Eidgenössisches Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement
Bundesamt für Strassenbau

Département fédéral des transports, des communications et de l'énergie
Office fédéral des routes

Dipartimento federale dei trasporti, delle comunicazioni e delle energie
Ufficio federale delle strade

Wiederverwendung von teer- und bitumenhaltigen Aufbruchmaterialien in hydraulisch gebundenen Fundationsschichten

Institut für Geotechnik (IGT) und Institut für Verkehrsplanung, Transporttechnik, Strassen und Eisenbahnbau (IVT) der ETH-Zürich
Dr. M. Caprez
M. Shojaati

Ingenieurbureau Heierli AG, Zürich
F.L. Yang

Tiefbauamt des Kantons Zürich
H. Reuter

Forschungsauftrag 10/91 auf Antrag der Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute (VSS) Juni 1996

Zusammenfassung

Die Untersuchungen für eine Wiederverwendung von teer- und bitumenhaltigen Aufbruchmaterialien in zementgebundenen Fundationsschichten erfolgten im Felde und im Labor. Im Felde wurde 1990 eine lange Versuchsstrecke auf der N1 mit zweischichtigen Zementstabilisierungen aus 40% Asphaltgranulat und 60% Kiessand und 1992 ein kurzes Versuchsfeld auf einer Transportpiste bei Ohringen mit einer Zementstabilisierung aus 100% Asphaltgranulat erstellt und beobachtet.

Während der Zementgehalt der Versuchsstrecke N1 wie üblich 75 kg/m^3 betrug, wurde beim Versuchsfeld Ohringen in Ermangelung an Erfahrung mit dem 100%-igem Asphaltgranulat zur Ergänzung der fehlenden Feinanteile ein ungewöhnlich hoher Zementgehalt von 130 kg/m^3 gewählt. Die hohe Dosierung hat sich nachträglich als nicht erforderlich erwiesen. Eine Dosierung von ca. 70 - 80 kg/m^3 hätte ausgereicht, wenn die Proben der Zementstabilisierung aus 100%-igem Asphaltgranulat nicht nach Proctor Standard, sondern nach Proctor Modified verdichtet worden wären. Trotz des hohen Zementgehaltes (130 kg/m^3) wies die Zementstabilisierung aus 100%-igem Asphaltgranulat keine Schwindrisse nach dem Einbau auf. Dies kann in erster Linie auf das Fehlen von Feinanteilen im Asphaltgranulat zurückgeführt werden. Auf dem Versuchsfeld - mit einer 80 mm dicken HMT 22 S gedeckt - sind bis heute keine Risse festgestellt worden. Die Versuchsstrecke der N1 weist nach einem fünfjährigen intensiven Verkehr ebenfalls keine Risse auf der Fahrbahnoberfläche auf. Die durchgeführten Feldversuche zeigen, dass Asphaltgranulate mit oder ohne Beigabe von Kiessand in Fundationsschichten wieder verwendet werden können, wenn sie mit Zement stabilisiert werden. Beim Einbau von Zementstabilisierungen mit hohem Anteil an Asphaltgranulat (über 60%) müssen leistungsfähigere Verdichtungsgeräte zum Einsatz gebracht werden.

Im Labor des Institutes für Geotechnik der ETH-Zürich wurden u.a. Verdichtungen nach Proctor Standard / Proctor Modified und Ermüdungs- sowie Kriechversuche mit wiederholter Druckkraft durchgeführt. Dabei bestanden die Proben ausschliesslich aus 100%-igem Asphaltgranulat. Der Ermüdungsversuch mit wiederholter Druckkraft, bei dem eine Stauchung der Probe von 1 % als Bruchkriterium gewählt wurde, stellt einen Pilotversuch in der Schweiz dar. Seine vorläufigen Ergebnisse können deshalb für die Praxis noch nicht verwertet werden. Die Versuche im Labor haben ergeben, dass wegen des Bitumenanteils die Verdichtung nicht - wie bisher üblich - nach Proctor Standard, sondern unbedingt nach Proctor Modified zu erfolgen hat. Damit können Proben der Zementstabiliserung aus 100%-igem Asphaltgranulat mit einem Zementgehalt von höchstens 5% (bezüglich des Stückgrössenverteilungsbereichs 0 - 16 mm) problemlos hergestellt werden. Und sie werden die Eignungsprüfung auch bestehen.

Aus den Labor- und Feldversuchen werden folgende Anforderungen bei der Wiederverwendung von Asphaltgranulat in zementgebundenen Fundationsschichten aufgestellt:

Anteil Asphaltgranulat	0-20%	20-40%	40-60%	60-80%	80-100%
Verdichtung im Labor nach Proctor	**Standard**	**Standard**	**Standard**	**halb Modified**	**Modified**
Verdichtung im Felde mit Geräten	**schwer**	**schwer**	**schwer**	**mittel schwer**	**sehr schwer**
Zementgehalt (Richtwert)	**60** kg/m^3	**70** kg/m^3	**75** kg/m^3	**75** kg/m^3	**75** kg/m^3
min. Druckfestigkeit nach 7 Tagen	**2** N/mm^2	**2** N/mm^2	**2** N/mm^2	**2** N/mm^2	**2** N/mm^2

Weiteres Vorgehen:
Die vorliegenden Untersuchungen müssen noch mit ergänzenden Arbeiten wie Ermüdungsversuche auf Biegezug, Schwindmass-Messungen und Beobachtungen der neu erstellten N4.2.9. (mit Zementstabilisierungen aus 50%-igem Asphaltgranulat und einer SAMI-Schicht) vervollständigt werden.

Résumé

Les recherches, relatives à la réutilisation de matériaux de démolition bitumineux contenant du bitume et du goudron dans des couches de fondation stabilisées au ciment, ont été effectuées en laboratoire et in situ.

Une longue planche d'essai, constituée d'une stabilisation bi-couche de matériaux bitumineux concassés pour 40 % et des graves pour 60 %, fut réalisée en 1990 sur la N1 et observée. Une deuxième planche d'essai plus courte fut également réalisée en 1992 et observée sur une piste de transport à Ohringen. Elle était constituée à 100 % de matériaux bitumineux concassés et stabilisés au ciment.

Le dosage en ciment, 75 kg/m3, de la première planche d'essai sur la N1 correspondait à ce qui se pratique habituellement. A Ohringen, un dosage particulièrement élevé, 130 kg/m3, fut choisi en raison du manque d'expérience dans la stabilisation de matériaux bitumineux concassés utilisés seuls (100 %), ceci afin de compenser le manque en particule fine du mélange. A l'usage, un dosage aussi élevé s'est avéré inutile. Un dosage entre 70 et 80 kg/m3 aurait suffit si les essais de compactage du granulat bitumineux à 100 % stabilisé avaient été réalisés non pas selon l'essai "Proctor Standard" mais selon l'essai "Proctor Modified". Malgré ce dosage en ciment élevé (130 kg/m3) cette stabilisation n'a pas présenté de fissure de retrait après sa mise en place. Ceci est dû essentiellement à l'absence des particules fines dans le granulat bitumineux. Aucune fissure n'est apparue jusqu'à présent, sur cette planche d'essai recouverte de 80 mm d'HMT 22.

La planche d'essai sur la N1 après le passage d'un trafic intense durant 5 ans ne présente, elle non plus, pas de fissure au niveau du revêtement.

Les essais effectués ont démontré la possibilité de réutiliser des matériaux bitumineux concassés, avec ou sans ajout de grave, pour les couches de fondation, à condition de les stabiliser au ciment. En cas d'utilisationl de matériaux bitumineux de démolition concassés dans des proportions élevées (plus de 60 %), il est nécessaire d'utiliser des engins dé compactage plus performants qu'habituellement.

Le laboratoire de l'Institut de Géotechnique de l'ETH Zurich a réalisé, entre autres, des essais de compactage selon Proctor-Standard et Proctor Modified ainsi que des essais de fatigue et fluage sous compression répétée. Les éprouvettes constituées de 100 % de granulats bitumineux ont parfaitement résisté aux essais. L'essai de fatigue sous compression répétée pour lequel un écrasement de 1 % de l'éprouvette a été admis comme critère de rupture, est une nouveauté en Suisse. Les résultats actuels restent provisoires et ne peuvent pas encore être utilisés dans la pratique. Les essais en laboratoire ont également montré que, en raison de la teneur en bitume, la procédure selon Proctor-Standard était inappropriée et qu'il faut utiliser la procédure selon Proctor-Modified. A cette condition, il est tout à fait possible de réaliser des éprouvettes, en mesure de satisfaire aux examens d'aptitude, constituées à 100 % de matériaux bitumineux concassés, stabilisés au ciment avec une teneur en ciment de 5 %

Les exigences résultant des essais in situ et en laboratoire pour la réutilisation de granulats bitumineux dans des couches de fondation stabilisées au ciment sont formulées comme suit:

Pourcentage du granulat asphaltique	**0-20%**	**20-40%**	**40-60%**	**60-80%**	**80-100%**
Compactage dans le laboratoire selon Proctor	**Standard**	**Standard**	**Standard**	**semi Modified**	**Modified**
Compactage sur le tracé avec des appareils	**fort**	**fort**	**fort**	**semi fort**	**trés fort**
Teneur en ciment (valeur indicative)	**60** kg/m^3	**70** kg/m^3	**75** kg/m^3	**75** kg/m^3	**75** kg/m^3
Compression simple minimale après 7 jours	**2** N/mm^2	**2** N/mm^2	**2** N/mm^2	**2** N/mm^2	**2** N/mm^2

Suite de la procédure:

Les résultats obtenus doivent être encore complétés par des essais à la fatigue selon le procédé traction par flexion, des mesures de retrait, et des observations de la N 4 2 9 récemment construite (stabilisation au ciment d'une grave constituée de 50 % de granulats bitumineux recouverte de couche de type SAMI).

INHALTSVERZEICHNIS

1. EINLEITUNG 5

1.1 Veranlassung 5

1.2 Auftrag 5

2. VERSUCHSSTRECKE AUF DER N1 1990 6

2.1 Allgemeines 6

2.2 Planum 7

2.3 Zementstabilisierung 10

2.4 Ist-Zustand 1995 13

3. VERSUCHSSTRECKE OHRINGEN 1993 14

3.1 Allgemeines 14

3.2 Planum 14

3.3 Stabischichten 15

3.4 Bauverkehr 17

3.5 Muldenmessungen 18

3.6 Querebenheit 25

4. LABORVERSUCHE 26

4.1 Eignungsprüfung 26

4.2 Ermüdungsversuch 36

4.3 Kriechversuch 46

4.4 Entwicklung der Druckfestigkeit 50

5. SCHLUSSFOLGERUNG 54

5.1 Feldversuche 54

5.2 Laborversuche 55

5.3 Empfehlungen für das weitere Vorgehen 57

1. Einleitung

1.1 Veranlassung

Strassen werden in der Regel auf eine Gebrauchsdauer von 20 Jahren dimensioniert. Die vor den siebziger Jahren erstellten Nationalstrassen haben heute somit ihre Gebrauchsdauer überschritten und werden in den kommenden Jahren laufend repariert, verstärkt oder erneuert. Dabei werden grosse Mengen von bitumen- und schwachteerhaltigen Aufbruchmaterialien anfallen.

Grundsätzlich soll Belagsaufbruch wieder als Belag kalt oder warm recycliert werden, d.h. in bituminös gebundenen Schichten wieder verwendet werden.

Die Wiederverwertung in bituminösen Schichten ist dann richtig, wenn für Belagsaufbruchmaterial auch genügend **Bedarf** besteht. Ist die Nachfrage zu gering oder führen andere Umstände wie Transportkosten, Qualitätsanforderungen usw. dazu, vom Recycling in Belagsmischgut abzusehen, so stellt sich das Problem der sinnvollen Wiederverwendung oder in gewissen Fällen der Entsorgung dieses Materials.

Die Wiederverwendung von hetrogenem Belagsaufbruchmaterial (verschiedenste Kornzusammensetzungen, unterschiedliche Bindemittel, problematische Bindemittelmodifikatoren, usw.) in hochwertigen Belagsschichten ist kaum ohne Abstriche an Qualität und Lebensdauer möglich. Es ist deshalb absehbar, dass in Zukunft der Anfall von Belagsaufbruchmaterial grösser sein wird als das mögliche Recycling in bituminösen Schichten, so dass auch andere Wiederverwendungsarten geprüft werden müssen.

In Fällen, wo das Belagsaufbruchmaterial Bindemittel mit Teer enthält, wird die Wiederverwendung in bituminösen Schichten aus Umweltschutzgründen stark eingeschränkt oder verunmöglicht. Gerade in solchen Fällen bietet sich eine sinnvolle Wiederverwendung und umweltgerechte Entsorgung von teerhaltigem Belagsaufbruchmaterial im zementstabilisierten Oberbau, statt im Recycling im engeren Sinne.

1.2 Auftrag

Auf Antrag der Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute (VSS) erteilte das Bundesamt für Strassenbau 1991 dem Forschungsteam den Auftrag, die Anforderungen an teer- und bitumenhaltige Aufbruchmaterialien bei deren Wiederverwendung in hydraulisch gebundenen Fundationsschichten und deren Materialeigenschaften zu untersuchen.

Ziel der Untersuchung ist es, die folgenden Fragen mittels Labor und Feldversuche abzuklären bzw. zu ermitteln:

- Die Wiederverwendbarkeit (Grundsatz)
- Das günstigste Mischverhältnis Asphaltgranulat / Kiessand
- Die Verdichtbarkeit
- Der erforderliche Zementgehalt
- Die Ermüdungseigenschaften
- Die Druck- und Zugfestigkeiten
- Der Materialkoeffizient (Tragfähigkeitswert, a-Wert) des zementstabilisierten Asphaltgranulates

Die Untersuchungen erfolgten mit der Erstellung von zwei Versuchsstrecken im Kanton Zürich im Jahre 1990 und 1992.

Dabei wurden Messungen im Felde und Versuche im Labor des Tiefbauamtes des Kantons Zürich (KZTA) und des Institutes für Geotechnik der ETH-Zürich (IGT) durchgeführt.

2. Versuchsstrecke auf der N1 1990

(Oberbauerneuerung beim Limmattalerkreuz)

2.1 Allgemeines

Infolge der unerwartet starken Verkehrszunahme nach dem Zusammenschluss der Fahrstreifen der N20 (Gubrist) und der N1 (Zürich) wiesen Ende der 80-er Jahre die 6-spurige N1 beim Limmattalerkreuz Verkehrsfrequenzen auf, die über dem zulässigen Wert für eine sichere Verkehrsführung lagen. Die N1 in Richtung Bern musste 1990 deshalb im Bereich der Verflechtungsstrecke N1/N20 von drei auf vier Fahrstreifen ausgebaut werden, wobei der Oberbau erneuert wurde. Die bestehenden bituminösen Beläge und ein Teil der darunter liegenden Kiesschicht wurden entfernt, gebrochen und als zementstabilisierte Fundationsschicht wiederverwendet.

Zuvor hat das Forschungsteam noch diverse Versuche durchgeführt, um Belagsaufbruchmaterialien mit verschiedenen Anteilen von Kiessand mit Zement zu verfestigen. Es galt festzustellen, welche dieser Mischungen sich für den Strassenoberbau eignen würde. So wurden unter anderem auch die Frost-/Tauwechsel-Untersuchungen vorgenommen. Es zeigte sich, dass bei einer Beigabe von 75 kg/m^3 Zement das Gemisch die für den Strassenoberbau zu Grunde zu legenden Anforderungen erfüllt (Frostauftauprüfung).

Alle diese Versuche wurden ausschliesslich mit Belagsaufbruchmaterialien durchgeführt. Gleichzeitig wurden mit diesen Materialien verschiedene Versuchspisten, mit zum Teil schwersten Belastungen durch den Bauverkehr, mit befriedigenden Ergebnissen getestet.

Die Vorversuche mit den ermutigenden Ergebnissen veranlassten die beauftragte Arbeitsgemeinschaft eine Variante zu offerieren, mit der das Belagsaufbruchmaterial in einem zementstabilisierten Oberbau wiederverwendet werden sollte. Nach eingehender Prüfung hat sich das Bundesamt für Strassenbau gemeinsam mit dem Tiefbauamt des Kantons Zürich entschlossen, diese Oberbau-Sanierungsart als Pilotprojekt auf der stark belasteten N1 auszuführen.

Weitere Versuche in Feld und Labor haben gezeigt, dass ein 100%-iges Belagsaufbruchmaterial ohne Beimischung von Kiessand sehr schwer zu verdichten ist. Deshalb wurde bei der Bauausführung Kiessand beigemischt. Das Mischverhältnis ergab sich automatisch aus der projektierten Oberbaudicke zu 40% Asphaltgranulat und 60% Kiessand. Mit anderen Worten: Die gesamten Aufbruchmaterialien wurden grösstenteils wiederverwendet. Der Zementgehalt betrug 75 kg/m^3.

Mit diesem Pilotprojekt sollen weitere Erkenntnisse über die Verwendung von Belagsaufbruchmaterial in zementstabilisierten (verfestigten) Schichten in einem Mischverhältnis Asphaltgranulat / Kiessand zu ungefähr 50% / 50% erhalten werden.

Es wurde erwartet, dass der zementstabilisierte Oberbau durch Beimischung von Belagsaufbruchmaterial als "elastische Komponente" bezüglich Schwindrissen ein

günstigeres Verhalten als eine Zementstabilisierung mit reinem Kiessandmaterial aufweisen könnte.

Die Arbeiten für die Oberbau- und Belagserneuerung der N1 dauerten bis Ende 1990. Der Deckbelag und die definitive Fahrbahnmarkierung wurden im Sommer 1991 aufgebracht.

Die Aufbauten des alten und neuen Oberbaus der N1 sind in Fig. 1 dargestellt. Die Zementstabilisierung aus Asphaltgranulat und Kiessand ist 46 cm dick und wurde 2-schichtig eingebaut (Unterschicht 28 cm und Oberschicht 18 cm). Darauf liegen eine 8.5 cm dicke Tragschicht und eine 5.5 cm dicke Deckschicht.

Die Qualität der erhärteten Zementstabilisierung (Stabi) wurde mit Hilfe der Muldenmessung mit dem Benkelmanbalken auf der Oberfläche der Unterschicht geprüft.

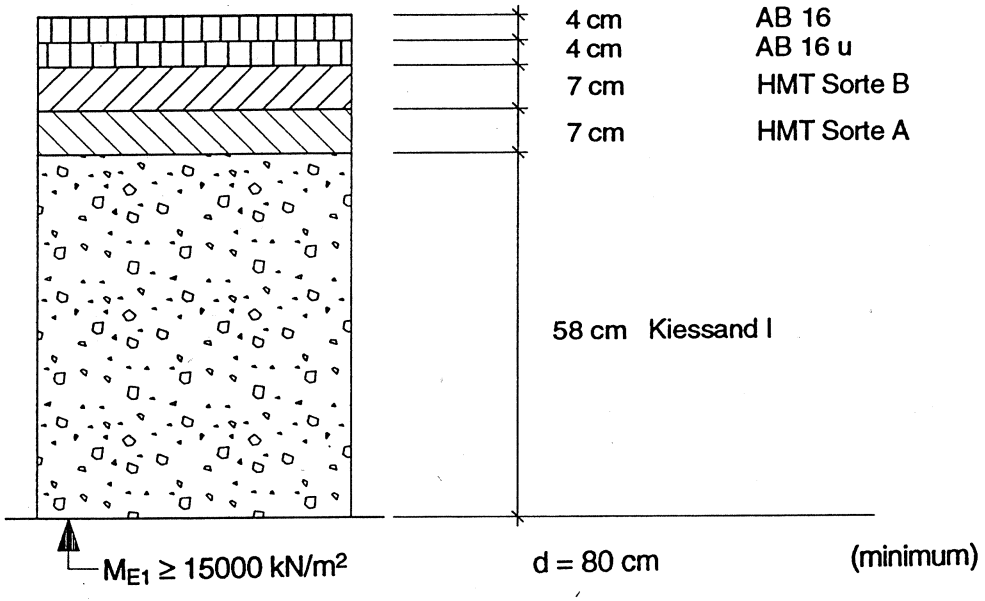
Die Biegezugfestigkeit der Stabi wurde an Balkenproben unter statischer und auch unter wiederholter Lastaufbringung ermittelt.

2.2 Planum

Der alte Oberbau der N1, Ende der 60-er Jahre fertiggestellt, bestand aus Asphaltbetonbelag (22 cm) und Kiessand (58 cm), und war total 80 cm dick. Der neue Oberbau mit 14 cm Asphaltbeton und 46 cm Zementstabilisierung weist eine totale Dicke von 60 cm auf, so dass darunter noch eine Kiesschicht von 20 cm Dicke verblieben ist (Fig. 2.1). OK der abgetragenen Kiesschicht, d.h. auf dem Planum des neuen Oberbaus wurden M_{EI}-Werte gemessen. Der Mittelwert betrug M_{EI} = 78'000 kN/m^2 mit einem Variationskoeffizienten von 36%. Somit liegt eine sehr hohe Tragfähigkeit (Klasse S4, M_{E1} > 60'000 kN/m^2) vor. Der entsprechende k-Wert wurde zwar nicht direkt gemessen, dürfte aber zu k=130 MN/m^3 geschätzt werden (Fig. 2.2).

Ursprünglicher Oberbau (1968)

(Asphaltbetonbelag auf Kiessand)



Erneuerter Oberbau (1990)

(Asphaltbetonbelag auf zementstabilisiertem Kiessand mit Asphaltgranulat)

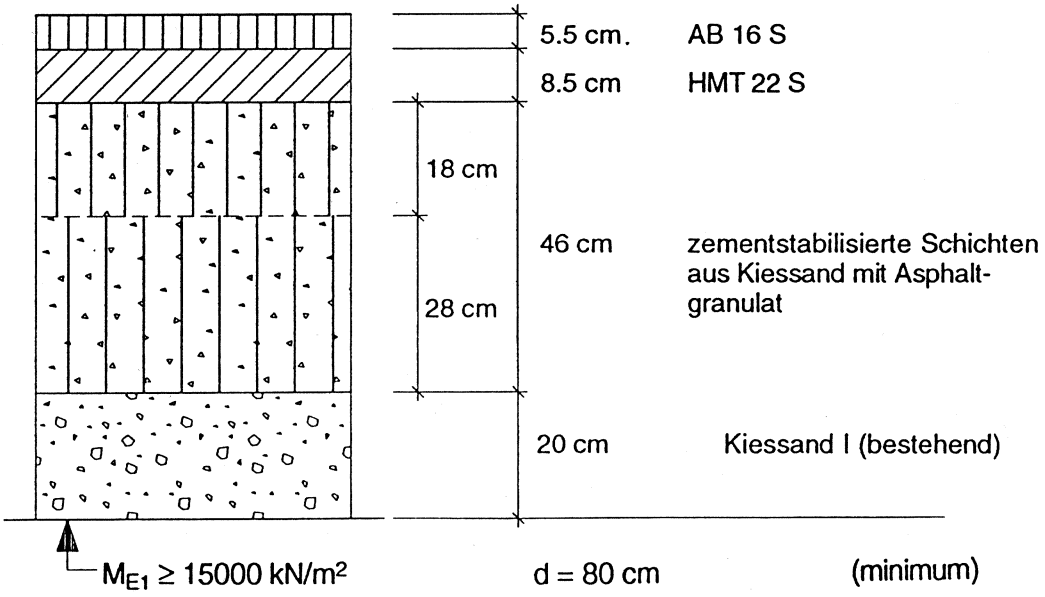


Fig. 2.1: Oberbauerneuerung N1 beim Limmattalerkreuz

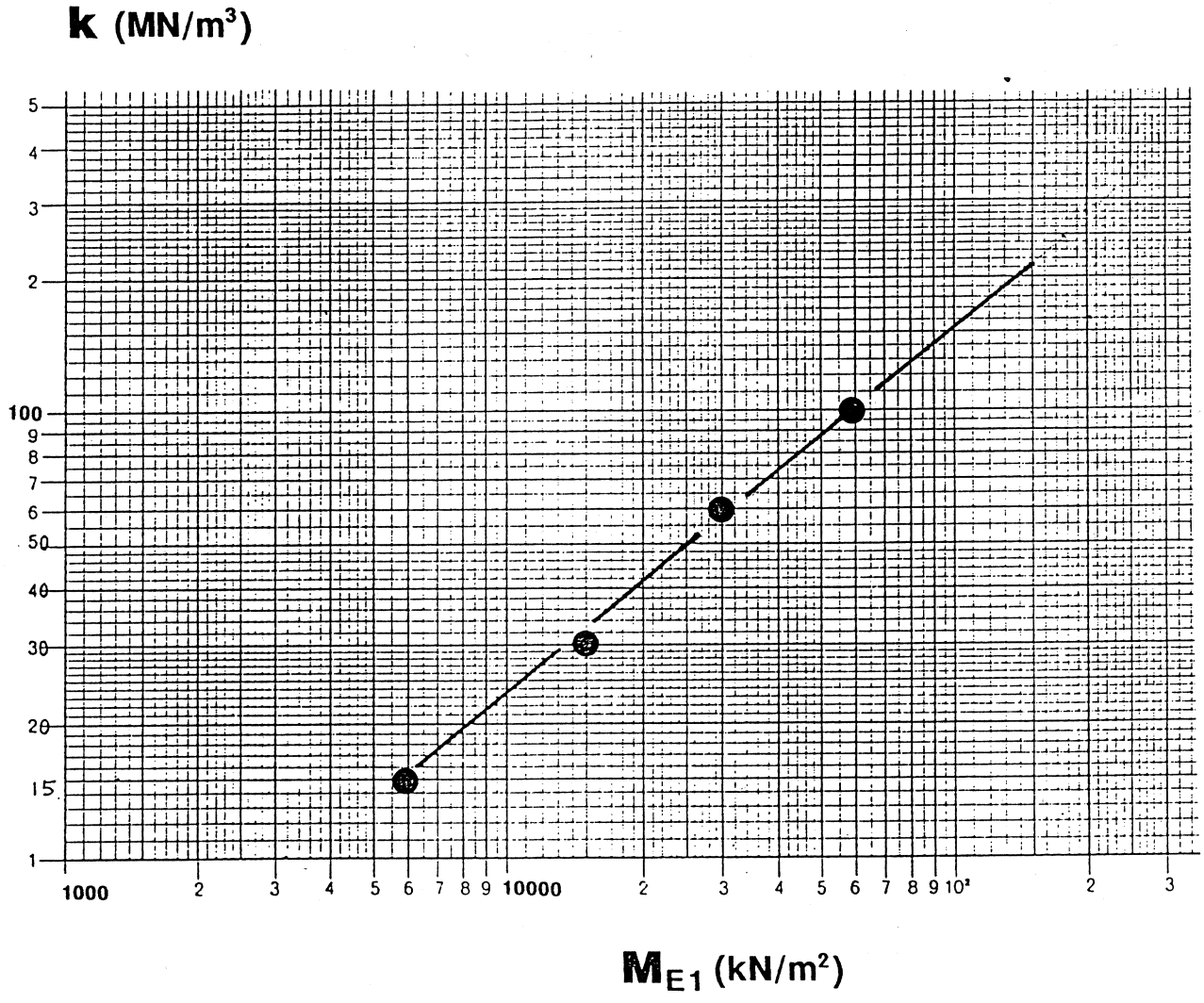


Fig. 2.2: Beziehung zwischen M_{E1}- und k-Wert gemäss VSS-Norm SN 640 324

2.3 Zementstabilisierung

Kornverteilungen

Das aufgebrochene Oberbaumaterial wurde auf eine Körnung < 50 mm gebrochen, mit 75 kg normalem Portland - Zement pro m^3 im Zentralmischverfahren aufbereitet und eingebaut. Aus den Korngrössenverteilungen des verwendeten Stabimaterials konnte beurteilt werden, dass es sich geotechnisch um einen sauberen Kies mit wenig Sand der USCS-Klasse GP handelte.

Trockendichte

Während der Einbauetappen wurden etwa 340 Nuklearmessungen durchgeführt. Die so ermittelte Trockendichte betrug 2.22 t/m^3. Das entsprach, nach dem Proctor-Versuch im Labor, einem Verdichtungsgrad von 103%.[1]

Einbauwassergehalt

Parallel zur Trockendichte wurde der Einbauwassergehalt bestimmt. Dabei wurde ein mittlerer Wassergehalt von 4.1% gemessen. Tendenziell lag dieser Wert auf der trockenen Seite des Proctor-Optimums, was die Rissbildung günstig beeinflussen sollte und deshalb in der Baupraxis anzustreben ist.

Festigkeit

Die Druckfestigkeit der im Labor hergestellten Proben (Komanteile 0 - 6 mm) betrug im Alter von 7 Tagen 2.62 N/mm^2 (Sollwert 2 - 4 N/mm^2). Dieser Mittelwert entstand aus 132 Prüfwerten mit einem Variationskoeffizienten von 27%. Die entsprechende Druckfestigkeit für Gesamtmaterial mit Komanteilen 0 - 50 mm dürfte um 3.30 N/mm^2 liegen, und die Enddruckfestigkeit kann zu 5 N/mm^2 geschätzt werden.[1]

Frostauftauprüfung

Die Auswertung der Frostauftauprüfung gemäss SN 640 509a wies auf eine gute Frostbeständigkeit hin. Es konnte nur ein minimaler Materialverlust durch Abwitterung (bürsten) festgestellt werden.

E-Modul der Stabischicht

Mit Hilfe der Muldenmessung mit dem Benkelmanbalken, durchgeführt auf der Oberfläche der Stabiunterschicht (Dicke h = 28 cm), wurden die Unterbau-Tragfähigkeit (k) und die Plattensteifigkeit (Eh^3) nach der Theorie der Platte auf elastischer Unterlage bestimmt. Daraus konnte der E-Modul berechnet werden. Der E-Modul stellt ein Mass der Stabiqualität dar. Die Ergebnisse sind nachstehend aufgeführt:

Unterbau - Tragfähigkeit	$k = 145\ MN/m^3$
Plattensteifigkeit	$Eh^3 = 80 \times 10^9\ N/mm$
aus der Plattendicke	$h = 280$ mm wird
E-Modul der Stabischicht	$E = 3'600\ N/mm^2$

Der aus der Muldenmessung indirekt ermittelte k-Wert von 145 MN/m^3 enspricht einem M_{E1}-Wert von 90'000 kN/m^2 auf dem Planum. Der direkt gemessene M_{E1}-Wert betrug 78'000 kN/m^2. Die Uebereinstimmung ist gut.

Der aus der Muldenmessung indirekt ermittelte E-Modul beträgt 3'600 N/mm^2. Aus der langjährigen Erfahrung mit Zementstabilisierungen aus reinem Kiessand kann der E-Modul mit folgenden Richtwerten eingestuft werden:

E > 5'000 N/mm^2	steife Qualität
E = 5'000 - 2'000 N/mm^2	mittlere Qualität
E < 2'000 N/mm^2	weiche Qualität

Somit kann die Qualität der Stabiunterschicht als "mittel" beurteilt werden.

Dabei muss ausdrücklich gesagt werden, dass Stabi der steifen Qualität für die Praxis nicht unbedingt erwünscht sind, weil ein steifer E-Modul eine hohe Festigkeit und somit eine ungünstige Rissbildung zur Folge haben kann.

Deflektionen

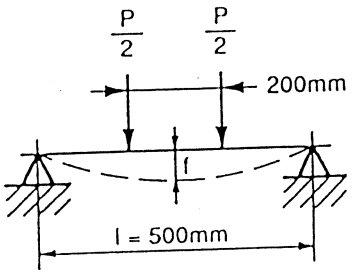
Die gemessene Maximaldeflektion infolge einer Achslast von 100 kN auf der Stabiunterschicht betrug 0.23 mm, auf der Stabioberschicht 0.14 mm und auf der HMT-Schicht ebenfalls 0.14 mm. Die gemessenen Deflektionen sind sehr klein, weil die Fundationsschicht zementstabilisiert ist. Als Vergleich können die gemessenen Deflektionen der alten Strasse vor der Oberbauerneuerung herangezogen werden. Sie betrugen zwischen 0.20 und 0.50 mm, im Mittel 0.36 mm.

Biegezugfestigkeit

Nach Einbau der Oberschicht wurden an zwei Stellen je ein rechteckförmiger Probekörper mit den Abmessungen von 1 m x 1 m und einer Dicke von ca. 18 cm herausgeschnitten und dem Institut für Geotechnik der ETH-Zürich (IGT) überbracht. Damit wurden 10 Probebalken mit Abmessungen von 20 cm x 18 cm x 60 cm hergestellt, mit denen die Biegezugfestigkeit unter statischer und wiederholter Lastaufbringung ermittelt wurde. Die Ergebnisse der Biegezugversuche sind in einem Zwischenbericht der IGT [2] zusammengestellt und in den Tabellen 2.1 und 2.2 wiedergegeben.

Abkürzungen:

B1	Balkenproben aus Probekörper Nr. 1 Mischverhältnis (visuell) 60% Kiessand, 40% Asphaltgranulat
B2	Balkenproben aus Probekörper Nr. 2 Mischverhältnis (visuell) 50% Kiessand, 50% Asphaltgranulat
V1...V10	Versuchsnummer der 10 Probebalken
l	Spannweite des Probebalkens - konstant 500 mm
b	Breite des Probebalkens
h	Höhe des Probebalkens
P_{Bruch}	statische Bruchlast
P	dynamische Bruchlast
n	Anzahl Lastzyklen
f	Durchbiegung
σ	Biegezugspannung
E_{stat}	statischer E-Modul
E_{dyn}	dynamischer E-Modul



Probe Nr.	b mm	h mm	P_{Bruch} kN	σ N/mm²	f mm	E_{stat} N/mm²
B2 / V1	178	174	8.4	0.70	68	3'285
B1 / V2	191	165	13.6	1.17	85	4'586
B2 / V3	199	176	6.0	0.44	118	1'168
B1 / V4	193	169	12.9	1.06	113	3'071

Tabelle 2.1: Statische weggesteuerte Biegezugversuche

Probe Nr.	b mm	h mm	P kN	σ N/mm²	n	f mm	E_{dyn} N/mm²
B1 / V5	192	171	8.4	0.67	15'000	39	5'510
B2 / V6	192	176	5.6	0.43	25'000	34	3'945
B2 / V7	180	178	3.6	0.28	510	31	2'812
B1 / V8	181	166	8.1	0.73	2'578	31	7'690
B2 / V9	203	169	5.9	0.46	48'730	28	5'270
B1 / V10	185	170	8.6	0.73	100'000	25	9'610

Tabelle 2.2: Dynamische, kraftgesteuerte Biegezugversuche

Aus den Biegezugversuchen stellt man fest:

Die Probekörper Nr. 1 (B1) waren 43 Tage alt und wiesen eine höhere Biegezugfestigkeit (σ = 1.06 - 1.17 N/mm²) auf als die Probekörper Nr. 2 (Alter 25 Tage, σ = 0.44 - 0.70 N/mm²) (Tabelle 2.1). Die gleiche Feststellung kann auch aus Tabelle 2.2 gemacht werden.

Die Biegezugfestigkeit steht erfahrungsgemäss in einem Verhältis von ca. 0.15 zur Druckfestigkeit. Somit lässt sich die Druckfestigkeit der Probebalken folgendermassen abschätzen:

Probekörper	Alter Tage	Biegezugfestigkeit N/mm²	Druckfestigkeit N/mm²
Nr. 1 (B1)	43	1.06 bis 1.17	7 bis 8
Nr. 2 (B2)	25	0.44 bis 0.70	3 bis 5

Tabelle 2.3: Festigkeiten des Probekörpers

Vor 16 Jahren wurden ähnliche Biegezugversuche an Zementstabilisierungen aus reinem Kiessand, mit einem Zementgehalt von 70 kg/m^3, bei der EMPA durchgeführt. Die Ergebnisse finden sich in einem VSS-Forschungsbericht [3]. Die Biegezugversuche erfolgten damals unter statischer Einzellast in der Balkenmitte und mit zwei Gruppen der Balkengrösse. Die Ergebnisse gehen aus der Tabelle 2.4 hervor:

Balkengrösse		Gruppe 1	Gruppe 2
Breite b	mm	200	120
Höhe h	mm	200	120
Länge l	mm	500	300
Alter zurzeit Versuch		26 Tage	33 Tage
Biegezugfestigkeit	N/mm^2	0.56 - 0.66	1.30 - 1.95
Druckfestigkeit	N/mm^2	3.70 - 5.32	10.9 - 15.1
E-Modul	N/mm^2	4'100	8'800

Tabelle 2.4: Biegezugversuche (1979) an Zementstabilisierungen aus reinem Kiessand (Probebalken im Labor in Schalung verdichtet hergestellt.)

Kommentar:

Bei den Biegungsversuchen an Zementstabilisierungen mit reinem Kiessand ergab die Gruppe 2 mit kleineren Abmessungen merklich höhere Biegezugfestigkeit als die Gruppe 1, wobei der Altersunterschied von 1 Woche auch eine Rolle mitgespielt haben dürfte.

Die Biegezugfestigkeit der beiden Zementstabilisierungen (50% und 0% Asphaltgranulat) liegen in der Grössenordnung beieinander. (Tabelle 2.3 und 2.4)

2.4 Ist-Zustand 1995

Nach der Oberbauerneuerung wurden die Fahrstreifen der N1 sofort dem Verkehr übergeben, und keine weiteren Messungen mehr durchgeführt. Der Zustand der Fahrbahnen nach den fünf Betriebsjahren wurde im Sommer 1995 visuell begutachtet und als ausgezeichnet beurteilt. Es wurden keine Risse im Belag beobachtet.

3. Versuchsstrecke Ohringen 1992

3.1 Allgemeines

Für die Bauarbeiten der N 4.2.9 Winterthur-Schaffhausen, Abschnitt 9 Henggart-Verzweigung N4/N1 wurde eine 6 m breite Transportpiste bei Ohringen erstellt. Auf der Transportpiste wurden 2 Versuchsfelder (C, D) im Jahre 1992 mit verschiedenen Oberbaumaterialien eingebaut (Fig. 3.1). Beide Felder sind mit einem 8 cm dicken Belag HMT 22 S versehen. Das Feld C mit stabilisiertem siltig-tonigem Kiessand (ML) dient als Referenzfeld und das Feld D mit einer Fundationsschicht aus stabilisiertem Asphaltgranulat (100%) wurde ausschliesslich für die vorliegenden Untersuchungen erstellt.

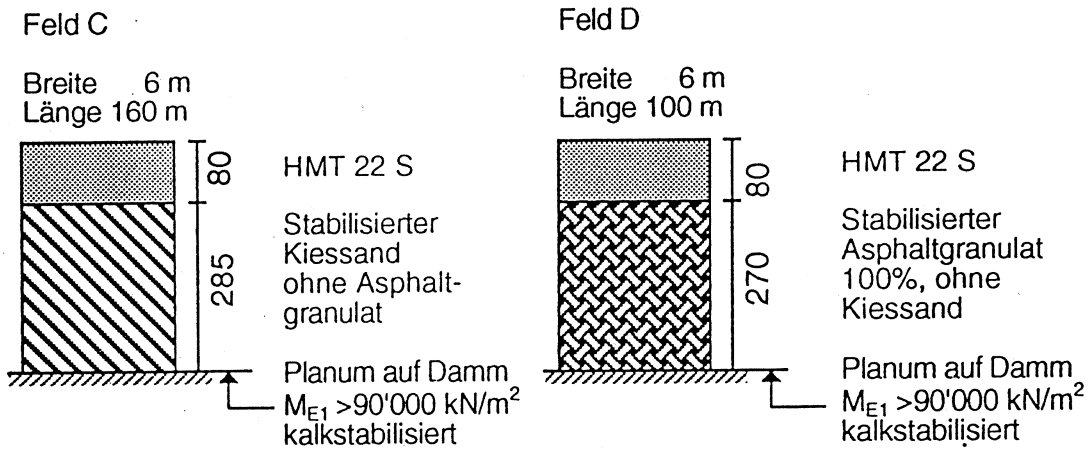


Fig. 3.1: Oberbauaufbau der Versuchsfelder C und D in Ohringen

Auf den stabilisierten Fundationsschichten wurde am 12. Mai 1992 eine Muldenmessung mit dem Benkelmanbalken durchgeführt. Nach dem Einbau des HMT-Belags wurden periodisch Muldenmessungen mit dem Vibraflect vom IVT durchgeführt, um Veränderungen in der Tragfähigkeit mit der Zeit zu verfolgen.

Im Labor des Instituts für Geotechnik wurden Zylinderproben aus stabilisiertem Asphaltgranulat (100%) hergestellt, mit denen die statische Festigkeit und die Ermüdungseigenschaften geprüft wurden.

3.2 Planum

Die Transportpiste liegt auf einem Damm, dessen Material mit Kalk stabilisiert wurde. Infolge der Kalkstabilisierung nahm die Unterbautragfähigkeit mit der Zeit zu, was später bei der Muldenmessung auch festgestellt werden konnte: Der auf dem Planum direkt gemessene M_{E1}-Wert betrug im Mittel 61'000 kN/m² für Feld C und 67'000 kN/m² für Feld D. Der einen Monat danach indirekt mittels Muldenmessung ermittelte M_{E1}-Wert betrug im Minimum 90'000 kN/m².

Damit kann gefolgert werden, dass ein sehr tragfähiger Unterbau (Klasse S4, M_{E1} > 60'000 kN/m²) für die beiden Versuchsfelder vorliegt.

3.3 Stabischichten

Korngrössenverteilungen

Die Korngrössenverteilungskurven der in beiden Feldern C und D verwendeten Materialien sind in Fig. 3.2 ersichtlich. Geotechnisch handelt es sich um folgende Materialien:

Feld C: Silt mit reichlich Kies und Sand (ML)
Feld D: Asphaltgranulat, sauberer Kiessand (GP)
(entspricht Kiessand 1)

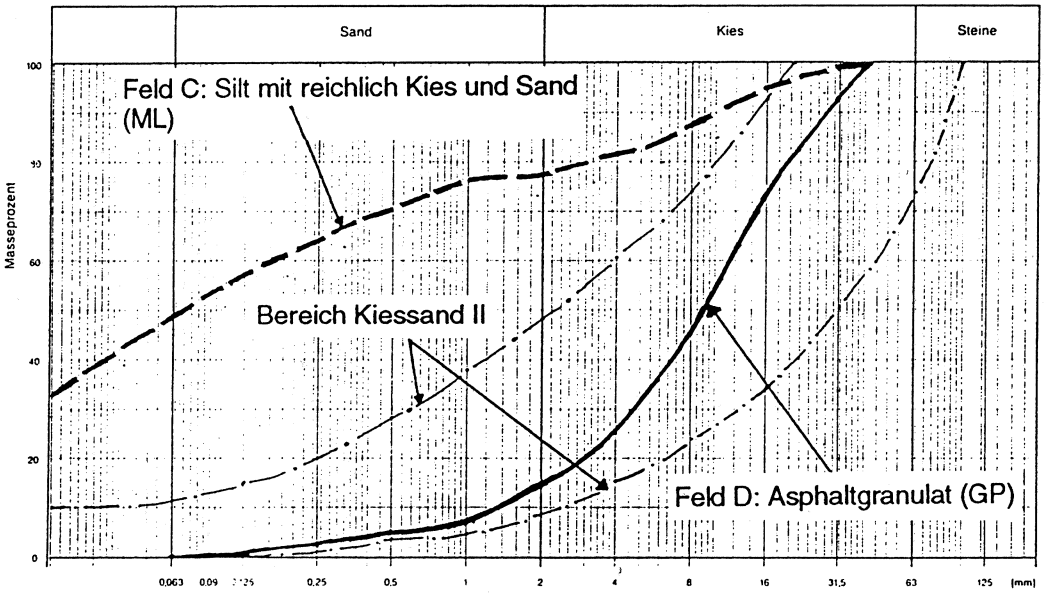


Fig. 3.2: Korn- bzw. Stückgrössenverteilungen der verwendeten Materialien in Feld C bzw. D

Feld C: Silt mit reichlich Kies und Sand ML (Komgrössenverteilung)
Feld D: sauberer Kiessand GP (Stückgrössenverteilung)

Zementdosierung

Die Zementdosierung für das Silt-Material betrug 90 kg/m^3 (Feld C) und 130 kg/m^3 für das Asphaltgranulat (Feld D). Sie wurde durch das Tiefbauamt des Kantons Zürich aufgrund von Eignungsversuchen bestimmt. Für das Asphaltgranulat war der Zementgehalt deshalb hoch gewählt, weil es relativ wenig Feinanteile enthielt und daher ein Teil des beigegebenen Zementes als Filler dienen musste.

Einbaukontrolle

Aus den Journalen des Tiefbauamtes werden die Daten der Einbaukontrolle in Tabelle 3.1 zusammengestellt

		Feld C	Feld D
Material		Abtragsmaterial, Silt mit reichlich Kies und Sand	Asphaltgranulat
Zementgehalt	kg/m^3	90	130
Kalkgehalt	kg/m^3	10	0
Korngrössenverteilung			
Maximalkorn	mm	45	40
Anteile < 0.02 mm	%	35	3
Klassifikation		ML	GP
Verdichtung nach AASHO-Standard			
Optimaler Wassergehalt	%	10.6	5.6
Trockendichte	t/m^3	1.98	2.04
Verdichtung im Feld			
Einbauwassergehalt	%	8.4	6.2
Trockendichte	t/m^3	1.99	2.09
M_{E1}-Werte auf dem Planum	kN/m^2	61'000	67'000
Deflektionswerte			
Muldenmessung auf der Stabi	mm	0.20	0.13
Muldenmessung auf dem Belag	mm	0.17	0.14
Druckfestigkeit (0-16 mm)			
im Alter von 7 Tagen	N/mm^2	1.66	2.73
im Alter von 28 Tagen	N/mm^2	2.87	--

Tabelle 3.1: Einbaukontrolle Feld C und Feld D

3.4 Bauverkehr

Aus der Anzahl der Lastwagen, die Transportpiste durchfuhren, wurde die Anzahl der Normachslasten (82 kN Achslast) ermittelt. Die Annahme und Berechnung sind in einem internen Bericht des IVT [4] dokumentiert und die Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle 3.2 zusammengestellt:

Stand per	Kumulierte Anzahl der Normachslasten von 82 kN
19.5.92	0
6.8.92	71
21.9.92	177
31.12.92	666
30.11.93	12912
31.3.94	19857
31.8.94	41059

Tabelle 3.2: Anzahl der Normachslasten von 82 kN, die auf beiden Feldern überrollten

Während der zwei Jahre wurden insgesamt 41059 Ueberrollungen der Normachslast von 82 kN geschätzt. Der entsprechende tägliche äquivalente Verkehrslast (TF) liegt bei 50. Der Verkehr kann somit als leicht beurteilt werden.

Materialkoeffizient a

Der Materialkoeffizient (a) für Zementstabilisierungen ist in der Norm SN 640 377a mit 2.2 angegeben. Der Wert gilt bisher als sehr konservativ. Aus den abgeschlossenen Rundlaufversuchen Nr. 2 bis 5 vom IVT [5] [6] [7] [8] wird auf Grund von neuen Resultaten ein a-Wert von 3.0 statt 2.2 empfohlen.

Stärkenindex

Mit dem a-Wert von 3.0 ergibt sich der vorhandene Stärkenindex des Oberbaues von Feld D zu

$SN = (8 \times 4.0) + (30 \times 3.0) = 122$ cm

Damit lässt sich die Verkehrslastklasse des Oberbaus von Feld D folgendermassen bestimmen.

Verkehrslastklasse

Ausgehend von einem M_{E1} = 79'000 kN/m^2 bzw. einem CBR = M_{E1}/2'000 = 39.5%, mit einem Regionalfaktor von R = 1.3 für einen Endbefahrbarkeitswert von p = 2.5, wird der tägliche Verkehrswert zu TF = 10'000 aus dem AASHTO-Dimensionierungsnomogramm bestimmt.

Der geschätzte TF - Wert entspricht einer "extrem schweren" Verkehrslastklasse (T6), die noch nicht in der Norm SN 640 324 aufgeführt ist.

Verkehrslastklassen	Tägliche äquivalente Verkehrslast TF
T1 sehr leicht	10 30
T2 leicht	30 100
T3 mittel	100 300
T4 schwer	300 ..... 1'000
T5 sehr schwer	1'000 ..... 3'000
(T6 extrem schwer)	(3'000 ..... 10'000) für Feld D

Tabelle 3.3: Verkehrslastklassen gemäss Norm SN 640 324

3.5 Muldenmessungen

Dynamische Muldenmessung mit dem Vibraflect

Die Versuchsfelder wurden in Mai 1992 erstellt. Vom 19.5.92 bis 5.8.94 wurden periodisch Muldenmessungen auf dem Belag mit dem Vibraflect gemessen. Dabei werden 5 Deflektionen in Abständen von 0, 0.3, 0.6, 0.9 und 1.2 m von der Laststelle entfernt gemessen. Die gemessenen Werte werden für die Normachslast von 100 kN umgerechnet angegeben und in den Figuren 3.3 bis 3.5 getrennt für 1992, 1993 und 1994 dargestellt.

Die Deflektionen nehmen zuerst mit der Zeit und dem Fortschreiten des Abbindeprozesses des Zementes ab. Auch die Kälte während der Winterperiode 92 beeinflusst die Deflektionen.

Mit Beginn des Materialtransportes im Frühling 93 und der Nachverdichtung der Strasse werden die Einsenkungen immer kleiner. Im Frühling und besonders im Sommer 94 mit Lufttemperaturen bis zu 34 °C (5.8.94) nehmen die Deflektionen wieder zu.

Ein Blick auf die Figuren 3.3 bis 3.5 zeigt, dass der Einfluss der Temperatur eigentlich nur unter dem zentralen Geophon wahrnehmbar ist. Unter den vier weiteren Geophonen misst man fast unverändert, unabhängig von der Jahreszeit, die gleichen Deflektionen (Fig. 3.4 & 3.5). Nur im ersten Jahr, 1992 (Fig. 3.3), und während des Abbindeprozesses des Zementes können unterschiedliche Deflektionen bei allen Geophonen festgestellt werden.

Die Deflektionen sind im allgemeinen sehr klein (< 0.15 mm). Zwei Wochen nach dem Einbau der Stabilisierungsschicht (19.5.92) war die Deflektion unter dem zentralen Geophon gerade nur ~0.13 mm.

Jeder Punkt in den Figuren 3.3 bis 3.5 gibt den Mittelwert von 16 bis 20 Messungen an. Die Messungen sind im Normalfall mit einer Streuung (Variationskoeffizient) von ca. 25% verbunden und weisen eine gute Gleichmässigkeit auf.

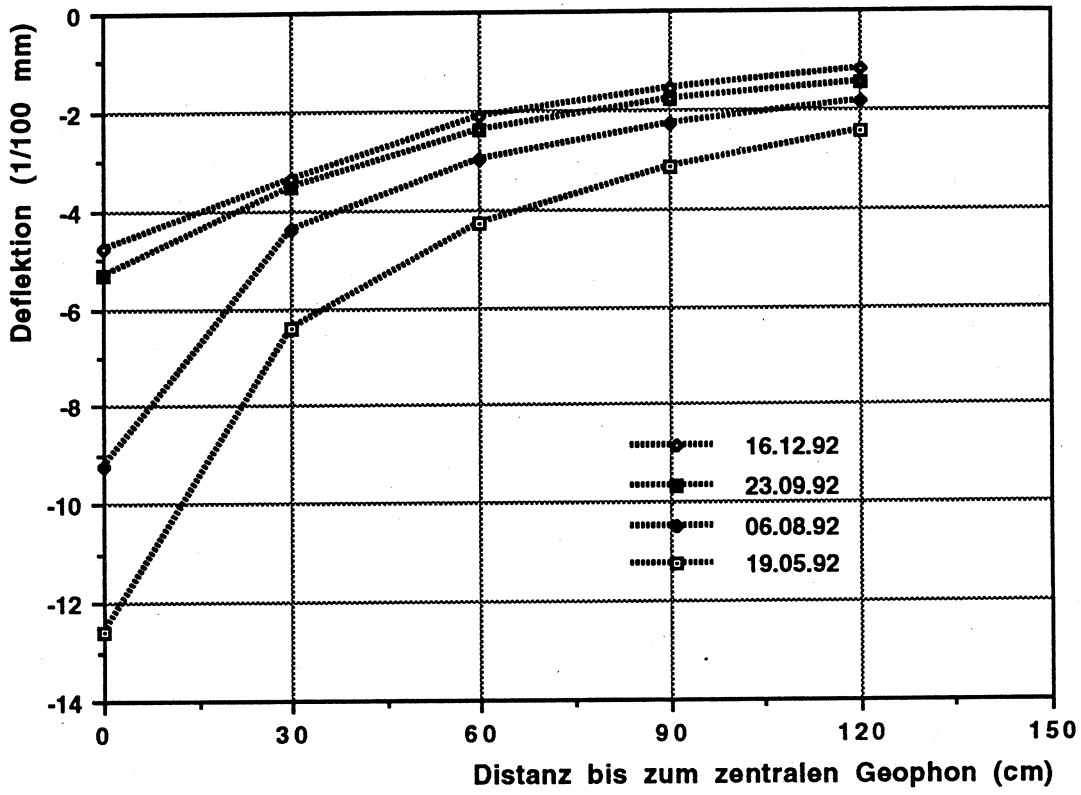


Fig. 3.3: Muldenmessungen 1992 mit dem Vibraflect Feld D

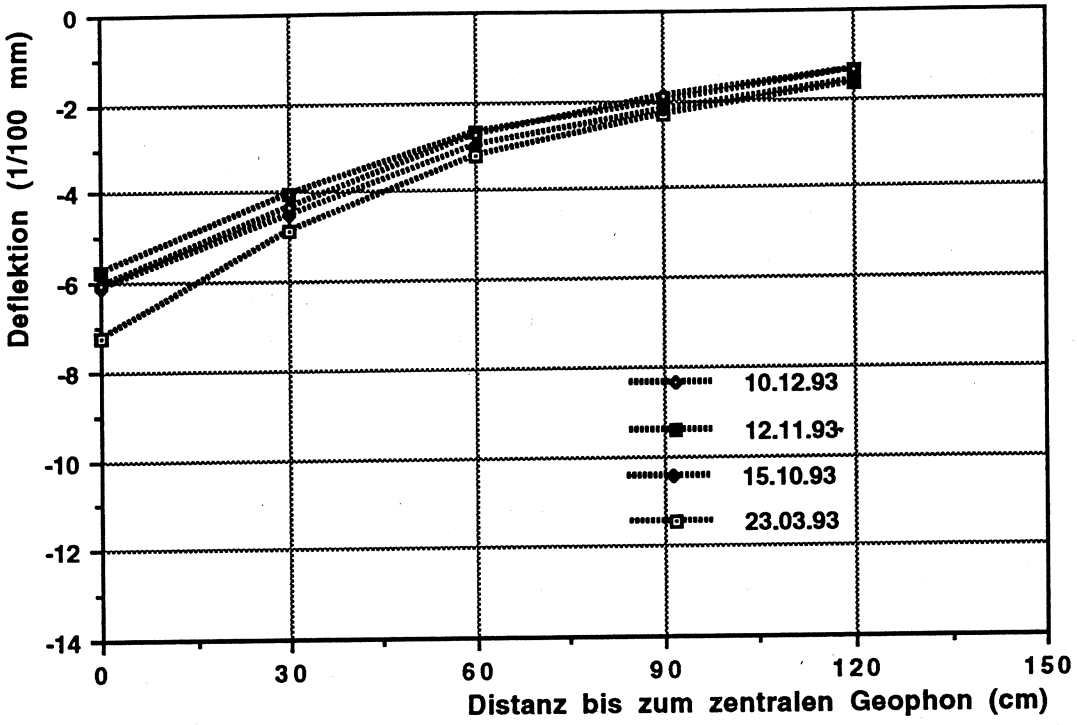


Fig. 3.4: Muldenmessungen 1993 mit dem Vibraflect Feld D

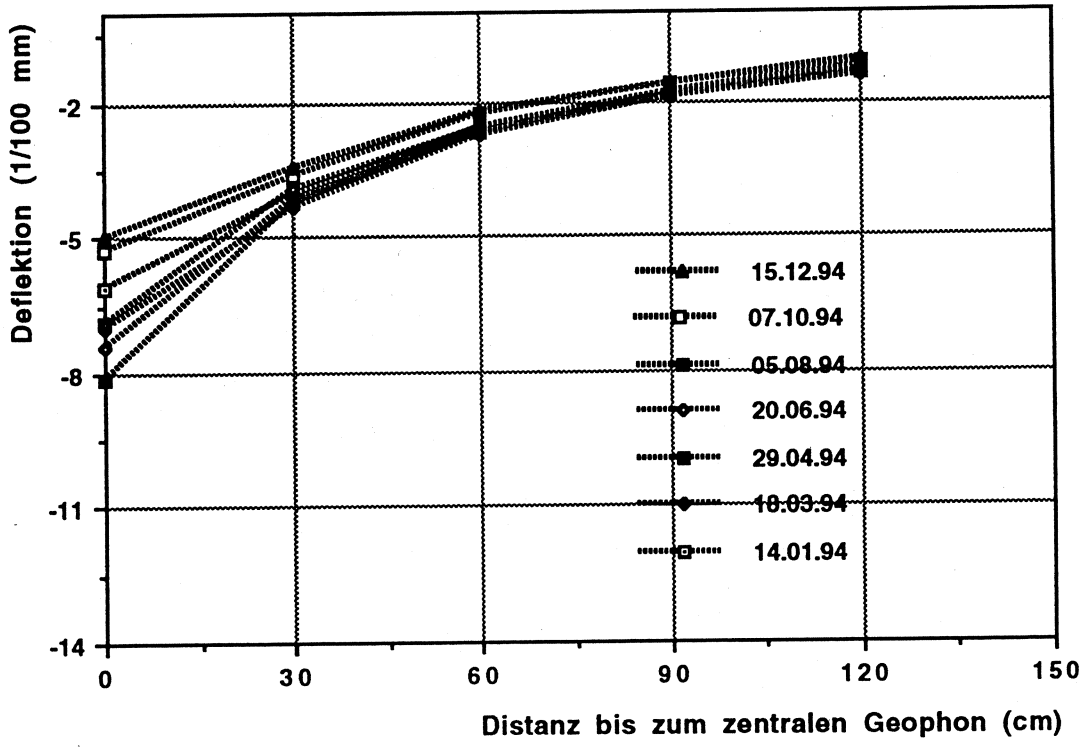


Fig. 3.5: Muldenmessungen 1994 mit dem Vibraflect Feld D

Statische Muldenmessung mit dem Benkelmanbalken

Die statischen Deflektionen wurden insgesamt viermal auf der HMT mit dem Benkelmanbalken durch das Tiefbauamt des Kantons Zürich gemessen. Die Ergebnisse sind in Fig. 3.6 dargestellt.

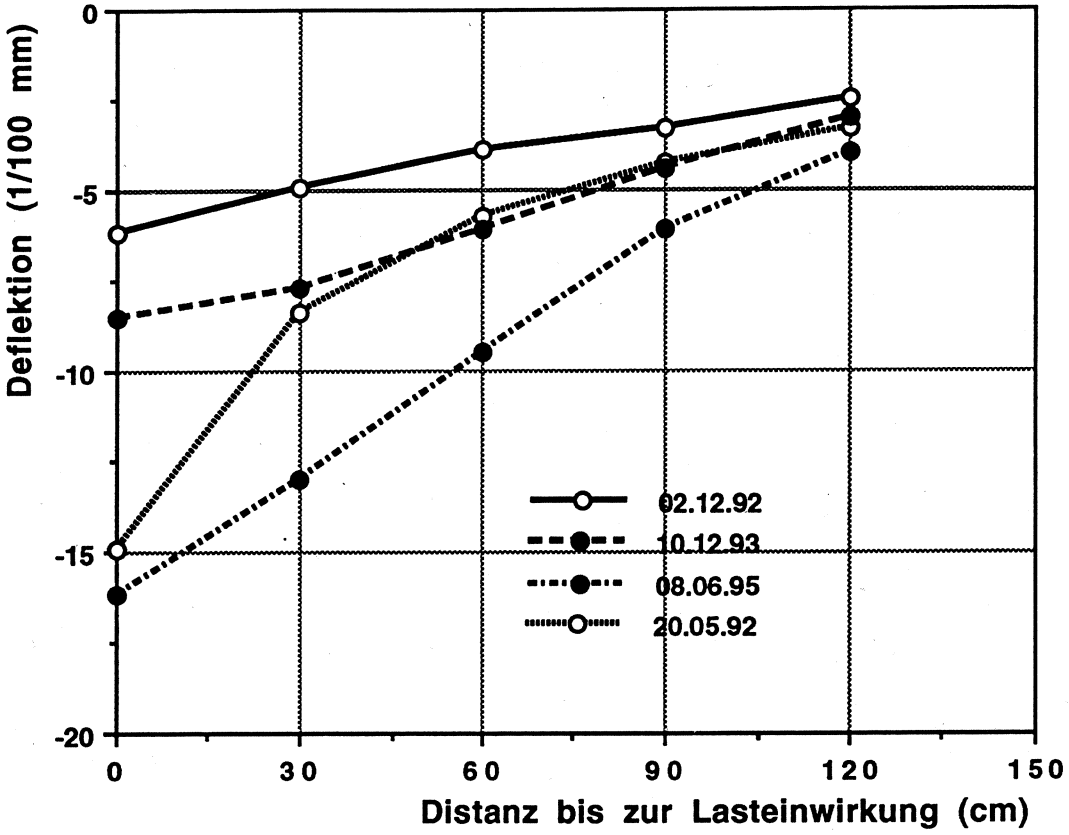


Fig. 3.6: Muldenmessungen mit dem Benkelmanbalken Feld D

Vergleich der beiden Messungen

In Fig. 3.7. bis 3.10 werden die beiden Messungen gegenüber dargestellt.

In Fig. 3.11 sind die Wertepaare der Maximaldeflektionen Benkelmanbalken (d_B) und Vibraflect - (d_S), die durch das IVT auf verschiedenen Strassen, mit ungebundenen (•) und gebundenen (x) Fundationsschichten, gemessen wurden, dargestellt. Die Wertepaare von Feld D mit sehr kleinen Maximaldeflektionen sind mit dem Symbol (■) gekennzeichnet.

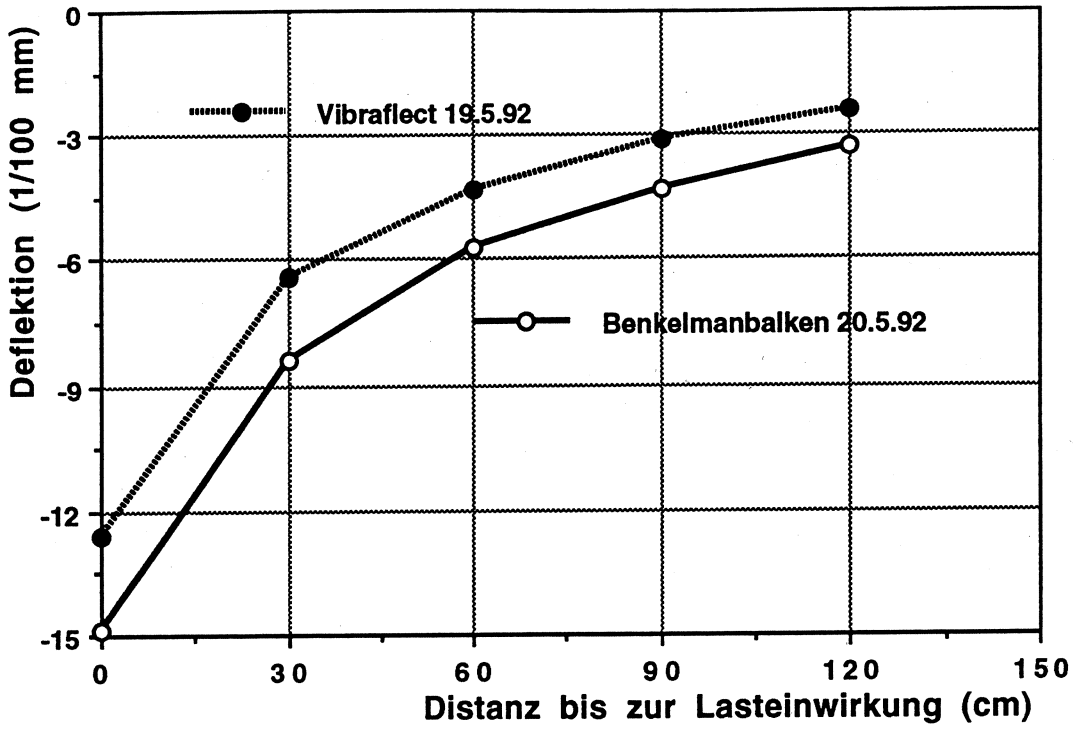


Fig. 3.7: Vergleich Benkelmanbalken und Vibraflect Mai 92

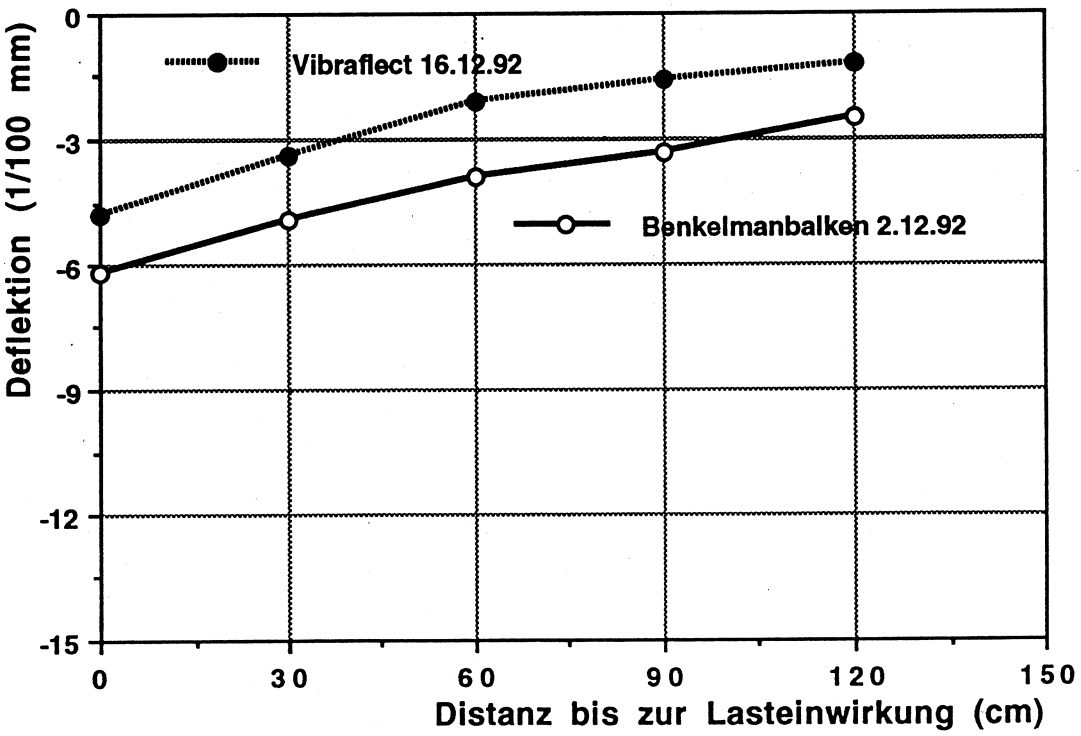


Fig. 3.8: Vergleich Benkelmanbalken und Vibraflect Dezember 92

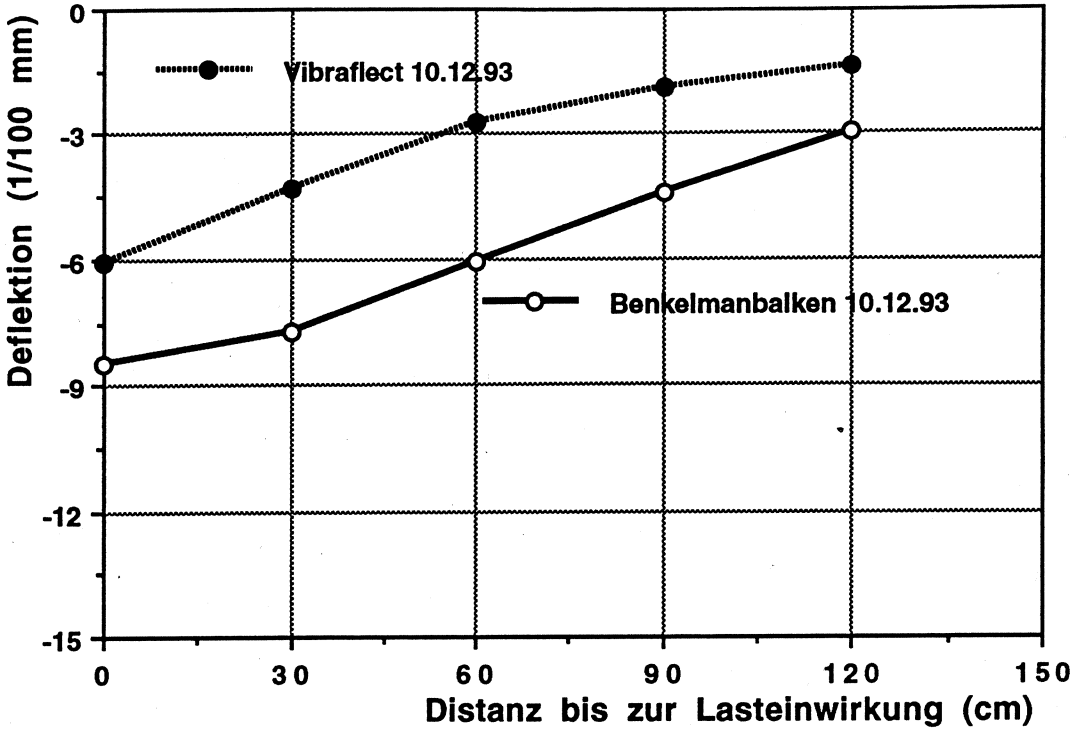


Fig. 3.9: Vergleich Benkelmanbalken und Vibraflect Dezember 93

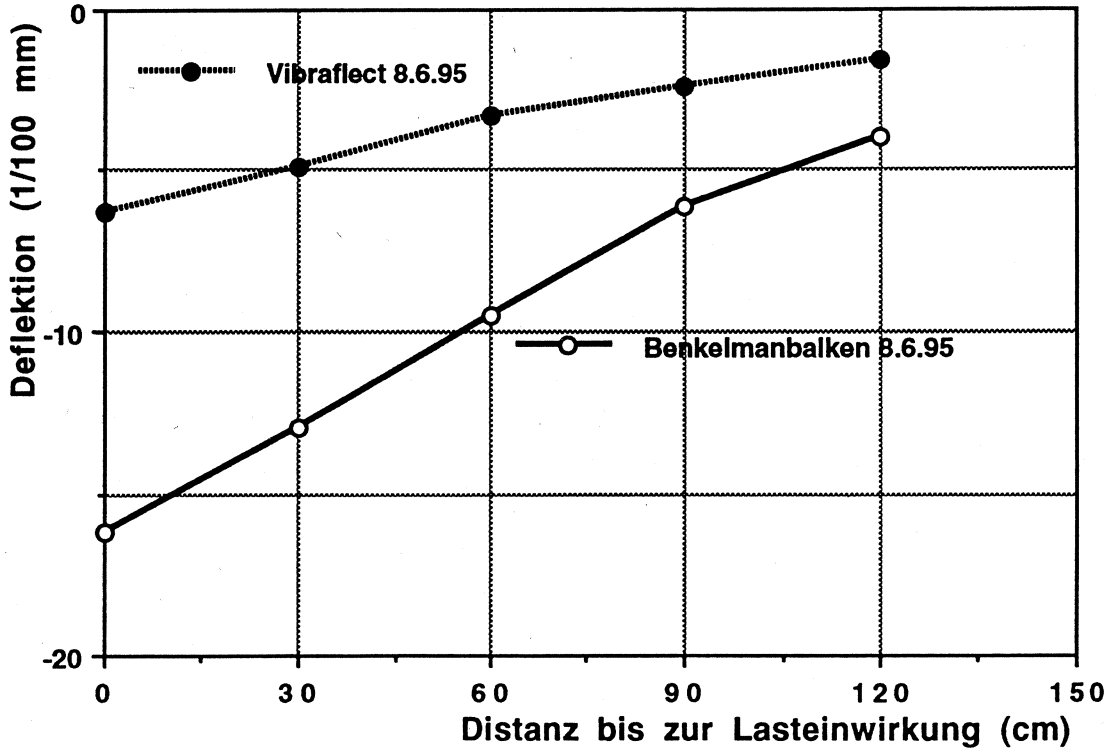


Fig. 3.10: Vergleich Benkelmanbalken und Vibraflect Juni 95

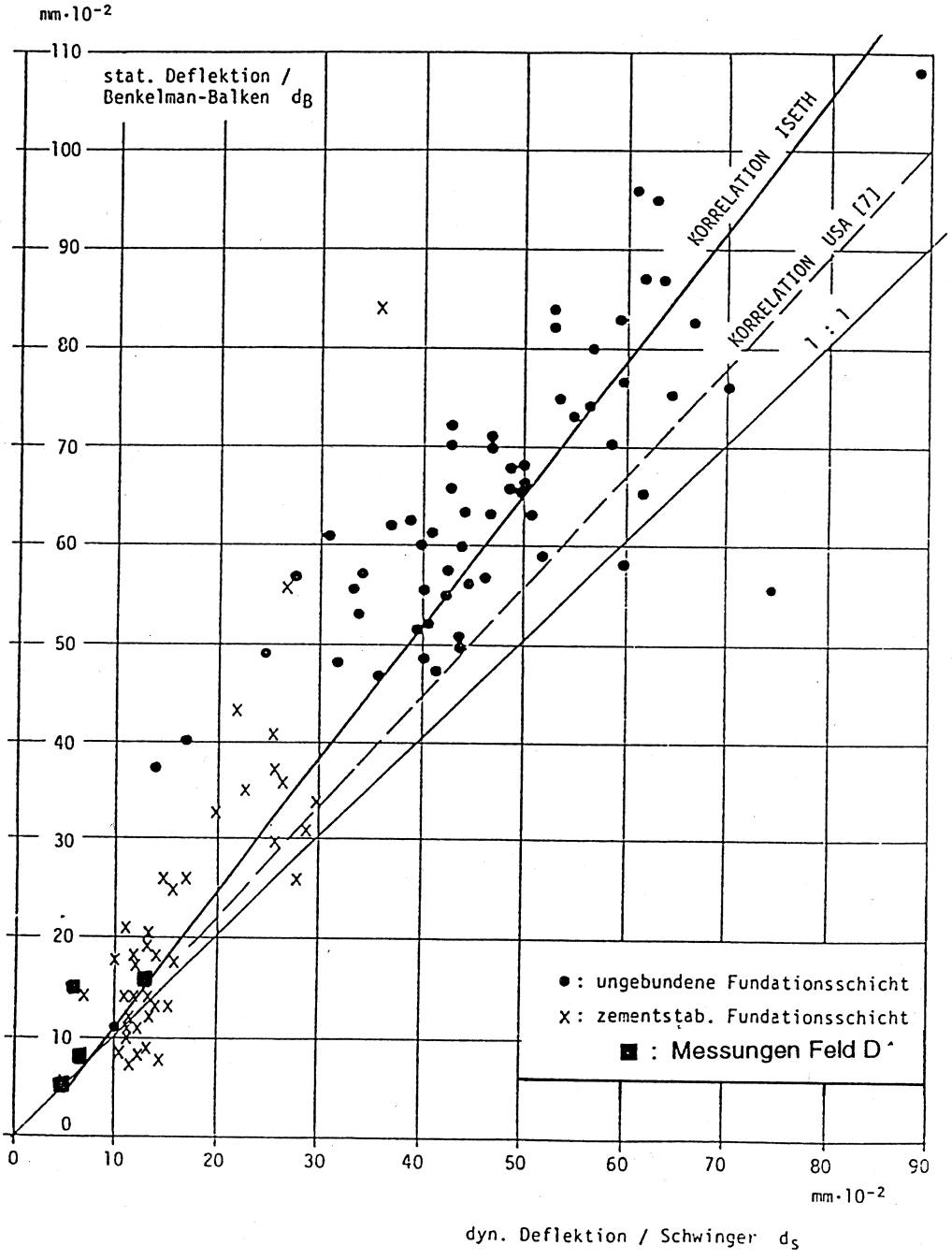


Fig. 3.11: Regressionsgrade für die Korrelation der Deflektionen mit Benkelmanbalken und dem Vibraflect

3.6 Querebenheit

Die Querebenheit wurde durch das IVT zweimal (21.10.92 und 5.8.94) mittels Profilschreiber "Planum" in Abständen von 20 m gemessen. Die gemessene Muldentiefe (T) nahm während den zwei Jahren von 4.5 auf 5.4 mm zu. Die SN 640 521a schreibt einen T-Wert von 6 mm für die Abnahme von Strassen mit Ausbaugeschwindigkeit $V_A < 80$ km/Std. vor.

Die Querebenheit in Feld D kann als gut bezeichnet werden. Dies wird darauf zurückgeführt, dass zum einen die stabilisierte Fundationsschicht sehr steif und zum anderen der bisherige Verkehr noch sehr gering ist.

4. Laborversuche

Im Labor des Institut für Geotechnik der ETH-Zürich (IGT) wurden zahlreiche Proctorproben (Durchmesser = 100 mm, Höhe = 197 mm) aus zementstabilisiertem Asphaltgranulat (100%) hergestellt, mit denen Eignungsprüfung (Trockendichte, Zement- und Wassergehalt, Druckfestigkeit und Frostbeständigkeit) und Ermüdungsversuche mittels Hydropulsanlage durchgeführt wurden. Die ausführliche Beschreibung der Laborversuche ist in einem IVT-internen Bericht [4] zu finden. Im folgenden werden die wichtigsten Ergebnisse daraus zusammengefasst.

4.1 Eignungsprüfung

Stückgrössenverteilung

Das Asphaltgranulat wurde der Deponie der Firma Holderbank bei Regensdorf entnommen. Die Stückgrössenverteilung des Asphaltgranulates, Mittelwert aus 8 Siebanalysen, ist in Fig. 4.1 angegeben. Nach der Bodenklassifikationsnorm ist das Asphaltgranulatmaterial mit einem C_u = 6.2 und einer C_c = 1.1 als sauberer Kiessand GP zu klassifizieren.

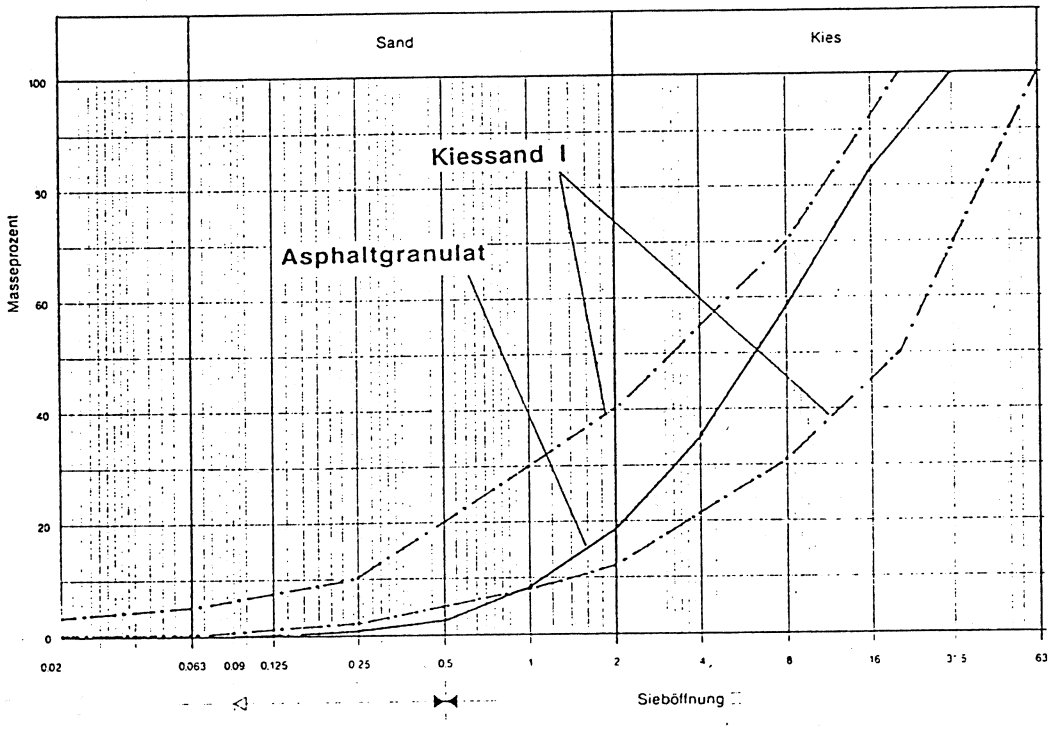


Fig. 4.1: Stückgrössenverteilung des Asphaltgranulates für die Laborversuche

Bindemittelgehalt

Der Bindemittelgehalt des Asphaltgranulates ist nach der Norm SN 671 995a an 8 verschiedenen Probemengen von je ca. 10 kg für den ganzen Stückgrössenverteilungsbereich und an 4 Probemengen für die verschiedenen Stückgrössenverteilungsbereiche bestimmt worden.

Der Bindemittelgehalt beträgt je nach Stückgrösse zwischen 2.6 und 6.3%, mit einem Durchschnitt von 4.2%.

Stückgrösse	mm	0 - 2	2 - 4	4 - 8	8 - 16	16 - 32
Bindemittelgehalt	%	6.3	5.2	4.0	3.0	2.6

Tabelle 4.1: Bindemittelgehalt des Asphaltgranulates in Abhängigkeit der Stückgrössen

Penetration und Erweichungspunkt

Die Penetration und der Erweichungspunkt des Bitumens aus dem Asphaltgranulat sind in Tabelle 4.2 zusammengestellt. Zu beachten ist, dass mit der Zunahme des Alters die Härte des Bitumens zunimmt. Dadurch wird mit der Zeit der Penetrationswert kleiner und die Erweichungstemperatur nimmt zu. Mit der Zunahme der Härte wird das Bitumen spröder. Der Brechpunkt wird somit höher als beim frischen Bitumen liegen.

Probenummer	Bitumengehalt (%)	Penetrationswert (1/10 mm)	Erweichungspunkt (°C)
1	4.10	20	64.5
2	3.99	20	66.4
3	4.08	20	65.4
4	3.94	19	66.4
5	4.47	32	57.8
6	4.46	31	56.9
7	4.54	30	62.3
8	4.18	30	61.4

Tabelle 4.2: Bindemittelgehalt (%), Penetration (1/10 mm) und Erweichungspunkt (°C) des Bindemittels vom Asphaltgranulat.

Los-Angeles-Versuch

Der Los-Angeles-Versuch (LA) wurde zwecks Untersuchung der Widerstandsfähigkeit des Asphaltgranulatmaterials gegenüber einer gleichzeitigen Beanspruchung auf Schlag und Abrieb an 5 verschiedenen Stückgrössenverteilungsbereichen und jeweils an 2 Analyseproben von je 5 kg nach der Norm SN 670 735b durchgeführt.

Aus dem Versuch wird der sogenannte LA-Koeffizient (%) bestimmt, mit dem die Widerstandsfähigkeit des Asphaltgranulates beurteilt wird.

Die LA-Koeffizienten des untersuchten Asphaltgranulates betragen zwischen 12 und 16% und sind in Tabelle 4.3 angegeben.

Stückgrösse mm	LA-Koeffizient %
3/6	12
6/11	13
11/16	14
16/22	12
22/32	16

Tabelle 4.3: LA-Koeffizient des Asphaltgranulates

Der zulässige LA-Wert hängt von der Korn- bzw. Stückgrösse ab. Je Abriebfester das Material, desto kleiner wird der LA-Koeffizient. Im Minimum kann er für Deckschicht (mit schwerem Verkehr) 18% betragen. Mit anderen Worten: die LA-Koeffizienten des verwendeten Asphaltgranulates sind überall kleiner als der zulässige Wert.

Die Frage bleibt immer noch offen, ob dieser Versuch überhaupt für Asphaltgranulate (viskoelastische Materialien) zulässig und/oder genügend aussagekräftig ist. Erwartungsgemäss wird das Bitumen durch den Schlag nicht zerbrechen, sondern nur deformieren. Die kleinen Körner, die mit dem Bitumen zusammengeklebt sind, weisen grössere Stückgrösse als 1.6 mm auf. Der scheinbare Feinanteil wird kleiner sein als die wirkliche Feinanteilmenge. Die LA-Koeffizienten liegen sogar tiefer als die zulässigen Werte für Schotter und Splitt, obwohl die mechanischen Eigenschaften des Asphaltgranulatmaterials nicht mit denen von solchen hochwertigen Materialien vergleichbar sind.

Druckfestigkeit / optimaler Wasser- und Zementgehalt

Die Proctorproben wurden alle aus 100% Asphaltgranulat (Stückgrösse 0-16 mm) mit Wasser- und Zementgehalten von 3, 5, 7 und 9% aufbereitet. Obwohl in der Stabilisierungsnorm für natürlichen Materialien (SN 640 509 a) eine Verdichtung

nach Proctor-Standard vorgeschrieben ist, wurde schliesslich eine Modified-Verdichtung gewählt, weil beim Verdichten nach Proctor-Standard Probleme mit der Bearbeitung und Lagerung aufgetreten sind.

Insgesamt wurden 12 Proben (Standard - Verdichtung) und 16 Serien à 5 Proben (Modified - Verdichtung) untersucht. Die Trockendichte liegt zwischen 1.93 und 2.09 mit einem Durchschnitt von 2.01 t/m^3 und einem Variationskoeffizienten von 2.5%. Die Druckfestigkeiten wurden im Alter von 7 Tagen bestimmt. In beiden Figuren, 4.2 und 4.3 sind die Druckfestigkeiten in Abhängigkeit vom Wasser (W)- und Zementgehalt (Z) dargestellt, jeweils mit beiden Verdichtungs - Energien: Proctor-Standard (S) und Proctor-Modified (M).

In Fig. 4.4 ist die Beziehung zwischen Trockendichte und Wassergehalt ersichtlich.

Die Resultate der Versuchsreihe mit Proctor-Standard zeigen eine Abnahme der Druckfestigkeit mit der Zunahme des Wassergehaltes (Fig. 4.2) und eine Zunahme der Festigkeit mit der Zunahme des Zementgehaltes (Fig. 4.3). Bei der Standard-Verdichtung konnte kein optimaler Wassergehalt bestimmt werden. Zudem liegen alle Druckfestigkeiten unter 2 N/mm^2, die als minimal akzeptable Druckfestigkeit in der Norm 640 509a vorgeschrieben ist.

Die Resultate der Versuchsreihe mit Proctor-Modified zeigen auch eine Zunahme der Druckfestigkeit mit der Zunahme des Zementgehaltes. Bezüglich des optimalen Wassergehaltes stellt man aber andere Resultate fest: Zum einen ändert sich die Dichte mit der Zunahme des Wassergehaltes sehr wenig und zweitens nimmt die Dichte bei den Proben mit 3%, 5% und 7% Zementgehalt bei einer Zunahme des Wassergehaltes ständig zu, obwohl diese Zunahme des Wassergehaltes das Durchlaufen eines Druckfestigkeitsmaximums zur Folge hat. Bei den Proben mit 9% Zementgehalt durchläuft die Proctorkurve mit zunehmendem Wassergehalt auch eine Höchstdichte.

Die Zunahme des Wassergehaltes kann, wie bekannt, dann einen höheren Verdichtungsgrad zur Folge haben, wenn genügend Feinanteile für die Füllung der freien Räume im Prüfkörper vorhanden ist. Wie es von der Stückgrössen-verteilungskurve des Asphaltgranulates (Fig. 4.1) ersichtlich, ist das Material sehr feinanteilarm. Unter diesen Umständen und in Abwesenheit der Feinanteile können die Hohlräume praktisch nicht gefüllt werden. Die Zunahme des Wassergehaltes verursacht eine unbedeutend kleine Zunahme der Trockendichte. Diese Zunahme der Dichte ist nur die Folge der besseren Verarbeitbarkeit und Verdichtungs-vermögen des Asphaltgranulates mit der Zunahme des Wassergehaltes und hat weniger mit der Zunahme der Dichte infolge einer Zunahme des Verdichtungs-grades zu tun. Es ist klar, dass ohne Zunahme der Feinanteilmenge, die verdichtete Probe keine Höchstdichte erreichen kann. Erst mit der Zunahme des Zementgehaltes und Vorhandensein von genügend Feinanteilen kann die verdichtete Probe eine Höchstdichte erreichen.

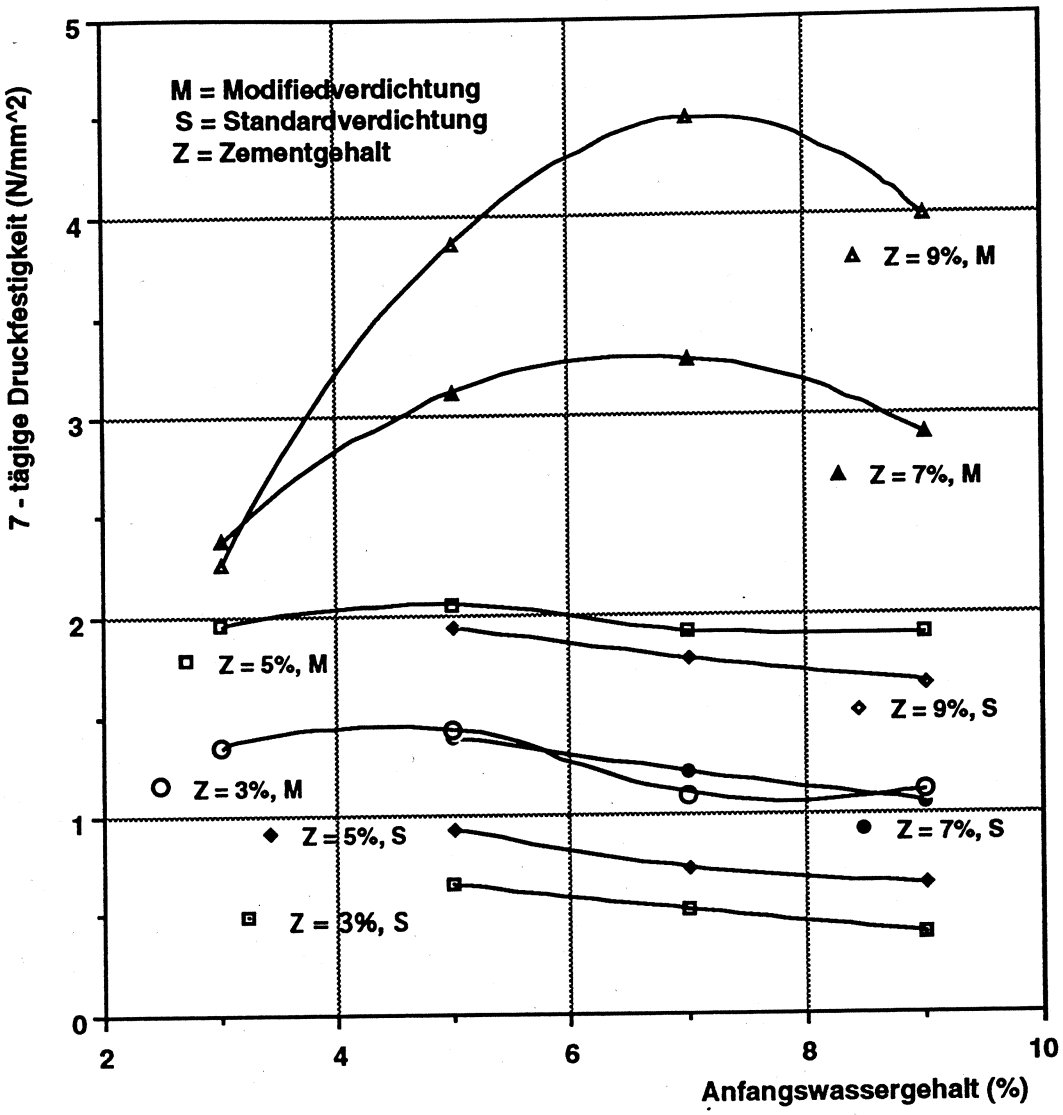


Fig. 4.2: Druckfestigkeit in Abhängigkeit vom Wassergehalt

Standardverdichtung: Druckfestigkeit klein
W-Optimum nicht bestimmbar

Modifiedverdichtung: Druckfestigkeit gross
W-Optimum bei Z = 7% & 9% = 7%
bei Z = 5% = 5%
bei Z = 3% nicht bestimmbar

Minimal erforderliche Druckfestigkeit = 2 N/mm^2

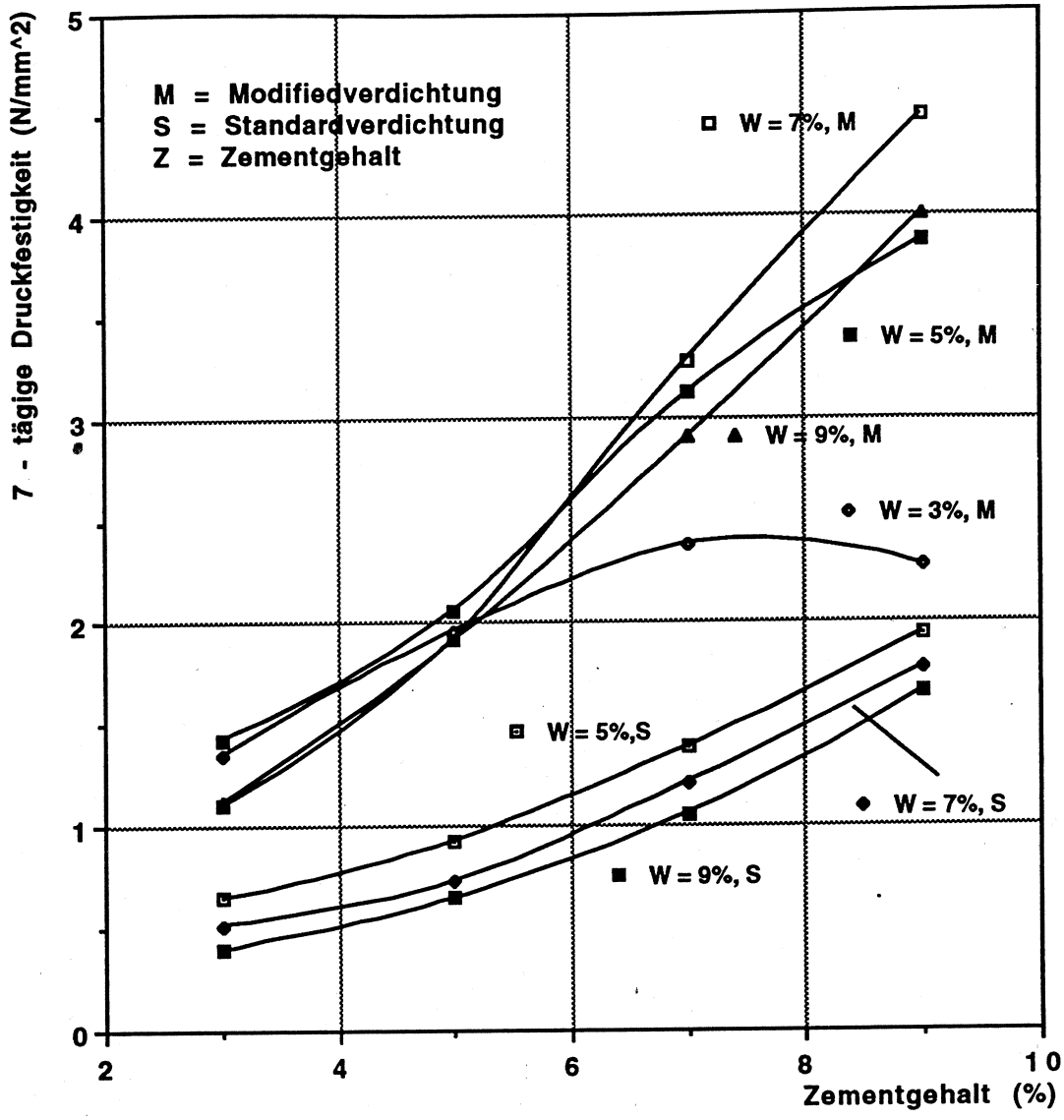


Fig. 4.3: Druckfestigkeit in Abhängigkeit vom Zementgehalt

Standardverdichtung: Druckfestigkeit klein (< 2 N/mm^2)

Modifiedverdichtung: Druckfestigkeit gross
erforderlicher Zementgehalt = 5%
erforderlicher Wassergehalt = 5%

Minimal erforderliche Druckfestigkeit = 2 N/mm^2

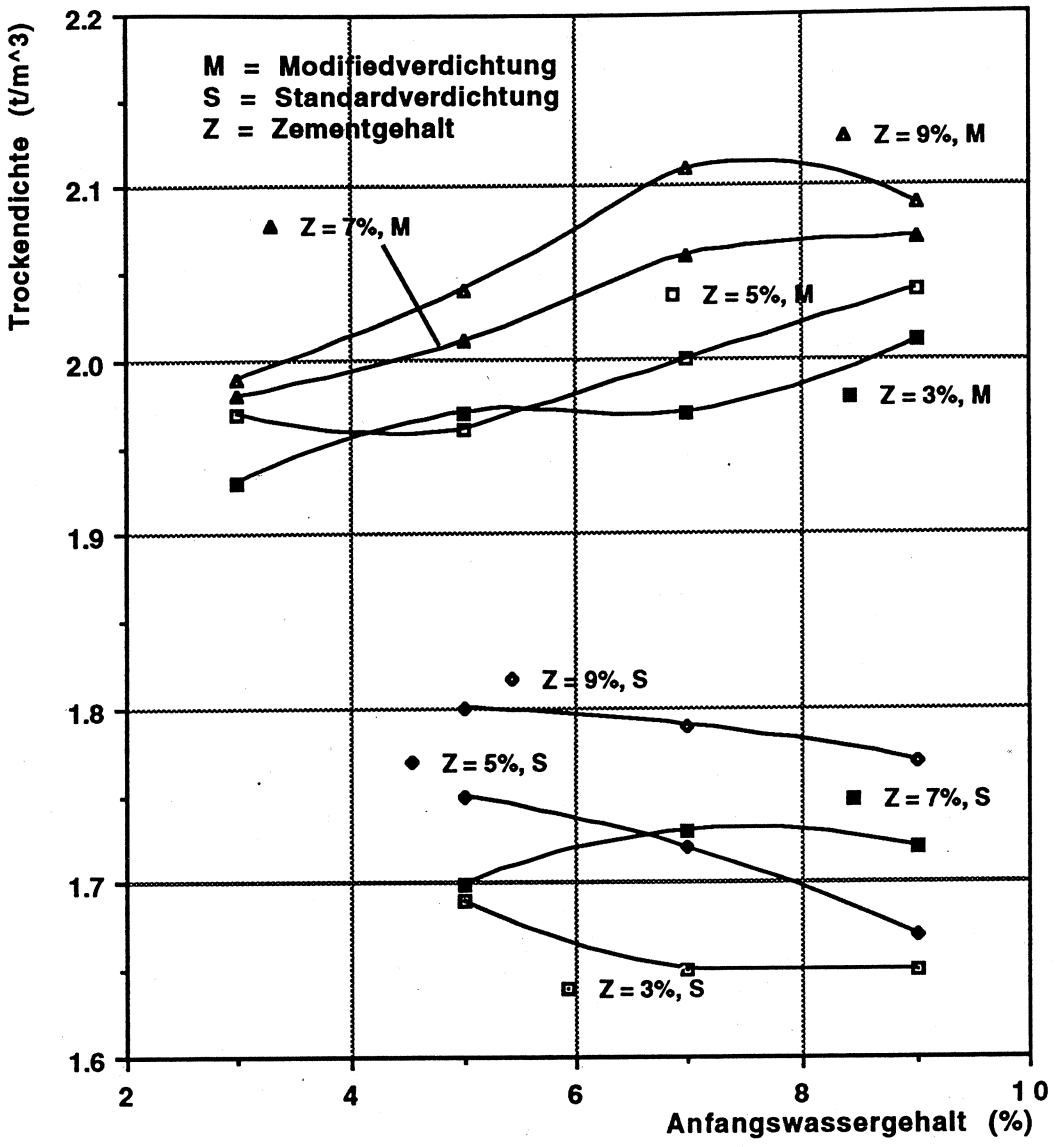


Fig. 4.4: Trockendichte in Abhängigkeit vom Wasser- bzw. Zementgehalt
(Bei den modifiedverdichteten Proben jeder Wert ist der Mittelwert von 5 Proben)

Standardverdichtung:	Verdichtung: ungenügend Trockendichte: klein
Modifiedverdichtung:	Verdichtung: genügend Trockendichte gross und nimmt mit der Zunahme des Zementgehaltes zu.

Die Verdichtung der Proctorproben von Zementstabilisierungen aus Kiessand erfolgt gemäss geltender Norm nach Proctor-Standard. Damit hat man in der Baupraxis immer gute Ergebnisse erhalten. Beim vorliegenden Versuch nach Proctor-Standard mit der Zementstabilisierung aus 100%-igem Asphaltgranulat hingegen zeigte sich, dass das kornumhüllende bituminöse Bindemittel Verdichtungsenergie aufzehrt. Deshalb konnte kein befriedigender Verdichtungsgrad erzielt werden. Erst mit dem Proctor-Modified liessen sich dann gute Proben herstellen.

Die neu gewonnene Erkenntnis ist wichtig für die Baupraxis. Bei der Verdichtung von Zementstabilisierungen aus Asphaltgranulat im Feld müssen schwere Verdichtungsgeräte eingesetzt werden.

Frostauftauversuch

Der Frostauftauversuch nach der Norm 640 509a stellt einen sehr strengen Klimawechsel mit zusätzlicher mechanischer Beanspruchung dar, bei dem die Bodenpartikel, welche sich durch Frosteinwirkung lösen, mit einer Stahlbürste entfernt werden. Der Versuch wurde nur an den Proben mit 5, 7 und 9% Zementgehalt beim optimalen Wassergehalt durchgeführt. Die Proben mit 3% Zementgehalt wurden nicht weiter untersucht, weil die Druckfestigkeiten im Alter von 7 Tagen unter 2 N/mm^2 lagen und somit ungenügend waren. Die Ergebnisse gehen aus Tabelle 4.4 hervor.

Zement- und Wassergehalt	Massenverlust %	Trockendichte t/m^3	Druckfestigkeit N/mm^2
z = 5% w = 5%	2.40	1.99	3.00
z = 7% w = 7%	1.44	2.03	3.95
z = 9% w = 7%	0.99	2.07	5.15

Tabelle 4.4: Ergebnisse des Frostauftauversuches (Anzahl Proben n = 5)

Bei einer graphischen Auftragung der Wertepaare (Massenverlust / Zementgehalt in %) auf einem doppelten logarithmischen Diagramm lässt sich eine lineare Gerade feststellen (Fig. 4.5 und 4.6).

Das zementstabilisierte Asphaltgranulat weist sowohl bezüglich des Massenverlustes als auch der Druckfestigkeit gute Eigenschaften auf. Die Massenverluste sind nach 12 Frostauftauzyklen sehr klein (< 2.4%). Sie sind unter dem in der Norm 640 509a vorgeschriebenen Wert von 14%. Die Druckfestigkeiten sind ab 5% Zementgehalt alle höher als 2 N/mm^2 und werden nach dem Frostauftauversuch noch höher.

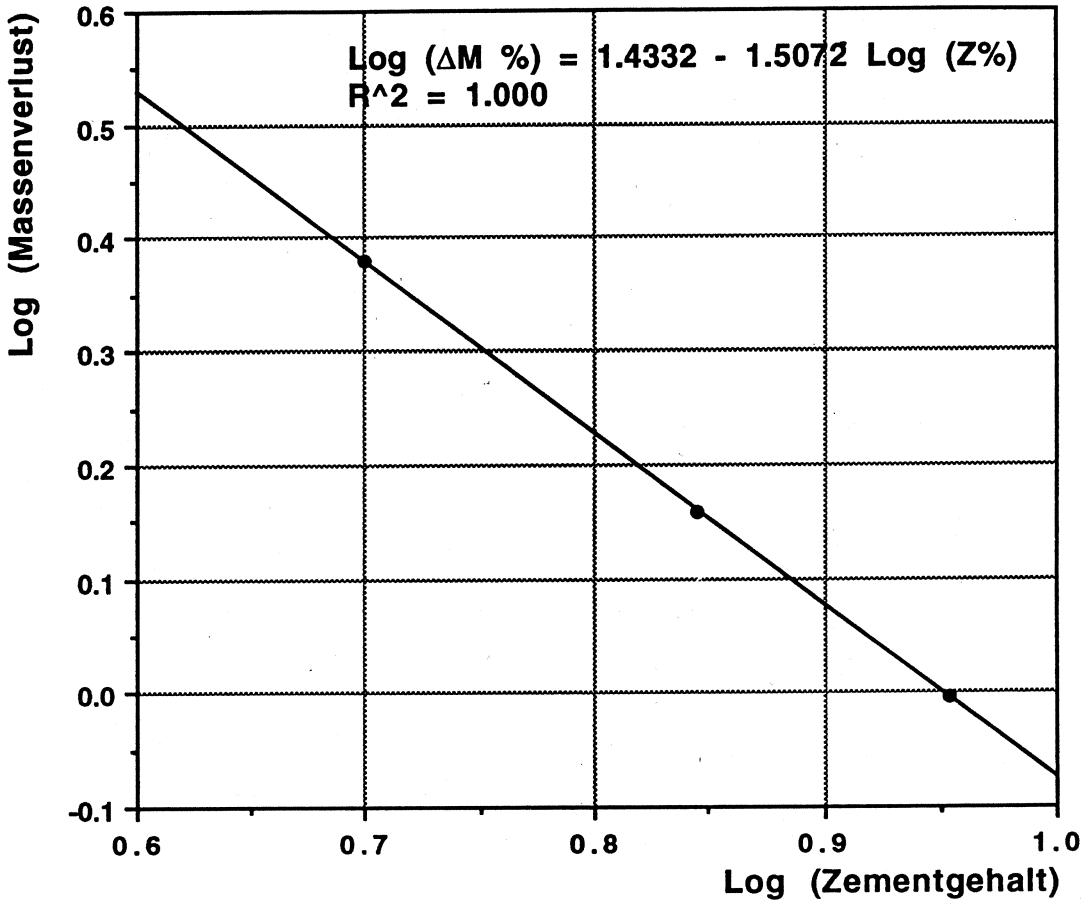


Fig. 4.5: Massenverlust nach dem Frostauftauversuch in Abhängigkeit vom Zementgehalt
ΔM = Massenverlust (%), Z = Zementgehalt (%)

Auf Fig. 4.6 ist die Druckfestigkeit nach 12 Frostauftauzyklen in Abhängigkeit vom Zementgehalt, diesmal in einem normalen Massstab dargestellt. Man stellt daraus eine lineare Beziehung fest.

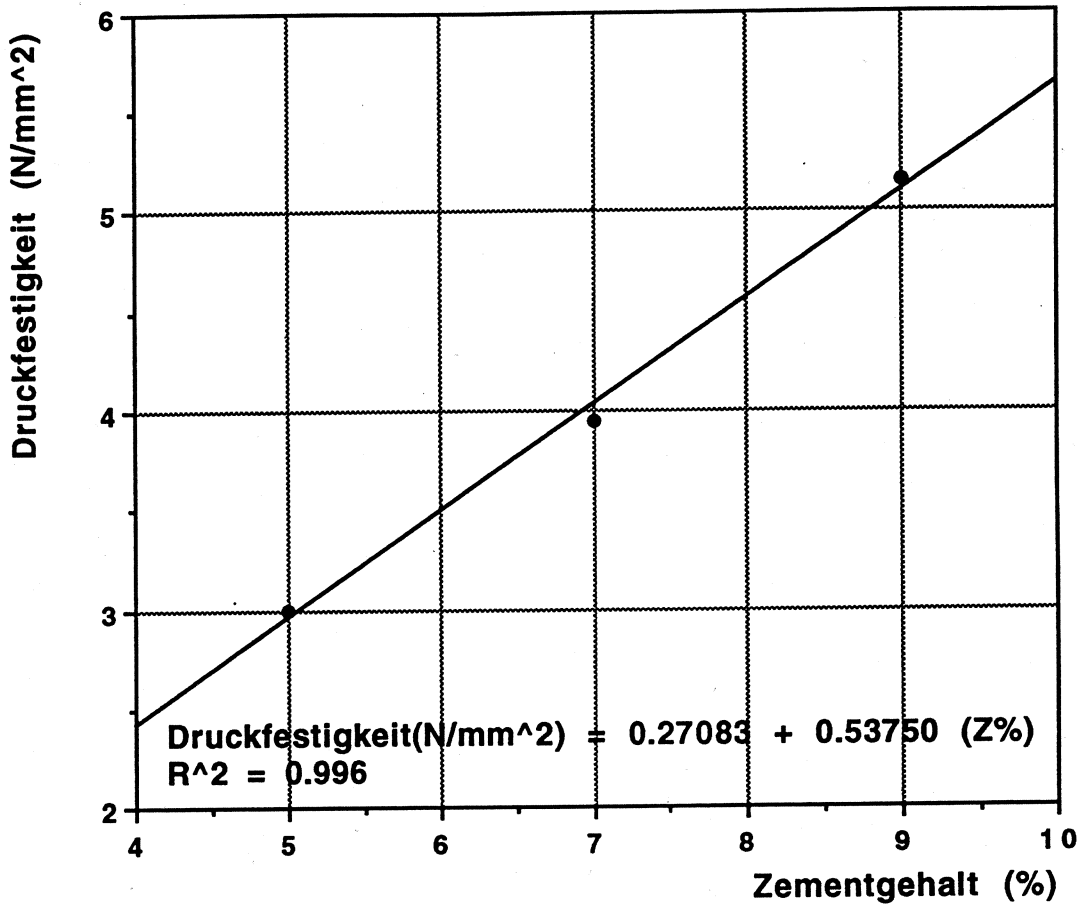


Fig. 4.6: Druckfestigkeit nach dem Frostauftauversuch in Abhängigkeit vom Zementgehalt

4.2 Ermüdungsversuch

Definition

Unter Dauerfestigkeit wird jene Spannung eines Tragelementes verstanden, unter deren Einwirkung das Tragelement nach viel Lastwiederholungen (N > N1) nicht bricht. Hingegen wird die Ermüdungsfestigkeit so definiert, dass das Tragelement bei einer bestimmten Anzahl von Lastwiederholungen (N2) auf dieser Spannung bricht. Während bei elastischen Stoffen die Dauerfestigkeit bei einer bestimmten Anzahl von Lastwiederholungen (N) liegt, nimmt - so wurde experimentell nachgewiesen - bei den viskoelastischen Stoffen die Festigkeit des Materials mit zunehmender Lastwechselzahl ab. Die viskoelastischen Materialien besitzen keine Dauerfestigkeit.

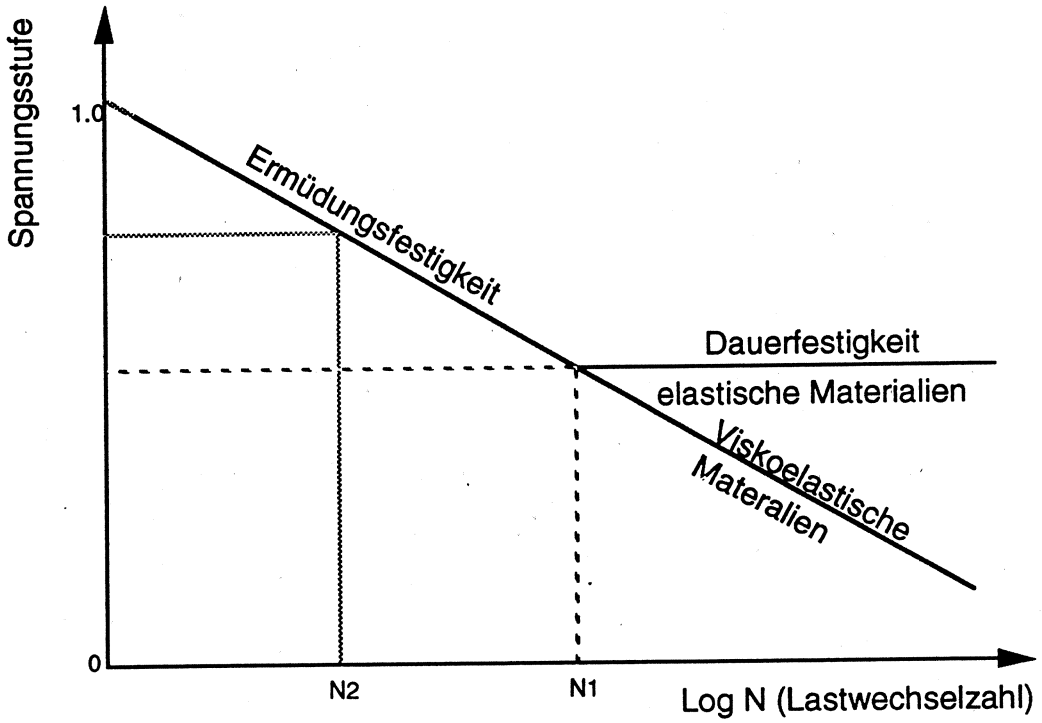


Fig. 4.7: Ermüdungsfestigkeit elastischer- und viskoelastischer Materialien

Dabei wurde vereinbart, dass die Bruchlastspielzahl erreicht ist, wenn die Festigkeit 50% der Anfangsfestigkeit abgefallen ist.

In diesem Bericht wurde eine andere Definition für die Ermüdungsfestigkeit verwendet, nämlich: Die Ermüdungsfestigkeit ist erreicht, wenn die Deformation in der Belastungsrichtung ca. 1% der Probenhöhe beträgt. Dieser Punkt stimmt mit dem Schnittpunkt (A) der Tangente des Bruchastes und demjenigen des stabilen Astes der Ermüdungskurve überein (Fig. 4.8).

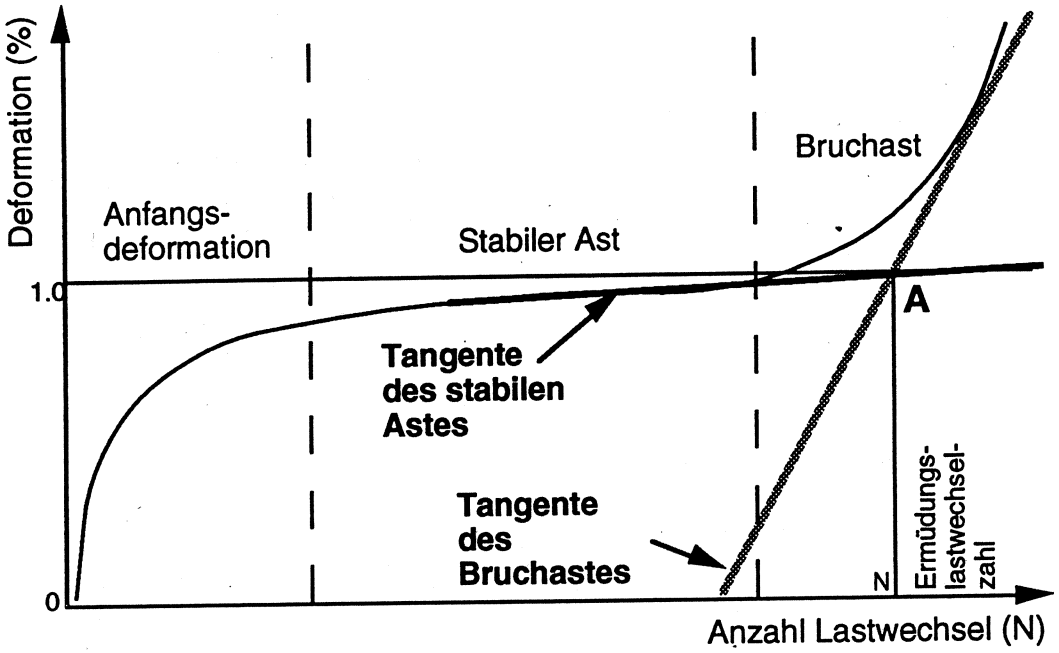


Fig. 4.8: Definition der Ermüdungsfestigkeit von stabilisiertem Asphaltgranulat

Beschreibung des Gerätes

Für die Bruchlastbestimmung bzw. die Ermüdungsversuche wurde die Hydropulsanlage des IGT benützt (Fig. 4.9).

Mit der Hydropulsanlage können über einen ölhydraulisch betriebenen Kolben, welcher von einem servohydraulischen Ventil gesteuert wird, kraft- und weggesteuerte Bewegungsabläufe gefahren werden. Das Servoventil wird von einem Regelverstärker angesteuert, welcher kontinuierlich die Sollwertvorgabe mit dem Ist-Wert der gesteuerten Grösse vergleicht und entsprechend dem eingestellten Regelverhalten über Proportional-, Integral- und Differenzialverstärker eine allfällige Ist-Wert-Abweichung korrigiert. Diese Steuerung erlaubt ein exaktes Einhalten der gewünschten Belastungsform.

Die Sollwertvorgabe kann über eine grosse Bandbreite von Frequenzen (von der langsamen Rampe bis zu einer Frequenz von gegen 100 Hz) für verschiedene Belastungsformen kraft- und weggesteuert eingegeben werden.

Für die durchgeführten Untersuchungen wurden sinusförmige Belastungen für die dynamischen Versuche und proportional wachsende bzw. fallende Belastungsabläufe für die statischen Versuche aufgebracht.

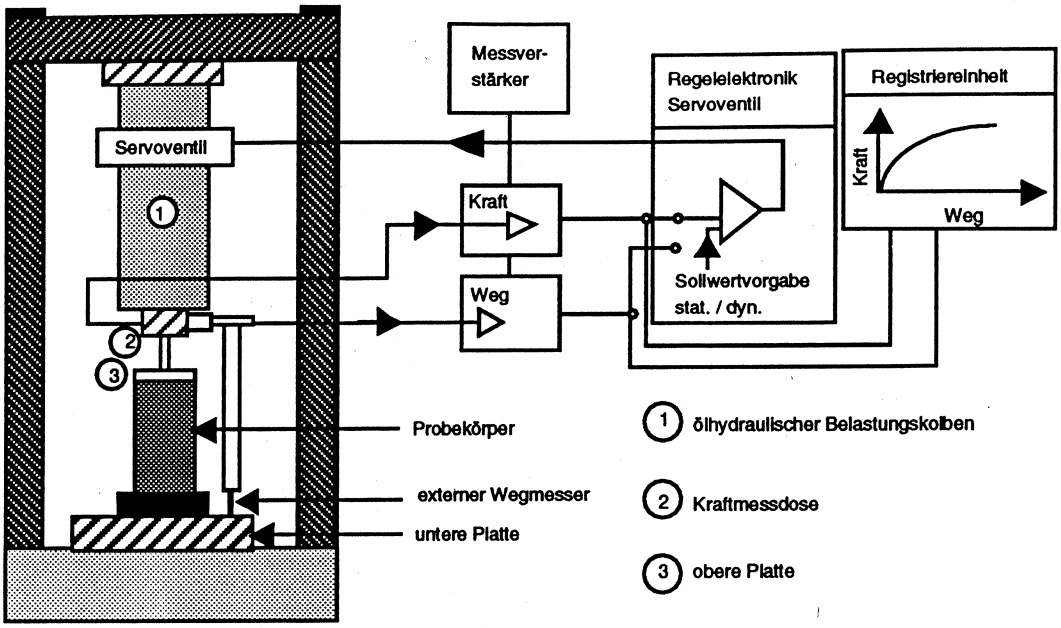


Fig. 4.9: Schematische Darstellung der Hydropulsanlage und des Versuchaufbaus

Die mechanischen Grössen, wie Kraft und Weg des Kolbens, können über elektronische Messketten direkt von der Regelelektronik abgegriffen werden.

Für die genaue Deformationsmessung der Probe wurde eine separate Messkette für die axiale Deformation mit dem elektronischen Wegmessgeber unmittelbar am Stempel der Kraftmessdose aufgebaut. Auf diese Weise können allfällige Fehlerquellen aus Deformationen im Versuchsaufbau (Kolben, Kraftmessdose, unter Platte) reduziert werden.

Statische Bruchlast (Statische Druckfestigkeit)

Vor der Durchführung des Ermüdungsversuches wurden zuerst die statischen Bruchlasten (Druck) der Prüfkörper bestimmt. Dafür sind die Bruchlasten von 16 Proben mit 5% bzw. 7% Zementgehalt (bei optimalem Wassergehalt) in Axial- und Querrichtung bestimmt. (Tabellen 4.5 und 4.6)

Die mittlere Druckfestigkeit von 4 Proben - bei jedem Zementgehalt wurde als Bruchlast angenommen. Die gleichen Bruchlasten sind auch bei dem Kriechversuch in Kapitel 4.4 verwendet worden.

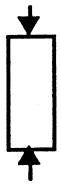
in axialer Richtung 	Trockendichte t/m^3	Bruchlast kN	Druckfestigkeit N/mm^2
z = 5% w = 5%	2.00	24.3	3.10
z = 7% w = 7%	2.08	32.6	4.15

Tabelle 4.5: Gemittelte statische Bruchlast und Druckfestigkeit der Proben in Axialrichtung (Anzahl n = 4)

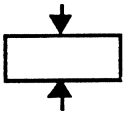
in Querrichtung 	Trockendichte t/m^3	Bruchlast kN	Druckspannung beim Bruch N/mm^2
z = 5% w = 5%	2.02	19.1	0.62
z = 7% w = 7%	2.09	28.5	0.92

Tabelle 4.6: Gemittelte statische Bruchlast und Druckspannung der Proben in Querrichtung (Anzahl n = 4)

Ergebnisse

Bekanntlich ist bei zementstabilisierten Schichten die Biegezug-Beanspruchung an der Unterseite massgebend. Aus diesem Grund wurde der Ermüdungsversuch in sowohl Axial- als auch Quer-Richtung an insgesamt 36 Prüfkörpern mit 5% und 7% Zementgehalt durchgeführt.

Zu erwähnen ist, dass die aufgebrachten Lasten 70% bis 90% der Bruchlast betrugen. Mit anderen Worten: der vorliegende Ermüdungsversuch wurde mit einer Spannungsstufe (stress level) von 0.7, 0.8 und 0.9 durchgeführt. Die Versuche mit niedrigeren Spannungsstufen zwischen 0.3 und 0.6 wurden aus zeitlichen und finanziellen Gründen nicht durchgeführt. Diese sollen später fortgesetzt werden.

Die Proben wurden alle "Modified" verdichtet und während 28 Tagen in einem geschlossenen Gefäss mit einer relativen Luftfeuchtigkeit von 95% bis 100% gelagert. Nach 28 Tagen wurden sie mit den entsprechenden Kraftamplituden zyklisch bis zum Bruch belastet. (Fig. 4.10 und 4.11)

Die Ergebnisse der Ermüdungsversuche sind in den Figuren 4.12 und 4.13 dargestellt.

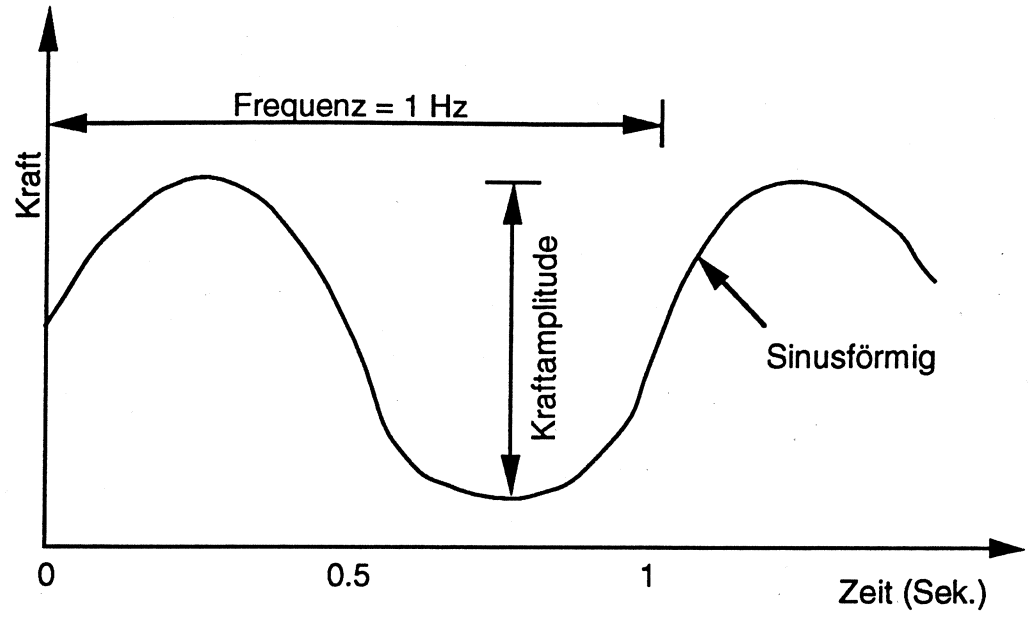


Fig. 4.10: Schematische Darstellung der zyklischen Belastung

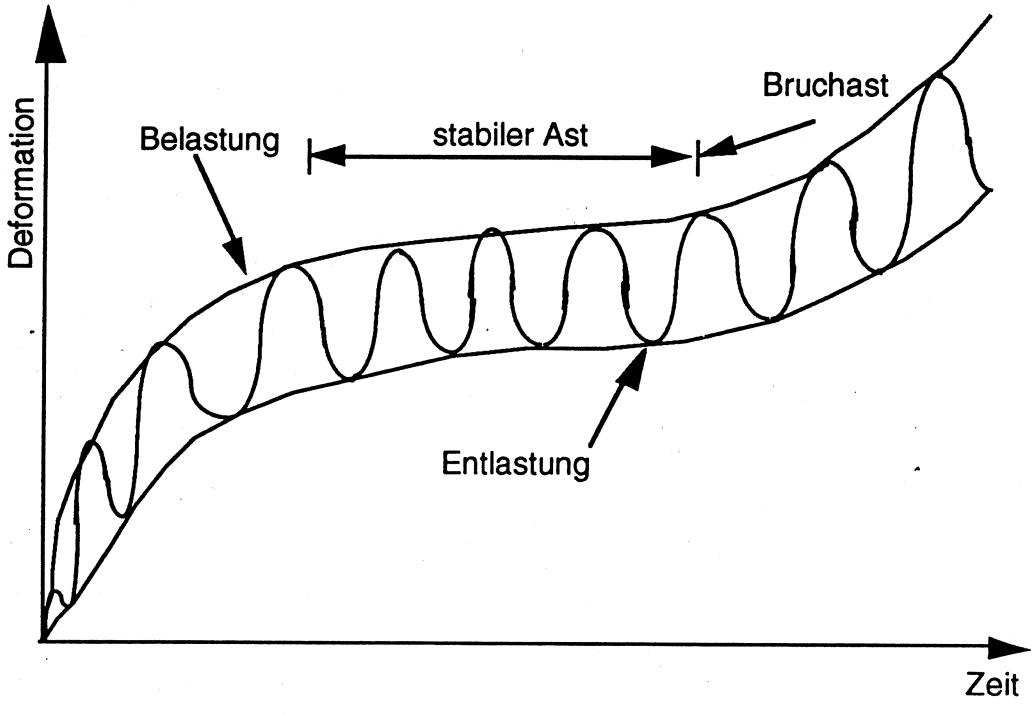


Fig. 4.11: Schematische Darstellung der Deformationszunahme; beim Versuch wurde der Mittelwert von Belastungs- und Entlastungsdeformation automatisch als Deformation erfasst.

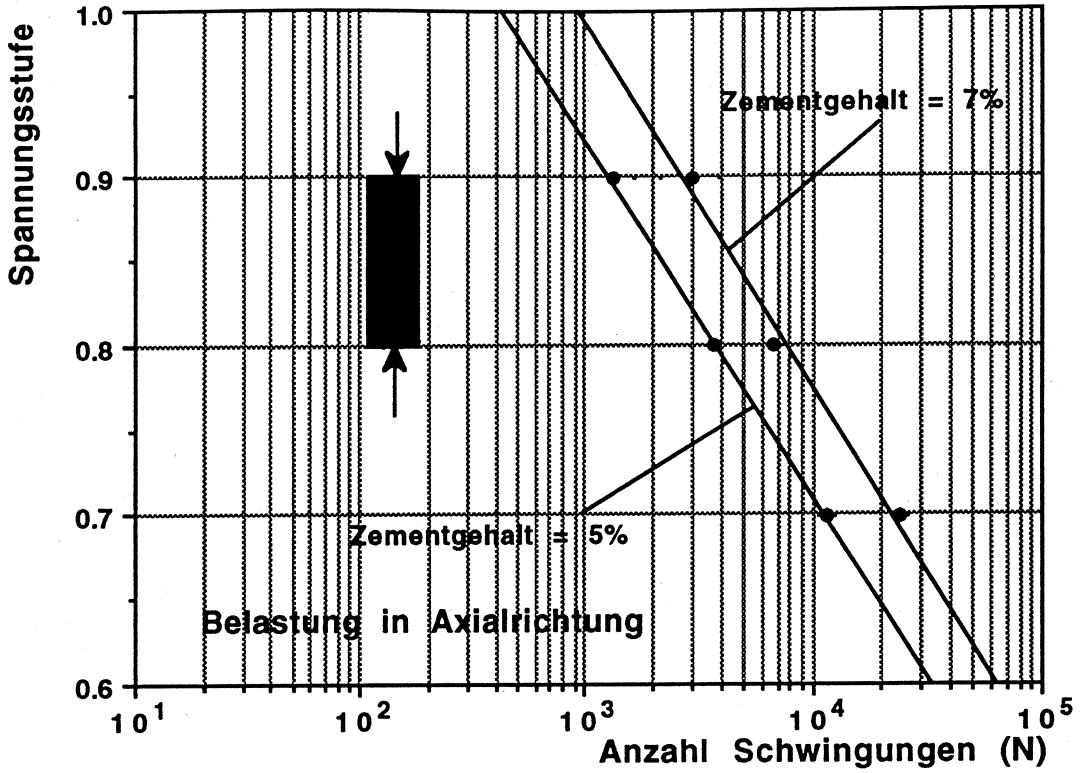


Fig. 4.12: Ermüdungsfestigkeit in Axialrichtung (Druck)

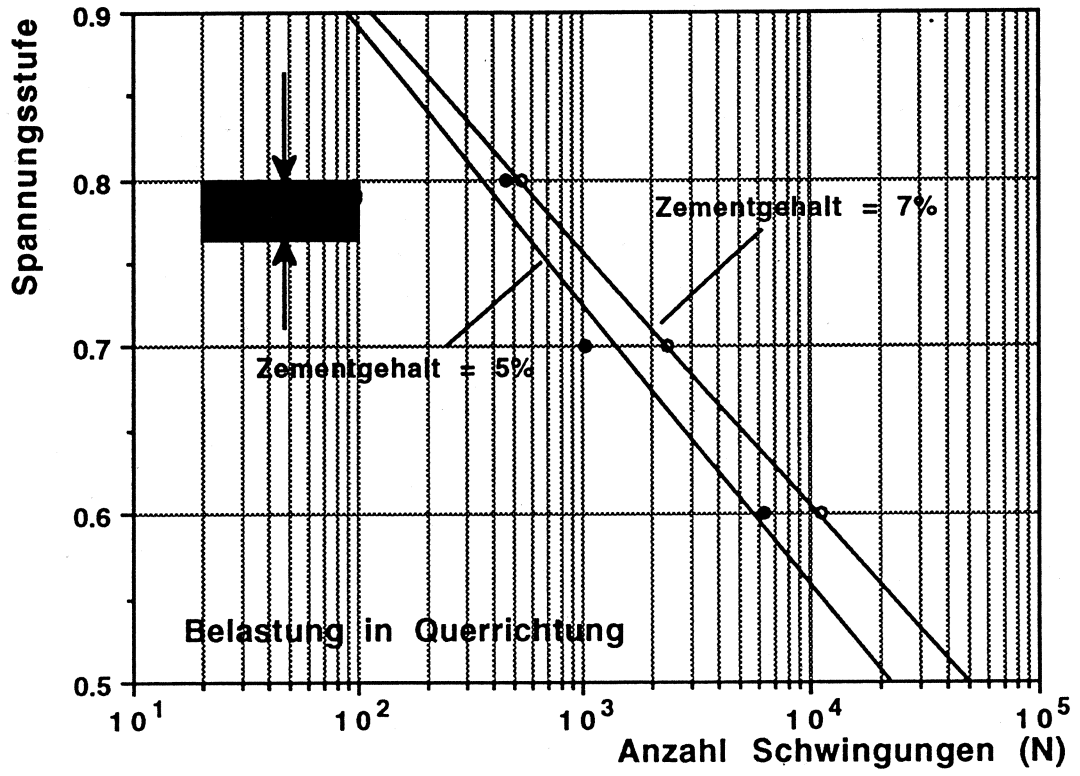


Fig. 4.13: Ermüdungsfestigkeit in Querrichtung (Druck)

Die Lastwechselzahl (N), bei welcher die Ermüdungsbruch bei einer bestimmten Spannungsstufe (σ^*) eintritt (Ermüdungsfestigkeit: siehe Fig. 4.7), kann für die verschiedenen Belastungsrichtungen und Zementgehalten mit den folgenden Gleichungen (Tabelle 4.7) gerechnet werden.

Belastungs-richtung	Zement-gehalt (%)	Regressionsgleichung	R^2
Axial	5	$\sigma^* = 1.55870 - 0.21177 \log (N)$	0.999
Axial	7	$\sigma^* = 1.65030 - 0.21830 \log (N)$	0.982
Quer	5	$\sigma^* = 1.22490 - 0.16641 \log (N)$	0.954
Quer	7	$\sigma^* = 1.21330 - 0.15174 \log (N)$	0.999

Tabelle 4.7: Regressionsgleichungen für die Bestimmung der Lastwechselzahl N
(σ^* = Spannungsstufe = Versuchsspannung / Bruchspannung)

Die Regressionsgleichungen gelten streng genommen nur für den oberen Bereich der Spannungsstufe von 0.7 bis 0.9. Unter der Annahme, dass die Gleichungen ebenfalls auch für die Spannungsstufe unterhalb 0.6 gälten, so ergäben sich die folgenden zulässigen Lastwechselzahlen N für die Proben mit 5% Zementgehalt.

Spannungsstufe σ^*	Zulässige Lastwechselzahl N für zementstabilisiertes Asphaltgranulat mit Zementgehalt von 5%	
	Belastung in Axialrichtung gemäss Formel (1)	Belastung in Querrichtung gemäss Formel (2)
0.9	1'293	90
0.8	3'836	357
0.7	11'381	1'424
0.6	33'773	5'683
0.5	100'218	22'673
0.4	297'380	90'455
0.3	882'425	360'876
0.2	2'618'450	1'439'739
0.1	7'769'820	5'743'930

Tabelle 4.8: Lastwechselzahl in Abhängigkeit von der Spannungsstufe für das mit 5% Zementstabilisierte Asphaltgranulat.

Formel (1) $\sigma^* = 1.55870 - 0.21177 \log (N)$
Formel (2) $\sigma^* = 1.22490 - 0.16641 \log (N)$

Zweck Vergleich des Verhaltens vom zementstabilisierten Asphaltgranulat (AG) mit demjenigen von Kiessand (KS) sind an der IVT - ETH triaxiale Ermüdungsversuche an folgenden Stabilisierungen durchgeführt worden (Tabelle 4.9):

Material	Zementgehalt	Verdichtungsart	Versuchsalter	Bemerkung
AG	5%	modified	28 Tage	Laborprobe
AG	7%	modified	28 Tage	Laborprobe
AG	9%	-	ca. 3 Jahre	Bohrkern
KS	4%	standard	28 Tage	Laborprobe

Tabelle 4.9: Übersicht über die Laborproben und die Bohrkerne für die triaxiale Ermüdungsversuche im Labor IVT - ETH

Beim Asphaltgranulat mit 9% Zementgehalt handelt es sich an die Bohrkerne aus dem Versuchsfeld "D" in Ohringen. Der Zementgehalt für die Vorversuche des KZTA betrug 9%. Für den Einbau im Feld hat man mit Hilfe der Stabilisierungsnorm SN 640 509 a eine Zementdosierung von 130 kg/m³ gewählt. Fig. 4.14 fasst die Resultate dieser Versuche zusammen.

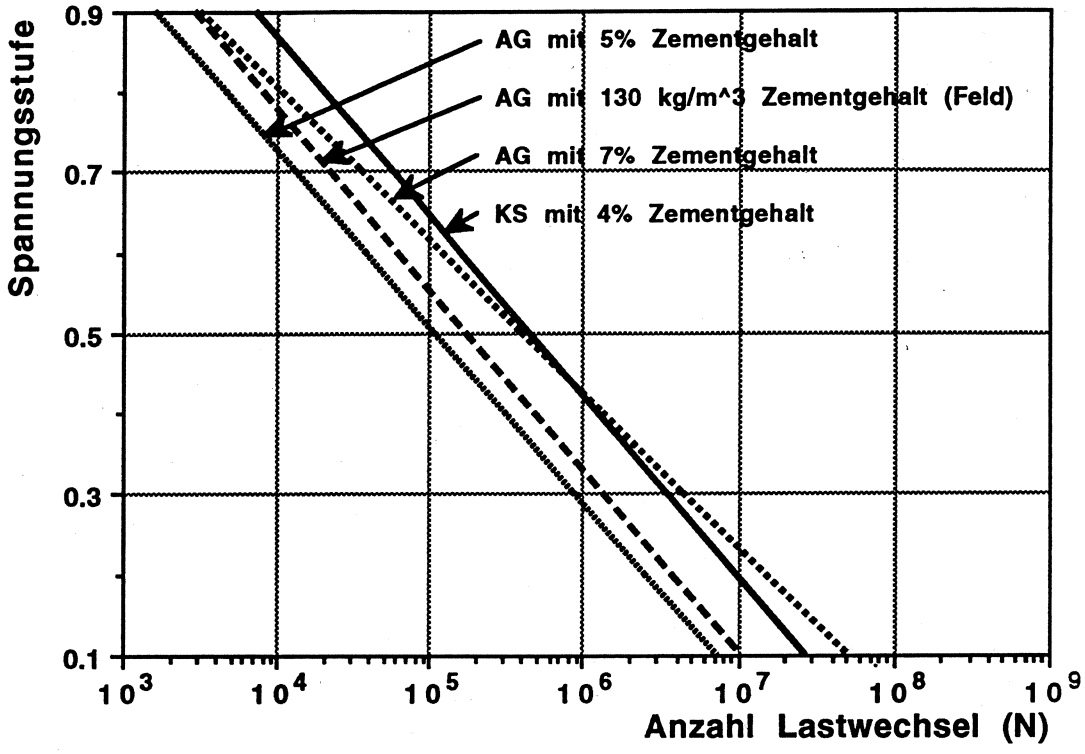


Fig. 4.14: Vergleich der Lastwechselzahlen bei Asphaltgranulat und Kiessand mit verschiedenen Zementgehalten

AG = Asphaltgranulat, KS = Kiessand

Aus diesen Resultaten geht es hervor:

a) Stabilisierungen mit 7% Zementgehalt verhalten sich etwa wie die Kiessandstabilisierungen mit 4% Zementgehalt.

b) Dynamische Langzeitverhalten der Stabilisierungen mit 7% Zementgehalt ist besser als diejenigen mit 5% bzw. 9% Zementgehalt.

c) Es ist notwendig, dass das Asphaltgranulatmaterial im Labor modified verdichtet wird. Im Feld sollen die Stabilisierungsschichten aus Asphaltgranulat mit sehr schweren Verdichtungsgräten verdichtet werden (vlg. Abschnitt 4.4).

4.3 Kriechversuch

Unter Kriechen versteht man die zunehmende Formänderung eines Materials, das unter einer konstanten Dauerlast steht. Sie tritt sowohl bei Zug- als auch bei Druckbelastung auf (Fig. 4.15).

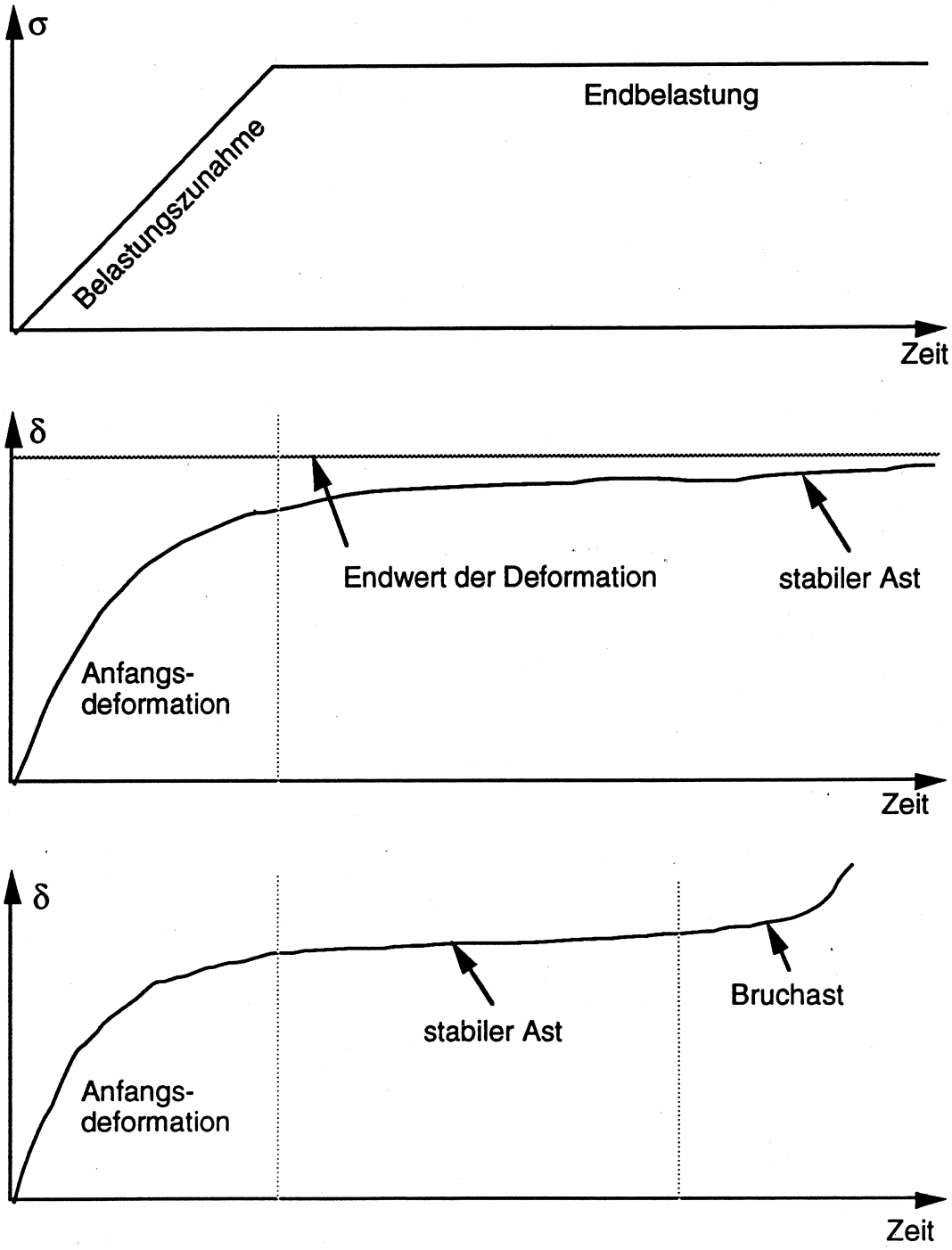


Fig. 4.15: Schematische Darstellung von Belastungszunahme (oben), Deformationszunahme bei den elastischen Stoffen (mitte) und bei nicht elastischen Materialien (unten)

Der Vorgang des Kriechens ist etwa gleich wie bei der Ermüdung. Am Anfang bei zunehmender Last, tritt die Anfangsdeformation oder die elastische Deformation (bei linearelastischen Materialien) ein. Danach unter konstanter Endbelastung nimmt die Deformation zu, bis sie ihren Endwert erreicht (Fig. 4.15, mitte). Für nicht elastische, nicht homogene Materialien, wie Boden, ist das Deformationsschema etwas anders. Hier tritt zu Beginn die sogenannte elastische- oder quasielastische Deformation ein (Fig. 4.15, unten). Danach steigt die Deformation sehr langsam mit der Zeit an(stabiler Ast). In der dritten Phase, wenn das Material in einer schwachen Stelle nachgibt, treten grosse Deformationen auf, und die Probe bricht (Bruchlast).

Beim Kriechversuch wird die Deformation, die 1% der Probenhöhe beträgt, als Bruchdeformation angenommen.

Der Kriechversuch wurde an insgesamt 18 Proben mit 5% bzw. 7% Zementgehalt durchgeführt.

Nach der Verdichtung und einer 28 - tägigen Feuchtlagerung wurde der Versuch mit der Hydropulsanlage der IGT - ETH mit 3 verschiedenen Spannungsstufen (σ^* = 0.9, 0.8 und 0.7) durchgeführt.

Statische Bruchlast

Wie bereits erwähnt, wurde die Bruchlast beim Ermüdungsversuch auch für den Kriechversuch verwendet. Es sind dies:

Zement- bzw. Wassergehalt	Bruchlast kN
Z = 5% w = 5%	24.3
Z = 7% w = 7%	32.6

Tabelle 4.10: Statische Bruchlast für den Kriechversuch

Ergebnisse des Kriechversuches

Die Resultate des Kriechversuches sind in Fig. 4.16 dargestellt. Die Kriechkurven können mittels folgender Gleichungen beschrieben werden (Tabelle 4.11).

Belastungs-richtung	Zement-gehalt (%)	Regressionsgleichung	R^2
Axial	5	$\sigma^* = 1.2427 - 0.13792 \log (t)$	0.983
Axial	7	$\sigma^* = 1.2250 - 0.11070 \log (t)$	0.982

Tabelle 4.11: Regressionsgleichungen für die Bestimmung der Kriechzeit bis zum Bruch
(σ^* = Spannungsstufe = Versuchsspannung / Bruchspannung, t = Zeit in Sekunden)

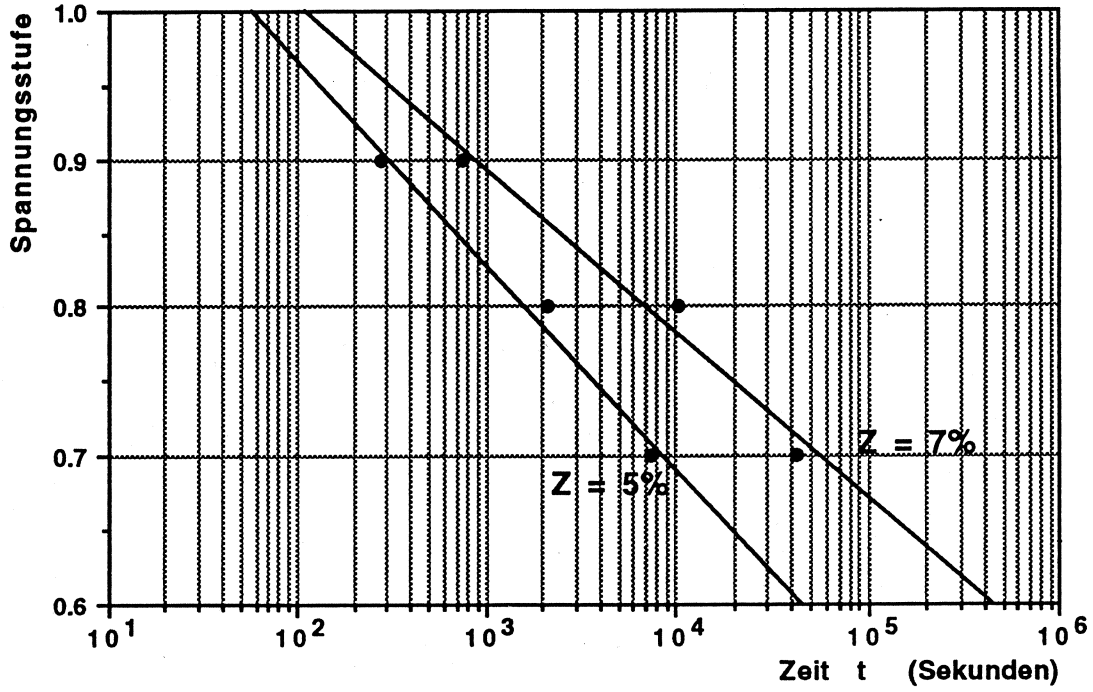


Fig. 4.16: Resultate des Kriechversuches

Auch beim Kriechversuch zeigte das zementstabilisierte Asphaltgranulatmaterial gutes Verhalten. Der Versuch wurde auch hier ohne Seitendruck durchgeführt, was einer schlechteren Randbedingung als derjenigen im Strassenkörper entspricht.

Das Material würde bei einer Durchführung des Versuches in Begleitung des Seitendruckes ein besseres Kriechverhalten aufweisen.

Fig. 4.17 zeigt die Resultate der triaxiale Kriechversuche an Stabilisierungen aus Asphaltgranulat und Kiessand (siehe Tabelle 4.9).

In gleicherweise wie beim Ermüdungsversuch wurde am IVT - ETH das Kriechverhalten von Stabilisierungen aus verschiedenen Materialien untersucht. Fig. 4.17 zeigt die Resultate dieser Versuche.

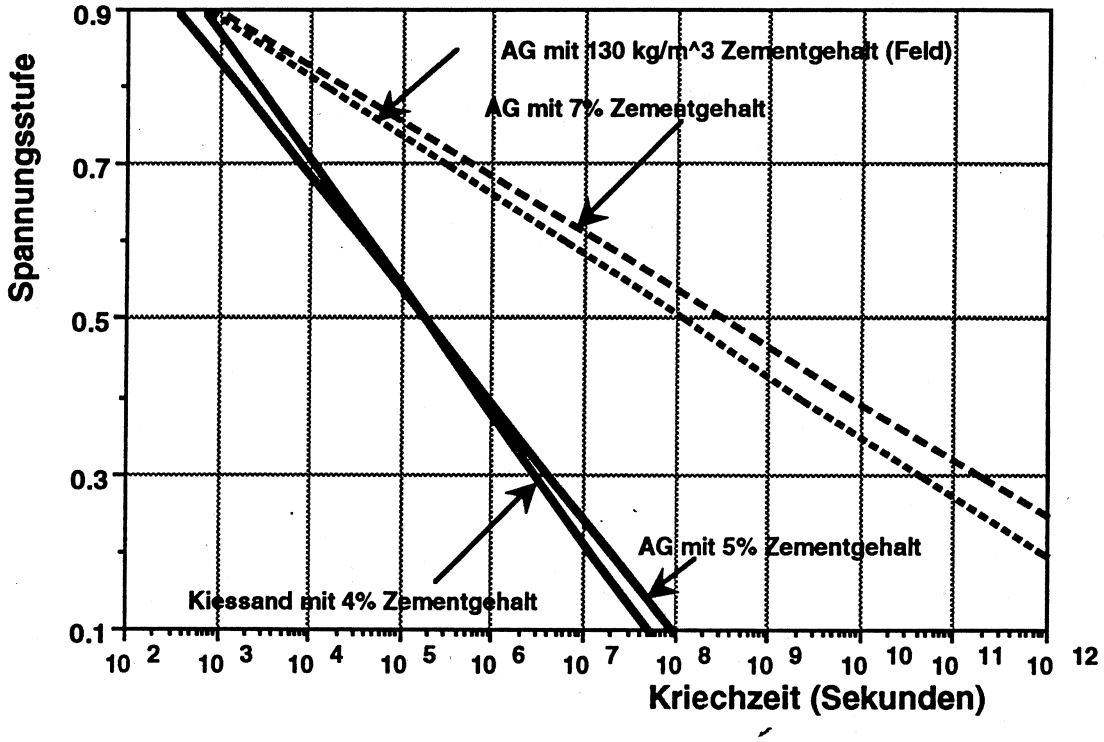


Fig. 4.17: Vergleich der Kriechzeiten bei Asphaltgranulat mit verschiedenen Zementgehalten und Kiessand

Aus diesen Resultaten folgt:

a) Asphaltgranulatstabilisierungen mit 7% Zementgehalt zeigen fast das gleiche Kriechverhalten wie die Bohrkerne aus Ohringen. Asphaltgranulatstabilisierung mit 5% Zementgehalt zeigt ein vergleichbares Kriechverhalten zum Kiessand.

b) Mit der Zunahme des Zementgehaltes steigt die Kriechzeit. Diese Tatsache ist bei den niedrigeren Spannungsstufen ausgeprägter als bei den höhen Spannungsstufen.

4.4 Entwicklung der Druckfestigkeit

Eine der zwei wichtigen Anforderungen an die Fundationsschicht des Strassenkörpers ist die Tragfähigkeit. Die Fundationsschichten müssen genügend tragfähig sein, um die Beanspruchungen aus dem Verkehr ohne bleibende Verformungen aufzunehmen und in den Untergrund / Unterbau weiterleiten zu können. In dieser Beziehung müssen die Fundationsschichten eine genügende Druckfestigkeit aufweisen.

Versuche haben gezeigt, dass bei den Stabilisierungen mit Kiessandmaterialien eine ausserordentliche Festigkeitszunahme in einem Zeitraum von 90 Tagen bis 4 Jahren festzustellen ist. Um diese Feststellung am zementstabilisierten Asphaltgranulat zu verifizieren, sind an Proben mit Zementgehalt von 5%, 7% und 9% und verschiedenem Alter Druckversuche durchgeführt worden.

Versuchsresultate

Die Resultate des Druckfesigkeitsversuches sind in Fig. 4.18 dargestellt.

Wie aus Fig. 4.18 ersichtlich ist, nehmen die Druckfestigkeiten im allgemeinen mit zunehmendem Alter zu. Interessant ist festzustellen, dass eine weitere Zunahme des Zementgehaltes von 7% auf 9% eine Abminderung der Druckfestigkeit zur Folge hat.

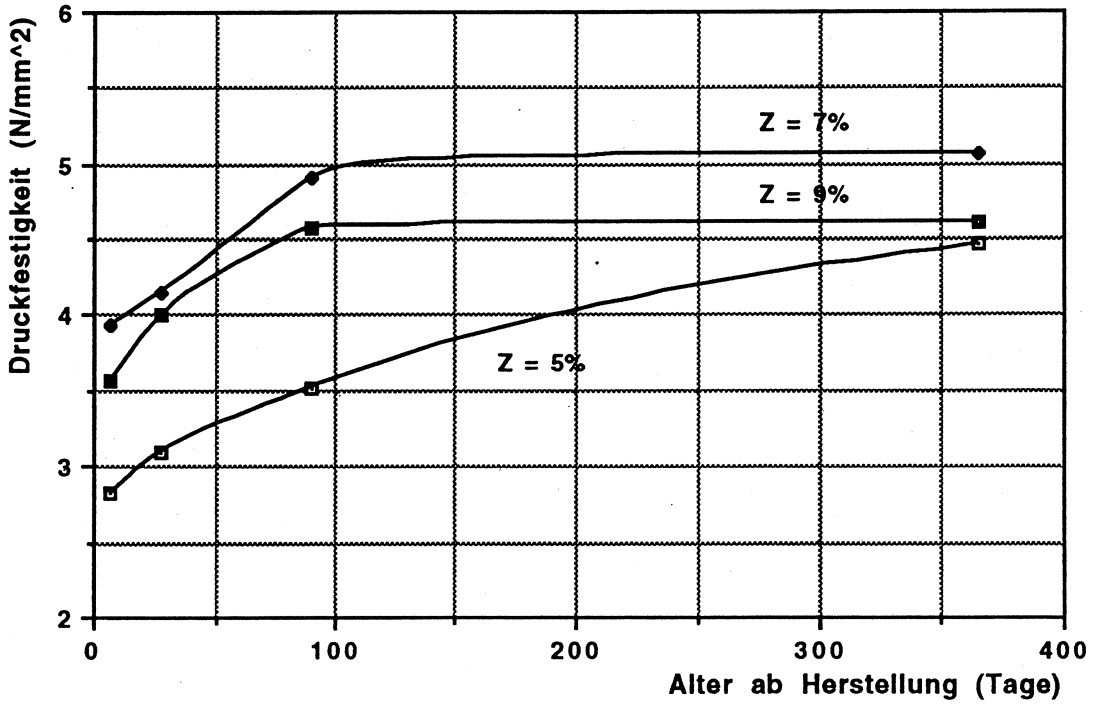


Fig. 4.18: Entwicklung der Druckfestigkeit in Funktion der Zeit
(Zementstabilisierung aus 100% Asphaltgranulat)

Ein Vergleich zwischen den Trockendichten der Proben mit verschiedenen Zementgehalten zeigt, dass die Trockendichten auch mit der Zunahme des

Zementgehaltes von 5% auf 7% grösser werden. Die weitere Erhöhung des Zementgehaltes von 7% auf 9% hat aber eine Abnahme der Dichte zur Folge. Offenbar liegt der optimale Zementgehalt für stabilisierung des Asphaltgranulates (100%) bei 5- bis 6% und nicht mehr.

Beurteilung

Die hydraulisch gebundenen Fundationsschichten übertragen die Belastungen - wie bei den ungebundenen Fundationsschichten - durch das Stützgerüst aus festen, tragfähigen Einzelkörnern. Bei ausreichender Verdichtung sind die Körner theoretisch so dicht gepackt, dass äussere Druckkräfte von Korn zu Korn weitergeleitet und verteilt werden.

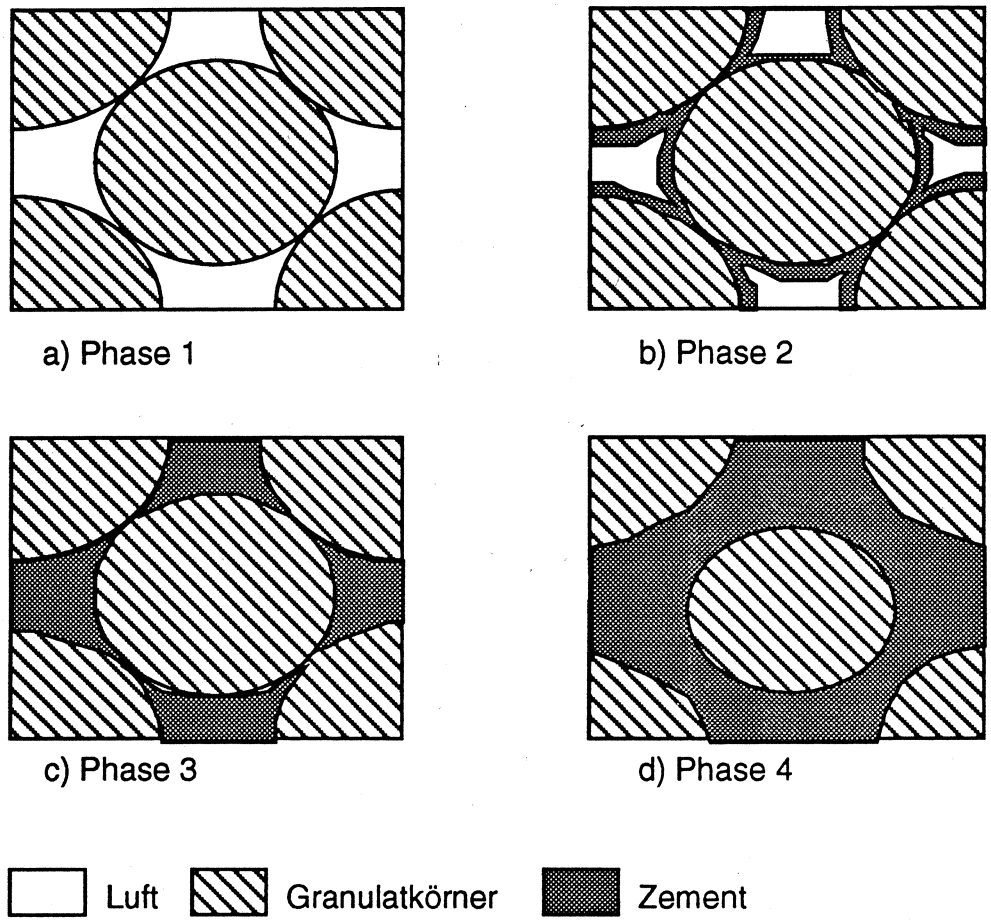


Fig. 4.19: Schematische Darstellung des Zementsättigungsgrades

Fig. 4.19 zeigt schematisch verschiedene Füllungsphasen eines (idealen) Korngerüstes. In Phase 1 sind die Körner des Granulates miteinander schon in Kontakt, es fehlt aber der Zement im freien Raum zwischen den Körnern. Der Bindemittelsättigungsgrad beträgt S = 0. Durch Beigabe des Zementes erreicht man die Phase 2. In dieser Phase sind die Gerüstkörner schon mit Zement umhüllt, es gibt aber auch noch freie Räume, die mit Luft gefüllt sind (0 < S <1). Mit einer

weiteren Zementzugabe wird die Phase 3 erreicht. Hier sind alle Hohlräume mit Zement gefüllt. Die Körner sind im Kontakt miteinander und die Trockendichte erreicht ihren Maximalwert (S = 1). Die weitere Zugabe des Zementes ist mit einem Überschuss der Feinanteile verbunden (S > 1). Die Granulatkörner werden in einer Bindemittelmatrix schwimmen (Phase 4).

Beim Erreichen der 4. Phase entspricht die gemessene Druckfestigkeit nicht mehr der Festigkeit der Zementstabilisierung sondern derjenigen des Bindemittelgels.

Mit den oberen Erklärungen können die Resultate des Druckfestigkeitsversuches wie folgt beurteilt werden (siehe Fig. 4.20).

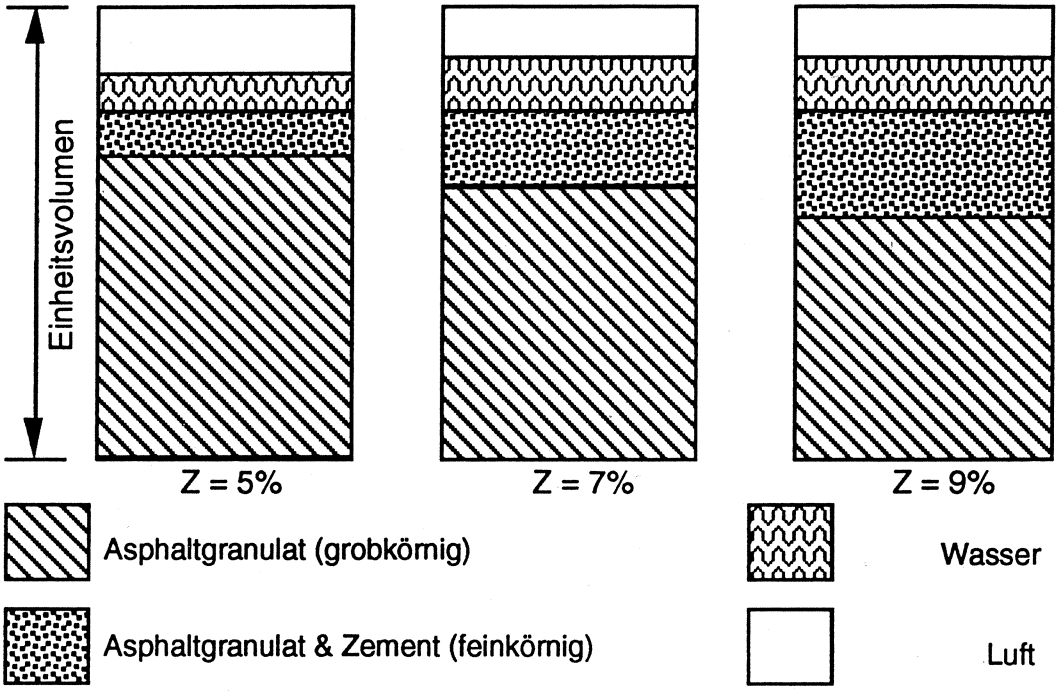


Fig. 4.20: Schematische Darstellung der Komponenten bei verschiedenen Zementgehalten

Bei den Proben mit 5% Zementgehalt ist die Dichte kleiner als bei den Proben mit 7% Zementgehalt. Es gibt in den Proben grosse, mit Luft gefüllten, Hohlräume. Die Granulatkörner haben grosse freie Räume zur Bewegung. Die Korn zu Korn - Kontakte treten nur vereinzelt auf. Proben mit 7% Zementgehalt weisen eine kompakte Lagerung mit grösseren Kontaktflächen zwischen den einzelnen Granulatkörner auf. Die Dichte, und damit die Druckfestigkeit, steigt.

Bei den Proben mit 9% Zementgehalt ist die Feinanteilmenge (Feinanteil von Asphaltgranulat + Zement) gösser als bei den Proben mit 7% Zementgehalt. Die Granulatkörner schwimmen in einer Zementgelmatrix (Bindemittelgelmatrix). Die Kontaktfläche zwischen den Granulatkörnern wird somit reduziert. Die Beanspruchung wird mehr durch das Zementgel als durch die Granulatkörner aufgenommen. Demzufolge nehmen die Druckfestigkeiten wieder ab. Eine weitere Zunahme des Zementgehaltes verursacht keine rheologische Aenderung der Stabilisierung und wird keine Aenderung der Druckfestigkeit zur Folge haben.

Auch die Zunahme der Druckfestigkeit bei den Proben mit 5% Zementgehalt kann als Folge des Sättigungsgrades der Feinanteilmenge begründet werden. Diese

besitzen offensichtlich ein Bindemittelsättigungsgrad M < 1. Nicht alle Granulatkörner sind vollständig mit Zement umhüllt. In der Frühphase des Abbindeprozesses wird die Beanspruchung durch den Zementgelanteil aufgenommen. Im Laufe der Zeit und mit fortgeschrittenem Abbindeprozess werden die Granulatkörner besser miteinander verklebt, die Last wird mehr und mehr durch das Granulatgerüst aufgenommen. Bei den Proben mit 7% und, vor allem, 9% Zementgehalt, bei welchem der Bindemittelsättigungsgrad M > 1 ist, steigt die Druckfestigkeit bis zum Ende des Abbindeprozesses. Danach bleibt die Druckfestigkeit fast unverändert, weil die Beanspruchung nur vom Zementgel aufgenommen wird.

Die Versuchsresultate (Fig. 4.18) zeigen eindeutig, dass Stabilisieren mit hohem Zementgehalt (Z = 7- bis 9%) nur am Anfang (in der Frühphase, bis 3 Monaten) eine grössere Druckfestigkeit zur Folge hat. Im Laufe der Zeit nimmt die Festigkeit bei den Proben mit kleinerem Zementgehalt (Z = 5%) ständig zu, was bei den Proben mit grösserem Zementgehalt nicht der Fall ist. Nach 90 Tagen kann bei den letzterwähnten Proben praktisch keine weitere Zunahme der Druckfestigkeit festgestellt werden.

Die Proben mit 7% und besonders mit 9% Zementgehalt verhalten sich eher wie Beton, als wie eine Stabilisierung. Die Druckfestigkeit der Proben mit 5% Zementgehalt ist nach einem Jahr in der Grössenordnung von Druckfestigkeiten der Proben mit 7% bzw. 9% Zementgehalt.

Tabelle 4.12 zeigt die Resultate der triaxialen Druckfestigkeitsversuche an Stabilisierungsproben der Tabelle 4.9 (siehe Ermüdungsversuch).

Material	Zementgehalt %	Wassergehalt %	σ_3 N/mm^2	Alter Tage	σ_1 N/mm^2
AG	5	5	0.5	28	3.951
AG	7	7	0.5	28	4.473
AG	130 kg/m^3	6	0.5	ca. 900	4.665
KS	4	6	0.5	28	7.902

Tabelle 4.12: Triaxiale Druckversuche an verschiedenen Proben
AG = Asphaltgranulat
KS = Kiessand
σ_3 = konstante Seitendruck beim Versuch
σ_1 = Bruchspannung in axialer Richtung

Wie aus der Tabelle 4.12 ersichtlich ist, ist die triaxiale Druckfestigkeit der Proben mit 7% Zementgehalt nach 28 Tagen schon mit denjenigen der Bohrkerne nach ca. 2.5 Jahren vergleichbar. Ausserdem sieht man, dass die Druckfestigkeit der Asphaltgranulatproben mit 5% Zementgehalt nach 28 Tagen rund 85% derjenigen der Bohrkerne betragen. Wie schon bei einaxialen Druckversuche festgestellt wurde (Fig. 4.18), nimmt die Festigkeit der Proben mit niedrigeren Zementgehalt im Laufe der Zeit ständig zu. Es ist schon vorstellbar, dass nach einem Jahr die Proben mit 5% Zementgehalt die gleiche Druckfestigkeit wie die Bohrkerne mit 9% Zementgehalt aufweisen.

Damit ist klar, dass die Stabilisierung aus 100%-igem Asphaltgranulat im Hinblick auf die Druckfestigkeit mit mehr als 5% Zementgehalt sowohl ökonomisch als auch technisch nicht vorteilhaft ist.

5. Schlussfolgerungen und Empfehlungen

Aus den Versuchsergebnissen im Feld und im Labor mit Zementstabilisierungen aus 100%-igem Asphaltgranulat können folgende Folgerungen gezogen werden.

5.1 Feldversuche

Im Rahmen der vorliegenden Forschungsarbeiten wurden zwei Feldversuche durchgeführt.

Versuchsstrecke auf der N1

Die Versuchsstrecke befindet sich auf der N1 beim Limmattalerkreuz. Sie wurde 1990 bei einer Fahrbahnverbreiterung mit neuem Oberbau erstellt. Die bestehenden bituminösen Beläge und ein Teil der darunterliegenden Kiesschicht wurden entfernt, gebrochen und in der zementstabilisierten Fundationsschicht wieder verwendet. Das Mischverhältnis von Asphaltgranulat zu Kiessand ergab sich automatisch mit 40% zu 60%. Der Zementgehalt wurde mit 75 kg/m^3 gewählt.

Die Eignungsprüfung, Verdichtungs- und Einbaukontrolle erfolgten normgemäss wie bei herkömmlichen Zementstabilisierungen mit reinem Kiessand. Die Qualität der erhärteten Zementstabilisierung war gut. Durch die Mischung mit Belagsaufbruchmaterial verhält sich die Zementstabilisierung bezüglich Schwindrisse besser als eine solche mit reinem Kiessand. Bis heute werden keine Risse auf der Versuchsstrecke festgestellt.

Versuchsfeld in Ohringen

Das Versuchsfeld wurde 1992 auf einer Transportpiste bei Ohringen für die Bauarbeiten der N4.2.9
erstellt. Die Fundationsschicht ist 270 mm dick und besteht aus einer Zementstabilisierung mit 100%-igem Asphaltgranulat. Darauf liegt eine 80 mm dicke HMT 22S. Der Zementgehalt ist ungewöhnlich hoch, nämlich 130 kg/m^3 (9% bezüglich Stückgrössenverteilung 0 - 16 mm). Er wird später im Abschnitt "Laborversuche" noch kommentiert.

Der Oberbau liegt auf einem Damm, dessen Material mit Kalk stabilisiert wurde. Die Tragfähigkeit auf dem Planum ist deshalb sehr hoch (Klasse S4). Aus den effektiven Transportaktivitäten kann der Verkehr als leicht (Klasse T2) beurteilt werden. Der Oberbau des Versuchsfeldes ist aber für eine Verkehrslastklasse von T5 (sehr schwer) ausgelegt.

Die Zementstabilisierung mit 100%-igem Asphaltgranulat wies nach dem Einbau - trotz des hohen Zementgehaltes - keine Schwindrisse auf und es sind bis heute keine Risse auf der Fahrbahnoberfläche festgestellt worden.

Die durchgeführten Feldversuche zeigen, dass das Asphaltgranulat ohne weiteres in Fundationsschichten wieder verwendet werden kann, wenn es mit Zement stabilisiert wird.

5.2 Laborversuche

Verdichtung

Im Labor des Tiefbauamtes des Kantons Zürich (KZTA) wurden vor dem Einbau des Versuchsfeldes in Ohringen die Proben der Zementstabilisierung (100% Asphaltgranulat) wie üblich mit einem Zementgehalt von 60 bis 90 kg/m^3 hergestellt und nach Proctor **Standard** verdichtet. Die Proben haben die Eignungsprüfung aber nicht bestanden, weil der Feinanteil im Asphaltgranulat fehlte und nur nach Proctor Standard verdichtet wurde. Mit einem erhöhten Zementgehalt von 130 kg/m^3 konnten die Proben schliesslich die Eignungsprüfung, immer nach Proctor **Standard** verdichtet, problemlos bestehen. Dieser Zementgehalt wurde dann für den Einbau des Versuchsfeldes gewählt.

Im Labor des Institutes für Geotechnik der ETH-Zürich (IGT) wurden nachträglich die beim Versuchsfeld in Ohringen gemachten Erfahrungen, nämlich Proctor **Standard** und Zementgehalt **130 kg/m^3**, durch umfangreiche Versuche überprüft, worüber im folgenden näher erläutert wird.

Bei der Herstellung von Proben der Zementstabilisierung aus reinem Kiessand erfolgt die Verdichtung im Labor gemäss geltenden Normen nach Proctor **Standard.** Diese Praxis wird bisher als richtig anerkannt und wurde beim Einbau der Versuchsstrecke auf der N1 auch mit 40%-igem Asphaltgranulat erfolgreich angewendet.

Hingegen hat sich die Verdichtung nach Proctor Standard für die Herstellung von Proben aus 100%-igem Asphaltgranulat als ungenügend erwiesen. Ungenügend verdichtete Stabilisierungsproben bestehen bekanntlich die Eignungsprüfung selten, was auch durch die Laborversuche des KZTA und des IGT bestätigt wurde.

Die Versuche des IGT haben gezeigt, dass wegen des Bitumens bei der Verdichtung von "100%-igem Asphaltgranulat - Zement - Gemisch" eine höhere Energie als Proctor Standard aufgebracht werden muss, um die Proben genügend verdichten zu können. Mit anderen Worten: Die Verdichtung im Labor bei einem Anteil von Asphaltgranulat, z.B. über 70%, hat unbedingt nach Proctor **Modified** zu erfolgen. Nach Proctor Modified können Proben der Zementstabilisierung aus 100%-igem Asphaltgranulat mit einem Zementgehalt von rund 5% bezüglich der Stückgrössenanteile 0 - 16 mm (ca. 75 kg/m^3 für den Einbau im Feld) hergestellt werden. Diese werden die Eignungsprüfung in der Regel auch bestehen.

Wie bereits erwähnt, wurde die Zementstabilisierung des Versuchsfeldes in Ohringen mit einem hohen Zementgehalt von 130 kg/m^3 eingebaut. Ein Teil des Zementes ersetzte die fehlenden Feinanteile (Füller) im Asphaltgranulat und begünstigte die Verdichtung. Daher ergaben sich beim Einbau keine Probleme bei der Verdichtung.

Ob die Verdichtung mit den (normalen) Geräten auch gut gegangen wäre, wenn die Zementstabilisierung mit 100%-igem Asphaltgranulat und mit einem für die Frostsicherheit erforderlichen Zementgehalt von nur 75 kg/m^3 hergestellt worden wäre, bleibt noch offen. Die Frage ist wichtig für die Praxis, konnte aber bisher in Ermangelung an Gelegenheit noch nicht mit Feldversuchen beantwortet werden. Allerdings sei an dieser Stelle erwähnt, dass der Einbau von Zementstabilisierungen mit 100%-igem Asphaltgranulat in der Praxis selten vorkommen

dürfte. Ein Mischverhältnis von Asphaltgranulat zu Kiessand von 60 zu 40 bis 50 zu 50 ist bereits auf der Versuchsstrecke auf der N1 erfolgreich erprobt worden und kann deshalb, hinsichtlich der Verdichtung, für die Praxis empfohlen werden.

Optimaler Wassergehalt

Die Laborversuche des IGT haben ferner ergeben, dass der optimale Wasser- und Zementgehalt von Zementstabilisierungen mit 100%-igem Asphaltgranulat nicht bei der Höchstdichte, sondern bei der Höchstdruckfestigkeit liegt. Diese Feststellung weicht etwas von der bisherigen Erfahrung mit den Zementstabilisierungen aus reinem Kiessand ab, wo der optimale Wasser- und Zementgehalt bei der Höchstdichte (nach der Proctor-Kurven) liegt und in der Regel auch die Höchstdruckfestigkeit ergibt.

Asphaltgranulat ohne Zementbeigabe

Das Asphaltgranulat sollte nicht direkt und ohne Beigabe von Zement als Fundationsschicht verwendet werden, da sonst mit grossen Deformationen gerechnet werden muss.

Kiessandbeigabe

Das Asphaltgranulat kann mit oder ohne Beigabe von Kiessand mit Zement stabilisiert werden. Die in der folgenden Tabelle stehenden Anforderungen stehen zur Diskussion.

Anteil des Asphaltgranulates	**0-20%**	**20-40%**	**40-60%**	**60-80%**	**80-100%**
Verdichtungsenergie MJm^{-3}	0.6	0.6	0.6	1.5	2.7
Verdichtung im Labor nach Proctor	Standard	Standard	Standard	Halb-modified	Modified
Verdichtung im Felde mit Geräten	schwer	schwer	schwer	mittel schwer	sehr schwer
min. Zementgehalt (Richtwerte) in $[kg/m^3]$	60	70	75	75	75
minimale Druckfestigkeit nach 7 Tagen in $[N/mm^2]$	2	2	2	2	2

Ermüdungsversuche

Im Labor des IGT wurden Ermüdungsversuche mit wiederholter Druckkraft an Proben der Zementstabilisierung aus 100%-igem Asphaltgranulat durchgeführt. Dabei wurde der Bruchzustand definiert, wenn die Verkürzung der Probe bei 1% der Höhe erreicht war. Die Versuche beschränkten sich nur auf drei Spannungsstufen (0.7, 0.8 und 0.9 = Verhältnis der aufgebrachten Spannung zur statischen Bruchspannung). Es sind erste Pilotversuche in der Schweiz und die vorläufigen Ergebnisse können deshalb noch nicht für die Praxis verwertet werden.

5.3 Empfehlungen für das weitere Vorgehen

Ermüdungsversuche auf Biegezug

Aus zeitlichen und finanziellen Gründen wurden die Ermüdungsversuche mit wiederholtem Biegezug, welche üblicherweise für die Zementstabilisierung mit reinem Kiessand von Interesse sind, noch nicht durchgeführt. Diese Versuche sollten aber später nachgeholt werden.

Schwindmass

Aus den gleichen Gründen wurden die Laborversuche zur Bestimmung des Schwindmasses von Zementstabilisierungen mit 100%-igem Asphaltgranulat noch nicht durchgeführt. Diese Versuche haben bei der Fortsetzungsarbeit die erste Priorität.

Beobachtungsstrecken

Gegenwärtig ist die N4.2.9 mit der Erstellung einer Zementstabilisierung mit 50%-tigem Asphaltgranulat und mit einer SAMI-Schicht auf einer Strecke von ca. 4.5 km im Bau. Die Forschungsstelle sieht vor, entsprechende Beobachtungsstrecken auf der N4.2.9 anzulegen und sie langfristig zu beobachten.

Literaturverzeichnis

[1] KZTA, Zusammenfassung der Untersuchungsresultate Zementstabilisierug 50% Kies, 50% Belagsaufbruch Auszug aus dem Einbau-Journal vom 31. Juli - 9. Okt. 1990, Feldlabor Illnau, Tiefbauamt des Kantons Zürich (KZTA), Bericht Nr. I-90-043

[2] IGT, Prüfung der Biegezugfestigkeit an zementstabilisierten Balkenproben aus wiederverwendetem Oberbaumaterial Zwischenbericht Juni 1991, Institut für Geotechnik, ETH-Zürich (IGT)

[3] IBH,IVT, Festigkeit der Zementstabilisierung - VSS-Forschungsauftrag 37/77 und 14/79 Schlussbericht, November 1979

[4] IVT, Einsatz von zementstabilisiertem Asphaltgranulat in Fundationsschicht, Interner Bericht, M. Shojaati, April 1995

[5] IVT, Rundlaufversuch Nr. 2, Langzeitverhalten und Dimensionierung von Zementstabilisierungen, Forschungsauftrag 8/83. A. Jacot/I. Scazziga, Februar 1985

[6] IVT, Rundlaufversuch Nr. 3, Vergleich von Oberbauvarianten für Kantons- und Gemeindestrassen, Forschungsaufträge 35/70, 17/85, I. Scazziga/Ch. Treboux, Dezember 1993

[7] IVT, Rundlaufversuch Nr. 4, Untersuchung des Verhaltens von Recycling- und teilweise gebrochenen Materialien für die Fundationsschicht, M. Horat, März 1994

[8] IVT, Rundlaufversuch Nr. 5, Heiss- und Kaltmischfundationsschichten aus recycliertem Ausbauasphalt, M. Caprez/M. Beligni/M. Horat, Juli 1994