalksand verfestigt, dann ist in der Praxis nie gewährleistet, ob eine gleichmässige Schichtdicke eingebracht wird, oder ob die Schichtdicke zwischen 20 – 40 mm variiert. Bei 20 mm wäre die Schichtdicke für die Fugenstabilisierung zu gering und würde relativ schnell durch Kratzen der Bürsten und Saugen der maschinellen Reinigung, bzw. Sogwirkung der Reifen gelöst und herausgezogen. Wenn die Pflasterfläche durch die Fugenstabilisierung geringere Spurrinnen bekommt und länger gebrauchstauglich wäre, ergäben sich grössere Kosteneinsparungen.

Vorn beim Feld 1.1, in Fahrriichtung links, ist am tiefsten Punkt, wo das Wasser bei nasser Witterung zu wenig schnell abfliessen konnte und bei Regen eine Wasserlache entstand, eine Mulde von 15 mm entstanden. Solch ein ungenügender Wasserabfluss bei Natursteindecken, vor allem bei ungebundenen Decken, wird bei Anschlüssen an Asphalt- oder Betondecken in der Praxis immer wieder festgestellt. An diesen Stellen muss für die untere Entwässerungsebene eine Drainage geplant und eingebaut werden. In den seltensten Fälle ist an so einem Tiefpunkt unter einer wasserdurchlässigen gebundenen Tragschicht eine Wasserdurchlässigkeit von 1×10^{-3} m/s vorhanden ist. Eine Wasserdurchlässigkeit in dieser Höhe wäre jedoch erforderlich, damit das eindringende Wasser schnell genug abgeleitet wird.

2.1.5 Feld 2

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Kiesausgleichsschicht: Schotter 2/25 mm
- Bettungsmaterial: Splitt 2/8 mm
- Fugenfüllung: Trasskalksand bzw. Splitt und 30 mm Trasskalksand
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 11/13, als Bogenpflästerung ungebunden

Dieses Feld fungiert als Vergleichsfeld zum Feld 1, in welchem ein Reihenpflaster erstellt wurde, um den Tragfähigkeitsunterschied zwischen einer Reihen- und einer Bogenpflästerung festzustellen können. In diesem Feld bestand bis zum Zeitpunkt dieses Schlussberichts noch eine zu geringe Belastung von nur TF_{20} 9. Mit dieser geringen Belastung konnten noch keine Unterschiede festgestellt werden. Die Spurrinnentiefen sind tendenziell ähnlich.

Interessant ist die Feststellung, dass die Spurrinnen bei der kompletten Fugenfüllung mit Trasskalksand grösser sind. Im Feld 2.2, in dem nur die obersten 30 mm der Fugenfüllung mit Trasskalksand erfolgte, sind die Spurrinnen teilweise um das 2- bis fast 3-fache geringer als im Feld 2.1, in dem nur die obersten 30 mm der Fugenfüllung mit Trasskalksand ausgeführt wurden. Dies kann anhand der Feststellungen im Prüffeld 1, das mit der MLS 10 Überrollmaschine überrollt wurde, nur einen Zusammenhang mit der Tragfähigkeit der Kiestragschicht haben.

Bei den Testfeldern mit den Betonpflastersteinen der Firma Semmelrock aus Klagenfurt wurde mit dem Fallgewichtsgesetz festgestellt, dass innerhalb der Pflasterflächen immer Unterschiede betreffend der Tragfähigkeit der Schottertragschicht vorhanden waren. Ähnliche Resultate sind auch bei diesem Forschungsprojekt im Überrollungsfeld 1 festgestellt worden. Auf einer Länge von etwa 6 m sind ME1-Werte zwischen 195 – 291 MN/m² gemessen worden. Also ein Tragfähigkeitsunterschied von über 48 % auf einer Strecke von nur 6 m Länge. Da dieser Feldversuch der Praxis entspricht, kann davon ausgegangen werden, dass es in der Praxis auf den Baustellen in etwa die gleichen unterschiedlichen Werte gibt. Damit unter diesen Bedingungen keine unterschiedlichen Setzungen entstehen, die an der Oberfläche von ungebunden Belägen sichtbar werden,

sollte unter teuren Natursteindecken generell eine Drainbetontragschicht, nicht nur als untere Entwässerungsebene, sondern auch als lastverteilendes Element eingebaut werden, damit ungleichmässige Setzungen vom Oberbau ausgeglichen werden können.

Zudem wurde bei den Testfeldern in Klagenfurt festgestellt, dass durch den Einbau von Messgeräten, wie z.B. Druckdosen und Dehnstreifen die Ergebnisse verfälscht werden, da die Homogenität des Aufbaus gestört ist.

2.1.6 Feld 3

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Splitt 2/8 mm
- Fugenfüllung: Trasskalksand bzw. Splitt und 30 mm Trasskalksand
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 11/13, als Bogenpflästerung ungebunden

Dieses Feld ist als Vergleichsfeld zum Feld 2 ausgeführt worden, um festzustellen wie gross der Tragfähigkeitsunterschied ist, wenn unter der Pflästerung eine gebundene wasserdurchlässige Drainbetontragschicht, statt einer Kiestragschicht erstellt wird. Anhand der Spurrinntiefen können zurzeit keine tatsächlichen Unterschiede zwischen den beiden Feldern mit der geringen Belastung festgestellt werden. Dies hängt unter anderem auch damit zusammen, dass die Messgenauigkeit bei bruchrauen Steinen im Millimeterbereich schwierig ist. Kommt dazu, dass unterschiedliche Messergebnisse entstehen, ob mit einem 10 cm oder mit einem 35 cm langen Messkeil gemessen wird. In den Normen SN 640 480, [3] Pflästerungen, 640 481, [4] Abschlüsse und 640 482, [5] Plattendecken muss eindeutig definiert werden, mit welcher Messkeillänge die kommentierten Ebenheitstoleranzen gemessen werden müssen. Sinnvoll, speziell bei bruchrauen Steinoberflächen ist der 35 cm lange Messkeil, weil dadurch die Unebenheiten der Steinoberflächen ausgeglichen werden. Bei Steinen mit maschinell hergestellten Oberflächen ist der längere Messkeil ebenfalls kein Nachteil, da mit beiden Messkeilen auf Zehntelmillimeter Genauigkeit abgelesen werden kann, was in der Regel jedoch nicht erforderlich ist.

In den beiden Feldern mit der unterschiedlichen Fugenfüllung sind die Spurrinntiefen in etwa gleich, das heisst, zwischen der kompletten Fugenfüllung mit Trasskalksand und der Fugenfüllung, bei der im unteren Fugenbereich Splitt und nur die obersten 30 mm mit Trasskalksand gefüllt wurden, gibt es keinen Unterschied.

Betreffend dem Unterschied der Tragfähigkeit zwischen Reihen- und Segmentbogenpflaster ist in den Versuchsfeldern der Zufahrtsstrasse mit den geringen Belastungen kaum etwas festzustellen. Ein deutlicher Unterschied war bei den Feldern, die mit der MLS 10 Überrollmaschine überrollt wurden, zuerkennen. Zudem kam beim Versuchsfeld 3 mit dem Segmentbogenpflaster auch deutlich zum Ausdruck, dass eine gebundene wasserdurchlässige Drainbetontragschicht, vor allem bei nasser Witterung, eine optimale untere Entwässerungsebene bewirkt, so dass in der Bettung kein Wasserstau entsteht.

Im Feld 1 nahm die Spurrinnenbildung im Zusammenhang mit der Walkwirkung der Reifen, bei Berieselung, die einem Dauerregen entsprach, nach ca. 10'300 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast um ca. das 3-fache zu. Das heisst, zwischen der Belastung von TF_{20} 66 bis TF_{20} 77 sind durch eine durchfeuchtete Bettung und Fugenfüllung infolge Berieselung die Spurrinnen durch Nachverdichtung und seitlichem Hochdrücken, infolge Walkwirkung der Reifen, um ca. 20 mm verändert worden.

Im Gegensatz zum Feld 3, bei dem sich die Spurrinnenbildung bei 9'000 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast und Berieselung nur im Millimeterbereich verändert hat. Das heisst, zwischen der Belastung von TF_{20} 66 bis TF_{20} 75 sind die Spurrinnen nur marginal tiefer geworden. Auch bei weiteren Belastungen mit 123'000 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast und Berieselung sind die Spurrinnen nur geringfügig um ca. 4 mm tiefer

geworden. Dieses Feld hat zum Zeitpunkt dieses Schlussberichts eine Gesamtbelastung von TF_{20} 304 erreicht und könnte mit geringen Unterhaltsarbeiten weiter belastet werden. Mit zu diesem guten Ergebnis hat auch die bessere Tragfähigkeit der Segmentbogenpflasterung beigetragen. Nebst dem Verbund der Segmentbogenpflasterung wird die Tragfähigkeit auch durch die würfelförmigen Steine unterstützt, die sich weniger bewegen und sich dadurch schneller stabilisieren. Dies hat auch den Vorteil, dass die Kornzertrümmerung/Kornzermahlung reduziert wird, was dazu beiträgt, dass die Wasserdurchlässigkeit der Bettung und gebundenen wasserdurchlässigen Tragschicht erhalten bleibt.

In der Praxis wird immer wieder festgestellt, dass sich ein Vlies, das über gebundenen wasserdurchlässigen Tragschichten verlegt wird, durch Feinteile $< 0,063$ mm zusetzt. Teilweise werden aber auch die Feinteile teilweise durch das Vlies in die Hohlräume der gebundenen wasserdurchlässigen Tragschichten abgeschwemmt. Dadurch werden die Hohlräume der gebundenen wasserdurchlässigen Tragschichten gefüllt und die Wasserdurchlässigkeit so stark gemindert, dass ein Wasserstau entsteht.

Aus diesem Grund ist eine Verlegung in reinen Splitt, als Bettungs- und Fugenmaterial mit einem Schlagzertrümmerungswert $SZ < 18$ bzw. $LA < 20$ für die Verkehrslastklassen T2 und T3 optimal. Im Gegensatz zu einer Splitt/Brechsandmischung, bei der es immer ein Vlies auf einer gebundenen wasserdurchlässigen Tragschichten benötigt wird und somit die dauerhafte Wasserdurchlässigkeit gefährdet ist. Für die Verkehrslastklasse T4 muss ein Splitt mit einem Schlagzertrümmerungswert $SZ < 16$ bzw. $LA < 18$ zur Anwendung kommen, wie dies in der Schweizer Norm kommentiert ist.

Ein weiterer Vorteil entsteht, wenn ein reiner Splitt zur Anwendung kommt und somit kein Vlies verlegt werden muss. Es entsteht dann zwischen der Drainbetontragschicht und dem Bettungsmaterial eine optimale Verzahnung, welche Horizontalkräfte besser in die gebundene Tragschicht ableitet.



Abb. 10 Auf dem Foto ist die Verzahnung zwischen der gebundenen wasserdurchlässigen Tragschicht und dem Splitt als Bettungsmaterial deutlich zu erkennen. Voraussetzung, dass diese Verzahnung entsteht, ist eine Drainbetontragschicht ohne Feinteile 0 – 2 mm.

2.1.7 Feld 4

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Splitt 2/8 mm
- Fugenfüllung: Trasskalksand
- Steine/Ausführung: Platten 40/60/10, 40/60/12 und 60/120/12, mit Abstandshaltern in Reihen mit versetzten Fugen ungebunden

Damit sich die Platten in der Horizontalen kaum verschieben können, wurden bei der Verlegung pro Seite zwei Abstandhalter aus Kunststoff eingelegt und die Fugen mit einer Trasskalksandmischung gefüllt, die eine Druckfestigkeit von ca. 4 N/mm² bekommt. Zudem wurden die Platten mit der ca. 350 kg schweren Rüttelplatte und Vulkolanmatte in das Bettungsmaterial eingerüttelt. Bei Platten ist es wichtig, dass diese optimal in das Bettungsmaterial eingerüttelt werden. Damit dies geschieht, müssen schwere Rüttelplatten zur Anwendung kommen, denn Masse kann nur mit Masse in Bewegung gebracht werden. Ideal sind schwere Rüttelplatten, die einen Rollenuntersatz haben. Durch den Rollenuntersatz werden Platten weniger beschädigt und können auch handlicher eingerüttelt werden, weil sich die Rüttelplatte mit dem Rollenuntersatz besser führen lässt.

Die Platten haben sich beim Überrollen immer bewegt, was zu Absätzen zwischen den Platten geführt hat. Vor allem wenn Fugenvertiefungen um ca. 20 mm und mehr vorhanden waren, konnten sich die Platten mit geringerem Aufwand bewegen. Diese Wippbewegungen haben im Überrollungsfeld, das mit der MLS 10 Überrollungsmaschine überrollt wurde, zu einer wesentlich höheren Verfestigung der Trasskalksandmischung geführt.

In diesem Feld konnte auch festgestellt werden, dass die Platten teilweise nicht vollflächig auflagen. Vom Prinzip her könnten auch grössere Platten statt 400 x 600 mm in Flächen mit Schwerverkehrsfahrzeugen verlegt werden. Das Risiko, dass grössere Absätze zwischen den Platten entstehen, ist in der Praxis jedoch gross, vor allem wenn das Nachsand nicht regelässig durchgeführt wird. Kommt dazu, dass bei diesem Versuch keine speziellen Belastungen vorhanden waren, wie z.B. Kurven, Kreuzungen und grössere Gefällestrecken, welche die Belastungen durch Drehbewegungen bzw. die dynamischen Belastungen infolge Bremsen beim Abwärtsfahren erhöhen.



Abb. 11 Im Bereich mit den gebrochenen Platten sind Raupenspuren von der mobilen Brechanlage sichtbar. Aus diesem Grund kann dieses Rissbild nicht beurteilt werden.

In Anbetracht dieser Ergebnisse, sollte die SN 640 482, [5] Plattendecken, Tabelle 4, ungebundene Bauweise, von den Plattengrössen und der Verkehrslastklasse T1 belassen werden. Würden grössere Plattenformate in der Norm zugelassen, dann würde das Risiko für Schäden und Unfallgefahr, infolge Absätze zwischen zwei Platten, steigen.

Wenn bei einem Objekt grössere Plattenformate gewünscht sind, muss das Objekt bezüglich Situation und Belastung als Einzelobjekt beurteilt und entschieden werden, inwieweit grössere Plattenformate möglich sind.

2.2 Gebundene Bauweise Felder 5 – 12

Bei der gebundenen Bauweise sind vor allem zum Rand der Asphaltfahrbahn vermehrt Risse entstanden. Diese müssen kritisch beurteilt werden, da in diesem Bereich die mobile Brecheranlage mit den Stahlraupen über den Rand der Fläche gefahren ist.

In der gebundenen Bauweise mit Monokornbeton als Bettungsmaterial tritt bei warmen Jahreszeiten durch die Intensität der Sonneneinstrahlung die Situation ein, dass der Monokornbeton im vorderen auslaufenden Dreieck zu schnell austrocknet und somit nicht die erforderliche Festigkeit erreicht. Dies vor allem wenn keine Beschattungsmassnahmen erfolgen. Wird vor dem Aufbringen des frischen Monokornbetons dieser erhärtete Monokornbeton nicht entfernt, sowie auch die losen Körner im vorderen linken Bildbereich, dann ist in diesem Bereich nur eine geringe Bindung vorhanden. Diese ist dann beim Entnehmen eines Bohrkerns durch lose Körner erkennbar. Das bedeutet, dass bei hochbelasteten Flächen exakt gearbeitet werden muss, und zwingend Beschattungsmassnahmen erforderlich sind, damit langfristig Schäden vermieden werden können.



Abb. 12 Wird vor dem Aufbringen des frischen Monokornbetons der erhärtete, im vorderen linken Bildbereich gekennzeichnete Monokornbeton nicht entfernt, sowie auch die losen Körner, dann ist in diesem Bereich nur eine geringe bzw. keine Bindung vorhanden.

2.2.1 Feld 5

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel ca. 10 N/mm²
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 11/13, als Reihenpflästerung gebunden

Dieses Feld zeigt auf, dass auch Fugenmörtel mit geringeren Druckfestigkeiten verwendet werden können. Dies vor allem in Flächen mit geringer Schwerverkehrsbelastung, wie z.B. Garagenzufahrten und Plätze, auf denen nur vereinzelt LKW-Verkehr ist. Die „weichen“ Fugenmörtel haben den Vorteil, dass weniger Spannungsrisse infolge Temperaturschwankungen entstehen, weil ein Teil der Temperaturspannungen in den Fugen abgebaut werden können.

Sind im System Tragfähigkeitsprobleme vorhanden, dann wird bei weichen Fugenmörteln die Rissbildung jedoch schneller sichtbar. Kommt dazu, dass „weiche“ Fugenmörtel in der

Regel nicht frosttausalzbeständig sind und somit nur in Flächen, die nicht mit Taumittel bestreut werden, eingesetzt werden können.

2.2.2 Feld 6.1

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial (Y): Drainmörtel 15N/mm²
- Fugenfüllung (Y): Mörtel 30 N/mm²
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 11/13, als Reihenpflästerung gebunden

In diesem Feld kam als Bettungsmörtel ein Fertigprodukt zur Anwendung, welches einen gewissen Anteil Feinteile 0 – 2 mm enthält. Dieser Anteil ist jedoch gering, so dass im eingebauten Zustand eine Wasserdurchlässigkeit von $2,4 \times 10^{-3}$ m/s vorhanden ist. Obwohl der Bohrkern im kritischen Bereich entnommen wurde, der von der mobilen Brecheranlage mit den Stahlraupen überfahren wurde, gibt es in diesem Feld am Rand keine Schäden.

2.2.3 Feld 6.2

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel ca. 30 N/mm²
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 11/13, als Reihenpflästerung gebunden

In diesem Feld zeigt sich, dass schneller Schäden infolge Tragfähigkeitsnachlass sichtbar werden, wenn bei der Arbeitsausführung nicht einwandfrei sauber gearbeitet wird. Bei der Bohrung mit den Rissen sind Holzsplitter und Reste von Elektroröhren aus Kunststoff zum Vorschein gekommen, was weder in der Praxis noch bei diesen Versuchsfeldern vorkommen darf.

2.2.4 Feld 7

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel ca. 10 N/mm²
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 11/13, als Reihenpflästerung gebunden

Bei diesem Aufbau kam ein „weicher“ Fugenmörtel zur Anwendung. Dennoch gibt es ausser den feinen Haarrissen im Randbereich infolge Temperaturspannung und ungenügender Einbindung des Randabschlusses keine Schäden. Dies obwohl auch in diesem Randbereich die mobile Brecheranlage mit den Stahlraupen gefahren ist. Dies ist ein weiterer Hinweis, dass keine Tragfähigkeitsschäden entstehen, wenn einwandfrei gearbeitet wird, auch wenn „weicher“ Fugenmörtel eingesetzt wird und geringe Schwerverkehrsbelastung besteht.

2.2.5 Feld 8.1.1

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel ca. 50 N/mm²

- Steine/Ausführung: Pflastersteine 8/11, als Reihenpflästerung gebunden

Im vorderen Bereich zur Asphaltfahrbahn, in dem die mobile Brecheranlage mit den Stahlraupen gefahren ist, gibt es vermehrt Risse bei diesem Aufbau. Ansonsten sind keine Schäden vorhanden. Die Rissbildung hat einen Zusammenhang mit dem harten Fugenmörtel, durch den grössere thermische Bewegungen entstanden sind, weil in den Fugen kaum Spannungen abgebaut wurden. Durch die grösseren Bewegungen ist der ungenügend eingebundene Randabschluss zur Asphaltfläche gedrückt worden. Bei Temperaturrückgang verbunden mit Zugspannungen in der Pflasterfläche sind durch die dynamischen Belastungen Haarrisse entstanden, die sich durch das Befahren mit der mobile Brecheranlage und der Schwerverkehrsbelastung verbreitert haben.

2.2.6 Feld 8.1.2

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel ca. 15 N/mm²
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 8/11, als Reihenpflästerung gebunden

Ausser im vorderen Bereich, in dem die mobile Brecheranlage mit den Stahlraupen gefahren ist, gibt es bei diesem Aufbau keine Schäden, obwohl das kleinere Steinformat versetzt wurde und ein Fugenmörtel zur Anwendung kam, der nur eine Druckfestigkeit von 15 N/mm² hat. Das Rissbild im vorderen Bereich zur Asphaltfahrbahn ist gering. Das ist ein Hinweis, dass bei „weichen“ Fugenmörteln thermische Spannungen in den Fugen abgebaut werden und somit die thermischen Bewegungen geringer sind.

Interessant ist die Tatsache, dass die Rissbildung nur im oberen Bereich zwischen Fugenmörtel und Pflasterstein vorhanden ist. Im Monokornbeton ist der Riss nicht vorhanden. Dies zeigt, dass es sich um einen Spannungsriss infolge Temperaturschwankungen, im Zusammenhang mit einer ungenügenden Stützfähigkeit des Randabschlusses zum Asphalt handelt. Das die Rissbildung nur im Steinbereich vorhanden ist, hat auch einen Zusammenhang mit der isolierenden Wirkung des Drain- und Monokornbeton, die einen geringen Temperaturunterschied haben als die Natursteindecke mit der direkten Sonneneinstrahlung und der intensiveren Frosteinwirkung, was zu grösseren thermischen Bewegungen führt.

Tab. 1 Temperaturunterschiede in den verschiedenen Schichten

Lage	Höchstwert	Tiefstwert	Unterschied
Im Stein	40° C	- 6° C	46° C
UK Bettungsmaterial	31° C	- 3,5° C	34,5° C
UK Drainbeton	26° C	- 1° C	27° C

Der Temperaturunterschied zwischen der Bettung und dem Stein ist um ca. 12° C grösser. Im Gegensatz zum Temperaturunterschied zwischen UK Bettung und UK Drainbeton, der insgesamt nur ca. 7° C beträgt.

2.2.7 Feld 8.2.1

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainasphalt: 15 cm
- Bettungsmaterial (Y): Drainmörtel 15N/mm²
- Fugenfüllung (Y): Mörtel 30 N/mm²
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 8/11, als Reihenpflästerung gebunden

In diesem Feld kam als Bettungsmörtel ein Fertigprodukt zur Anwendung, welches einen geringen Anteil Feinteile 0 – 2 mm enthält. Dieser Anteil ist jedoch so gering, dass im eingebauten Zustand eine Wasserdurchlässigkeit von $1,2 \times 10^{-4}$ m/s vorhanden ist, die für eine gebundene Bauweise ausreicht.

In dieser Fläche ist der Riss sowohl zwischen Fugenmörtel und Pflasterstein, wie auch im Bereich des Drainmörtels. Am Bohrkern des Drainasphalt ist die Rissbildung nur noch tendenziell im oberflächennahen Bereich sichtbar. Es kann somit nicht ausgeschlossen werden, dass der flexible Drainasphalt zum Rand, durch die Randbelastung der LKW und der mobilen Brecheranlage mit den Stahlraupen, leicht nach unten gedrückt wurde. Diese Vermutung wird durch das V-förmige Rissbild, welches im Pflastersteinbereich breiter ist als im Bettungsmörtel, unterstützt. Zudem hat der Bettungsmörtel eine Druckfestigkeit von 16 N/mm^2 , wodurch eine intensivere Lastübertragung auf die Drainasphalttragschicht erfolgt.

Im Fahrbereich, Richtung Zaun, fahren die LKW nicht so nah am Rand, bzw. nicht über den Randabschluss. Dadurch ist kaum eine kritische Randbelastung vorhanden. Aus diesem Grund, verbunden mit der höheren Druckfestigkeit des Bettungsmörtels, gibt es in diesem Bereich keine Risse in der Pflasterfläche.

2.2.8 Feld 8.2.2

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainasphalt: 15 cm
- Bettungsmaterial (X): Drainmörtel 15 N/mm^2
- Fugenfüllung (X): Mörtel 30 N/mm^2
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 8/11, als Reihenpflästerung gebunden

In diesem Feld kam als Bettungsmörtel ein Fertigprodukt zur Anwendung, welches einen Anteil Feinteile 0 – 2 mm enthält. Dieser Anteil bewirkt, dass der Drainmörtel eine höhere Festigkeit erreichte und in diesem Zusammenhang jedoch eine ungenügende Wasserdurchlässigkeit von $1,2 \times 10^{-6}$ m/s entstand.

In dieser Fläche ist der Riss, wie im Feld 8.2.1, sowohl zwischen Fugenmörtel und Pflasterstein, wie auch im Bereich des Drainmörtels. Am Bohrkern des Drainasphalt ist die Rissbildung nur noch tendenziell im oberen Bereich von ca. 30 mm sichtbar. Es kann somit nicht ausgeschlossen werden, dass der flexible Drainasphalt zum Rand, durch die Randbelastung der LKW und der mobilen Brecheranlage mit den Stahlraupen, leicht nach unten gedrückt wurde. Diese Vermutung wird durch das V-förmige Rissbild, welches im Pflastersteinbereich breiter ist als im Bettungsmörtel und im oberflächennahen Bereich des Drainasphaltes nur noch tendenziell sichtbar ist, unterstützt.

Im Fahrbereich, Richtung Zaun, fahren die LKW nicht so nah am Rand, bzw. nicht über den Randabschluss. Dadurch ist die kritische Randbelastung im Fahrbereich zum Zaun kaum vorhanden. Deshalb gibt es in diesem Bereich keine Risse in der Pflasterfläche.

Dieses Fertigprodukt hat einen zu hohen Feinanteil 0 – 2 mm und muss als Bettungsmaterial kritisch beurteilt werden. Durch den Feinanteil kann dieser Drainmörtel unterschiedlich verdichtet werden. Dadurch entstehen unterschiedliche Druckfestigkeits- und Wasserdurchlässigkeitswerte.

Beim Bohrkern 8.2.2.2 ist die normale Verarbeitung von Bettungsmörtel sichtbar. Im unteren Bereich ist die Trennlinie vom Bettungsmörtel sichtbar der trapezförmig auslaufend eingebracht wurde. Beim Versetzen der nächsten Steinreihe wird frischer Mörtel darauf geschüttet. Da dieser Mörtel durch die Feinteile mehr Feuchtigkeit speichert, ist der untere Mörtel noch nicht im Abbindungs-/Erhärtungsprozess, so dass ein normaler Verbund zur nachträglich oberen Bettungsmörtelschicht entsteht.

Bei Monokornbeton kommt so eine geringe Mörtelschicht bereits in den Abbindungs-/Erhärtungsprozess, so dass keine optimale Verbindung mit der oberen Monokornbetonschicht entsteht und in der Regel beim Bohren lose Körner und ein ungenügender Verbund zur gebundenen Tragschicht vorhanden ist. Diese Situation sollte beim Monokornbeton verbessert werden, was jedoch nicht ganz einfach ist, da normale Abbindeverzögerer im Monokornbeton infolge fehlender Feuchtigkeit nicht funktionieren. Das heisst, wenn bei einem Abbindeverzögerer die Feuchtigkeit fehlt, verliert er seine Wirkung und wird zu einem Beschleuniger.

Betreffend dem Hinauszögern im Abbinde-/Erhärtungsprozess bei Monokornbeton, welcher hervorragende Tragfähigkeits- und schnelle Druckfestigkeitseigenschaften hat, sollte weitere Forschung betrieben werden. Dies vor allem im Zusammenhang mit Randabschlüssen und Entwässerungsrinnen, bei denen mit dem weiteren Bauablauf nicht 28 Tage gewartet werden kann bis der Beton seine erforderliche Druckfestigkeiten erreicht hat.

2.2.9 Feld 9

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel 15 N/mm²
- Steine/Ausführung: Platten 40/60/10, 40/60/12 und 60/120/12 mit Abstandshaltern in Reihen mit versetzten Fugen, gebunden, Plattenunterseiten mit Haftvermittler.

In diesem Feld kommt zum Ausdruck, dass für Schwerverkehrsbelastung in der gebundenen Bauweise auch grossformatige Platten mit Dicken von 100 und 120 mm versetzt werden können. Beim Feld 9, das mit der Überrollmaschine MLS 10 überrollt wurde, ist ohne Schäden eine täglich äquivalente Verkehrslast TF₂₀ 272 erreicht worden. Anhand der jetzt erhaltenen Ergebnisse könnten die Plattendicken in der Norm für die gebundene Bauweise reduziert werden. Zu schnelle Entscheidungen sollten aus dem positiven Ergebnis jedoch noch nicht gezogen werden. Das Feld 9 hat beim Überrollen mit der MLS 10 noch im Versuchsfeld, welches von den LKW überrollt wird, keine Scherkräfte infolge Kurvenfahrens, extremer Horizontalkräfte infolge Bremsen und Anfahren, sowie erhöhte dynamische Belastung bei Übergängen infolge ungleichmässigen Höhenanschlüsse, bzw. steile Gefällestrecken infolge Bremsen, bekommen.

Diesbezüglich muss in der Praxis jedes Objekt kritisch beurteilt werden und in der SN 640 482 [5] Plattendecken, müssen Hinweise auf solche Situationen kommentiert werden.

Zudem kommt in diesem Feld zum Ausdruck, dass Betonprodukte für die gebundene Bauweise kritisch sind. Obwohl ein „weicher“ Fugenmörtel mit nur 15 N/mm² Druckfestigkeit zur Anwendung kam, verlaufen vermehrt Spannungsrisse infolge thermischer Bewegungen durch die Platten, sogar auch durch die Platten mit Bewehrung. Bei den dünneren nicht bewehrten Platten gibt es mehr Spannungsrisse als bei den dickeren bewehrten Platten. Risse infolge thermischer Bewegungen können auch bei Natursteinen entstehen, in der Regel jedoch weniger, da in Verkehrsflächen normalerweise Hartgesteine zur Ausführung kommen, die höhere Spaltzugwerte haben als Betonprodukte. Im Fahrbereich zum Zaun gibt es weniger Spannungsrisse zwischen Fugenmörtel und Platten bzw. Risse, die durch Platten verlaufen. Dies hängt damit zusammen, dass in diesem Bereich die LKW nicht so nah am Rand fahren und somit ein besserer Lastabtrag innerhalb der Fläche erfolgen kann.

Die Rissbildung längs des Randabschluss zur Asphaltfläche hat einen Zusammenhang mit der Stützfähigkeit des Randabschlusses, welcher vor allem bei warmen Temperaturen durch thermische Ausdehnung und dynamische Belastung zur

Asphaltfahrbahn gedrückt worden ist. Bei Temperaturrückgang kommt dazu, dass durch Kornumlagerung der losen Körner in der Bettung und der Tragschicht ein Tragfähigkeitsnachlass stattgefunden hat, so dass die Randpartie leicht nach unten gedrückt wurde.

2.2.10 Feld 10

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel 15 N/mm²
- Steine/Ausführung: Platten 30/100/14 in Reihen mit versetzten Fugen, gebunden, Plattenunterseiten mit Haftvermittler.

In diesem Feld besteht im Randbereich die gleiche Situation mit der ungenügenden Stützfähigkeit des Randabschlusses, im Zusammenhang mit losen Körnern des Monokornbetons, wie in den anderen Feldern zuvor. Da der Riss im Monokornbeton und der Drainbetontragschicht nicht vorhanden ist, kann ein Tragfähigkeitsnachlass der Kiestragschicht ausgeschlossen werden.

In diesem Feld kommt jedoch zum Ausdruck, dass in der gebundenen Bauweise mit Schwerverkehrsbelastung auch Platten mit länglichen Formaten, mit einem Verhältnis Breite zur Länge $\geq 1 : 2$, verwendet werden können. Dies ist für die Gestaltung mit Natursteindecken ein interessanter Aspekt, der bei städtebaulichen Massnahmen vielfältigere Gestaltungen zulässt.

Dabei muss berücksichtigt werden, dass das Risiko, dass ein Spannungsriss durch einen Stein verläuft, zunimmt je länger die Platten sind. Dieses Risiko kann reduziert werden, wenn die Platten auf Kreuzfugen verlegt werden.

Generell zu Rissbildung infolge thermischen Bewegungen muss Folgendes bekannt sein: Je grösser das Plattenformat, je schmalere die Fugen, je intensiver die Sonneneinstrahlung, je wärmer die Ausführungstemperatur, je dunkler die Platten, desto mehr unvermeidliche Spannungsrisse infolge Temperaturrückgang entstehen. Zudem wird die Rissbildung durch unterschiedliche Steinfarben und thermische Eigenschaften der Steine unterstützt.

2.2.11 Feld 11

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel 15 N/mm²
- Steine/Ausführung: Platten 30/30/12 in Reihen mit versetzten Fugen und Kreuzfugen, gebunden, Plattenunterseiten mit Haftvermittler.

Im Feld mit den kleineren Plattenformaten verlaufen kaum Risse durch die Platten. Im Randbereich gibt es auch in diesem Feld die gleiche Situation wie in den Feldern zuvor.

Weil in diesem Feld die Bewegungsfuge ohne Stützkörper im unteren Fugenbereich ausgeführt wurde, haben sich zum Anschluss an die Bewegungsfuge innerhalb kurzer Zeit Platten gelöst. Im Zusammenhang mit der Neuerstellung der Bewegungsfuge wurden diese Platten wieder neu versetzt. Dabei hat sich herausgestellt, dass durch die Störung der Homogenität der Fläche die Steine nicht mehr so wie ursprünglich aus einem Guss wieder versetzt werden konnten, dass danach wieder eine homogene Fläche entstand. Diese Situation besteht auch in der Praxis, wenn bei nachträglichen Öffnungen

oder infolge eines Tragfähigkeitsnachlasses Flächen wieder ergänzt werden müssen. Aus dem genannten Grund ist es wichtig, dass solche Wiederinstandsetzungsarbeiten von qualifizierten Fachleuten ausgeführt werden.

2.2.12 Feld 12

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung: Knirsch verlegt mit Trasszement geschlämmt
- Steine: Riemchen 6 und 8 cm breit, 70-120 cm lang und 12 cm dick, mit versetzten Fugen, Plattenunterseite mit Haftvermittler

Da Gestalter auch Neues ausprobieren möchten, wurde dieser spezielle Riemchenbelag ausgeführt. Bei dieser Versuchsfläche wurden die Platten stumpf gestossen. Die infolge Masstoleranzen der Natursteine entstehenden Spalten zwischen den Steinen wurden mit einer Trasszementschlämme zugeschlämmt. Dadurch entsteht eine gewisse Abstützung zwischen den Riemchen. Dieser Riemchenbelag kann auch mit schmalen Fugen ausgeführt werden.

Ausser, dass ein paar Platten Risse bekamen und in der Randpartie zum Asphalt, infolge befahren mit Stahlraupen der Brecheranlage, Schäden entstanden, ist die Fläche, welche nicht für eine intensive Schwerverkehrsbelastung ausgelegt ist, in einem guten Zustand. Ausser am Rand gibt es innerhalb der Fläche keine losen Riemchen.

3 Funktionieren langfristig ungebundene Pflästerungen ohne zusätzliche untere Entwässerungsmassnahmen auf Kies- bzw. Schottertragschichten?

Der Versuch hat gezeigt, dass eine ungebundene Pflasterung mit intensiver Schwerverkehrsbelastung, ab der Verkehrslastklasse T2, nicht ohne eine gebundene wasserdurchlässige Tragschicht ausgeführt werden sollte, weil unter einer Pflasterung ohne diese zusätzliche untere Entwässerungsebene ein Wasserstau entstehen kann, der zu einem Schaden führt. Vor allem in der Anfangsphase, wenn das Fugenmaterial noch nicht verfestigt ist, kommt vermehrt Feuchtigkeit in die Bettung. Dies hängt auch mit den Fugenvertiefungen zusammen, in denen sich bei feuchter Witterung Wasser ansammelt, das die Stabilität des Fugen-, Bettungs- und ungebundenen Tragschichtmaterials negativ beeinflusst und in der Bettung infolge ungenügender Wasserdurchlässigkeit zu einem Wasserstau führt. Die Fugenvertiefungen sind ein Phänomen der heutigen Zeit mit der maschinellen Reinigung und den höheren Geschwindigkeiten, die zu den Fugenvertiefungen führen. Früher als die Flächen noch von Hand gereinigt wurden und der Verkehr langsam über Pflasterflächen fuhr, konnte sich die Fugenfüllung mit der Zeit verfestigen, so dass diese eine Wasserdurchlässigkeit von 1×10^{-6} m/s oder noch geringer erreichten und somit kaum mehr Feuchtigkeit in die unteren Schichten eingedrungen ist. Damit in der heutigen Zeit mit der maschinellen Reinigung und den höheren Geschwindigkeiten, mit denen Pflasterdecken überrollt werden, langfristig eine funktionierende Wasserdurchlässigkeit besteht, muss die untere Entwässerungsebene in der Praxis eine Wasserdurchlässigkeit von 1×10^{-3} m/s oder höher aufweisen. So einen hohen Wasserdurchlässigkeitswert wird nur mit einer gebundenen wasserdurchlässigen Drainbetontragschicht ohne Feinteile 0 – 2 mm erreicht oder mit einer Drainasphaltschicht mit erhöhtem Hohlraumgehalt. An Tiefpunkten muss zudem das Wasser gezielt abgeleitet werden. Um das zu erfüllen, benötigt es in der Regel an Tiefpunkten eine Drainage.

Bei diesem Punkt muss mitberücksichtigt werden, dass die Wasserdurchlässigkeit von Kies- und Schottertragschichten stetig abnimmt und die Schadensanfälligkeit längerfristig dadurch erhöht wird. Wasserdurchlässigkeitswerte von älteren Tragschichten liegen in der Regel zwischen 1×10^{-6} bis 1×10^{-8} m/s.

Die alten Pflästerungen hatten früher unter den Pflasterdecken eine Steinpackung, auch Packlage genannt. Diese Packlage hatte eine gute Wasserdurchlässigkeit und eine hervorragende Tragfähigkeit. Diesbezüglich haben Forschung und Praxis gezeigt, dass mit einer Drainbetontragschicht, ohne Feinteile 0 – 2 mm, die positiven Eigenschaften der Steinpackung wieder erreicht werden.

4 Gibt es in der ungebundenen Bauweise zwischen Reihenpflästerung und Bogenpflästerungen einen Tragfähigkeitsunterschied?

Bei den Versuchsfeldern längs am Zaun ist bei einer Verkehrslast TF_{20} 9 noch nichts festzustellen. Bei den Versuchsfeldern, die mit der MLS 10 Überrollmaschine überrollt wurden, sind beim Reihenpflaster durch Bewässerung tiefere Spurrinnen entstanden, so dass die Fläche nicht mehr überrollt wurde. Einen direkten Vergleich gibt es bei den Versuchsfeldern, die mit der MLS 10 Überrollmaschine überfahren wurden, nicht, da das Segmentbogenpflaster über einer Drainbetontragschicht erstellt wurde. Indirekte Vergleiche zwischen Feld 1 und Feld 3 könnten jedoch gemacht werden. Das Feld 3 mit Segmentbogenpflaster hat bei einer Verkehrslast TF_{20} 304, im Zusammenhang mit 122'786 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast und Bewässerung kaum Spurrinnen. Das Feld 1 mit dem Reihenpflaster und einer Verkehrslast von TF_{20} 77 mit nur 10'291 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast und Bewässerung wurde geöffnet, weil die Spurrinnen zu tief waren. Ohne Berücksichtigung der Überrollungen mit Bewässerung, welche beim Feld 3 12 Mal höher waren, hat das Feld 3 insgesamt eine ca. 4 Mal höhere Belastung von 213'785 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast schadensfrei überstanden. Die 12 Mal höhere Belastung mit Bewässerung hat sicher einen Zusammenhang mit der unteren gebundenen wasserdurchlässigen Drainbetontragschicht, welche trotz der grossen Anzahl Überrollungen mit Bewässerung einen Wasserstau in der Bettung bzw. auf der Tragschicht verhindert hat.

Auch die geringeren Vertiefungen der Spurrinnen sind wegen der unverformbaren Drainbetontragschicht nicht tiefer geworden. Wäre die Tragfähigkeit beim Segmentbogenpflaster nicht besser, dann wären die Spurrinnen allein schon durch die Walkwirkung tiefer, bzw. das Pflaster hätte seitlich höher hochgedrückt werden müssen. Die bessere Tragfähigkeit des Segmentbogenpflasters kommt vermutlich erst zwischen einer Verkehrslast TF_{20} 100 und TF_{20} 200 merklich zum Ausdruck. Sie hat auch einen Zusammenhang mit den grösseren Wippbewegungen, welche bei den länglichen Bindersteinen im Bereich des Walkens der Reifen entstehen. Durch die Bewegungen der Steine gibt es eher eine Kornzertrümmerung/Kornzermahlung und es dauert länger bis sich die Steine stabilisiert haben, so dass sie sich beim Überrollen nicht mehr sichtbar bewegen.

Die bessere Tragfähigkeit des Segmentbogenpflasters kommt jedoch hauptsächlich bei nasser Witterung zum Ausdruck, wenn sich im Bettungsmaterial die Scherkräfte verringern und an Stabilität verlieren. In dem Zustand können die länglichen Steinformate mit geringerem Kraftaufwand bewegt werden, was dann wiederum zu vermehrter Kornzertrümmerung/ Kornzermahlung führt. Dies vor allem, wenn die Fugen- und Bettungsmaterialien einen zu hohen Schlagzertümmerungswert haben. Ein Wasserstau in der Bettung wird noch beschleunigt, wenn Kalk von Kalkstein- oder Recyclingmaterialien freigesetzt wird. Dadurch entsteht in der Bettung eine Verfestigung und das Bettungsmaterial wird hart wie ein Mörtel.

Am deutlichsten kommt die bessere Tragfähigkeit bei den dynamischen Verformungsmessungen nach 75'000 Überrollungen mit über 10'000 Überrollung mit Bewässerung der Segmentbogenpflästerung zum Ausdruck.

5 Bis zu welcher Verkehrsbelastung können in der ungebundenen Bauweise Platten, insbesondere grossformatige Platten, versetzt werden?

Bei grossformatigen Platten entstehen in der ungebundenen Bauweise beim Überrollen mit LKW immer Wippbewegungen, die zu Absätzen zwischen den Platten führen. Sind in der Praxis noch Fugenvertiefungen vorhanden, dann reduziert sich die Kraftereinwirkung zum Bewegen der Platten, was wiederum die Absätze und Schadensanfälligkeit erhöht. In Anbetracht der gemachten Erfahrungen sollten Plattendecken nur bis zu einer Verkehrslast $TF_{20} 30$ ausgeführt werden. Das Plattenformat sollte auf 400 x 600 bzw. 500 x 500 mm begrenzt werden, weil es kaum möglich ist, ein grösseres Plattenformat optimal in das Bettungsmaterial einzurütteln, da es keine entsprechenden Maschinen gibt. Ein optimales Einrütteln der Platten in das Bettungsmaterial ist jedoch eine Grundvoraussetzung, damit sich die Platten beim Überrollen kaum bewegen und mit der Zeit lagestabil liegen. Aus den genannten Gründen sollten die Vorgaben in der SN 640 482, [5] Plattendecken, für die ungebundene Bauweise belassen werden. Kommt dazu, dass die Platten immer mit Abstandshaltern verlegt wurden, so dass eine direkte horizontale Kraftableitung von Platte zu Platte erfolgen konnte. Zudem wurden die Fugen mit einer Trasskalksandmischung, die eine Druckfestigkeit von ca. 4 N/mm² erreicht, verfüllt. Werden solche Massnahmen zum anfänglichen Stabilisieren der Platten nicht ausgeführt, dann können ungebundene Plattendecken für die Verkehrslast $TF_{20} 30$ kaum erstellt werden, weil, wie bereits kommentiert, das anfängliche Stabilisieren der Platten nicht unterstützt wird. Das Stabilisieren von ungebundenen Natur- und Betonsteindecken geschieht über Jahre. In der Zeit wird auch die Wasserdurchlässigkeit der Fugenmaterialien reduziert. Aus diesem Grund ist es wichtig, dass sich die Platten bzw. Steine in der Anfangszeit kaum bewegen, weil sie sich sonst nicht selber stabilisieren können. Dies ist der hauptsächliche Grund, weshalb ungebundene Natur- und Betonsteindecken in den ersten paar Jahren schadhaf werden. Damit das Stabilisieren der Steine auch geschehen kann, darf das Nachsanden nicht vernachlässigt werden, wenn Fugenvertiefungen von über 20 mm vorhanden sind. Das Nachsanden von ungebundenen Natur- und Betonsteindecken wird von Kommunen zuweilen vernachlässigt, weil sie der Meinung sind, dass sie einen neuen Belag erhalten haben, der jetzt 20 Jahre keine Unterhaltsarbeiten benötigt. Dies mag für eine Asphalt- oder Betondecke zutreffen, jedoch niemals bei einer ungebundenen Bauweise aus Natur- oder Betonsteinen mit Verkehrsbelastung.

6 Wie wichtig ist das Nachsanden bei einer ungebundenen Bauweise und kann der Fugenverschluss mit geringen Unterhaltskosten ausgeführt werden und wie?

Damit Splitt als Bettungsmaterial eine gute Lagestabilität hat, sind verschiedene Faktoren entscheidend. Wenn Splitt eingebunden ist, so dass er nach unten und seitlich nicht weichen kann, dann kann in einer Splittschicht nur noch eine Kornumlagerung stattfinden.

Wenn ein Pflaster abgerüttelt und beim Abrütteln genügend Wasser zugegeben wird, dann werden auch in einem Splittgerüst die Scherkräfte reduziert, so dass eine optimale Kornumlagerung stattfindet. Wenn diese erreicht ist und sich das Pflaster kaum mehr bewegt, dann können in einer Splittbettung keine Setzungen mehr entstehen, da sich die Körner gegenseitig berühren und abstützen, egal ob die Schichtdicke 30, 50 oder 80 mm dick ist.

Kornumlagerungen können nur noch entstehen, wenn sich die auf dem Splitt liegenden Steine beim Überrollen bewegen. Wenn die Fugen jedoch gefüllt und die Steine genügend dick sind, dann können sich die Steine kaum bewegen und somit bleibt die Splittschicht unter einer Pflästerung lagestabil.

Entstehen Fugenvertiefungen, dann entstehen beim Überrollen grössere Steinbewegungen, die je nach Tiefe der Fugen zu Kornumlagerungen führen. Vor allem führen sie dazu, dass sich die Körner gegenseitig reiben, was sowohl an den Steinseitenflächen als auch an der Steinunterseite zu Abreibungen führt.

Je nach Steinformat und Erstellung der Steine entstehen unterschiedliche Bewegungen. Die geringsten Bewegungen entstehen bei bruchrauen, würfelförmigen, massgenauen Natursteinen die engfugig versetzt sind und sich somit teilweise gegenseitig abstützen. Bei würfelförmigen Steinen mit ebenen Seitenflächen und Unterseiten kann beim Überrollen Reflexion entstehen. Bei grossen und länglichen Steinformaten entstehen Wippbewegungen.

Durch die Steinbewegungen findet bei den Splittkörnern eine Kornumlagerung verbunden mit Kornzermahlung und –zertrümmerung statt und bei einem Betonstein kann Kalk freigesetzt werden. Diese mechanische Steinveränderung und Kornzermahlung führt zur Verfestigung der Bettung und zur Abnahme der Wasserdurchlässigkeit.

Wenn ein Pflasterstein überrollt wird, dann entsteht durch den Reifen eine vertikale Belastung und durch die Walkwirkung eine horizontale Belastung. Daraus entstehen im ungebundenen Bettungs- und Fugenmaterial Druckspannungen.

Wenn die Momente der Druckspannungen gleich sind, dann wird sich ein Stein beim Überrollen nicht bewegen. Sind die Spannungen unterschiedlich, dann wird im Steine eine Bewegung stattfinden. Diese Bewegung ist von verschiedenen Faktoren abhängig und dies sind:

- Steinformat
- Steindicke
- Fugenvertiefung

Je grösser das Steinformat umso grösser wird beim Überrollen das Drehmoment der Druckbelastung, was zu Wippbewegungen im Stein führt.

Je geringer die Steindicke, desto grösser werden die Druckspannungen auf das Fugenmaterial.

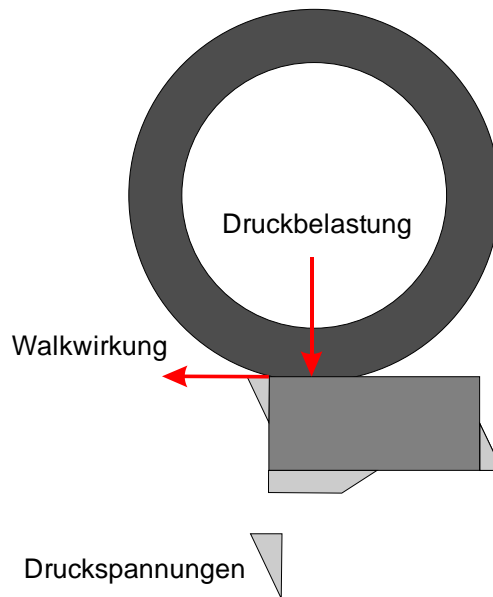


Abb. 13 Skizze der Kräfteinwirkungen und daraus entstehenden Druckspannungen

Je grösser die Fugenvertiefungen desto grösser werden die Druck- und Zugspannungen auf das Fugen- und Bettungsmaterial.

Die horizontale Belastung durch Walkwirkung ist grösser als die Druckbelastung des Reifens, weil die Walkwirkung eine aufschlagende nach vorn drückende Belastung bewirkt.

Durch eine Drainbetontragschicht entsteht eine unverformbare Unterlage, die hohe Vertikallasten aufnehmen kann. Im Gegensatz zu einer Schottertragschicht, die bei einem Plattendruckwert von ME_1 mit 180 MN/m^2 gestaucht wird und sich dadurch verformen lässt.

Je nach Steindicke entsteht durch die Radlast von 50 kN ein unterschiedlicher statischer Auflagedruck.

Die Auflage eines LKW-Reifens beträgt bei einer Radlast von 50 kN ca. $210 \times 270 \text{ mm} = 56700 \text{ mm}^2$. Dies ergibt somit bei einer Radlast von 50 kN mit einem Reifen (Vorderachse) ca. $0,88 \text{ N/mm}^2$, bei Zwillingreifen $0,44 \text{ N/mm}^2$ und bei Supersinglereifen $0,61 \text{ N/mm}^2$.

Wird die Annahme getroffen, dass in einer leicht vertieften Fuge kein Auflagedruck vom Fugenmaterial übernommen wird, dann ist der Auflagedruck bis zu einer Steindicke von 80 mm leicht höher, als wenn der Auflagedruck auf der Steinfläche entsteht.

Der Auflagedruck ist unter dem Vorderrad am grössten. Unter den Zwillingrädern ist der halbe Auflagedruck und der Wert des Auflagedrucks beim Supersinglereifen liegt in etwa in der Mitte dieser beiden Reifen.

Tab. 2 Druckspannungen auf die Unterseite der Steine infolge statischen Auflagedrucks

Auflagefläche 210 x 270 in mm	Radlast	Steindicke in mm	Auflagedruck in N/mm ² mit Fuge	Auflagedruck in N/mm ² ohne Fuge	Verformungs- modul in MN/m ²
Steinunterseite	50 kN	80	0,32	0,31	0,31
Steinunterseite	50 kN	100	0,26	0,26	0,26
Steinunterseite	50 kN	120	0,22	0,22	0,22
Steinunterseite	50 kN	140	0,19	0,19	0,19
Steinunterseite	50 kN	160	0,16	0,16	0,16
Steinunterseite	50 kN	180	0,14	0,14	0,14

Auch der statische Auflagedruck von ca. 0,3 MN/m² kann in einer Schottertragschicht Verformungen bewirken, obwohl dieser Auflagedruck sehr gering ist.

Wird die Annahme getroffen, dass die dynamische Belastung durch die Walkwirkung in etwa doppelt so gross ist wie die statische Auflast, denn ergibt dies in den Fugen folgende Druckspannungen:

Tab. 3 Druckspannungen auf die Seitenfläche der Steine durch Walkwirkung

Steindicke in mm	Seitenfläche in mm für die Druckkräfte	Druckkraft infolge Walkwirkung in kN, Annahme doppelte Radlast	Daraus resultierende Druckspannungen im Fugenmaterial pro Steinseite in N/mm ²	Insgesamt für beide Steinseiten in N/mm ²
80	200 x 40	100	12,50	6,25
100	200 x 50	100	10,00	5,00
120	200 x 60	100	8,33	4,17
140	200 x 70	100	7,14	3,57
160	200 x 80	100	6,25	3,13
180	200 x 90	100	5,56	2,78

Interessant ist, dass auf das Fugenmaterial durch Walkwirkung in etwa der 20-fache Druck der Reifenaufgabe entsteht. Dies macht deutlich, dass die Fugenfüllung ein sehr wichtiger Faktor ist. Bei den Zahlen der oberen Tabelle wird deutlich, dass bei dünnen Steinen wesentlich höhere Druckbelastungen auf das Fugenmaterial entstehen als bei dickeren Steinen. Je höher die Druckbelastungen, umso mehr bewegen sich die Steine. Das wiederum führt dann zusammen mit den Radlasten zu grösseren Verformungen in der Pflasterfläche.

Bei Regen reduzieren sich die Scherkräfte einer Schottertragschicht und umso grösser wird deren Verformung und somit auch die Verformung der Pflasterdecke. Diese Tatsache wurde in den Versuchsfeldern, die mit der MLS 10 Überrollungsmaschine überrollt wurden beim Überrollen mit Bewässerung deutlich sichtbar.

Entstehen Fugenvertiefungen, dann erhöhen sich die Druckspannungen im Fugenmaterial.

Tab. 4 Druckspannungen auf die Seitenfläche der Steine durch Walkwirkung mit Fugenvertiefung von 10 mm

Steindicke in mm	Seitenfläche in mm für die Druckkräfte	Druckkraft infolge Walkwirkung in kN, Annahme doppelte Radlast	Daraus resultierende Druckspannungen im Fugenmaterial pro Steinseite in N/mm ²	Insgesamt für beide Steinseiten in N/mm ²
80	200 x 30	100	16,67	7,14
100	200 x 40	100	12,50	5,56
120	200 x 50	100	10,00	4,55
140	200 x 60	100	8,33	3,85
160	200 x 70	100	7,14	3,33
180	200 x 80	100	6,25	2,94

Tab. 5 Druckspannungen auf die Seitenfläche der Steine durch Walkwirkung mit Fugenvertiefung von 20 mm

Steindicke in mm	Seitenfläche in mm für die Druckkräfte	Druckkraft infolge Walkwirkung in kN, Annahme doppelte Radlast	Daraus resultierende Druckspannungen im Fugenmaterial pro Steinseite in N/mm ²	Insgesamt für beide Steinseiten in N/mm ²
80	200 x 20	100	25,00	8,33
100	200 x 30	100	16,67	6,25
120	200 x 40	100	12,50	5,00
140	200 x 50	100	10,00	4,17
160	200 x 60	100	8,33	3,57
180	200 x 70	100	7,14	3,13

Je dünner die Steine und je grösser die Fugenvertiefung desto höher werden die Druckbelastungen auf das Fugenmaterial und umso grösser sind die Steinbewegungen beim Überrollen der Pflasterfläche.

Tab. 6 Druckspannungen auf die Seitenfläche der Steine durch Walkwirkung mit Fugenvertiefung von 30 mm

Steindicke in mm	Seitenfläche in mm für die Druckkräfte	Druckkraft infolge Walkwirkung in kN, Annahme doppelte Radlast	Daraus resultierende Druckspannungen im Fugenmaterial pro Steinseite in N/mm ²	Insgesamt für beide Steinseiten in N/mm ²
80	200 x 10	100	50,00	10,00
100	200 x 20	100	25,00	7,14
120	200 x 30	100	16,67	5,56
140	200 x 40	100	12,50	4,55
160	200 x 50	100	10,00	3,85
180	200 x 60	100	8,33	3,33

Bei 30 mm Fugenvertiefung beträgt die Zunahme der Druckbelastung auf das Fugenmaterial gegenüber vollen Fugen bei

80 mm Steindicke	60,0 %
100 mm Steindicke	49,8 %
120 mm Steindicke	33,3 %
140 mm Steindicke	27,4 %
160 mm Steindicke	23,0 %
180 mm Steindicke	19,8 %

Tab. 7 Druckspannungen auf die Seitenfläche der Steine durch Walkwirkung mit Fugenvertiefung von 40 mm

Steindicke in mm	Seitenfläche in mm für die Druckkräfte	Druckkraft infolge Walkwirkung in kN, Annahme doppelte Radlast	Daraus resultierende Druckspannungen im Fugenmaterial pro Steinseite in N/mm ²	Insgesamt für beide Steinseiten in N/mm ²
80	200 x 10	100		12,50
100	200 x 20	100	50,00	8,33
120	200 x 30	100	25,00	6,25
140	200 x 40	100	16,67	5,00
160	200 x 50	100	12,50	4,17
180	200 x 60	100	10,00	3,57

Bei 40 mm Fugenvertiefung beträgt die Zunahme der Druckbelastung auf das Fugenmaterial gegenüber vollen Fugen bei:

80 mm Steindicke	100,0 %
100 mm Steindicke	66,6 %
120 mm Steindicke	49,9 %
140 mm Steindicke	40,0 %
160 mm Steindicke	33,2 %
180 mm Steindicke	28,4 %

Anhand dieser Zahlen wird deutlich, dass Fugenvertiefungen einen grossen Einfluss auf Steinbewegungen und daraus resultierenden Kornumlagerungen haben, die zu der Verformung einer Pflasterfläche führen.

Ist auf einer Drainbetontragschicht eine Splittbettung, wie dies sowohl in der Schweizer als auch in der österreichischen Pflasternorm vorgesehen ist, dann hat die Schichtdicke des Splitts nur einen indirekten, relativ geringen Zusammenhang mit den Verformungen an der Oberfläche. Die wesentlich wichtigeren bzw. entscheidenden Faktoren sind die Festigkeit der Fugenfüllung und die Fugenvertiefungen.

Ganz anders verhält es sich bei einer Splitt-Brechsand-Mischung, bei der durch die Schichtdicke die Verformungen wesentlich mehr zunehmen. Dies vor allem bei nasser Witterung im Zusammenhang mit Schwerverkehrsbelastung, weil durch die Feuchtigkeit die Scherspannungen wesentlich mehr reduziert werden als in einer Splittschicht. Durch die wesentlich geringer Abnahme der Scherkräfte in der Splittbettung, werden Verformungen und Zusammendrücken einer Splittschicht gering, unabhängig von der Schichtdicke. Die Zunahme der Zusammendrückbarkeit einer optimal verdichteten Splittschicht über einer Drainbetontragschicht ist unter einem Pflaster absolut geringfügig

und beträgt bei einer Schichtdicke von 100 mm höchstens 1 – 2 Zehntelmillimeter. Durch eine größere Schichtdicke wird bei einer Splittbettung die Elastizität erhöht, was die Kornzertrümmerung und Kornzerreibung reduziert bzw. komplett verhindert.

Wenn eine Splittbettung nicht eine hervorragende Tragfähigkeit hätte, müsste an der Ausführungsart bei Bahntrassen mit jeweiligem Schotterbett, das nicht einmal seitlich gehalten ist, auch gezweifelt werden. Vor allem bei den dynamischen Belastungen, die sich durch die Hochgeschwindigkeitszüge ergeben.

Ein weiterer Faktor, der Verformungen reduziert, ist die Festigkeit der Fugenfüllung. Wird auf einer Schottertragschicht als Fugenfüllung eine Trasskalksandmischung mit einer Druckfestigkeit von ca. 4 N/mm² eingesetzt, dann werden die Verformungen an der Pflasteroberfläche fast komplett auf die Schottertragschicht übertragen. Diese Tatsache haben die Ergebnisse dieses Forschungsprojekts mit Pflaster und Plattendecken gezeigt.

Die Unterhaltsarbeiten können durch leicht verfestigte Fugen reduziert werden. Es hat sich gezeigt, dass bei einer Trasskalksandmischung eine komplette Fugenfüllung besser Ergebnisse bringt, als wenn nur die obersten ca. 30 mm verfestigt werden. Eine komplette Fugenfüllung kann jedoch nicht mit jeder Fugenverfestigung, die auf dem Markt erhältlich ist, ausgeführt werden, da in der Regel die Materialien für Fugenverfestigungen bei Feuchtigkeit an Stabilität einbüßen und somit die Steine ihren festen Halt verlieren.

Zudem muss auch immer die Kostenkalkulation erstellt werden, was eine komplette bzw. eine nur 30 mm tiefe Fugenfüllung mit einem Fugenverfestiger kostet und um wie viel die Unterhaltskosten dadurch reduziert werden können. Genauere Angaben können dazu nicht gemacht werden, weil viele Faktoren die Unterhaltsarbeiten beeinflussen, wie z.B. Lage, Belastung, Reinigung, Gefälle, Witterungseinflüsse u.s.w.

Wird die Langzeitwirkung durch Fugenverfestigung positiv beeinflusst, dann können längerfristig grössere Beträge eingespart werden. Zudem wird mit einer Fugenverfestigung das Eindringen von Feuchtigkeit in das Fugen- und Bettungsmaterial reduziert und somit auch die Gefahr eines Wasserstaus, der kurzfristig zu einem Schaden führen würde. Mit einer Trasskalksandmischung wird anfänglich eine Fugenverfestigung erreicht, wie sie unter normalen Verhältnisse erst in etwa 10 Jahren vorhanden ist. Wichtig ist bei einer Trasskalksandmischung, dass diese oberflächlich nicht überwässert wird, weil sonst der mit Trasskalk verfestigte Sand in den ersten Frostperioden die Festigkeit verliert. Dadurch kann die lose Sandmischung durch Reinigung und Sogwirkung der Reifen ohne grossen Widerstand aus den Fugen gesogen werden und es entstehen ähnliche Verhältnisse wie bei einer ungebundenen Fugenfüllung ohne anfängliche Verfestigung.

7 Gibt es einen Tragfähigkeitsunterschied zwischen Drainbeton- und Drainasphalttragschichten in der ungebundenen oder gebundenen Bauweise?

In der ungebundenen Bauweise gibt es zwischen Drainbeton- und Drainasphalttragschichten keine Tragfähigkeitsunterschiede, weil bei der ungebundenen Bauweise das Bettungsmaterial am instabilsten ist. Der Tragfähigkeitsunterschied kann jedoch reduziert werden, wenn für den Drainasphalt ein härteres Bindemittel verwendet wird.

Bei der gebundenen Bauweise, vor allem bei Monokornbeton als Bettungsmaterial, wird der Tragfähigkeitsunterschied sichtbar. Dies konnte sowohl bei diesem Versuch im Feld 8 festgestellt werden und wurde auch schon in früheren Versuchen, als auch in der Praxis festgestellt. Im Randbereich mit den Schäden gibt es im Drainbeton keine Risse. In diesem Bereich sind die Schäden hauptsächlich durch den Monokornbeton entstanden, der im unteren Bereich eine ungenügende Festigkeit hatte. Die Tragfähigkeit von Drainasphalttragschichten kann auch durch eine dickere Schicht erhöht werden, wie dies in der SN 640 480, [3] Pflästerung, und SN 640482, [4] Plattendecken, kommentiert ist.

Drainasphalt ist eine flexible Masse, die sich bei Belastung verformt. Entsteht in der ungebundenen Tragschicht eine minimale Setzung, dann verformt sich eine Drainasphaltschicht und an der gebundenen Oberfläche entstehen Risse. Im Gegensatz zu einer Drainbetontragschicht, die durch Überbelastung eine marginale Verformung durchhält, die noch keine Risse an der Oberfläche bewirken und ein Schaden erst entsteht, wenn die Biegefestigkeit überschritten wird und die Drainbetontragschicht bricht.

8 Bis zu welcher Belastung können sogenannte weiche Fugenmörtel unter 20 N/mm² Druckfestigkeit eingesetzt werden?

Bei den Felder 5 und 7 ist ein „weicher“ Fugenmörtel mit nur 10 N/mm² Druckfestigkeit zur Ausführung gekommen und in den Feldern 8.1.2, 9 und 10, ein Fugenmörtel mit 15 N/mm² Druckfestigkeit. Sowohl bei den Feldern längs am Zaun, welche von beladenen LKW überfahren wurden, als auch bei den Feldern, die von der MLS 10 Überrollungsmaschine überrollt wurden, liegen keine negativen Ergebnisse vor. Für diese Beurteilung wurden die Risse im vorderen Bereich zum Anschluss an die Asphalttragschicht nicht berücksichtigt, weil diese eine andere Ursache haben und durch den „weichen Fugenmörtel nur schneller sichtbar wurden. Beziehungsweise sind in diesem Randbereich beim Einsatz von einem „weichen“ Fugenmörtel teilweise weniger Risse entstanden, weil thermische Spannungen innerhalb der Fläche abgebaut wurden, so dass der Randabschluss kaum in die Asphalttschicht der daneben liegenden Fahrbahn gedrückt wurde. Bei der Plattendecke vom Prüffeld 9, das von der Überrollungsmaschine MLS 10 überrollt wurde, hat bereits eine Belastung von TF₂₀ 272 stattgefunden und es gibt keine sichtbaren Schäden. Rein theoretisch können weiche Fugenmörtel mit einer Druckfestigkeit von 15 N/mm² bis zur Verkehrslast TF₂₀ 300 ausgeführt werden.

Dies ist jedoch für so eine intensive tägliche Schwerverkehrsbelastung nicht sinnvoll, weil bei weicheren Fugenmörteln Tragfähigkeitsprobleme schneller sichtbar werden und solche können in der Praxis nie hundertprozentig ausgeschlossen werden. Bei größeren Platzflächen mit geringer Schwerverkehrsbelastung, wie z.B. Markt- oder Dorfplätze ohne Busverkehr und einer Verkehrsbelastung bis TF₂₀ 30, können weiche Fugenmörtel sinnvoll sein. Mit weicheren Fugenmörteln entstehen weniger Risse infolge Temperaturrückgangs. Dies ist ein Vorteil, weil jeder Riss im System ein Schwachpunkt ist. Vor allem bei Plattendecken mit geringem Fugenanteil sind die weicheren Fugenmörteln vorteilhaft.

Durch einen Riss wird die Homogenität in der Fläche gemindert. Zudem sind die Steine im Rissbereich nur noch von 3 Seiten fest fixiert und können sich durch Belastung einfacher lösen. Vor allem dann, wenn aus dem Spannungsriss keine Bewegungsfuge erstellt wird und sich in den Rissen, die bei kalten Jahreszeiten breiter sind als bei warmen Jahreszeiten und sich somit Schmutz und kleine Steine im Riss absetzen, welche dann bei Erwärmung zu erhöhten Druckspannungen führen.

Wenn in der Praxis „weiche“ Fugenmörtel zum Einsatz kommen, muss dies auf das Objekt abgestimmt sein. Es gibt nur wenige „weiche“ Fugenmörtel, die in der Praxis unter Taumittleinsatz funktionieren. Im Labor erfüllen die „weichen“ Fugenmörtel in der Regel die Frost-Taumittel-Prüfung nicht. Aus diesem Grund sind bei den „weichen“ Fugenmörteln die Praxisergebnisse wichtig. Zudem müssen sich die Verarbeiter bewusst sein, dass „weiche“ Fugenmörtel nicht überwässert werden dürfen, weil im Zusammenhang mit der geringen Zementmenge die Qualität des eingebrachten Fugenmörtels extrem nachlässt.

9 Gibt es einen Tragfähigkeitsunterschied zwischen Drainmörtel von Handelsprodukten und Monokornbeton?

Zwischen Monokornbeton und Drainmörtel als Handelsprodukt gibt es Unterschiede. Je mehr Sand ein Drainmörtel enthält desto kritischer ist der Drainmörtel. Die Hersteller benötigen die Feinteile, damit sich das Material im Silo nicht entmischt. In der Weiterverarbeitung werden die Feinteile im Drainmörtel nicht benötigt. Sie sind für den Verarbeiter viel mehr ein unkontrollierbares Risiko. Durch die Feinteile kann der Drainmörtel unterschiedlich verdichtet werden. Wenn ein Stein auf der richtigen Höhe ist, dann schlägt kein Versetzter mehr auf den Stein, nur damit der Mörtel besser verdichtet wird. Durch die Feinteile im Drainmörtel bekommt dieser eine unterschiedliche Festigkeit und auch ein unterschiedliches Drainverhalten bzw. kapillares Saugverhalten. Die Drainfähigkeit ist in der Regel in der gebundenen Bauweise weniger entscheidend, weil nur wenig Feuchtigkeit in die Bettung und die Tragschicht gelangt, falls nur feine Haarrisse vorhanden sind. Entstehen jedoch mehr und breitere Risse erhöht sich der Feuchtigkeitseindring und die Zerstörung der gebundenen Fläche wird beschleunigt.

Die kapillare Saugfähigkeit ist jedoch kritisch, weil diese nebst unschönen Feuchtigkeitsverfleckungen bei Frost zur Zerstörung des Mörtelgefüges führen kann.

Die Drainmörtel mit Feinteilen sind für die Hersteller ideal, weil sie mit diesen Drainmörteln hervorragende Laborwerte bekommen. Im Labor, im plastischen Zustand, erreichen die Drainmörtel Druckfestigkeiten von 35 – 50 N/mm² und teilweise noch mehr. In der Praxis, in der die Drainmörtel im erdfuchten Zustand eingebaut werden, damit Steine versetzt werden können, gibt es Streuwerte von 4,0 bis 54 N/mm². Wobei die beiden oberen Werte im Diagramm in der Praxis Ausnahmewerte sind.

Druckfestigkeiten von einem eingebauten Drainmörtel, gemessen nach der Prüfnorm für Mörtel

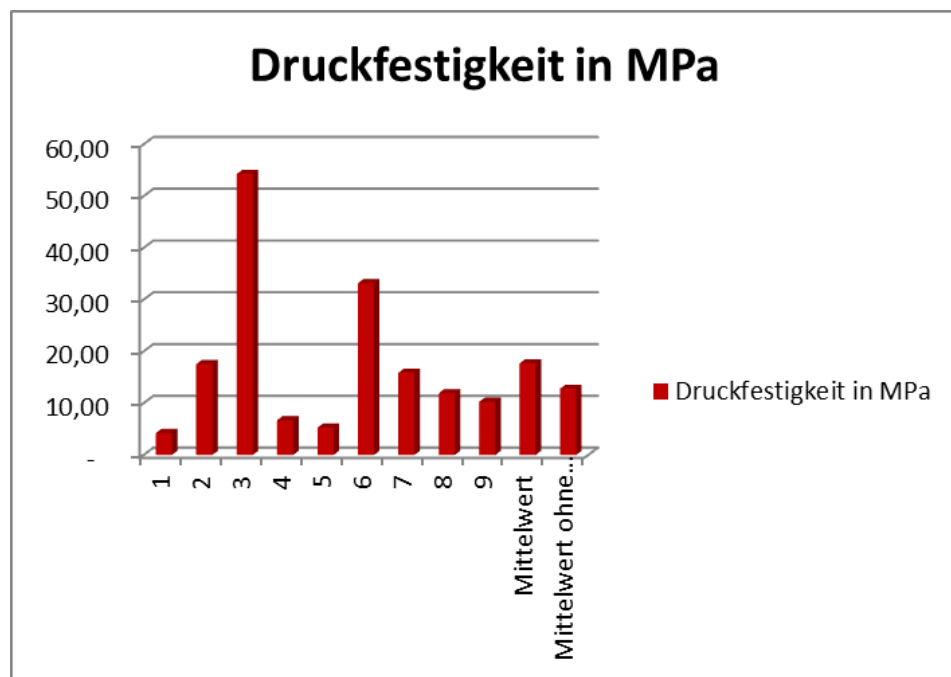


Abb. 14 Druckfestigkeit in MPa

Bei Monokornbeton sind die Druckfestigkeitswerte im Labor geringer als beim Drainmörtel. In der Praxis haben die Monokornbetons jedoch nicht so grosse Streuwerte. Dies kommt daher, dass bei Monokornbeton nicht unterschiedlich verdichtet werden kann. Bei Monokornbeton liegt immer Stein auf Stein, ohne dass Feinteile dazwischen sind, die noch nachverdichtet werden können. Dies kann verglichen werden mit einem Gefäss voller Kugeln. Die Kugeln können auch nicht nachverdichtet werden, solange sie durch das Gefäss gehalten sind.

Die Praxis zeigt, dass die grossen Streuwerte bei den Drainmörteln längerfristig zu Tragfähigkeitsproblemen führen, weil durch die kapillar gespeicherte Feuchtigkeit eine Gefügezerstörung entsteht. Wann Tragfähigkeitsprobleme auftreten, ist von der Intensität der Schwerverkehrsbelastung und der Anzahl Frostwechsel abhängig. Im Feld 8, das mit der MLS 10 Überrollmaschine überrollt wurde, und in dem erst eine Belastung von TF_{20} 104 stattgefunden hat, konnte noch kein Tragfähigkeitsproblem eruiert werden.

Der Schwachpunkt von Monokornbeton ohne Feinteile 0 – 2 mm ist die Verarbeitung, vor allem bei warmem und windigem Wetter. Da der Monokornbeton kaum Feuchtigkeit speichert, kommt er schnell in die Abbinde und Erhärtungsphase. Dies ist beim Versetzen von Steinen und Platten kritisch, weil immer eine gewisse Menge des Monokornbetons vor den zu versetzenden Steinen trapezförmig frei liegt. Wenn dieser freiliegende Monokornbeton an Feuchtigkeit verliert und in die Abbinde bzw. Erhärtungsphase kommt und vor dem Versetzen der nächsten Steine nicht entfernt wird, sondern nur frischer Monokornbeton ober dieser in der Abbinde und Erhärtungsphase befindende Monokornbeton verteilt wird, können die erforderlichen Zementleimpunkte nicht entstehen. Beim Bohren für Probeentnahmen werden dann die losen Steinkörner sichtbar. In diesem Fall kann kein kompakter Bohrkern entnommen werden. Anhand des Aussehens der Steinkörner können Rückschlüsse über die Verarbeitung des Monokornbetons gemacht werden. Werden Steine ohne Zementleim durch das Bohren mit Wasser sichtbar, dann war der Monokornbeton bei der Verarbeitung bereits ausgetrocknet und/oder hatte bei der Lieferung nicht den erforderlichen Lackglanz, wie wenn die Steinkörner von „Zementlack“ umhüllt wären.

Sind bei den Steinkörnern der Zementleim und allfällige Zementleimpunkte sichtbar, dann hatte der Monokornbeton bei der Lieferung genügend Wasser, ist jedoch bei der Verarbeitung zu lange herumgelegen. Durch das Setzen des Steins wurde der Zementleim am Anfang der Abbindephase nochmals erschüttert und/oder die Steinkörner verschoben, so dass der Zementleim des Steinkorns in der Versetzlage nicht mehr die erforderlichen Zementleimpunkte für eine feste Verbindung eingehen konnten. Die Zementleimpunkte sind jedoch erforderlich, damit eine normgerechte Druckfestigkeit entsteht.

Damit Monokornbeton die geforderte Druckfestigkeit erreicht, muss ein Zement mit wenig Zuschlagstoffen und einem Festigkeitswert von 42,5, besser noch 52,5, zur Anwendung kommen. Der W/Z-Faktor beträgt ca. 0,44. Fertig gemischt muss der Monokornbeton glänzen als wären die Steine mit „Zementlack“ angestrichen. Damit die erforderlichen Zementleimpunkte entstehen, muss je nach Korngrösse eine Zementmenge zwischen 200 und 250 kg/m³ beigemischt werden.

Der Versuch und Objekte in der Praxis haben bewiesen, dass Monokornbeton eine hervorragende Tragfestigkeit hat, wenn er seitlich gehalten und die Unterlage lagestabil ist. Monokornbeton ohne Feinanteil hat den Vorteil, dass er kaum kapillare Saugfähigkeiten hat und somit kaum Kapillarporen enthält. Im Gegensatz zu Drainmörtel mit Feinteilen 0 – 2 mm, die ein relativ dichtes Gefüge mit vielen Kapillar- und auch grösseren Poren haben. Untersuchungen von verschiedenen Fertigprodukten haben eine kapillare Feuchtigkeitsaufnahme zwischen 10 – 15 G-% ergeben.

Korngerüst von Monokornbeton ohne Feinteile 0 – 2 mm aus.



Abb. 15 Monokornbeton 5/8 mm



Abb. 16 Monokornbeton 2/5 mm

Korngerüst eines Drainmörtels mit Feinteilen 0 – 2 mm aus



Abb. 17 Korngerüst eines Drainmörtels als Fertigprodukt mit Feinteilen 0 – 2 mm

Werden sowohl Monokornbeton als auch Drainmörtel fachmännisch verarbeitet, funktionieren anfänglich beide. Wenn jedoch ein Drainmörtel einen zu hohen Sandanteil hat, dann entstehen viele Kapillarporen, die mit der Zeit zu einer Gefügezerstörung im Zusammenhang mit Frost führen. Durch Belastung, vor allem durch Schwerverkehrsbelastung erfolgt eine Nachverdichtung, die zu Rissen zwischen Fugenmörtel und Steinen führt und somit zu einer Setzungen innerhalb der gebundenen Natursteindecke. Wenn nur eine Gefügezerstörung erfolgt, dann dauert es lange bis an der Oberfläche ein Tragfähigkeitsschaden sichtbar wird. Bei einer Fläche die nur begangen wird, wird ein Tragfähigkeitsschaden kaum sichtbar. Beim Öffnen einer solchen Fläche nach 20 Jahren wird festgestellt, dass der Drainmörtel kaum mehr eine Festigkeit aufweist.

10 Bis zu welcher Verkehrsbelastung können in gebundener Bauweise 8/11 er Pflastersteine versetzt werden?

Diese Frage kann noch nicht exakt beantwortet werden, da die Felder qualitativ hochwertig erstellt wurden und dadurch eine grösser Anzahl Überrollungen bis zur Zerstörung erforderlich sind. Da der Kredit aufgebraucht war, musst beim Feld 8 nach der Verkehrsbelastung TF_{20} 104 mit den Überrollungen aufgehört werden. Wenn in den Flächen keine besonderen Belastungen wie z.B. Kurven, starkes Gefälle, Anfahr- und Bremsstrecken sind, dann wäre vermutlich eine gebundene Pflästerung mit 8/11 er Pflastersteine für die Belastung TF_{20} 300 – 500 möglich. Damit durch falsche Angaben in Normen nicht Schäden entstehen, sollte die Angabe in der SN 640 480, [3] Pflästerungen, bis zur Belastung TF_{20} 300 zurzeit noch belassen werden.

11 Bis zu welcher Verkehrsbelastung können in gebundener Bauweise welche Plattenformate versetzt eingesetzt werden?

Damit Platten in Flächen mit intensiver Schwerverkehrsbelastung langfristig funktionieren, ist nicht nur das Plattenformat, sondern auch die Plattendicke massgebend. Längliche Plattenformate sollten jedoch nur in Flächen mit geringer Schwerverkehrsbelastung, möglichst ohne Busverkehr, bis zu einer Belastung von TF_{20} 30 eingesetzt werden. Die Überrollungsversuche auf dem Feld 9 haben gezeigt, dass bei normaler Belastung die Plattendicken für die Verkehrslastklassen T2 und T3 gegenüber den Angaben in der Norm reduziert werden können. Bei der Tabelle mit den Angaben der Plattenformate und -dicken sollte jedoch ein Hinweis eingefügt werden, dass bei erhöhten Belastungen, wie Kurvenfahren, starkes Gefälle, Brems- und Anfahrestrecken usw. dickere Platten erforderlich sind. Für höhere Belastungen sollten die Plattenformate das Verhältnis Breite : Längen von 1 : 2 nicht oder kaum überschreiten. Je höher die Belastung umso eher sollte das Verhältnis 1 : 1,5 angestrebt werden.

12 Ist in der gebundenen Bauweise ein Unterschied zwischen versetzten Fugen und Kreuzfugen festzustellen?

In der gebundenen Bauweise gibt es betreffend der Tragfähigkeit nur geringfügige Unterschiede zwischen versetzten Fugen und Kreuzfugen. Das Risiko, dass unvermeidliche Spannungsrisse infolge Temperaturschwankungen durch einen Stein verlaufen, ist bei versetzten Fugen grösser.

Gibt es bei einer Verlegung mit Kreuzfugen ein Tragfähigkeitsnachlass oder erhöhte thermische Spannungen, so dass Risse entstehen, dann lösen sich die Platten schneller und es werden auch mehr Platten gelöst, als bei der Verlegung im Verband. Zudem entstehen bei Kreuzfugenverlegung tendenziell eher mehr und schneller Risse, weil in der Fläche die Verzahnung fehlt, die gewisse Spannungen noch aufnimmt.

Wie das Fugenbild bei einem Objekt ausgebildet wird, muss anhand der Lage, Belastung, Gefälle, Brems- und Anfahrbereiche usw. bestimmt werden. Nur so kann auf die Fläche ein optimales Fugenbild im Zusammenhang mit den Gestaltungsvorstellungen entstehen, das auch zu einem positiven Langzeitverhalten beiträgt.

13 Welche Art von Bewegungsfugen ist für Verkehrsbelastungen geeignet?

Die nachfolgenden Feststellungen zu den Bewegungsfugen basieren auf wenigen Laufmetern der Versuchsfelder und sind als generelle Aussagen zu verifizieren.

Da bei der Bewegungsfuge Nr. 7 im unteren Fugenbereich kein Stützkörper eingebaut wurde, kam deutlich zum Ausdruck, dass überfahrbare Bewegungsfugen nur funktionieren, wenn im unteren Bereich bis ca. 30 mm unterhalb der Oberfläche ein Stützkörper vorhanden ist.

13.1 Bewegungsfuge 1

Bei der Bewegungsfuge 1 wurde der Fugenmörtel oberflächlich ca. 30 mm tief eingefräst und der Restmörtel an den Steinen von Hand mit dem Flachmeissel abgeschlagen, damit der Primer direkt auf den Seitenflächen der Natursteine aufgetragen werden konnte. Diese Fuge sieht im Versuchsfeld, das von den LKW überfahren wird, gut aus. Es gibt neben der Fuge keine Risse, die auf die Bewegungsfuge zurückgeführt werden könnten. Inwieweit diese Bewegungsfugenart mit der harten Fugenfüllung im unteren Fugenbereich in grösseren zusammenhängenden Flächen funktioniert, kann nicht einwandfrei beantwortet werden. In der Praxis wird oft ein durch thermische Bewegungen entstandener Riss in so eine Bewegungsfuge umgewandelt. Bei der Versuchsfläche wurde der Riss eingefräst, so dass eine Sollbruchstelle entstehen sollte.

13.2 Bewegungsfuge 2

Bei der Bewegungsfuge 2 wurde im Fugenraum ein Eternitstreifen eingelegt und die Fuge oben mit einer PU Kittmasse verfüllt. Fälschlicherweise wurde über dem Eternitstreifen kein Kunststoffstopfprofil eingepresst. Die Fugenkittmasse klebte an 3 Seiten, konnte sich nicht frei bewegen und löste sich dadurch. Der Riss, welcher im vorderen Bereich zur Asphaltfläche rechtwinklig zur Bewegungsfuge verläuft, hat keinen Zusammenhang mit der Bewegungsfuge. Dieser rechtwinklig verlaufende Riss ist im Zusammenhang mit dem Befahren der vorderen Fläche, die auch mit der 70 Tonnen schweren mobilen Brecheranlage mit den Stahlraupen befahren wurde, entstanden.

Im Feld 8, das mit der Überrollungsmaschine MLS 10 überrollt wurde, gibt es nach einer Belastung von TF_{20} 104 keine Anzeichen, die auf eine Schwachstelle dieser Bewegungsfugeart hinweisen.

Mit dem Eternitstreifen soll eine Sollbruchstelle erzeugt werden. Inwieweit diese Bewegungsfugenausführung in grösseren zusammenhängenden Flächen mit dem relativ harten Eternitstreifen funktioniert, kann nicht einwandfrei beurteilt werden.

13.3 Bewegungsfuge 3

Bei der Bewegungsfuge 3 wurde in der gesamten Steindicke der Fuge ein Hartgummistreifen eingelegt. Bei dieser Bewegungsfuge gibt es keine Anzeichen, die auf eine Schwachstelle hinweisen. Inwieweit diese Bewegungsfugenausführung in grösseren zusammenhängenden Flächen mit dem Hartgummistreifen funktioniert, kann nicht einwandfrei beurteilt werden. Durch den Hartpressgummi können gewisse thermische Spannungen bei Erwärmung abgebaut werden, ohne dass die Stützfähigkeit dadurch beeinträchtigt wird.

Im Feld 8, das mit der Überrollungsmaschine MLS 10 überrollt wurde, gibt es nach einer Belastung von TF_{20} 104 keine Anzeichen, die auf eine Schwachstelle der Bewegungsfugenart hinweisen. Von daher könnte diese Bewegungsfuge vom Prinzip her auch in grossen zusammenhängenden Flächen funktionieren.

13.4 Bewegungsfuge 4

Bei der Bewegungsfuge 4 wurde im Fugenbereich ein blaues Kunststoffband, wie dies bei Unterlagsböden im Randbereich benutzt wird, eingelegt. Nach der Verfugung wurde das Kunststoffband entfernt und im unteren Fugenbereich ein Fugenmörtel mit einer Druckfestigkeit von ca. 10 N/mm² eingefüllt. Oben wurde die Fuge mit PU Kittfugenmasse verschlossen, ohne dass vorher das Stopfprofil eingedrückt wurde. Die Fugenkittmasse klebte an 3 Seiten, konnte sich nicht frei bewegen und löste sich dadurch teilweise. In dem Bewegungsfugenbereich gibt es Haarrisse zwischen den Betonplatten und dem Fugenmörtel, die jedoch vermutlich keinen Zusammenhang mit der Bewegungsfuge haben. Inwieweit dies mit ein Grund ist, dass die Fugenmasse zum Teil besser noch verbunden ist mit den Betonplatten, als die der Bewegungsfuge 2, kann nicht beurteilt werden.

Bei dieser Bewegungsfuge stellt sich die Frage, inwieweit die feinen Haarrisse in den anschliessenden Platten einen Zusammenhang mit der Stützfähigkeit des „weichen“ Fugenmörtels im unteren Bereich der Bewegungsfuge haben. Anhand der Feststellungen im Feld 9, in dem vermutlich leichte Tragfähigkeitsprobleme in der Kiestragschicht vorhanden waren, ist eher dies die Ursache der Haarrisse bei den anschliessenden Platten zwischen Fugenmörtel und Platten, als der Einfluss der Bewegungsfuge.

13.5 Bewegungsfuge 5

Bei der Bewegungsfuge 5 wurde im Fugenbereich ein blaues Kunststoffband eingelegt. Nach dem Verfugen wurde das Estrichband komplett entfernen und im unteren Fugenbereich ein Fugenmörtel mit einer Druckfestigkeit von ca. 15 - 20 N/mm² eingefüllt. Oben wurde die Bewegungsfuge mit Coverplast Fugenmasse verschlossen. Ausser dass sich im obersten Bereich die Coverplastmasse ein paar Millimeter gelöst hat, gibt es keine Schäden, die auf die Bewegungsfuge hinweisen. Die Coverplast Fugenmasse verhält sich ähnlich wie ein Radiergummi. Wird auf die Oberfläche des Radiergummis gedrückt, entsteht an der Oberfläche eine konkave Verformung, die im oberen Bereich das Lösen der Coverplast Fugenmasse zum Stein bewirkt.

Schematische Skizze des Verhaltens der Coverplast Fugenmasse durch Belastung an der Oberflächen.

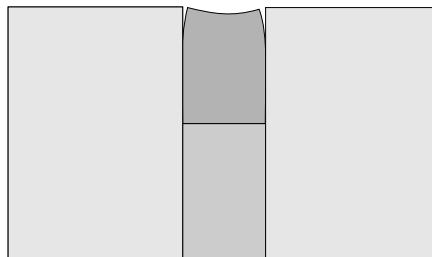


Abb. 18 Verhaltens der Coverplast Fugenmasse durch Belastung

Im Feld 8, das mit der Überrollmaschine MLS 10 überrollt wurde, gibt es nach einer Belastung von TF₂₀ 104 keine Anzeichen, die auf eine Schwachstelle der Bewegungsfugenart hinweisen.

Inwieweit diese Bewegungsfugenausführung in grösseren zusammenhängenden Flächen mit dem Fugenmörtel, der eine Druckfestigkeit zwischen 15 – 20 N/mm² hat, funktioniert, kann nicht einwandfrei beurteilt werden.

13.6 Bewegungsfuge 6

Bei der Bewegungsfuge wurde im Fugenbereich ein blaues Kunststoffband eingelegt. Nach dem Verfugen wurde das Estrichband komplett entfernt und im unteren Fugenbereich ein Fugenmörtel mit einer Druckfestigkeit von ca. 10 N/mm² eingefüllt. Oben wurde die Bewegungsfuge mit Coverplast Fugenmasse verschlossen. Ausser dass sich im obersten Bereich die Coverplastmasse ein paar Millimeter gelöst hat, gibt es keine Schäden, die auf die Bewegungsfuge hinweisen.

Inwieweit diese Bewegungsfugenausführung in grösseren zusammenhängenden Flächen mit dem Fugenmörtel, der eine Druckfestigkeit von ca. 10 N/mm² hat, funktioniert, kann nicht einwandfrei beurteilt werden. Die Druckfestigkeit dieses Fugenmörtels ist jedoch so gering, dass eher der Fugenmörtel zerstört wird, als dass dadurch ein Schaden in der gebundenen Decke entsteht.

So lange die Coverplast Fugenmasse an den Steinen klebt und der zerstörte Fugenmörtel gehalten ist, kann diese Bewegungsfugenart weiterhin ihre Funktion erfüllen.

13.7 Bewegungsfuge 7

Bei der Bewegungsfuge wurde im Fugenbereich ein blaues Kunststoffband eingelegt. Nach dem Verfugen wurde das Estrichband nur in den obersten 30 mm entfernen und im unteren Fugenbereich belassen. Somit ist im unteren Fugenbereich kein Stützkörper vorhanden. Über dem in der Fuge belassenen Estrichband wurde das Kunststoffstopfprofil eingedrückt und darüber eine Bewegungsfuge mit der RSAG Fugenmasse ausgeführt.

Bei dieser Bewegungsfuge haben sich nach kurzer Zeit die anschliessenden Platten, vor allem im vorderen Bereich zur Asphaltfläche, gelöst.

Dies ist ein deutlicher Hinweis, dass überfahrbare Bewegungsfugen im unteren Fugenbereich immer einen Stützkörper benötigen, damit sich die anschliessenden Steine nicht lösen können. Diese Gefahr ist vor allem dann immer vorhanden, wenn die anschliessenden Steine parallel zur Bewegungsfuge verlaufen. Bei Erwärmung werden die Steine zur Bewegungsfuge gedrückt. Bei Temperaturrückgang werden die Steine nur noch durch die Haftzugfestigkeit des Fugenmörtels zurückgezogen. Im Winter, wenn Zugspannungen in der gebundenen Decke sind und sich das Material wieder zusammengezogen hat, ist das Lösen der anschliessenden Platten zur Bewegungsfuge gross, da durch Schwerverkehr dynamische Belastung mit Vibration entsteht und im Zusammenhang mit der Walkwirkung der Reifen die Steine nach vorn gedrückt werden. Mit diesen vibrierenden Kräften werden die Haftzugspannungen des Fugenmörtels überschritten und somit die Steine gelöst.

14 Wie müssen Abschlüsse mit ihren Fundamenten ausgebildet werden, damit sie als Widerlager zu flexiblen Flächenbefestigungen standhalten?

Damit Abschlüsse lagestabil sind und bleiben, müssen sie mindestens 10 cm in die Drainbetontragschicht eingebunden werden. Die Drainbetontragschicht darf keine Feinteile 0 – 2 mm enthalten und muss eine Druckfestigkeit im Labor von C 12/15 erreichen. In der Praxis muss der Drainbeton eine Druckfestigkeit von 8 N/mm² im Mittel und eine Mindestdruckfestigkeit von 6 N/mm² erreichen. Damit Drainbeton bzw. Monokornbeton die geforderte Druckfestigkeit erreicht, muss ein Zement mit wenig Zumahlstoffen und einem Festigkeitswert von 42,5, besser noch 52,5, zur Anwendung kommen. Der W/Z-Faktor beträgt ca. 0,44. Fertig gemischt muss der Drainbeton glänzen als wären die Steine mit „Zementlack“ angestrichen. Damit die erforderlichen Zementleimpunkte entstehen, muss je nach Korngrösse eine Zementmenge zwischen 200 und 250 kg/m² beigemischt werden.

Diagramm der Druckfestigkeiten von Monokornbeton aus Splitt 2 – 8 mm in MPa mit verschiedenen Zementen, das den Einfluss des Zementes und die schnelle Erhärtung darstellt:

Der Versuch hat bewiesen, dass Drain- oder Monokornbeton eine hervorragende Tragfähigkeit hat, wenn er seitlich gehalten ist und die Unterlage entsprechend verdichtet ist. Ein Verformungswert ME₁ von 60 MN/m², im Zusammenhang mit einem Verhältniswert von ≤ 2,2, ist auf der Unterlage ausreichend. Drain- oder Monokornbeton ohne Feinanteil hat den Vorteil, dass er kaum kapillare Saugfähigkeiten hat und somit kaum Kapillarporen enthält. Im Gegensatz zu Drainbeton mit Feinteilen 0 – 2 mm, die je nach Verdichtung ein relativ dichtes Gefüge haben können, sowie viele Kapillar- und auch grössere Poren haben.

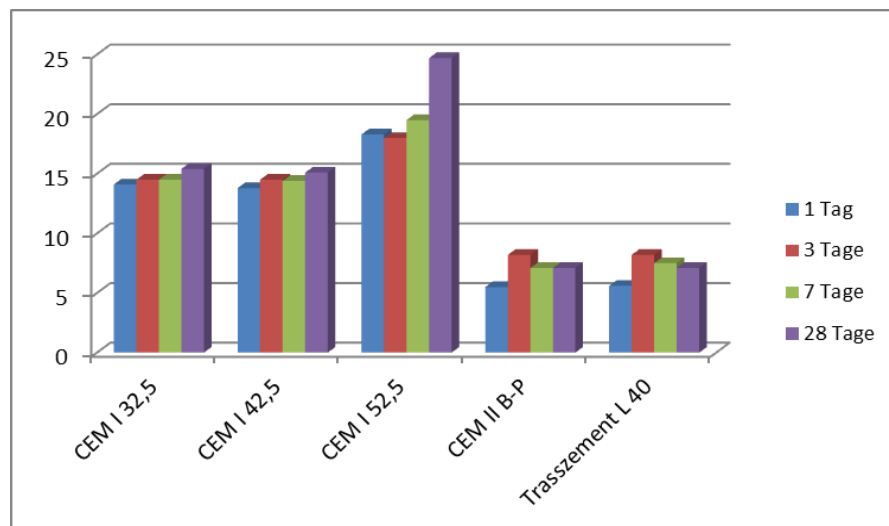


Abb. 19 Druckfestigkeit von Monokornbeton in MPa in Abhängigkeit der Zementart und Zeitraum der Prüfung

Die kapillare Saugfähigkeit ist jedoch kritisch, weil diese bei Frost eine Gefügezerstörung und somit eine Zersetzung des Fundamentbetons bewirkt. Diese war im Monokornbeton unter dem Abschlussstein nicht vorhanden, wie dies auf dem Foto sichtbar ist.



Abb. 20 Monokornbeton des Bordsteins

Obwohl die Fuge zwischen den beiden Steinen nur teilweise mit der Trasskalksandmischung gefüllt war, wurde der Monokornbeton des Bordsteins durch die Belastung mit 13 Tonnen Achslast nicht zerstört. Auch der Bordstein wurde durch die Belastung nicht gelöst, obschon an der Unterseite kein Kleber aufgetragen wurde, der den Verbund zum Monokornbeton bewirkt hätte. Trotz des Absatzes zwischen der Pflasterfläche und dem Bordstein wurde der Bordstein durch die erhöhte dynamische Belastung nicht gelöst.

Des Weiteren besteht bei einer Drainbetontragschicht die Gefahr, dass wenn ein Drainbeton Feinteile 0 – 2 mm enthält und dieser verdichtet wird, die Feinteile in den oberen Bereich der Drainbetontragschicht hochgezogen werden. Dadurch verliert der Drainbeton im oberen Bereich die Wasserdurchlässigkeit, was bei ungebundenen Bauweisen zu einem Wasserstau und somit zu einem Schaden führt.



Abb. 21 Foto von Drainbeton mit Feinteilen, wenn durch die vibrierende Verdichten die Feinteile nach oben gesogen werden.

Ein Monokorn- bzw. Drainbeton hat bereits nach einem Tag eine Festigkeit von 70 – 100 % der 28-Tagefestigkeit. Dies kommt daher, weil der Monokorn- bzw. Drainbeton keine Feuchtigkeit speichert und somit dieser schneller in die Abbinde- bzw. Erhärtungsphase kommt. Diese schnelle Erhärtung hat bei Randabschlüssen den Vorteil, dass 1 – 2 Tagen nach dem Versetzen die weiteren Arbeiten fortgesetzt werden können. Für eine schnelle Belastung benötigt es jedoch einen frühhochfesten Fugenmörtel.

Weil Drain- und Monokornbeton ohne Feinteile 0 – 2 mm keine Feuchtigkeit speichert, ist es wichtig, dass er schnell verarbeitet wird und dies ist der Nachteil beim Versetzen von Abschlüssen. Durch das schnellere Abbinden und Erhärten können vor allem bei warmen Temperaturen und/oder windigen Verhältnisse in kurzer Zeit keine grossen Mengen verarbeitet werden.

Ein erdfuchter Beton mit Feinteilen hat zu wenig Anmachwasser und somit kann nur ein geringer Teil, ca. 20 – 30 % des Zements hydrieren. Wird dem Beton nach 2 Stunden nochmals Wasser zugegeben, dann kann ein Teil des noch nicht hydrierten Zementes reagiert, so dass der Beton wieder einigermaßen brauchbar wird. Dies ist zwar nicht konform mit der Betontechnologie, hat jedoch in der Praxis funktioniert. Bei einem Monokorn- bzw. Drainbeton ohne Feinteile 0 – 2 mm, ist dies nicht mehr möglich. Aus diesem Grund wird Drainbeton für Randabschlüsse noch viel zu wenig verwendet.

Normale Abbindeverzögerer benötigen Feuchtigkeit, damit sie ihre Wirkung haben. In einem Monokorn- bzw. Drainbeton ohne Feinteile 0 – 2 mm wird ein Abbindeverzögerer durch die fehlende Feuchtigkeit zu einem Beschleuniger. Damit Monokorn- bzw. Drainbeton vermehrt zum Versetzen von Abschlüssen verwendet wird, benötigt es zusätzliche Forschung und Versuche, um das Abbinde- und Erhärungsverhalten des Drainbetons mit einem chemischen Produkt zu verlängern.

Breitere Steine haben bessere Ergebnisse gebracht als lange schmale Steine, weil dadurch ein geringerer Druck auf den Drain- bzw. Monokornbeton entsteht. Das Verhältnis Breite : Längen sollte $\leq 1 : 2$ sein. Wenn als Fundamentbeton ein Drain- oder Monokornbeton ohne Feinteile 0 – 2 mm zur Anwendung kommt, muss auf der Unterseite ein C2 Kleber, vollflächig ca. 2 – 3 mm dick aufgetragen werden, damit ein Verbund zum Drain- bzw. Monokornbeton entstehe. In überfahrenen Flächen sollten im Randabschluss keine Bewegungsfugen sein. Falls eine Bewegungsfuge ausgeführt wird, muss im unteren Fugenbereich bis ca. 30 mm unterhalb der Oberfläche ein Stützkörper vorhanden sein. Dies kann ein Hartpressgummi oder ein Fugenmörtel mit einer geringen Druckfestigkeit von ca. 10 N/mm² sein.

Für Abschlüsse die überfahren werden, ist Drain- oder Monokornbeton als Fundament- und Einbindungsbeton zu verwenden.

15 Bringt die MLS 10 Überrollungsmaschine ähnliche Ergebnisse wie die Verkehrsbelastung in der Praxis?

Die MLS 10 Überrollungsmaschine ist für Pflästerungen und Plattendecken sinnvoll, da sie eine Überrollungsgeschwindigkeit von 22 km/h hat. Gestaltungsbeläge werden in der Regel langsam überfahren. Die Geschwindigkeit ist selten schneller als 30 km/h.



Abb. 22 MLS 10 Überrollungsmaschine

Mit der MLS 10 Überrollungsmaschine kann nur eine Strecke von 4,20 m überrollt werden. Zudem erfolgen die Überrollungen mehr oder weniger immer über die gleiche Fläche. Dadurch können gewisse Vorhersagen gemacht werden. Für extreme Belastungen wie Kurvenfahren, starkes Gefälle, Brems- und Anfahrstrecken usw. können keine genauen Angaben gemacht werden. In so einem Fall muss anhand des Ergebnisses und der Situation vor Ort entschieden werden, wie viel dicker die Steine ausgeführt und was für ein Steinformat sinnvoll eingesetzt werden kann.

Wenn jedoch neue unerprobte Beton- oder Pflasterdecken erstellt werden, ist es durchaus sinnvoll, wenn im Vorfeld mit der MLS 10 Überrollungsmaschine Versuche durchgeführt werden, damit allfällige Schwachstellen sichtbar werden.

Abgesehen von erhöhten Belastungen bringt die MLS 10 Überrollungsmaschine gute Standardwerte, die nachher auf das System abgestimmt werden, so dass durchaus neue Gestaltungsbeläge entstehen können, die für einen Bauherrn kein grosses Risiko beinhalten.

Anhänge

I	Was wurde wann wie erstellt und geprüft?	63
I.1	Prüffelder in der Zufahrtsstrasse, die von LKW überfahren werden	63
I.1.1	Folgende Aufbauten wurden ausgeführt	63
I.1.2	Ausführung der Bewegungsfugen	66
I.1.3	Prüffelder für die MLS 10 Überrollungsmaschine	67
I.2	Durchgeführte Messungen und Laboruntersuchungen	67
I.2.1	Prüffelder in der Zufahrtsstrasse	67
I.2.2	Prüffelder für die MLS 10 Überrollungsmaschine	68
II	Ergebnisse und Feststellungen bis zum 30. Sep. 2013	69
II.1	Prüffelder in der Zufahrtsstrasse	69
II.1.1	Feld 1.1: (4 m)	69
II.1.2	Feld 1.2: (4 m)	70
II.1.3	Feld 2.1: (4 m) Kiestragschicht	71
II.1.4	Feld 2.2: (4 m)	72
II.1.5	Feld 3.1: (4 m)	73
II.1.6	Feld 3.2: (4 m)	74
II.1.7	Feld 4: (8 m)	75
II.1.8	Feld 5: (4 m)	77
II.1.9	Feld 6.1: (2 m)	80
II.1.10	Feld 6.2: (2 m)	84
II.1.11	Feld 7: (4 m)	87
II.1.12	Feld 8.1.1: (2 m)	88
II.1.13	Feld 8.1.2: (2 m)	92
II.1.14	Feld 8.2.1: (2 m)	95
II.1.15	Feld 8.2.2: (2 m)	99
II.1.16	Feld 9: (8 m)	102
II.1.17	Feld 10: (4 m)	107
II.1.18	Feld 11: (4 m)	110
II.1.19	Feld 12: (4 m)	114
II.2	Ausführung der Bewegungsfugen	118
II.2.1	Bewegungsfuge 1:	118
II.2.2	Bewegungsfuge 2:	119
II.2.3	Bewegungsfuge 3:	120
II.2.4	Bewegungsfuge 4:	121
II.2.5	Bewegungsfuge 5:	122
II.2.6	Bewegungsfuge 6:	123
II.2.7	Bewegungsfuge 7:	124
II.3	Prüffelder, die mit der MLS 10 Überrollungsmaschine überrollt wurden	126
II.3.1	MLS Feld 1.1: (4 m)	126
II.3.2	MLS Feld 1.2: (4 m)	129
II.3.3	MLS Feld 3.1: (4 m)	132
II.3.4	MLS Feld 3.2: (4 m)	133
II.3.5	MLS Feld 4.1: (4 m)	134
II.3.6	MLS Feld 4.2: (4 m)	135
II.3.7	MLS Feld 8	137
II.3.8	MLS Feld 9: (8 m)	138
II.4	Bewegungsfugen im MLS Feld 8	138
II.4.1	Bewegungsfugen Typ 2:	138
II.4.2	Bewegungsfuge Typ 3:	138
II.4.3	Bewegungsfuge Typ 5:	138
III	Ergebnisse der Temperaturmessungen	139
III.1	Vergleich der verschiedenen Felder bei tiefen Temperaturen	139

III.2	Temperaturvergleich vom Sommer 2010 mit der Beschattung durch die Baumallee und vom Sommer 2012 ohne Bäume mit direkter Sonneneinstrahlung	141
III.3	Temperaturvergleich zwischen der gebundenen und ungebundenen Bauweise in den verschiedenen Schichten	145
IV	Ergebnisse der Druckfestigkeitswerte des Drainbetons/Monokornbeton und Drainmörtel von den entnommenen Bohrkernen	146
V	Ergebnisse der Wasserdurchlässigkeit von den verschiedenen Schichten der entnommenen Bohrkernne	149

I Was wurde wann wie erstellt und geprüft?

I.1 Prüffelder in der Zufahrtsstrasse, die von LKW überfahren werden

Zwischen 15. März – 7. April 2010 wurden die Prüffelder für die LKW Überrollversuche auf der einen Hälfte der Zufahrtsstrasse im Areal der RC-Aufbereitungsanlage der Fa. Hagedorn in Reichenburg (SZ) erstellt. Sie werden seit dem 10. Mai 2010 mit LKW überfahren.

I.1.1 Folgende Aufbauten wurden ausgeführt

Feld 1.1: (4 m)

- Kiestragschicht
- Kiesausgleichsschicht: Schotter 2/25 mm
- Bettungsmaterial: Splitt 2/8 mm
- Fugenfüllung: Trasskalksand
- Steine/Ausführung: Binderstein 12, als Reihenpflästerung ungebunden

Feld 1.2: (4 m)

- Kiestragschicht
- Kiesausgleichsschicht: Schotter 2/25 mm
- Bettungsmaterial: Splitt 2/8 mm
- Fugenfüllung: Splitt
- Obere Fugenfüllung: 30 mm Trasskalksand
- Steine/Ausführung: Binderstein 12, als Reihenpflästerung ungebunden

Feld 2.1: (4 m)

- Kiestragschicht
- Kiesausgleichsschicht: Schotter 2/25 mm
- Bettungsmaterial: Splitt 2/8 mm
- Fugenfüllung: Splitt
- Obere Fugenfüllung: 30 mm Trasskalksand
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 11/13, als Bogenpflästerung ungebunden

Feld 2.2: (4 m)

- Kiestragschicht
- Kiesausgleichsschicht: Schotter 2/25 mm
- Bettungsmaterial: Splitt 2/8 mm
- Fugenfüllung: Trasskalksand
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 11/13, als Bogenpflästerung ungebunden

Feld 3.1: (4 m)

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Splitt 2/8 mm
- Fugenfüllung: Trasskalksand
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 11/13, als Bogenpflästerung ungebunden

Feld 3.2: (4 m)

- Kiestragschicht
- Drainasphalt: 15 cm
- Bettungsmaterial: Splitt 2/8 mm
- Fugenfüllung: Splitt
- Obere Fugenfüllung: 30 mm Trasskalksand
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 11/13, als Bogenpflästerung ungebunden

Feld 4: (8 m)

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Splitt 2/8 mm
- Fugenfüllung: Trasskalksand
- Steine/Ausführung: Platten 40/60/10, 40/60/12 und 60/120/12, mit Abstandshaltern in Reihen mit versetzten Fugen ungebunden

Feld 5: (4 m)

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel ca. 10 N/mm²
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 11/13, als Reihenpflästerung gebunden

Feld 6.1: (2 m)

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial (Y): Drainmörtel 15N/mm²
- Fugenfüllung (Y): Mörtel 30 N/mm²
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 11/13, als Reihenpflästerung gebunden

Feld 6.2: (2 m)

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel ca. 30 N/mm²
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 11/13, als Reihenpflästerung gebunden

Feld 7: (4 m)

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel ca. 10 N/mm²
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 11/13, als Reihenpflästerung gebunden

Feld 8.1.1: (2 m)

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel ca. 50 N/mm²
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 8/11, als Reihenpflästerung gebunden

Feld 8.1.2: (2 m)

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel ca. 15 N/mm²
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 8/11, als Reihenpflästerung gebunden

Feld 8.2.1: (2 m)

- Kiestragschicht
- Drainsphalt: 15 cm
- Bettungsmaterial (Y): Drainmörtel 15N/mm²
- Fugenfüllung (Y): Mörtel 30 N/mm²
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 8/11, als Reihenpflästerung gebunden

Feld 8.2.2: (2 m)

- Kiestragschicht
- Drainsphalt: 15 cm
- Bettungsmaterial (X): Drainmörtel 15N/mm²
- Fugenfüllung (X): Mörtel 30 N/mm²
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 8/11, als Reihenpflästerung gebunden

Feld 9: (8 m)

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel 15 N/mm²
- Steine/Ausführung: Platten 40/60/10, 40/60/12 und 60/120/12 mit Abstandshaltern in Reihen mit versetzten Fugen, gebunden, Plattenunterseiten mit Haftvermittler.

Feld 10: (4 m)

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel 15 N/mm²
- Steine/Ausführung: Platten 30/100/14 in Reihen mit versetzten Fugen, gebunden, Plattenunterseiten mit Haftvermittler.

Feld 11: (4 m)

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel 15 N/mm²
- Steine/Ausführung: Platten 30/30/12 in Reihen mit versetzten Fugen und Kreuzfugen, gebunden, Plattenunterseiten mit Haftvermittler.

Feld 12: (4 m)

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung: Knirsch verlegt mit Trasszement geschlämmt
- Steine: Riemchen 6 und 8 cm breit, 70-120 cm lang und 12 cm dick, mit versetzten Fugen, Plattenunterseite mit Haftvermittler

I.1.2 Ausführung der Bewegungsfugen

- Bewegungsfuge 1: Eingeschnittene Dehnfuge mit Kittfugenfüllung, gemäss SN 640 480, [3] Lage zwischen Feld 5 und 6
- Bewegungsfuge 2: Einlegen eines Eternitstreifens, oben mit Kitt verschliessen, Lage zwischen Feld 6 und 7
- Bewegungsfuge 3: Einlegen eines Hartgummistreifens, Lage zwischen Feld 7 und 8
- Bewegungsfuge 4: Einlegen eines Estrichbandes, nach dem Verfugen Estrichband entfernen und im unteren Fugenbereich einen Mörtel mit einer Druckfestigkeit von 10 N/mm² einfüllen, oben mit Kitt verschliessen. Lage im Feld 9 zwischen zwei Plattenreihen
- Bewegungsfuge 5: Einlegen eines Estrichbandes, nach dem Verfugen Estrichband entfernen und im unteren Fugenbereich einen Mörtel mit einer Druckfestigkeit von 15 - 20 N/mm² einfüllen, oben mit Coverplast verschliessen. Lage zwischen Feld 9 und 10
- Bewegungsfuge 6: Einlegen eines Estrichbandes, nach dem Verfugen Estrichband entfernt und im unteren Fugenbereich einen Mörtel mit einer Druckfestigkeit von 10 N/mm² einfüllt, oben mit Coverplast Fugenfüllmasse verschliessen. Lage zwischen Feld 10 und 11
- Bewegungsfuge 7: Nach Angabe RSAG. Lage im Feld 11 zwischen den Plattenreihen mit versetzten Fugen und Kreuzfugen

I.1.3 Prüffelder für die MLS 10 Überrollmaschine

Diese Prüffelder wurden zwischen Anfang bis Ende Oktober 2010 erstellt. Ab dem 4. Nov. 2010 wurden die ungebundenen Bauweisen überrollt.

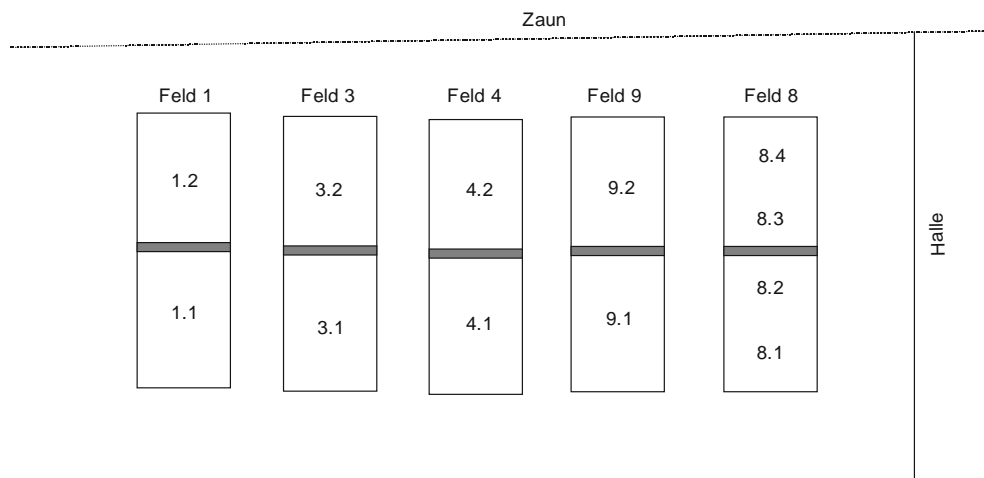


Abb. 1 Schematische Anordnung der Prüffelder:

Die Feldbezeichnungen sind nummeriert wie die der Felder, die in der Zufahrtsstrasse erstellt worden sind, welche von LKW überfahren werden.

Der dunkle Balken in der Feldmitte ist ein Bordstein mit den Abmessungen b 200 mm, l 1000 mm und d 250 mm, der in Monokornbeton versetzt wurde.

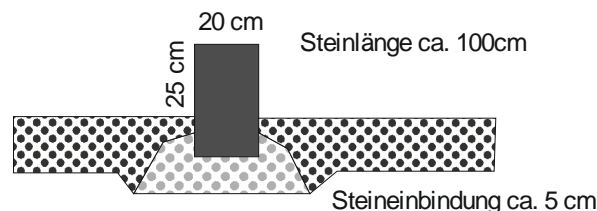


Abb. 2 Schematische Skizze quer zur Fahrtrichtung mit dem eingebauten Bordstein.

I.2 Durchgeführte Messungen und Laboruntersuchungen

I.2.1 Prüffelder in der Zufahrtsstrasse

Im Feld 1, 2 und 6 wurden Plattendruckversuche durchgeführt, die folgende Werte ergaben:

- Prüfstelle 1: $ME^1 = 82,2 \text{ MN/m}^2$, $ME^2 = 168,7 \text{ MN/m}^2$
- Verhältniswert $ME_2:ME_1 = 2,05$
- Prüfstelle 2: $ME_1 = 95,6 \text{ MN/m}^2$, $ME_2 = 234,3 \text{ MN/m}^2$
- Verhältniswert $ME_2:ME_1 = 2,45$
- Prüfstelle 3: $ME_1 = 82,7 \text{ MN/m}^2$, $ME_2 = 253,8 \text{ MN/m}^2$
- Verhältniswert $ME_2:ME_1 = 3,07$

Wasserdurchlässigkeitsprüfungen der Kiestragschicht:

- Einfache Messungen vor Ort (durch Ausschütten von Wasser) haben eine Wasserdurchlässigkeit von ca. 5×10^{-5} m/s ergeben.
- Laboruntersuchungen ergeben einen theoretischen Wert von: $3,7 \times 10^{-4}$ m/s.

I.2.2 Prüffelder für die MLS 10 Überrollungsmaschine

Auf der Fläche wurden Plattendruckversuche durchgeführt, die folgende Werte ergaben:

- Prüfstelle 1: $ME_1 = 36,8 \text{ MN/m}^2$, $ME_2 = 148,0 \text{ MN/m}^2$
Verhältniswert $ME_2:ME_1 = 4,03$
- Prüfstelle 2: $ME_1 = 43,2 \text{ MN/m}^2$, $ME_2 = 165,3 \text{ MN/m}^2$
Verhältniswert $ME_2:ME_1 = 3,82$
- Prüfstelle 3: $ME_1 = 43,9 \text{ MN/m}^2$, $ME_2 = 150,7 \text{ MN/m}^2$
Verhältniswert $ME_2:ME_1 = 3,43$
- Prüfstelle 4: $ME_1 = 43,6 \text{ MN/m}^2$, $ME_2 = 157,8 \text{ MN/m}^2$
Verhältniswert $ME_2:ME_1 = 3,62$

Nachmessungen: Von den Nachmessungen liegen nur die ME2 vor:

- Prüfstelle 1: $ME_2 = 195,0 \text{ MN/m}^2$
- Prüfstelle 2: $ME_2 = 274,0 \text{ MN/m}^2$
- Prüfstelle 3: $ME_2 = 266,0 \text{ MN/m}^2$
- Prüfstelle 4: $ME_2 = 291,0 \text{ MN/m}^2$

Diese Werte sind ca. doppelt so hoch wie bei der ersten Messung. Mit der Annahme, dass der Verhältniswert bei 2,2 liegt, ergeben sich, ausser bei der Messstelle 1, ME_1 – Werte über 100 MN/m^2 . Bei der Messstelle 1 ergibt sich ein ME_1 –Werte von 88 MN/m^2

Wasserdurchlässigkeitsprüfungen der Kiestragschicht:

- Die Laboruntersuchungen ergeben einen theoretischen Wert von: $2,3 - 3,1 \times 10^{-5}$ m/s.

II Ergebnisse und Feststellungen bis zum 30. Sep. 2013

II.1 Prüffelder in der Zufahrtsstrasse

Die Felder der Zufahrtsstrasse wurden bis Ende September 2013 von insgesamt 800'000 Tonnen Gesamtgewicht überrollt. Davon waren 2/5 4-Achs-LKW = 8'700 und 3/5 5-Achs-LKW = 13'000.

Die Gesamttonnage entspricht einer Belastung = TF_{20} von 9.

Zustände der Felder am 04. Aug. 2011, 09. Mai 2012, 28. Mai 2013 und 30. Sep. 2013

II.1.1 Feld 1.1: (4 m)

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Kiesausgleichsschicht: Schotter 2/25 mm
- Bettungsmaterial: Splitt 2/8 mm
- Fugenfüllung: Trasskalksand
- Steine/Ausführung: Binderstein 12, als Reihenpflästerung ungebunden

Feststellungen:

04.08.2011

- Spurrinnenbildung: Rechts 7 mm, links 9 mm.
- Vorne links am tiefsten Punkt ist eine Vertiefung von 15 mm. An dieser Ecke entsteht ein Wasserstau. Dadurch werden die Scherkräfte des Bettungs- und Fugenmaterials gemindert.

09.05.2012

- Spurrinnenbildung: Rechts 6 mm, links 7 mm.
- Vorne links am tiefsten Punkt hat sich die Vertiefung von 15 mm nicht verändert.

28.05.2013

- Spurrinnenbildung: Rechts 6 mm, links 9 mm.
- Vorne links am tiefsten Punkt hat sich die Vertiefung von 15 mm nicht verändert.

30.09.2013

- Spurrinnenbildung: Rechts 7 mm, links 9 mm.
- Vorne links am tiefsten Punkt hat sich die Vertiefung von 15 mm nicht verändert.



Abb. 1 Feld 1.1, am 09.05.2012



Abb. 2 Feld 1.1, am 28.05.2013

An der Stelle, die der rote Strich markiert, wurden die Verformungen gemessen. Bei Steinen mit bruchrauen Oberflächen gibt es bei den verschiedenen Messungen immer gewisse Toleranzen im Millimeterbereich.

II.1.2 Feld 1.2: (4 m)

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Kiesausgleichschicht: Schotter 2/25 mm
- Bettungsmaterial: Splitt 2/8 mm
- Fugenfüllung: Splitt
- Obere Fugenfüllung: 30 mm Trasskalksand
- Steine/Ausführung: Binderstein 12, als Reihenpflästerung ungebunden

Der Unterschied zum Feld 1.1 besteht darin, dass die Fugenverfestigung nur in den oberen 30 mm eingebracht wurde. Ansonsten besteht der gleiche Aufbau.

Feststellungen:

04.08.2011

- Spurrinnenbildung: Rechts 3 – 6 mm, links 7 mm.

09.05.2012

- Spurrinnenbildung: Rechts 8 mm, links 3 mm.

28.05.2013

- Spurrinnenbildung: Rechts 6 mm, links 10 mm.

30.09.2013

- Spurrinnenbildung: Rechts 7 mm, links 11 mm.



Abb. 3 Feld 1.2, am 28.05.2013

An der Stelle, die der rote Strich markiert, wurden die Verformungen gemessen. Bei Steinen mit bruchrauen Oberflächen gibt es bei den verschiedenen Messungen immer gewisse Toleranzen im Millimeterbereich.

II.1.3 Feld 2.1: (4 m) Kiestragschicht

Aufbau:

- Kiesausgleichsschicht: Schotter 2/25 mm
- Bettungsmaterial: Splitt 2/8 mm
- Fugenfüllung: Splitt
- Obere Fugenfüllung: 30 mm Trasskalksand
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 11/13, als Bogenpflästerung ungebunden

Feststellungen:

04.08.2011

- Spurrinnenbildung: Rechts 3 – 5 mm, links 2 – 3 mm.

09.05.2012

- Spurrinnenbildung: Rechts 3 mm, links 5 mm.

28.05.2013

- Spurrinnenbildung: Rechts 4 mm, links 5 mm.

30.09.2013

- Spurrinnenbildung: Rechts 4 mm, links 5 mm.



Abb. 4 Feld 2.1, am 28.05.2013

An der Stelle, die der rote Strich markiert, wurden die Verformungen gemessen. Bei Steinen mit bruchrauen Oberflächen gibt es bei den verschiedenen Messungen immer gewisse Toleranzen im Millimeterbereich.

II.1.4 Feld 2.2: (4 m)

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Kiesausgleichschicht: Schotter 2/25 mm
- Bettungsmaterial: Splitt 2/8 mm
- Fugenfüllung: 30 mm Trasskalksand
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 11/13, als Bogenpflasterung ungebunden

Der Unterschied zum Feld 2.1 besteht darin, dass die Fugenverfestigung über die komplette Fugenhöhe eingebracht wurde. Ansonsten besteht der gleiche Aufbau.

Feststellungen:

04.08.2011

- Spurrinnenbildung: Rechts 7 mm, links 8 – 10,5 mm.

09.05.2012

- Spurrinnenbildung: Rechts 7 mm, links 10 mm.

28.05.2013

- Spurrinnenbildung: Rechts 7 mm, links 10 mm.

30.09.2013

- Spurrinnenbildung: Rechts 8 mm, links 14 mm.



Abb. 5 Feld 2.2, am 28.05.2013

An der Stelle, die der rote Strich markiert, wurden die Verformungen gemessen. Bei Steinen mit bruchrauen Oberflächen gibt es bei den verschiedenen Messungen immer gewisse Toleranzen im Millimeterbereich.

II.1.5 Feld 3.1: (4 m)

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Splitt 2/8 mm
- Fugenfüllung: Trasskalksand
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 11/13, als Bogenpflästerung ungebunden

Feststellungen:

04.08.2011

- Spurrinnenbildung: Rechts 3 mm, links 5 mm.

09.05.2012

- Spurrinnenbildung: Rechts 5 mm, links 4 mm.

28.05.2013

- Spurrinnenbildung: Rechts 8 mm, links 4 mm.

30.09.2013

- Spurrinnenbildung: Rechts 9 mm, links 5 mm.



Abb. 6 Feld 3.1, am 28.05.2013

An der Stelle, die der rote Strich markiert, wurden die Verformungen gemessen. Bei Steinen mit bruchrauen Oberflächen gibt es bei den verschiedenen Messungen immer gewisse Toleranzen im Millimeterbereich.

II.1.6 Feld 3.2: (4 m)

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainasphalt: 15 cm
- Bettungsmaterial: Splitt 2/8 mm
- Fugenfüllung: Splitt
- Obere Fugenfüllung: 30 mm Trasskalksand
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 11/13, als Bogenpflästerung ungebunden

Der Unterschied zum Feld 3.1 besteht darin, dass die Fugenverfestigung nur in den oberen 30 mm eingebracht wurde. Ansonsten besteht der gleiche Aufbau.

Feststellungen:

04.08.2011

- Spurrinnenbildung: Rechts 1 mm, links 6 – 8 mm.

09.05.2012

- Spurrinnenbildung: Rechts 7 mm, links 4 mm.

28.05.2013

- Spurrinnenbildung: Rechts 8 mm, links 3 mm.

30.09.2013

- Spurrinnenbildung: Rechts 10 mm, links 2 mm.



Abb. 7 Feld 3.2, am 28.05.2013

An der Stelle, die der rote Strich markiert, wurden die Verformungen gemessen. Bei Steinen mit bruchrauen Oberflächen gibt es bei den verschiedenen Messungen immer gewisse Toleranzen im Millimeterbereich.

Grundsätzlich kann festgestellt werden, dass die Spurrinnenbildung in Flächen ohne gebundene wasserdurchlässige Tragschicht bereits bei geringer Belastung tendenziell tiefer ist. Bei zunehmender Belastung wird der Unterschied der Spurrinnentiefe deutlicher sichtbar.

Tab. 1 Spurrinnentiefen in den Feldern der ungebundenen Bauweisen

Versuchsfelder	Spurrinnentiefe in mm rechts	Spurrinnentiefe in mm links	ohne gebundene Tragschicht in mm im Mittel	mit gebundener Tragschicht in mm im Mittel
Feld 1.1, Belastung TF ₂₀ 9	7	9		
Feld 1.2, Belastung TF ₂₀ 9	7	11		
Feld 2.1, Belastung TF ₂₀ 9	4	5		
Feld 2.2, Belastung TF ₂₀ 9	8	14	8,13	
Feld 3.1, Belastung TF ₂₀ 9	9	5		
Feld 3.2, Belastung TF ₂₀ 9	10	2		6,5
Überrollungsfelder	Fahrspur			
Feld 1.1, Belastung TF ₂₀ 77	22			
Feld 1.2, Belastung TF ₂₀ 77	21		21,5	
Feld 3.1, Belastung TF ₂₀ 304	9,5			
Feld 3.2, Belastung TF ₂₀ 304	8			8,75

II.1.7 Feld 4: (8 m)

Aufbau

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Splitt 2/8 mm
- Fugenfüllung: Trasskalksand
- Steine/Ausführung: Platten 40/60/10, 40/60/12 und 60/120/12, mit Abstandshaltern in Reihen mit versetzten Fugen ungebunden

Feststellungen:

04.08.2011

Absätze im Fahrspurenbereich bei den kleinen Plattenformaten:

- Fahrspur rechts 1 mm, Fahrspur links 1 mm

Absätze im Fahrspurenbereich bei den grossen Plattenformaten:

- Fahrspur rechts 1 mm, Fahrspur links 3 mm
- Eine Platte hat oberflächlich eine Beschädigung.

09.05.2012

Absätze im Fahrspurenbereich bei den kleinen Plattenformaten:

- Fahrspur rechts 5 mm, Fahrspur links 1,5 mm

Absätze im Fahrspurenbereich bei den grossen Plattenformaten:

- Fahrspur rechts 1 mm, Fahrspur links 3 mm
- Eine Platte hat oberflächlich eine Beschädigung.

- In der Mitte zwischen den Fahrspuren sind die Platten ca. 5 mm hochgedrückt.
- Zwischen den Platten gibt es Absätze bis zu 5 mm.

28.05.2013

Absätze im Fahrspurenbereich bei den kleinen Plattenformaten mit 10 cm Dicke:

- Fahrspur rechts 1 mm, Fahrspur links 2,5 mm

Absätze im Fahrspurenbereich bei den kleinen Plattenformaten mit 12 cm Dicke:

- Fahrspur rechts 2 mm, Fahrspur links 2 mm

Absätze im Fahrspurenbereich bei den grossen Plattenformaten:

- Fahrspur rechts 1 mm, Fahrspur links 2 mm
- Eine Platte hat oberflächlich eine Beschädigung.
- In der Mitte sind die Platten ca. 5 mm hochgedrückt.
- Zwischen den Platten gibt es Absätze bis zu 5 mm.

30.09.2013

Absätze im Fahrspurenbereich bei den kleinen Plattenformaten mit 10 cm Dicke:

- Fahrspur rechts 1 mm, Fahrspur links 6 mm

Absätze im Fahrspurenbereich bei den grossen Plattenformaten:

- Fahrspur rechts 7 mm, Fahrspur links 12 mm
- 1 Platt hat einen Riss
- Ansonsten gibt es keine Veränderungen gegenüber der Bestandsaufnahme vom 28.05.2013.



Abb. 8 Feld 4, am 09.05.2012



Abb. 9 Feld 4, am 09.05.2012

Beim Überfahren wippen die Platten immer noch leicht.

II.1.8 Feld 5: (4 m)

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel ca. 10 N/mm²
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 11/13, als Reihenpflasterung gebunden

Feststellungen:

04.08.2011

- In den beiden ersten Steinreihen zum Abschlussstein der gebundenen Bauweise sind in der linken Fahrspur zwischen den Steinen und dem Fugenmörtel Haarrisse entstanden. Ansonsten gibt es keine Veränderungen.

09.05.2012

- In der linken Fahrspur sind die Risse deutlich sichtbar. Teilweise handelt es sich um Risse infolge Tragfähigkeitsnachlass in den unteren Schichten.

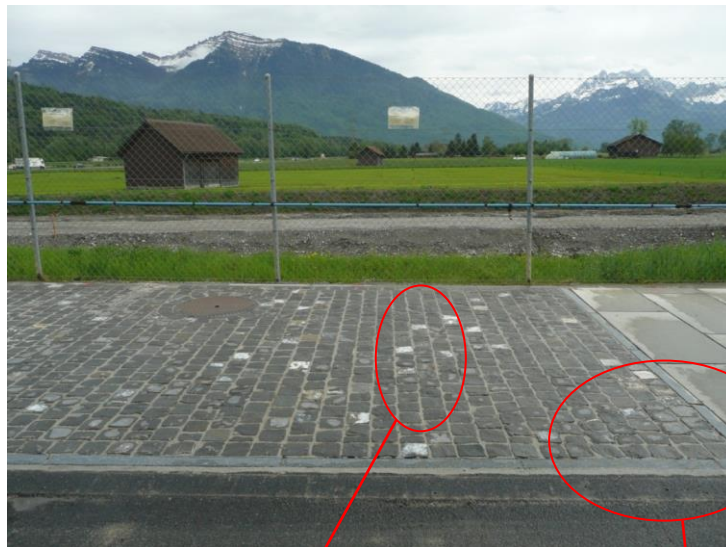


Abb. 10 Feld 5, am 09.05.2012



Abb. 11 Feld 5, am 09.05.2012

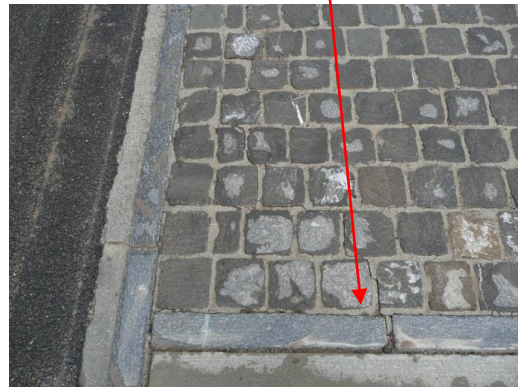


Abb. 12 Feld 5, am 09.05.2012

28.05.2013

- Zum Randanschluss an den Asphaltbelag sind zwischen dem Abschlussstein und dem Einfassungsstein bzw. zwischen dem Einfassungsstein und der Pflästerung je ein Längsriss und ein kleiner Absatz von ca. 1 mm entstanden. In der linken Fahrspur zum Asphaltbelag bzw. zum Anschluss an die ungebundene Plattendecke ist eine Eckabsenkung entstanden. Die Rissbreite beträgt 0,5 mm.



Abb. 13 Feld 5, Rissbild, am 28.05.2013

30.09.2013

- Die schadhafte Stelle hat sich seit dem 28.05.2013 nicht verschlimmert. In der Fläche mit dem Riss und in der nicht zerstörten Fläche wurde je ein Bohrkern entnommen.



Abb. 14 Bohrkern Nr. 5.1. und 5.2



Abb. 15 Bohrkern Nr. 5.1



Abb. 16 Bohrkern Nr. 5.1

Ein Teil des Monokornbetons ist zerstört und nur noch als lose Kieselsteine vorhanden. Nur ein Teil der Kieselsteine sind mit Zementleim umhüllt. Dies ist ein Hinweis, dass der Beton bei der Verarbeitung bereits in der Abbindephase war. Der Drainbeton war fest, konnte jedoch im Zusammenhang mit den losen Körnern des Monokornbetons nicht mehr herausgebohrt werden.



Abb. 17 Bohrkern Nr. 5.2



Abb. 18 Bohrkern Nr. 5.2



Abb. 19 Bohrkern Nr. 5.2

Auch bei diesem Bohrkern gibt es über der Drainbetontragschicht lose Körner vom Monokornbeton. Der Drainbeton hat nach der Betonprüfung mit einem Bohrkerndurchmesser von 150 mm eine Druckfestigkeit von 2,5 N/mm².

In der Pflasterfläche gab es keine Risse und somit auch keinen Tragfähigkeitsnachlass. Dies obwohl zwischen der Drainbetontragschicht und dem Monokornbeton lose Steinkörner waren. Dies zeigt, dass bei geringen Schwerverkehrsbelastungen noch keine Tragfähigkeitsschäden sichtbar werden, wenn die losen Körner fest eingebunden sind. Bewegt sich die gebundene Pflasterdecke durch thermische Einflüsse, weil sie zu wenig eingebunden ist und/oder entstehen Schwingungen infolge dynamischen Belastungen, dann werden die losen bzw. zu gering gebundenen Steinkörner zu Schwachstellen, die an der Oberfläche durch Risse zwischen Fugenmörtel und Pflastersteine sichtbar werden. Im Bereich zur Asphaltfläche sind die LKW oft am Rand der Pflasterung bzw. über den Abschlussstein gefahren. Dehnt sich die gebundene Pflasterung im Sommer aus, dann wird der Asphalt leicht zusammengedrückt. Bei kühler Jahreszeit, wenn Zugspannungen im System vorhanden sind, entstehen dann im Zusammenhang mit der dynamischen Belastung des Schwerverkehrs die Risse. Diese führen dazu, dass sich die losen Steinkörner geringfügig verschieben können und somit ihre Stützfunktion reduziert ist. Kommt dazu, dass in diesem Randbereich die mobile Brecheranlage mit den Stahlraupen gefahren ist. Vor allem bei kalten Temperaturen führen diese Belastungen zu Haarrissbildung, welche erst in den warmen, nassen Jahreszeiten sichtbar werden.

Am Bohrkern ist gut sichtbar, dass der Fugenmörtel in die Hohlräume des Monokornbetons fließt und somit der erforderliche Verbund zwischen den Steinen und der Bettung entsteht, obwohl an den Unterseiten der Steine kein Kleber bzw. keine Haftemulsion aufgetragen wurde.

Wenn in der Fläche kein Tragfähigkeitsnachlass entsteht, dann wird auch ein Fugenmörtel mit nur 10 N/mm² Druckfestigkeit durch Schwerverkehrsbelastung nicht zerstört. Bei einem Tragfähigkeitsnachlass in den unteren Schichten wird allerdings bei der geringen Druckfestigkeit des Fugenmörtels ein Schaden schneller sichtbar.

II.1.9 Feld 6.1: (2 m)

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial (Y): Drainmörtel 15N/mm²
- Fugenfüllung (Y): Mörtel 30 N/mm²
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 11/13, als Reihenpflasterung gebunden

Feststellungen:

04.08.2011

- Keine Veränderungen seit der Erstellung sichtbar.

09.05.2012

- Keine Veränderungen seit der Erstellung sichtbar.

28.05.2013

- Am Rand sind parallel zum Abschlussstein Risse entstanden. Dies sowohl zwischen dem Abschlussstein und dem Einfassungsstein, wie auch zwischen dem Einfassungsstein und der Pflasterung. Diese beiden längs zur Fahrbahn verlaufenden Steine wurden leicht nach unten gedrückt.



Abb. 20 Feld 6.1, am 28.05.2013



Abb. 21 Feld 6.1, am 28.05.2013

Die Unebenheiten unter der 4 m langen Messlatte im Millimeterbereich sind keine Setzungen im Zusammenhang mit dem Überrollen mit LW. Die geringen Unebenheiten sind bei bruchrauen Steinoberflächen systembedingt.



Abb. 22 Feld 6.1, am 30.09.2013



Abb. 23 Feld 6.1, am 30.09.2013



Abb. 24 Feld 6.1, am 30.09.2013

Durch die Belastung, verbunden mit Ausdehnung infolge Erwärmung und dem ungenügenden Widerstand der zu wenig eingebundenen Stellplatte als Randabschluss, wurde die Pflasterfläche zum Asphalt gedrückt. Dadurch sind im Anschlussbereich beim Feld 6.1 auf einer Breite von ca. 60 cm und einer Länge von ca. 2 m zur Asphaltfläche Risse entstanden.



Abb. 25 Im Feld 6.1 wurde im Fahrbahnbereich links, in der Fläche ohne Risse, ein Bohrkern entnommen.



Abb. 26 Bohrkern 6.1.1

Der Bohrkern Nr. 6.1.1 konnte komplett entnommen werden. Lose Körner waren nicht vorhanden. Im Bohrloch fließt das Wasser nicht sichtbar ab. Innerhalb 16 Minuten hat sich der Wasserspiegel um 2 mm gesenkt. Dies entspricht einer Wasserdurchlässigkeit von 2×10^{-6} m/s. Wenn bei so einem geringen Wasserdurchlässigkeitswert Wasser eindringt und ein Wasserstau von mehreren Millimetern entsteht, kann dies bei Frost zur Zerstörung des Drainbetons führen.



Abb. 27 Bohrkerne 6.1.1



Abb. 28 Bohrkerne 6.1.1

Der Verbund in sämtlichen Schichten ist bei diesem Bohrkerne in Ordnung. Die Hohlraumverteilung im Drainmörtel ist unterschiedlich.

Der Drainmörtel hatte bei einem Bohrkerne mit \varnothing 150 mm eine Druckfestigkeit nach der Betonprüfnorm von 5,5 N/mm². Dies entspricht in der Praxis in der gebundenen Bettung, in der eine dreiaxiale Druckspannung vorhanden ist, in etwa einem Druckfestigkeitswert von 22 N/mm².

II.1.10 Feld 6.2: (2 m)

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel ca. 30 N/mm²
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 11/13, als Reihenpflasterung gebunden

Feststellungen:

04.08.2011

- Keine Veränderungen sichtbar.

09.05.2012

- Keine Veränderungen sichtbar.



Abb. 29 Feld 6.2, am 09.05.2012



Abb. 30 Feld 6.2, am 09.05.2012



Abb. 31 Feld 6.2, am 28.05.2013

28.05.2013

- Längs dem Einfassungsstein zur Pflästerung sowie im eingekreisten Bereich ist ein treppenförmiger Riss entstanden. Der Riss im eingekreisten Bereich teilt sich nach links in zwei Risse auf. Teilweise verläuft der Riss durch die Steine.



Abb. 32 Nahaufnahme vom Riss, der sich in 2 Risse aufteilt

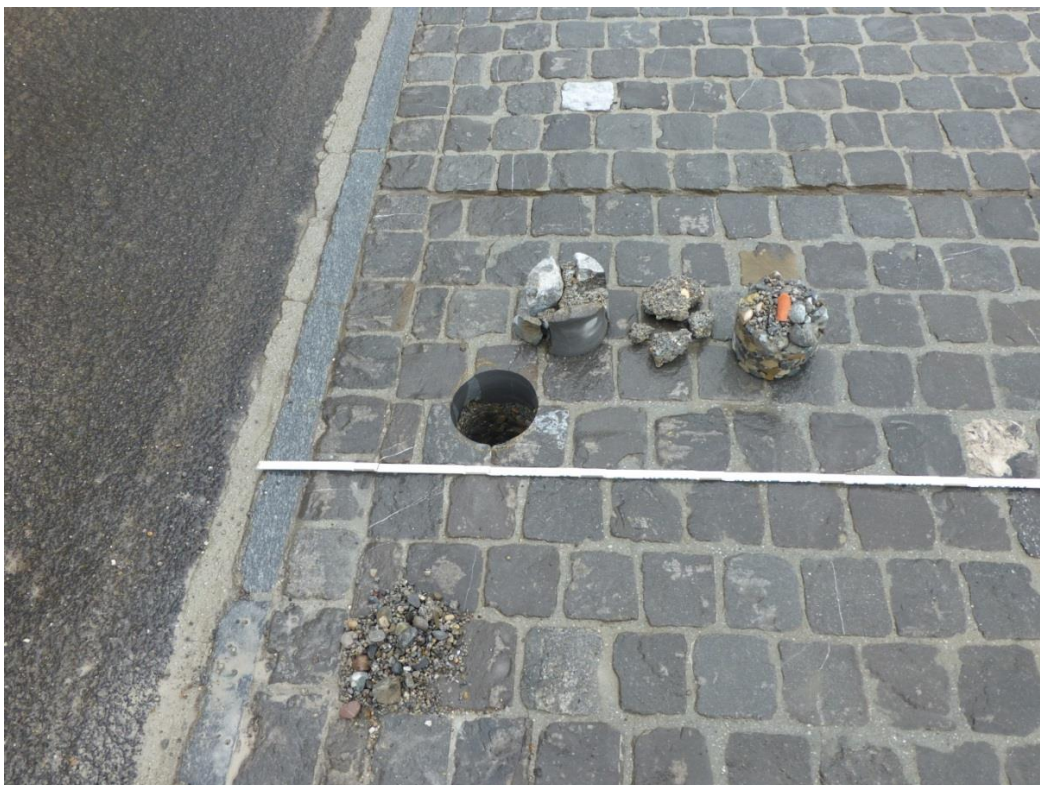


Abb. 33 Bohrkern 6.2.1



Abb. 34 Bohrkern 6.2.1



Abb. 35 Bohrkern 6.2.1

Der Bohrkern Nr. 6.2.1, der im Bereich mit den Rissen gebohrt wurde, ist auseinander gefallen. Im Grenzbereich zur Drainbetontragschicht sind in der Bettung aus Monokornbeton Teile von einem Kunststoffrohr und Holzsplitter vorhanden. Dies sind Schwachpunkte im System und dürften weder in der Praxis noch bei einem Forschungsprojekt vorkommen.

Der nicht zerstörte Monokornbeton als Bettungsmaterial hat im Würfel mit der Abmessung 65/65/65 mm eine Druckfestigkeit von 6,5 N/mm². Beim Monokornbeton zeigt sich wieder, dass wenn er für Laborprüfungen in ein kleines Format geschnitten wird, durch das Schneiden eine Störung bei den Zementleimpunkten auftritt.

II.1.11 Feld 7: (4 m)

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel ca. 10 N/mm²
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 11/13, als Reihenpflästerung gebunden

Feststellungen:

04.08.2011

- Keine Veränderungen sichtbar.

09.05.2012

- Keine Veränderungen sichtbar.

28.05.2013

- Zwischen dem Abschlussstein und dem Einfassungsstein ist ein Riss entstanden und zwischen dem Einfassungsstein und der Pflästerung ist ein feiner, kaum erkennbarer Haarriss entstanden. Ansonsten gibt es keine Veränderungen.



Abb. 36 Feld 7, am 09.05.2012



Abb. 37 Feld 7, am 28.05.2013

Durch die Belastung, verbunden mit Ausdehnung infolge Erwärmung, und dem ungenügenden Widerstand der zu wenig eingebundenen Stellplatte als Randabschluss wurde die Pflasterfläche zum Asphalt gedrückt. Dadurch ist beim Feld 7 längs zum Randabschluss beidseitig vom Einfassungsstein ein Riss entstanden. Ansonsten gibt es in diesem Feld keine Tragfähigkeitsschäden, obwohl nur ein Fugenmörtel mit einer Druckfestigkeit von 10 N/mm² zur Ausführung kam.



Abb. 38 Feld 7, am 30.09.2013

II.1.12 Feld 8.1.1: (2 m)

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel ca. 50 N/mm²
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 8/11, als Reihenpflästerung gebunden

Feststellungen:

04.08.2011

- Keine Veränderungen sichtbar.

09.05.2012

- Keine Veränderungen sichtbar.



Abb. 39 Feld 8.1.1, am 09.05.2012



Abb. 40 Feld 8.1.1, am 09.05.2012

28.05.2013

- Zwischen dem Abschlussstein und dem Einfassungsstein sowie zwischen dem Einfassungsstein und der Pflästerung ist je ein Riss entstanden. Beim Riss zwischen der Pflästerung und dem Einfassungsstein ist ein Absatz von ca. 1 mm entstanden.



Abb. 41 Feld 8.1.1, am 28.05.2013

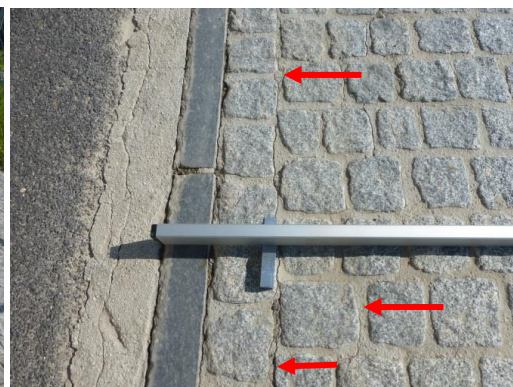


Abb. 42 und Abb. 43 Feld 8.1.1 mit den Rissen, am 28.05.2013

Im gekennzeichneten Bereich sind durch die Belastung, verbunden mit Ausdehnung infolge Erwärmung, wodurch die Pflasterfläche zum Asphalt gedrückt wurde und im Zusammenhang mit dem ungenügenden Widerstand der zu wenig eingebundenen Stellplatte als Randabschluss, Risse entstanden.



Abb. 44 Feld 8.1.1, am 30.09.2013 im Rissbereich zum Anschluss an den Asphalt

Feld 8 mit den verschiedenen Entnahmestellen der Bohrkernen



Abb. 45 Feld 8 mit den entnommenen Bohrkernen

Die erste Bohrung musste abgebrochen werden, da sich die Bohrkronen im Monokornbeton durch lose Körner verklemmte. Bei der zweiten Bohrung, Bohrkern Nr. 8.1.1.1, die ebenfalls in einem Rissbereich erfolgte, ist sichtbar, dass sich der Riss nur im Bereich der Steindicke gebildet hat. Der Monokornbeton als Bettungsmaterial ist nicht gerissen und hat einen Verbund zum Drainbeton der gebundenen Tragschicht.



Abb. 46 Bohrkern 8.1.1.1

Der Monokornbeton als Bettungsmaterial hat im Würfel mit der Abmessung 65/65/65 mm, eine Druckfestigkeit von 3,0 N/mm². Beim Monokornbeton zeigt sich wieder, dass wenn er für Laborprüfungen in ein kleines Format geschnitten wird, durch das Schneiden eine Störung bei den Zementleimpunkten auftritt.



Abb. 47 Feld 8.1.1, am 30.09.2013, Bohrkern 8.1.1.2



Abb. 48 und Abb. 49 Bohrkern 8.1.1.2, vom 30.09.2013

Der Bohrkern hat über alle Schichten einen Verbund und der Drainbeton ist offenporig mit sauber ausgebildeten Zementleimpunkten.

Der Monokornbeton hat eine Wasserdurchlässigkeit von $5,5 \times 10^{-3}$ m/s

Der Drainbeton zusammen mit dem Monokornbeton hat eine Wasserdurchlässigkeit von 7×10^{-3} m/s.

II.1.13 Feld 8.1.2: (2 m)

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel ca. 15 N/mm²
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 8/11, als Reihenpflasterung gebunden

Feststellungen:

04.08.2011

- Seit der Erstellung sind keine Veränderungen sichtbar.

09.05.2012

- Seit der Erstellung sind keine Veränderungen sichtbar.

28.05.2013

- Längs zwischen dem Abschlussstein und dem Einfassungsstein ist ein Riss entstanden. Ansonsten sind seit der Erstellung keine Veränderungen sichtbar.



Abb. 50 und Abb. 51 Feld 8.1.2, am 09.05.2012

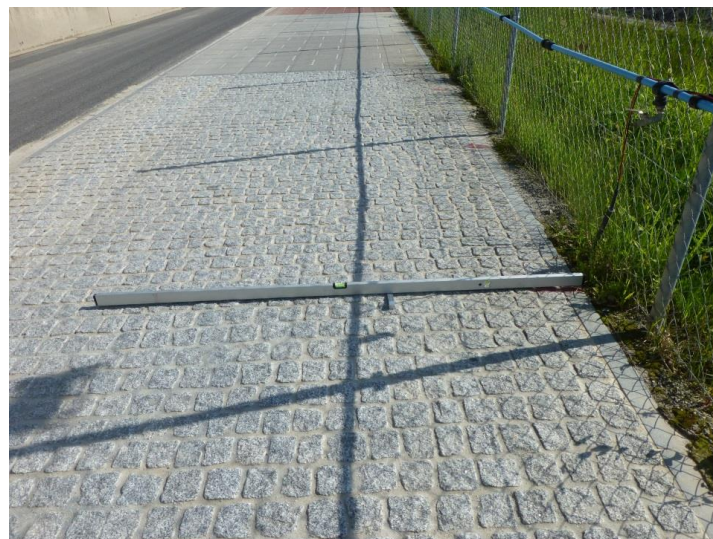


Abb. 52 Feld 8.1.2, am 28.05.2013

- Bei diesem Bohrkern haben lose Körner aus der Bettung verhindert, dass er mit der Drainbetontragschicht entnommen werden konnte.



Abb. 53 30.09.2013, Bohrkern Nr. 8.1.2.1

- Der Verbund zum Bettungsmaterial ist gering. Obwohl im Monokornbeton teilweise lose Körner waren, sind trotz Schwerverkehrsbelastung und „weichem“ Fugenmörtel mit einer Druckfestigkeit von 15 N/mm² keine Risse und somit keine Tragfähigkeitsschäden sichtbar.
- Der „weiche“ Fugenmörtel bewirkt, dass in den Fugen thermische Spannungen abgebaut werden, so dass thermische Bewegungen reduziert werden.
- Das hat zur Folge, dass der Randabschluss zum Asphaltbelag durch die geringeren Druckspannungen nicht Richtung Asphalt gedrückt wurde, wie das beim harten Fugenmörtel geschehen ist.

Im Bereich zum Zaun ist der Drainbeton kompakt wie ein normaler Beton



Abb. 54 30.09.2013, Bohrkern Nr. 8.1.2.2



Abb. 55 und Abb. 56 Bohrkern Nr. 8.1.2.2

- Weshalb der Drainbeton in diesem Bereich kompakt wie ein normaler Beton ist, ist unklar. Entweder enthält er Feinteile oder es ist an dieser Stelle eine Anreicherung von Zementleim entstanden.

- Der kompakte Drainbeton hatte im Würfel mit den Abmessungen 65/65/65 mm, eine Druckfestigkeit von 26,5 N/mm².
- Bei diesem kompakten Bohrkern zeigt sich das Phänomen, dass durch nachträgliches Schneiden von Würfeln oder durch Bohren von kleinen Prüfkörpern bei homogenem Beton kaum eine Schädigung eintritt.
- Im Gegensatz zu offenporigem Drain- oder Monokornbeton, bei denen die Zementleimpunkte zwischen den Steinen gestört werden und dadurch wesentlich geringere Prüfdruckfestigkeiten entstehen.
- Der fast kompakte Beton hat eine Wasserdurchlässigkeit von $3,3 \times 10^{-5}$ m/s.
- Dies entspricht 0,033 mm pro Sekunde bzw. es benötigt 30 Sekunden bis 1 mm Wasser abgeflossen ist.
- Ein Drainbeton mit solch einer geringen Wasserdurchlässigkeit würde unter einer ungebundenen Pflasterdecke zu einem Wasserstau führen und somit zu einem Schaden in der Pflästerung.
- Im Bohrloch fließt das Wasser nicht sichtbar ab. Innerhalb 12 Minuten hat sich der Wasserspiegel um 6 mm gesenkt.
- Dies entspricht einer Wasserdurchlässigkeit von 8×10^{-6} m/s.
- Wenn bei so einem geringen Wasserdurchlässigkeitswert Wasser eindringen kann und ein Wasserstau entsteht, kann dies bei Frost zur Zerstörung des Drainbetons führen.

II.1.14 Feld 8.2.1: (2 m)

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainasphalt: 15 cm
- Bettungsmaterial (Y): Drainmörtel 15N/mm²
- Fugenfüllung (Y): Mörtel 30 N/mm²
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 8/11, als Reihenpflästerung gebunden

Feststellungen:

04.08.2011

- Seit der Erstellung sind keine Veränderungen sichtbar.

09.05.2012

- Teilweise sind Risse entstanden. Das Rissbild deutet auf Tragfähigkeitsprobleme hin. Ein Riss verläuft beim Übergang zwischen Drainbeton und Drainasphalt quer über die Pflasterfläche. Bei diesem Übergang wird deutlich, dass sich Bewegungen in der gebundenen Tragschicht in der Pflästerung abzeichnen. Dies trifft auch auf Arbeitsfugen in der Drainbetontragschicht zu.



Abb. 57 und Abb. 58 Feld 8.2.1, am 09.05.2012

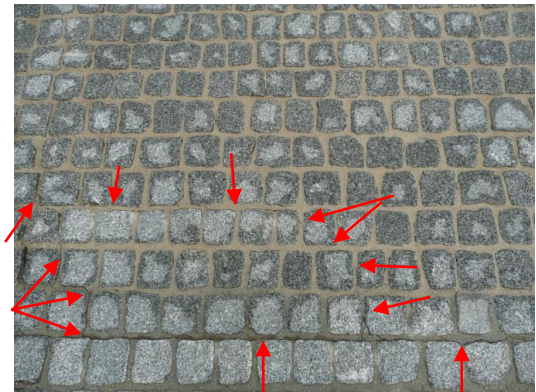
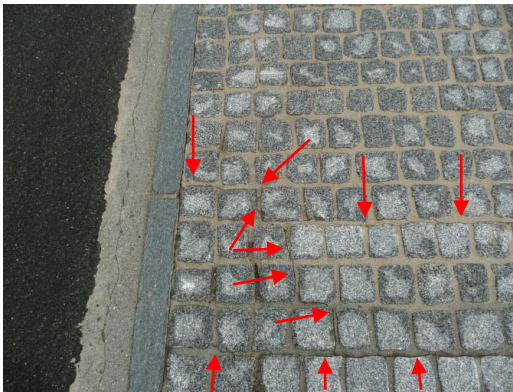


Abb. 59 und Abb. 60 Feld 8.2.1, am 09.05.2012



Abb. 61 Feld 8.2.1, am 09.05.2012

28.05.2013

- Die Risse sind breiter geworden und teilweise ist ein Absatz von ca. 1 mm zwischen den Rissen.



Abb. 62 und Abb. 63 Feld 8.2.1, am 28.05.2013



Abb. 64 Feld 8.2 mit einer Übersicht der entnommenen Bohrkerne



Abb. 65 Bohrkern Nr. 8.2.1.1

- Der Riss in der Pflästerung verläuft durch den kompakten Drainmörtel.
- Der fast kompakte Drainmörtel hat bei einer Würfelabmessung von 65/65/65 mm eine Würfeldruckfestigkeit von 8,5 N/mm². Inwieweit bei diesem Drainmörtel durch das Schneiden eine Schädigung der Zementleimpunkte entstanden ist, kann nicht beurteilt werden. Wenn ja, dann ist die Schwächung geringer als bei einem Monokornbeton ohne Feinteile 0 – 2 mm.
- Ein Teil der Körner vom Drainasphalt kleben am Bettungsmörtel. Im oberflächennahen Bereich ist im Drainasphalt tendenziell eine Rissbildung sichtbar.
- Der Drainasphalt hat eine Wasserdurchlässigkeit von $6,2 \times 10^{-3}$ m/s. Das heisst, innerhalb einer Sekunde senkt sich der Wasserspiegel um 6,2 mm.



Abb. 66 und Abb. 67 Bohrkern Nr. 8.2.1.2

- In der Pflasterdecke gibt es im Bereich des Bohrkerns Nr. 8.2.1.2 keine Risse.
- Der Bohrkern hat einen Schichtverbund.

- Der Drainmörtel hat eine Wasserdurchlässigkeit von $1,2 \times 10^{-4}$ m/s. Das heisst, innerhalb einer Sekunde senkt sich der Wasserspiegel um 0,12 mm, bzw. es dauert 8,3 Sekunden bis sich der Wasserspiegel um 1 mm senkt.
- Der Drainasphalt hat eine Wasserdurchlässigkeit von $4,6 \times 10^{-3}$ m/s. Das heisst, innerhalb einer Sekunde senkt sich der Wasserspiegel in der Drainasphaltschicht um 4,6 mm.
- Der Drainasphalt zusammen mit dem Drainmörtel hat eine Wasserdurchlässigkeit von $3,6 \times 10^{-4}$ m/s.

II.1.15 Feld 8.2.2: (2 m)

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainasphalt: 15 cm
- Bettungsmaterial (X): Drainmörtel 15N/mm²
- Fugenfüllung (X): Mörtel 30 N/mm²
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 8/11, als Reihenpflasterung gebunden

Feststellungen:

04.08.2011

- Seit der Erstellung sind keine Veränderungen sichtbar.

09.05.2012

- Seit der Erstellung sind keine Veränderungen sichtbar.



Abb. 68 und Abb. 69 Feld 8.2.2, am 09.05.2012

28.05.2013

- Zum Anschluss an den Asphalt sind in der Pflasterung Risse entstanden. Die Rissbreite beträgt bis zu 1 mm.



Abb. 70 und Abb. 71 Feld 8.2.2 vom 28.05.2013



Abb. 72 Feld 8.2.2, am 28.05.2013 mit dem 1 mm breiten Riss



Abb. 73 Bohrkern Nr. 8.2.2.1



Abb. 74 Bohrkern Nr. 8.2.2.1

- Im Bereich der Kernbohrung gibt es Risse in der Pflästerung
- Der Riss in der Pflästerung verläuft durch den kompakten Drainmörtel.
- Im Drainasphalt gibt es keinen Riss.
- Zwischen dem Drainmörtel und dem Drainasphalt gibt es keinen genügenden Schichtverbund.
- Auf dem Drainmörtel haften Körner vom Drainasphalt. Im oberflächennahen Bereich ist im Drainasphalt tendenziell eine Rissbildung sichtbar.
- Der Drainmörtel ist relativ kompakt und hat, bei einer Würfelabmessung von 65/65/65 mm, eine Würfeldruckfestigkeit von 16,0 N/mm². Inwieweit bei diesem Drainmörtel durch das Schneiden eine Schädigung der Zementleimpunkte entstanden ist, kann nicht beurteilt werden. Wenn ja, dann ist die Schwächung wesentlich geringer als bei einem Monokornbeton ohne Feinteile 0 – 2 mm.
- Der Drainasphalt hat eine Wasserdurchlässigkeit von $1,2 \times 10^{-3}$ m/s. Das heisst, innerhalb einer Sekunde senkt sich der Wasserspiegel um 1,2 mm.



Abb. 75 und Abb. 76 Bohrkern Nr. 8.2.2.2

- In der Pflasterdecke gibt es im Bereich des Bohrkerns Nr. 8.2.2.2 keine Risse.
- Der Bohrkern hat einen Schichtverbund.
- Der Drainmörtel ist relativ kompakt und hat, bei einer Würfelabmessung von 65/65/65 mm, eine Würfeldruckfestigkeit von 11,5 N/mm². Inwieweit bei diesem Drainmörtel durch das Schneiden eine Schädigung der Zementleimpunkte entstanden ist kann nicht beurteilt werden. Wenn ja, dann ist die Schwächung wesentlich geringer als bei einem Monokornbeton ohne Feinteile 0 – 2 mm.
- Der Drainmörtel hat eine Wasserdurchlässigkeit von $1,2 \times 10^{-6}$ m/s. Das heisst, innerhalb einer Sekunde senkt sich der Wasserspiegel um 0,0012 mm, bzw. es dauert fast 14 Minuten bis sich der Wasserspiegel um 1 mm senkt.
- Der Drainsphalt hat eine Wasserdurchlässigkeit von $1,1 \times 10^{-3}$ m/s. Das heisst, innerhalb einer Sekunde senkt sich der Wasserspiegel um 1,1 mm.
- Der Drainsphalt zusammen mit dem Drainmörtel hat eine Wasserdurchlässigkeit von $8,3 \times 10^{-7}$ m/s. Das heisst, innerhalb einer Sekunde senkt sich der Wasserspiegel um 0,00083 mm, bzw. es dauert 1 Stunde bis sich der Wasserspiegel um 1 mm senkt.

II.1.16 Feld 9: (8 m)

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel 15 N/mm²
- Steine/Ausführung: Platten 40/60/10, 40/60/12 und 60/120/12 mit Abstandshaltern in Reihen mit versetzten Fugen, gebunden, Plattenunterseiten mit Haftvermittler.

Feststellungen:

04.08.2011

- Ein Spannungsriss verläuft durch eine Platte, ansonsten sind seit der Erstellung keine Veränderungen sichtbar.

09.05.2012

- Es gibt diverse feine Risse zwischen den Platten und dem Fugenmörtel. Zum Rand hin haben mehrere der 10 cm dicken Platten Risse.



Abb. 77 und Abb. 78 Feld 9, am 09.05.2012



Abb. 79 und Abb. 80 Feld 9, am 09.05.2012

- Zwischen den Platten und dem Fugenmörtel gibt es fast überall Risse. Ein Spannungsriss verläuft durch die 12 cm dicke, bewehrte Platte.



Abb. 81 und Abb. 82 Feld 9, am 09.05.2012



Abb. 83 und Abb. 84 Feld 9, am 09.05.2012



Abb. 85 und Abb. 86 Feld 9, am 09.05.2012

- Eine Platte hat sich gelöst. In den grossen Platten 60/120/12 cm sind Risse entstanden.



Abb. 87 und Abb. 88 Feld 9, am 09.05.2012

- Es sind weitere feine Risse zwischen den Platten und dem Fugenmörtel entstanden. Die bereits vorhandenen Risse sind breiter geworden.



Abb. 89 Feld 9, am 28.05.2013

- Zum Rand hin sind die Betonplatten beschädigt und es sind Raupenspuren von der mobilen Brecheranlage mit den Stahlraupen sichtbar. Inwieweit die Rissbildung und die Zerstörung des Fugenmörtels durch die linearen Eisenraupenbelastungen unterstützt wurden, kann nur vermutet, jedoch nicht eindeutig nachgewiesen werden.



Abb. 90 Feld 9, am 30.09.2013



Abb. 91 Bohrkern Nr. 9.1.1, vom 30.09.2013

- Bei der 10 cm dicken Platte mit dem Riss wurde ein Bohrkern entnommen. Ein Teil der Körner vom Monokornbeton und vom unteren Bereich des Drainbetons sind lose. Der Riss verläuft durch die Bettung aus Monokornbeton. Dies ist sowohl am Bohrkern wie auch im Bohrloch sichtbar.
- Der Riss in der Platte war bereits seit dem 09.05. 2012 vorhanden. Er hat sich jedoch verbreitert. Wenn ein Riss vorhanden ist, dann ist der Monokornbeton nicht mehr gehalten und es beginnt ein Lösen der durch die Zementleimpunkte gehaltenen Körner.
- Dies ist im unteren Bereich der Drainbetontragschicht ebenfalls entstanden, was darauf hindeutet, dass in der Kiestragschicht ein Tragfähigkeitsnachlass entstanden ist.



Abb. 92 und Abb. 93 Bohrwand Nr. 9.1.1, vom 30.09.2013



Abb. 94 und Abb. 95 Bohrwand Nr. 9.1.1, vom 30.09.2013

Die Risse im Bohrloch sind mit roten Pfeilen markiert, damit sie besser erkennbar sind.

II.1.17 Feld 10: (4 m)

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel 15 N/mm²
- Steine/Ausführung: Platten 30/100/14 in Reihen mit versetzten Fugen, gebunden, Plattenunterseiten mit Haftvermittler.

Feststellungen:

04.08.2011

- Seit der Erstellung sind keine Veränderungen sichtbar.

09.05.2012

- Seit der Erstellung sind keine Veränderungen sichtbar.



Abb. 96 Feld 10, am 09.05.2012

28.05.2013

- In der ersten Plattenreihe verläuft ein Riss zwischen der Platte und dem Fugenmörtel, der in der Verlängerung der Fuge in der zweiten Plattenreihe durch die Platte verläuft.
- In der letzten Plattenreihe ist auch ein Riss entstanden, der durch die Platte verläuft. Ansonsten sind keine Veränderungen seit der Erstellung sichtbar.

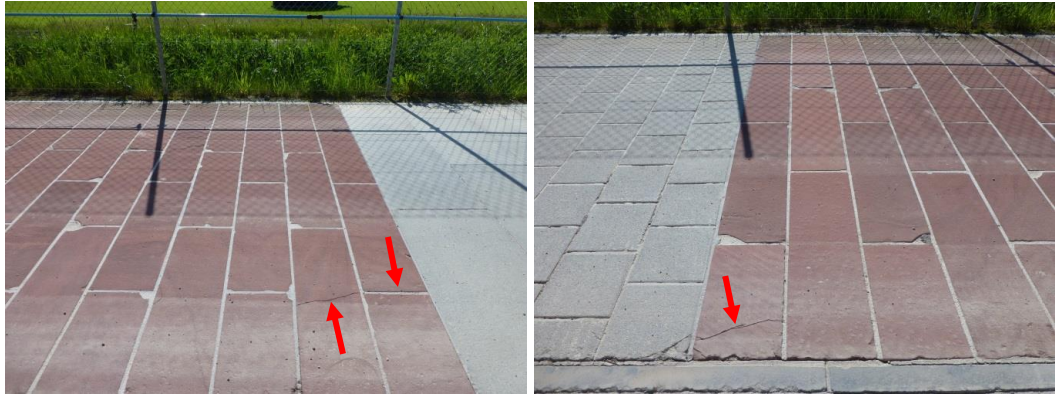


Abb. 97 und Abb. 98 Feld 10 mit den Rissen, am 28.05.2013

30.09.2013

- Ausser zwei Platten mit Rissen gibt es in dieser Fläche keine Schäden, obwohl der Fugenmörtel nur eine Druckfestigkeit von 15 N/mm² hat. Beim Riss rechts wurde der Bohrkern 10.1 entnommen



Abb. 99 Feld 10, am 30.09.2013



Abb. 100 Bohrkern 10.1, vom 30.09.2013

- Ein kleiner Teil der Körner vom Monokornbeton und vom Drainbeton sind lose. Die Zementleimpunkte sind grösstenteils vorhanden. Die Körner haben sich im Drainbeton, im oberen Bereich zum Anschluss an den Monokornbeton, gelöst.
- Das Bettungsmaterial hat einen guten Verbund zur Platte, dies sowohl am Bohrkern 10.1 wie auch am Bohrkern 10.2
- Der Riss verläuft von der vorderen gerissenen Querfuge durch die Platte der anschliessenden Plattenreihe und danach in der Längsfuge nach vorn zur Stellplatte.
- Der Riss ist in der Platte und im Monokornbeton, jedoch nicht in der Drainbetontragschicht.
- Der Monokornbeton vom Bohrkern 10.2 hat, gemessen an einen Zylinder \varnothing 50 mm, eine Druckfestigkeit von 6 N/mm². Diese Zylinderdruckfestigkeit entspricht in der Bettung, in der eine dreiaxiale Druckspannung ist, einer Druckfestigkeit von 24 N/mm².



Abb. 101 Bohrkern 10.2

- Bei diesem Bohrkern war kein Verbund zwischen Monokornbeton und Drainbeton vorhanden. Der Drainbeton konnte nicht herausgebohrt werden, da sich Körner in der Bohrung verkeilt haben.
- Die Haftzugspannung zwischen Monokornbeton und Platte betrug beim Bohrkern 10.2, 0,49 N/mm². Dies ist ein guter Praxiswert und wird nur durch einen C2 Kleber, der 2 – 3 mm dick an der Plattenunterseite aufgetragen wird, erreicht.

II.1.18 Feld 11: (4 m)

- Aufbau:
- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel 15 N/mm²
- Steine/Ausführung: Platten 30/30/12 in Reihen mit versetzten Fugen und Kreuzfugen, gebunden, Plattenunterseiten mit Haftvermittler.

Feststellungen:

04.08.2011

- Nach der Bewegungsfuge Nr. 7 sind Risse zwischen Platten und Fugenmörtel entstanden. Teilweise ist der Fugenmörtel im oberen Bereich zerstört. Die Zerstörung und die Risse sind in der linken Spur intensiver als in der rechten Spur. Ansonsten sind im Feld keine Veränderungen sichtbar.
- Vor allem in der linken Fahrspur sind Risse zwischen Fugenmörtel und Platten entstanden.

09.05.2012

- Zum Randabschluss und im Bereich der Bewegungsfuge gibt es viele Risse zwischen Platten und Fugenmörtel. Diese deuten auf Tragfähigkeitsnachlass oder Überbelastung hin. Erste Vermutungen waren, dass die Risse einen Zusammenhang mit den Steinen, die an der Unterseite Rillen haben, zusammenhängen. Dies hat sich jedoch nicht bestätigt. An dem Bohrkern war sichtbar, dass die Rillen komplett mit Kleber gefüllt waren.



Abb. 102 und Abb. 103 Feld 11, am 09.05.2012



Abb. 104 und Abb. 105 Feld 11, am 09.05.2012



Abb. 106 und Abb. 107 Feld 11, am 09.05.2013

09.05.2013

- Zum Rand hin sind die Betonplatten beschädigt und es sind Raupenspuren von der mobilen Brecheranlage mit den Stahlraupen sichtbar. Dies trifft auch auf die Stellpatten des Randabschlusses zu.



Abb. 108 und Abb. 109 Feld 11, am 09.05.2013

28.05.2013

- Das Rissbild ist intensiver geworden. Teilweise gibt es zwischen den Rissen Absätze von 1 mm. Im Bereich der Bewegungsfuge hat sich das Rissbild verschlimmert. Dies vor allem in der Fläche mit den Kreuzfugen.

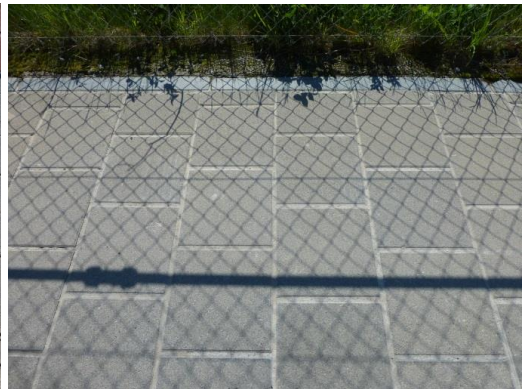


Abb. 110 und Abb. 111 Feld 11, am 28.05.2013

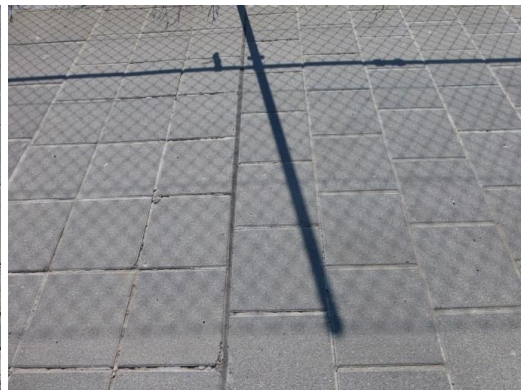


Abb. 112 und Abb. 113 Feld 11, am 28.05.2013

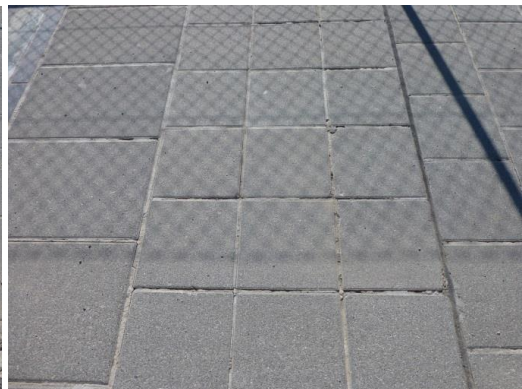


Abb. 114 und Abb. 115 Feld 11, am 28.05.2013

Feld 11, Entnahmestellen der Bohrkernen



Abb. 116 Feld 11, am 30.09.2013, Bohrkern 11.1 und 11.2

Feld 11, Bohrkern 11.1

- Der Monokornbeton hat einen guten Verbund zur Platte. Die Rillen der Platten sind mit Kleber gefüllt. Der Haftverbund zwischen Platte und Monokornbeton beträgt $0,05 \text{ N/mm}^2$. Trotz diesem geringen Verbund hat sich der Monokornbeton nicht von der Platte gelöst.
- Zwischen Monokornbeton und Drainbeton gibt es keinen Schichtverbund.



Abb. 117 Feld 11, am 30.09.2013, Bohrkern 11.1

Feld 11, Bohrkern 11.2

- In der Fläche, in welcher der Fugemörtel zerstört ist, wurde ein Bohrkern entnommen.
- Der Monokornbeton ist zerstört.
- An den Steinkörnern sind teilweise die Leimpunkte noch vorhanden.
- Im Bereich zur Bewegungsfuge bekam die Plattendecke innerhalb 3 bis 4 Monaten Risse zwischen den Platten und dem Fugemörtel, weil im unteren Bereich der Bewegungsfuge kein Stützkörper eingebaut wurde.
- Zwei Platten mussten nach 1 Jahr bereits neu versetzt werden.
- In diesem Zusammenhang wurde auch die Bewegungsfuge erneuert.
- Im unteren Fugenbereich wurde dabei ein Stützkörper aus wasserdurchlässigem Epoxidharzmörtel erstellt.

- Wenn eine gebundene Bauweise einmal zerstört ist, kann sie kaum mehr qualitativ hochwertig erneuert werden, wenn dies nicht über eine grössere Fläche geschieht.
- Wenn sich Steine oder Platten auch nur ganz minimal, infolge unvermeidlicher thermischer Spannungen bewegen, werden die Zementleimpunkte der Kornverbindungen gelöst und somit wird der Monokornbeton zerstört.



Abb. 118 Feld 11, am 30.09.2013, Bohrkern 11.2

II.1.19 Feld 12: (4 m)

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung: Knirsch verlegt mit Trasszement geschlämmt
- Steine: Riemchen 6 und 8 cm breit, 70-120 cm lang und 12 cm dick, mit versetzten Fugen, Plattenunterseite mit Haftvermittler

Feststellungen:

04.08.2011

- In einem Riemchen gibt es einen Riss, ansonsten sind seit der Erstellung keine Veränderungen sichtbar.

09.05.2012

- Insgesamt haben drei Riemchen einen Riss bekommen. Zum Rand gibt es an den Steinen oberflächliche Abplatzungen. Diese entstanden durch lose herumliegende Steine, die beim Überrollen mit den LKW zu mechanischen Beschädigungen führen.
- In der linken Fahrspur gibt es bei einem quer zur Fahrtrichtung versetzten Abschlussstein einen Riss.



Abb. 119 und Abb. 120 Feld 12, am 09.05.2012



Abb. 121 und Abb. 122 Feld 12, am 09.05.2012



Abb. 123 und Abb. 124 Feld 12, am 28.05.2013

28.05.2013

- Zur Asphaltfläche sind die Riemchen durch die Raupen der mobilen Brechanlage beschädigt.



Abb. 125 Feld 12, am 28.05.2013

28.05.2013

- Zur Asphaltfläche sind die Riemchen durch die Stahlraupen der mobilen Brechanlage beschädigt. Insgesamt gibt es zwischenzeitlich etwa 10 gerissene Platten. Ansonsten haben keine markanten Veränderungen stattgefunden.



Abb. 126 und Abb. 127 Feld 12, am 30.09.2013

30.09.2013

- Im Foto links sind im Asphalt die Raupenspuren der mobilen Brechanlage deutlich zu sehen. Dadurch sind an den Natursteinriemchen Schäden entstanden. Teilweise wurden Platten zur Asphaltfahrbahn hinunter gedrückt, so dass sie innerhalb der Fläche vorstehen.



Abb. 128 und Abb. 129 Feld 12, am 30.09.2013

Die Brechanlage ist 70 Tonnen schwer und liegt beidseitig mit 23 Raupengliedern auf. Die Raupen sind 560 mm breit, pro Raupe gibt es 3 Rippen. 2 Rippen sind 22 mm breit und die mittlere Rippe hat eine Breite von 18 mm. Somit ergibt dies eine Auflagefläche von $[2 \times 23 \times (22+22+18) \times 560] \text{ } 1'597'120 \text{ mm}^2$. Der Auflagedruck unter den Rippen der Raupen beträgt $= (700000 \text{ N} / 1'597'120 \text{ mm}^2) = 0,44 \text{ N/mm}^2$. Da die Pflasterung und Plattenbeläge jedoch etwa 5 mm höher liegen als der Randabschluss, entsteht eine Kantenpressung. Wie hoch diese Kantenpressung ist, hängt von der Auflage ab. Wenn nur 150 mm von der Raupe auf der vorderen hochstehenden Fläche aufliegen, ergibt dies einen Auflagedruck von $1,64 \text{ N/mm}^2$. Dies kann zum Lösen der Steine führen, wie dies bei 2 Riemchen im Feld 12 geschehen ist, die in etwa eine Anhaftung zum Bettungsmaterial von $\leq 0,5 \text{ N/mm}^2$ haben.



Abb. 130 und Abb. 131 Feld 12, am 30.09.2013, Bohrkern 12.1

- Der Bohrkern hat in allen Schichten einen Verbund.
- Die Druckfestigkeit vom Drainbeton am Zylinder $\varnothing 150 \text{ mm}$ beträgt $2,5 \text{ N/mm}^2$. Die im Labor gemessene Druckfestigkeit entspricht nicht der Praxis. Vermutlich hat bei der Bearbeitung des Bohrkerns für die Druckprüfung eine Schädigung der Zementleimpunkte stattgefunden.
- Trotz der geringen, im Labor gemessenen Druckfestigkeit des Drainbetons, gibt es keine Schäden im Bereich des entnommenen Bohrkerns.

II.2 Ausführung der Bewegungsfugen

II.2.1 Bewegungsfuge 1:

Eingeschnittene Bewegungsfuge mit Kittfugenfüllung, gemäss SN 640 480 [3]

Lage: Zwischen Feld 5 und 6

Feststellungen:

04.08.2011

- Seit der Erstellung sind keine Veränderungen sichtbar.

09.05.2012

- Teilweise ist der Kitt im oberen Bereich der Steinflanken leicht gelöst.

28.05.2013

- Seit der letzten Besichtigung sind keine weiteren Veränderungen sichtbar.

30.09.2013

- Seit der letzten Besichtigung sind keine weiteren Veränderungen sichtbar. Beidseitig der Fuge gibt es keine parallel zur Bewegungsfuge verlaufenden Risse.

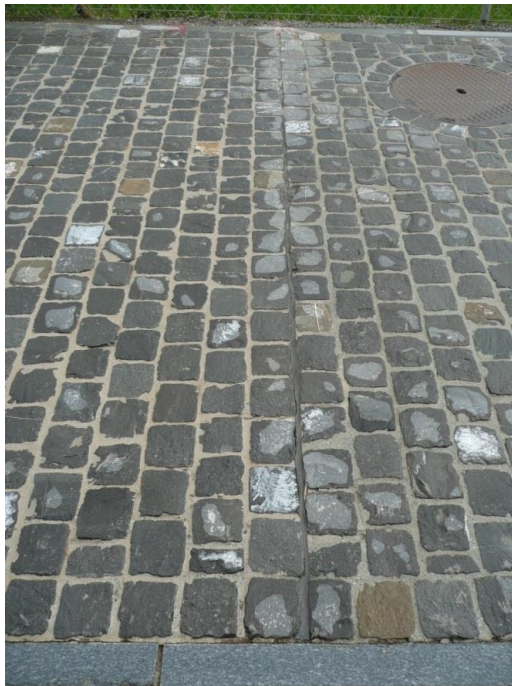


Abb. 132
Bewegungsfuge 1, vom 09.05.2012

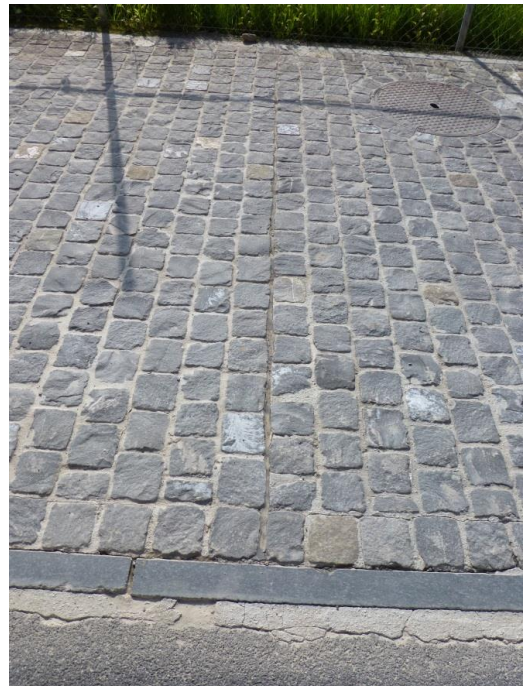


Abb. 133
Bewegungsfuge 1, vom 28.05.2013

II.2.2 Bewegungsfuge 2:

Einlegen eines Eternitstreifens, im oberen Fugenbereich wurde eine Bewegungsfuge mit PU Kittfugenmasse erstellt, ohne dass vorher das Stopfprofil eingedrückt wurde.

Lage: Zwischen Feld 6 und 7

Feststellungen:

- 04.08.2011
- Im äusseren Bereich der linken Spur, auf einer Länge von ca. 30 cm, hat sich die Kittfugenmasse gelöst und steht vor.
- Der Grund dafür ist das fehlende Stopfprofil, das dazu da ist, dass der Fugenkitt nur an zwei Seiten haftet.
- Ansonsten sind keine Veränderungen sichtbar.

09.05.2012

- Im äusseren Bereich der linken Spur hat sich die Kittfugenmasse weiter gelöst.
- Die Länge der Ablösung beträgt ca. 50 cm

28.05.2013

- Die Kittmasse ist nur noch in den letzten ca. 30 cm Richtung Zaun vorhanden.
- Die entstandene Fugenvertiefung hat sich mit sandigem Material aufgefüllt.
- Tragfähigkeitsrisse im Bewegungsfugenbereich gibt es keine.
- Im Feld 6 gibt es nur einen Spannungsriss, der quer zur Bewegungsfuge verläuft.

30.09.2013

- Seit der letzten Bestandsaufnahme gibt es keine Veränderungen.
- Wenn der obere Bereich der Kittfugenausführung mit einem Stopfprofil ausgeführt worden wäre, hätte sich die Kittmasse vermutlich nicht gelöst.
- Inwieweit der Eternitstreifen zu hart für eine Bewegungsfuge ist, kann zum jetzigen Zeitpunkt nicht beurteilt werden.
- Bei einem Hochpunkt könnte es sein, dass die Natursteindecke hochgedrückt würde.



Abb. 134
Bewegungsfuge 2, vom 09.05.2012



Abb. 135
Bewegungsfuge 2, vom 28.05.2013

II.2.3 Bewegungsfuge 3:

In dieser Bewegungsfuge wurde ab OK Drainbetontragschicht ein Hartgummistreifen eingelegt.

Lage: Zwischen Feld 7 und 8

Feststellungen:

04.08.2011

- Seit der Erstellung sind keine Veränderungen sichtbar.

09.05.2012

- Seit der Erstellung sind keine Veränderungen sichtbar.

28.05.2013

- Seit der Erstellung sind keine Veränderungen sichtbar.

30.09.2013

- Bei dieser Bewegungsfuge gibt es keine Veränderung. Beidseitig der Bewegungsfuge gibt es parallel zur Bewegungsfuge keine Risse.



Abb. 136
Bewegungsfuge 3, vom 09.05.2012



Abb. 137
Bewegungsfuge 3, vom 28.05.2013

II.2.4 Bewegungsfuge 4:

Einlegen eines Estrichbandes, nach dem Verfugen wurde das Estrichband komplett entfernen und im unteren Fugenbereich ein Fugenmörtel mit einer Druckfestigkeit von ca. 10 N/mm² eingefüllt. Oben wurde die Fuge mit PU Kittfugenmasse verschlossen, ohne dass vorher das Stopfprofil eingedrückt wurde.

Lage: Im Feld 9 zwischen zwei Plattenreihen

Feststellungen:

04.08.2011

- Seit der Erstellung sind keine Veränderungen sichtbar.

09.05.2012

- In der rechten Fahrspur hat sich die Kittmasse auf ca. 80 cm gelöst.

28.05.2013

- In der rechten Fahrspur ist die gelöste Kittmasse nicht mehr vorhanden und die Fugenvertiefung ist mit sandigem Material aufgefüllt.
- Teilweise ist die Kittmasse von den Betonplatten gelöst und es ist ein Riss vorhanden.

30.09.2013

- Weshalb sich die Kittfugenmasse nicht so stark abgelöst hat wie bei der Bewegungsfuge Nr. 2, bei der im unteren Bereich ein Eternitstreifen eingelegt wurde, kann nicht beurteilt werden.
- Es könnte sein, dass durch den „weichen“ Fugenmörtel mit 10 N/mm² Druckfestigkeit im unteren Fugenbereich thermische Spannungen abgebaut wurden, so dass nur minimalste thermische Bewegungen entstanden sind.



Abb. 138
Bewegungsfuge 4, vom 09.05.2012



Abb. 139
Bewegungsfuge 4, vom 28.05.2013

II.2.5 Bewegungsfuge 5:

Einlegen eines Estrichbandes, nach dem Verfugen wurde das Estrichband komplett entfernt und im unteren Fugenbereich ein Fugenmörtel mit einer Druckfestigkeit von ca. 20 N/mm² eingefüllt. Oben wurde die Bewegungsfuge mit Coverplast verschlossen.

Lage: Zwischen Feld 9 und 10

Feststellungen

04.08.2011

- Seit der Erstellung sind keine Veränderungen sichtbar.

09.05.2012

- Teilweise sind zwischen der Coverplastmasse und den Platten Risse im oberflächen nahen Bereich entstanden. Ansonsten sind keine Veränderungen sichtbar.

28.05.2013

- Seit der letzten Bestandsaufnahme, am 09.05.12 gibt es keine Veränderungen.

30.09.2013

- Seit der letzten Bestandsaufnahme, am 28.05.13, gibt es keine Veränderungen. Beidseitig der Bewegungsfuge gibt es keine Risse, die parallel zur Bewegungsfuge verlaufen.



Abb. 140
Bewegungsfuge 5, vom 09.05.2012



Abb. 141
Bewegungsfuge 5, vom 28.05.2013

II.2.6 Bewegungsfuge 6:

Einlegen eines Estrichbandes, das nach dem Verfugen komplett entfernen wurde. Im unteren Fugenbereich ist ein Fugenmörtel mit einer Druckfestigkeit von ca. 10 N/mm² eingefüllt worden. Oben wurde die Bewegungsfuge mit Coverplastvergussmasse verschlossen.

Lage: Zwischen Feld 10 und 11

Feststellungen:

04.08.2011

- Teilweise sind zwischen der Coverplastmasse und Platten, im oberflächen nahen Bereich, Risse entstanden. Ansonsten sind keine Veränderungen sichtbar.

09.05.2012

- Seit der letzten Bestandsaufnahme, am 04.08.11, gibt es keine Veränderungen.

Foto vom 09.05.2012

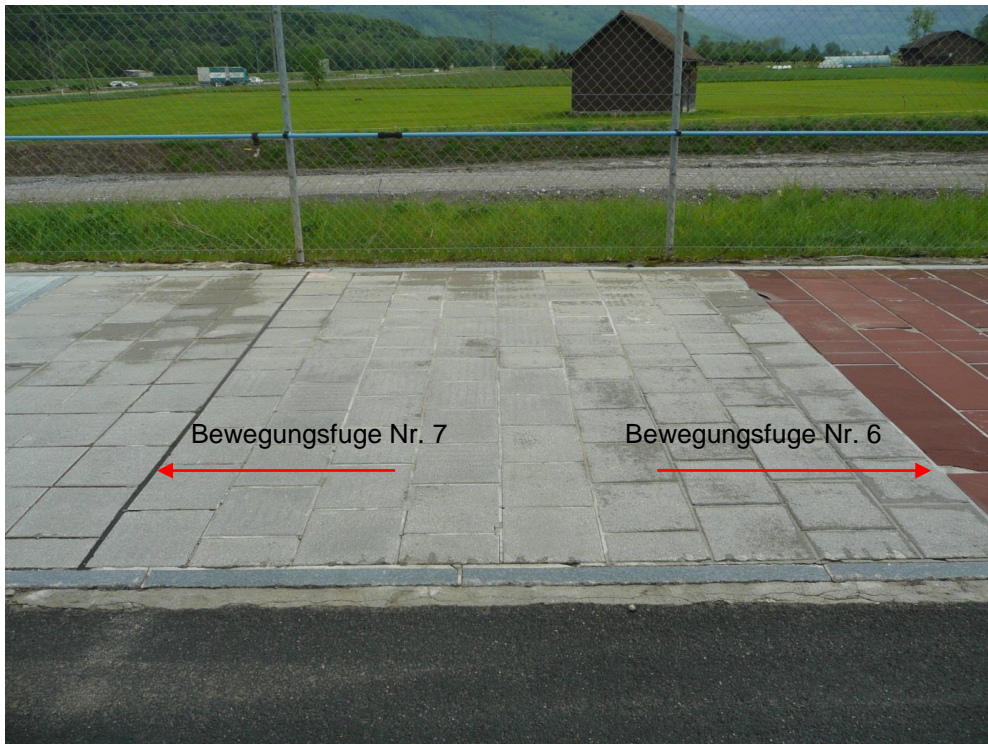


Abb. 142 Bewegungsfugen 6 und 7, vom 09.05.2012

28.05.2013

- Seit der letzten Bestandsaufnahme, am 09.05.12, gibt es keine Veränderungen.

30.09.2013

- Seit der letzten Bestandsaufnahme, am 28.05.13, gibt es keine Veränderungen. Beidseitig der Bewegungsfuge gibt es keine Risse in den Plattendecken, die parallel zur Bewegungsfuge verlaufen.
- Der Abriss der Bewegungsfuge zur Platte ist nur in den obersten paar Millimeter entstanden.

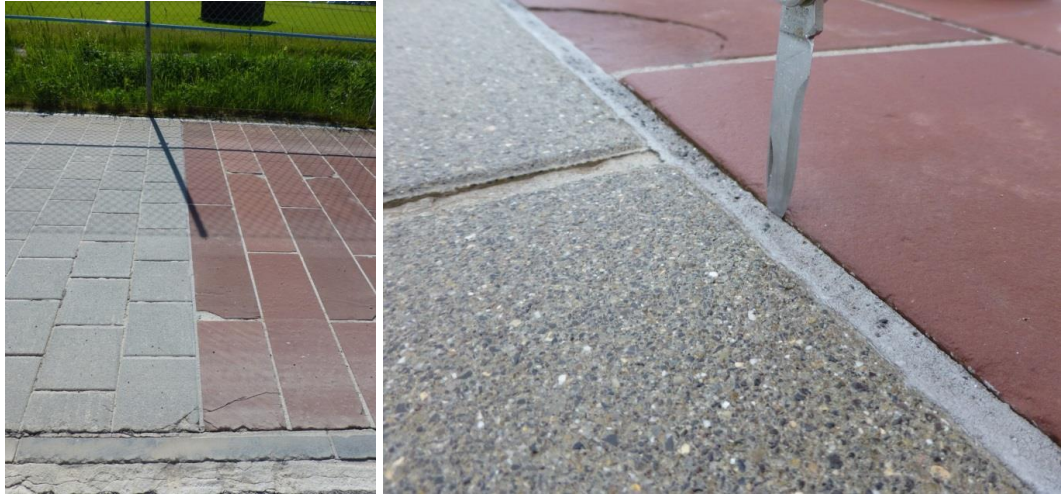


Abb. 143 und Abb. 144 Bewegungsfuge 6, vom 28.05.2013

II.2.7 Bewegungsfuge 7:

Einlegen eines Estrichbandes, das im oberen Fugenbereich entfernt wurde. Danach wurde ein Stopfprofil im oberen Fugenbereich eingedrückt und der darüber liegende Bewegungsfugenbereich mit RSAG Fugenmasse verfüllt.

Lage: Im Feld 11 zwischen den Plattenreihen mit versetzten Fugen und Kreuzfugen

Feststellungen

04.08.2011

- Diese Fuge wurde anfänglich ohne Stützkörper im unteren Fugenbereich ausgeführt.
- Dadurch sind Risse zwischen zwei anschliessenden Platten und dem Fugenmörtel entstanden.
- Die losen Platten sind nach einem Jahr wieder befestigt worden.
- Im unteren Dehnfugenbereich ist ein Exoxidharzmörtel mit einer Labordruckfestigkeit von 15 N/mm² eingebaut worden.
- Darüber wurde wieder die RS-Fuge erstellt. Ca. 4 Monate nach der Erneuerung sind keine Veränderungen sichtbar.

09.05.2012

- Im Bewegungsfugenbereich gibt es viele Risse um die Platten zum Fugenmörtel.
- Ob diese Risse einen Zusammenhang mit der Tragfähigkeit dieser Platten haben oder mit der Bewegungsfuge, kann erst bestimmt werden, wenn die Fläche geöffnet wird.

28.05.2013

- Im Bewegungsfugenbereich hat sich das Rissbild verschlimmert, genaueres kann erst bei der Öffnung bestimmt werden.

30.09.2013

- Das Rissbild ist in etwa gleich geblieben.
- Im letzten Meter Richtung Zaun gibt es weniger Risse und der Bettungsmörtel ist noch nicht zerstört.
- Im vorderen Bereich ist der Bettungsmörtel zerstört weil sich die Platten, infolge fehlen des Stützkörpers im unteren Bewegungsfugenbereich, gelöst haben und bei der

Erneuerung der Bewegungsfuge nicht mehr so versetzt werden konnten, damit wieder eine homogene Plattendecke entstanden ist.



Abb. 145 und Abb. 146 Bewegungsfuge 7, vom 09.05.12 und 28.05.2013

II.3 Prüffelder, die mit der MLS 10 Überrollungsmaschine überrollt wurden

Die Überrollungen mit der MLS 10 Überrollungsmaschine wurden mit Super Single-Reifen durchgeführt.

II.3.1 MLS Feld 1.1: (4 m)

Ausführung:

- Kiestragschicht
- Kiesausgleichsschicht: Schotter 2/25 mm
- Bettungsmaterial: Splitt 2/8 mm
- Fugenfüllung: Splitt
- Obere Fugenfüllung: Trasskalksand
- Steine/Ausführung: Binderstein 12, als Reihenpflästerung ungebunden

Feststellungen:

21.05.2011

- Verformungen nach 5'015 Überrollungen mit 10 Tonnen Achslast und 57'042 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast = TF₂₀ 66.
- Spurrinnentiefe 7,5 mm

20.06.2011

- Verformungen nach 5'015 Überrollungen mit 10 Tonnen Achslast und 67'333 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast, davon 10'291 Überrollungen mit Bewässerungsanlage. Die Gesamtbelastung betrug = TF₂₀ 77.
- Spurrinnentiefe 21 mm, Aufwölbung links 8,5 mm, Aufwölbung rechts 4 mm
- Durch den mit der Zeit entstandenen Absatz zu dem Bordstein ist beim Überrollen eine erhöhte Dynamik entstanden. Durch das Bewässern (= Regensimulation) ist in der Bettung unter der Pflästerung ein Wasserstau aufgetreten, der im Zusammenhang mit den Fugenvertiefungen zu Spurrinnen von 21 mm geführt hat.
- Eine Pflästerung mit solchen Verformungen wird in der Praxis als nicht mehr zumutbar eingestuft.
- Aus diesem Grund wurde dieses Feld geöffnet.

Schematische Skizze der Verformung:

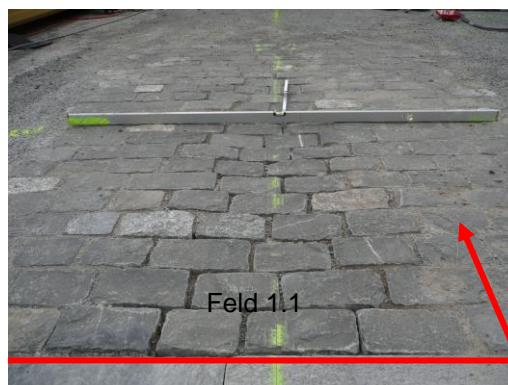


Abb. 147 MLS Feld 1.1

- Beide Felder haben zu grosse Verformungen, um sie mit der MLS 10 weiter befahren zu können.

Feststellungen bei der Öffnung des Feldes, am 11. + 12. Juni 2012

- Die Messungen der Plattendruckversuche haben nach insgesamt 72'348 Überrollungen (5'015 Überrollungen mit 10 Tonnen Achslast und 67'333 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast = TF₂₀ 77) folgende Werte ergeben:

Plattendruckwerte

Im nicht überrollten Bereich:

- Prüfstelle 1: $M_{E1} = 178,0 \text{ MN/m}^2$, $M_{E2} = 313,5 \text{ MN/m}^2$
- Verhältniswert $M_{E2}:M_{E1} = 1,76$

Im überrollten Bereich:

- Prüfstelle 2: $M_{E1} = 205,9 \text{ MN/m}^2$, $M_{E2} = 391,8 \text{ MN/m}^2$
- Verhältniswert $M_{E2}:M_{E1} = 1,90$

Verformungen auf der Kiestragschicht

- Die Verformungen auf der Kiestragschicht betragen in der Spurrinne ca. 28 mm. Das heisst, in der Kiestragschicht hat mit der kompletten Fugenfüllung aus Trasskalksand, die eine Festigkeit von ca. 4 N/mm² erreicht, keine Walkwirkung der Reifen stattgefunden.
- Durch die festere Fuge ist das Bettungsmaterial kaum seitlich weggedrückt worden.

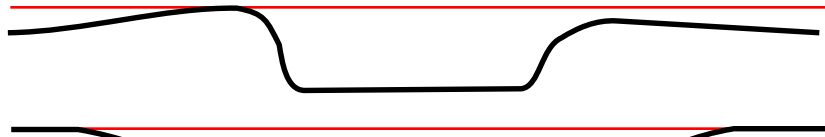
Schematische Skizze der Verformung:



Abb. 148 MLS Feld 1.1, Verformung auf der Unterlage

Vergleich der oberen und unteren Verformungslinien (schematische Skizzen):

Obere Verformung



Untere Verformung



Abb. 149 Verformung auf der Pflasteroberfläche und auf der Kiestragschicht des MLS Feld 1.1

Sieblinie von belastetem und nicht belastetem Bettungsmaterial des Prüffeldes, das mit der MLS 10 Überrollungsmaschine überrollt wurde.

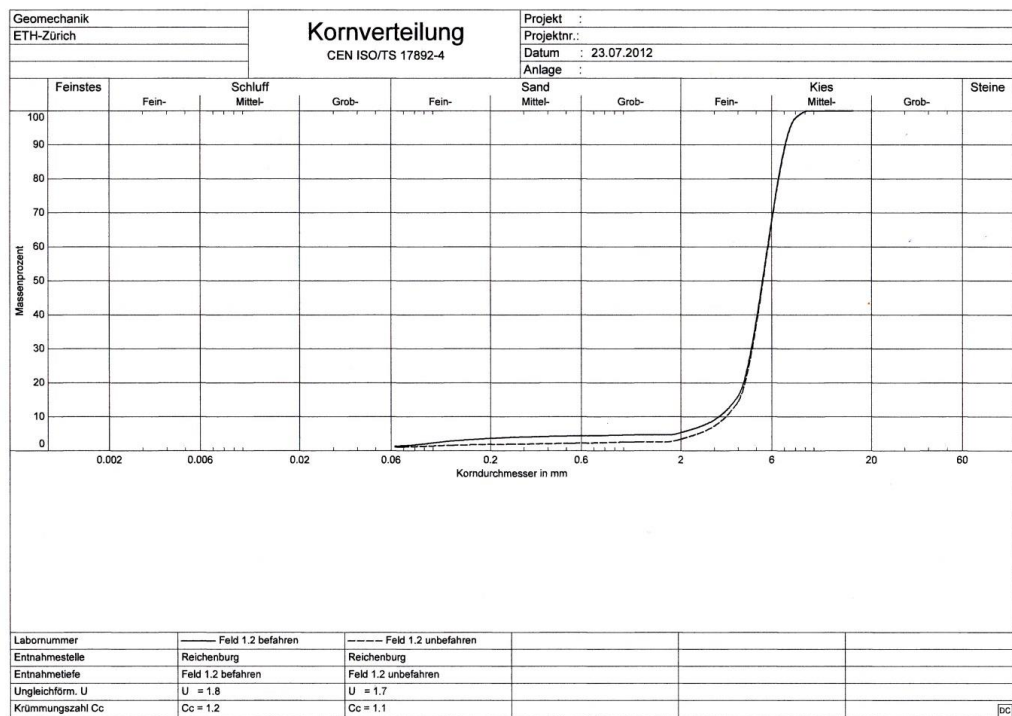


Abb. 150 Sieblinie von belastetem und nicht belastetem Bettungsmaterial des MLS Feld 1.1

- Durch die leicht verfestigten Fugen aus Trasskalksand wird der Druck auf das Bettungsmaterial verringert.
- Wenn überhaupt, dann hat in diesem Feld nur eine Kornzertrümmerung und keine Kornzermahlung stattgefunden.
- Der leicht höhere Anteil der Feinteile resultiert jedoch eher von der Trasskalksandmischung, die bis ins Bettungsmaterial eingeschlämmt wurde.

II.3.2 MLS Feld 1.2: (4 m)

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Kiesausgleichsschicht: Schotter 2/25 mm
- Bettungsmaterial: Splitt 2/8 mm
- Fugenfüllung: Splitt
- Oberste Fugenfüllung: 30 mm Trasskalksand
- Steine/Ausführung: Binderstein 12, als Reihenpflästerung ungebunden

Feststellungen:

21.05.2011

- Verformungen nach 5'015 Überrollungen mit 10 Tonnen Achslast und 57'042 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast = TF₂₀ 66.
- Spurrinntiefe 11 mm
- Vertiefung beim Bordstein links 1,7 mm und rechts 1 mm

20.06.2011

- Verformungen nach 5'015 Überrollungen mit 10 Tonnen Achslast und 67'333 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast, davon 10'291 Überrollungen mit Bewässerungsanlage. Die Gesamtbelastung betrug = TF₂₀ 77.
- Spurrinntiefe 22 mm, Aufwölbung links 10 mm, Aufwölbung rechts 8 mm
- Vertiefung beim Bordstein links 2,5 mm und rechts 3,1 mm

Schematische Skizze der Verformung:

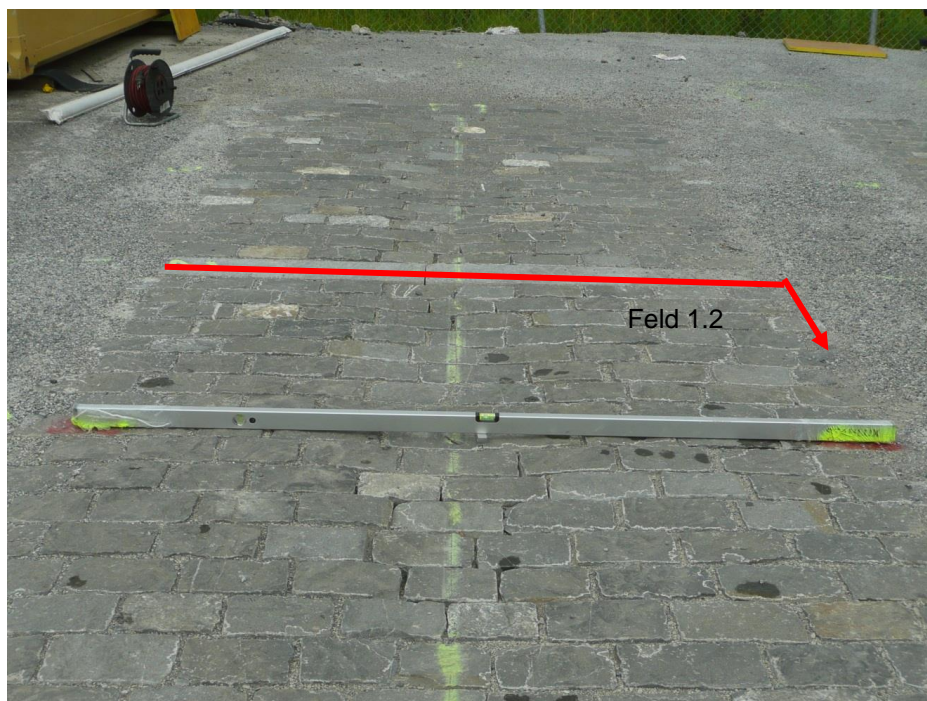


Abb. 151 MLS Feld 1.2

Feststellungen bei der Öffnung des Feldes, am 11. + 12. Juni 2012

- Die Messungen der Plattendruckversuche haben nach den 72'348 Überrollungen (5'015 Überrollungen mit 10 Tonnen Achslast und 67'333 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast = TF₂₀ 77) folgende Werte ergeben:

Plattendruckwerte

Im nicht überrollten Bereich:

- Versuch 4: $M_{E1} = 108,0 \text{ MN/m}^2$, $M_{E2} = 204,3 \text{ MN/m}^2$
- Verhältniswert $M_{E2}:M_{E1} = 1,89$

Im überrollten Bereich:

- Versuch 3: $M_{E1} = 99,5 \text{ MN/m}^2$, $M_{E2} = 223,1 \text{ MN/m}^2$
- Verhältniswert $M_{E2}:M_{E1} = 2,24$

Verformungen auf der Kiestragschicht

- Die Verformungen auf der Kiestragschicht betragen in der Spurrinne und seitlich neben der Aufwölbung jeweils ca. 10 mm.
- Das heisst, die Walkwirkung der Reifen hat auch in der Kiestragschicht stattgefunden.
- Ein Teil des Bettungsmaterials wurde durch die Walkwirkung seitlich weggedrückt, weshalb die Spurrinnentiefe in der Pflästerung grösser ist als auf der Kiestragschicht.

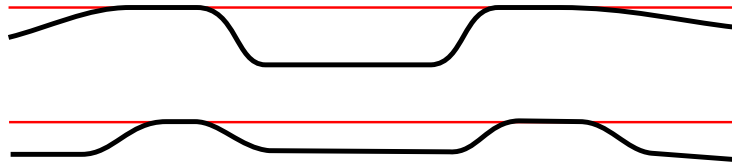
Schematische Skizze der Verformung:



Abb. 152 MLS Feld 1.2, Verformung auf der Unterlage

Vergleich der oberen und unteren Verformungslinien (schematische Skizzen):

Obere Verformung



Untere Verformung

Abb. 153 Verformung auf der Pflasteroberfläche und auf der Kiestragschicht des MLS Feld 1.2

Sieblinie von nicht belastetem und belastetem Bettungsmaterial des Prüffeldes, das mit der MLS 10 Überrollungsmaschine überrollt wurde.

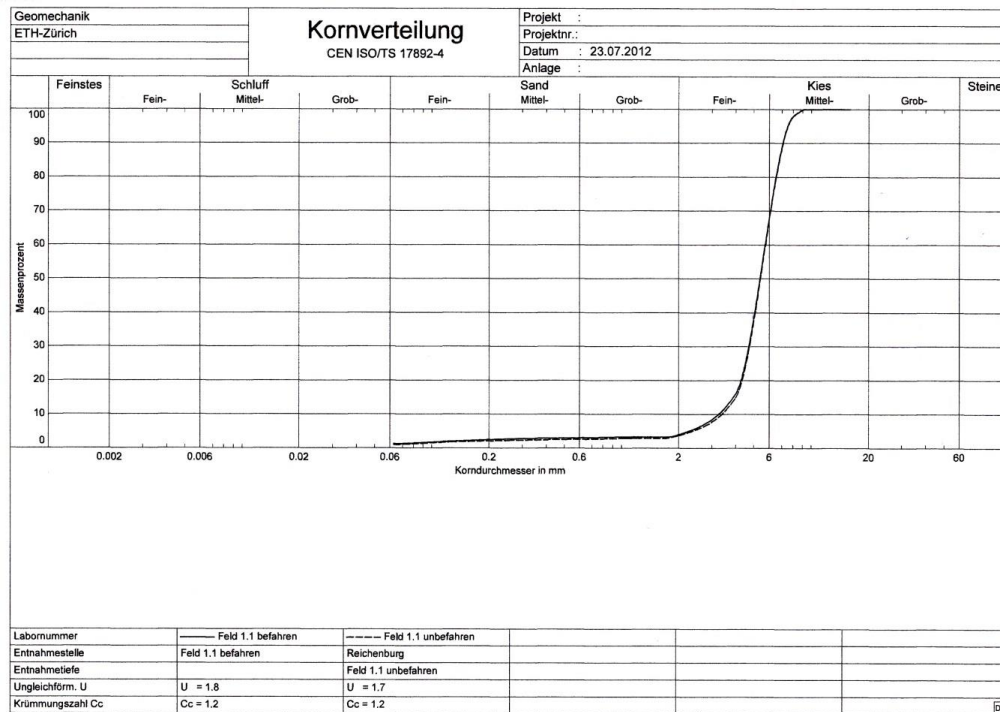


Abb. 154 Sieblinie von belastetem und nicht belastetem Bettungsmaterial des MLS Feld 1.2

- In diesem Feld hat weder eine Kornzertrümmerung noch eine Kornzermahlung stattgefunden.
- Durch die Splittfüllung im unteren Fugenbereich hat in diesem Feld eine intensivere Walkwirkung stattgefunden, die lediglich zu Kornumlagerungen im seitlichen Walkbereich geführt hat.

II.3.3 MLS Feld 3.1: (4 m)

Ausführung:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Splitt 2/8 mm
- Fugenfüllung: Trasskalksand
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 11/13, als Bogenpflästerung ungebunden

Feststellungen:

21.05.2011

- Verformungen nach 5'029 Überrollungen mit 10 Tonnen Achslast und 57'020 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast = TF₂₀ 66.
- Spurrinnentiefe 1,8 mm
- Vertiefung beim Bordstein 0,5 mm

20.06.2011

Nach 5'029 Überrollungen mit 10 Tonnen Achslast und 65'962 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast, davon 8'942 Überrollungen mit Bewässerungsanlage, was eine Belastung von = TF₂₀ 75 entspricht, sind folgende Verformungen vorhanden:

- Die Spurrinnentiefe betrug 5,6 mm. Aufwölbung war kaum vorhanden
- Vertiefung beim Bordstein 0,5 mm

03.08.2011

Nach 5'029 Überrollungen mit 10 Tonnen Achslast und 281'118 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast, davon 122'786 Überrollungen mit Bewässerungsanlage, was einer Gesamtbelastung von = TF₂₀ 304 entspricht, sind folgende Verformungen vorhanden:

- Spurrinnentiefe bei der Messstelle 9,5 mm, Aufwölbung kaum vorhanden.
- Vertiefung beim Bordstein 4,3 mm
- Vertiefung ca. 20 cm nach dem Bordstein = 20 mm
- Fugenvertiefungen allgemein 10 – 25 mm, direkt am Bordstein 60 mm

- Die Fahrtrichtung der MLS 10 erfolgt vom Feld 3.2 zum Feld 3.1.
- Durch die Spurrinnenbildung in der ungebundenen Bauweise und dem Bordstein in gebundener Bauweise ist ein Absatz entstanden.
- Dadurch erhöht sich die dynamische Belastung. Der Bordstein ist im Zusammenhang mit den letzten 188'000 Überrollungen ca. 4 mm heruntergedrückt worden.
- Etwa 20 cm nach dem Bordstein hat dies zu einer Spurrinnentiefe von 20 mm geführt.
- Bei der Messstelle, die ca. 1,50 m vom Bordstein entfernt ist, ist die Spurrinnentiefe nur 9,5 mm.
- Zu den diamantgesägten Seitenflächen des Bordsteins sind im Anschlussbereich Fugenvertiefungen von bis zu 60 mm entstanden.
- Auf dem Bordstein fließt unter dem Reifen kaum Wasser ab.
- Deshalb entsteht nach dem Bordstein ein erhöhter Wasserandrang, der die Fugen ausspült, das Fugenmaterial destabilisiert und hinter dem Reifen aussaugt.
- Aus diesem Grund sind auf dieser Seite direkt beim Anschluss an den Bordstein grössere Fugenvertiefungen entstanden.

II.3.4 MLS Feld 3.2: (4 m)

Ausführung:

- Kiestragschicht
- Drainasphalt: 15 cm
- Bettungsmaterial: Splitt 2/8 mm
- Fugenfüllung: Splitt
- Obere Fugenfüllung: 30 mm Trasskalksand
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 11/13, als Bogenpflästerung ungebunden

Feststellungen:

21.05.2011

Nach 5'029 Überrollungen mit 10 Tonnen Achslast und 57'020 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast, was eine Belastung von $= TF_{20} 66$ entspricht, sind folgende Verformungen vorhanden:

- Spurrinnentiefe 4,4 mm
- Vertiefung beim Bordstein 0,5 mm

20.06.2011

Nach 5'029 Überrollungen mit 10 Tonnen Achslast und 65'962 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast, davon 8'942 Überrollungen mit Bewässerungsanlage, was einer Belastung von $= TF_{20} 75$ entspricht, sind folgende Verformungen vorhanden:

- Die Spurrinnentiefe betrug 4,8 mm, Aufwölbung war kaum vorhanden.
- Vertiefung beim Bordstein 0,5 mm

03.08.2011

Nach 5'029 Überrollungen mit 10 Tonnen Achslast und 281'118 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast, davon 122'786 Überrollungen mit Bewässerungsanlage, was einer Gesamtbelastung von $= TF_{20} 304$ entspricht, sind folgende Verformungen vorhanden:

- Die Spurrinnentiefe bei der Messstelle betrug 8 mm, Aufwölbung war kaum vorhanden.
- Vertiefung beim Bordstein 4,3 mm
- Ca. 20 cm vor dem Bordstein betrug die Vertiefung 11,6 mm
- Fugenvertiefungen allgemein 10 – 20 mm, direkt am Bordstein 45 mm
- Die Fahrtrichtung der MLS 10 erfolgt vom Feld 3.2 zum Feld 3.1. Durch die Spurrinnenbildung in der ungebundenen Bauweise und dem Bordstein in gebundener Bauweise ist ein Absatz zum Bordstein entstanden.
- Dadurch erhöht sich die dynamische Belastung, deshalb ist der Bordstein durch die 188'000 Überrollungen ca. 4 mm heruntergedrückt worden.
- Inwieweit dies einen Zusammenhang mit der Tragfähigkeit der Kiestragschicht hat, kann erst bei der Öffnung festgestellt werden..
- Zum Bordstein hin, der wie eine Sperre wirkt, ist bei Regen ein erhöhter Wasserandrang im Fugenmaterial entstanden, der zu grösseren Fugenvertiefungen geführt hat.
- Aus diesem Grund sind zum Bordstein hin tiefere Spurrinnen entstanden.

II.3.5 MLS Feld 4.1: (4 m)

Ausführung:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Splitt 2/8 mm
- Fugenfüllung: Trasskalksand
- Steine/Ausführung: Platten 40/60/10 mit Abstandshaltern in Reihen mit versetzten Fugen ungebunden

Feststellungen:

21.05.2011

Verformungen nach 5'036 Überrollungen mit 10 Tonnen Achslast und 57'008 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast = TF₂₀ 66.

- Spurrinnentiefe 1,4 mm
- Vertiefung beim Bordstein 0,7 mm

03.08.2011

Verformungen nach 5'036 Überrollungen mit 10 Tonnen Achslast und 93'039 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast, davon 36'031 Überrollungen mit Bewässerungsanlage = TF₂₀ 104.

- Der Absatz zwischen den Platten betrug 16,3 mm, Aufwölbung links 0 mm und rechts 3 mm.
- Vertiefung beim Bordstein 2,3 mm
- Bei den dünneren Platten sind durch die Simulation von Regen grössere Verformungen und Absätze zwischen den Platten entstanden.

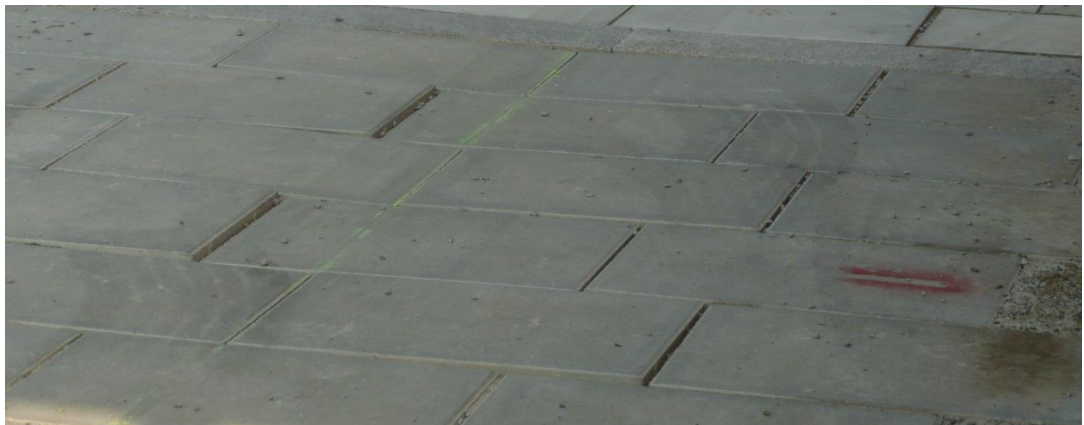


Abb. 155 MLS Feld 4.1 Fotoausschnitt mit den Absätzen zwischen den Platten

Sieblinie von belastetem und nicht belastetem Bettungsmaterial des Prüffeldes, das mit der MLS 10 Überrollungsmaschine überrollt wurde.

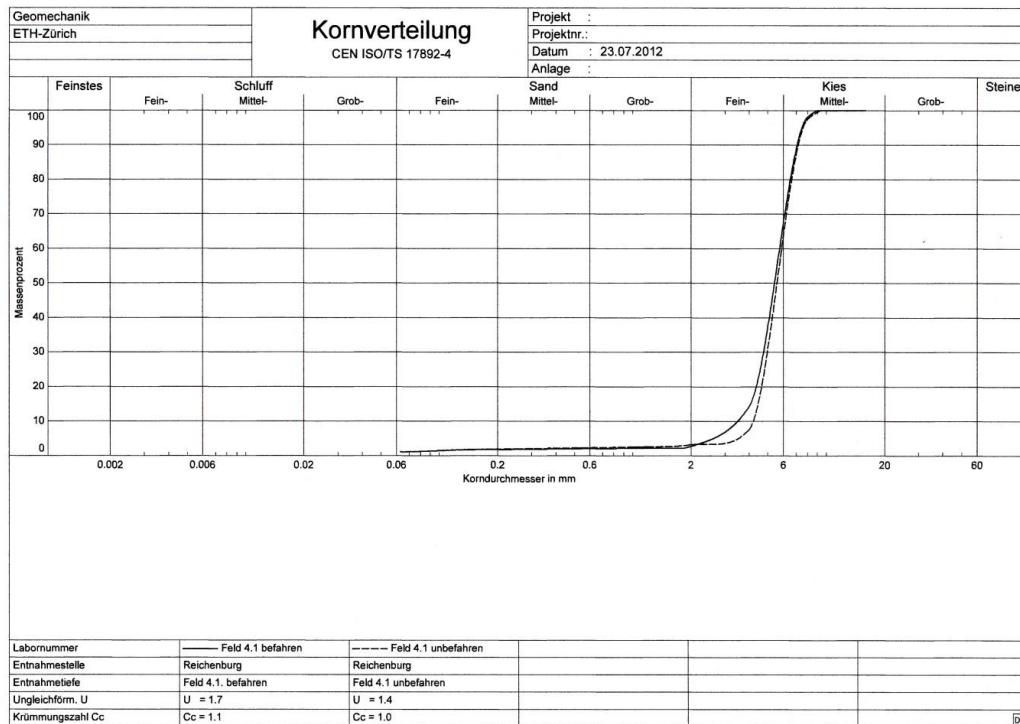


Abb. 156 Sieblinie von belastetem und nicht belastetem Bettungsmaterial des MLS Feld 4.1

- In diesem Feld hat durch die Bewegungen der Platten im Korngrößenbereich von 2 – 4 mm eine geringfügige Kornzertrümmerung stattgefunden, jedoch keine Kornzermahlung.

II.3.6 MLS Feld 4.2: (4 m)

Ausführung:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Splitt 2/8 mm
- Fugenfüllung: Trasskalksand
- Steine/Ausführung: 40/60/12 und 60/120/12, mit Abstandshaltern in Reihen mit versetzten Fugen ungebunden

Feststellungen:

21.05.2011

Verformungen nach 5'036 Überrollungen mit 10 Tonnen Achslast und 57'008 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast = TF₂₀ 66.

- Der Absatz zwischen zwei Platten betrug 5,5 mm
- Vertiefung beim Bordstein 0,7 mm

03.08.2011

Verformungen nach 5'015 Überrollungen mit 10 Tonnen Achslast und 93'039 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast, davon 36'031 Überrollungen mit Bewässerungsanlage = TF₂₀ 104.

- Der Absatz zwischen zwei Platten betrug 9 mm, Aufwölbung war kaum vorhanden.

- Der Absatz beim Bordstein betrug 2,3 mm.
- Die Platten waren nie richtig lagestabil und haben sich beim Überrollen immer bewegt. Bei den dickeren Platten sind durch die Simulation von Regen, geringere Verformungen und Absätze zwischen den Platten entstanden, als bei den dünneren Platten mit einer Dicke von 10 cm.
- Beide Felder haben zu grosse Verformungen und Absätze zwischen den Platten, um sie mit der MLS 10 befahren zu können.



Abb. 157 MLS Feld 4.2, Fotoausschnitt mit den Absätzen zwischen den Platten

Sieblinie von belastetem und nicht belastetem Bettungsmaterial des Prüffeldes, das mit der MLS 10 Überrollungsmaschine überrollt wurde.

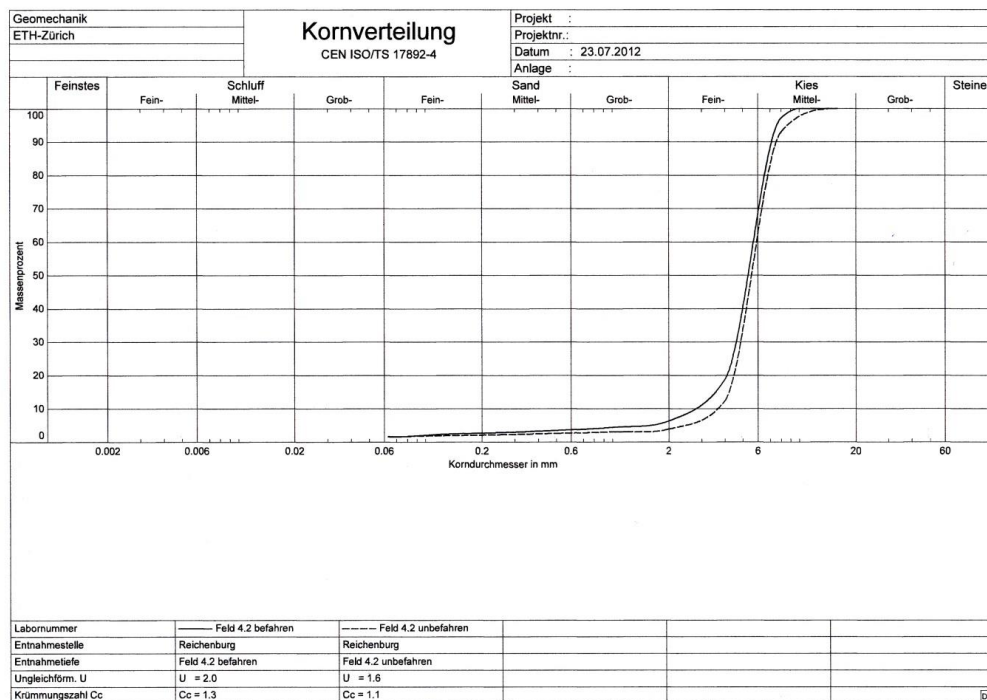


Abb. 158 Sieblinie von belastetem und nicht belastetem Bettungsmaterial des MLS Feld 4.2

- In diesem Feld hat durch die Bewegungen der Platten, im Korngrößenbereich von 2 – 6 mm eine geringfügige Kornzertrümmerung stattgefunden, jedoch keine Kornzermahlung. Inwieweit die Spanne der Korngrösse und die Dicke der Platten einen Zusammenhang mit den Ergebnissen hat, kann nicht beurteilt werden.

II.3.7 MLS Feld 8

Beim Feld 8 sind 98'113 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast = TF₂₀ 104 durchgeführt worden.

MLS Feld 8.1.1: (2 m)

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel ca. 50 N/mm²
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 8/11, als Reihenpflästerung gebunden

Feststellungen:

- Seit der Erstellung sind keine Veränderungen sichtbar.

MLS Feld 8.1.2: (2 m)

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel ca. 15 N/mm²
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 8/11, als Reihenpflästerung gebunden

Feststellungen:

- Seit der Erstellung sind keine Veränderungen sichtbar.

MLS Feld 8.2.1: (2 m)

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainsphalt: 15 cm
- Bettungsmaterial (Y): Drainmörtel 15N/mm²
- Fugenfüllung (Y): Mörtel 30 N/mm²
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 8/11, als Reihenpflästerung gebunden

Feststellungen:

- Seit der Erstellung sind keine Veränderungen sichtbar.

MLS Feld 8.2.2: (2 m)

Ausführung:

- Kiestragschicht
- Drainasphalt: 15 cm
- Bettungsmaterial (X): Drainmörtel 15N/mm²
- Fugenfüllung (X): Mörtel 30 N/mm²
- Steine/Ausführung: Pflastersteine 8/11 als Reihenpflästerung gebunden

Feststellungen:

- Zum Bordstein mit den diamantgesägten Seitenflächen ist ein Haarriss entstanden, ansonsten sind keine Veränderungen sichtbar.
- Aus diesem Haarriss kann eine Bewegungsfuge erstellt werden.

II.3.8 MLS Feld 9: (8 m)

Beim Feld 9 sind 256´171 Überrollungen mit 13 Tonnen Achslast = TF₂₀ 272 durchgeführt worden.

Aufbau:

- Kiestragschicht
- Drainbeton: 15 cm
- Bettungsmaterial: Monokornbeton 5/8
- Fugenfüllung (Z): Mörtel 15 N/mm²
- Steine/Ausführung: Platten 40/60/10, 40/60/12 und 60/120/12 mit Abstandshaltern in Reihen mit versetzten Fugen, gebunden, Plattenunterseiten mit Haftvermittler.

Feststellungen:

- Seit der Erstellung sind keine Veränderungen sichtbar.

II.4 Bewegungsfugen im MLS Feld 8

II.4.1 Bewegungsfugen Typ 2:

Eternitstreifen mit PU Kittfugenfüllung im oberen Fugenbereich

II.4.2 Bewegungsfuge Typ 3:

Hartgummistreifen

II.4.3 Bewegungsfuge Typ 5:

Unterer Fugenbereich Mörtel, Druckfestigkeit ca. 15 – 20 N/mm², im oberen Fugenbereich wurde eine Kittfugenfüllung ausgeführt.

Feststellungen:

- Bei keiner der drei Bewegungsfugen sind bei einer Belastung TF₂₀ 104 Veränderungen oder Tragfähigkeitsschäden sichtbar.

III Ergebnisse der Temperaturmessungen

III.1 Vergleich der verschiedenen Felder bei tiefen Temperaturen

Feld 3:

Ungebundene Bauweise mit Drainbetontragschicht und Splitt als Bettungsmaterial, Pflasterstein 11/13 Guber Quarzsandstein, Farbe: Anthrazit.

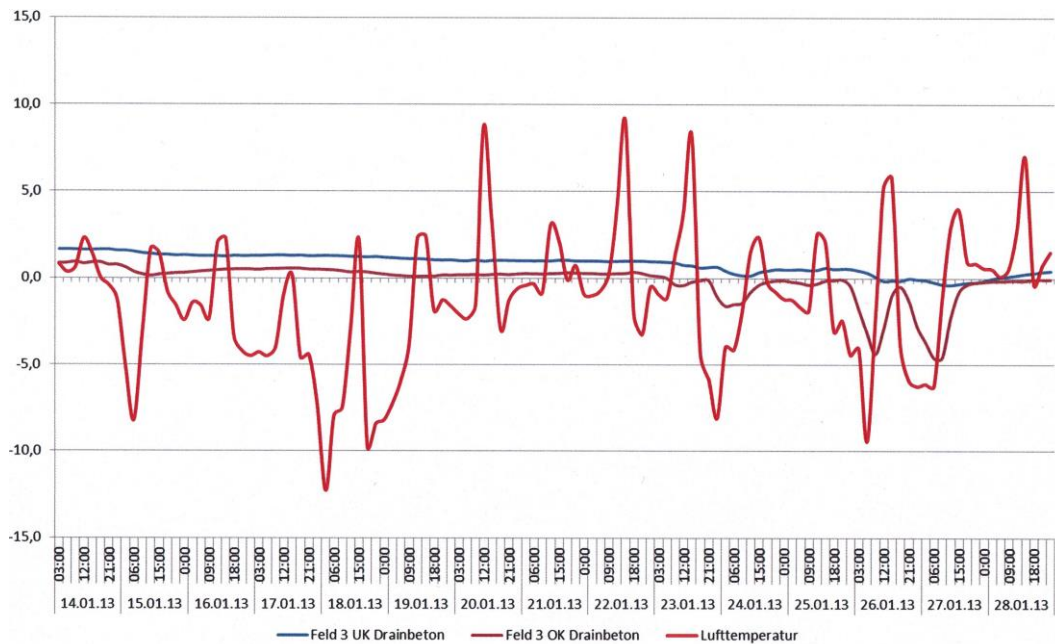


Abb. 1 Wärmeverlauf in den verschiedenen Schichten Feld 3

Feld 7:

Gebundene Bauweise mit Drainbetontragschicht und Monokornbeton als Bettungsmaterial, Pflasterstein 11/13 Guber Quarzsandstein, Farbe: Anthrazit

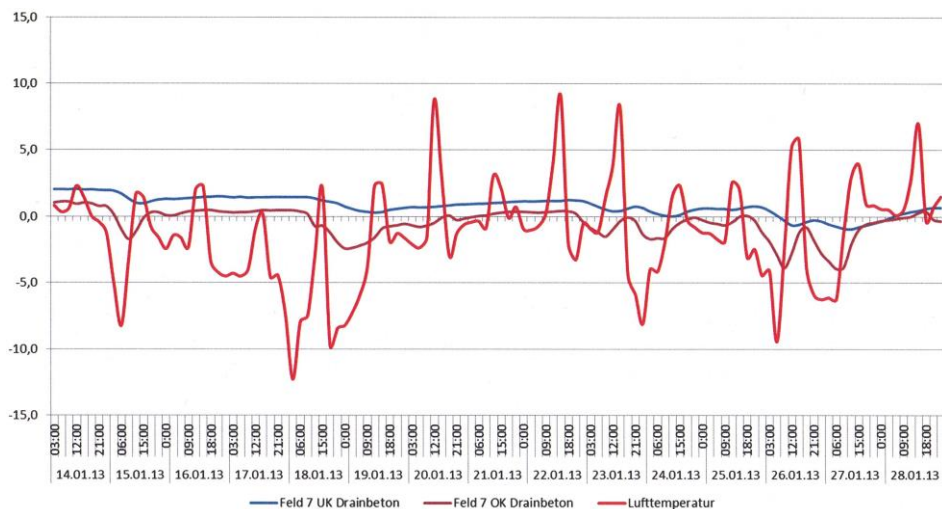


Abb. 2 Wärmeverlauf in den verschiedenen Schichten Feld 7

Feld 8: Gebundene Bauweise mit Drainbetontragschicht und Monokornbeton als Bettungsmaterial, Pflasterstein 8/11 Granit hell.

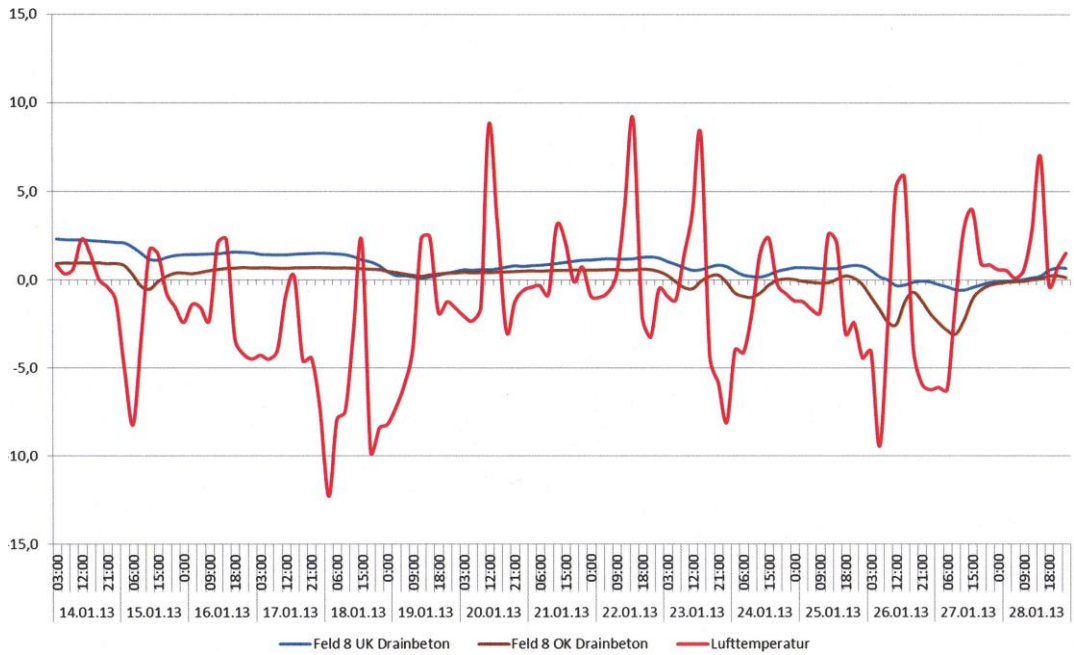


Abb. 3 Wärmeverlauf in den verschiedenen Schichten Feld 8

Vergleich der einzelnen Schichten in der ungebundenen und gebundenen Bauweise bei kalten Temperaturen UK Drainbetontragschicht.

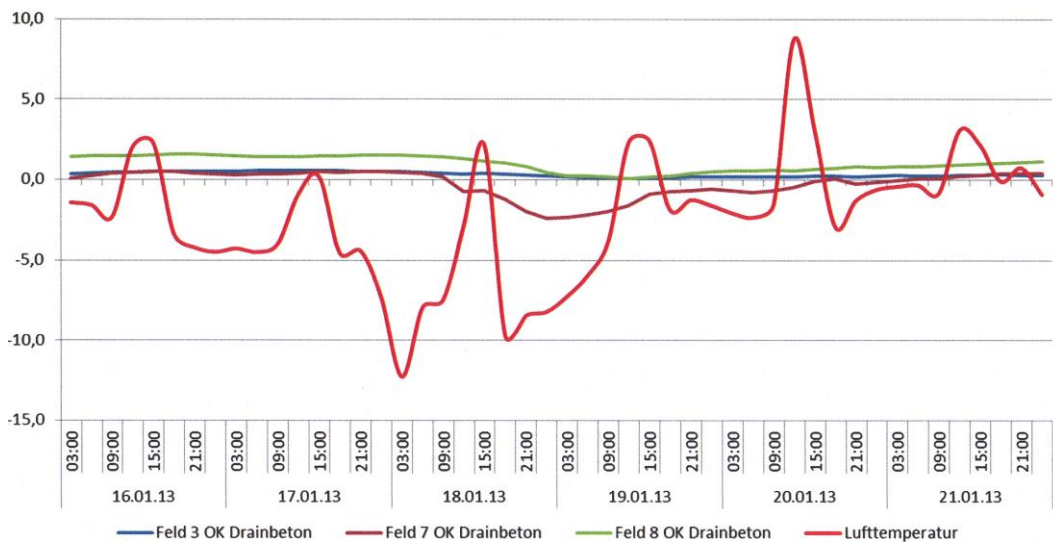


Abb. 4 Wärmeverlauf in der ungebundenen und gebundenen Bauweise bei kalten Temperaturen UK Drainbetontragschicht Feld 3, 7 und 8

Vergleich der einzelnen Schichten in der ungebundenen und gebundenen Bauweise bei kalten Temperaturen OK Drainbetontragschicht

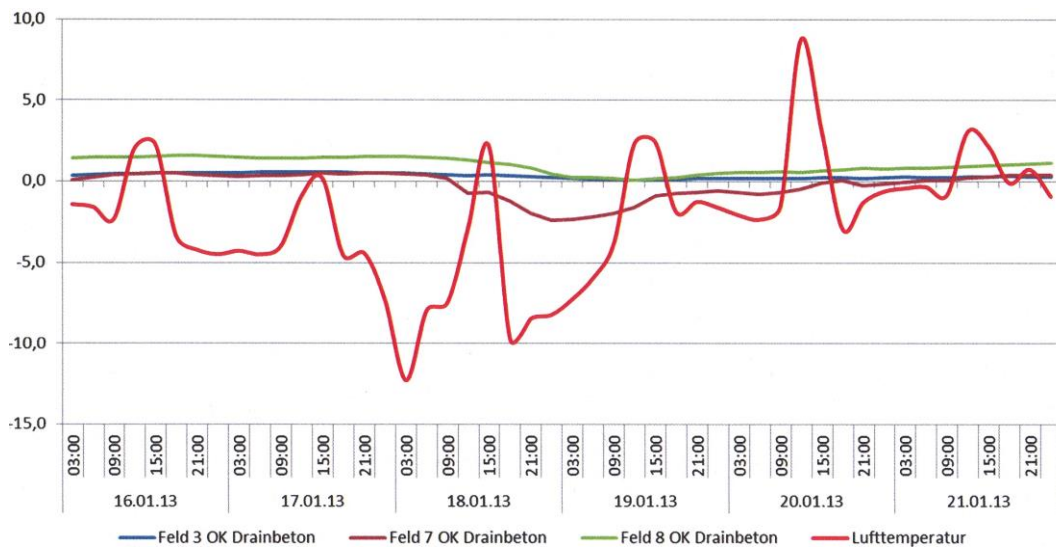


Abb. 5 Wärmeverlauf in der ungebundenen und gebundenen Bauweise bei kalten Temperaturen OK Drainbetontragschicht Feld 3, 7 und 8

Bei tiefen Temperaturen ist die Temperaturdifferenz zwischen OK und UK Drainbeton sehr gering und beträgt max. 4° C. Die Temperatur ist auch bei länger andauernden tiefen Lufttemperaturen UK Drainbetontragschicht kaum unter Null Grad Celsius gefallen = Frost.

Der Unterschied zwischen der gebundenen und ungebundenen Bauweise OK und UK Drainbetontragschicht ist absolut gering. Im Gegensatz bei warmen Temperaturen, bei denen die ungebundene Bauweise geringer aufgeheizt wird.

Die isolierende Wirkung von Drainbeton und Monokornbeton ist bei diesen Messungen deutlich sichtbar und wird in den Normen für Pflästerungen (SN 640480) und Plattendecken (SN 640482) bei der Berechnung der Frosttiefe korrekterweise berücksichtigt. Das heisst, durch die isolierende Wirkung dieser hohlraumreichen Schichten können die Frosttiefen reduziert werden, ohne dass dadurch Frostschäden entstehen.

III.2 Temperaturvergleich vom Sommer 2010 mit der Beschattung durch die Baumallee und vom Sommer 2012 ohne Bäume mit direkter Sonneneinstrahlung

Die Felder in der Zufahrtstrasse liegen in Nord – Süd-Richtung. Sie bekommen vor allem Mittagssonne, nach dem Fällen der Bäume auch Abendsonne.

Feld 3:

Ungebundene Bauweise mit Drainbetontragschicht und Splitt als Bettungsmaterial, Pflasterstein 11/13 Guber Quarzsandstein, Farbe: Anthrazit.

Temperaturkurve 2010 von der Fläche, die durch die Baumallee nachmittags beschattet war.

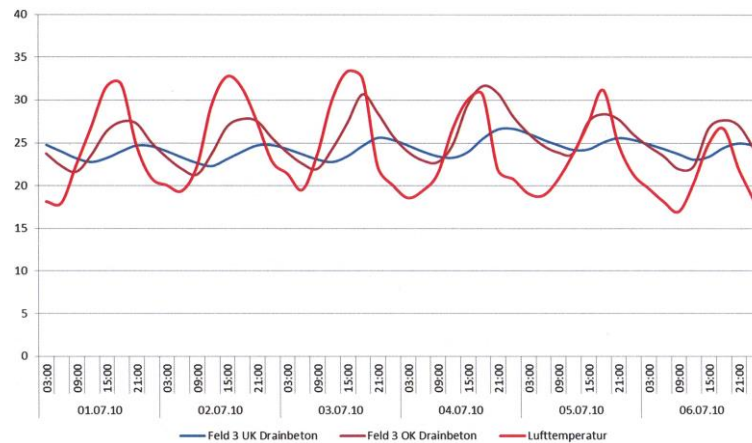


Abb. 6 Wärmeverlauf in der ungebundenen Bauweise bei warmen Temperaturen mit Beschattung durch die Baumallee UK und OK Drainbetontragschich Feld 3

Werktags wird wegen der Staubentwicklung die Pflasterfläche mit Wasser berieselt. Aus diesem Grund ergeben nur die Samstage und Sonntage unbeeinflusste Temperaturwerte. Der 03.07.2010 war ein Samstag und der 04.07.2010 ein Sonntag.

Im Frühjahr 2012 wurden die Pappeln gefällt, so dass die Flächen auch nach dem Mittag voll besonnt wurden.

Zu erkennen ist auch, dass durch das Berieseln der Flächen mit Wasser die Wärmekurven nach dem Rückgang der Lufttemperatur kaum mehr ansteigt, bzw. die Temperatur tiefer ist als die Lufttemperatur.

Werden die Temperaturkurven mit und ohne Beschattung durch die Bäume verglichen, dann ist ersichtlich, dass bei Beschattung kaum ein Nachwärmen mit höheren Temperaturen in den unteren Schichten entsteht. Im Gegensatz zu den nicht beschatteten Flächen, in denen die höchsten Temperaturen in den unteren Schichten zwischen 2 – 5 Stunden nach Sonnenuntergang erreicht werden. Die Temperaturen unter den Steinen sind bis zu 5° C höher als die Lufttemperaturwerte.

Werden die ungebundenen und gebundenen Bauweisen miteinander verglichen, dann ist deutlich sichtbar, dass die gebundene Bauweise höher aufgeheizt wird und sich in den unteren Schichten eine höhere und längere Nacherwärmung entwickelt.

Temperaturkurve 2012 ohne die Baumallee, die nach dem Mittag eine Beschattung der Flächen bewirkte.

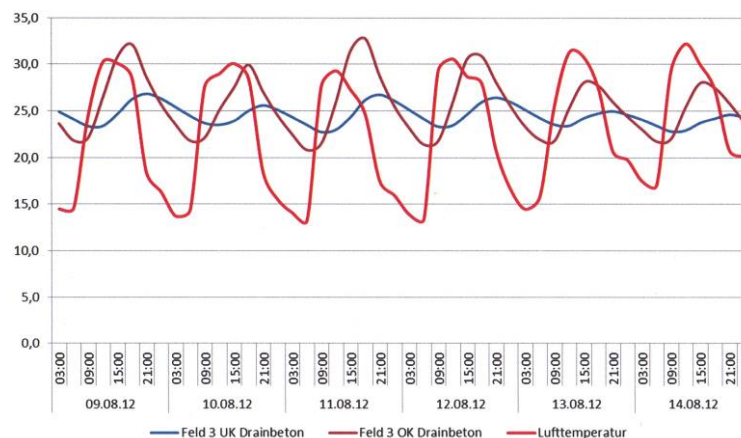


Abb. 7 Wärmeverlauf in der ungebundenen Bauweise bei warmen Temperaturen ohne Beschattung UK und OK Drainbetontragschich Feld 3

Werktags wird wegen der Staubentwicklung die Pflasterfläche mit Wasser berieselt. Aus diesem Grund ergeben nur die Samstage und Sonntage die absoluten Werte. Der 11.08.2012 war ein Samstag und der 12.08.2012 ein Sonntag. Bis UK Drainbeton wirkt sich die Bewässerung der Fläche kaum aus.

Bei Lufttemperaturen zwischen 14° C und 32° C beträgt die Temperaturdifferenz 18° C. Die Temperatur OK Drainbeton betrug nachts 22° C und am Tag bei Sonneneinstrahlung 33° C, also insgesamt 11° C. Der Temperaturunterschied ist somit 7° C geringer als der der Lufttemperatur.

Die Temperatur liegt bei UK Drainbeton zwischen 23° C bis 27° C. Die Temperaturdifferenz beträgt also insgesamt 4° C. Zwischen UK Drainbetontragschicht und OK Drainbetontragschicht ist an sonnigen warmen Tagen eine Temperaturdifferenz bei Nacherwärmung von 6° C und 1° C bei Nachtabkühlung.

Der Temperaturunterschied in der 15 cm dicken Drainbetontragschicht von 6° C bewirkt Spannungen von: 0,096 N/mm²

Ausdehnung infolge Erwärmung: 0,2 mm/m/100° C
 E-Modul von Drainbeton: 8'000 N/mm²
 Ausdehnung: $0,2 \times 0,15 \times 6 : 100 = 0,0018 \text{ mm}$
 Daraus resultierende Zugspannung: $0,0018 \times 8000 : 150 = 0,096 \text{ N/mm}^2$

So geringe Zugspannungen können von den Leimpunkten des Drainbetons aufgenommen werden.

Feld 7: Gebundene Bauweise mit Drainbetontragschicht und Monokornbeton als Bettungsmaterial, Pflasterstein 11/13 Guber Quarzsandstein, Farbe: Anthrazit.

Temperaturkurve 2010 mit der Baumallee, die nach dem Mittag eine Beschattung der Flächen bewirkte.

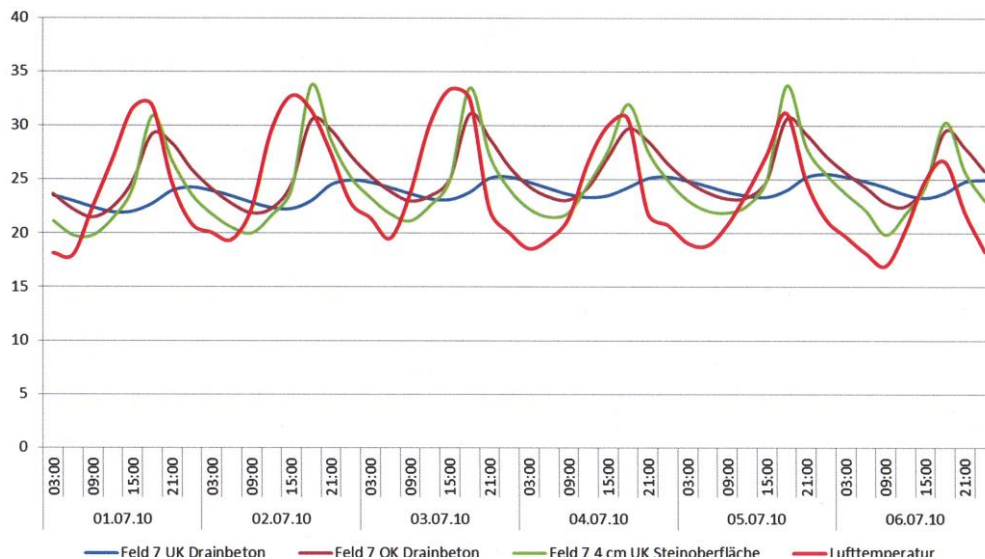


Abb. 8 Wärmeverlauf in der gebundenen Bauweise bei warmen Temperaturen mit Beschattung durch die Baumallee UK und OK Drainbetontragschicht Feld 7

Werktags wird wegen der Staubentwicklung die Pflasterfläche mit Wasser berieselt. Aus diesem Grund ergeben nur die Samstage und Sonntage die absoluten Werte. Der 03.07.2010 war ein Samstag und der 04.07.2010 ein Sonntag.

Temperaturkurve 2012 ohne die Baumallee, die nach dem Mittag eine Beschattung der Flächen bewirkte. Die Lufttemperaturen waren gegenüber 2010 ähnlich. Die Nachttemperaturen lagen um ca. 3 – 4° C tiefer.

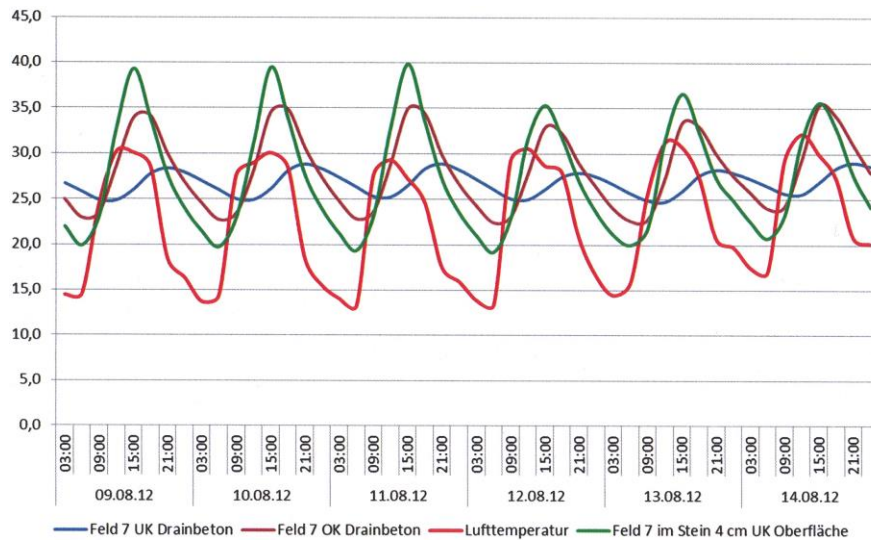


Abb. 9 Wärmeverlauf in der gebundenen Bauweise bei warmen Temperaturen mit Beschattung durch die Baumallee UK und OK Drainbetontragschich Feld 7

Feld 8: Gebundene Bauweise mit Drainbetontragschicht und Monokornbeton als Bettungsmaterial, Pflasterstein 8/11 Granit hell.

Temperaturkurve 2010 mit der Baumallee, die nach dem Mittag eine Beschattung der Flächen bewirkte.

Werktags wird wegen der Staubentwicklung die Pflasterfläche mit Wasser berieselt. Aus diesem Grund ergeben nur die Samstage und Sonntage die absoluten Werte. 03.07.2010 war ein Samstag und der 04.07.2010 ein Sonntag.

Temperaturkurve 2012 ohne die Baumallee, die nach dem Mittag eine Beschattung der Flächen bewirkte. Die Lufttemperaturen waren gegenüber 2010 ähnlich. Die Nachttemperaturen lagen um ca. 3 – 4° C tiefer.

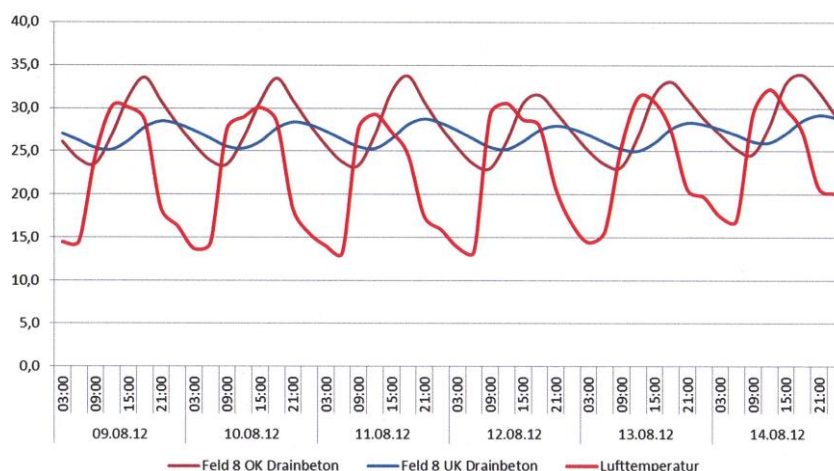


Abb. 10 Wärmeverlauf in der gebundenen Bauweise bei warmen Temperaturen ohne Beschattung durch die Baumallee UK und OK Drainbetontragschich Feld 8

Ebenfalls deutlich erkennbar ist, dass die dunklen anthrazitfarbigen Steine um etwa 5° C höher aufgeheizt werden als die hellen Granite.

III.3 Temperaturvergleich zwischen der gebundenen und ungebundenen Bauweise in den verschiedenen Schichten

Temperaturverlauf OK Drainbeton ohne Beschattung

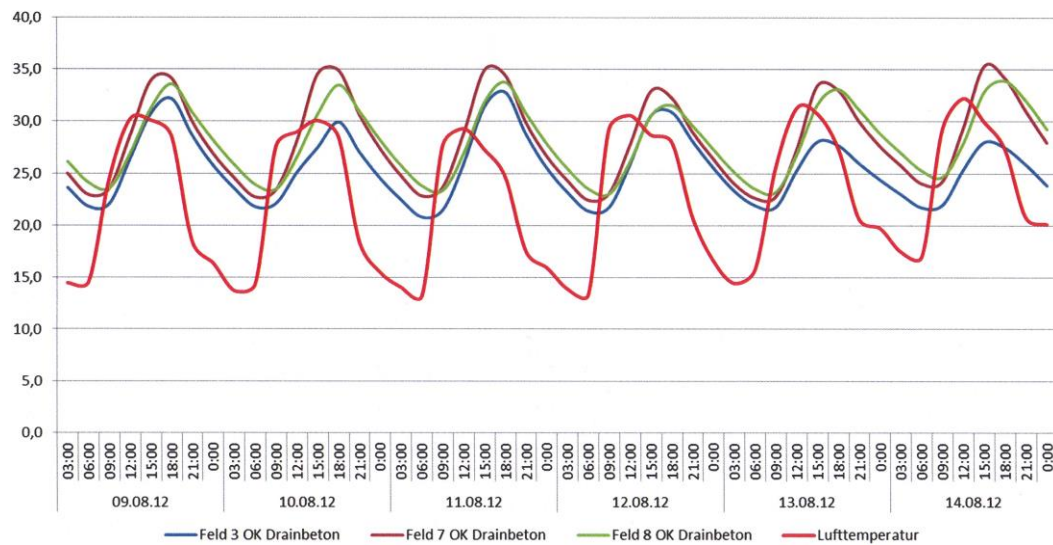


Abb. 11 Wärmeverlauf in der ungebundenen und gebundenen Bauweise bei warmen Temperaturen ohne Beschattung durch die Baumallee OK Drainbetontragschich Feld 3, 7 und 8

Am geringsten aufgeheizt wird in den unteren Schichten die ungebundene Bauweise. Höher aufgeheizt wird das Feld 7 mit den anthrazitfarbigen Steinen.

Temperaturverlauf UK Drainbeton ohne Beschattung

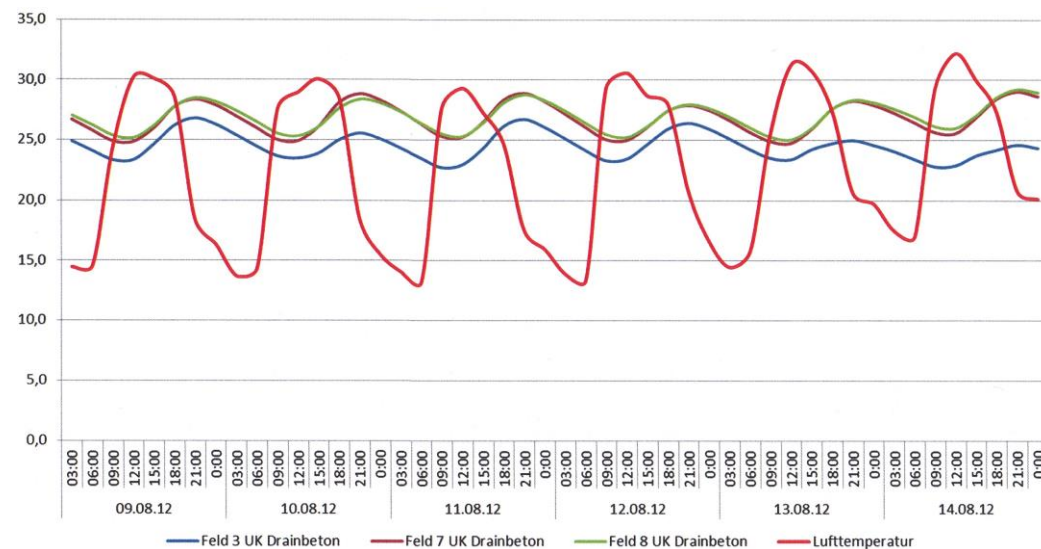


Abb. 12 Wärmeverlauf in der ungebundenen und gebundenen Bauweise bei warmen Temperaturen ohne Beschattung durch die Baumallee UK Drainbetontragschich Feld 3, 7 und 8

Bei UK Drainbetontragschicht ist die geringere Aufheizung der ungebundenen Bauweise noch deutlicher sichtbar. Ebenso kommt die isolierende Wirkung des Drain- und Monokornbetons deutlich zum Ausdruck. Der Unterschied UK Drainbeton beträgt bei einer Temperaturdifferenz der Luft von 18° C ca. 4° C. Im Gegensatz zu OK Drainbetontragschicht, bei der eine Temperaturdifferenz der Luft von 18° C eine Temperaturdifferenz von ca. 10° C bewirkt.

IV Ergebnisse der Druckfestigkeitswerte des Drainbetons/Monokornbeton und Drainmörtel von den entnommenen Bohrkernen

Tab. 2 Druckfestigkeitswerte Überrollungsfeld 4 nach Betonprüfnorm

Bezeichnung	Entnahmeort	Bohrkerndurchmesser in mm	Druckfestigkeit in N/mm ²
4.1.1	Am Rand der Fahrspur links	200	16,5
4.1.2	Am Rand der Fahrspur rechts	200	9,0
4.2.1	Am Rand der Fahrspur links	200	13,0
4.2.2	Am Rand der Fahrspur rechts	200	15,0
4.2.3	Am Rand ohne Überrollungen	150	17,0
4.2.4	Am Rand ohne Überrollungen	150	21,0
4.2.5	Am Rand ohne Überrollungen	150	28,0

Druckfestigkeiten der Bohrkern von der Drainbetontragschicht im MLS Feld 4

Tab. 3 Druckfestigkeit mit unterschiedlichen Prüfkörpergrößen in N/mm²

Entnahmeort	Drainbeton	Monokornbeton	Drainmörtel
Feld 5.2	2,5		
Feld 6.1.1	11,5		5,5
Feld 6.2.2		6,5	
Feld 8.1.1.2		3,0	
Feld 8.1.2.2	26,5		
Feld 8.2.1.1			8,5
Feld 8.2.2.1			16,0
Feld 8.2.2.2			11,5
Feld 10		6,0	
Feld 12	2,5		
	Würfel 65/65/65 mm	Bohrkern Ø 150 mm	Bohrkern Ø 50 mm

Druckfestigkeitswerte der Bohrkern vom Drain-, Monokornbeton und Drainmörtel der verschiedenen Prüffelder, die mit den LKW überrollt wurden.

Es zeigt sich deutlich, dass falsche Resultate entstehen, wenn Drainbeton/Monokornbeton oder Drainmörtel nach den Mörtelnormen (DIN 18555-3, Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln) bzw. DIN 12390-3 Festbeton geprüft werden. Mörtelprüfungen bringen nur reale Werte, wenn es sich bei dem Prüfkörper um ein homogenes Gefüge handelt, wie dies beim Drainbeton, Feld 8.1.2.2 der Fall war.



Abb. 1 Foto Bohrkern Feld 8.2.2.2 mit dem homogenen Drainbeton

Um falsche Prüfwerte zu vermeiden, müssen die Prüfungen anders durchgeführt werden.

Interessant ist die Beobachtung, dass die von Hand gebohrten Bohrkern der Drainbetontragschicht vom Überrollungsprüffeld 4 im Gesamten eine höhere Druckfestigkeit haben. Damit eine ebene Prüffläche entstand, wurden die Prüfkörper im Labor für die Druckprüfungen mit Schnellzement aufgedoppelt und nicht nochmals geschnitten. Dies ist ein Indiz, dass bei inhomogenen Prüfkörpern durch das Bohren und weiteres Bearbeiten im Labor eine Schädigung (Mikrorisse) der Zementleimpunkte entsteht. Zudem stellt sich die Frage, inwieweit ein Bohren von Hand schonender ist als mit dem Bohrwagen, bei dem vermutlich mit grösserem Druck auf der Bohrkorne gebohrt wird

Um reale Druckfestigkeitswerte von Prüfkörpern aus der Praxis zu bekommen, müsste gezielt Forschung betrieben werden. Dazu müssten Prüfkörper erstellt werden und Flächen mit einer Drainbetontragschicht, von der Bohrkern entnommen werden könnten, die nach unterschiedlichen Prüfanordnungen geprüft werden.

Um z.B. die Druckfestigkeit des Bettungsmörtels eines Bohrkerns \varnothing 150 mm mit den Steinen, nach der EN 12390-3, Festbeton, zu prüfen, kann der Bohrkern wie folgt vorbereitet werden:

- Im Bereich der Steine muss eine Manschette angebracht werden, damit die Steine seitlich gehalten sind.
- Diese Manschette muss ca. 10 mm unterhalb der Oberfläche sein und ca. 10 mm oberhalb UK Stein fixiert sein.
- Damit eine planebene Oberfläche vorhanden ist, muss auf der Steinoberfläche ein Schnellzement aufgetragen werden.

Danach müssten die Prüfkörper abgedrückt werden.

Es besteht auch die Möglichkeit, dass im Bohrkern mit einem \varnothing 150 mm, eine Bohrung bis UK Pflastersteine \varnothing 50 mm erfolgt. Zur Ermittlung der Druckfestigkeit darf dann die Presse nur auf den kleinen Bohrkern \varnothing 50 mm drücken.

Um in dieser Angelegenheit exaktere Werte zu bekommen, müssten dringend, wie bereits kommentiert, weitere Versuche durchgeführt werden, damit für die Zukunft exaktere Angaben zu Baustellenprüfungen gemacht werden können.

Es stellt sich zudem die Frage: Wie hoch muss die Druckfestigkeit von Monokorn- und Drainbeton überhaupt sein?

Tab. 4 Statischer Auflagedruck in N/mm^2

Radlast	LKW Vorderrad	LKW Hinterrad Zwillingsreifen	LKW Hinterrad Super Single Reifen	PKW Vorderrad
50 kN	0,88	0,44	0,67	
65 kN	1,14	0,57	0,79	
4 kN				0,04

Statischer Auflagedruck von Radlasten in N/mm^2

Mit diesen Auflagedrücken unter den Rädern entsteht in der gebundenen Bauweise bei einer Lastabtragung unter 45° , folgende Belastung auf die Bettung:

Tab. 5 Statischer Auflagedruck an der Steinunterseite in N/mm^2

Steindicke in mm	LW Rad: Last 50 kN, Auflage 210 x 270		Super Single Reifen
	Statischer Auflagedruck bei 0,88 N/mm^2 Auflagelast	Statischer Auflagedruck bei 0,44 N/mm^2 Auflagelast	Statischer Auflagedruck unter den Steinen bei 0,67 N/mm^2 Auflagelast
20	0,65	0,32	0,40
40	0,49	0,25	0,32
60	0,39	0,19	0,27
80	0,31	0,16	0,22
100	0,26	0,13	0,19
120	0,22	0,11	0,16
140	0,19	0,09	0,14
160	0,16	0,08	0,12
180	0,14	0,07	0,11

Statischer Auflagedruck von LKW-Radlasten an der Steinunterseite in N/mm^2

Die reinen statischen Auflagedrücke, welche auf das gebundene Bettungsmaterial einwirken, sind gering. Durch dynamische Belastungen wird die Kraft auf die Bettung erhöht. Rechnerisch ist dies schwierig zu ermitteln, da die dynamische Belastung von verschiedenen Faktoren abhängig ist, wie z.B. Geschwindigkeit, Unebenheiten u.s.w. Wenn für die dynamischen Belastungen ein Faktor von 5 angenommen würde, dann wären die Druckbelastung des Bettungsmaterial und der Drainbetontragschicht immer noch gering.

V Ergebnisse der Wasserdurchlässigkeit von den verschiedenen Schichten der entnommenen Bohrkern

Tab. 6 Wasserdurchlässigkeit in m/s

Entnahmeort	Drainbeton	Drainasphalt	Monokornbeton	Drainmörtel	Drainbeton/ Monokornbeton	Drainasphalt/ Drainmörtel
Feld 5.2	$2,1 \times 10^{-3}$					
Feld 6.1.1				$2,4 \times 10^{-3}$		
Feld 6.2.2	$7,4 \times 10^{-3}$					
Feld 8.1.1.1			$3,7 \times 10^{-3}$		$1,4 \times 10^{-2}$	
Feld 8.1.1.2			$5,5 \times 10^{-3}$		$7,0 \times 10^{-3}$	
Feld 8.1.2.2	$3,3 \times 10^{-5}$					
Feld 8.2.1.1		$6,2 \times 10^{-3}$				
Feld 8.2.1.2		$4,6 \times 10^{-3}$		$1,2 \times 10^{-4}$		$3,6 \times 10^{-4}$
Feld 8.2.2.1		$1,2 \times 10^{-3}$				
Feld 8.2.2.2		$1,1 \times 10^{-3}$		$1,2 \times 10^{-6}$		$8,3 \times 10^{-7}$

Wasserdurchlässigkeit der entnommenen Bohrkern in m/s

Bei dem schlechten Werte des Bohrkerns Feld 8.1.2 handelt es sich um den Drainbeton, der Feinteile enthielt.

Sämtliche Werte von $> 1 \times 10^{-3}$ m/s sind gute Wasserdurchlässigkeitswerte. Wenn eine Wasserdurchlässigkeit von 1×10^{-3} m/s vorhanden ist, dann senkt sich der Wasserspiegel um 1mm/s ab.

Die beiden Werte von $< 1 \times 10^{-4}$ m/s können unter gebundenen Natursteindecken noch als akzeptabel eingestuft werden, für die ungebundene Bauweise liegen diese Werte jedoch bereits im kritischen Bereich.

Wasserdurchlässigkeitswerte von $< 1 \times 10^{-5}$ m/s führen bei Regen in der ungebundenen Bauweise zu einem Wasserstau in der Bettung und somit zur Zerstörung der Pflasterfläche. Durch den Wasserstau entsteht eine Verringerung der Scherkräfte im Bettungsmaterial. Dadurch werden die Pflastersteine in das Bettungsmaterial gedrückt und die Fugen ausgespült. Zusammen mit der Sogwirkung hinter dem Reifen, kann dies zu einer kompletten Fugenentleerung führen.

Wenn in der gebundenen Bauweise Wasserdurchlässigkeitswerte $< 1 \times 10^{-5}$ m/s vorhanden sind, kann dies zu einem Feuchtigkeitsstau in der Bettung führen. Bei Frost kann dadurch eine Zerstörung des Mörtelgefüges entstehen. Im Zusammenhang mit der isolierenden Wirkung des Drain- und Monokornbetons tritt Frost im unteren Bereich der Drainbetontragschicht kaum auf.

In der Zufahrtsstrasse war auf der Kiestragschicht ein theoretischer Wasserdurchlässigkeitswert von $3,7 \times 10^{-4}$ m/s vorhanden. Am Tiefpunkt ist es bei nasser Witterung bei diesem Wasserdurchlässigkeitswert zu einem Wasserstau gekommen. Dies hat innerhalb kurzer Zeit im Eckbereich der Pflästerung zu einer muldenförmigen Absenkung von 15 mm geführt.

Bei den Prüffeldern, die mit der MLS 10 Überrollungsmaschine überrollt wurden, betrug der theoretische Wasserdurchlässigkeitswert zwischen $2,3 - 3,1 \times 10^{-5}$ m/s und war somit etwa 10 Mal geringer als in der Zufahrtsstrasse. Durch den geringen Wasserdurchlässigkeitswert ist die Spurrinnentiefe nach 10'000 Überrollungen mit Berieselung, um 15 mm tiefer geworden.

Glossar

Begriff	Bedeutung
Ungebundene Bauweise	Bei der ungebundenen Bauweise enthält weder das Bettungs- noch das Fugenmaterial ein Bindemittel.
Trasskalksand Fugenfüllung	Trasskalk zählt bei der Fugenfüllung nicht zu den Bindemittel und wird nur in einer geringen Menge als Fugenverfestigung eingesetzt
Gebundene Bauweise	Bei der gebundenen Bauweise enthält sowohl das Bettungs- wie auch das Fugenmaterial ein Bindemittel.
Drainbeton	Wasserdurchlässige gebundene Tragschicht die keine Feinteile 0 – 2,0 mm enthält
Monokornbeton	Bettungsmaterial aus Splitt oder Rundkorn ohne Feinteile 0 – 2,0 mm
Drainmörtel	Bettungsmaterial mit Feinteile 0 – 2,0 mm
W/Z-Faktor	Faktor beim Beton zwischen der Wasser- und Zementmenge
MLS Feld	Prüffeld das mit der MLS 10 Überrollungsmaschine überrollt wurde
Pflasterstein 8/11	Würfelförmiger Pflasterstein mit Abmessungen zwischen 80 – 110 mm
TF ₂₀	Tägliche äquivalente Verkehrslast
T	Verkehrslastklasse
T1	TF ₂₀ ≤ 30, sehr leicht
T2	TF ₂₀ > 30 – 100, leicht
T3	TF ₂₀ > 100 – 300, mittel
T4	TF ₂₀ > 300 – 1000, schwer
SN	Schweizer Norm (SN)
VSS	Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)

Literaturverzeichnis

Normen

- [1] SN 640 320 Dimensionierung; Äquivalente Verkehrslast
 - [2] SN 640 324 Dimensionierung; Strassenoberbau
 - [3] SN 640 480 Pflästerungen
 - [4] SN 640 481 Abschlüsse
 - [5] SN 640 482 Plattendecken
 - [6] SN 640 585 Verdichtung und Tragfähigkeit; Anforderungen
-

Dokumentation

Gebundene Pflasterbauweisen in der Landschaftsarchitektur – Thermische Spannungen, Dr. Jörn Buchholz

Beiträge zur Weiterentwicklung von Pflasterbefestigungen, TU Wien Mitteilung 29, Ronald Blab, Josef Füssl, Barbara Gagliano, Torsten Hessmann, Wolfgang Kluger-Eigl

Projektabschluss



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

Version vom 09.10.2013

Formular Nr. 3: Projektabschluss

erstellt / geändert am: 19.01.2014

Grunddaten

Projekt-Nr.: VSS 2008/503

Projekttitel: Feldversuch mit verschiedenen Pflasterungen und Plattendecken

Enddatum: 31.12.2014

Texte

Zusammenfassung der Projektergebnisse:

Bei diesem Versuch wurden verschiedene Aufbauten mit Pflaster und Platten erstellt. In dieser Zusammenfassung werden die einzelnen Aufbauten nicht gesondert beschrieben sondern schwerpunktmässig die Resultate.

Untere Entwässerungsebene

Der Versuch hat gezeigt, dass eine ungebundene Pflasterung mit intensiver Schwerverkehrsbelastung, ab der Verkehrsklasse T2, nicht ohne eine gebundene wasserdurchlässige Tragschicht ausgeführt werden sollte, weil unter einer Pflasterung ohne diese zusätzliche untere Entwässerungsebene ein Wasserstau entstehen kann, der zu einem Schaden führt. Vor allem in der Anfangsphase, wenn das Fugenmaterial noch nicht verfestigt ist, dringt vermehrt Feuchtigkeit in die Bettung. Dies hängt auch mit den Fugenvertiefungen zusammen, in denen sich bei feuchter Witterung Wasser ansammelt. Dadurch wird die Stabilität des Fugen-, Bettungs- und ungebundenen Tragschichtmaterials negativ beeinflusst was in der Bettung infolge ungenügender Wasserdurchlässigkeit zu einem Wasserstau führt.

Tragfähigkeitsunterschied zwischen Drainbeton und Drainesphal

In der ungebundenen Bauweise gibt es zwischen Drainbeton- und Drainesphaltragschichten bei gleichen Schichtdicken keine Tragfähigkeitsunterschiede, da in der ungebundenen Bauweise das Bettungsmaterial der instabilste Faktor ist. Bei der gebundenen Bauweise, vor allem bei Monokombeton als Bettungsmaterial, wird der Tragfähigkeitsunterschied sichtbar. Dies konnte sowohl beim Versuch im Feld 8 festgestellt werden als auch schon in früheren Versuchen, sowie bei Fällen in der Praxis. Ab der Verkehrsklasse T3 sollte in der gebundenen Bauweise immer ein Drainbeton zur Anwendung kommen.

Tragfähigkeitsunterschied zwischen Reihen- und Segmentbogenpflasterung

Eine Segmentbogenpflasterung hat die bessere Tragfähigkeit als ein Reihenpflaster. Dies kommt hauptsächlich bei nasser Witterung zum Ausdruck, wenn sich im Bettungsmaterial die Scherkräfte verringern und an Stabilität verlieren.

Ungebundene Plattendecken

In Anbetracht der Versuchsergebnisse sollten Plattendecken nur bis zu einer Verkehrslast TF 30 ausgeführt werden. Das Plattenformat sollte auf 400 x 600 bzw. 500 x 500 mm begrenzt werden, weil es kaum möglich ist, ein grösseres Plattenformat optimal in das Bettungsmaterial einzurütteln, da es keine entsprechenden Maschinen gibt. Ein optimales Einrütteln der Platten in das Bettungsmaterial ist jedoch eine Grundvoraussetzung, damit sich die Platten beim Überrollen kaum bewegen und mit der Zeit lagestabil bleiben. Aus den genannten Gründen sollten die Vorgaben in der SN 640 482, Plattendecken, für die ungebundene Bauweise belassen werden.

Gebundene Plattendecken

Damit Platten in Flächen mit intensiver Schwerverkehrsbelastung langfristig funktionieren, ist nicht nur das Plattenformat, sondern auch die Plattendicke massgebend. Längliche Plattenformate sollten jedoch nur in Flächen mit geringer Schwerverkehrsbelastung, möglichst ohne Busverkehr, bis zu einer Belastung von TF 30 eingesetzt werden. Die Überrollversuche auf dem Feld 9 haben gezeigt, dass bei normaler Belastung die Plattendicken für die Verkehrsklassen T2 und T3 gegenüber den Angaben in der Norm reduziert werden können.

Druckfestigkeit von Fugenmörteln

Rein theoretisch können weiche Fugenmörtel mit einer Druckfestigkeit von 15 N/mm² bis zur Verkehrslast TF 300 ausgeführt werden. Dies ist jedoch für eine so intensive tägliche Schwerverkehrsbelastung nicht sinnvoll, weil bei weichen Fugenmörteln Tragfähigkeitsprobleme schneller sichtbar werden. Solche können in der Praxis nie hundertprozentig ausgeschlossen werden. Bei grösseren Platzflächen mit geringer Schwerverkehrsbelastung, wie z.B. Markt- oder Dorfplätze ohne Busverkehr und einer Verkehrsbelastung bis TF 30, können weiche Fugenmörtel sinnvoll sein. Mit weichen Fugenmörteln entstehen weniger Risse infolge Temperaturrückgangs.

Überfahrbare Randabschlüsse

Damit Abschlüsse lagestabil sind und bleiben, müssen sie mindestens 10 cm in die Drainbetontragschicht eingebunden werden. Die Drainbetontragschicht darf keine Feinteile 0 – 2 mm enthalten und muss eine Druckfestigkeit im Labor von C 12/15 erreichen. Das Verhältnis Breite zur Länge sollte nicht grösser als 1 : 4 sein, weil längliche Abschlüsse zu Wippbewegungen neigen und sich deshalb lösen können. Die Mindestbreite sollte 10 cm betragen.

Bewegungsfugen mit Verkehrsbelastung

Bewegungsfugen mit Verkehrsbelastungen benötigen im unteren Fugenbereich einen Stützkörper, damit die anschliessenden Steinreihen nicht gelöst werden.

MLS 10 Überrollungsmaschine

Die MLS 10 Überrollungsmaschine ist für Pflasterungen und Plattendecken sinnvoll, da sie eine Überrollgeschwindigkeit von 22 km/h hat. Gestaltungsbeläge werden in der Regel langsam überfahren. Die Geschwindigkeit ist selten schneller als 30 km/h. Mit der MLS 10 Überrollungsmaschine kann nur eine Strake von 4,20 m überrollt werden. Zudem erfolgen die Überrollungen mehr oder weniger immer über die gleiche Fläche. Dadurch können gewisse Vorhersagen gemacht werden. Für extreme Belastungen wie Kunverfäher, starkes Gefälle, Brems- und Anfahrstrassen usw. können keine genauen Angaben gemacht werden. In so einem Fall muss anhand des Ergebnisses und der Situation vor Ort entschieden werden, wie viel dicker die Steine ausgeführt und was für ein Steinformat sinnvoll eingesetzt werden kann.



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

Zielerreichung:

Es sind aus verschiedenen Gründen nicht alle Ziele erreicht worden. Obwohl in der Recyclinganlage ein intensiver Schwerverkehr stattfand, war die Schwerverkehrsbelastung nach 3 1/2 Jahren nicht sehr hoch und betrug TF 9. Zudem entstehen in einer Recyclinganlage in einer ungebundenen Bauweise keine Fugenvertiefungen weil immer genügend Schmutz und Staub vorhanden ist, die die Fugen fortlaufend füllen. Zudem findet keine maschinelle Reinigung statt. Die verschiedenen Aufbauten wurden qualitativ hochwertig hergestellt und haben höhere Belastungen ausgehalten als ursprünglich angenommen wurde. Mit dem Einsatz der MLS 10 Überrollungsmaschine, mit der innerhalb kurzer Zeit hohe Belastungen erreicht werden, konnten nur 2 Felder zerstört werden bis der Kreditrahmen ausgeschöpft war. Dies obwohl die verschiedenen Felder mit 13 Tonnen Achslast und Supersinglereifen überrollt wurden. Die Supersinglereifen wurden auch deshalb gewählt, damit die Ergebnisse mit den Resultaten der Firma Semmelrock, die in Zusammenarbeit mit der TU Wien Versuche mit der MLS 10 in Klagenfurt durchgeführt hat, verglichen werden können. Aus diesem Grund hat ein Treffen an der TU Wien stattgefunden, die interessante Ergebnisse gebracht hat. Obwohl nicht alle Ziele erreicht wurden, sind wesentliche Erkenntnisse für künftige Planung und Ausführung gewonnen geworden.

Folgerungen und Empfehlungen:

Die nicht zerstörten Felder sind nicht abgebrochen worden und werden vom Projektleiter weiter beobachtet, damit allfällige Ergebnisse in die Normen aufgenommen werden können. Zudem besteht die Möglichkeit, die speziell erstellten Versuchsfelder weiterhin mit der MLS 10 Überrollungsmaschine zu überrollen. Somit müssen keine neuen Felder erstellt und die Überrollungen nicht wieder von Null angefangen werden. Dies ist für weitere Forschung bei Pflaster- und Plattendecken eine grosse Kosteneinsparung. Zusätzlich sollte Forschung betrieben werden, wie Drainbeton für Randabschlüsse verbessert werden kann, damit dieser praxistauglich wird und länger verarbeitet werden kann. Solange dies nicht der Fall ist, werden in der Praxis Abschlüsse weiterhin in normalen Beton versetzt der unter Schwerverkehrsbelastung nachverdichtet wird. Dies führt zur Zerstörung von überfahrbaren Abschlüssen. Wenn Drain- bzw. Monokornbeton länger verarbeitet werden könnte, hätte dies auch einen positiven Einfluss auf gebundene Pflästerungen und Plattendecken. Beim Forschungsprojekt hat sich gezeigt, dass bei warmer Witterung der vordere Keil des Monokornbetons zu schnell eintrocknet und somit im unteren Bereich teilweise kein fester Monokornbeton entsteht. Dies wiederum zeigt die Praxis, dass das Entnehmen von Prüfkörpern aus der Drainbetontragschicht und dem Monokornbeton unterschiedliche Ergebnisse bringt, weil durch die Entnahme mit dem Bohrer teilweise die Zementpunkte geschädigt werden. Dies trifft auch zu, wenn Prüfkörper im Labor zu prüfzwecken nachträglich bearbeitet werden. Auch die Durchführung der Prüfung müsste noch genauer bestimmt werden, damit Prüfungen im Hinblick auf die Verhältnisse in der Praxis ausgeführt werden. Um z.B. die Druckfestigkeit des Bettungsmörtels eines Bohrkerns Ø 150 mm mit den Steinen, nach der EN 12390-3, Festbeton, zu prüfen, kann der Bohrkern wie folgt vorbereitet werden:

- Im Bereich der Steine muss eine Manschette angebracht werden, damit die Steine seitlich gehalten sind.
- Diese Manschette muss ca. 10 mm unterhalb der Oberfläche sein und ca. 10 mm oberhalb UK Stein fixiert sein.
- Damit eine planebene Oberfläche vorhanden ist, muss auf der Steinoberfläche und an der Unterseite des Drain- oder Monokornbetons ein Schnellzement aufgetragen werden. Danach müssten die Prüfkörper abgedrückt werden.

Es besteht auch die Möglichkeit, dass im Bohrkern mit einem Ø 150 mm, eine Bohrung bis UK Pflastersteine Ø 50 mm erfolgt. Zur Ermittlung der Druckfestigkeit darf dann die Presse nur auf den kleinen Bohrkern Ø 50 mm drücken.

Publikationen:

Berichterstattung an die Begleitkommission und die zuständige VSS Fachkommissionen erfolgte periodisch.
Mit der TU Wien erfolgte der wissenschaftliche Austausch der Resultate (MLS 10)

Der Projektleiter/die Projektleiterin:

Name: Lanicca

Vorname: Erich

Amt, Firma, Institut: FPN Fachberatungsbüro für Pflästerungen und Natursteinbeläge

Unterschrift des Projektleiters/der Projektleiterin:



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

Formular Nr. 3: Projektabschluss

Beurteilung der Begleitkommission:

Beurteilung:

Zu den formulierten Fragestellungen konnten beim grössten Teil aussagekräftige Antworten gefunden werden.

Das Forschungsteam hat während der Dauer des Forschungsauftrags die Begleitkommission jeweils über die neuesten Entwicklungen auf dem Laufenden gehalten. Wären Erkenntnisse zu Tage getreten, welche eine sofortige Anpassung in der Norm erfordert hätten, hätte eine Revision der entsprechenden Normen sofort eingeleitet werden können.

Die Projektergebnisse wurden fundiert dargelegt und untermauern die Erfahrungen aus der Praxis.

Die Begleitkommission ist mit den Resultaten sehr zufrieden.

Umsetzung:

Das Forschungsprojekt konnte wie geplant umgesetzt werden.

Durch die sehr hohe Belastbarkeit der Prüfungsfelder (welche mit Drainbeton in gebundener Bauweise ausgeführt wurden), konnte die Belastung mit der MLS 10 (wegen der beschränkten Mittel) nicht bis zum Versagen fortgeführt werden.

weitergehender Forschungsbedarf:

Die nun noch bestehenden intakten Versuchsfelder sollten noch bis zum Versagen der Tragfähigkeit mit der MLS 10 überrollt werden, um die effektive Lebensdauer von verschiedenen Pflästerungsaufbauten zu belegen. Ebenfalls sollte betreffend dem Bettungsmaterial von überfahrenen Randsteinen ein separates Forschungsprojekt gestartet werden.

Einfluss auf Normenwerk:

Die Forschungsergebnisse haben aufgezeigt, dass die aktuell gültigen Normen zum grössten Teil stimmen. Die gewonnenen Erkenntnisse werden in die betroffenen Normen einfließen.

Der Präsident/die Präsidentin der Begleitkommission:

Name: Stalder

Vorname: Ueli

Amt, Firma, Institut: Walo Bertschinger AG, Zürich

Unterschrift des Präsidenten/der Präsidentin der Begleitkommission:

Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen

Stand: 31.10.2013

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1422	ASTRA 2011/006_OBF	Fracture processes and in-situ fracture observations in Gipskeuper	2013
1421	VSS 2009/901	Experimenteller Nachweis des vorgeschlagenen Raum- und Topologiemodells für die VM-Anwendungen in der Schweiz (MDATrafo)	2013
1420	SVI 2008/003	Projektierungsfreiräume bei Strassen und Plätzen	2013
1419	VSS 2001/452	Stabilität der Polymere beim Heisseinbau von PmB-haltigen Strassenbelägen	2013
1416	FGU 2010/001	Sulfatwiderstand von Beton: verbessertes Verfahren basierend auf der Prüfung nach SIA 262/1, Anhang D	2013
1415	VSS 2010/A01	Wissenslücken im Infrastrukturmanagementprozess "Strasse" im Siedlungsgebiet	2013
1414	VSS 2010/201	Passive Sicherheit von Tragkonstruktionen der Strassenausstattung	2013
1413	SVI 2009/003	Güterverkehrsintensive Branchen und Güterverkehrsströme in der Schweiz Forschungspaket UVEK/ASTRA Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr der Schweiz Teilprojekt B1	2013
1412	ASTRA 2010/020	Werkzeug zur aktuellen Gangliniennorm	2013
1411	VSS 2009/902	Verkehrstelematik für die Unterstützung des Verkehrsmanagements in ausserordentlichen Lagen	2013
1410	VSS 2010/202_OBF	Reduktion von Unfallfolgen bei Bränden in Strassentunneln durch Abschnittsbildung	2013
1409	ASTRA 2010/017_OBF	Regelung der Luftströmung in Strassentunneln im Brandfall	2013
1408	VSS 2000/434	Vieillissement thermique des enrobés bitumineux en laboratoire	2012
1407	ASTRA 2006/014	Fusion des indicateurs de sécurité routière : FUSAIN	2012
1406	ASTRA 2004/015	Amélioration du modèle de comportement individuel du Conducteur pour évaluer la sécurité d'un flux de trafic par simulation	2012
1405	ASTRA 2010/009	Potential von Photovoltaik an Schallschutzmassnahmen entlang der Nationalstrassen	2012
1404	VSS 2009/707	Validierung der Kosten-Nutzen-Bewertung von Fahrbahn-Erhaltungsmassnahmen	2012
1403	SVI 2007/018	Vernetzung von HLS- und HVS-Steuerungen	2012
1402	VSS 2008/403	Witterungsbeständigkeit und Durchdrückverhalten von Geokunststoffen	2012

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1401	SVI 2006/003	Akzeptanz von Verkehrsmanagementmassnahmen-Vorstudie	2012
1400	VSS 2009/601	Begrünte Stützgitterböschungssysteme	2012
1399	VSS 2011/901	Erhöhung der Verkehrssicherheit durch Incentivierung	2012
1398	ASTRA 2010/019	Environmental Footprint of Heavy Vehicles Phase III: Comparison of Footprint and Heavy Vehicle Fee (LSVA) Criteria	2012
1397	FGU 2008/003_OBF	Brandschutz im Tunnel: Schutzziele und Brandbemessung Phase 1: Stand der Technik	2012
1396	VSS 1999/128	Einfluss des Umhüllungsgrades der Mineralstoffe auf die mechanischen Eigenschaften von Mischgut	2012
1395	FGU 2009/003	KarstALEA: Wegleitung zur Prognose von karstspezifischen Gefahren im Untertagbau	2012
1394	VSS 2010/102	Grundlagen Betriebskonzepte	2012
1393	VSS 2010/702	Aktualisierung SN 640 907, Kostengrundlage im Erhaltungsmanagement	2012
1392	ASTRA 2008/008_009	FEHRL Institutes WIM Initiative (Fiwi)	2012
1391	ASTRA 2011/003	Leitbild ITS-CH Landverkehr 2025/30	2012
1390	FGU 2008/004_OBF	Einfluss der Grundwasserströmung auf das Quellverhalten des Gipskeupers im Belchentunnel	2012
1389	FGU 2003/002	Long Term Behaviour of the Swiss National Road Tunnels	2012
1388	SVI 2007/022	Möglichkeiten und Grenzen von elektronischen Busspuren	2012
1387	VSS 2010/205_OBF	Ablage der Prozessdaten bei Tunnel-Prozessleitsystemen	2012
1386	VSS 2006/204	Schallreflexionen an Kunstbauten im Strassenbereich	2012
1385	VSS 2004/703	Bases pour la révision des normes sur la mesure et l'évaluation de la planéité des chaussées	2012
1384	VSS 1999/249	Konzeptuelle Schnittstellen zwischen der Basisdatenbank und EMF-, EMK- und EMT-DB	2012
1383	FGU 2008/005	Einfluss der Grundwasserströmung auf das Quellverhalten des Gipskeupers im Chienbergtunnel	2012
1382	VSS 2001/504	Optimierung der statischen Eindringtiefe zur Beurteilung von harten Gussasphaltsorten	2012
1381	SVI 2004/055	Nutzen von Reisezeiteinsparungen im Personenverkehr	2012
1380	ASTRA 2007/009	Wirkungsweise und Potential von kombinierter Mobilität	2012

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1379	VSS 2010/206_OBF	Harmonisierung der Abläufe und Benutzeroberflächen bei Tunnel-Prozessleitsystemen	2012
1378	SVI 2004/053	Mehr Sicherheit dank Kernfahrbahnen?	2012
1377	VSS 2009/302	Verkehrssicherheitsbeurteilung bestehender Verkehrsanlagen (Road Safety Inspection)	2012
1376	ASTRA 2011/008_004	Erfahrungen im Schweizer Betonbrückenbau	2012
1375	VSS 2008/304	Dynamische Signalisierungen auf Hauptverkehrsstrassen	2012
1374	FGU 2004/003	Entwicklung eines zerstörungsfreien Prüfverfahrens für Schweissnähte von KDB	2012
1373	VSS 2008/204	Vereinheitlichung der Tunnelbeleuchtung	2012
1372	SVI 2011/001	Verkehrssicherheitsgewinne aus Erkenntnissen aus Datapooling und strukturierten Datenanalysen	2012
1371	ASTRA 2008/017	Potenzial von Fahrgemeinschaften	2011
1370	VSS 2008/404	Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahnen aus Betongranulat	2011
1369	VSS 2003/204	Rétention et traitement des eaux de chaussée	2012
1368	FGU 2008/002	Soll sich der Mensch dem Tunnel anpassen oder der Tunnel dem Menschen?	2011
1367	VSS 2005/801	Grundlagen betreffend Projektierung, Bau und Nachhaltigkeit von Anschlussgleisen	2011
1366	VSS 2005/702	Überprüfung des Bewertungshintergrundes zur Beurteilung der Strassengriffigkeit	2010
1365	SVI 2004/014	Neue Erkenntnisse zum Mobilitätsverhalten dank Data Mining?	2011
1364	SVI 2009/004	Regulierung des Güterverkehrs Auswirkungen auf die Transportwirtschaft Forschungspaket UVEK/ASTRA Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr der Schweiz TP D	2012
1363	VSS 2007/905	Verkehrsprognosen mit Online -Daten	2011
1362	SVI 2004/012	Aktivitätenorientierte Analyse des Neuverkehrs	2012
1361	SVI 2004/043	Innovative Ansätze der Parkraumbewirtschaftung	2012
1360	VSS 2010/203	Akustische Führung im Strassentunnel	2012
1359	SVI 2004/003	Wissens- und Technologientransfer im Verkehrsbereich	2012
1358	SVI 2004/079	Verkehrsanbindung von Freizeitanlagen	2012
1357	SVI 2007/007	Unaufmerksamkeit und Ablenkung: Was macht der Mensch am Steuer?	2012
1356	SVI 2007/014	Kooperation an Bahnhöfen und Haltestellen	2011

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1355	FGU 2007/002	Prüfung des Sulfatwiderstandes von Beton nach SIA 262/1, Anhang D: Anwendbarkeit und Relevanz für die Praxis	2011
1354	VSS 2003/203	Anordnung, Gestaltung und Ausführung von Treppen, Rampen und Treppenwegen	2011
1353	VSS 2000/368	Grundlagen für den Fussverkehr	2011
1352	VSS 2008/302	Fussgängerstreifen (Grundlagen)	2011
1351	ASTRA 2009/001	Development of a best practice methodology for risk assessment in road tunnels	2011
1350	VSS 2007/904	IT-Security im Bereich Verkehrstelematik	2011
1349	VSS 2003/205	In-Situ-Abflussversuche zur Untersuchung der Entwässerung von Autobahnen	2011
1348	VSS 2008/801	Sicherheit bei Parallelführung und Zusammentreffen von Strassen mit der Schiene	2011
1347	VSS 2000/455	Leistungsfähigkeit von Parkieranlagen	2010
1346	ASTRA 2007/004	Quantifizierung von Leckagen in Abluftkanälen bei Strassentunneln mit konzentrierter Rauchabsaugung	2010
1345	SVI 2004/039	Einsatzbereiche verschiedener Verkehrsmittel in Agglomerationen	2011
1344	VSS 2009/709	Initialprojekt für das Forschungspaket "Nutzensteigerung für die Anwender des SIS"	2011
1343	VSS 2009/903	Basistechnologien für die intermodale Nutzungserfassung im Personenverkehr	2011
1342	FGU 2005/003	Untersuchungen zur Frostkörperbildung und Frosthebung beim Gefrierverfahren	2010
1341	FGU 2007/005	Design aids for the planning of TBM drives in squeezing ground	2011
1340	SVI 2004/051	Aggressionen im Verkehr	2011
1339	SVI 2005/001	Widerstandsfunktionen für Innerorts-Strassenabschnitte ausserhalb des Einflussbereiches von Knoten	2010
1338	VSS 2006/902	Wirkungsmodelle für fahrzeugseitige Einrichtungen zur Steigerung der Verkehrssicherheit	2009
1337	ASTRA 2006/015	Development of urban network travel time estimation methodology	2011
1336	ASTRA 2007/006	SPIN-ALP: Scanning the Potential of Intermodal Transport on Alpine Corridors	2010
1335	VSS 2007/502	Stripping bei lärmindernden Deckschichten unter Überrollbeanspruchung im Labormassstab	2011
1334	ASTRA 2009/009	Was treibt uns an? Antriebe und Treibstoffe für die Mobilität von Morgen	2011
1333	SVI 2007/001	Standards für die Mobilitätsversorgung im peripheren Raum	2011
1332	VSS 2006/905	Standardisierte Verkehrsdaten für das verkehrsträgerübergreifende Verkehrsmanagement	2011

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1331	VSS 2005/501	Rückrechnung im Strassenbau	2011
1330	FGU 2008/006	Energiegewinnung aus städtischen Tunneln: Systemevaluation	2010
1329	SVI 2004/073	Alternativen zu Fussgängerstreifen in Tempo-30-Zonen	2010
1328	VSS 2005/302	Grundlagen zur Quantifizierung der Auswirkungen von Sicherheitsdefiziten	2011
1327	VSS 2006/601	Vorhersage von Frost und Nebel für Strassen	2010
1326	VSS 2006/207	Erfolgskontrolle Fahrzeughaltssysteme	2011
1325	SVI 2000/557	Indices caractéristiques d'une cité-vélo. Méthode d'évaluation des politiques cyclables en 8 indices pour les petites et moyennes communes.	2010
1324	VSS 2004/702	Eigenheiten und Konsequenzen für die Erhaltung der Strassenverkehrsanlagen im überbauten Gebiet	2009
1323	VSS 2008/205	Ereignisdetektion im Strassentunnel	2011
1322	SVI 2005/007	Zeitwerte im Personenverkehr: Wahrnehmungs- und Distanzabhängigkeit	2008
1321	VSS 2008/501	Validation de l'oedomètre CRS sur des échantillons intacts	2010
1320	VSS 2007/303	Funktionale Anforderungen an Verkehrserfassungssysteme im Zusammenhang mit Lichtsignalanlagen	2010
1319	VSS 2000/467	Auswirkungen von Verkehrsberuhigungsmassnahmen auf die Lärmimmissionen	2010
1318	FGU 2006/001	Langzeitquellversuche an anhydritführenden Gesteinen	2010
1317	VSS 2000/469	Geometrisches Normalprofil für alle Fahrzeugtypen	2010
1316	VSS 2001/701	Objektorientierte Modellierung von Strasseninformationen	2010
1315	VSS 2006/904	Abstimmung zwischen individueller Verkehrsinformation und Verkehrsmanagement	2010
1314	VSS 2005/203	Datenbank für Verkehrsaufkommensraten	2008
1313	VSS 2001/201	Kosten-/Nutzenbetrachtung von Strassenentwässerungssystemen, Ökobilanzierung	2010
1312	SVI 2004/006	Der Verkehr aus Sicht der Kinder: Schulwege von Primarschulkindern in der Schweiz	2010
1311	VSS 2000/543	VIABILITE DES PROJETS ET DES INSTALLATIONS ANNEXES	2010
1310	ASTRA 2007/002	Beeinflussung der Luftströmung in Strassentunneln im Brandfall	2010
1309	VSS 2008/303	Verkehrsregelungssysteme - Modernisierung von Lichtsignalanlagen	2010
1308	VSS 2008/201	Hindernisfreier Verkehrsraum - Anforderungen aus Sicht von Menschen mit Behinderung	2010

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1307	ASTRA 2006/002	Entwicklung optimaler Mischgüter und Auswahl geeigneter Bindemittel; D-A-CH - Initialprojekt	2008
1306	ASTRA 2008/002	Strassenglätte-Prognosesystem (SGPS)	2010
1305	VSS 2000/457	Verkehrserzeugung durch Parkieranlagen	2009
1304	VSS 2004/716	Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen	2008
1303	ASTRA 2009/010	Geschwindigkeiten in Steigungen und Gefällen; Überprüfung	2010
1302	VSS 1999/131	Zusammenhang zwischen Bindemittleigenschaften und Schadensbildern des Belages?	2010
1301	SVI 2007/006	Optimierung der Strassenverkehrsunfallstatistik durch Berücksichtigung von Daten aus dem Gesundheitswesen	2009
1300	VSS 2003/903	SATELROU Perspectives et applications des méthodes de navigation pour la télématique des transports routiers et pour le système d'information de la route	2010
1299	VSS 2008/502	Projet initial - Enrobés bitumineux à faibles impacts énergétiques et écologiques	2009
1298	ASTRA 2007/012	Griffigkeit auf winterlichen Fahrbahnen	2010
1297	VSS 2007/702	Einsatz von Asphaltbewehrungen (Asphalteinlagen) im Erhaltungsmanagement	2009
1296	ASTRA 2007/008	Swiss contribution to the Heavy-Duty Particle Measurement Programme (HD-PMP)	2010
1295	VSS 2005/305	Entwurfsgrundlagen für Lichtsignalanlagen und Leitfaden	2010
1294	VSS 2007/405	Wiederhol- und Vergleichspräzision der Druckfestigkeit von Gesteinskörnungen am Haufwerk	2010
1293	VSS 2005/402	Détermination de la présence et de l'efficacité de dope dans les bétons bitumineux	2010
1292	ASTRA 2006/004	Entwicklung eines Pflanzenöl-Blockheizkraftwerkes mit eigener Ölmühle	2010
1291	ASTRA 2009/005	Fahrmuster auf überlasteten Autobahnen Simultanes Berechnungsmodell für das Fahrverhalten auf Autobahnen als Grundlage für die Berechnung von Schadstoffemissionen und Fahrzeitgewinnen	2010
1290	VSS 1999/209	Conception et aménagement de passages inférieurs et supérieurs pour piétons et deux-roues légers	2008
1289	VSS 2005/505	Affinität von Gesteinskörnungen und Bitumen, nationale Umsetzung der EN	2010
1288	ASTRA 2006/020	Footprint II - Long Term Pavement Performance and Environmental Monitoring on A1	2010
1287	VSS 2008/301	Verkehrsqualität und Leistungsfähigkeit von komplexen ungesteuerten Knoten: Analytisches Schätzverfahren	2009
1286	VSS 2000/338	Verkehrsqualität und Leistungsfähigkeit auf Strassen ohne Richtungstrennung	2010

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1285	VSS 2002/202	In-situ Messung der akustischen Leistungsfähigkeit von Schallschirmen	2009
1284	VSS 2004/203	Evacuation des eaux de chaussée par les bas-cotés	2010
1283	VSS 2000/339	Grundlagen für eine differenzierte Bemessung von Verkehrsanlagen	2008
1282	VSS 2004/715	Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen: Zusatzkosten infolge Vor- und Aufschub von Erhaltungsmaßnahmen	2010
1281	SVI 2004/002	Systematische Wirkungsanalysen von kleinen und mittleren Verkehrsvorhaben	2009
1280	ASTRA 2004/016	Auswirkungen von fahrzeuginternen Informationssystemen auf das Fahrverhalten und die Verkehrssicherheit Verkehrspsychologischer Teilbericht	2010
1279	VSS 2005/301	Leistungsfähigkeit zweistreifiger Kreisel	2009
1278	ASTRA 2004/016	Auswirkungen von fahrzeuginternen Informationssystemen auf das Fahrverhalten und die Verkehrssicherheit - Verkehrstechnischer Teilbericht	2009
1277	SVI 2007/005	Multimodale Verkehrsqualitätsstufen für den Strassenverkehr - Vorstudie	2010
1276	VSS 2006/201	Überprüfung der schweizerischen Ganglinien	2008
1275	ASTRA 2006/016	Dynamic Urban Origin - Destination Matrix - Estimation Methodology	2009
1274	SVI 2004/088	Einsatz von Simulationswerkzeugen in der Güterverkehrs- und Transportplanung	2009
1273	ASTRA 2008/006	UNTERHALT 2000 - Massnahme M17, FORSCHUNG: Dauerhafte Materialien und Verfahren SYNTHESE - BERICHT zum Gesamtprojekt "Dauerhafte Beläge" mit den Einzelnen Forschungsprojekten: - ASTRA 200/419: Verhaltensbilanz der Beläge auf Nationalstrassen - ASTRA 2000/420: Dauerhafte Komponenten auf der Basis erfolgreicher Strecken - ASTRA 2000/421: Durabilité des enrobés - ASTRA 2000/422: Dauerhafte Beläge, Rundlaufversuch - ASTRA 2000/423: Griffigkeit der Beläge auf Autobahnen, Vergleich zwischen den Messergebnissen von SRM und SCRIM - ASTRA 2008/005: Vergleichsstrecken mit unterschiedlichen oberen Tragschichten auf einer Nationalstrasse	2008
1272	VSS 2007/304	Verkehrsregelungssysteme - behinderte und ältere Menschen an Lichtsignalanlagen	2010
1271	VSS 2004/201	Unterhalt von Lärmschirmen	2009
1270	VSS 2005/502	Interaktion Strasse Hangstabilität: Monitoring und Rückwärtsrechnung	2009
1269	VSS 2005/201	Evaluation von Fahrzeugrückhaltesystemen im Mittelstreifen von Autobahnen	2009
1268	ASTRA 2005/007	PM10-Emissionsfaktoren von Abriebspartikeln des Strassenverkehrs (APART)	2009
1267	VSS 2007/902	MDAinSVT Einsatz modellbasierter Datentransfernormen (INTERLIS) in der Strassenverkehrstelematik	2009

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1266	VSS 2000/343	Unfall- und Unfallkostenraten im Strassenverkehr	2009
1265	VSS 2005/701	Zusammenhang zwischen dielektrischen Eigenschaften und Zustandsmerkmalen von bitumenhaltigen Fahrbahnbelägen (Pilotuntersuchung)	2009
1264	SVI 2004/004	Verkehrspolitische Entscheidungsfindung in der Verkehrsplanung	2009
1263	VSS 2001/503	Phénomène du dégel des sols gélifs dans les infrastructures des voies de communication et les pergélisols alpins	2006
1262	VSS 2003/503	Lärmverhalten von Deckschichten im Vergleich zu Gussasphalt mit strukturierter Oberfläche	2009
1261	ASTRA 2004/018	Pilotstudie zur Evaluation einer mobilen Grossversuchsanlage für beschleunigte Verkehrslastsimulation auf Strassenbelägen	2009
1260	FGU 2005/001	Testeinsatz der Methodik "Indirekte Vorauserkundung von wasserführenden Zonen mittels Temperaturdaten anhand der Messdaten des Lötschberg-Basistunnels	2009
1259	VSS 2004/710	Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen - Synthesebericht	2008
1258	VSS 2005/802	Kaphaltestellen Anforderungen und Auswirkungen	2009
1257	SVI 2004/057	Wie Strassenraumbilder den Verkehr beeinflussen Der Durchfahrtswiderstand als Arbeitsinstrument bei der städtebaulichen Gestaltung von Strassenräumen	2009
1256	VSS 2006/903	Qualitätsanforderungen an die digitale Videobild-Bearbeitung zur Verkehrsüberwachung	2009
1255	VSS 2006/901	Neue Methoden zur Erkennung und Durchsetzung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit	2009
1254	VSS 2006/502	Drains verticaux préfabriqués thermiques pour la consolidation in-situ des sols	2009
1253	VSS 2001/203	Rétention des polluants des eaux de chaussées selon le système "infiltrations sur les talus". Vérification in situ et optimisation	2009
1252	SVI 2003/001	Nettoverkehr von verkehrintensiven Einrichtungen (VE)	2009
1251	ASTRA 2002/405	Incidence des granulats arrondis ou partiellement arrondis sur les propriétés d'adhérence des bétons bitumineux	2008
1250	VSS 2005/202	Strassenabwasser Filterschacht	2007
1249	FGU 2003/004	Einflussfaktoren auf den Brandwiderstand von Betonkonstruktionen	2009
1248	VSS 2000/433	Dynamische Eindringtiefe zur Beurteilung von Gussasphalt	2008
1247	VSS 2000/348	Anforderungen an die strassenseitige Ausrüstung bei der Umwidmung von Standstreifen	2009
1246	VSS 2004/713	Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen: Bedeutung Oberflächenzustand und Tragfähigkeit sowie gegenseitige Beziehung für Gebrauchs-	2009

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
		und Substanzwert	
1245	VSS 2004/701	Verfahren zur Bestimmung des Erhaltungsbedarfs in kommunalen Strassennetzen	2009
1244	VSS 2004/714	Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen - Gesamtnutzen und Nutzen-Kosten-Verhältnis von standardisierten Erhaltungsmassnahmen	2008
1243	VSS 2000/463	Kosten des betrieblichen Unterhalts von Strassenanlagen	2008
1242	VSS 2005/451	Recycling von Ausbausphal in Heissmischgut	2007
1241	ASTRA 2001/052	Erhöhung der Aussagekraft des LCPC Spurbildungstests	2009
1240	ASTRA 2002/010	L'acceptabilité du péage de congestion : Résultats et analyse de l'enquête en Suisse	2009
1239	VSS 2000/450	Bemessungsgrundlagen für das Bewehren mit Geokunststoffen	2009
1238	VSS 2005/303	Verkehrssicherheit an Tagesbaustellen und bei Anschlüssen im Baustellenbereich von Hochleistungsstrassen	2008
1237	VSS 2007/903	Grundlagen für eCall in der Schweiz	2009
1236	ASTRA 2008/008_07	Analytische Gegenüberstellung der Strategie- und Tätigkeitsschwerpunkte ASTRA-AIPCR	2008
1235	VSS 2004/711	Forschungspaket Massnahmenplanung im EM von Fahrbahnen - Standardisierte Erhaltungsmassnahmen	2008
1234	VSS 2006/504	Expérimentation in situ du nouveau drainomètre européen	2008
1233	ASTRA 2000/420	Unterhalt 2000 Forschungsprojekt FP2 Dauerhafte Komponenten bitumenhaltiger Belagsschichten	2009
651	AGB 2006/006_OBF	Instandsetzung und Monitoring von AAR-geschädigten Stützmauern und Brücken	2013
650	AGB 2005/010	Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Betonstählen	2012
649	AGB 2008/012	Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen	2012
648	AGB 2005/023 + AGB 2006/003	Validierung der AAR-Prüfungen für Neubau und Instandsetzung	2011
647	AGB 2004/010	Quality Control and Monitoring of electrically isolated post-tensioning tendons in bridges	2011
646	AGB 2005/018	Interactin sol-structure : ponts à culées intégrales	2010
645	AGB 2005/021	Grundlagen für die Verwendung von Recyclingbeton aus Betongranulat	2010
644	AGB 2005/004	Hochleistungsfähiger Faserfeinkornbeton zur Effizienzsteigerung bei der Erhaltung von	2010

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
		Kunstbauten aus Stahlbeton	
643	AGB 2005/014	Akustische Überwachung einer stark geschädigten Spannbetonbrücke und Zustandserfassung beim Abbruch	2010
642	AGB 2002/006	Verbund von Spanngliedern	2009
641	AGB 2007/007	Empfehlungen zur Qualitätskontrolle von Beton mit Luftpermeabilitätsmessungen	2009
640	AGB 2003/011	Nouvelle méthode de vérification des ponts mixtes à âme pleine	2010
639	AGB 2008/003	RiskNow-Falling Rocks Excel-basiertes Werkzeug zur Risikoermittlung bei Steinschlagschutzgalerien	2010
638	AGB2003/003	Ursachen der Rissbildung in Stahlbetonbauwerken aus Hochleistungsbeton und neue Wege zu deren Vermeidung	2008
637	AGB 2005/009	Détermination de la présence de chlorures à l'aide du Géoradar	2009
636	AGB 2002/028	Dimensionnement et vérification des dalles de roulement de ponts routiers	2009
635	AGB 2004/002	Applicabilité de l'enrobé drainant sur les ouvrages d'art du réseau des routes nationales	2008
634	AGB 2002/007	Untersuchungen zur Potenzialfeldmessung an Stahlbetonbauten	2008
633	AGB 2002/014	Oberflächenschutzsysteme für Betontragwerke	2008
632	AGB 2008/201	Sicherheit des Verkehrssystem Strasse und dessen Kunstbauten Testregion - Methoden zur Risikobeurteilung Schlussbericht	2010
631	AGB 2000/555	Applications structurales du Béton Fibré à Ultra-hautes Performances aux ponts	2008
630	AGB 2002/016	Korrosionsinhibitoren für die Instandsetzung chloridverseuchter Stahlbetonbauten	2010
629	AGB 2003/001 + AGB 2005/019	Integrale Brücken - Sachstandsbericht	2008
628	AGB 2005/026	Massnahmen gegen chlorid-induzierte Korrosion und zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit	2008
627	AGB 2002/002	Eigenschaften von normalbreiten und überbreiten Fahrbahnübergängen aus Polymerbitumen nach starker Verkehrsbelastung	2008
626	AGB 2005/110	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten: Baustellensicherheit bei Kunstbauten	2009
625	AGB 2005/109	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten: Effektivität und Effizienz von Massnahmen bei Kunstbauten	2009
624	AGB 2005/108	Sicherheit des Verkehrssystems / Strasse und dessen Kunstbauten / Risikobeurteilung für Kunstbauten	2010
623	AGB 2005/107	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten: Tragsicherheit der bestehenden Kunstbauten	2009

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
622	AGB 2005/106	Rechtliche Aspekte eines risiko- und effizienzbasierten Sicherheitskonzepts	2009
621	AGB 2005/105	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten Szenarien der Gefahrenentwicklung	2009
620	AGB 2005/104	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten: Effektivität und Effizienz von Massnahmen	2009
619	AGB 2005/103	Sicherheit des Verkehrssystems / Strasse und dessen Kunstbauten / Ermittlung des Netzrisikos	2010
618	AGB 2005/102	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten: Methodik zur vergleichenden Risikobeurteilung	2009
617	AGB 2005/100	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten Synthesebericht	2010
616	AGB 2002/020	Beurteilung von Risiken und Kriterien zur Festlegung akzeptierter Risiken in Folge aussergewöhnlicher Einwirkungen bei Kunstbauten	2009